



REGIONE PUGLIA COMUNE DI ACCADIA



COMPLETAMENTO DISSESTO IDROGEOLOGICO CENTRO URBANO VIA PERTINI

FINANZIAMENTO

P.O.R. Puglia 2014/2020 - Asse V - Azione 5.1 - "Interventi di riduzione del rischio idrogeologico e di erosione costiera". Programma di interventi cantierabili ai sensi della DGR n. 511 del 19.04.2016

Progetto N. 17328
Ottobre 2017

Progetto _____ **BONIFICA DISSESTO**

Fase Progettuale _____ PROGETTO ESECUTIVO

Localizzazione _____ ACCADIA - Via Pertini

Committente _____ COMUNE DI ACCADIA

Responsabile Unico del Procedimento _____ DOTT. ING. GIUSEPPE CELA

Progettista Raggruppamento temporaneo di professionisti

CAPOGRUPPO



AREA PROGETTO ASSOCIATI
Dott. Ing. Marco BALDUCCI
Dott. Ing. Roberto REGNI

MANDANTI:

Dott. Ing. Paolo COPPOLELLA

Dott. Ing. Donato COPPOLELLA



S.G.A. STUDIO GEOLOGI ASSOCIATI
Dott. Geol. Riccardo PICCIONI
Dott. Geol. Luca Domenico VENANTI

Dott. Geol. Michele ROSSI




rev.	data	aggiornamento	redatto	verificato	approvato
00	Ottobre 2017	Emissione	Bruschini	Bartocci	Balducci

Relazione geotecnica e
verifiche di stabilità

scala

tav.

GEOT

	RELAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE DI STABILITA'		
Nome File: 17328GEOT-PE00--	N° Pratica: 17328	Pagina 1	

COMUNE DI ACCADIA (FG)

PROGETTO INTERVENTO DI COMPLETAMENTO DISSESTO IDROGEOLOGICO CENTRO URBANO VIA PERTINI

RELAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE DI STABILITA'

INDICE

1. PREMESSA	3
1.1 Descrizione delle opere	4
1.2 Normativa di riferimento	4
2. INDAGINI GEOGNOSTICHE	5
2.1 Sintesi del quadro geologico e idrogeologico	6
2.2 Stratigrafia di progetto e superficie di scorrimento	6
2.3 Livello piezometrico di progetto	8
3. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI	9
3.1 Caratteristiche geotecniche dei terreni	9
4. ANALISI DI STABILITA'	13
4.1 Approcci secondo NTC08	15
4.2 Criteri di calcolo	16
4.3 Parametri sismici	17
4.4 Modellazione della palificata nelle verifiche di stabilità	18
4.5 Modellazione della terra rinforzata nelle verifiche di stabilità	22
4.6 Carichi di progetto	23
4.7 Verifiche di stabilità versante ante-operam	24
4.8 Verifiche di stabilità versante post-operam	26
4.9 Risultati delle analisi di stabilità	31
4.10 Verifiche fronti di scavo	35
5. TERRA RINFORZATA	38
5.1. Descrizione dell'intervento	38
5.2. Caratteristiche dei terreni	39
5.3. Materiali utilizzati	39
5.4. Modalità di calcolo	40
6. STABILIZZAZIONE A CALCE	43
6.1 Verifica idoneità del materiale proveniente dai movimenti terra	43
6.2 Indagini geotecniche e campo prove preliminarmente all'esecuzione dei lavori	44
6.3 Programma prove in fase di realizzazione del rilevato	46

1. PREMESSA

Nel presente studio si affrontano le tematiche geotecniche relative alla progettazione esecutiva dell'intervento di completamento del dissesto idrogeologico che ha interessato il versante posto alla periferia Est dell'abitato di Accadia, in adiacenza a via S. Pertini.

Si ricorda che gli effetti del dissesto tutt'ora in atto sono stati rilevati principalmente attraverso le deformazioni subite dal muro esistente posto in adiacenza alla stessa strada.

A questo proposito occorre precisare che il suddetto muro è costituito da una porzione inferiore originaria costruita in CLS a gravità di maggiore altezza fondata, come potuto accertare durante i lavori del lotto vicino sul substrato non alterato, ed una porzione in cls di sopraelevazione recente mal collegata al sottostante muro in cls. Che nel corso del tempo ha subito fenomeni di rotazione che hanno prodotto le lesioni rappresentate nella documentazione fotografica allegata alla Relazione generale. La lesione evidente è infatti ubicata al contatto tra la sommità del muro ed il filo esterno del marciapiede. Non sono presenti lesioni nella sede stradale che denotino movimenti differenti dai suddetti fenomeni di rotazione rigida della porzione superiore del muro, ne sono presenti lesioni sui fabbricati posti a monte di via Pertini. Tale quadro fessurativo di fatto esclude che fenomeni di instabilità arrivino ad interessare la porzione sommitale del versante lungo via Pertini, ma restino limitati al versante sottostante la strada.

Come si avrà modo di vedere nella presente relazione e negli allegati di verifica i fenomeni di instabilità coinvolgono la coltre superficiale alterata dello spessore di pochi metri soprastante un substrato non alterato e le opere previste in progetto sono finalizzate quindi al raggiungimento delle condizioni di stabilità di tale coltre superficiale mediante un'opera di sostegno rigida (paratia di pali) e una riprofilatura della porzione sommitale del versante mediante terre rinforzate con l'obiettivo di realizzare un'efficace protezione al piede del muro di Via Pertini.

La progettazione esecutiva, ricalcando le indicazioni presenti nella fase di progettazione preliminare, seguendo le prescrizioni fornite in sede di conferenza dei servizi e seguendo le indicazioni del progetto esecutivo del lotto adiacente, sviluppa le analisi e i calcoli relativi alle opere geotecniche previste in progetto.

Dopo aver sinteticamente riportato i risultati della campagna di indagine geognostica effettuata e dopo aver brevemente riassunto i caratteri geologici del sito, si affronta la schematizzazione del modello geotecnico adottato e la caratterizzazione dei terreni interessati dal fenomeno (capitolo 3). Per maggiori dettagli relativi allo studio geologico e idrologico dell'area, si rimanda

alla relazione geologica alleata alla presente fase progettuale.

Nel capitolo 4 sono trattate le analisi di stabilità globale che coinvolgono l'intero versante, mentre nel capitolo 5 sono affrontate le analisi e le verifiche delle terre rinforzate.

Per le analisi e le verifiche relative alla paratia di progetto si rimanda allo specifico elaborato progettuale: Relazione di calcolo della paratia”.

1.1 Descrizione delle opere

Per il consolidamento del versante oggetto della progettazione si prevede la stabilizzazione del pendio mediante la realizzazione di una terra rinforzata posizionata a valle del muro esistente. La terra rinforzata si estende in sezione a partite da via Pertini fino ad arrivare alla stradina secondaria presente a circa metà versante e raggiunge altezze massime comprese tra 9 e 15 m.

In corrispondenza del lato a valle della stradina secondaria si prevede la realizzazione di una paratia di pali disposti a quinconce su due file e di una lunghezza di 12 m.

1.2 Normativa di riferimento

La normativa di riferimento e attualmente vigente è:

- D.M. 14 Gennaio 2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Circolare n. 617 2 Febbraio 2009 “Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”
- D.M. 11 Marzo 88 “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. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nella campagna di indagini, eseguita nello scorso aprile, sono stati eseguiti n. 1 sondaggi a carotaggio continuo (S1) di profondità 20 m, n.2 prove penetrometriche dinamiche DPSH (P1 e P2) della profondità di 5.4 m e 3.8 m dal piano campagna; una indagine geofisica a rifrazione e una indagine geofisica tipo MASW.

Durante l'esecuzione del sondaggio sono inoltre stati prelevati n. 2 campioni indisturbati, sottoposti a prove di laboratorio.

L'ubicazione delle indagini è evidente nella "Planimetria di ubicazione delle indagini", allegata alla presente fase progettuale e riportata nella figura sottostante.

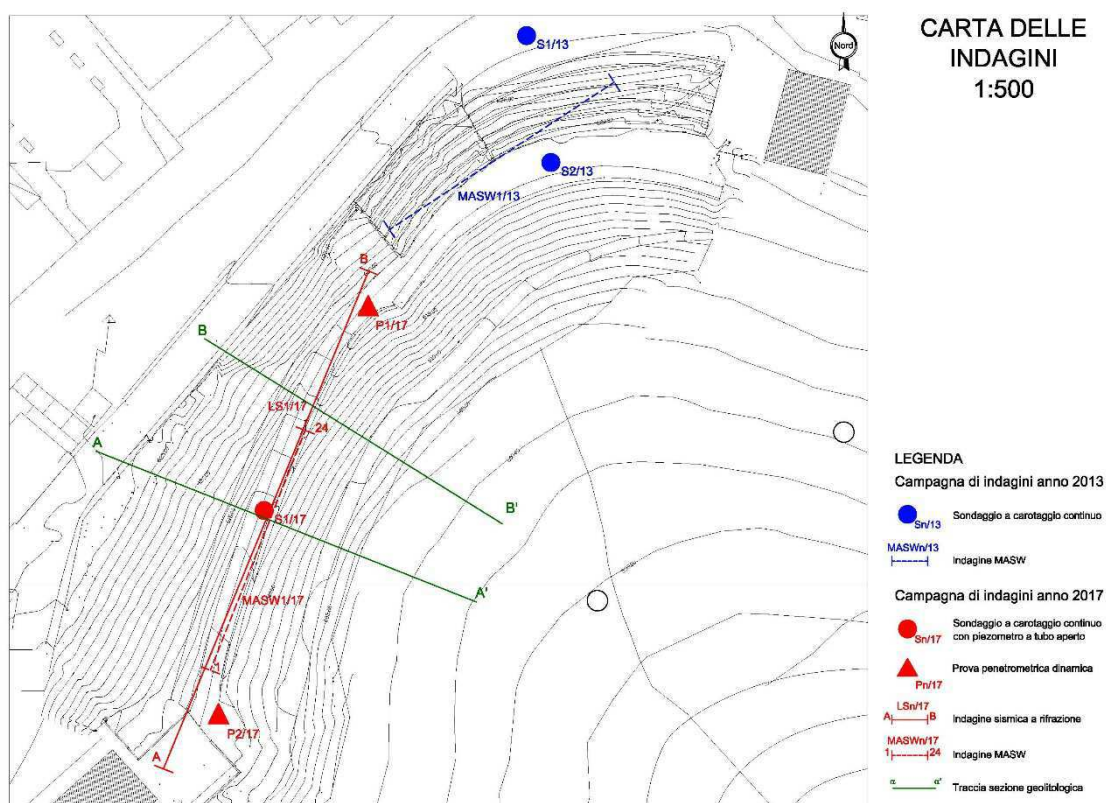


Figura 1 - Ubicazione indagini e traccia delle sezioni geologiche

Si sono inoltre prese a riferimento le indagini eseguite nel lotto adiacente durante la fase di progettazione degli interventi in corso di realizzazione. Tale campagna ha previsto l'esecuzione di n.2 sondaggi a carotaggio continuo, n.1 indagine geofisica tipo MASW.

I sondaggi, sono stati spinti fino alle profondità di 20 m (S1) e 30 m (S2) da p.c.; durante la perforazione sono state eseguite prove penetrometriche standard (S.P.T.) e prelevati

campioni indisturbati di terreno, alcuni dei quali successivamente sottoposti a prove di caratterizzazione e geotecniche di laboratorio.

Dai dati a disposizione sono state ricostruite le sezioni geologiche. Per le verifiche e le analisi svolte sono state prese come sezioni di riferimento la sezione n.2 e sezione n.4 scelte sulla base di considerazioni geologiche, topografiche e stratigrafiche, meglio descritte al cap. 4.

2.1 Sintesi del quadro geologico e idrogeologico

L'area di studio, situata in corrispondenza di un versante ai cui piedi scorre il Torrente Frugno ed è ubicata ad Est dell'abitato di Accadia.

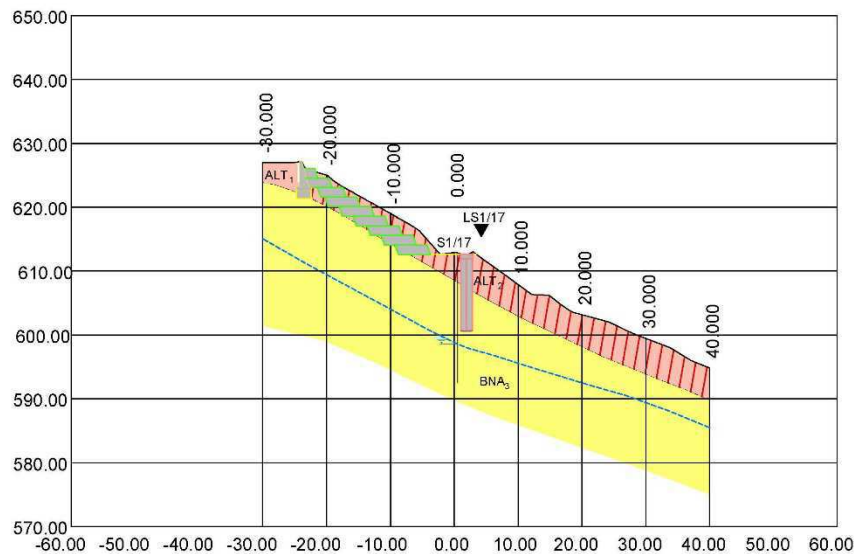
Nell'area si rinviene la presenza di tre tipi di terreni: uno strato superficiale alterato e di riporto, parte del quale soggetto a fenomeni gravitativi e un substrato sottostante. Lo strato di alterazione, frammisto a terreni di riporto, ha uno spessore medio di circa 5,0 m e poggia direttamente sul substrato sottostante.

2.2 Stratigrafia di progetto e superficie di scorrimento

Sulla base della ricostruzione del modello litostratigrafico di dettaglio e delle risultanze delle indagini di caratterizzazione meccanica dei terreni, è stato possibile differenziare le seguenti tipologie di terreno:

- Unità ALT1: terreno di riporto e di alterazione, costituito da limi sabbiosi poco consistenti marroni e sabbie limose giallastre;
- Unità ALT2: terreno di riporto e di alterazione, costituito da limi sabbiosi poco consistenti marroni e sabbie limose giallastre, soggetto a fenomeni di dissesto superficiali diffusi;
- Unità BNA3: terreno costituito da alternanza di limi sabbiosi, sabbie limose e limi argillosi a con argilla moderatamente consistenti/addensati colore giallastro verdastro.

