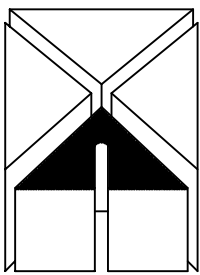




COMUNE DI DERUTA

LAVORI DI CONSOLIDAMENTO DI ALCUNI TRATTI DELLA SCARPATA
LUNGO VIA CASALINA-RIPABIANCA IN FRAZ. RIPABIANCA



AREA PROGETTO ASSOCIATI

PERUGIA * Via della Gabbia 7 * Tel 075 5731708 - 075 5736689

Progetto N.

17327

Maggio 2017

Progetto	Bonifica dissesto
Fase Progettuale	PROGETTO ESECUTIVO
Committente	Comune di Deruta
Localizzazione	Via Casalina - Ripabianca
Professionista incaricato	ING. MARCO BALDUCCI ING. ROBERTO REGNI
Collaboratori	ING. LUCA SPACCINO
Geologia	DOTT. GEOL. GIORGIO CERQUIGLINI

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

Relazione geotecnica e
verifiche di stabilità


scala

tav.

GEOT

17327-GEOT--PE-00--

La proprietà di questo elaborato è di APA , con il divieto di riprodurlo o trasferirlo a terzi senza autorizzazione scritta.

	RELAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE DI STABILITA'		
	Nome File: 17327GEOT-PD00--	N° Pratica: 17327	Pagina 1


COMUNE DI DERUTA (PG)

PROGETTO DI CONSOLIDAMENTO DEL DISSESTO
IDROGEOLOGICO VERIFICATOSI SULLA STRADA CASALINA-
RIPABIANCA NEL COMUNE DI DERUTA.

RELAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE DI STABILITA'

INDICE

1. PREMESSA	3
1.1 Descrizione delle opere.....	3
1.2 Normativa di riferimento	3
2. INDAGINI GEOGNOSTICHE	4
2.1 Stratigrafia di progetto e superficie di scorrimento	4
2.3 Livello piezometrico di progetto.....	5
3. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI	6
3.1 Caratteristiche geotecniche dei terreni.....	6
4. ANALISI DI STABILITA'	7
4.1 Approcci secondo NTC08	7
4.2 Criteri di calcolo	8
4.3 Parametri sismici.....	9
4.4 Modellazione della palificata nelle verifiche di stabilità	10
4.5 Carichi di progetto.....	13
4.6 Verifiche di stabilita versante ante-operam.....	13
4.7 Verifiche di stabilita versante post-operam	15

	RELAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE DI STABILITA'	
	Nome File: 17327GEOT-PD00--	N° Pratica: 17327

1. PREMESSA

Nel presente studio si affrontano le tematiche geotecniche relative alla presente fase progettuale dell'intervento messa in sicurezza del tratto di viabilità comunale interessata dal dissesto in atto. Il dissesto viene rilevato principalmente tramite l'evidenza di lesioni della pavimentazione e segni di dissesto superficiali.

Il progetto prevede il consolidamento della scarpata mediante la realizzazione di un'opera strutturale al fine di arrestare la regressione del movimento verso monte e al tempo stesso mettere in sicurezza la strada comunale. Le superfici in cui si è attivato il movimento sono superficiali, attorno a 2/3 m di profondità dal piano campagna e interessano quindi il solo terreno superficiale. La presente fase progettuale 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 e geotecnici dei terreni interessati dalla progettazione, si affronta la schematizzazione del modello geotecnico adottato. Per maggiori dettagli relativi allo studio geologico dell'area, si rimanda alla relazione geologica allegata alla presente fase progettuale. Nel capitolo 4 sono trattate le analisi di stabilità globale che coinvolgono l'intero versante. 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 paratia di micropali realizzata su due file con disposizione a quinconce posizionata immediatamente a valle della strada comunale e nella parte alta della frana; la paratia si estende in planimetria per circa 35 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."

	RELAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE DI STABILITA'		
	Nome File: 17327GEOT-PD00--	N° Pratica: 17327	Pagina 4

2. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nella campagna di indagini eseguita a partire dallo scorso marzo, è stato effettuato n. 1 sondaggi (S1) di profondità 15m, n.4 prove penetrometriche dinamiche (DPSH) DPSH1, DPSH2, DPSH3, DPSH4) della profondità rispettiva di 3,40m 7,20m 10,0m e 9,0m dal piano campagna; una indagine geofisica tipo MASW.

Durante l'esecuzione del sondaggio sono stati prelevati n. 2 campioni indisturbati, sottoposti a prove di laboratorio (profondità rispettivamente di 3,5m e 7,5m) e sono state eseguite n.5 prove SPT.

