



COMUNE DI POGGIARDO

PROVINCIA DI LECCE

PROGETTO DEFINITIVO DI RISAGOMATURA DEL PROFILO FINALE DEI LOTTI "A" E "B" DELLA DISCARICA SITA IN POGGIARDO LOCALITA' PASTORIZZE

COMMITTENTE:



Al servizio dell'ambiente e del cittadino

Via Campania, 30 - 73100 LECCE

Il Geologo:

Dott. Maurizio Orlando

Data: Agosto 2017	Titolo: Relazione Specialistica - Analisi Stabilità	Elaborato: R2
Scala: /		

Revisione:

Conferenza dei Servizi del 17.07.2017

Visti e annotazioni:

INDICE

1. PREMESSA

2. NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

3. LINEAMENTI GEOLOGICI

4. CONFIGURAZIONE ATTUALE E DI PROGETTO

4.1 configurazione attuale

4.2 configurazione di progetto

5. PARAMETRI GEOTECNICI DEGLI STRATI

5.1 rifiuti

5.2 strati drenanti

5.3 barriera idraulica naturale

5.4 terreno vegetale

5.5 substrato calcarenitico

5.6 gabbionata

6. ANALISI DI STABILITA'

6.1 analisi di stabilità globale

6.2 verifiche relative alla gabbionata

6.2.1 verifica allo slittamento

6.2.2 verifica al ribaltamento

6.2.3 Verifica di capacità portante

6.2.4 Verifica di stabilità interna

7. RISULTATI VERIFICHE

ALLEGATO 1:

TABULATI DI CALCOLO SOFTWARE MacSTARSW

1. PREMESSA

Nella presente relazione vengono analizzate e riportate le verifiche di stabilità della discarica per RSU di loc. Pastorizze nel Comune di Poggiardo, interessata dal Progetto Definitivo di risagomatura del profilo finale dei Lotti di discarica “A” e “B”.

Allo scopo di raccogliere gli elementi necessari e sufficienti alla modellizzazione, si è proceduto ad effettuare:

- Ricognizione dello stato dei luoghi con particolare riferimento alle condizioni dei rifiuti già abbancati;
- Esame, interpretazione e valutazione geotecnica dei dati disponibili;
- Analisi e valutazione geotecnica per la caratterizzazione meccanica dei materiali costituenti i pendii, con particolare riferimento all’ammasso dei rifiuti, in relazione allo stato dell’arte della pratica ingegneristica;

Le analisi di stabilità sono state effettuate utilizzando il software MacSTARSW (Maccaferri).

2. NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

- [1] *D.M. 11 Marzo 1988*: “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- [2] *Circolare LL.PP. 24 Settembre 1988 n. 30483 – L- 2/2/74 n. 64 – D.M. 11/03/88*: “Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- [3] *Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia*: “Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (Riferimento Ordinanza P.C.M. del 20/03/2003 n. 3274, All. 1)”, Elaborazione Aprile 2004;
- [4] *Delibera G. R. Puglia 2 Marzo 2004 n. 153*: “Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e delle tipologie di edifici ed opere strategici e rilevanti”;
- [5] *Circolare LL.PP. 10 Aprile 1997 n. 65 AA.GG.*: “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al D.M. 16 Gennaio 1996”;
- [6] *D.M. 14 Settembre 2005 e s.m.i.*: “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [7] *R. Lancellotta, Geotecnica, ed. Zanichelli*;
- [8] *Dixon, Russell, Jones: Engineering properties of municipal solid waste, 2004*
- [9] *Grisolia, Napoleone: Caratteristiche Meccaniche di rifiuti pretrattati –Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2004 – IARG 2004- Trento, 7-9 luglio 2004*
- [10] *Palombi S.(APAT) : Caratterizzazione geostrutturale di una discarica rsu: analisi di stabilità e dinamica bidimensionale – problematiche e limitazioni connesse*

3. LINEAMENTI GEOLOGICI

L'impianto è ubicato in località "*Pastorizze*", in agro del **Comune di Poggiardo**, e dista circa 1,50 km da Poggiardo e altrettanti da Giuggianello che sono i più vicini centri abitati.

Di un intorno sufficientemente ampio dell'area ove sorge l'impianto di progetto è stato eseguito un rilevamento geologico di campagna che ha consentito di avere un quadro preciso della geologia della zona in studio e degli eventi tettonici da essa subiti.

I risultati del rilevamento geologico di campagna insieme con quelli derivanti dalla bibliografia (in particolare *Bossio et Al.: Studi sul Neogene e Quaternario della Penisola Salentina. III - Stratigrafia del Pozzo Poggiardo*), permettono di definire la seguente successione litostratigrafica:

Calcari e calcari dolomitici (Cretaceo)

Pietra Leccese (Miocene)

Calcareniti di Andrano (Miocene)

Formazione di Leuca (Pliocene)

Formazione di Uggiano la Chiesa (Pliocene)

4. CONFIGURAZIONE ATTUALE E DI PROGETTO

4.1 configurazione attuale

Lo strato di sedime del corpo discarica è costituito da terreni composti da calcareniti passanti a marne e sabbie limo argillose, e caratterizzati dal punto di vista geotecnico da un modulo di deformazione di circa 100 MPa. In siffatti terreni, il cedimento totale risulta così composto:

$$s_t = s_i + s_c$$

Il cedimento totale cioè, è dato dalla somma del cedimento immediato e del cedimento di consolidazione.

Il cedimento totale, visti i tempi intercorsi nelle fasi di realizzazione e avanzamento della discarica, si può assumere, in pratica, come completamente avvenuto.

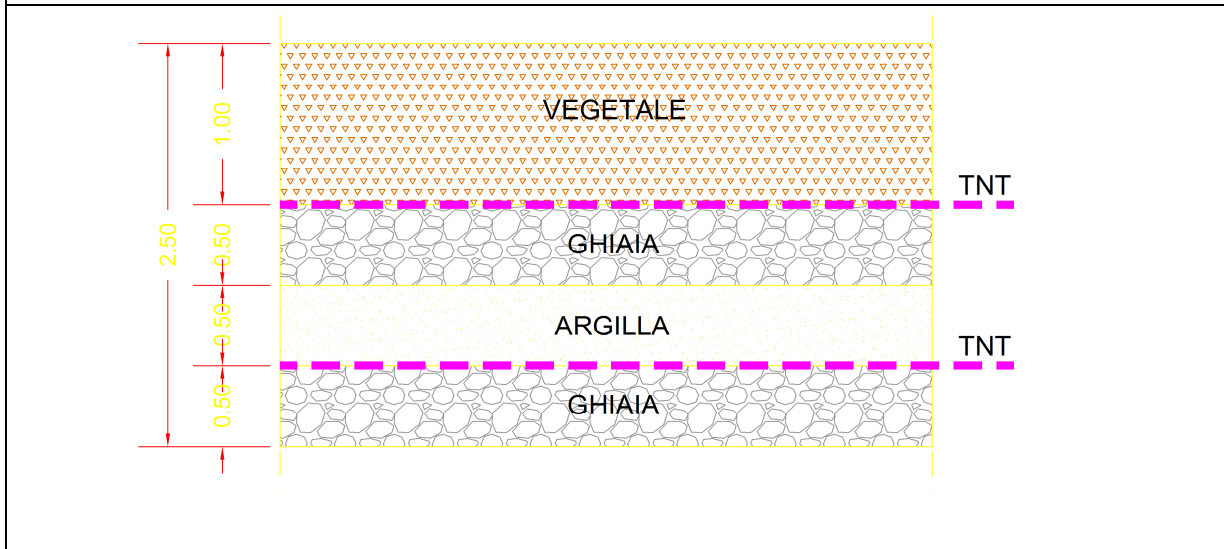
I rifiuti sono stati abbancati sino ad un'altezza pari a circa 5 m rispetto al piano campagna circostante ed i fianchi sono attualmente configurati con pendenze variabili, in genere di 20°-25°, ma in qualche zona anche superiori. Sopra i rifiuti è stata posata una membrana –polifoil liscio- per evitare l'eccessiva produzione di percolato. Dalla posa di tale membrana ad oggi sono trascorsi circa 10 anni durante i quali è rimasta esposta agli agenti atmosferici, che ne hanno determinato il decadimento dell'originarie caratteristiche, sia meccaniche che di impermeabilità; inoltre la superficie liscia rappresenta una potenziale superficie di scivolamento. Tali considerazioni inducono a ritenere sia fortemente consigliabile, prima della posa del pacchetto previsto dal Progetto, intervenire con la rimozione di questa membrana dai fianchi della discarica.