SEZIONE GEOLITOLOGICA A - A'



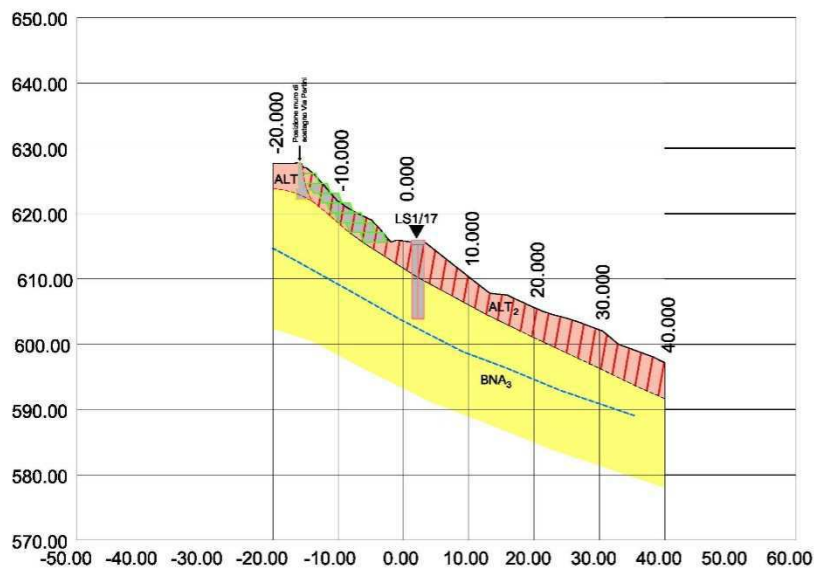
SEZIONE
GEOLITOLOGICA A - A'
1:500

LEGENDA

- ALT₁** Terreni di riporto, terreno vegetale e di alterazione del Membro sabbioso di Apollonia
Limi sabbiosi e sabbie limose marroni e giallastri poco consistenti
- ALT₂** Terreni di riporto, terreno di riporto e di alterazione del Membro sabbioso di Apollonia soggetti a fronsità superficiale diffusa
Limi sabbiosi e sabbie limose marroni e giallastri poco consistenti
- BNA₃** Membro sabbioso di Apollonia
Limi sabbiosi, sabbie limose e limi da argillosi a con argilla moderatamente consistenti/adensati
- Livello piezometrico (data misura 03/05/2017)
- Ipotesi andamento superficie piezometrica
- Contatto stratigrafico
- Contatto stratigrafico presunto
- S1/17 Sondaggio a carotaggio continuo
- LS1/17 Indagine sismica a rifrazione

Figura 2- Sezione 2 – Sezione geolitologica A-A'

SEZIONE GEOLITOLOGICA B - B'



SEZIONE
GEOLITOLOGICA B - B'
1:500

LEGENDA

- ALT₁** Terreni di riporto, terreno vegetale e di alterazione del Membro sabbioso di Apollonia
Limi sabbiosi e argillosi poco consistenti marroni e sabbie limose giallastre
- ALT₂** Terreni di riporto e di alterazione del Membro sabbioso di Apollonia soggetti a fenomeni diffusi di dissesto superficiale
Limi sabbiosi e argillosi poco consistenti marroni e sabbie limose giallastre
- BNA₃** Membro sabbioso di Apollonia
Limi sabbiosi, sabbie limose e limi da argillosi a con argilla moderatamente consistenti/adensati
- Livello piezometrico (data misura 03/05/2017)
- Ipotesi andamento superficie piezometrica
- Contatto stratigrafico
- Contatto stratigrafico presunto
- S1/17 Sondaggio a carotaggio continuo
- LS1/17 Indagine sismica a rifrazione

Figura 3– Sezione 4 – Sezione geolitologica B-B'

2.3 Livello piezometrico di progetto

La superficie piezometrica non risulta interferente con la realizzazione delle opere di progetto.

Durante la perforazione di sondaggio, la superficie piezometrica è stata rinvenuta alla profondità di circa 14m.

Di seguito si riportano i valori delle letture piezometriche eseguite.

TABELLA DI SINTESI RILEVO PIEZOMETRICO SU TUBO APERTO IN SONDAGGIO S1/17

SONDAGGIO N.	PIEZOMETRO T.A. (m da p.c.)	PROFONDITA' LIVELLO STATICO (m da p.c.)		
		I° 20/04/2017	II° 21/04/2017	III° 02/05/2017
S1	20.0	14.16	14.17	13.90

Tabella 1 - Tabella riassuntiva rilievo piezometrico su tubo aperto in sondaggio S1/17

A conferma di quanto già assunto in fase progettuale dalle letture effettuate da marzo 2017 ad oggi si evince come il livello piezometrico considerato è quello in fase di "Morbida" stagionale. Ciò in quanto, anche in corrispondenza di seppur sporadici episodi di piovosità, non si è rilevato alcun innalzamento della piezometrica. Peraltro le condizioni morfologiche dell'area (con elevate pendenza) e le caratteristiche di permeabilità medio basse dei terreni presenti, permettono di assumere un modello di rapido allontanamento superficiale delle acque meteoriche che vengono naturalmente convogliate verso i principali compluvi lungo le linee di massima pendenza non determinando l'instaurarsi di locali concentrazioni d'acqua o livelli piezometrici superficiali.

Si esclude inoltre che si possa ipotizzare un ritardo nell'innalzamento della piezometrica locale a seguito di intensi fenomeni di precipitazione (ribadendo quanto sopra dettagliato in riferimento al modello geomorfologico locale che garantisce il rapido allontanamento delle acque).

In base, quindi, alle indagini eseguite in sito e alla natura dei terreni, si esclude la presenza di un livello piezometrico superiore a quanto già dichiarato negli elaborati progettuali

3. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

3.1 Caratteristiche geotecniche dei terreni

La definizione delle caratteristiche geotecniche e fisico-meccaniche dei terreni presenti è effettuata sulla base delle risultanze delle indagini in sito e laboratorio, reperite (lotto attiguo) e di nuova esecuzione (aprile 2017).

Nell'area d'intervento, sulla base della ricostruzione del modello litostratigrafico di dettaglio e delle risultanze delle indagini di caratterizzazione meccanica dei terreni, come già detto, è stato possibile differenziare le seguenti unità litologiche principali:

- Unità ALT1: terreno di riporto e di alterazione, costituito da limi sabbiosi poco consistenti marroni e sabbie limose giallastre;
- Unità ALT2: terreno di riporto e di alterazione, costituito da limi sabbiosi poco consistenti marroni e sabbie limose giallastre, soggetto a fenomeni di dissesto superficiali diffusi;
- Unità BNA3: substrato, costituito da alternanza irregolare di limi sabbiosi, sabbie limose e limi argillosi a con argilla moderatamente consistenti/addensati colore giallastro verdastro.

All'interno dei sondaggi eseguiti sono stati prelevati n.2 campioni nel lotto adiacente e n.3 campioni nel presente lotto. Le caratteristiche geometriche sono di seguito riportate.

Campione	Profondità da (m) a (m)		GRANULOMETRIA			
			G	S	L	A
S1 C1	2,0	2,5	0,5	22,5	72,8	4,2
S1 C2	6,5	7,0	1,0	25,8	67,9	5,3
S1 C3	11,0	11,5	-	-	-	-

Tabella 2- Tabella riassuntiva prove di laboratorio- granulometrie

Campione	Profondità da (m) a (m)		GRANULOMETRIA				Limiti Atterberg		
			G	S	L	A	LL	LP	IP
S1 C1	2,0	2,5	0,0	32,0	39,0	29,0	37	19	17,9
S1 C2	16,5	17,0	0,0	19,0	45,0	36,0	39	21	17,5

Tabella 3- Tabella riassuntiva prove di laboratorio LOTTO ADIACENTE – granulometrie e prove fisiche

Il campione S1C1 appartiene al terreno denominato ALT2, mentre il campione S1C2 appartiene al terreno BNA3.

Il campione S1C1, rappresentativo del terreno ALT2, viene classificato come limo sabbioso, mentre il campione S1C2, rappresentativo del terreno BNA3, viene classificato come limo con sabbia.

Le caratteristiche meccaniche dei campioni, ottenute dalle prove di laboratorio, sono di seguito riportate.

Campione	Profondità		γ	ELL Cu	ϕ'	TAGLIO DIRETTO		
	da (m)	a (m)				c'	$\phi'r$	$C'r$
S1 C1	2,0	2,5	19,4	61,4	-	-	18,1	14,3
S1 C2	6,5	7,0	19,2	45,6	23,7	19,1		
S1 C3	11,0	11,5	19,2	-	22,9	21,8		

Tabella 4- Tabella riassuntiva prove di laboratorio

Campione	Profondità		γ	Cu	TAGLIO DIRETTO			
	da (m)	a (m)			ϕ'	c'	$\phi'r$	$c'r$
S1 C1	2,0	2,5	19,7	102,3	21,63	7,04	18,09	1,1
S1 C2	16,5	17,0	21,26	482,8	18,33	45,41	-	-

Tabella 5- Tabella riassuntiva prove di laboratorio LOTTO ADIACENTE – caratterizzazione meccanica

Sono inoltre indicativi della resistenza meccanica dei terreni i risultati delle prove SPT, di seguito riportati. Il valore ottenuto da S1-SPT1 è rappresentativo del terreno superficiale, mentre i valori ottenuti da S1-SPT2 e S1-SPT3 sono rappresentativi del substrato sottostante. I valori ottenuti nel substrato sono entrambi a rifiuto.

Il valore pari a $N_{SPT} = 14$ fornisce indicazioni soltanto qualitative sulla resistenza del terreno; non è però utilizzabile alcuna correlazione in quanto abbiamo a disposizione un unico valore e ad una profondità esigua.

SONDAGGIO N. PROVA SPT N.	QUOTA (m da p.c.)	N. COLPI SPT	N. SPT
S1 SPT1	2,50 – 2,95	5-6-8	14
S1 SPT2	8,00-8,40	41-37-R	R
S1 SPT3	12,50-12,85	26-44-R	R

Tabella 6- Tabella prove SPT – Campagna 2017

A titolo di comparazione si riportano i valori delle prove SPT ottenute nel lotto adiacente.

SONDAGGIO N. PROVA SPT N.	QUOTA (m da p.c.)	N. COLPI SPT	N. SPT
S1 SPT1	5,50	12-18-21	39
S1 SPT2	10,00	R	R
S1 SPT3	16,00	R	R
S2 SPT1	2,50	5-7-10	17
S2 SPT2	6,80	28-44-42	86
S2 SPT3	16,00	R	R

Tabella 7- Tabella prove SPT – LOTTO ADIACENTE

Come riportato nella Circolare 02 febbraio 2009 al punto C 6.2.2 - Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica, è giustificato il riferimento a valori prossimi a quelli medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di sufficiente rigidità per trasferire le azioni da zone meno resistenti a più resistenti.

Nel nostro caso è coinvolto un elevato volume di terreno ed inoltre, gli interventi di progetto prevedono la realizzazione di una paratia di pali di medio diametro e trave di testata che ben si configura tra le opere dotate di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

Tali considerazioni giustificano pienamente la scelta dei parametri geotecnici sotto riportati.

Per le analisi progettuali si assumono pertanto i seguenti parametri di resistenza a lungo termine, valutati in maniera cautelativa, a partire dalle indagini eseguite in sito e dalle prove di laboratorio. Si sono inoltre tenuti in considerazione i parametri adottati nel lotto limitrofo e le indicazioni derivate dalle informazioni emerse, sempre nel lotto adiacente, in sede di realizzazione delle opere.

ALT1

$$\phi' = 21^\circ$$

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

ALT2

$$\phi'_r = 18^\circ$$

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

Per il substrato sottostante si assumono i seguenti parametri:

BNA3

$$\phi' = 22^\circ$$

$$c' = 25 \text{ kPa}$$

Per il terreno BNA3 è possibile parametrizzare il comportamento non drenato. Tenendo in considerazione le risultanze delle analisi condotte nella campagna 2013 e nella campagna 2017 è possibile assumere dei valori della coesione non drenata per tale terreno.

Nella campagna di indagine 2013 i risultati delle prove ad espansione laterale libera hanno fornito due valori alla profondità di circa 2,5 m e 16 m, pari rispettivamente a 101 e 482 kPa.

Nella campagna del 2017 le prove hanno interessato i terreni più superficiali, interessando profondità pari a 2,5 m e 6,5 m.

Nella campagna 2017 il campione S1 C2 ha fornito un valore di C_u pari a 45 kPa.

In conclusione, per il terreno BNA3, si assumono due parametri della coesione non drenata, in funzione alla profondità del terreno coinvolto:

BNA3

$C_u = 45 \text{ kPa}$ caratteristico della parte più superficiale del substrato

$C_u = 100 \text{ kPa}$ caratteristico della parte più profonda del substrato (cautelativo)

Nelle verifiche che coinvolgono la parte più superficiale del substrato, si assume pertanto il valore inferiore, come ad esempio nelle verifiche di stabilità in fase transitoria.

Nelle verifiche che invece coinvolgono la parte più profonda del substrato, si assume il valore pari a 100 kPa, derivante dal valore minimo delle prove di laboratorio eseguite sul suddetto terreno, come ad esempio le verifiche di stabilità che interessano il substrato.

4. ANALISI DI STABILITA'

Nel presente paragrafo vengono riportate le verifiche di stabilità del versante in oggetto allo stato di progetto.

Le sezioni di verifica scelte a giudizio del progettista sono rappresentative delle situazioni critiche delle opere progettuali; per la scelta delle sezioni critiche sono state considerate diverse variabili:

- altezza delle terre rinforzate
- pendenza del terreno esistente
- pendenza dei gradoni di scavo da eseguire per la realizzazione della terra rinforzata
- pendenza del terreno post-operam, coincidente con la pendenza del paramento di facciata della terra rinforzata
- sezione geologica e condizioni geologiche
- estensioni degli interventi in progetto

Alla luce delle considerazioni sopradescritte, sono risultate più gravose le sezioni 2 e sezione 4.

La sezione 4 risulta rappresentativa anche del tratto compreso tra la sezione 3 e la sezione 6 in quanto, benché non relativa al massimo numero di gradoni, è comunque quella che presenta la maggiore pendenza media del paramento di valle della terra rinforzata. Come noto, infatti, a parità di altre condizioni, le condizioni di stabilità più critiche sono quelle con i versanti più acclivi.

In maniera analoga la sezione 2 risulta rappresentativa anche della sezione 1.

Per tali sezioni sono state primariamente affrontate le verifiche di stabilità ante-operam.

Dai risultati delle verifiche ante-operam, riportate al successivo paragrafo 4.7, appare evidente che le superfici più critiche sono contenute all'interno dello strato di alterazione superficiale, non andando a interessare il substrato.

Successivamente sono state analizzate le condizioni di stabilità post-operam, comprensive quindi di tutte le opere previste in progetto.

Alla luce delle considerazioni svolte in relazione alle verifiche dello stato attuale, le verifiche di stabilità nello stato post-operam, sono riferite prevalentemente ai cerchi che interessano gli strati superficiali, essendo queste le superfici più critiche.

Per le verifiche della paratia ha senso invece considerare solamente le superfici profonde, che passano al di sotto della paratia in quanto la resistenza strutturale dell'opera viene verificata mediante opportuno programma di calcolo (RTSP Relazione di calcolo paratia). Tali verifiche

rappresentano le verifiche di stabilità globale dell'opera di sostegno.

Infine bisogna precisare che l'intervento è finalizzato alla messa in sicurezza della porzione alta del versante, e non ha il fine di stabilizzare l'intera area in frana per cui non ha senso considerare cerchi critici molto estesi a valle, per i quali l'intervento di progetto risulta non influente.

Ai fini della stima del fattore di sicurezza delle verifiche di stabilità sono stati verificati diversi meccanismi possibili di rottura, al fine di garantire la stabilità opera-terreno delle opere prese singolarmente e la stabilità opera-terreno del complesso delle opere.

Come descritto nel paragrafo 1.1, per il consolidamento del versante si prevede la realizzazione di una terra rinforzata e, più a valle, di una paratia con pali lunghi 12 m disposti a quinconce.

Si riporta nella figura sottostante la sezione tipologica prevista in progetto.