Per maggiori indicazioni relativamente alle prove eseguite si rimanda alla Relazione Geologica allegata; nella stessa relazione sono trattate le descrizioni del quadro geologico e idrogeologico generale, oltre che la descrizione geomorfologica dei luoghi.

Dai dati a disposizione sono state ricostruite le sezioni geologiche. Per le verifiche e le analisi svolte è stata presa come sezione di riferimento la sezione n.2 sulla base di considerazioni geologiche, topografiche e stratigrafiche. Tale sezione risulta dimensionante per l'intera opera.

2.1 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 Geotecnica 1 = Limi sabbiosi debolmente argillosi

Unità Geotecnica 2 = Sabbie limose

Unità Geotecnica 3 = Limi sabbioso argillosi

Unità Geotecnica 4 = Sabbie limose

Unità Geotecnica 5 = Limi sabbioso argillosi



Figura 2- Sezione geologica

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 e stata rinvenuta alla profondita di circa 20m.

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 eseguite durante la presente campagna di indagini (marzo 2017).

Di seguito si riportano le caratteristiche geotecniche di progetto, rimandando alla relazione geologica per maggiori dettagli relativamente alla descrizione dei litotipi interessati e delle correlazioni utilizzate nell'interpretazione delle prove.

Unità Geotecnica 1= Limi sabbiosi debolmente argillosi da 0.0 m a 2.0 m.

$C' = 0.0 \text{ KPa}$	$\varphi = 25^\circ$	$\gamma = 18.7 \text{ KN/m}^3$	$C_u = 16 \text{ KPa}$
------------------------	----------------------	--------------------------------	------------------------

Unità Geotecnica 2= Sabbie limose da 2.0 m a 5.0 m.

$C' = 0.0 \text{ KPa}$	$\varphi = 29^\circ$	$\gamma = 20.7 \text{ KN/m}^3$	$C_u = 150 \text{ KPa}$
------------------------	----------------------	--------------------------------	-------------------------

Unità Geotecnica 3= Limi sabbioso argillosi da 5.0 m a 7.5 m.


$C' = 17 \text{ KPa}$	$\varphi = 22^\circ$	$\gamma = 21.1 \text{ KN/m}^3$	$C_u = 240 \text{ KPa}$
-----------------------	----------------------	--------------------------------	-------------------------

Unità Geotecnica 4= Sabbie limose da 7.5 m a 13.4 m.

$C' = 0.0 \text{ KPa}$	$\varphi = 32^\circ$	$\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$	$C_u = 60 \text{ KPa}$
------------------------	----------------------	--------------------------------	------------------------

Unità Geotecnica 5= Limi sabbioso argillosi da 13.4 m a 15 m.

$C' = 30 \text{ KPa}$	$\varphi = 25^\circ \div 26^\circ$	$\gamma = 20.7 \text{ KN/m}^3$	$C_u = 70 \text{ KPa}$
-----------------------	------------------------------------	--------------------------------	------------------------

	RELAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE DI STABILITA'		
	Nome File: 17327GEOT-PD00--	N° Pratica: 17327	Pagina 7

4. ANALISI DI STABILITA'

Nel presente paragrafo vengono riportate le verifiche di stabilità del versante in oggetto allo stato di progetto. In particolare, come precedentemente accennato, è stata valutata come rappresentativa delle opere di progetto, la sezione 2.

Per tali sezioni sono state primariamente affrontate le verifiche di stabilità ante-operam. Successivamente sono state analizzate le condizioni di stabilità post-operam, comprensive quindi delle opere previste in progetto.

Ai fini della stima del fattore di sicurezza delle verifiche di stabilità sono state 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 paratia di micropali disposti a quinconce.

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'allegato di calcolo Fascicolo dei calcoli – Verifiche di stabilità, 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				PROPRIETÀ 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:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \left[\frac{R_k}{\gamma_F} \right] \quad (\text{cfr. paragrafo 6.2.3.1 di NTC2008})$$

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; dalle analisi è emerso che, analizzando un ampio range di superfici analizzate, il cerchio critico si sviluppa all'interno del terreno superficiale (unità geotecnica 1). 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 $k_v = 105k_h$, 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	C_U	V_R	P_{VR}	T_R	a_g	S_s	S_T	S	a_{max}	β_s	$k_{h,s}$	$k_{v,s}$
-	-	anni	-	anni	-	anni	g	-	-	-	g	-	-	-
II	SLV	50	1	50	10%	475	0,170	1,2	1,2	1,44	1,022	0,28	0,059	0,029

Tabella 9- Grandezze sismiche.

dove:

V_N vita nominale;

C_U coefficiente d'uso;


V_R vita di riferimento;

P_{VR} probabilità di superamento nel periodo di riferimento;

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

S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T coefficiente di amplificazione topografica;

	RELAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE DI STABILITA'		
	Nome File: 17327GEOT-PD00--	N° Pratica: 17327	Pagina 10

$$S = S_S \cdot S_T;$$

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g;$$

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);

$k_{h,s} = 0,059$ coefficiente pseudostatico orizzontale;

$k_{v,s} = 0,029$ coefficiente pseudostatico verticale.