Per maggiori dettagli circa le geometrie attuali della discarica, si rimanda agli altri elaborati di progetto.

4.2 Configurazione di progetto

Il Progetto prevede la posa di un “pacchetto” di strati composto come indicato in fig. 4.1. L'aumento dell'altezza della discarica e la vicinanza ai confini del lotto, hanno imposto la progettazione di strutture per il contenimento dei fianchi

Fig. 4.1 (Sol. 1)



5. PARAMETRI GEOTECNICI DEGLI STRATI

La discarica controllata, come qualunque altra opera di ingegneria civile, può essere considerata come una struttura costituita da diverse componenti. I fattori che possono incidere sulla stabilità locale e globale del sistema e dei diversi elementi sovrapposti, sono rappresentati dal terreno di fondazione sino allo strato di copertura, incluso l'ammasso dei rifiuti. La caratterizzazione dei rifiuti secondo i metodi classici della geotecnica, trova un limite concettuale nel fatto che tale materiale presenta un differente comportamento meccanico rispetto ai suoli naturali. Nonostante queste difficoltà, per la valutazione delle condizioni di stabilità e di deformabilità di un ammasso di rifiuti, allo stato attuale si ricorre comunque all'applicazione dei metodi classici della meccanica delle terre.

Nel mondo scientifico è riconosciuto e consolidato che fra tutte le problematiche poste da un impianto di scarico controllato, quelle di ordine geotecnico un'importanza primaria. Lo dimostra tra l'altro il fatto che in vari paesi sono state emanate linee guida o raccomandazioni tecniche inerenti proprio gli aspetti geotecnici delle discariche controllate, oltre alla pubblicazione, da un apposito comitato della ISSMFE -International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering-, di raccomandazioni tecniche inerenti questo tema.

5.1 Ammasso dei rifiuti

L'ammasso dei rifiuti richiede uno specifico studio geotecnico in considerazione delle problematiche legate essenzialmente alla deformabilità e alla stabilità del cumulo.

I rifiuti, così come i suoli naturali, sono dei mezzi multifase costituiti dalla fase solida, liquida e gassosa.

Per quanto riguarda la fase solida, nei rifiuti possono essere riconosciute tre differenti classi di materiali, corrispondenti essenzialmente a:

- a) materiali inerti stabili, come vetro, metalli, macerie di demolizioni;
- b) materiali plastici;
- c) materiali organici biodegradabili.

La caratterizzazione dei rifiuti secondo i metodi della geotecnica, trova un limite concettuale nel fatto che tali materiali presentano un differente comportamento meccanico rispetto ai suoli naturali, in dipendenza delle loro particolari caratteristiche.

Il comportamento meccanico degli inerti può essere sostanzialmente assunto uguale a quello dei terreni costituiti da materiali granulari incoerenti, con sviluppo di forze di attrito tra i diversi elementi

I materiali plastici invece, presentano un comportamento meccanico differente da quello dei terreni: sono molto deformabili ed inoltre possono inglobare sacche d'aria o di altri fluidi all'interno delle masse di rifiuti. Tale comportamento è analogo a quello di un mezzo viscoso e pertanto i materiali plastici sono quelli che inducono una modificazione delle proprietà dei rifiuti sotto carico al trascorrere del tempo.

Infine la presenza di materiali biodegradabili, determina importanti e significative trasformazioni chimico fisiche in breve tempo, a differenza di quanto accade per i terreni, nei quali i cambiamenti sono dovuti a lenti processi naturali. Queste trasformazioni influiscono sul comportamento meccanico dei rifiuti, dal momento che la mineralizzazione porta ad una diminuzione del volume, dovuta alla produzione di notevoli quantità di gas e di materiali residui scarsamente consistenti. La presenza di materiali degradabili impedirebbe, secondo alcuni autori, lo sviluppo iniziale dei contatti tra gli elementi inerti, mentre solo con il tempo, con il procedere dei fenomeni di mineralizzazione, si avrebbero quei contatti necessari alla nascita delle forze di attrito e conseguente incremento della resistenza al taglio.

Secondo altri autori invece, è proprio a causa della degradazione della sostanza organica, che i parametri di resistenza al taglio e in particolare dell'angolo d'attrito interno, possono subire una progressiva diminuzione nel tempo. Da ciò ne consegue che l'applicazione dei metodi della meccanica delle terre per la valutazione delle condizioni di stabilità e deformabilità di un ammasso di rifiuti, è quello più seguito.

Dal punto di vista geotecnico la caratteristica più importante è il grado di addensamento, il quale influenza in modo diretto le proprietà meccaniche dell'ammasso. La densità dei rifiuti

dipende, prima di tutto, dalla loro compattazione iniziale, dalla composizione merceologica e dal tempo. L'intensità e l'efficacia della compattazione può essere valutata a priori con difficoltà, in quanto parte dell'energia viene dissipata a causa delle deformazioni dei materiali plastici e degli scarti vegetali in campo elastico e quindi reversibili.

Al contrario i rifiuti risultano sicuramente sensibili a qualunque piccolo cambiamento sotto i carichi permanenti, cosicché, all'interno dello scarico, il solo peso proprio dei materiali può essere la causa dell'elevato costipamento degli strati più profondi. Molto interessante è a tal fine il contributo dello studio eseguito da Manassero et al. (1996) nella definizione di tre diverse zone dell'ammasso dei rifiuti che, a secondo della profondità dello strato assumono comportamenti meccanici differenti. Tale studio è riportato anche in Dixon e Jones (2004) "Engineering Properties of Municipal Solid Waste":

- Zona A: corrispondente a tensioni verticali molto basse ($0 \leq \sigma_v < 20$ kPa), dove il comportamento meccanico dei rifiuti può essere descritto come solo coesivo con $c = 20$ kPa e $\phi = 0$.

- Zona B: corrispondente a tensioni verticali da basse a moderate ($20 \leq \sigma_v < 60$ kPa). In questo caso, $c = 0$ kPa e $\phi \approx 38^\circ$.

- Zona C: corrispondente a tensioni verticali elevate ($\sigma_v > 60$ kPa). In questo caso, $c \geq 20$ kPa e $\phi \approx 30^\circ$.

In tale documento sono inoltre riportate (vedi tab. 2 e fig. 5.1) delle misure dei parametri di resistenza al taglio desunte dalla letteratura.

In uno studio presentato nell'incontro annuale dei Ricercatori di Geotecnica (Grisolia e Napoleoni -2004), vengono presentati alcuni risultati di prove di resistenza al taglio in celle triassiali di grandi dimensioni su campioni di rifiuti urbani. I tests di laboratorio e le prove di resistenza meccanica sono stati condotti su sette diversi tipi di rifiuto di cui tre provenienti da raccolta di rifiuti con o senza raccolta differenziata e quattro derivanti da processi di pretrattamento. I tests di resistenza sono stati eseguiti mediante una cella triassiale di grandi dimensioni opportunamente attrezzata. Come precedentemente accennato, il comportamento meccanico dei rifiuti sotto carico, è fortemente influenzato dalle grandi deformazioni che il materiale subisce, tanto che generalmente, non è riconoscibile un dominio di plasticizzazione del materiale. Tale comportamento non permette l'applicazione del criterio di Mohr-Coulomb, che si riferisce ad un modello rigido plastico tipico delle terre, né consente la definizione dei tradizionali parametri di resistenza al taglio: coesione (c') ed angolo d'attrito (ϕ').