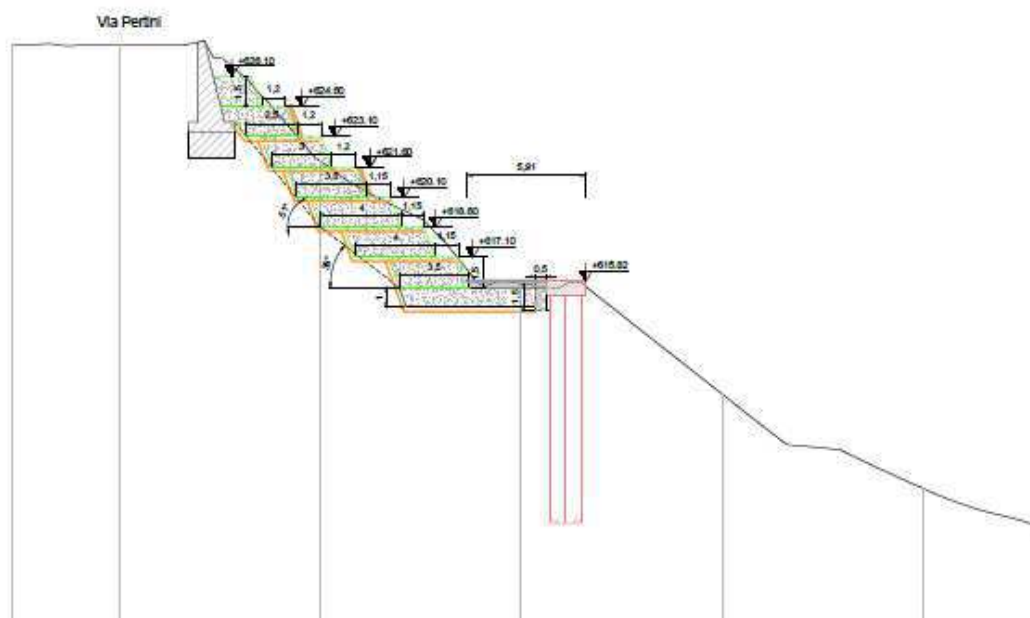


Figura 4- Sezione tipologica di progetto

Le verifiche condotte hanno quindi fatto riferimento a tre cinematismi di collasso:

1. Superfici di scorrimento che interessano il pendio a valle della terra rinforzata, al fine di verificare la stabilità della paratia di progetto prevista nella zona di valle;
2. Superfici di scorrimento superficiali che interessano il pendio e che si sviluppano all'interno dello strato superficiale alterato, al fine di verificare la stabilità delle opere di progetto e del terreno superficiale, all'interno del quale si sviluppano generalmente i fenomeni di dissesto superficiale.

3. Superfici di scorrimento profonde che interessano il pendio e che passano al di sotto della paratia di progetto, al fine di valutare la stabilità globale delle opere previste in progetto e del versante;

Le verifiche strettamente legate alle opere strutturali o geotecniche di progetto vengono condotte con programmi di calcolo specifici:

- Le verifiche legate alla paratia vengono condotte nella specifica relazione allegata al presente progetto *RTSP- Relazione di calcolo della paratia*;
- Le verifiche interne relative alla terra rinforzata vengono condotte nel capitolo specifico della presente relazione, *GEOTB Verifiche terre rinforzate - Fascicolo dei calcoli*.

Il complesso di tutte le verifiche di stabilità sopra elencate permette quindi di analizzare nel complesso il sistema di opere previste in progetto.

Dai risultati ottenuti si evince che la scelta degli interventi garantisce la stabilità del versante.

Per maggiori dettagli circa i risultati dei calcoli, si consulti l'elaborato *GEOTA - Verifiche di stabilità versante - Fascicolo dei calcoli*, facente parte del presente progetto.

Di seguito, dopo aver riportato gli approcci di calcolo secondo la normativa vigente e i criteri di calcolo utilizzati nelle analisi, si riportano i risultati delle verifiche.

4.1 Approcci secondo NTC08

Le verifiche vengono condotte con il metodo degli stati limite ultimi, SLU, in ottemperanza alla normativa vigente; sono condotte due serie di analisi, statiche SLU e pseudostatiche SLV.

Per i criteri di implementazione delle azioni sismiche nelle analisi si rimanda allo specifico paragrafo.

La valutazione del grado di sicurezza avviene in riferimento a quanto disposto al paragrafo 6.8.2, per le analisi statiche, e ai paragrafi 7.11.3.5 e 7.11.4, per le verifiche sismiche, delle

NTC. La verifica SLU/SLV è soddisfatta se avviene il rispetto della condizione $E_d \leq R_d$, con E_d valore di progetto dell'azione o del suo effetto e R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Per le verifiche di sicurezza globali, in cui si prevedono interventi strutturali, è da impiegarsi l'Approccio Progettuale 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2 per il caso statico SLU, M2+R2 per quello sismico SLV, in cui i coefficienti amplificativi delle azioni sono unitari). In questo tipo di combinazione vengono incrementati i carichi variabili (in campo statico) e vengono fattorizzati i parametri del terreno e le resistenze del sistema geotecnico.

Di seguito si riassumono i valori numerici dei coefficienti parziali sulle azioni (γ_F) e sui materiali (γ_M) in accordo con NTC 2008.

ANALISI	AZIONI – γ_F				PROPRIETA' TERRENO – γ_M		
	Permanenti		Variabili		Tan ϕ'	c'	γ
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli			
PC	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SLU A2+M2+R2	1.0	1.0	1.3	0	1.25	1.25	1.0
SLV	1.0	1.0	1.0	0	1.25	1.25	1.0

Tabella 8- Approcci di calcolo e coefficienti parziali di sicurezza.

La resistenza di progetto R_d del sistema geotecnico è calcolata secondo la:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (\text{cfr. paragrafo 6.2.3.1 di NTC2008})$$

Il coefficiente di sicurezza parziale γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema, coerentemente con il set R2 è pari a 1.1, cioè si adotta un coefficiente di sicurezza minimo in condizioni statiche pari a $FS_{adm} = \gamma_R = 1.1$; per le analisi pseudostatiche si rimanda alle verifiche successive, tenendo come riferimento il valore minimo $FS_{adm} = \gamma_R = 1.1$.

4.2 Criteri di calcolo

La verifica alla stabilità del pendio è effettuata mediante l'ausilio del codice di **calcolo GeoSlope 2007 di Geostudio**. Il programma utilizza le note teorie geotecniche dei metodi delle strisce, in cui viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare.

In particolare il programma esamina un numero di superfici dipendente dalle impostazioni fornite e, tramite un processo iterativo, permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

Si sono analizzate una serie di superfici circolari, imponendo in ogni analisi, come vincolo, il passaggio della superficie critica in un determinato intervallo.

Più precisamente:

1. nelle verifiche di stabilità che non coinvolgono le terre rinforzate, si impone il passaggio delle superfici critiche a valle dell'opera;
2. nelle verifiche di stabilità estese al versante, le superfici critiche vengono fatte passare

al di sotto della paratia;

3. nelle verifiche di stabilità che si sviluppano all'interno del terreno superficiale alterato, le superfici critiche vengono fatte passare all'interno dello strato ALT2.

Tra tutte le superfici analizzate il coefficiente di sicurezza è fornito dal fattore di sicurezza minimo ottenuto.

4.3 Parametri sismici

L'accertamento delle condizioni di stabilità è avvenuto anche con riferimento alle "azioni sismiche", secondo le prescrizioni contenute ai paragrafi 7.11.3.5 e 7.11.4 di NTC 2008. Le azioni indotte dal sisma, tipicamente dinamiche, sono state simulate attraverso un insieme di forze statiche equivalenti all'azione inerziale ("metodo pseudo-statico").

Tali forze sono proporzionali, per il tramite di due coefficienti sismici k_h e $k_v = \pm 0.5k_h$, al peso della massa potenzialmente instabile delimitata dalla superficie di scorrimento. Nelle verifiche condotte con i metodi delle strisce la forza statica equivalente viene applicata al baricentro di ciascuna striscia.

In particolare, per l'azione sismica verticale, si è valutato il solo caso in cui essa sia rivolta nel senso opposto alla gravità ($k_v < 0$), visto che l'assunzione di k_v positivo conduce a risultati per lo più meno gravosi e comunque confrontabili.

Nelle verifiche di stabilità pseudostatiche vengono implementate le azioni sismiche corrispondenti ai parametri sismici dell'area in oggetto.

Nella tabella sottostante si riportano i valori delle principali grandezze sismiche per il sito di progetto relativi al periodo di ritorno T_R associato allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, ricavati a partire dalla caratterizzazione di pericolosità sismica del sito.

Classe	Stato limite	V_N anni	C_U -	V_R anni	P_{VR} -	T_R anni	a_g g	S_s -	S_T -	S -	a_{max} g	β_s -	$k_{h,s}$ -	$k_{v,s}$ -
-	-	anni	-	anni	-	anni	g	-	-	-	g	-	-	-
II	SLV	50	1	50	10%	475	2,081	1,2	1,2	1,44	2,997	0,28	0,084	0,042

Tabella 9- Grandezze sismiche.

dove:

V_N vita nominale;
 C_U coefficiente d'uso;
 V_R vita di riferimento;

PVR probabilità di superamento nel periodo di riferimento;

ag accelerazione sismica massima attesa di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale;

SS coefficiente di amplificazione stratigrafica;

ST coefficiente di amplificazione topografica;

S= SS·ST; amax= SS·ST·ag;

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito per fronti di scavo (come indicato al paragrafo 7.11.4 di NTC 2008 mutuato dalle prescrizioni di cui al paragrafo 7.11.3.5.2 per i pendii naturali);

$k_{h,s} = \beta_s \frac{a_{\max}}{g} = 0,084$ coefficiente pseudostatico orizzontale;

$k_{v,s} = \frac{k_{h,s}}{2} = 0,042$ coefficiente pseudostatico verticale.

La quantificazione dei parametri sismici fa riferimento ad una categoria del sottosuolo di tipo C e ad una categoria topografica T2.

4.4 Modellazione della palificata nelle verifiche di stabilità

La paratia viene introdotta nel programma di calcolo come rinforzo del terreno.

Si schematizzano separatamente le due file di pali. Per ogni fila viene fornita la resistenza a taglio del singolo palo unitamente all'interasse dei pali lungo la fila.

Come resistenza del palo si utilizza cautelativamente il valore minimo tra la resistenza strutturale della sezione e la forza orizzontale massima a cui il terreno può resistere. La forza orizzontale massima viene calcolata mediante la teoria di Broms. Utilizzando la nota teoria per il calcolo della capacità resistente orizzontale del terreno, si ottiene il valore del taglio, che viene poi decurtato dei parametri relativi allo specifico approccio di calcolo.

Di seguito, dopo aver brevemente riportato la teoria di Broms, si riportano i risultati ottenuti mediante l'utilizzo di un foglio di calcolo.

Pali soggetti a forze orizzontali –Teoria di Broms

Per valutare le interazioni fra il palo sollecitato da azioni laterali ed il terreno, è stata utilizzata la teoria sviluppata da Broms (1964), che si basa sulle seguenti ipotesi:

- palo immerso in un terreno omogeneo
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido perfettamente plastico;
- forma della sezione trasversale del palo ininfluenta, è importante solo da dimensione della

sezione del palo (d).

- comportamento flessione del palo di tipo rigido-perfettamente plastico e cioè assume che le rotazioni elastiche del palo siano trascurabili finchè il momento flettente non attinga il valore M_y di plasticizzazione. A questo punto si forma nella sezione una “cerniera plastica”, perciò la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

Si è considerata la testa del palo impedita di ruotare; schematizzazione che dipende dalla presenza del cordolo di collegamento in testa ai pali.

In ragione dei parametri di resistenza del terreno ALT2, la verifica viene condotta con riferimento alle condizioni drenate. La resistenza viene espressa in termini di tensioni efficaci.

Il diagramma di distribuzione della resistenza lungo il fusto del palo è illustrato in Figura (“terreni incoerenti”).

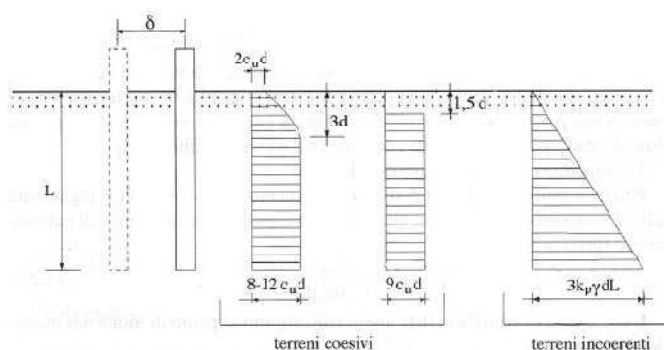


Figura 5 – Diagramma di distribuzione della resistenza trasversale p.

I possibili meccanismi di rottura possono essere indicati come rottura a palo “corto” (non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y in nessuna sezione del palo), “intermedio” (si raggiunge M_y all’attacco palo-fondazione) e “lungo” (M_y raggiunto anche in una sezione lungo il fusto); i meccanismi sono riportati nella figura sottostante.

Le equazioni risolventi per il carico limite drenato nei tre casi vengono di seguito riportate.

palo “corto”
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = 1.5 \left(\frac{L}{d} \right)^2 ;$$

palo “intermedio”
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{1}{2} \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \frac{d}{L} ;$$

palo “lungo”
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4})^2} .$$

Per le caratteristiche geometriche del palo si rimanda alla relazione di calcolo della paratia, in cui sono descritte in dettaglio tutte le grandezze utilizzate.

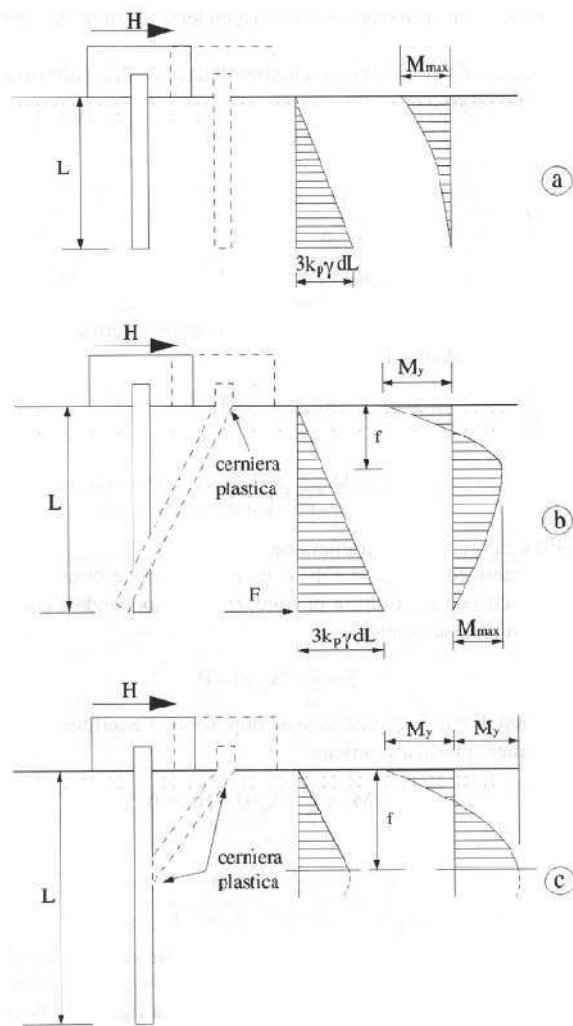


Figura 6 – Rottura drenata: possibili meccanismi di rottura.

Le analisi sono svolte mediante l'utilizzo del foglio di un foglio di calcolo implementato con idati a disposizione.

Forza orizzontale del palo

Come premesso, le analisi vengono condotte in combinazione SLU/SLV, a seconda di quale sia lo scenario al quale compete l'input di sollecitazione attesa maggiormente gravoso.

Dati di input

diametro del palo $d =$ 0,8 m
lunghezza del palo $L =$ 12,0 m
parametri efficaci $\phi' =$ 18 °
 $k_p =$ 1,894
 $\gamma =$ 19,5 kN/m³

Momento di plasticizzazione palo 800 16 ϕ 22 550 kN m

Pali a rotazione in testa impedita - Terreni incoerenti**PALO CORTO**

$$H_{lim} = 6383,5 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 51067,69 \text{ kN}$$

PALO INTERMEDIO

$$H_{lim} = 2173,7 \text{ kN}$$

PALO LUNGO

$$f = 3,34 \text{ m}$$

$$H_{lim} = 494,3 \text{ kN}$$

Il valore che indica la tipologia di rottura del palo è la forza orizzontale minima.

Si ottiene pertanto:

$$H_{lim} = 494,3 \text{ kN}$$

$$H_{(M2+sisma)} = 290,8 \text{ kN}$$

$$H_{(A2+M2)} = 223,7 \text{ kN}$$

Di cui $H_{(M2+sisma)}$ è relativo alla combinazione sismica, mentre $H_{(A2+M2)}$ è relativo alla combinazione statica.