La quantificazione dei parametri sismici fa riferimento ad una categoria del sottosuolo di tipo B 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 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 ininfluente, 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 finché 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 dei terreni interessati, 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 1 (“terreni incoerenti”).

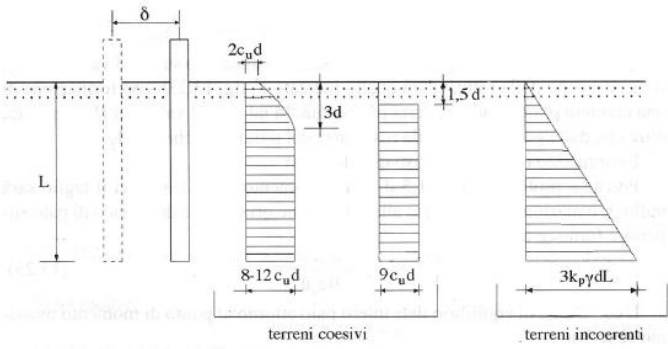


Figura 1 – Diagramma di distribuzione della resistenza trasversale p.

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.

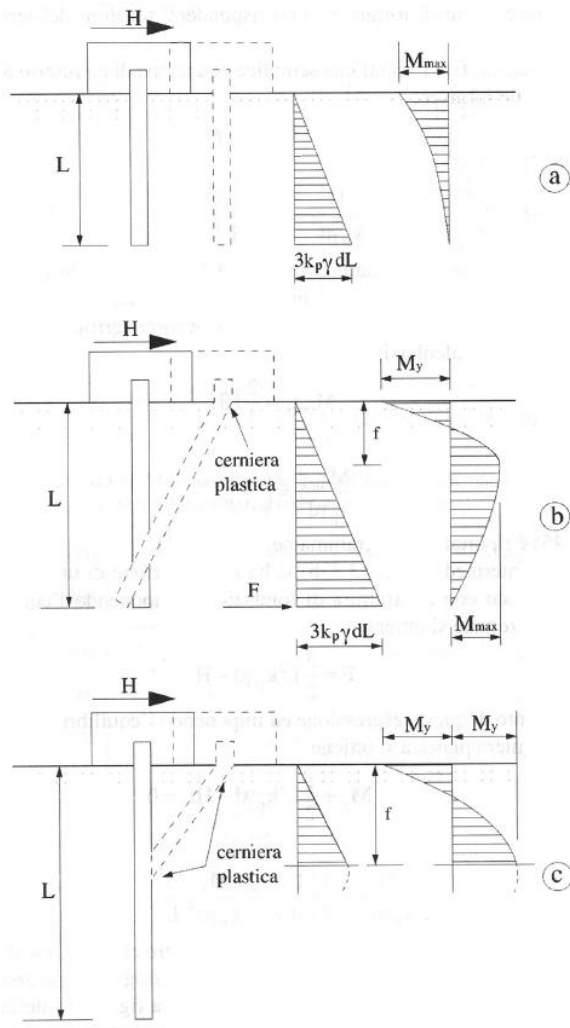


Figura 6 – Rottura drenata: possibili meccanismi di rottura.

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 =	0,2	m
lunghezza del palo	L =	6,0	m
tensioni efficaci	Terreno incoerente	ϕ' =	27 °
		k_p =	2,663
		γ =	19,5 kN/m ³

Pali a rotazione in testa impedita - Terreni incoerenti

PALO CORTO

H_{lim} =	448,7	kN
M _{max} =	1794,61	kN

PALO INTERMEDIO

H_{lim} =	151,9	kN
--------------------------	--------------	-----------

PALO LUNGO

f=	1,50	m
H_{lim} =	28,0	kN

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

Si ottiene pertanto:

H_(M2+sisma) =	28,0	kN
---------------------------------	-------------	-----------

H_(A2+M2) =	21,6	kN
------------------------------	-------------	-----------

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

Lo schema di Broms non tiene conto di un terreno stratificato e quindi lo schema adottato valuta la resistenza a taglio del sistema palo-terreno considerando una media pesata dei parametri dei terreni in cui è immerso il palo: nel caso specifico il valore dell'angolo d'attrito valutato, tenendo conto di una media pesata è pari a 27°.