Ai fini applicativi, la loro definizione deve essere artificiosamente associata ai livelli di tensione che inducono prefissate deformazioni (assiali o di taglio) che si intende tollerare, applicando il cosiddetto criterio delle deformazioni ammissibili.

Applicando tale criterio, gli Autori citati hanno ottenuto l'andamento della coesione c' e dell'angolo d'attrito ϕ' , in funzione della deformazione assiale per i campioni di rifiuto tal quale, con o senza la raccolta differenziata e per i rifiuti pretrattati. I risultati sono riportati nella figura 5.2.

Tab. 2: Valori dei parametri di resistenza al taglio in letteratura (Da : Dixon, Russell, Jones -lavoro citato)

Reference	Shear Strength Parameters		Method	Comments
	c' (kPa)	ϕ' (°)		
Jessberger (1994)	7	38	Not stated	Reporting Gay et al. (1978)
Jessberger (1994)	10	15	Back analysis	Reporting Spillman (1980)
Jessberger (1994)	10	17	Back analysis	Reporting Spillman (1980)
Jessberger (1994)	0	30	Estimate	From field observations
Jessberger (1994)	0	40	Estimate	From field observations
Jessberger (1994)	7	42	Simple shear	Reporting Gay et al (1981). 9 month old MSW
Jessberger (1994)	28	26.5	Simple shear	Fresh MSW. Reporting Gay et al (1981).
Fassett et al. (1994)	10	23	Suggested values	Suggested by authors
Kolsch (1995)	15	15	Suggested values	Suggested by author
Kolsch (1995)	18	22	Suggested values	Suggested by author
Cowland et al. (1993)	10	25	Back analysis	Deep trench cut in waste. Suggested values by authors.
Del Greco & Oggeri (1993)	15.7	21	Direct shear	Tests on baled waste. Lower density bales.
Del Greco & Oggeri (1993)	23.5	22	Direct shear	Tests on baled waste. Higher density bales.
Landva & Clark (1986)	19	42	Direct shear	Old refuse
Landva & Clark (1986)	16	38	Direct shear	Old refuse
Landva & Clark (1986)	16	33	Direct shear	Old refuse + 1 year
Landva & Clark (1986)	23	24	Direct shear	Fresh, shredded refuse
Landva & Clark (1986)	10	33.6	Direct shear	Wood waste/refuse mixture
Golder Associates (1993)	0	41	Direct shear	Project specific testing

Fig. 5.1 : Parametri di resistenza al taglio dei rifiuti (da Jones et al. Lavoro citato)

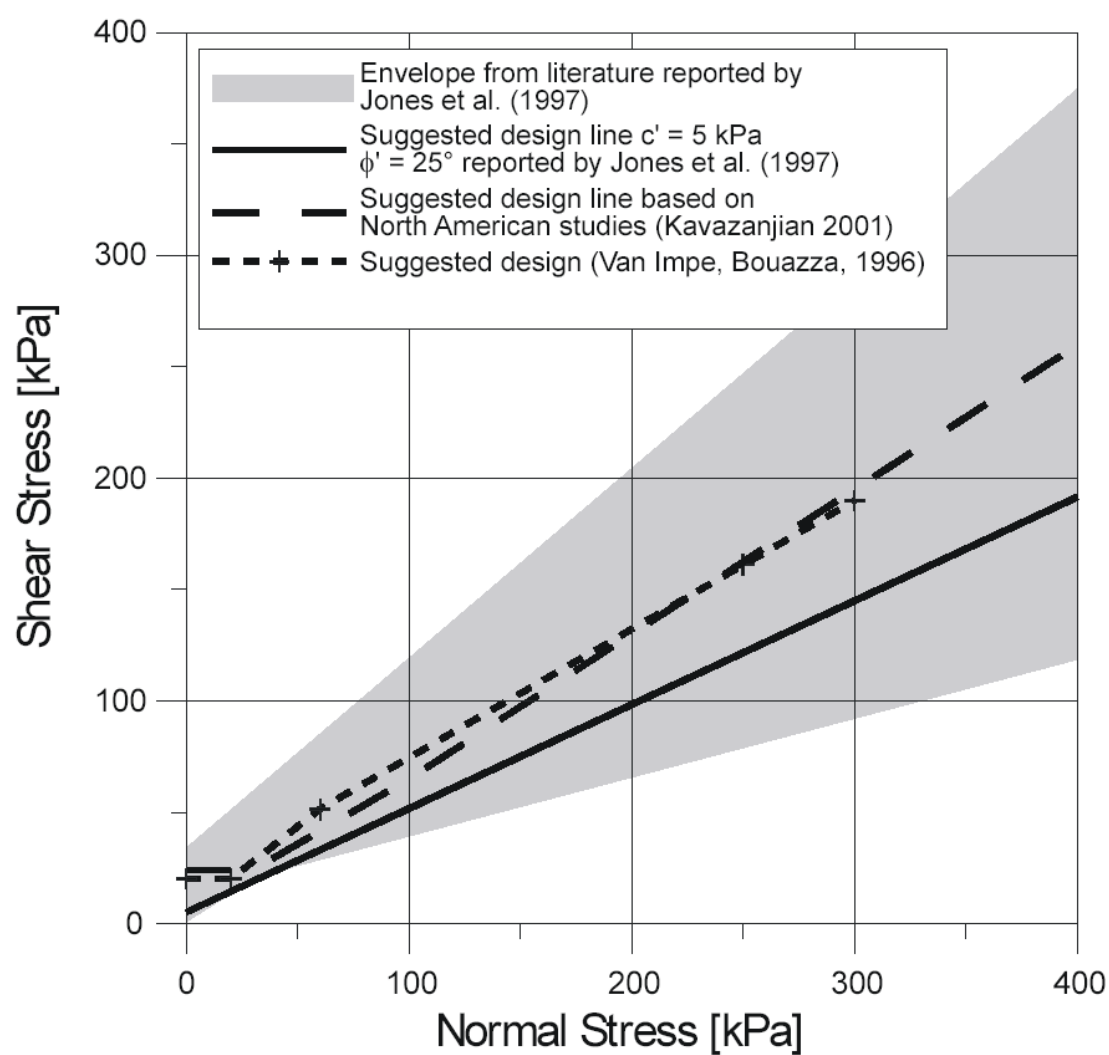
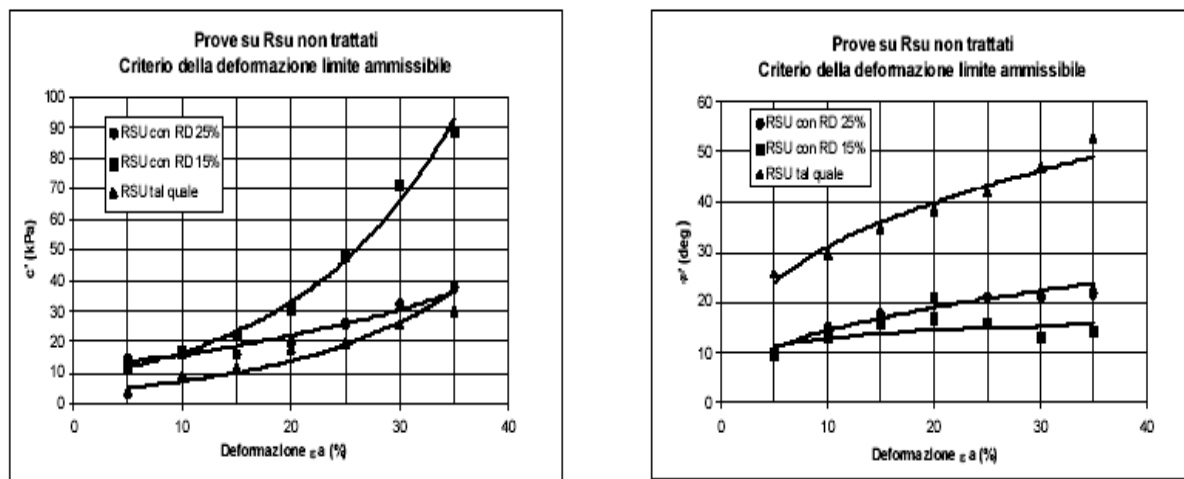