Bisogna a questo punto fare un'osservazione importante relativa ai cerchi estesi all'intero versante. È stato imposto il passaggio dei cerchi critici al di sotto della paratia in quanto la modellazione dell'opera mediante Broms ha insite alcune schematizzazioni.

Lo schema di Broms non tiene conto di un terreno stratificato e quindi, agendo sempre a favore di sicurezza, lo schema adottato valuta la resistenza a taglio del sistema palo-terreno considerando il palo immerso completamente nel terreno ALT2.

Non sarebbe quindi realistico analizzare le superfici che attraversano la palificata. A tale

riguardo risulta più realistico analizzare il sistema palo-terreno con il programma di calcolo specifico delle paratie. Per tale analisi si rimanda pertanto alla specifica relazione di calcolo.

4.5 Modellazione della terra rinforzata nelle verifiche di stabilità

Le terre rinforzate previste in progetto sono realizzate con il trattamento a calce del terreno in sito, per permettere il riutilizzo del materiale proveniente dai movimenti terra.

Nel successivo capitolo 6 si riportano le indicazioni per la realizzazione del trattamento di progetto. In questa sede è importante dire che per il terreno trattato si sono adottati i seguenti parametri geotecnici:

TRATTAMENTO A CALCE

$$\phi' = 32^\circ$$

$$c' = 15 \text{ kPa}$$

Non potendo effettuare un preliminare campo prove in fase di progettazione, in quanto le risorse economiche e l'oggetto dell'affidamento dell'incarico per la redazione del progetto non lo consentivano, i dati assunti per la parametrizzazione dei terreni consolidati derivano da informazioni desunte da riferimenti bibliografici noti (*Incontro Nazionale di Ingegneria Geotecnica tenuto a Catania il 15-17 settembre 2008 in cui viene trattato lo " Snervamento di un limo sabbioso compattato"; Key Parameters for the Strength Control of Lime Stabilized Soils Nilo Cesar Consoli, Ph.D.1; Luizmar da Silva Lopes Jr.2; and Karla Salvagni Heineck3; Experimental investigation on lime stabilised soils Investigation expérimentale sur les sols stabilisés a la chaux P. Croce, G. Russo, DiMSAT, University of Cassino, Italy; giarusso@unicas.it*)

Nel capitolato e negli elaborati del progetto esecutivo è comunque chiaramente specificato che la prima operazione che l'impresa dovrà effettuare è l'esecuzione di un appropriato campo prove le cui modalità sono dettagliatamente descritte nel paragrafo 4.2 Terre rinforzate della Relazione tecnica generale e nell'art. 14- Stabilizzazione a calce e/o cemento del Capitolato Speciale d'Appalto.

I parametri assunti sono stati stabiliti in fase di progettazione, in quanto nel progetto è prevista la possibilità di variare il dosaggio di calce o cemento previsto in progetto - a seguito dell'esecuzione del campo prove - fino al raggiungimento dei parametri di progetto. I parametri sopra detti, in base alla bibliografia di opere analoghe, sono compatibili con la tipologia e le caratteristiche geomeccaniche dei terreni presenti in sito.

La terra rinforzata viene introdotta nella sezione come rinforzo del terreno; le geogriglie utilizzate si schematizzano mediante la resistenza di progetto.

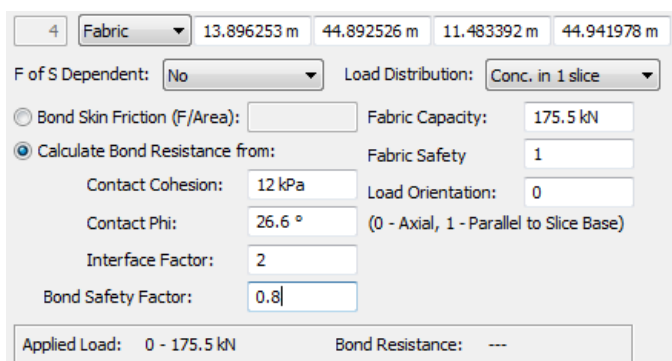
Premesso che le verifiche interne delle terre rinforzate vengono affrontate nello specifico capitolo, in questa fase di analisi le geogriglie simulano l'aumento di resistenza del terreno.

Per ogni strato di terreno, di spessore pari a 1,5 m, si schematizza la presenza di tre strati di

geogriglie, come previsto negli elaborati grafici di progetto, con una resistenza massima pari a tre volte la resistenza di progetto di una singola geogriglia ($58,5 \text{ kN} \cdot 3 = 175,5 \text{ kN}$). Per maggiori dettagli sulle caratteristiche dei rinforzi si rimanda allo specifico capitolo della presente relazione.

Inoltre per il calcolo della reazione che ogni geogriglia sviluppa all'intersezione con i cerchi critici, vengono inseriti i parametri relativi all'interazione tra terreno e la geogriglia stessa, dedotti dalle caratteristiche tecniche delle geogriglie, a cui si rimanda.

A titolo semplificativo si riporta la tabella di input del programma.



4	Fabric	13.896253 m	44.892526 m	11.483392 m	44.941978 m
F of S Dependent:		No	Load Distribution:		Conc. in 1 slice
<input type="radio"/> Bond Skin Friction (F/Area):			Fabric Capacity:		175.5 kN
<input checked="" type="radio"/> Calculate Bond Resistance from:			Fabric Safety:		1
Contact Cohesion:		12 kPa	Load Orientation:		0
Contact Phi:		26.6 °	(0 - Axial, 1 - Parallel to Slice Base)		
Interface Factor:		2			
Bond Safety Factor:		0.8			
Applied Load:		0 - 175.5 kN		Bond Resistance: ---	

Tabella 10– Modellazione delle geogriglie come rinforzo del terreno.

4.6 Carichi di progetto

I carichi di progetto considerati nelle analisi sono i carichi stradali presenti su via Pertini e i carichi stradali presenti sulla stradina secondaria che attraversa il versante.

Per i carichi di via Pertini si è adottato un sovraccarico uniformemente distribuito pari a 20 kPa in relazione alla tipologia di traffico anche pesante che può transitare sulla suddetta via; per i carichi della stradina secondaria si è adottato un sovraccarico uniformemente distribuito pari a 10 kPa, in considerazione del fatto che la suddetta strada è una viabilità secondaria di servizio per la quale sarà, tra l'altro, apposta opportuna segnaletica con limitazione del carico ai valori di progetto.

I carichi sono amplificati o ridotti in relazione alla combinazione di calcolo adottata.

In particolare per le analisi sismiche si fa riferimento al paragrafo 3.2.4 della normativa vigente, che permette la riduzione dei sovraccarichi nelle analisi sismiche ($\psi = 0,2$).

Gli effetti dovuti ai carichi degli edifici esistenti presenti nell'area a monte del progetto sono sicuramente trascurabili rispetto ai sovraccarichi stradali immediatamente a tergo delle opere. Tenendo conto che lo smorzamento dei carichi procede secondo il bulbo di Boussinesque, è evidente che il sovraccarico degli edifici, posizionato a circa 10 m, risulta praticamente

ininfluente lungo l'intera estensione del pendio.

4.7 Verifiche di stabilità versante ante-operam

Le verifiche di stabilità ante-operam vengono eseguite sulle condizioni originarie del pendio e con i parametri caratteristici dei terreni.

Le verifiche di stabilità del pendio originario ci forniscono indicazioni relative alle condizioni di instabilità attuali del versante.

Le verifiche di stabilità globale ante-operam vengono eseguite in condizioni statiche.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche eseguite nelle sezioni rappresentative dell'opera.

SEZIONE 2

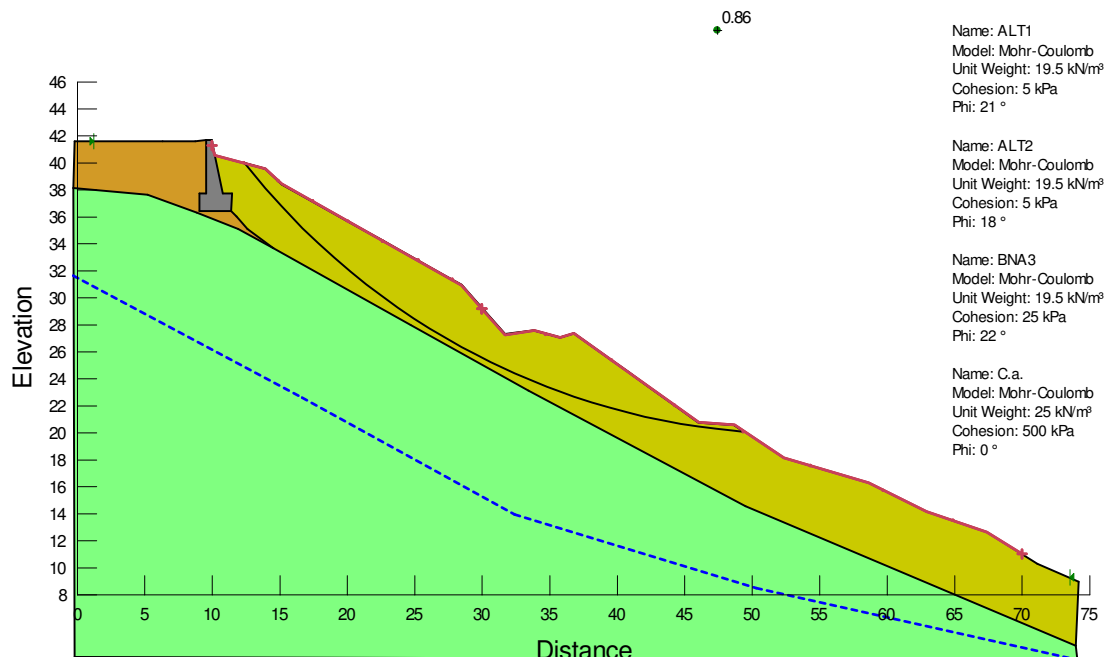


Figura 7 – SEZIONE 2 – Verifica di stabilità Ante-Operam.

SEZIONE 4

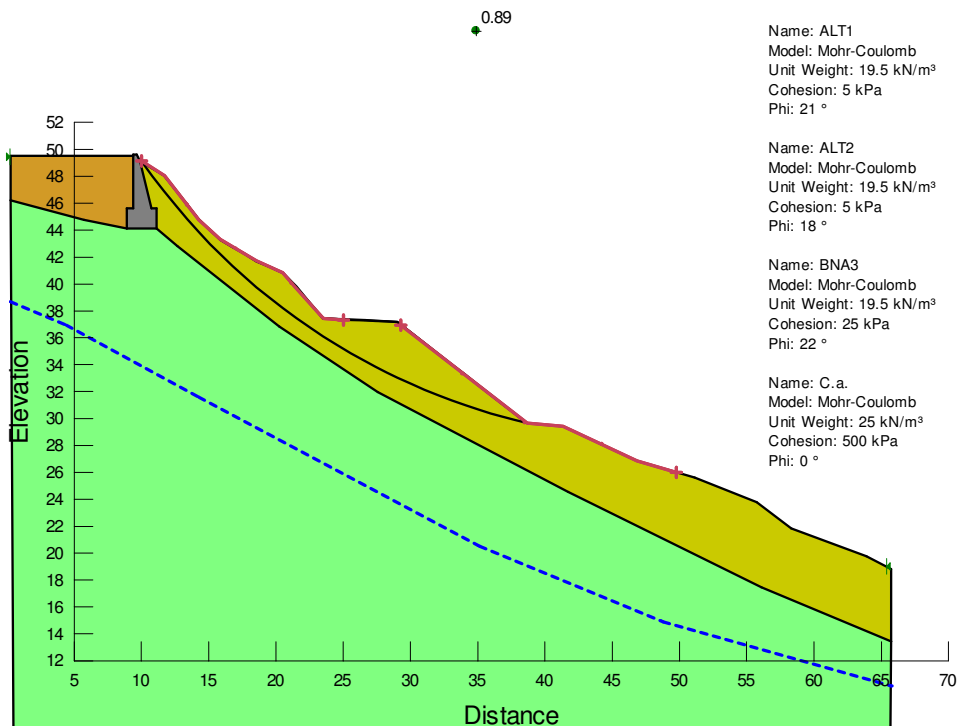


Figura 8 – SEZIONE 4 – Verifica di stabilità Ante-Operam.

4.8 Verifiche di stabilità versante post-operam

Le verifiche vengono condotte, secondo gli approcci di calcolo previsti dalla normativa, con i parametri del terreno ridotti, riportati nella schermata di output del programma di calcolo.

Le verifiche eseguite sono relative alle tipologie precedentemente descritte.

Di seguito si riportano i diagrammi in output al programma di calcolo in base alla sezione analizzata. Per brevità si riportano esclusivamente le verifiche sismiche in quanto sono risultate le più gravose.

Come richiesto le verifiche di stabilità vengono integrate con quelle in condizioni non drenate, riportate di seguito. Vista la natura dei terreni interessati dalle analisi, le condizioni non drenate sono ascrivibili al solo terreno BNA3, per cui i cerchi critici analizzati sono unicamente quelli che coinvolgono tale terreno.

VERIFICHE A VALLE DELLA TERRA RINFORZATA

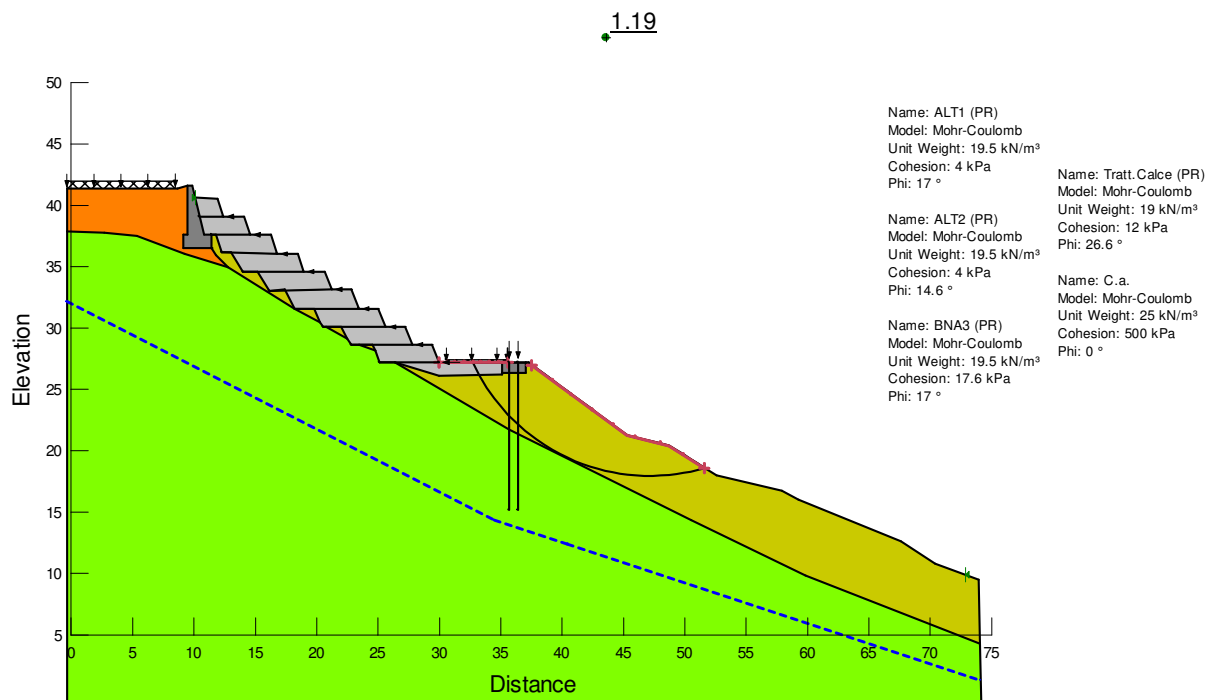


Figura 9– SEZIONE 2 – Verifica di stabilità a valle delle terre rinforzate - Sismica.