4.5 Carichi di progetto

I carichi di progetto considerati nelle analisi sono i carichi stradali presenti sulla strada comunale. Si è adottato un sovraccarico uniformemente distribuito pari a 20 kPa.

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 ($\psi = 0,2$).

4.6 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 e sismiche, per avere parametri di confronto con i fattori di sicurezza post operam.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche eseguite.

0.85

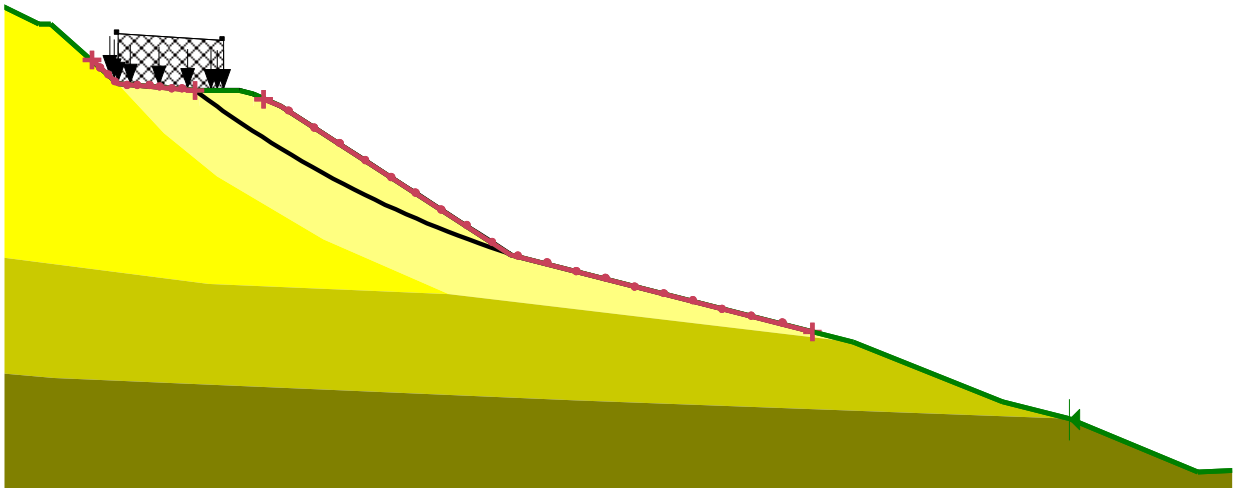


Figura 9– Verifica di stabilità Ante Operam - Statica.

0.78

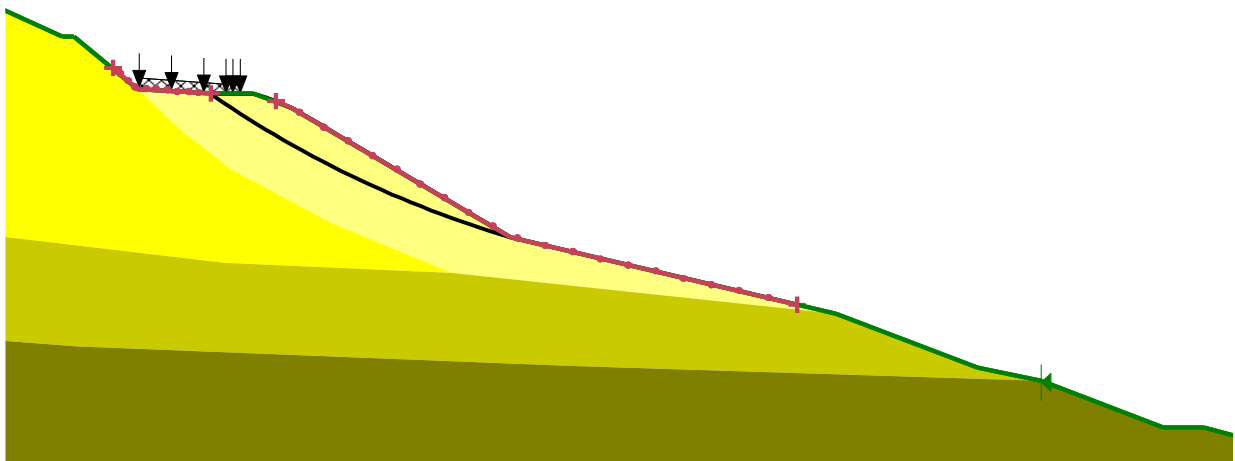


Figura 10– Verifica di stabilità Ante Operam - Sismica.