Fig. 5.2 : Prove di taglio su rifiuti (Grisolia e Napoleoni lavoro citato)



Alla luce delle considerazioni fatte, tenendo conto che al momento non si dispone di prove specifiche sui rifiuti della discarica, si ritiene di poter caratterizzare l'ammasso in esame, con i seguenti valori minimi e alquanto cautelativi:

$$\phi' = 25^\circ$$

$$c' = 5 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 12 \text{ Kn/m}^3$$

5.2 strati drenanti

Gli strati drenanti saranno costituiti da ghiaie, per le quali si possono assumere i seguenti parametri geotecnici:

$$\gamma = 16.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 30.00^\circ$$

$$c' = 0.00 \text{ kPa}$$

5.3 barriera idraulica naturale

Sarà costituita da argilla per la quale si può assumere:

$$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 20.00^\circ$$

$$c' = 20.00 \text{ kPa}$$

5.4 terreno vegetale

Per questo strato possono assumersi i seguenti parametri:

$$\gamma=14.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi=22^\circ$$

$$c'=5.0 \div 8.0 \text{ kPa}$$

5.5 substrato calcarenitico

$$\gamma=17.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi=35^\circ$$

$$c'=50 \text{ KPa}$$

5.6 gabbionata

La valutazione dei parametri di resistenza delle gabbionate viene fatta attraverso formule di natura empirica, a partire dalle caratteristiche e dall'addensamento del materiale di riempimento, dal diametro del filo metallico e dalla larghezza delle maglie:

$$\text{peso di volume fittizio } (\gamma_{\text{gab}}) \quad 17.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{angolo d'attrito fittizio } (\gamma^*)= 25\gamma_{\text{gab}}-10^\circ \quad 30^\circ$$

$$\text{coesione fittizia } (c_{\text{gab}})=0.03\text{Pu}-0.05 \quad 12.5 \text{ KPa}$$

dove Pu è il peso di rete metallica presente in un metro cubo di opera, [Kg/m³]. Questo parametro si può dedurre dalle Tabelle riportate di seguito, dove è deducibile il peso approssimato dei vari gabbioni in funzione del tipo di maglia, del diametro del filo utilizzato, dalla presenza o meno di diaframmi, ecc.

Gabbioni a scatola in lega zinco alluminio Maglia cm 6x8								
Lunghezza	Larghezza	Altezza	Capacità	Peso approssimato per gabbione – Kg				Diaframmi
				Senza diaframmi		Con diaframmi		
				Filo		Filo		
m	m	m	m³	Ø 2,7 mm		Ø 2,7 mm		n
1,5	1	0,5	0,75	11,3		-		-
2	1	0,5	1,00	13,3		15,6		1
3	1	0,5	1,50	19,0		22,5		1
1,5	1	1	1,50	15,3		-		2
2	1	1	2,00	18,60		21,5		3
1	1	1	1,00	13,0		-		4
3	1	1	3,00	25,8		29,2		-
Gabbioni a scatola in lega zinco alluminio Maglia cm 8x10								
Lunghezza	Larghezza	Altezza	Capacità	Peso approssimato per gabbione – Kg				Diaframmi
				Senza diaframmi		Con diaframmi		
				Filo	Filo	Filo	Filo	
m	m	m	m³	Ø 2,7 mm	Ø 3,0 mm	Ø 2,7 mm	Ø 3,0 mm	n
1,5	1	0,5	0,75	9,5	11,5	-	-	-
2	1	0,5	1,00	11,4	14,6	12,6	15,5	1
3	1	0,5	1,50	16,0	20,0	17,5	21,5	2
4	1	0,5	2,00	20,7	26,0	23,0	28,0	3
1,5	1	1	1,50	12,8	16,1	-	-	-
2	1	1	2,00	15,3	19,3	17,0	21,0	1
1	1	1	1,00	10,5	12,5	-	-	-
3	1	1	3,00	21,3	26,8	24,5	30,0	2
4	1	1	4,00	26,3	34,0	31,5	39,0	3
Gabbioni a scatola in lega zinco alluminio plastificati Maglia cm 8x10								
Lunghezza	Larghezza	Altezza	Capacità	Peso approssimato per gabbione – Kg		Diaframmi		
				Senza diaframmi	Con diaframmi			
				Filo	Filo			
m	m	m	m³	Ø 2,7 mm		Ø 2,7 mm		n
1,5	1	0,5	0,75	11,3		-		-
2	1	0,5	1,00	13,6		14,8		1
2,5	1	0,5	1,25	16,4		17,7		1
3	1	0,5	1,50	18,7		21,0		2
4	1	0,5	2,00	22,5		26,0		3
5	1	0,5	2,50	27,0		32,2		4
1,5	1	1	1,50	15,3		-		-
2	1	1	2,00	18,2		20,0		1
2,5	1	1	2,50	20,4		23,1		1
3	1	1	3,00	24,3		28,4		2
4	1	1	4,00	31,2		37,0		3

6. ANALISI DI STABILITA'

6.1 analisi di stabilità globale

Le analisi di stabilità globale sono state effettuate con il metodo dell'equilibrio limite proposto da Bishop, considerando forme di superfici di scivolamento compatibili con i cinematismi di rottura attesi. Le verifiche di stabilità globale devono fornire adeguati margini di sicurezza nei confronti della "rottura del terreno".

Le opere di stabilizzazione superficiali, nella fattispecie le gabbionate, vanno considerati, nella verifica di stabilità del pendio, sia per il loro effetto come sovraccarichi verticali sia per l'azione di contenimento che esercitano sul terreno a monte. I due effetti vanno calcolati come segue:

- il sovraccarico verticale è dato dalla somma del peso dell'opera e della componente verticale della spinta delle terre a tergo dell'opera stessa;
- l'azione di contenimento va posta uguale alla componente orizzontale della spinta delle terre.

Va tenuto presente che quest'ultima spinta entra in azione solo per superfici potenziali di scivolamento che vadano ad intersecare la base dell'opera: per superfici più profonde la gabbionata agisce solo come sovraccarico, senza espletare funzione di contenimento.

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica di progetto può essere verificata con metodi semplificati di tipo pseudo-statico, salvo nei casi in cui la superficie topografica ed il profilo stratigrafico presenti irregolarità molto marcate. L'analisi viene effettuata in condizioni pseudo-statiche, imponendo un sistema di forze orizzontali parallele alla direzione prevista per il sisma; la risultante di tali forze viene valutata con l'espressione:

$$F_H = \pm 0,5 S a_g / g W$$

essendo F_H la risultante orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile e W il peso della massa stessa; un sistema di forze verticali, distribuito sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti la cui risultante sarà

$$F_V = \pm 0,5 F_H$$

essendo F_V la risultante verticale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile.

Nel caso in esame, non avendo a disposizione misure dirette nel sito di Poggiardo, si fa riferimento a quanto riportato da S. Palombi [10] e si attribuisce la categoria D per cui risulta:

$$F_H = \pm 0,5 \times 1,35 \times 0,15 / g W$$

$$F_V = \pm 0,5 \times F_H$$

In particolare le forze verticali vengono automaticamente scelte in modo tale che la direzione (verso l'alto o verso il basso) sia tale da produrre il minimo fattore di sicurezza; le forze orizzontali sono ovviamente sempre rivolte verso valle.