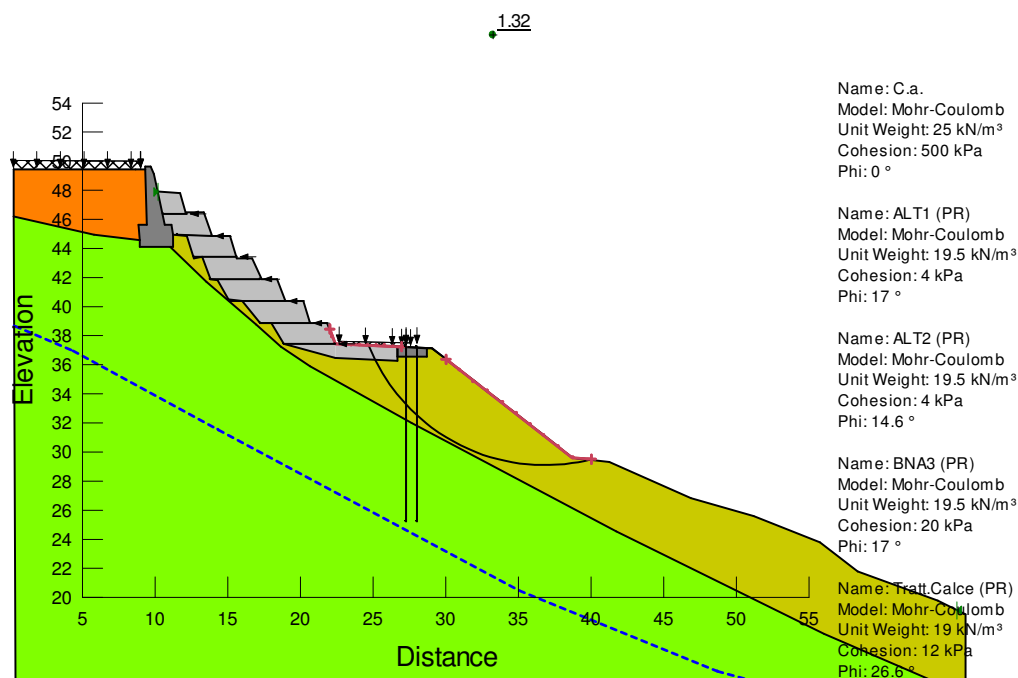


Figura 10– SEZIONE 4 – Verifica di stabilità a valle delle terre rinforzate - Sismica.

VERIFICHE ESTESE AL VERSANTE

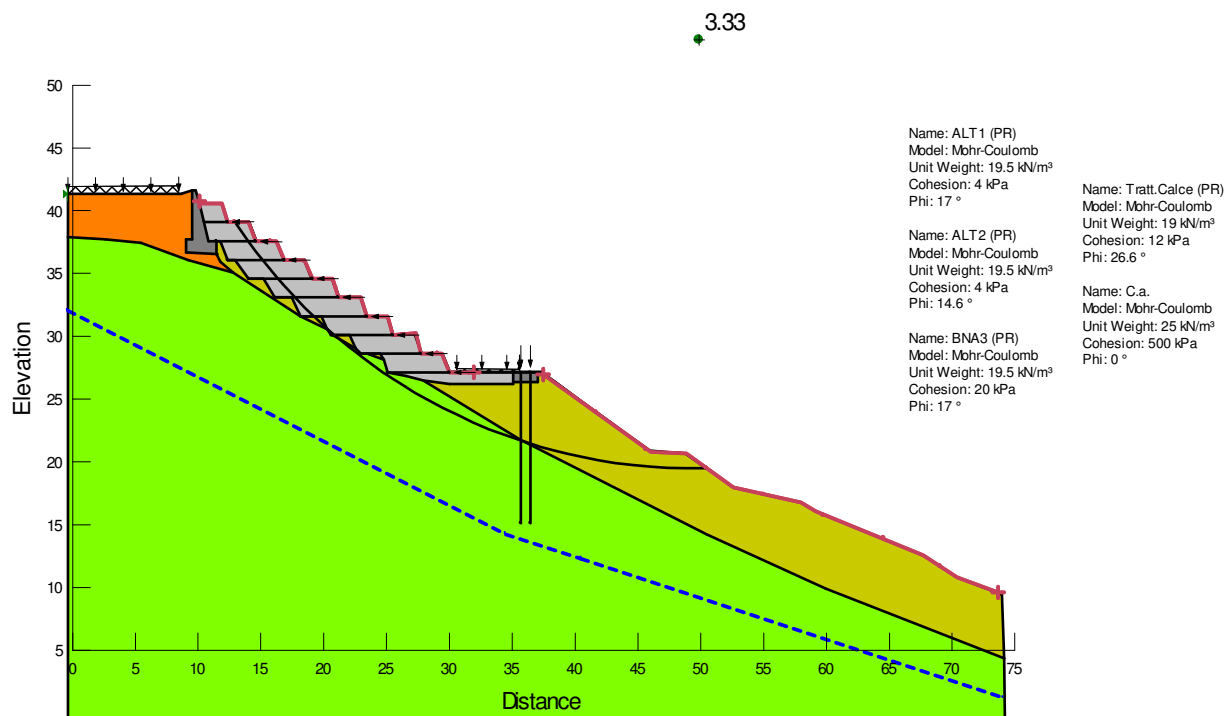


Figura 11– SEZIONE 2 – Verifica di stabilità del versante - Sismica.

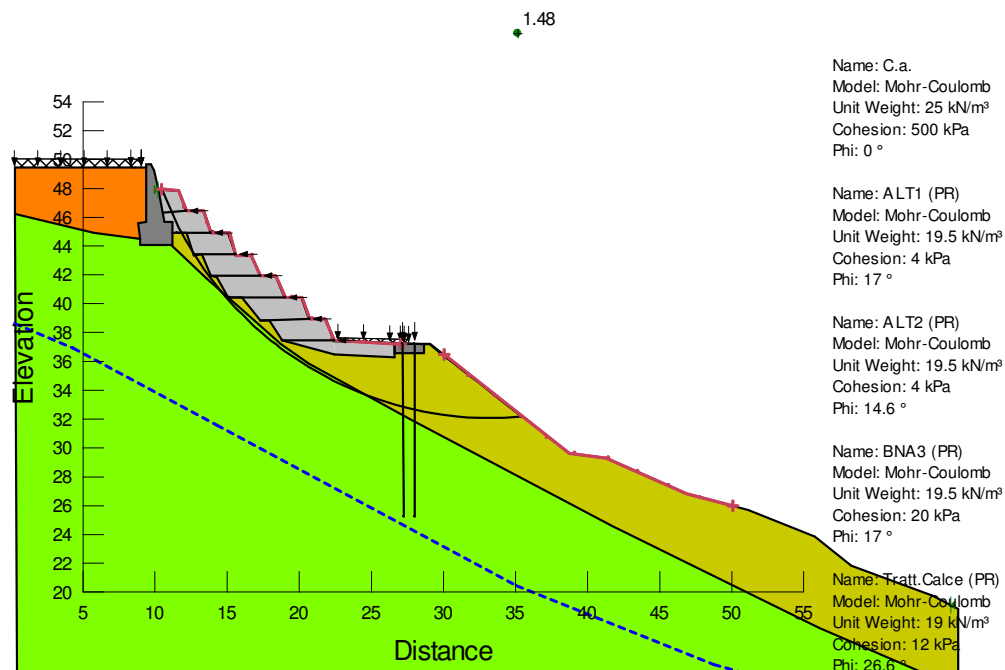


Figura 12– SEZIONE 4 – Verifica di stabilità del versante - Sismica.

VERIFICHE STABILITA' GLOBALE PARATIA

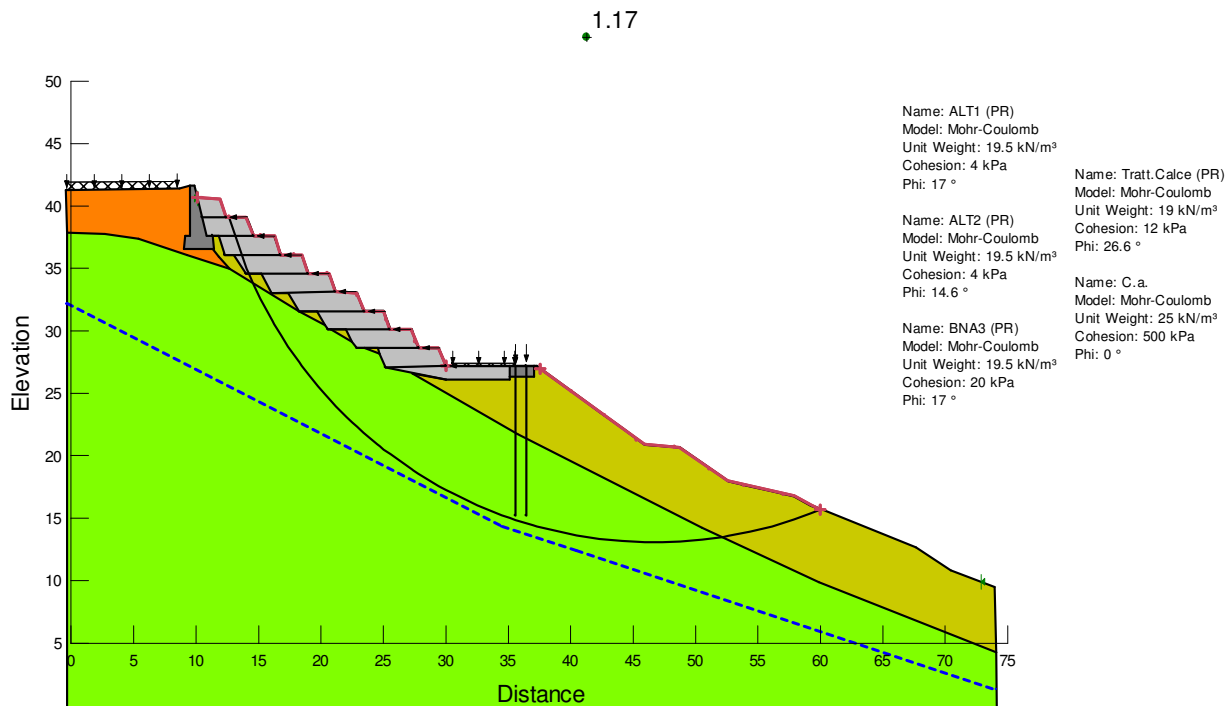


Figura 13 – SEZIONE 2 – Verifica di stabilità globale della paratia - Sismica.