4.7 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.

1.22

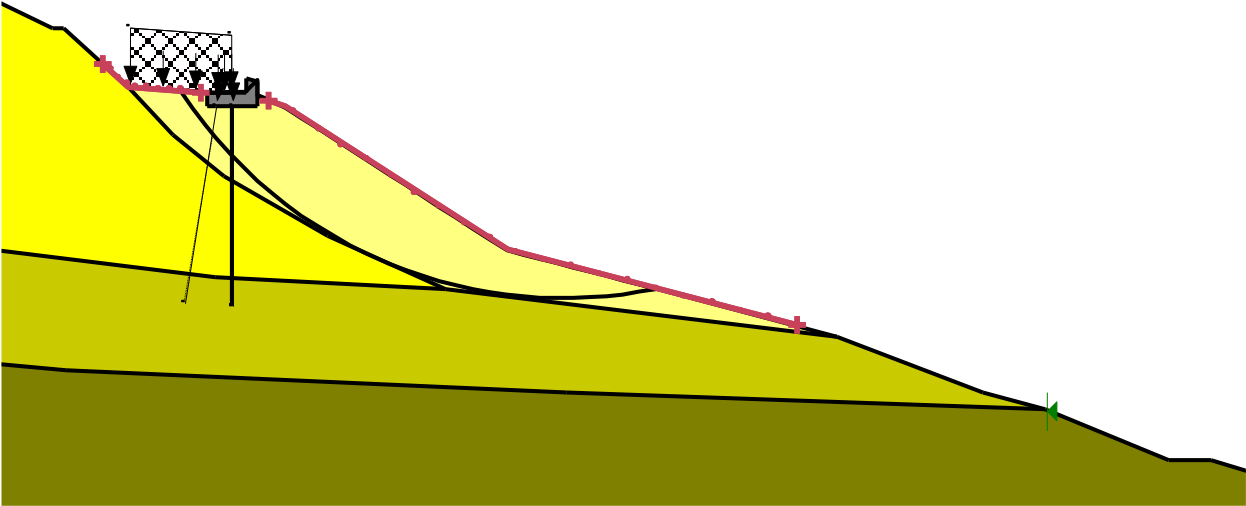


Figura 9- Verifica di stabilità Post Operam - Statica.

1.13

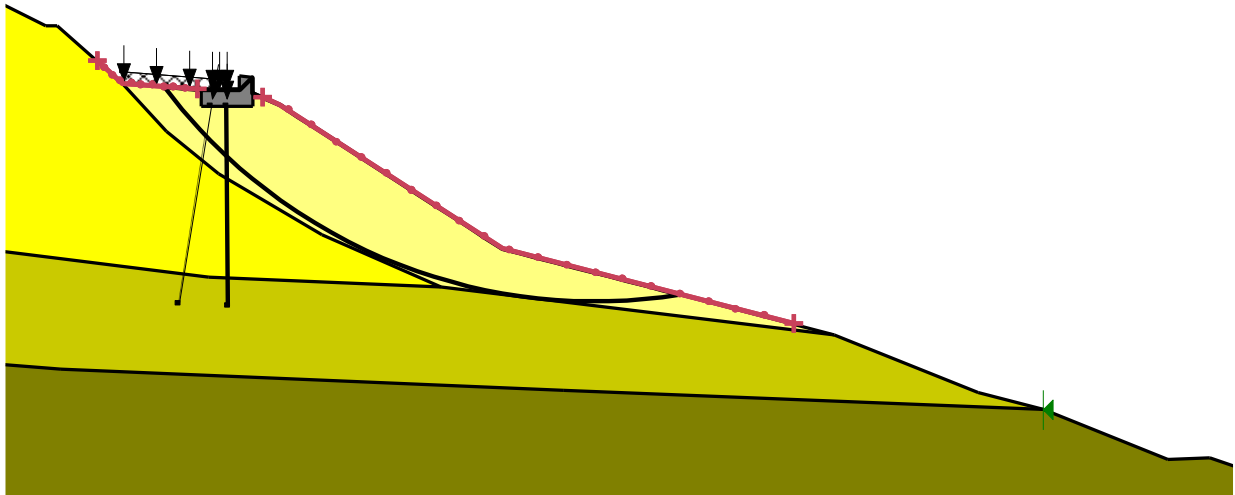


Figura 10– Verifica di stabilità Post Operam - Sismica.