6.2 verifiche relative alla gabbionata

6.2.1 verifica allo slittamento

Viene eseguita, confrontando la risultante delle forze orizzontali che tendono a far slittare il muro in gabbioni verso valle (forze instabilizzanti) e la risultante delle forze di verso contrario, che si oppongono a tale movimento (forze stabilizzanti).

La risultante delle forze stabilizzanti che si oppongono allo scivolamento verso l'esterno della struttura R e la risultante delle forze instabilizzanti S scivolamento risultano essere uguale rispettivamente a :

$$R = \mu \cdot \left[(W_{gabbioni} + W_{mensola}) \cdot \cos \alpha_{base} + S_{\perp} \right] + c' \cdot B_{base} + (W_{gabbioni} + W_{mensola}) \cdot \sin \alpha_{base}$$

$$S_{scivolamento} = S_{=}$$

dove:

- μ è il coefficiente d'attrito muro-terreno, uguale alla tangente dell'angolo d'attrito muro-terreno, posto coincidente con una frazione dell'angolo d'attrito del terreno, $\mu = \tan(\delta \varphi')$.

- $W_{gabbioni}$ è il peso dell'opera.

- $W_{mensola}$ è il peso dell'eventuale terreno a "mensola"

- S_{\perp} è la componente della spinta dovuta al terreno ed ai sovraccarichi accidentali ortogonale alla base del muro.

- $S_{=}$ è la componente della spinta dovuta al terreno ed ai sovraccarichi parallela alla base del muro.

α_{base} è l'inclinazione del piano di posa della struttura.

c' è la coesione del terreno presente sotto la fondazione dell'opera.

B_{base} è la larghezza della base della struttura.

Il fattore di sicurezza allo scorrimento è definito come rapporto tra R e $S_{scivolamento}$:

$$F_{S_{scivolamento}} = \frac{R}{S_{scivolamento}}$$

6.2.2 verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nello stimare i momenti ribaltanti e quelli stabilizzanti agenti sull'opera in gabbioni, riferiti al punto più esterno della base del muro. Momento stabilizzante M_{stab} e momento ribaltante M_{instab} sono forniti dalle espressioni seguenti:

$$M_{stab} = W_{gabbioni} \cdot b_{gabbioni} + W_{mensola} \cdot b_{mensola} + S_{ver} \cdot b_{ver}$$

$$M_{instab} = S_{or} \cdot b_{or}$$

dove:

- $W_{gabbioni}$ è il peso dell'opera.
- $W_{mensola}$ è il peso dell'eventuale terreno a "mensola"
- S_{ver} è la componente verticale della spinta del terreno e dei sovraccarichi.
- S_{or} è la componente orizzontale della spinta del terreno e dei sovraccarichi.
- b_i sono i bracci delle forze W_{gab} , S_{oriz} e S_{ver} misurati dal punto più esterno (verso valle) dell'opera.

Il fattore di sicurezza al ribaltamento è definito come rapporto tra M_{stab} e M_{instab}

$$Fs_{rib} = \frac{M_{stab}}{M_{instab}}$$

6.2.3 Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante consiste nel confronto tra la σ_{amm} e lo sforzo σ dovuto alla somma delle componenti verticali delle forze agenti sull'area efficace equivalente del "gabbione di base". La valutazione della capacità portante limite e ammissibile si può effettuare con una delle classiche formule, nella fattispecie quella di Brinch- Hansen.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i \cdot = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

6.2.4 Verifica di stabilità interna

Tale verifica risulta necessaria per controllare che gli sforzi normali σ_i e tangenziali τ_i indotti all'interno della struttura (il pedice "i" sta ad indicare interno) devono risultare inferiori ai corrispondenti valori ammissibili $\sigma_{i\text{amm}}$ e $\tau_{i\text{amm}}$, in modo tale da scongiurare la possibilità di registrare deformazioni eccessive in grado di minare la stabilità dell'opera. I valori degli sforzi $\sigma_{i\text{amm}}$ e $\tau_{i\text{amm}}$ sono deducibili da formule di natura empirica:

$$\sigma_{i\text{amm}} = 5 \cdot \gamma_{\text{gabbioni}} - 3$$

$$\tau_{i\text{amm}} = N \cdot \tan \phi^* + C_{\text{gab}}$$

dove γ_{gabbioni} , ϕ^* , C_{gab} sono i parametri di cui al par 5.6

7. RISULTATI VERIFICHE

Sulla base dei dinamismi del terreno, desunti dalle analisi precedentemente riportate, si descrive la scelta progettuale, tecnicamente ed operativamente più adeguata. Essa consiste nella riprofilatura delle scarpate esistenti, che dovranno essere caratterizzate da un angolo costante rispetto all'orizzontale pari a 23° . Tale geometria, garantirà la stabilità globale dei pendii in condizioni pseudo statiche con adeguato coefficiente di sicurezza. Sarà ovviamente necessario che i terreni adoperati - e le modalità di posa degli stessi - per la copertura finale, siano tali da garantire i valori dei parametri geotecnici utilizzati per il calcolo. Molto importante è anche la piantumazione con idonee essenze erbacee e arbustive, le cui radici contribuiranno alla coesione dello strato e alla protezione dall'erosione. Inoltre sarà necessario l'inserimento di uno strato T-NT antintasamento e antipunzonamento al top dei due strati drenanti.

Nella schematizzazione del pendio per l'analisi di stabilità, non si è tenuto conto degli strati in materiale sintetico (HDPE e TN-T). Essi se da un lato presentano caratteristiche di resistenza migliori rispetto agli strati naturali, dall'altro possono porre problemi lungo le superfici di contatto.

ALLEGATO 1:

TABULATI DI CALCOLO SOFTWARE

MacSTARSW

MacStARS W – Rel. 4.0

Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls
Officine Maccaferri S.p.A. - Via Kennedy 10 - 40069 Zola Predosa (Bologna)
Tel. 051.6436000 - Fax 051.236507

Sezione.....: 11 sol 1

File.....: provastrati_sez11_sol1.mac

Data.....: 14/05/2016

Verifiche condotte in accordo alla normativa : Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008
Verifiche nei confronti dello SLU

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : ARGILLA

Descrizione :

Classe coesione : Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione [kN/m²] : 20.00
Classe d'attrito : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito [°] : 20.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru) : 0.10
Classe di peso : Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
Peso specifico sopra falda [kN/m³] : 18.00
Peso specifico in falda [kN/m³] : 18.00

Modulo elastico [kN/m²] : 5000.00
Coefficiente di Poisson : 0.30

Terreno : CALCARENITE

Descrizione :

Classe coesione : Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione [kN/m²] : 50.00
Classe d'attrito : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito [°] : 35.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru) : 0.00
Classe di peso : Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda [kN/m³] : 17.00
Peso specifico in falda [kN/m³] : 18.00

Modulo elastico [kN/m²] : 100000.00
Coefficiente di Poisson : 0.30

Terreno : DRENO1

Descrizione :

Classe coesione : Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione [kN/m²] : 0.00
Classe d'attrito : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito [°] : 30.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru) : 0.00
Classe di peso : Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
Peso specifico sopra falda [kN/m³] : 16.00
Peso specifico in falda [kN/m³] : 20.00

Modulo elastico [kN/m²] : 30000.00
Coefficiente di Poisson : 0.30

Terreno : DRENO2

Descrizione :

Classe coesione : Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione [kN/m²] : 0.00
Classe d'attrito : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito [°] : 30.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru) : 0.00
Classe di peso : Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
Peso specifico sopra falda [kN/m³] : 17.00
Peso specifico in falda [kN/m³] : 18.00

Modulo elastico [kN/m²] : 30000.00
Coefficiente di Poisson : 0.30

Terreno : GAB

Descrizione :