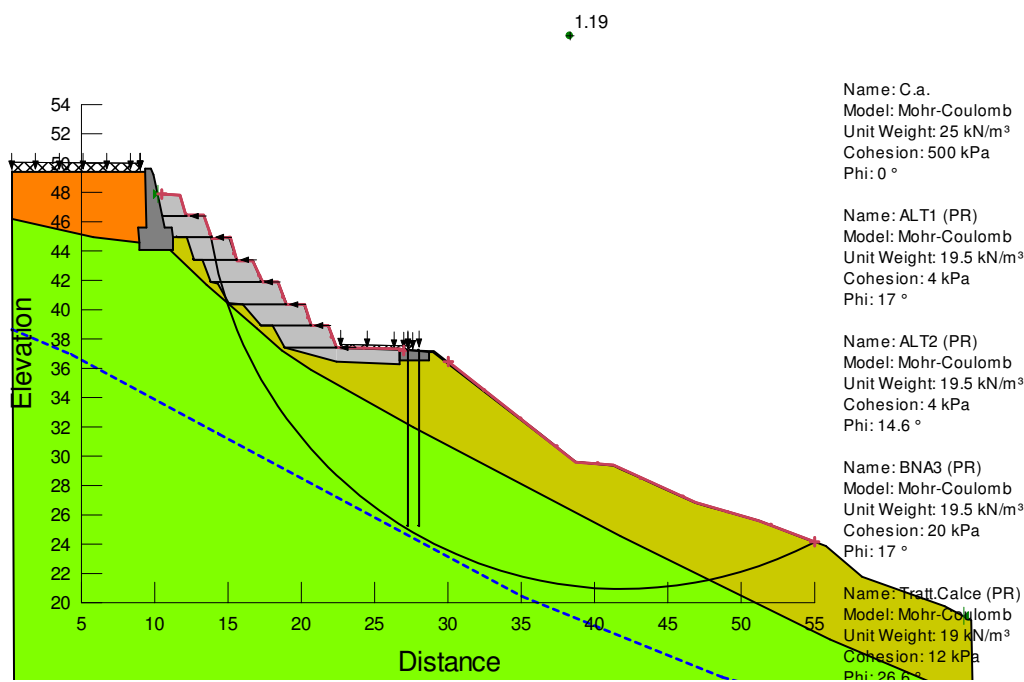


Figura 14 – SEZIONE 4 – Verifica di stabilità globale della paratia – Sismica

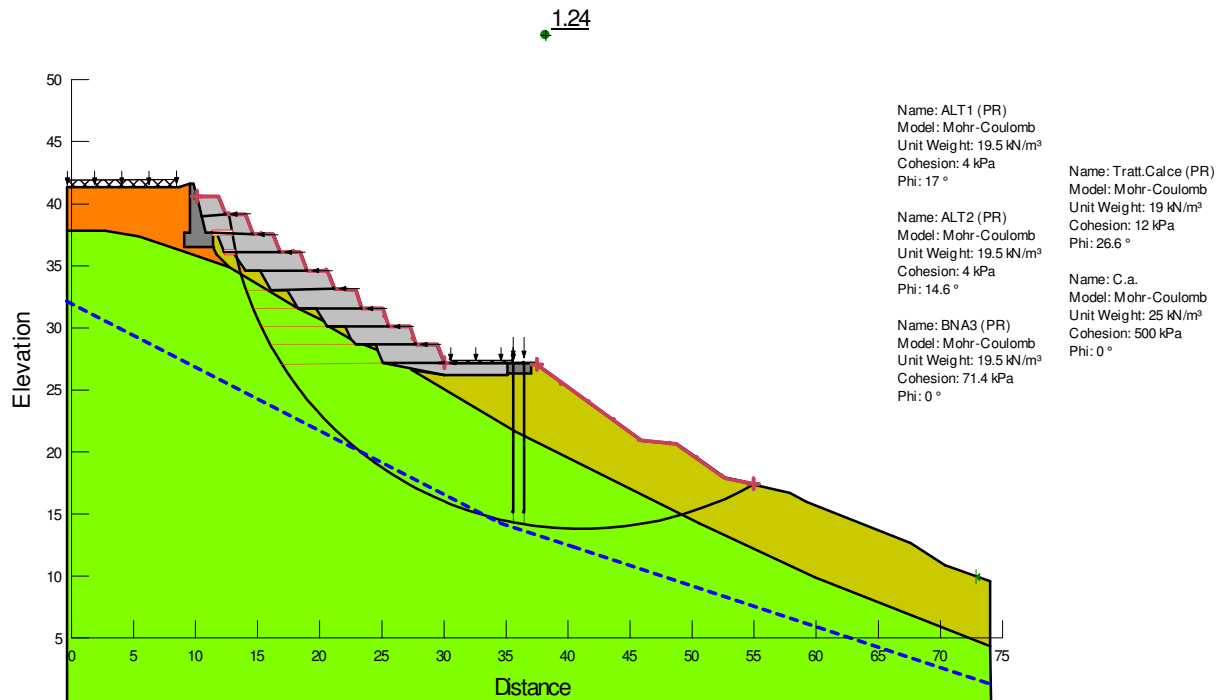


Figura 15 – SEZIONE 2 – Verifica di stabilità condizioni non drenate - Sismica

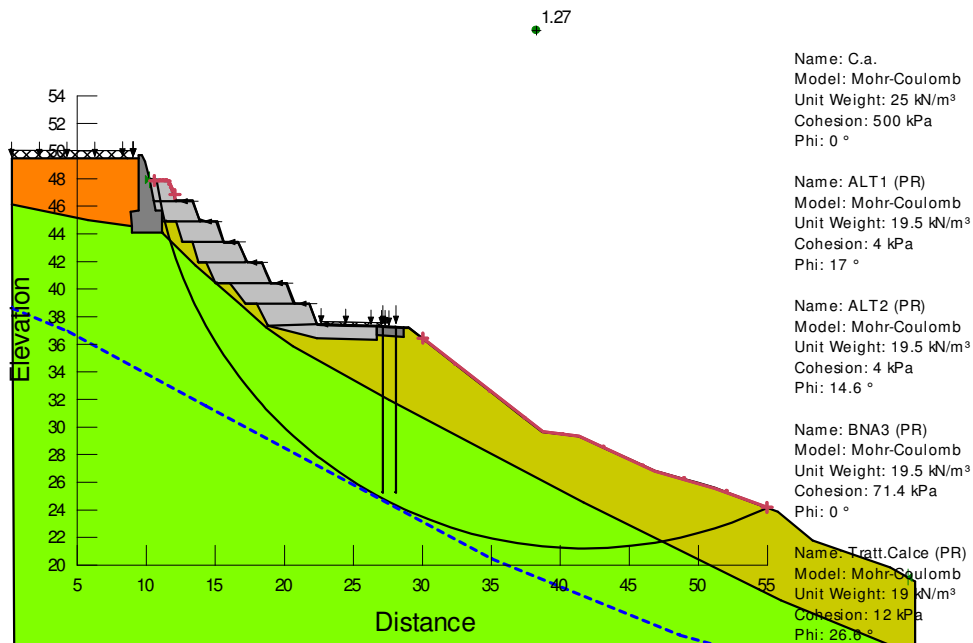


Figura 16 – SEZIONE 4 – Verifica di stabilità condizioni non drenate - Sismica

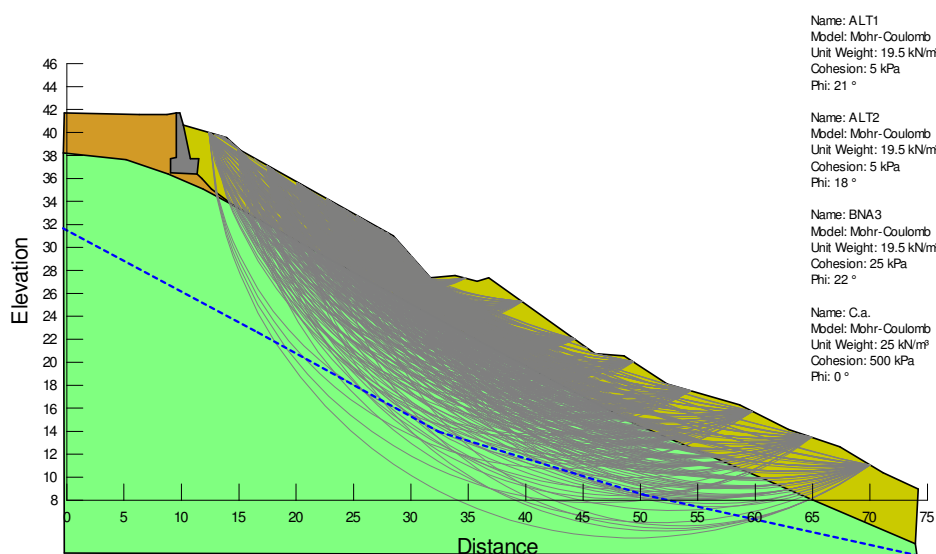
4.9 Risultati delle analisi di stabilità

Come richiesto si riporta per ciascuna delle due sezioni esaminate le tracce delle superfici analizzate nelle diverse condizioni di verifica.

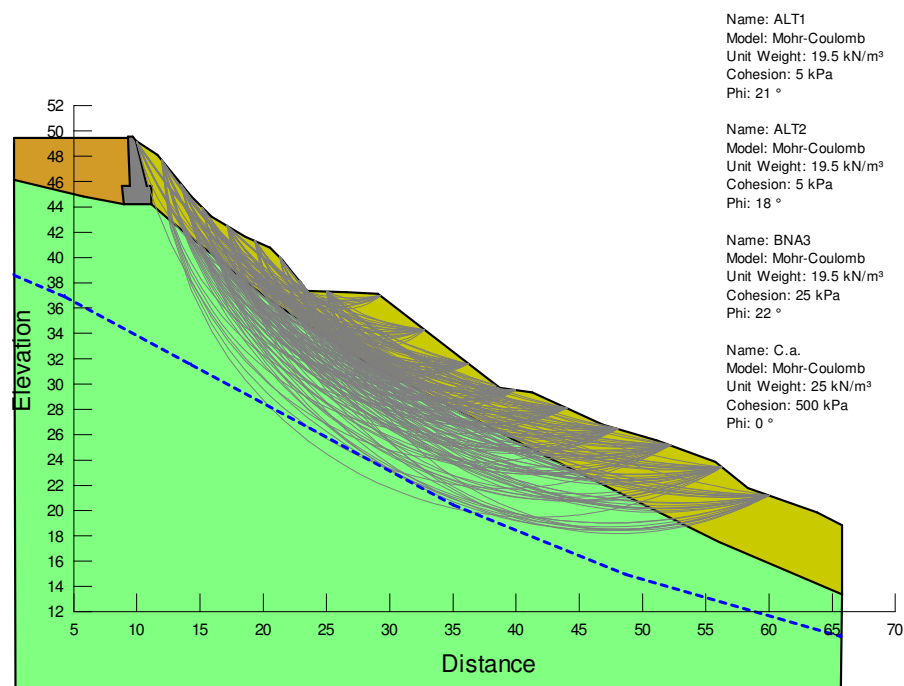
Si riporta inoltre una tabella riassuntiva dei fattori di sicurezza minimi e massimi ottenuti nelle singole verifiche, in cui è indicato anche il numero dei cerchi analizzati.

VERIFICHE ANTE-OPERAM

SEZIONE 2

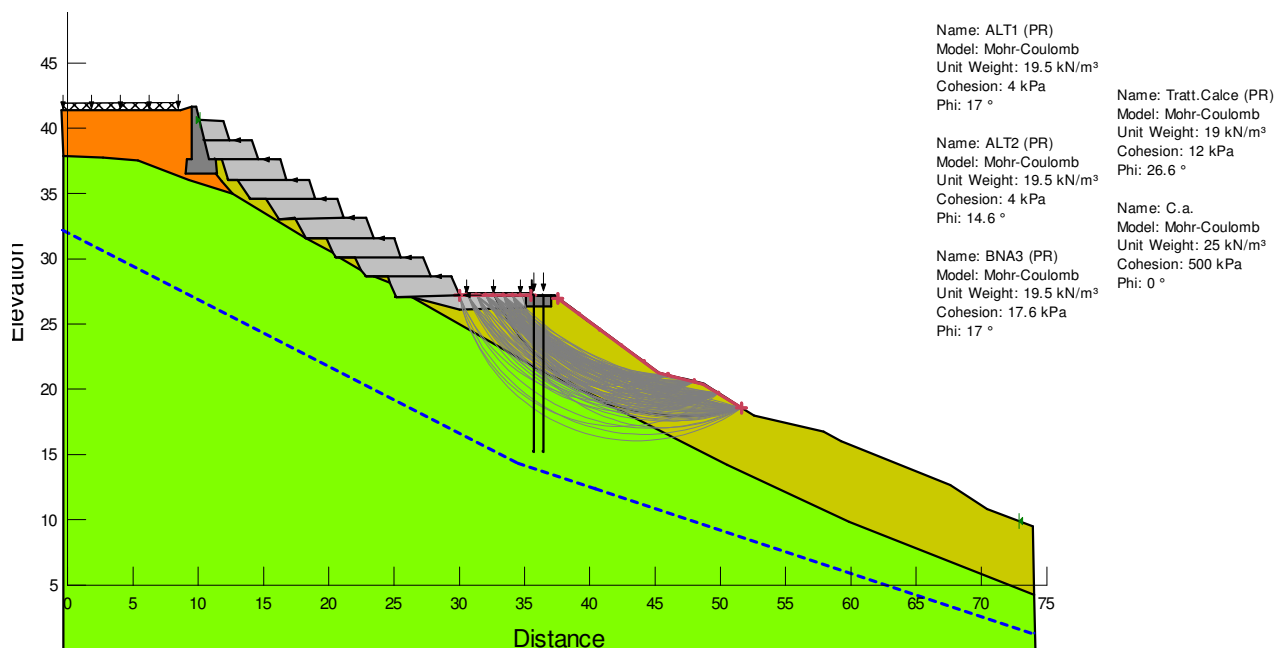


SEZIONE 4

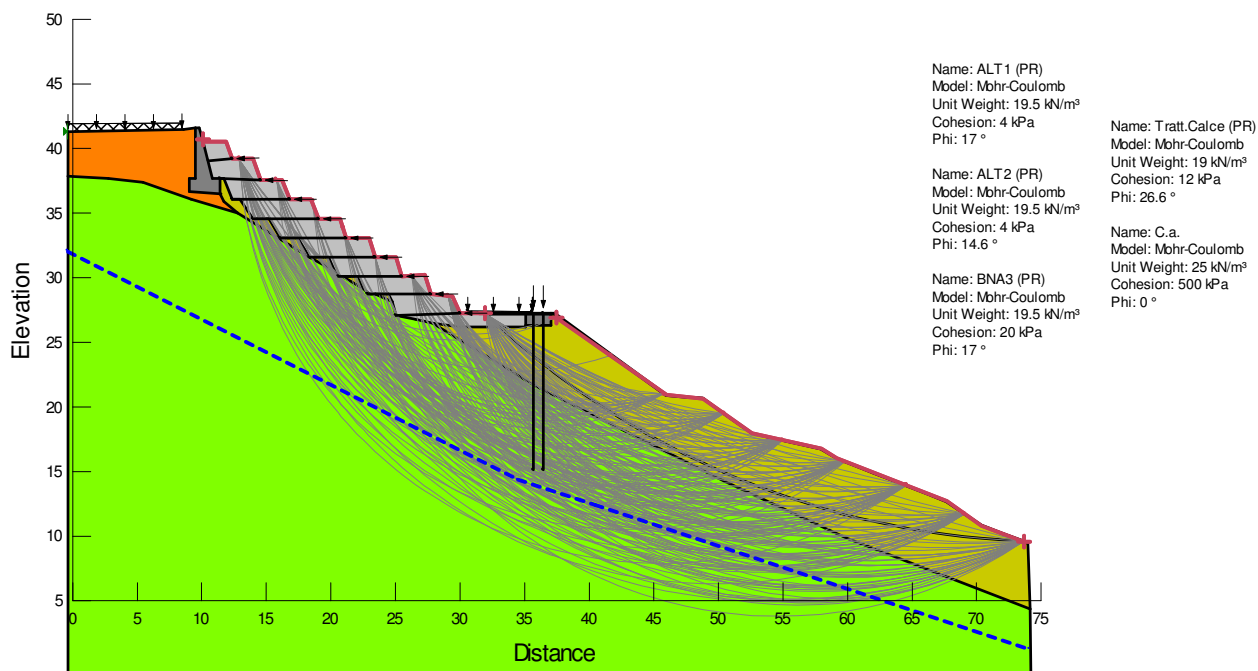


VERIFICHE POST-OPERAM

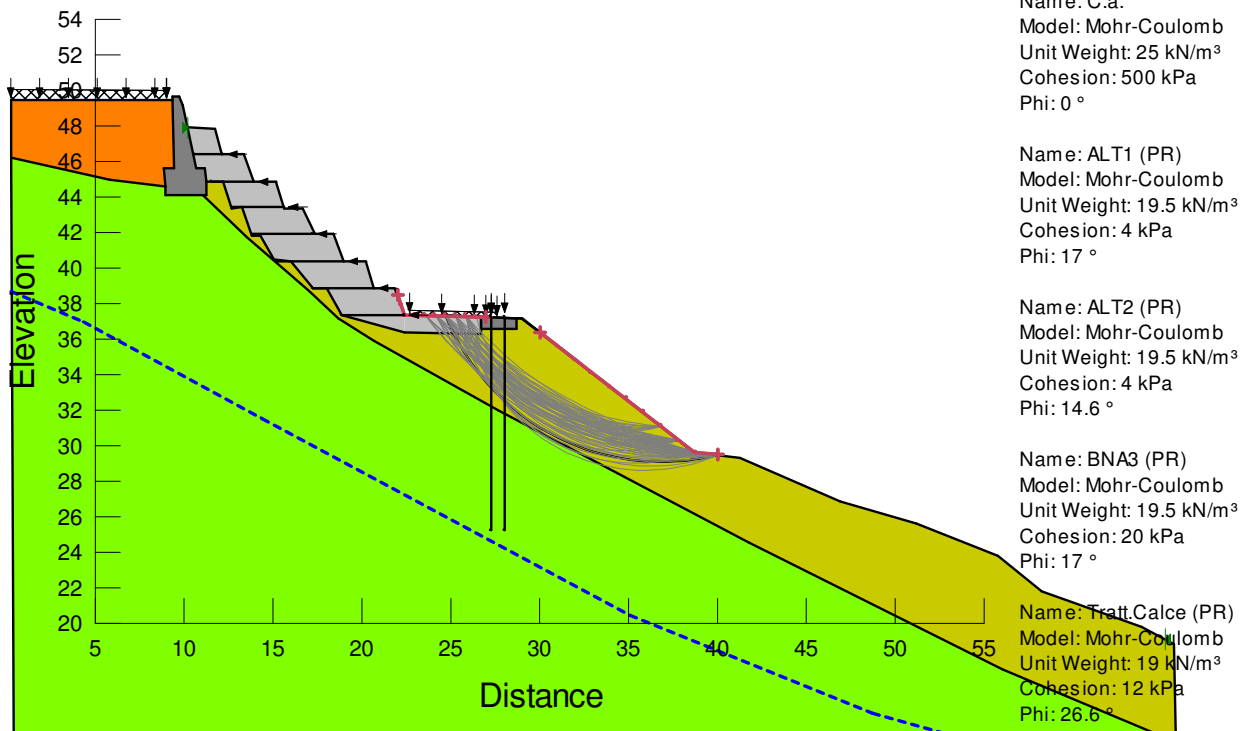
SEZIONE 2 Cerchi a valle delle terre rinforzate



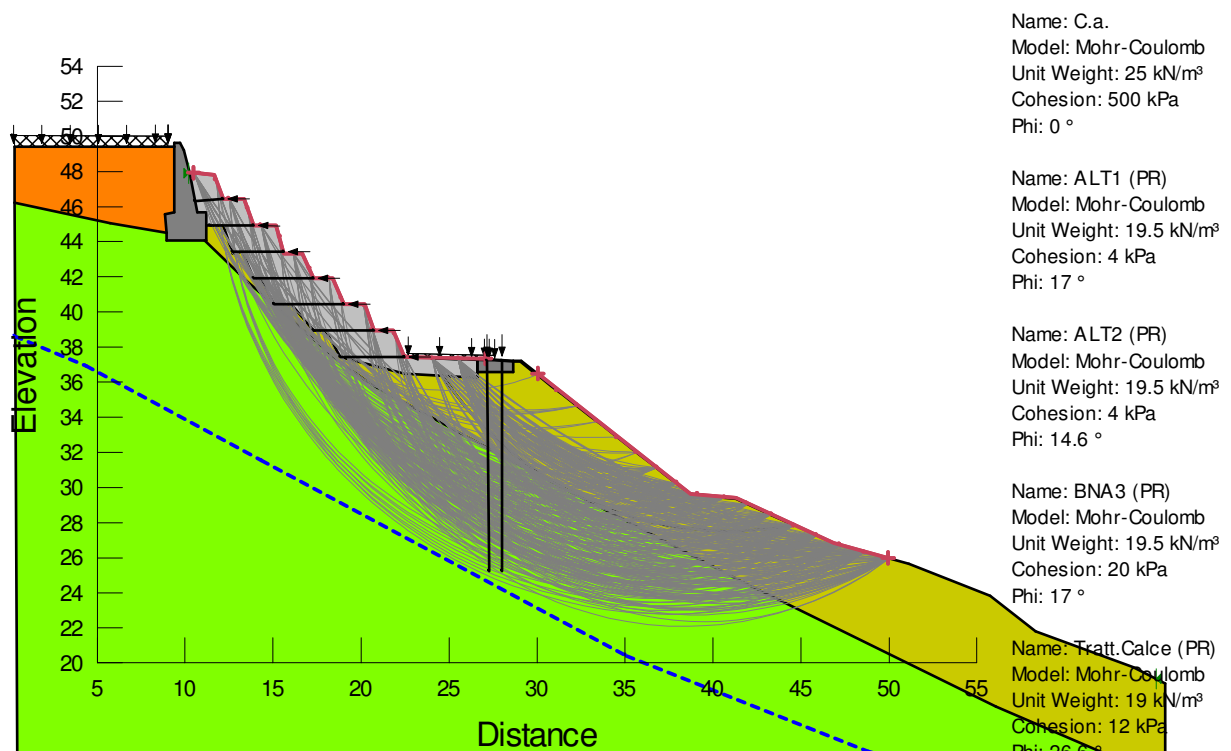
SEZIONE 2 Cerchi estesi al versante



SEZIONE 4 Cerchi a valle delle terre rinforzate



SEZIONE 4 Cerchi estesi al versante



SEZIONE 2

	FS min	FSmax	n.cerchi
Ante-Operam	0,86	11,31	1053
Post-Operam (sismica) Verifiche a valle delle terre rinforzate	1,19	32,48	1053
Post-Operam (sismica) Verifiche estese al versante	3,33	12,12	1053
Post-Operam (sismica) Verifiche di stabilit� globale della paratia	1,17	8,05	1048

SEZIONE 4

	FS min	FSmax	n.cerchi
Ante Operam	0,89	17,77	480
Post-Operam (sismica) Verifiche a valle delle terre rinforzate	1,32	87,83	1089
Post-Operam (sismica) Verifiche estese al versante	1,48	25,07	1081
Post-Operam (sismica) Verifiche di stabilit� globale della paratia	1,19	19,82	874

4.10 Verifiche fronti di scavo

Nel presente paragrafo vengono svolte alcune considerazioni relative alla stabilità dei fronti di scavo previsti per la realizzazione delle opere in progetto. Come si evince dagli elaborati grafici, l'esecuzione delle terre rinforzate, comporta l'asportazione della quasi totalità del terreno di alterazione, tale che ha senso verificare la stabilità dei fronti di scavo provvisoriamente utilizzando i parametri geotecnici relativi al terreno BNA3.

Tali verifiche dei fronti di scavo verranno seguite in condizioni a breve termine e in assenza di azioni sismiche. Un primo utile riferimento per la valutazione di tali condizioni di sicurezza è dato dalla nota formula dell'altezza critica degli scavi in funzione della coesione non drenata.

$$H_{crit} = \frac{2 \cdot C_u}{\gamma}$$


In cui H_{crit} è l'altezza massima per cui è possibile effettuare uno scavo verticale ,

C_u e γ sono la coesione non drenata e il peso di volume del terreno in sito.

Considerando la coesione non drenata pari a 45 kPa, dalla formula risulta che per i terreni in oggetto si ottengono altezze critiche pari a 4,6m.

Già tale considerazione, unitamente a quanto potuto accertare da informazioni assunte dal DL del lotto vicino, garantisce sulla possibilità di effettuare in sicurezza le opere previste in progetto (fotografia durante le fasi di scavo del lotto vicino)



	RELAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE DI STABILITA'		
	Nome File: 17328GEOT-PE00--	N° Pratica: 17328	Pagina 36

Per una valutazione più dettagliata sulle condizioni di stabilità dei fronti di scavo, si riportano, per le due sezioni significative, le verifiche di stabilità a breve termine, interessanti il substrato, tenendo conto della sagomatura delle pendenze medie di scavo come riportate nelle tavole di progetto (Tavola GIN04) individuate con il criterio di garantire una sufficiente copertura delle fondazioni delle opere di sostegno esistenti in via Pertini.

Nelle verifiche suddette non vengono prese in considerazione superfici di scorrimento estremamente superficiali dello spessore di pochi decimetri, interessanti esclusivamente il terreno di alterazione superficiale, in quanto eventuali fenomeni di instabilità in tali terreni non pregiudicano la stabilità complessiva del fronte di scavo.

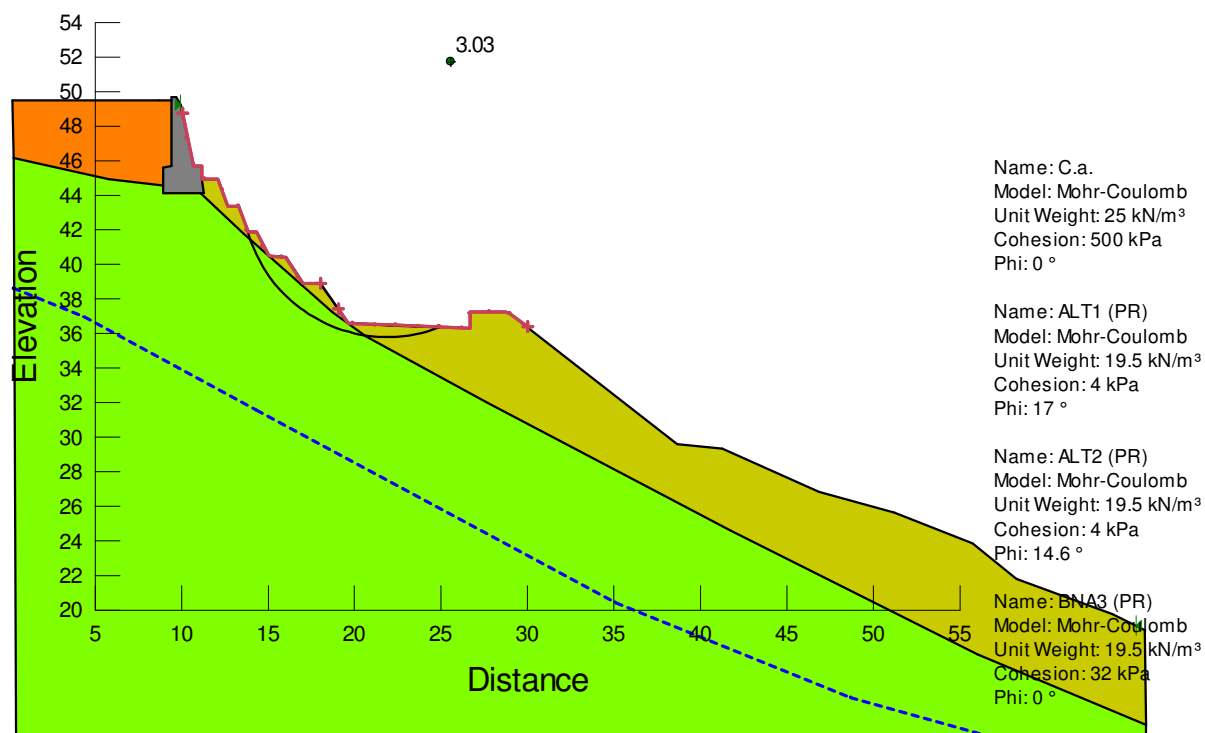


Figura 17 – SEZIONE 2 – Verifica scavo provvisoriale – condizioni non drenate

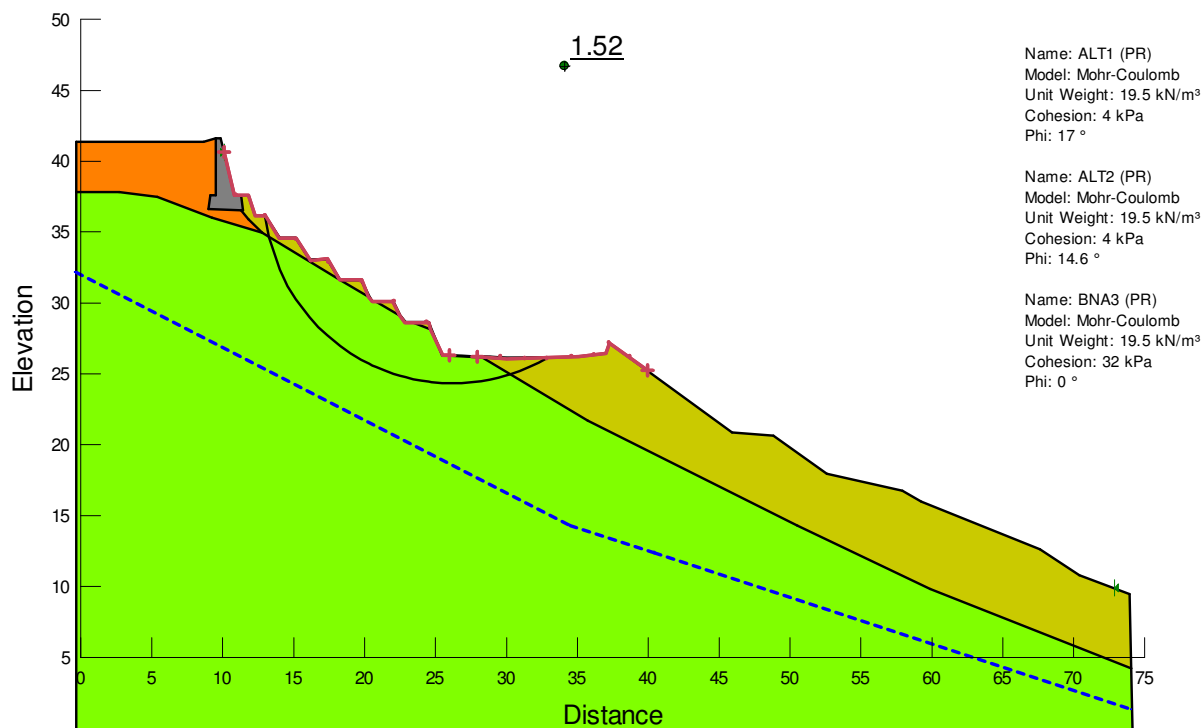


Figura 18 – SEZIONE 4 – Verifica scavo provvisoriale – condizioni non drenate

5. TERRA RINFORZATA

5.1. Descrizione dell'intervento

L'intervento prevede la realizzazione di una terra rinforzata su una scarpata di altezza variabile e con altezza massima compresa tra 9 e 15 m.

Dal punto di vista del calcolo sono state analizzate le sezioni n. 2 e n. 4, scelte come rappresentative dell'intero intervento. La spaziatura degli strati prevede spessori di 0,50 m tra i rinforzi e pendenza del paramento esterno pari a 70°, al fine di creare giusti raccordi con l'esistente.

La lunghezza dei geosintetici di rinforzo scelti per le terre rinforzate (tipo FortracR T) è descritta negli allegati di calcolo, nei paragrafi seguenti. È stato considerato, come previsto dalle norme di buona tecnica, un risvolto frontale delle geogriglie di 1,5 m al fine di garantire idonea interazione e trasferimento degli sforzi tra i vari strati.

Il terreno di fondazione dovrà essere compattato fino a raggiungere il 95% della densità ottenibile in una prova Proctor (AASHTO modificata). I terreni di riempimento del rilevato dovranno essere compattati a strati di 25 cm di spessore, fino a raggiungere un grado di addensamento di almeno il 95% di quello ottenuto nella prova Proctor (AASHTO Modificata).

Nel caso in cui il terreno di riempimento non fosse fertile, sarà necessario disporre almeno 30 cm di terreno vegetale sul fronte, all'interno di ogni strato, per favorire il rinverdimento.

Sul paramento esterno, tra la geogriglia ed il terreno si è previsto l'utilizzo di una rete antierosione sintetica verde o naturale in cocco, per evitare la fuoriuscita ed il progressivo dilavamento del terreno. Ad opera ultimata sarà necessario effettuare un'idrosemina, in modo da ottenere un rinverdimento uniforme a breve termine.

Per evitare infiltrazioni di acqua all'interno del corpo della terra rinforzata è previsto l'utilizzo del geocomposito drenante tipo Deckdrain a tergo delle terre rinforzate. Tale geocomposito è costituito da una struttura in HDPE cuspidata a fondo piatto, accoppiata ad un geotessile filtrante incollato sulle cuspidi; il geotessile non tessuto filtra l'acqua proveniente dal terreno e la struttura drenante, avente un elevato indice dei vuoti, ne consente lo smaltimento; tale geocomposito sarà disposto sul fronte di scavo subverticale in modo continuo e poi sarà invece disposto sulla superficie orizzontale dei vari gradoni in modo discontinuo (circa il 20% della superficie) per consentire il collegamento del drenaggio ai livelli sottostanti senza operare una riduzione della resistenza del sistema delle terre rinforzate.

La presenza di tale geocomposito sarà estesa fino a collegarsi al drenaggio disposto a monte della paratia di sostegno, andando in tal modo a smaltire in modo diffuso ed analogo

all'esistente eventuali venute idriche. Si sottolinea che tale geocomposito ha una funzione solo cautelativa in quanto il livello piezometrico è stato rilevato a molti metri di profondità.

Se confrontati con strati drenanti naturali, i geocompositi drenanti sono molto più sottili pur mantenendo un'elevata capacità drenante. Questo permette di ridurre notevolmente gli spessori richiesti per gli strati drenanti ghiaiosi; si ottiene così un sensibile risparmio in termini economici ed ambientali, dato che non è necessario scavare e trasportare ingenti volumi d'inerti dalle cave.

5.2. Caratteristiche dei terreni

Nel rispetto di quanto riportato al paragrafo precedente, si procederà con la tecnica di stabilizzazione a calce, le cui specifiche vengono trattate nel capitolo successivo.

Di seguito si riportano i parametri meccanici del terreno trattato a calce.

TRATTAMENTO A CALCE

$$\phi' = 32^\circ$$

$$c' = 15 \text{ kPa}$$

Per la scelta dei parametri geotecnici vedi par. 4.5.

5.3. Materiali utilizzati

Per i terreni stabilizzati a calce, è necessario prevedere una geogriglia idonea, cioè con idonea protezione nei confronti dell'ambiente aggressivo in cui è inserita. Quindi verrà usata la geogriglia tipo FortracR MPT realizzata in fibre di polivinilalcol (PVA) e rivestita con uno strato di protezione polimerico, avente comunque elevato modulo di Young (sopportano alte tensioni con basse deformazioni) e basso creep (subiscono piccole deformazioni sotto l'azione di carichi prolungati nel tempo), e certificata per resistere in ambienti con pH 2-13.

La posa dei geosintetici avverrà utilizzando dei casseri a perdere in rete elettrosaldata O7-8, di maglia 15/15 cm piegata secondo la pendenza prevista.

Per favorire il rinverdimento del fronte e fornire una protezione contro l'erosione, è stato previsto l'utilizzo di una rete antierosione in poliestere o naturale in cocco, la quale va posata all'interno dei risvolti di geogriglia e in contatto con il terreno di riempimento.

Tutti i materiali devono essere prodotti in regime di qualità ISO 9001:2008 e marcati CE, in accordo con le vigenti normative europee sui materiali da costruzione.

5.4.Modalita di calcolo

La valutazione del coefficiente di sicurezza, nei riguardi della stabilità del rilevato, si è basata sulla metodologia agli Stati Limite Ultimi di salvaguardia della vita utilizzando, come superfici di scorrimento critiche, superfici circolari (metodo di Bishop).

Sulla terra rinforzata sono state effettuate verifiche di stabilità interne, composte e globali. Il muro presente a monte e i pali presenti a valle sono stati considerati infinitamente rigidi, ovvero sono state trascurate le superfici di scivolamento che si trovano ad attraversarli. Non sono state analizzate superfici di scivolamento passanti al di sotto del muro a monte.

Non sono stati considerati sovraccarichi accidentali. La falda è stata rilevata ad una profondità tale da non influenzare le verifiche (è stato previsto il geocomposito drenante, in grado di garantire il mantenimento di questa ipotesi).

I calcoli sono stati realizzati tenendo conto dell'accelerazione dovuta all'effetto di un eventualesisma secondo la NTC del 2008; i parametri adottati sono: $K_h=0,084$; $K_v=0,042$.

L'attrito tra terreno e geosintetici di rinforzo è stato considerato pari a $26,6^\circ$.

Il risultato della verifiche di stabilità interne, composte e globali effettuate è espresso in termini di "grado di utilizzo del sistema" (μ) che è per definizione il reciproco del cosiddetto fattore disicurezza FS: più piccolo è μ , maggiore sarà il fattore di sicurezza.

Quindi:

$$F_s = 1/\mu$$

La condizione per cui la verifica è soddisfatta è $F_s \geq 1,1$.

In modo equivalente, nei termini della NTC 2008 cap.6.2.I, la verifica è soddisfatta per:

$$E_d \leq R_d \rightarrow E_d/R_d \leq 1$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto delle resistenze del sistema geotecnico.

In questo caso la relazione con μ risulta essere:

$$E_d/R_d = \mu$$

Come riportato nella legenda all'interno degli allegati di calcolo, sono stati utilizzati i fattori per le azioni e le resistenze riferiti alla combinazione "A2+M2+R2" (Approccio 1, Combinazione 2) secondo la NTC del 2008 (tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I).

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è da effettuarsi, come riportato nel cap. 6.5.3.1.1, utilizzando il coefficiente di riduzione della resistenza del sistema $\gamma_R=1,1$ per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo previsto nella

tabella 6.8.I.

Quindi, la formulazione completa della resistenza R_d risulta essere:

$$E_d / (R / \gamma_R) \leq 1$$

Cioè

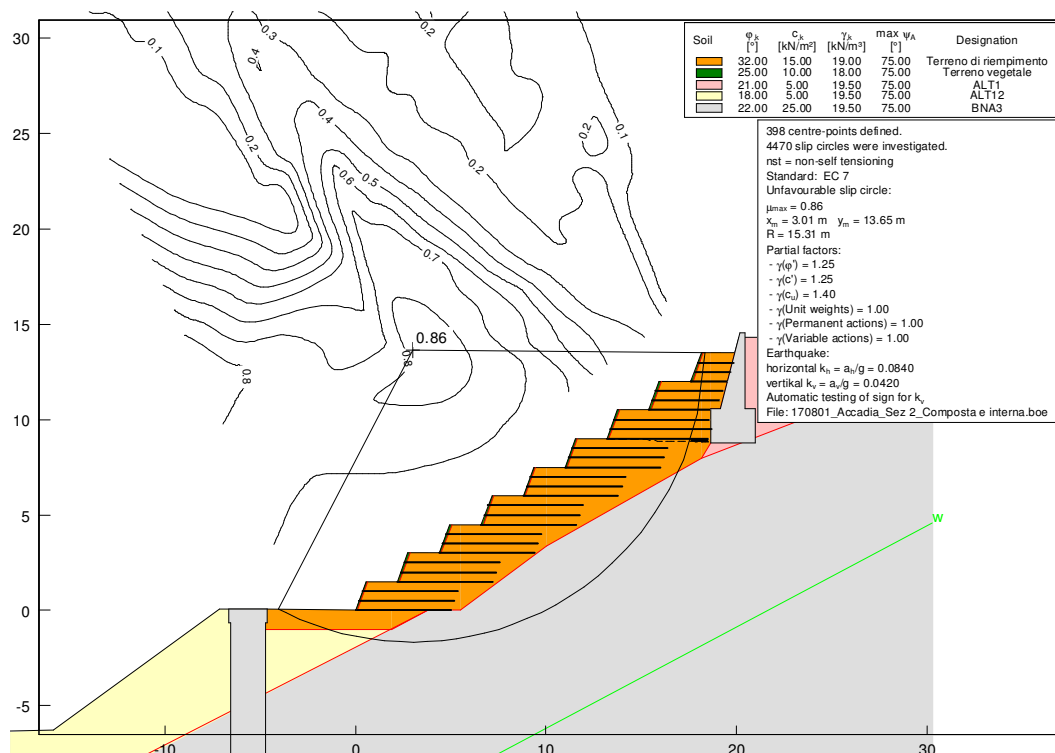
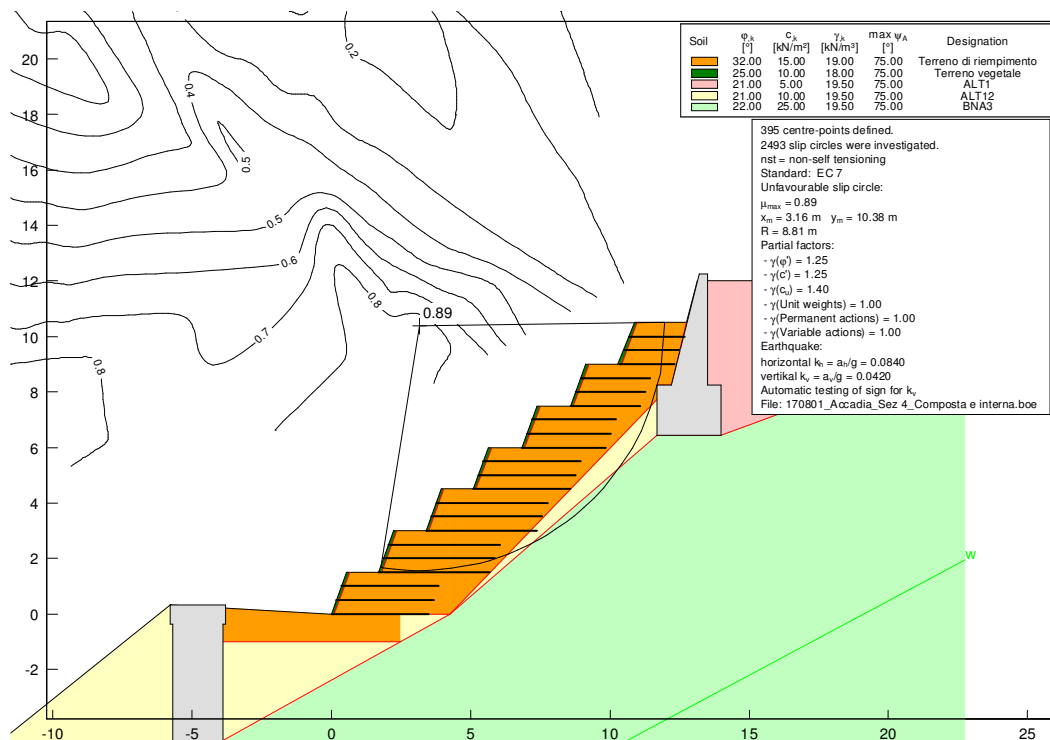
$$E_d \leq R / \gamma_R$$

Per una corretta interpretazione dei risultati delle verifiche dovrà essere soddisfatta la disuguaglianza:

$$F_s > \gamma_R, \text{ oppure } E_d / R < 1 / \gamma_R$$

Di seguito si riporta la sintesi delle verifiche; si rimanda agli allegati di calcolo per maggiori dettagli.

E' facoltà della DL disporre la modifica dell'ampiezza delle banche della gradonatura o dei teli delle terre rinforzate in funzione dell'andamento del substrato rilevato durante le operazioni di scavo del versante, previa nuova verifica, garantendo comunque l'integrità delle strutture presenti al contorno. Prima dell'inizio dei lavori sarà cura e onere dell'impresa eseguire un adeguato numero di saggi esplorativi (minimo 4) con il miniescavatore alla base del muro di via Pertini per accertare la profondità e le caratteristiche del piano di posa della fondazione.

Sezione 2 FS = 1,16

Sezione 4 FS = 1,12


6. STABILIZZAZIONE A CALCE

Nel presente capitolo vengono riportate tutte le prove geotecniche e da effettuarsi in cantiere preliminarmente all'esecuzione dell'intervento, al fine di certificare i parametri geotecnici ottenibili dalla tecnica di stabilizzazione a calce sul terreno specifico.

In particolare lo studio delle miscele sperimentali è volto a quantificare l'entità del miglioramento apportato dalla stabilizzazione ai terreni non trattati.

La stabilizzazione può essere definita come un mezzo di permanente consolidamento delle terre con materiali adatti a incrementare la capacità portante e la resistenza di essi diminuendone la sensibilità all'azione dell'acqua e al cambiamento di volume durante i cicli di immersione in acqua ed essiccazione.

Infatti se aggiungiamo calce ed acqua in giuste quantità ad una terra limosa argillosa si ottiene:

- una riduzione del contenuto di acqua, una diminuzione dell'indice di plasticità, un aumento dell'indice di portanza immediato e una migliore lavorabilità;
- un progressivo miglioramento delle caratteristiche meccaniche, una insensibilità della miscela calce e terreno a contatto con l'acqua e una stabilità nel tempo.

6.1 Verifica idoneità del materiale proveniente dai movimenti terra

Per iniziare a valutare un trattamento a calce sulle terre bisogna prendere in considerazione principalmente due parametri: la granulometria e i limiti di Atterberg.

Dal punto di vista delle granulometrie sono trattabili a calce i terreni con un passante al setaccio 0.075 mm > 35%; quelle con un passante a 0.075 mm < 35% sono trattabili purchè il passante a 0.42 mm sia superiore al 35%.

Considerando i limiti di Atterberg sono trattabili a calce i terreni con indice di plasticità >10.

Analizzando il quadro sinottico delle prove di laboratorio (vd. Capitolo 3), si può concludere che tutto il materiale di scavo prelevato nel sito in esame, può essere stabilizzato a calce, e quindi può essere riutilizzato per la realizzazione della terrarinforsata.

Una volta appurate queste condizioni base, preliminarmente all'esecuzione dei lavori, bisogna eseguire ulteriori analisi per avere i valori di sostanza organica e di solfati. La sostanza organica deve essere inferiore al 3% in quanto un eccesso di sostanza organica comporta che la calce reagisca con essa prima che con le argille, di conseguenza non è più disponibile a formare legami pozzolanici.

I solfati devono essere inferiori allo 0.5% in quanto valori superiori potrebbero provocare una

reazione espansiva tardiva che potrebbe compromettere la riuscita del lavoro.

Se le condizioni sopra esposte sono rispettate, allora a questo punto si può iniziare a valutare il mix design della miscela che parte obbligatoriamente dal consumo iniziale di calce (CIC) per passare poi alla Proctor e alla CBR.

Il trattamento a calce produce una modificazione strutturale rispetto al materiale originario con conseguenti variazioni del comportamento in presenza di acqua e con accrescimento lento nel tempo delle caratteristiche di resistenza meccanica. La calce aggiunta al terreno capta le molecole d'acqua per completare l'idratazione; ciò comporta una diminuzione dell'umidità naturale dello strato. Il trattamento con calce, inoltre, riduce il potenziale rigonfiamento delle terre coesive (in quanto diminuisce l'affinità dell'acqua delle argille trattate) e rende di scarso rilievo il ritiro connesso alla perdita di umidità nelle miscele terra-calce.

Un altro aspetto di grande importanza è che l'aggiunta di calce modifica la natura del terreno e quindi le sue caratteristiche meccaniche intrinseche. L'aspetto principale del trattamento a calce consiste nell'azione cementante che essa svolge.

L'ossido di calcio migliora in generale le caratteristiche meccaniche del terreno sottoposto a trattamento. In particolare la miscelazione con calce induce cambiamenti profondi nella curva sforzi/deformazioni del materiale trattato e incrementi sensibili nei valori della resistenza al taglio del materiale, aumentandone considerevolmente la coesione ed anche l'angolo d'attrito interno (ϕ'). L'entità di tali incrementi dipende ovviamente dal tipo di materiale trattato, dalla temperatura e dai tempi della stagionatura.

6.2 Indagini geotecniche e campo prove preliminarmente all'esecuzione dei lavori

Il ricorso al trattamento a calce è subordinato all'esecuzione di una **campagna sperimentale**, finalizzata a verificare l'idoneità dei terreni di scavo al trattamento a calce e ad ottenere una miscela idonea per la formazione di strati che, dopo costipamento, risultino di adeguata capacità portante, di adeguata indeformabilità, di adeguate caratteristiche meccaniche, nonché stabili all'azione dell'acqua e del gelo (CNR BU n. 36).

Le seguenti prove preliminari e la realizzazione del campo prove sono comprese negli oneri a carico dell'impresa e compensate con i relativi prezzi di elenco delle voci relative alla stabilizzazione a calce e pertanto non verrà riconosciuto alcun compenso per la loro esecuzione.

Di conseguenza, al fine di certificare tali miglioramenti, preliminarmente all'esecuzione dei lavori, si dovrà prevedere di effettuare sul terreno naturale e su quello stabilizzato a calce, le seguenti prove geotecniche:

Realizzazione della miscela di progetto

Prelievo di n. 4 campioni da cui preparare due miscele, per ogni miscela dovranno essere realizzate le seguenti prove:

Prove sul materiale tal quale:

- Analisi granulometriche
- Peso specifico
- limiti LL e LP
- Classificazione UNI CNR 10006
- Contenuto in sostanza organica
- Contenuto in solfati
- Valore del blu di metilene
- CIC
- Proctor modificata
- CBR umidità ottima
- Prova di taglio diretto

Prove su materiale con contenuto in calce pari al CIC + 1%, per ogni campione:

- Proctor modificata
- CBR umidità ottima dopo 24 ore
- Prova di taglio diretto dopo 24 ore
- CBR umidità ottima dopo 28 giorni stagionatura e 4 giorni imbibizione
- Prova di taglio diretto dopo 28 giorni stagionatura e 4 giorni imbibizione

Prove su materiale con contenuto in calce pari al CIC+ 2%, per ogni campione:

- Proctor modificata
- CBR umidità ottima dopo 24 ore
- Prova di taglio diretto dopo 24 ore
- CBR umidità ottima dopo 28 giorni stagionatura e 4 giorni imbibizione
- Prova di taglio diretto dopo 28 giorni stagionatura e 4 giorni imbibizione

Prove su materiale con contenuto in calce pari al CIC+ 3%, per ogni campione:

- Proctor modificata
- CBR umidità ottima dopo 24 ore
- Prova di compressione dopo 24 ore
- Prova di taglio diretto dopo 24 ore
- CBR umidità ottima dopo 28 giorni stagionatura e 4 giorni imbibizione
- Prova di taglio diretto dopo 28 giorni stagionatura e 4 giorni imbibizione

6.3 Programma prove in fase di realizzazione del rilevato

In fase di realizzazione dovranno essere eseguite le prove di controllo e collaudo i cui oneri saranno a carico della stazione appaltante nel limite delle relative somme previste nel quadro economico:

- densità in sito;
- prove di carico su piastra;
- CBR in sito;
- Prove di taglio diretto.

Le suddette prove andranno eseguite ogni 1000 mq di trattamento di stabilizzazione, e pertanto in numero di 16 ciascuna prova, ad esclusione delle prove di taglio diretto che si ritiene sufficiente siano in numero di 4 in totale.

È facoltà della DI e del collaudatore disporre ulteriori o diverse prove nei limiti delle somme disponibili.

È altresì compreso nei prezzi di elenco l'utilizzo di cemento al posto della calce ove le caratteristiche fisiche dei terreni ne richiedessero l'uso.

Perugia, lì 3.10.2017

Il Progettista Capogruppo

Ing. Marco BALDUCCI