Classe coesione : Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione [kN/m²] : 12.50
Classe d'attrito : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio

Angolo d'attrito.....[°].....: 40.00
 Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00
 Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
 Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 17.50
 Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 17.50

Modulo elastico.....[kN/m²].....: 30000.00
 Coefficiente di Poisson.....: 0.30

Terreno : RIFIUTI

Descrizione :

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace
 Coesione.....[kN/m²].....: 5.00
 Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
 Angolo d'attrito.....[°].....: 25.00
 Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00
 Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
 Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 12.00
 Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 12.00

Modulo elastico.....[kN/m²].....: 5000.00
 Coefficiente di Poisson.....: 0.30

Terreno : TERVEG

Descrizione :

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace
 Coesione.....[kN/m²].....: 8.00
 Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
 Angolo d'attrito.....[°].....: 25.00
 Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00
 Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
 Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 14.00
 Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 18.00

Modulo elastico.....[kN/m²].....: 3000.00
 Coefficiente di Poisson.....: 0.30

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: ARGILLA

Descrizione:

Terreno : ARGILLA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
5.00	20.88	17.40	25.72	30.00	25.72		

Strato: DRAIN

Descrizione:

Terreno : DRENO1

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
5.50	20.00	5.51	20.50	17.40	25.30	30.00	25.30

Strato: DRAIN1

Descrizione:

Terreno : DRENO1

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
5.00	21.41	17.40	26.26	30.00	26.26		

Strato: RIFIUTI

Terreno : RIFIUTI

Descrizione:

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
5.50	20.00	17.40	24.80	30.00	24.80		

Strato: ROCK

Terreno : CALCARENITE

Descrizione:

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	20.00	5.50	20.00	15.50	10.00	30.00	10.00

PROFILI FALDE FREATICHE**Falda: FAL**

Descrizione:

X	Y	Y	P	X	Y	Y	P
[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]
4.00	20.00	20.00		5.10	21.10	21.00	
17.40	26.00	25.80		30.00	26.00	25.80	

MURI IN GABBIONI**Muro : GAB1**

Coordinate Origine.....[m].....: Ascissa.....= 3.00 Ordinata.....= 20.00
 Rotazione muro.....[°].....= 0.00

Materiale riempimento gabbioni.....: GAB
 Terreno di riempimento a tergo.....: TERVEG
 Terreno di copertura.....: TERVEG
 Terreno di fondazione.....: CALCARENITE

Strato	Lunghezza [m]	Altezza [m]	Distanza [m]	Pu [kN/m ³]
1	2.00	1.00	0.00	103.01
2	1.50	1.00	0.50	103.01

Gabbioni con diaframmi

Maglia 8x10

Diametro filo 3,0 [mm]

Classe Pu : Pu

Parametri per il calcolo della capacità portante con Brinch Hansen, Vesic o Meyerhof

Affondamento fondazione.....[m] : 0.00

Inclinazione pendio a valle.....[°] : 0.00

Profilo di ricopertura:

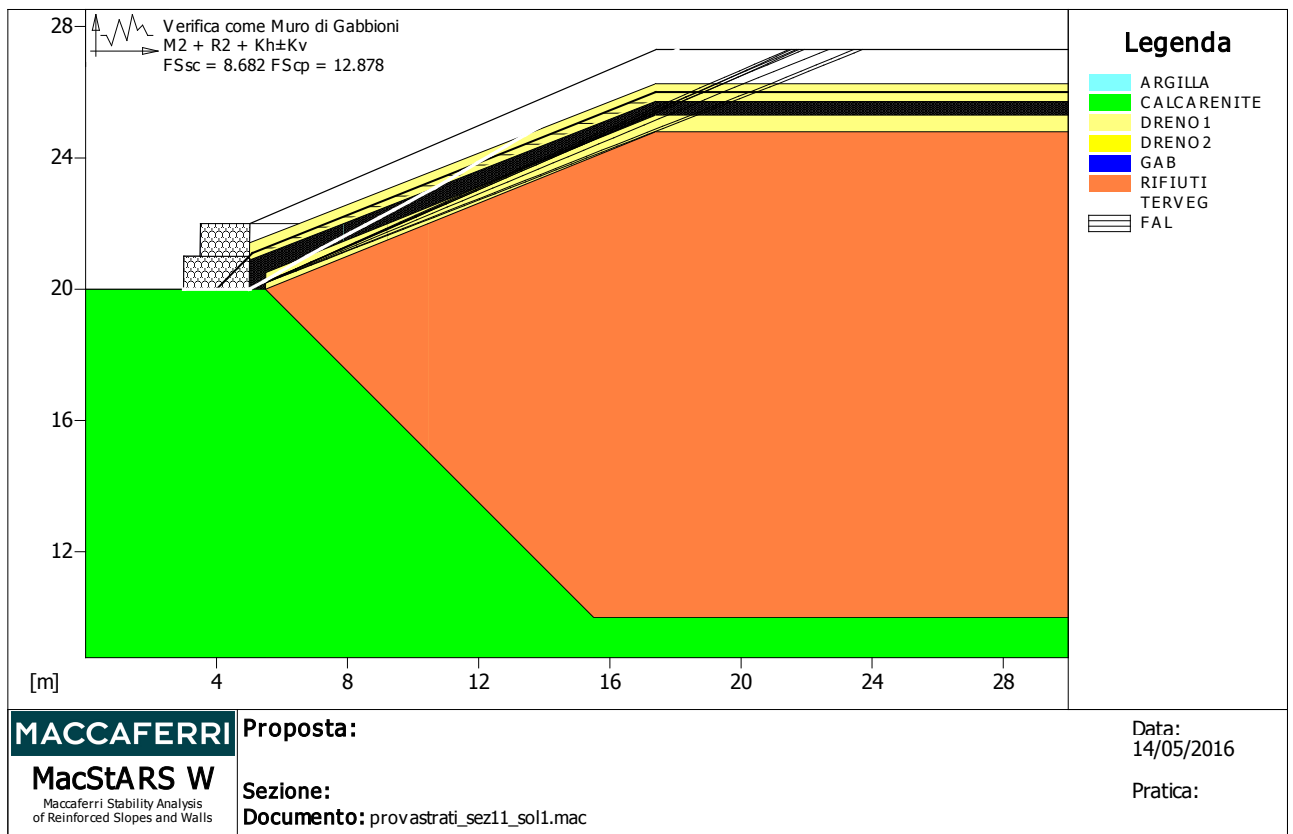
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
12.40	5.30	30.00	5.30				

CARICHI**Sisma :**

Classe : Sisma

Accelerazione.....[m/s²].....: Orizzontale.....= 0.29 Verticale.....= 0.15

VERIFICHE



Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : GAB1

Forza Stabilizzante.....[kN/m] : 113.66

Forza Instabilizzante.....[kN/m] : 13.09

Classe scorrimento : Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento : 8.682

Pressione ultima calcolata con Brinch Hansen.

Pressione ultima.....[kN/m²] : 941.02

Pressione media agente.....[kN/m²] : 73.07

Classe pressione : Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante : 12.878

Fondazione equivalente.....[m] : 0.82

Eccentricità forza normale.....[m] : 0.59

Braccio momento.....[m] : 3.08

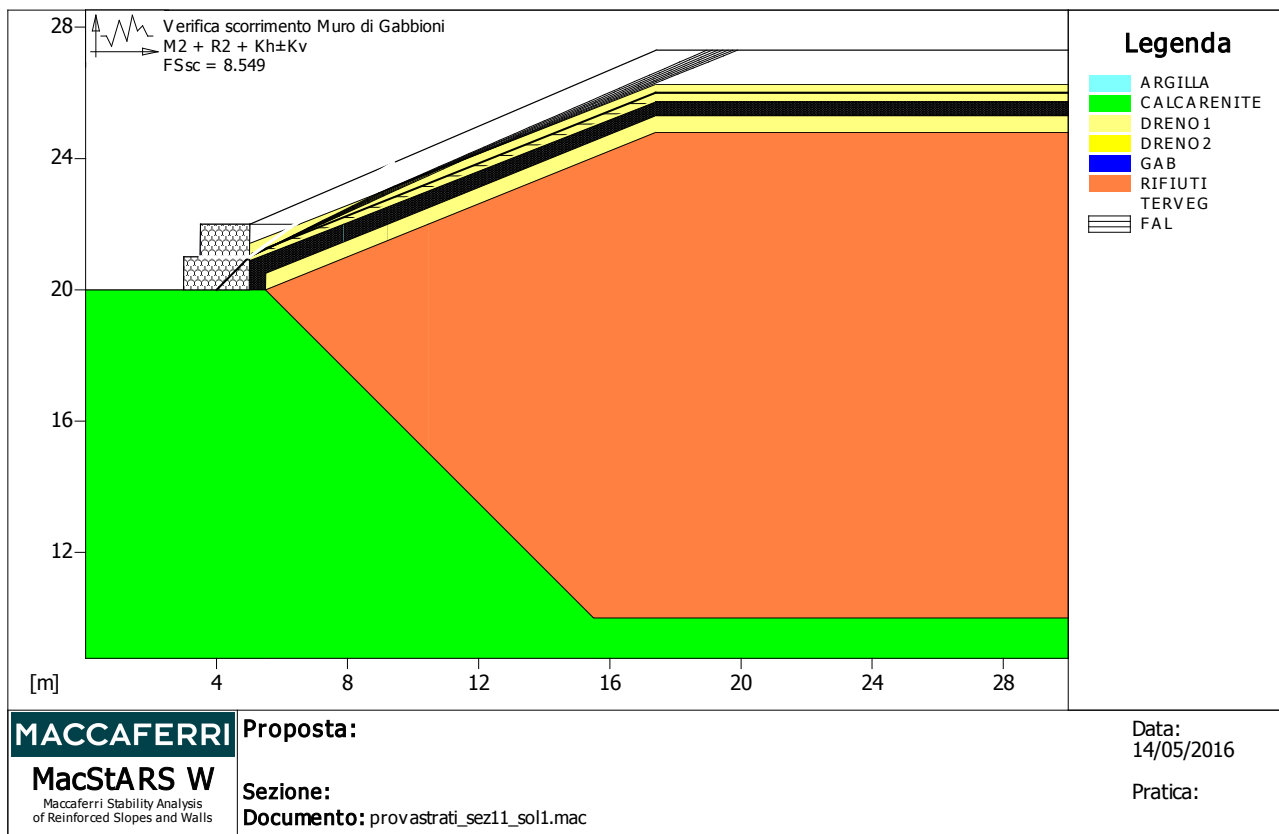
Forza normale.....[kN] : 60.02

Pressione estremo di monte.....[kN/m²] : 97.43

Pressione estremo di valle.....[kN/m²] : 0.00

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Coeff. parziale R - Scorrimento
1.00	Coeff. parziale R - Capacità portante

VERIFICHE



Verifica di resistenza interna :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : GAB1

Forza Stabilizzante.....[kN/m] : 33.06

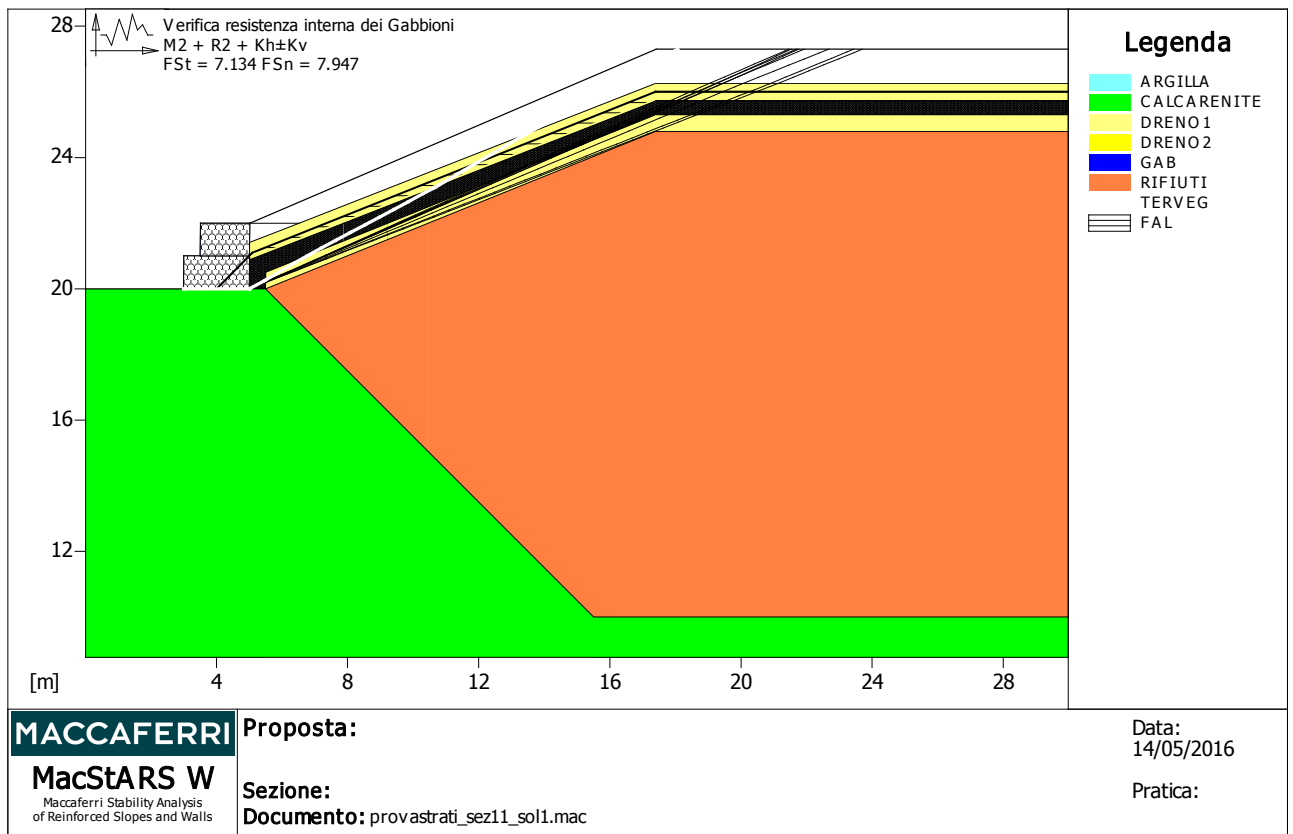
Forza Instabilizzante.....[kN/m] : 3.87

Classe scorrimento.....: Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento.....: 8.549

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Coeff. parziale R - Scorrimento

VERIFICHE



Verifica di stabilità interna :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : GAB1

Sforzo di taglio ammissibile.....[kN/m²] : 46.70

Sforzo di taglio agente.....[kN/m²] : 6.55

Classe taglio.....: Fs resistenza a taglio rete Gabbioni

Coefficiente di sicurezza sull'azione tagliente.....: 7.134

Pressione ammissibile.....[kN/m²] : 580.70

Pressione media agente.....[kN/m²] : 73.07

Classe pressione.....: Fs resistenza a schiacciamento gabbioni

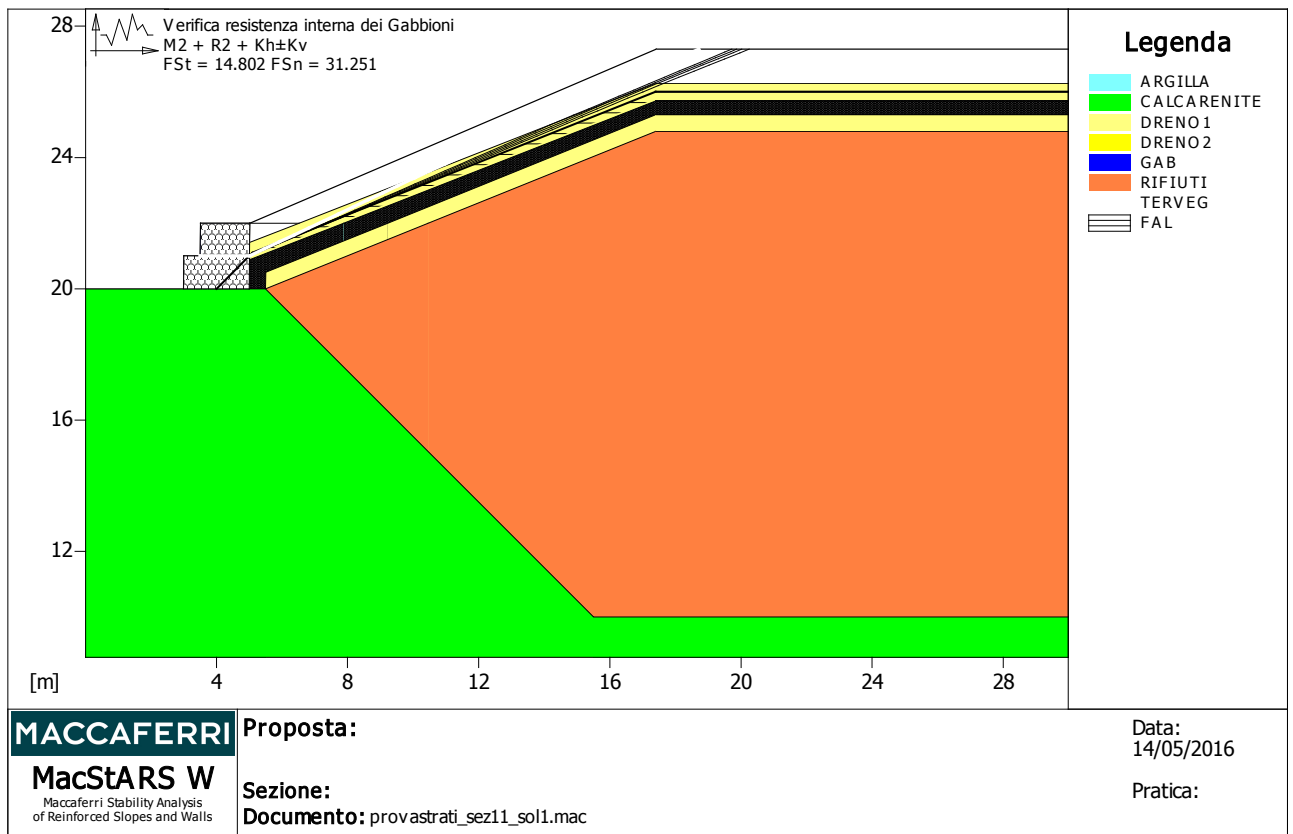
Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento.....: 7.947

Fondazione equivalente.....[m] : 0.82

Eccentricità forza normale.....[m] : 0.59

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Fs resistenza a taglio rete Gabbioni
1.00	Fs resistenza a schiacciamento gabbioni
1.00	Pu

VERIFICHE



Verifica di stabilità interna :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : GAB1

Sforzo di taglio ammissibile.....[kN/m²] : 38.38

Sforzo di taglio agente.....[kN/m²] : 2.59

Classe taglio : Fs resistenza a taglio rete Gabbioni

Coefficiente di sicurezza sull'azione tagliente : 14.802

Pressione ammissibile.....[kN/m²] : 580.70

Pressione media agente.....[kN/m²] : 18.58

Classe pressione : Fs resistenza a schiacciamento gabbioni

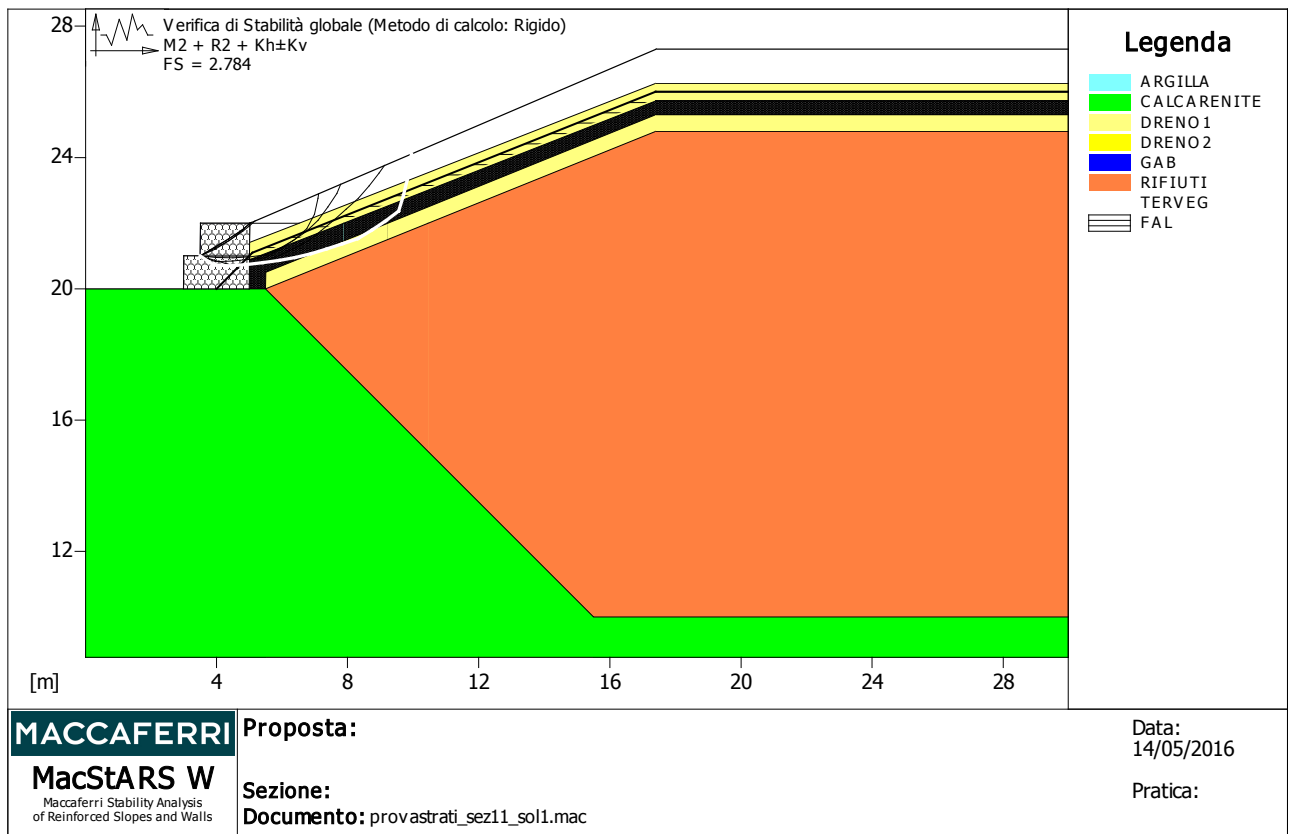
Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento : 31.251

Fondazione equivalente.....[m] : 1.45

Eccentricità forza normale.....[m] : 0.03

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Fs resistenza a taglio rete Gabbioni
1.00	Fs resistenza a schiacciamento gabbioni
1.00	Pu

VERIFICHE



Verifica di stabilità globale :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Janbu

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 2.784

Intervallo di ricerca delle superfici			
Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
3.51	3.51	5.01	28.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....			3
Numero totale superfici di prova.....			102
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....			0.50
Angolo limite orario..... [°].....			0.00
Angolo limite antiorario..... [°].....			0.00

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità