



REGIONE PIEMONTE
CITTA' METROPOLITANA DI TORINO



COMUNE DI QUINCINETTO

LAVORI DI CONTENIMENTO CADUTA MASSI NEL CONCENTRICO DI QUINCINETTO

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE E CALCOLO DELLE STRUTTURE

L'A.T.P.:

dott. for. Eugenio BOVARD (mandatario)
ing. Massimo BLANC (mandante)
arch. Luca PALLU' (mandante)
geom. Samantha ROSSI (mandante)
geol. Stefania NOTARPIETROI (mandante)
arch. Maria Klara CAMPANE (mandante)

SCALA:

ELABORATO:

14

DATA:

AGG.:

AGG.:

AGG.:

AGG.:

AGG.:

INDICE

1. Premessa	pag.1
2. Descrizione generale dell'opera	pag.1
3. Durabilità strutturale	pag.1
4. Normative di riferimento	pag.2
5. Riferimenti bibliografici e scientifici	pag.3
6. Materiali	pag.3
7. Barriera paramassi 8.000kj	pag.4
7.1. Carichi di progetto e dati di progetto.....	pag.4
7.2. Verifica fondazione del montante.....	pag.4
7.3. Verifica ancoraggio di monte	pag.6
7.4. Verifica ancoraggio laterale.....	pag.6
8. Barriera paramassi 1.000kj	pag.7
8.1. Carichi di progetto e dati di progetto.....	pag.7
8.2. Verifica fondazione del montante.....	pag.7
8.3. Verifica ancoraggio di monte	pag.9
8.4. Verifica ancoraggio laterale.....	pag.9
9. Considerazioni barriere paramassi 8.000KJ e 1.000KJ	pag.10
10. Muri in pietra e malta	pag.11
10.1. Criteri di progettazione.....	pag.11
10.2. Geometria del muro	pag.14
10.3. Carichi agenti.....	pag.14
10.4. Verifica strutturale	pag.14
10.5. Tensioni trasmesse sul terreno.....	pag.14
10.6. Verifica a traslazione	pag.14
10.7. Verifica a ribaltamento	pag.15
10.8. Verifica carico limite	pag.15
10.9. Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio	pag.15

11. Vallo in terra armata	pag.17
11.1. Premessa	pag.17
11.2. dati di input e condizioni di calcolo verificate	pag.17
11.3. Verifica di stabilità del rilievo a seguito dell'impatto	pag.20
11.4. Analisi geometrica del rilevato: impatto con un'energia pari a 7.800KJ	pag.23
11.5. Analisi di stabilità della struttura in terra rinforzata	pag.25

1. **PREMESSA**

La seguente relazione è stata impostata e redatta secondo le modalità previste nel D.M. 17 gennaio 2018 cap.10 "Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo" e contiene:

- metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale;
- combinazioni di carico adottate;
- origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo;
- affidabilità dei Codici utilizzati;
- descrizione dei materiali impiegati;
- sollecitazioni negli elementi strutturali;
- risultati delle verifiche degli elementi.

Il sottoscritto progettista strutturale dichiara di aver esaminato la documentazione dei softwares di calcolo impiegati in modo tale da averne valutato l'affidabilità e di aver controllato i risultati ottenuti dal calcolo al fine di verificarne l'attendibilità.

2. **DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA**

L'oggetto della presente relazione di calcolo riguarda il dimensionamento delle opere strutture realizzate nell'ambito dei "LAVORI DI CONTENIMENTO CADUTA MASSI NEL CONCENTRICO DI QUINCINETTO".

Le strutture da realizzare possono riassumersi come segue:

- **VALLO IN TERRA ARMATA**
- **BARRIERE PARAMASSI 8.000KJ e 3.000KJ**
- **MURI IN PIETRA E MALTA**

3. **DURABILITA' STRUTTURALE**

Al fine di garantire alla struttura un'adeguata durabilità delle opere in c.a., sono stati presi in considerazione i seguenti fattori tra loro correnti:

- l'utilizzo della struttura;
- i criteri prestazionali richiesti;
- le condizioni ambientali attese;
- la composizione, le proprietà e le prestazioni dei materiali;
- la forma degli elementi e i dettagli strutturali;
- la qualità dell'esecuzione e il livello di controllo;
- le specifiche misure di protezione;
- la manutenzione prevedibile durante la vita presunta.

L'opera in esame è prevista per una vita utile di 25 anni (ETAG027 art. 1.3).

La durabilità di un'opera dipende dalle condizioni ambientali e dalle azioni di tipo chimico – fisico che possono interessare gli elementi strutturali nell'arco di vita utile della struttura.

Le condizioni ambientali della struttura sono quelle relative alle classi di esposizione ambientale ai sensi della UNI EN 11104: per i getti armati XC2 corrosione indotta da carbonatazione

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali	Condizioni ambientali	Classe di esposizione
	ordinarie	X0, XC1, XC2 , XC3, XF1
	aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
	molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella C4.1.IV – Copriferrini minimi in mm			Barre da c.a. - Elementi a piastra		Barre da c.a. - Altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C \leq C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C \leq C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35
C35/45	C45/55	molto aggressivo	35	40	40	45
Tolleranza di posa $\Delta = 10$ mm			Se $C \leq C_{min} \Rightarrow + 5$ mm			

pertanto si è adottato un ricoprimento minimo c_{nom} delle armature pari a $c_{nom} = 40$ mm

4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto è redatto in conformità alle Normative e Leggi vigenti:

- D.M. 17 gennaio 2018 “*Norme tecniche per le costruzioni 2018*”;

Si fa inoltre riferimento alle seguenti referenze tecniche essenziali:

- norma UNI EN 1991 - Eurocodice 1 - “*Azioni sulle strutture*”;
- norma UNI EN 1992 - Eurocodice 2 - “*Progettazione delle strutture di calcestruzzo*”;
- norma UNI EN 1997 - Eurocodice 7 - “*Geotechnical design - Part 1: general rules*”;
- EN 206:2006 “*Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità*”;
- norma UNI 11104:2004 - “*Calcestruzzo - Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità; istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1*”;
- norma UNI EN 12620: “*Aggregati per calcestruzzo*”;
- norma UNI EN 197 “*Requisiti meccanici e fisici dei cementi*”;
- A.I.C.A.P. – “*Ancoraggi nei terreni e nelle rocce*”;
- UNI EN 14475 – “*Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Terra rinforzata*”;
- UNI 10006 – “*Costruzione e manutenzione delle strade - Tecniche di impiego delle terre*”;
- ASTM D 3282 – “*Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes*”;
- UNI EN 13242 – “*Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade*”;
- UNI EN 13285 – “*Miscele non legate – Specifiche*”;
- UNI EN ISO 14688-1 – “*Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione*”.

5. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E SCIENTIFICI

- Peila D. (2011), Ground Reinforced Embankments for Rockfall Protection. From Real Scale Tests to Numerical Modelling. In: Rockfall Engineering / Lambert S., Nicot F. John Wiley & Sons, New York, pp. 252-284. ISBN 9781848212565
- Peila D., Mignelli C. (2011), Progettazione di rilevati paramassi. In: Opere di prevenzione e di difesa dal rischio frane, Bologna (ITA), 27 ottobre 2010. pp. 79-89
- C. Ronco; Oggeri C.; D. Peila; P. Bertolo; F. Ferraiolo; G. Giachetti (2010) Numerical modelling of ground reinforced embankments used for rockfall protection. In: AGS'10, 3rd EuroMediterranean Symp. on Advances in Geomaterials and structures, Djerba, 10-12 May 2010. pp. 269-276
- Ronco C; Oggeri C.; Peila D (2009) Design of reinforced ground embankments used for rockfall protection. In: NATURAL HAZARDS AND EARTH SYSTEM SCIENCES, vol. 9 n. 4, pp. 1189-1199. - ISSN 1561-8633
- Peila D; Oggeri C.; Castiglia C (2007) Ground reinforced embankments for rockfall protection: design and evaluation of full scale tests. In: LANDSLIDES, vol. 4 n. 3, pp. 255-265. - ISSN 1612-510X

6. MATERIALI

- Calcestruzzo C16/20 (magrone di spianamento intradosso opere in c.a.)

resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$;
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 16 \text{ N/mm}^2$;
resistenza a trazione semplice assiale	$f_{ctm} = 1,90 \text{ N/mm}^2$;
resistenza a compressione cilindrica di calcolo	$f_{cd} = 9,06 \text{ N/mm}^2$;
modulo elastico secante	$E_{cm} = 28.820 \text{ N/mm}^2$;
dosaggio minimo	2,50 kN/m^3 ;
cemento	32,5;
aggregati resistenti al gelo	$D_{max} = 30 \text{ mm}$ [conformi norma UNI EN 2620];

- Calcestruzzo C28/35

resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$;
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$;
resistenza a compressione cilindrica di calcolo	$f_{cd} = 16,46 \text{ N/mm}^2$;
resistenza caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 4,46 \text{ N/mm}^2$;
resistenza id calocolo di aderenza	$f_{bk} = 2,97 \text{ N/mm}^2$;
modulo elastico secante	$E_{cm} = 32.308 \text{ N/mm}^2$;

- Acciaio per cemento armato B450C

$f_{y,nom}$	450 N/mm^2
$f_{t,nom}$	540 N/mm^2

- Acciaio per profilati, piastre del tipo S275 EN 10025 e tubi del tipo S275 EN 10219

tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	$f_{tka} = 4300 \text{ daN/cm}^2$;
tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{yka} = 2750 \text{ daN/cm}^2$;
resistenza di calcolo dell'acciaio	$f_{yda} = 2619 \text{ daN/cm}^2$;
resistenza di calcolo di taglio dell'acciaio	$f_{vda} = 1512 \text{ daN/cm}^2$;

- Acciaio per funi (acciaio spiroidale - classe 1770 N/mm^2 UNI EN 12385/10)

7. **BARRIERA PARAMASSI 8.000KJ**

Secondo quanto previsto dalle NTC la verifica di sicurezza agli stati limiti ultimi degli ancoraggi sono stati condotti utilizzando nei calcoli l'Approccio 2, con il set di coefficienti parziali (A1+A2+R3), tenuto conto che in tale combinazione il coefficiente parziale per la resistenza degli ancoraggi di tipo permanente vale $\gamma_{Ra,p} = 1,20$.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto P_d , considerando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU), con la resistenza di progetto R_{ad} , determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} il fattore parziale per la resistenza di ancoraggi di tipo permanente $\gamma_{Ra,p} = 1,20$.

Per quanto riguarda la verifica di sicurezza dei pali, secondo le NTC (art. 6.4.3 e seguenti), si utilizzerà l'APPROCCIO 1 – COMBINAZIONE 2, con il set di coefficienti parziali (A2+M2+R2), tenuto conto che il coefficiente parziale per la resistenza dei pali viene assunto pari a $\gamma_R = 1,60$ (pali trivellati).

7.1 Carichi di progetto e dati di progetto

T_L	29 380,00	daN	max carico ancoraggio laterale	RETE PARAMASSI		
T_M	29 180,00	daN	max carico ancoraggio monte			
N	62 578,00	daN	max carico compressione base montante	8000kJ		H 6,50 m
V	43 608,00	daN	max carico taglio base montante			

7.2 Verifica fondazione del montante

A favore di sicurezza si considera che tutte le fondazioni dei montanti siano sollecitate con il massimo carico

Si precisa che a favore di sicurezza oltre che del contributo alla portanza del plinto, sono stati trascurati le resistenze di aderenza che ci sono tra il plinto ed il terreno che diminuiscono, in alcuni casi anche in modo sostanziale il carico tagliante.

Si evidenzia che, nella configurazione standard di fondazione con micropalo vengono in generale sempre fornite 4 barre in acciaio B450C, alloggiare negli opportuni fori della piastra di base, aventi la funzione di tirafondo atto a contrastare la rotazione della piastra di base e che, in ogni caso, assorbono una quota parte delle sollecitazioni di taglio.

Le verifiche sono condotte nella condizione limite di terreno sciolto.

La fondazione del montante è realizzata con una coppia di micropali ($n = 2$) con armatura in acciaio S275 EN 10219 del diametro $\phi_e = 76,10$ mm, spessore 12,00 mm, lunghezza pari a 700 cm inseriti in perforazioni del diametro $D_{perf} = 100$ mm.

Si determina la portata limite mediante la formula di Bustamante – Doix (1985):

$$P_L = nk\pi\alpha D \sum_i (L_i q_{si}) \quad \text{dove:}$$

- k coefficiente di maggiorazione che tiene conto nel calcolo della resistenza a compressione del contributo della resistenza pari a 1,25;
- α coefficiente di maggiorazione funzione della qualità del terreno, che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione del terreno circostante alla perforazione e che vale, per il caso in esame, 1,20;
- i indice che identifica la stratigrafia e assunto nel caso in esame pari a 1 (un solo strato);
- D diametro di perforazione pari a 100 mm;
- L lunghezza utile di aderenza del micropalo assunta pari a 400 cm;
- q_{s1} tensione limite di aderenza di calcolo che dipende oltre che dalla natura del suolo, dalla sua consistenza e dalla metodologia di lavoro utilizzata per realizzare l'ancoraggio e fissato nel caso in esame pari a $1,70 \text{ daN/cm}^2$ per lo strato oggetto di studio.

PORTATA LIMITE PALO		P_L	96 084,00 daN	deve essere maggiore di N =	62 578,00 daN
numero pali			2		
k			1,25	VERIFICATO	
alfa			1,2		
numero stratigrafia			1		
diametro perforazione			10 cm		
lunghezza utile aderenza			600 cm		
tensione limite di aderenza			1,70 daN/cm ²		
CARICO UTILE		P_U	64 056,00 daN	deve essere maggiore di N =	62 578,00 daN
coeff sicurezza			1,5	VERIFICATO	

RESISTENZA COMPRESSIONE					
σ_f		1 827,63	deve esser minore di $f_{yda} =$	2 619,00 daN/cm ²	
			VERIFICATO		

RESISTENZA PLASTICA					
$N_{pl,Rd\ tot} =$		166 217,60 daN	deve essere maggiore di N =	62 578,00 daN	
$N_{pl,Rd} =$		83 108,80 daN	VERIFICATO		

RESISTENZA SCORRIMENTO TRA PROFILI					
f_{bdc}		5,50 daN/cm ²	sezioni circolare in acciaio riempita di cls		
$\tau_{aderenza}$		2,18 daN/cm ²	deve essere minore di $f_{bdc} =$	5,50 daN/cm ²	
diametro esterno		7,61 cm			
L		600 cm	VERIFICATO		

VERIFICA STABILITA' ELEMENTO COMPRESSO					
momento inerzia micropalo			J_i	146,47 cm ⁴	
de	7,61	cm	de ⁴	3 353,81	
di	5,21	cm	di ⁴	736,80	
numero pali			2		
β		150 daN/cm ²	modulo di reazione		
W		15,00 daN/cm ³			
D		10 cm			
VALORE CARICO CRITICO PER INSTABILITA'					
β		150 daN/cm ²	P_k	429 597,87 daN	
E		2 100 000,00 daN/cm ²			
J_i		146,47 cm ⁴			
Rad (BEJ)		214 798,93			
COEFFICIENTE DI INSTABILITA'					
η		13,73	deve essere maggiore di 10 - valore minimo per aste a coeff. Euleriano		
			VERIFICATO		

7.3 VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE

Gli ancoraggi di monte vengono realizzati con dei cavallotti in fune spiroidale d'acciaio $\phi 20$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a 100 mm e lunghezza pari a 6,00 m.

VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE			
TM	29 180,00 daN	max carico ancoraggio monte	
diametro trasversale perforazione		11,4 cm	
diametro fune		20 mm	2,00 cm
lunghezza		6,00 m	
Verifica aderenza cavallotto fune - nucleo iniettato			
$\tau = T_M / (\mu \theta A_{lat}) =$	5,36 daN/cm ²	deve essere minore di $f_{bd} = 29,77$ daN/cm ²	
μ	0,85	VERIFICATO	
θ	0,85		
A_{lat}	2*3,14*diametro*L	7536	
Verifica aderenza nucleo iniettato - terreno			
$\tau = T_M / (\pi \alpha DL) =$	1,132 daN/cm ²	deve essere minore di $\tau_{ds} = 1,70$ daN/cm ²	
alfa		1,2	
diametro trasversale perforazione		11,4 cm	
lunghezza		600 cm	
VERIFICATO			

7.4 VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE

Gli ancoraggi di monte vengono realizzati con dei cavallotti in fune spiroidale d'acciaio $\phi 20$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a 100 mm e lunghezza pari a 6,00 m.

VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE			
TL	29 380,00 daN	max carico ancoraggio laterale	
diametro trasversale perforazione		10 cm	
diametro fune		20 mm	2,00 cm
lunghezza		6,00 m	
Verifica aderenza cavallotto fune - nucleo iniettato			
$\tau = T_L / (\mu \theta A_{lat}) =$	5,40 daN/cm ²	deve essere minore di $f_{bd} = 29,77$ daN/cm ²	
μ	0,85	VERIFICATO	
θ	0,85		
A_{lat}	2*3,14*diametro*L	7536	
Verifica aderenza nucleo iniettato - terreno			
$\tau = T_L / (\pi \alpha DL) =$	1,291 daN/cm ²	deve essere minore di $\tau_{ds} = 1,70$ daN/cm ²	
alfa		1,2	
diametro trasversale perforazione		10 cm	
lunghezza		600 cm	
VERIFICATO			

8. BARRIERA PARAMASSI 1.000KJ

Secondo quanto previsto dalle NTC (cap. 6.6 e seguenti) la verifica di sicurezza agli stati limiti ultimi degli ancoraggi sono stati condotti utilizzando nei calcoli l'Approccio 2, con il set di coefficienti parziali (A1+A2+R3), tenuto conto che in tale combinazione il coefficiente parziale per la resistenza degli ancoraggi di tipo permanente vale $\gamma_{Ra,p} = 1,20$.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto P_d , considerando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU), con la resistenza di progetto R_{ad} , determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} il fattore parziale per la resistenza di ancoraggi di tipo permanente $\gamma_{Ra,p} = 1,20$.

Per quanto riguarda la verifica di sicurezza dei pali, secondo le NTC (art. 6.4.3 e seguenti), si utilizzerà l'APPROCCIO 1 – COMBINAZIONE 2, con il set di coefficienti parziali (A2+M2+R2), tenuto conto che il coefficiente parziale per la resistenza dei pali viene assunto pari a $\gamma_R = 1,60$ (pali trivellati).

8.1 Carichi di progetto e dati di progetto

T_L	1 892	daN	max carico ancoraggio laterale	RETE PARAMASSI RMC 850/A		
T_M	14 610	daN	max carico ancoraggio monte			
N	5 600	daN	max carico compressione base montante	1000kJ		H 4,00 m
V	7 021	daN	max carico taglio base montante			

armatura acciaio	S275	
diametro esterno	76,1	mm
spessore	8	mm
lunghezza palo	400	cm
diametro perforazione	100	mm

8.2 Verifica fondazione del montante

A favore di sicurezza si considera che tutte le fondazioni dei montanti siano sollecitate con il massimo carico

Si precisa che a favore di sicurezza oltre che del contributo alla portanza del plinto, sono stati trascurati le resistenze di aderenza che ci sono tra il plinto ed il terreno che diminuiscono, in alcuni casi anche in modo sostanziale il carico tagliante.

Si evidenzia che, nella configurazione standard di fondazione con micropalo vengono in generale sempre fornite 4 barre in acciaio B450C, alloggiare negli opportuni fori della piastra di base, aventi la funzione di tirafondo atto a contrastare la rotazione della piastra di base e che, in ogni caso, assorbono una quota parte delle sollecitazioni di taglio.

Le verifiche sono condotte nella condizione limite di terreno sciolto.

La fondazione del montante è realizzata con un micropalo (n = 1) con armatura in acciaio S275 EN 10219 del diametro $\phi_e = 76,10$ mm, spessore 10,00 mm, lunghezza pari a 400 cm inseriti in perforazioni del diametro $D_{perf} = 76$ mm.

Si determina la portata limite mediante la formula di Bustamante – Doix (1985):

$$P_L = nk\pi\alpha D \sum_i (L_i q_{si}) \quad \text{dove:}$$

- k coefficiente di maggiorazione che tiene conto nel calcolo della resistenza a compressione del contributo della resistenza pari a 1,25;
- α coefficiente di maggiorazione funzione della qualità del terreno, che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione del terreno circostante alla perforazione e che vale, per il caso in esame, 1,20;
- i indice che identifica la stratigrafia e assunto nel caso in esame pari a 1 (un solo strato);
- D diametro di perforazione pari a 100 mm;
- L lunghezza utile di aderenza del micropalo assunta pari a 400 cm;
- q_{s1} tensione limite di aderenza di calcolo che dipende oltre che dalla natura del suolo, dalla sua consistenza e dalla metodologia di lavoro utilizzata per realizzare l'ancoraggio e fissato nel caso in esame pari a 1,70 daN/cm² per lo strato oggetto di studio.

PORTATA LIMITE PALO		P_L	24 021,00 daN	deve essere maggiore di N =	5 600,00 daN
numero pali		1			
k		1,25		VERIFICATO	
alfa		1,2			
numero stratigrafia		1			
diametro perforazione		10 cm			
lunghezza utile aderenza		300 cm			
tensione limite di aderenza		1,70 daN/cm ²			
CARICO UTILE		P_U	16 014,00 daN	deve essere maggiore di N =	5 600,00 daN
coeff sicurezza		1,5		VERIFICATO	

RESISTENZA COMPRESSIONE					
σ_f		327,10	deve esser minore di $f_{yda} =$	2 619,00 daN/cm ²	
VERIFICATO					

RESISTENZA PLASTICA					
$N_{pl,Rd\ tot} =$		83 108,80 daN	deve essere maggiore di N =	5 600,00 daN	
$N_{pl,Rd} =$		83 108,80 daN	VERIFICATO		

RESISTENZA SCORRIMENTO TRA PROFILI					
f_{bdc}		5,50 daN/cm ²	sezioni circolare in acciaio riempita di cls		
$\tau_{aderenza}$		0,39 daN/cm ²	deve essere minore di $f_{bdc} =$	5,50 daN/cm ²	
diametro esterno		7,61 cm			
L		300 cm	VERIFICATO		

VERIFICA STABILITA' ELEMENTO COMPRESSO					
momento inerzia micropalo			J_i	164,55 cm ⁴	
de	7,61	cm	de ⁴	3 353,81	
di	6,01	cm	di ⁴	1 304,66	
numero pali		1			
β		150 daN/cm ²	modulo di reazione		
W		15,00 daN/cm ³			
D		10 cm			
VALORE CARICO CRITICO PER INSTABILITA'					
β		150 daN/cm ²	P_k	455 333,31 daN	
E		2 100 000,00 daN/cm ²			
J_i		164,55 cm ⁴			
Rad (BEJ)		227 666,66			
COEFFICIENTE DI INSTABILITA'					
η		81,31	deve essere maggiore di 10 - valore minimo per aste a coeff. Euleriano		
VERIFICATO					

8.3 VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE

Gli ancoraggi di monte vengono realizzati con dei cavallotti in fune spiroidale d'acciaio $\phi 20$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a 100 mm e lunghezza pari a 6,00 m.

VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE			
TM	14 610,00 daN	max carico ancoraggio monte	
diámetro trasversale perforazione		10 cm	
diámetro fune		16 mm	1,60 cm
lunghezza		4,00 m	
Verifica aderenza cavallotto fune - nucleo iniettato			
$\tau = T_M / (\mu \theta A_{lat}) =$	5,03 daN/cm ²	deve essere minore di $f_{bd} =$	29,77 daN/cm ²
μ	0,85		
θ	0,85	VERIFICATO	
A_{lat}	2*3,14*diámetro*L	4019,2	

8.4 VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE

Gli ancoraggi di monte vengono realizzati con dei cavallotti in fune spiroidale d'acciaio $\phi 20$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a 100 mm e lunghezza pari a 6,00 m.

VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE			
TL	1 892,00 daN	B1 max carico ancoraggio laterale	
diámetro trasversale perforazione		11,4 cm	
diámetro fune		16 mm	1,60 cm
lunghezza		4,00 m	
Verifica aderenza cavallotto fune - nucleo iniettato			
$\tau = T_L / (\mu \theta A_{lat}) =$	0,65 daN/cm ²	deve essere minore di $f_{bd} =$	29,77 daN/cm ²
μ	0,85		
θ	0,85	VERIFICATO	
A_{lat}	2*3,14*diámetro*L	4019,2	

9 CONSIDERAZIONI BARRIERE PARAMASSI 8.000KJ E 1.000KJ

Si precisa che in sede esecutiva potranno essere utilizzate anche sezioni equivalenti da un punto di vista statico, cioè combinazioni diverse di diametro e spessore che portino a grandezze caratteristiche non inferiori a quelle di progetto.

Nel dimensionamento e verifica oggetto della presente relazione sono state definite alcune ipotesi progettuali, prima tra tutte l'assunzione di ben specifici carichi di progetto e tipologie di terreni. Tutte le eventuali variazioni delle ipotesi al contorno che non rispettassero quanto qui previsto, nonché tutte le eventuali variazioni non presunte, comporteranno evidentemente la necessità di procedere alla verifica della validità dei risultati ottenuti nella presente relazione.

Si dovranno in particolare verificare:

- le specifiche condizioni locali del terreno all'atto dell'esecuzione al fine di valutarne la corrispondenza con le ipotesi progettuali, verificando particolarmente la coerenza tra previsioni stratigrafiche indicate nella presente relazione e l'andamento della perforazione. Particolare cura dovrà essere posta in dette osservazioni soprattutto per quanto riguarda l'infissione degli ancoraggi nel caso di ricoprimenti in materiale avente caratteristiche inferiori a quelle del presente progetto, nel qual caso si renderà necessario aumentare convenientemente le lunghezze degli ancoraggi,
- in sede esecutiva la coerenza dei coefficienti di aderenza terreno – materiale iniettato e affinché non si verifichi, per gli elementi tesi, lo sfilamento del complesso metallico – nucleo – terreno iniettato dalla perforazione.

10 MURI IN PIETRA E MALTA

10.1 Criteri di progettazione

Le verifiche sono state condotte mediante programmi di calcolo automatico:

- Denominazione del software: WallCad
- Produttore del software: Concrete
- Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy
- <http://www.concrete.it>
- Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720
- Versione: 7.19
- Identificatore licenza: SW-7622672
- Intestatario della licenza: BLANC ING. MASSIMO C.SO XXVI FEBBRAIO, 20 AOSTA
- Versione regolarmente licenziata

METODO DI CALCOLO DELLE AZIONI E DELLE VERIFICHE

Metodo di calcolo della spinta del terreno	: Coulomb
Metodo di calcolo della portanza del terreno	: Terzaghi
Normativa adottata per le verifiche locali	: D.M. 17/01/2018 Norme Tecniche per le Costruzioni
Normativa adottata per il sisma	: D.M. 17/01/2018 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2018.
Localizzazione dell'opera	: Piemonte, Torino – Quincinetto
Vita nominale dell'opera (Tab. 2.4.I)	: 50 anni
Classe d'uso (Tab. 2.4.II)	: IV
Parametri sismici calcolati per lo stato limite	: SLV
Accelerazione relativa A_g/g massima attesa al suolo	: 0.0562 g
Categoria del suolo di fondazione	: E
Punto di applicazione della forza dinamica	: a metà altezza del muro

DESCRIZIONE DELLA NORMATIVA SISMICA

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (NTC 2018 D.M. del 17/01/2018).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

$$k_h = \beta_m \cdot (a_{max}/g)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

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

- Dove:
- β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
 - a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 - g è l'accelerazione di gravità;
 - S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;
 - S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;
 - a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_m sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.II, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_s di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_s sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

- dove: γ è il peso specifico del terreno;

K è il coefficiente di spinta del terreno;
 h è l'altezza del muro;
 E_{ws} è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno saturo;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

- nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la sovrappressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

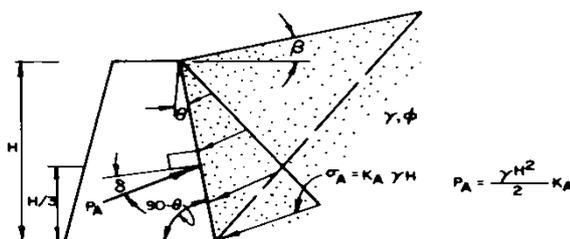
$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove: h è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;

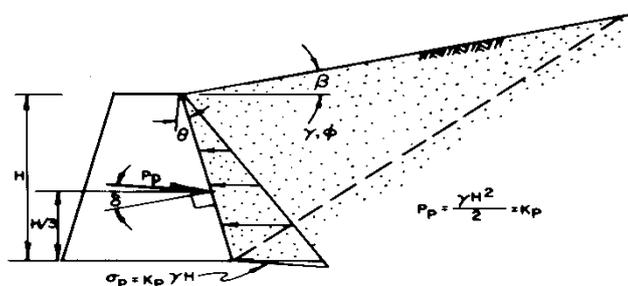
z è la distanza dal pelo libero dell'acqua;

DESCRIZIONE DEL METODO DEL CALCOLO DELLE SPINTE

La teoria di Coulomb fa uso del *metodo dell'equilibrio limite* e considera l'equilibrio globale del cuneo di spinta alle spalle del muro di sostegno sottoposto alla forza nota del peso proprio ed alle due forze, note solo in direzione, costituite dalla reazione del terreno lungo la superficie di scorrimento e dalla spinta attiva agente sul paramento del muro.



$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$



$$K_P = \frac{\cos^2(\theta + \phi)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$

K_P VALUES ARE SATISFACTORY FOR $\delta \leq \phi/3$ BUT ARE UNCONSERVATIVE FOR $\delta > \phi/3$ AND THEREFORE SHOULD NOT BE USED.

Le ipotesi che stanno alla base del metodo, nella generalizzazione analitica di Muller/Breslau, sono:
 Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.

Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.

Superficie di rottura piana.

Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.

La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.

Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.

Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.

Scrivendo le equazioni di equilibrio lungo la superficie di rottura unitamente alla condizione di rottura sopra menzionata e massimizzando la spinta derivante dal calcolo al variare dell'angolo si perviene all'equazione della spinta attiva:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot K_a$$

dove K_a è il coefficiente di spinta attiva, usualmente scritto in funzione della geometria del problema in una delle varie forme presenti in letteratura, ad esempio la seguente:

$$K_a = \frac{1}{\sin(\vartheta - \delta)} \cdot \frac{\sin^2(\vartheta + \phi)}{\left[\sin \vartheta \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\vartheta - \delta) \cdot \sin(\vartheta + \varepsilon)}} \right) \right]^2}$$

I simboli usati in questa formulazione sono:

θ = angolo che il paramento del muro forma con l'orizzontale.

δ = angolo di attrito terreno-muro.

ε = angolo che il profilo del terrapieno forma con l'orizzontale.

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

Utilizzando la medesima formulazione della spinta attiva e minimizzando la spinta conseguente al variare dell'angolo, si perviene all'equazione della spinta passiva:

$$P_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot K_p$$

dove K_p è il coefficiente di spinta passiva, usualmente scritto in funzione della geometria del problema in una delle varie forme presenti in letteratura, ad esempio la seguente:

$$K_p = \frac{1}{\sin(\vartheta - \delta)} \cdot \frac{\sin^2(\vartheta + \phi)}{\left[\sin \vartheta \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\vartheta - \delta) \cdot \sin(\vartheta + \varepsilon)}} \right) \right]^2}$$

I simboli usati in questa formulazione sono gli stessi del caso attivo.

Questa teoria ci fornisce il valore in modulo della spinta, attiva o passiva, la sua direzione, normale al paramento ma incrementata dell'angolo di attrito δ (muro-terreno), ed il punto di applicazione, posto a 2/3 della profondità considerata (quindi ad 1/3 dell'altezza del muro partendo dalla base, indipendentemente dall'inclinazione del paramento).

10.2 Geometria del muro

- Altezza muro 2.00 m
- Larghezza testa muro 0.85 m
- Larghezza totale dado fondazione 2.00 m
- Altezza dado fondazione 0.80 m
- Risega anteriore muro 0.35 m
- Risega posteriore muro 0.20 m

10.3 Carichi agenti

Carico variabile agente sul muro → $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$

10.4 Verifica strutturale

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

c.: combinazione di carico critica per la verifica della sezione non armata

M: momento applicato sulla sezione

N: sforzo normale applicato sulla sezione

σ_c : compressione massima sul materiale

A_r : ampiezza reagente

v_{pff} : soddisfacimento della verifica di compressione massima e parzializzazione

c_t : combinazione di carico critica per la verifica a taglio

T: taglio applicato sulla sezione

T_{lim}: taglio limite

v_{tg} : soddisfacimento verifica taglio

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	v_{pff}	c_t	T	T _{lim}	v_{tg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	
0	0	142	GEO-2	185848	-5644	-1	113.6	ok	GEO-2	2382	2822	ok
5	32	132	GEO-2	119182	-4536	-0.8	119.9	ok	GEO-2	1786	2268	ok
9	61	124	STR-4	64576	-4573	-0.6	123.9	ok	GEO-2	1304	1786	ok
13	91	115	STR-4	34758	-3431	-0.5	115.4	ok	GEO-2	893	1340	ok
18	121	107	STR-4	15682	-2378	-0.3	106.9	ok	GEO-2	553	928	ok
22	151	98	STR-4	5070	-1413	-0.2	98.4	ok	GEO-2	286	551	ok
26	180	90	STR-4	642	-536	-0.1	89.8	ok	GEO-2	91	209	ok

10.5 Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio : 0
 Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione : 39.8 cm (comb. GEO-2)
 Momento rispetto al baricentro della fondazione : 3944 daN cm (comb. GEO-2)
 Larghezza reagente minima in fondazione : 181 cm (comb. GEO-2)
 Tensione max sul terreno allo spigolo di valle : 1.18 daN/cm² (comb. STR-4)
 Tensione max sul terreno allo spigolo di monte : 0.43 daN/cm² (comb. STR-3)

10.6 Verifica a traslazione

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: GEO-2
 Moltiplicatore spinta passiva per traslazione : 0
 Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione : 0.7
 Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione : 0.56
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 99 daN
 Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione : 0 daN
 Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione : 55 daN
 Coefficiente parziale gamma_R scorrimento : 1
 Coefficiente limite verifica alla traslazione : 1
 Coefficiente di sicurezza alla traslazione : 1.02

10.7 Verifica a ribaltamento

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-1

Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento : 0
 Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 6032 daN cm
 Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -10860 daN cm
 Coefficiente parziale gammaR ribaltamento : 1
 Coefficiente limite verifica al ribaltamento : 1
 Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 1.8

10.8 Verifica carico limite

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: GEO-2

Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno : 0
 Profondità del piano di posa : 80 cm
 Sovraccarico agente sul piano di posa : 0.144 daN/cm2
 Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 28.9 °
 Base efficace : 120 cm
 Carico tangenziale al piano di posa : 54.6 daN/cm
 Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.) : 99 daN/cm
 Carico ultimo della fondazione : 590.4 daN/cm
 Coefficiente parziale gammaR carico limite : 1
 Coefficiente limite verifica al carico limite : 1
 Coefficiente di sicurezza al carico limite : 5.96

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	N _c = 35	N _q = 21	N _q = 18

10.9 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: GEO-2

Metodo di analisi di stabilità del pendio : Bishop
 Passo dei conci : 100 cm
 Coefficiente di stabilità globale pendio : 1.82
 Coefficiente limite suggerito dalla normativa : 1.1
 X centro della superficie critica : -74 cm
 Y centro della superficie critica : 334 cm
 Raggio della superficie critica : 446 cm
 Forza di bilancio : 42.87 daN/cm
 Volume spostato dalla superficie critica : 11.17 m³/m
 Peso spostato dalla superficie critica : 22051 daN/m

STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Combinazione GEO-1

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minstab
1	-36.8	72	0	0.56	-331	-14	257	2	0	2	0	872	-604
2	-25	112	0	0.56	-255	-35	181	12	0	12	0	3843	-2313
3	-11.1	104	0	0.56	-158	-51	83	18	0	18	0	4944	-1581
4	-2	37	0	0.56	-90	-53	16	9	0	9	0	2245	-141
5	4.1	58	0	0.56	-38	6	36	27	0	27	0	6678	862
6	13.4	87	0	0.56	29	53	103	57	0	57	0	13913	5957
7	20.4	21	0	0.56	81	51	156	11	0	11	0	2683	1716
8	29.2	116	0	0.56	140	74	214	46	0	46	0	11460	9967
9	46.1	145	0	0.56	238	112	312	31	0	31	0	8855	9991
10	64	132	0	0.56	313	160	387	6	0	6	0	2325	2493
		885						221	0	221		57816	26346

Coefficiente di sicurezza FS = 2.1945

STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Combinazione GEO-2

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minstab
1	-36.8	72	0	0.56	-331	-14	257	2	0	2	0	916	-604
2	-25	112	0	0.56	-255	-35	181	12	0	12	0	3952	-2313
3	-11.1	104	0	0.56	-158	-51	83	18	0	18	0	4998	-1581
4	-2	37	0	0.56	-90	-53	16	9	0	9	0	2249	-141
5	4.1	58	0	0.56	-38	6	36	27	0	27	0	6653	862
6	13.4	87	0	0.56	29	53	103	57	0	57	0	13750	5957
7	20.4	21	0	0.56	81	51	156	11	3	14	0	3258	2121
8	29.2	116	0	0.56	140	74	214	46	13	59	0	14376	12825

9	46.1	145	0	0.56	238	112	312	31	13	44	0	12068	14204
10	64	132	0	0.56	313	160	387	6	8	14	0	4809	5520
		885						221	36	257		67031	36850

Coefficiente di sicurezza FS = 1.819

STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Combinazione SIS-2

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minstab
1	-36.8	72	0	0.56	-331	-14	257	2	0	2	0	889	-595
2	-25	112	0	0.56	-255	-35	181	12	0	12	0	3885	-2262
3	-11.1	104	0	0.56	-158	-51	83	18	0	18	0	4966	-1502
4	-2	37	0	0.56	-90	-53	16	9	0	9	0	2246	-102
5	4.1	58	0	0.56	-38	6	36	27	0	27	0	6668	962
6	13.4	87	0	0.56	29	53	103	57	0	57	0	13848	6139
7	20.4	21	0	0.56	81	51	156	11	1	12	0	2809	1846
8	29.2	116	0	0.56	140	74	214	46	3	49	0	12095	10769
9	46.1	145	0	0.56	238	112	312	31	3	34	0	9553	11049
10	64	132	0	0.56	313	160	387	6	2	8	0	2896	3207
		885						221	8	229		59855	29510

Coefficiente di sicurezza FS = 2.0283

11 VALLO IN TERRA ARMATA

11.1 Premessa

La presente relazione si pone come obiettivo l'analisi geometrica del rilevato, al fine di definire, una volta noti i parametri del blocco di progetto (energia e altezza di impatto, nonché forma e dimensione), la dimensione minima che il rilevato deve avere. Tale dimensione verrà valutata, attraverso un foglio di calcolo messo a punto dal Politecnico di Torino, allo Stato Limite Ultimo (collasso della struttura).

Una volta determinata la geometria del rilevato tale da garantire l'arresto del blocco di progetto e da assicurare la stabilità dello stesso in seguito all'impatto, si tratterà il dimensionamento della struttura in terra rinforzata che costituirà il rilevato paramassi.

Nel campo della geotecnica è definita come opera in terra rinforzata o pendio rinforzato, una struttura atta al contenimento o alla stabilizzazione di una scarpata costituita, essa stessa, da terreno e da elementi di rinforzo di forma e materiale opportuno, capaci di assorbire sforzi di trazione. Tali elementi vengono di solito disposti lungo piani di posa orizzontali durante il riempimento e la compattazione del rilevato di terreno strutturale, che avviene per strati successivi.

Così facendo, il regime di sollecitazioni che s'instaura nel rilevato strutturale con l'aumentare dei carichi, è tale da mobilitare la resistenza a trazione dei rinforzi in virtù della propria aderenza per attrito con il terreno.

Il terreno che costituisce il rilevato strutturale, invece, offrirà il suo contributo di resistenza alla compressione per effetto dei carichi verticali.

Nella progettazione di queste strutture è pertanto necessario individuare i meccanismi di rottura potenziali nel terreno al fine di valutare il contributo di stabilità offerto dalla presenza dei rinforzi.

Il dimensionamento di una struttura in terra rinforzata implica pertanto la scelta corretta della lunghezza e della spaziatura verticale dei rinforzi necessarie a garantire la stabilità, noti che siano i parametri geotecnici del rilevato strutturale (angolo d'attrito, peso specifico) e le caratteristiche meccaniche dei rinforzi (carico rottura, coeff. aderenza terreno).

I meccanismi di scivolamento schematizzati nel calcolo saranno in generale diversi secondo le caratteristiche dei rinforzi e soprattutto della geometria e della stratigrafia della scarpata.

11.2 Dati di input e condizioni di calcolo verificate

Al fine di definire la dimensione minima che il rilevato deve avere, sono stati presi in considerazione i dati di output delle simulazioni numeriche di caduta massi.

In particolare, nella definizione dei parametri di progetto, è stato preso in considerazione il seguente evento:

- un blocco con un diametro equivalente pari a $2,68 \text{ m}^3$ (dunque un volume pari a circa 10 m^3), che impatta sprigionando un'energia di progetto pari a circa 7753 kJ ad una quota di $2,10 \text{ m}$ rispetto al p.c.;

Al fine di dimensionare il rilevato dal punto di vista dinamico, ovvero individuare la dimensione minima del rilevato che consenta a seguito dell'impatto di progetto di non essere soggetto ad un collasso strutturale, è stato condotto un calcolo attraverso un foglio di calcolo sviluppato in collaborazione con il Politecnico di Torino (di cui si riporta in seguito alcuni cenni teorici), è stato ipotizzato che il blocco di progetto abbia forma sferica, condizione più gravosa per quello che riguarda l'entità della penetrazione del blocco all'interno del corpo del rilevato.

Una volta determinata la geometria del rilevato tale da garantire l'arresto del blocco di progetto e da assicurare la stabilità dello stesso in seguito all'impatto, si è proceduto al dimensionamento della struttura in terra rinforzata che costituirà il rilevato paramassi.

Le verifiche di stabilità dell'opera sono state eseguite in accordo alle NTC 2018, considerando le seguenti proprietà geotecniche dei terreni:

TERRENO IN SITU:

Depositi detritici

- Peso specifico = 19 kN/m^3
- Angolo di attrito interno del terreno = 35°
- Coesione = 0 kPa

Materiali rimaneggiati e di riporto a carattere superficiale

- Peso specifico = 18 kN/m^3
- Angolo di attrito interno del terreno = 35°
- Coesione = 0 kPa

Materiale lapideo per realizzazione scogliera

- Peso specifico = 21 kN/m^3
- Angolo di attrito interno del terreno = 40°
- Coesione = 0 kPa

TERRENO STRUTTURALE:

Terreno di riempimento del vallo paramassi

- Peso specifico = 18 kN/m^3
- Angolo di attrito interno del terreno = 32°
- Coesione = 0 kPa

Ciottolato di riempimento dei gabbioni

- Peso specifico = 17.5 kN/m^3
- Angolo di attrito interno del terreno = 40°
- Coesione = 17 kPa

Drenaggio

- Peso specifico = 18 kN/m^3
- Angolo di attrito interno del terreno = 40°
- Coesione = 0 kPa

ANALISI DEI COEFFICIENTI SISMICI

Sulla base dei dati forniti, sono stati presi i seguenti coefficienti sismici (SLU):

- coefficiente di accelerazione orizzontale: $k_h = 0.21$
- coefficiente di accelerazione verticale: $k_v = 0.10$

Così come nel dimensionamento geometrico del rilevato, anche nelle verifiche di stabilità del medesimo sono stati considerati rinforzi in rete metallica a doppia torsione maglia tipo 8×10 filo $2.7/3.7 \text{ mm}$ (elementi bifacciali) protetti adeguatamente dalla corrosione mediante rivestimento in lega eutettica di $\text{Zn/Al } 5\%$ e ulteriore rivestimento polimerico in PVC.

In accordo con Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 - capitolo 6 – sono stati applicati coefficienti parziali ai carichi, ai parametri geotecnici ed alle resistenze (come definiti nel capitolo successivo).

Per quanto riguarda la stabilità globale si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 2 : $A2+M2+R2$.

Per quanto riguarda invece le verifiche e agli SLU di tipo strutturale (STR) (par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno), per le Verifiche di resistenza degli elementi strutturali si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 1: $A1+M1+R1$.

In accordo con Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 - capitolo 7.11 – sono state condotte anche le verifiche in condizioni Sismiche applicando i coefficienti parziali dei parametri geotecnici ed alle resistenze (come definiti nel capitolo successivo), mentre i coefficienti parziali dei carichi sono stati posti pari ad 1.

Per quanto riguarda la stabilità globale si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 2 : $M2+R2+k_h+k_h$

Per quanto riguarda invece le verifiche e agli SLU di tipo strutturale (STR) (par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno), per le Verifiche di resistenza degli elementi strutturali si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 1: $M1+R1+k_h+k_h$.

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati viene condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante un programma di calcolo denominato MacStar W cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. In particolare in questa sede si fa riferimento al metodo di BISHOP modificato che prevede l'utilizzo di superfici di scorrimento circolari.

Il contributo dei teli di rinforzo viene introdotto nel calcolo solo se essi intersecano la superficie di scivolamento. La resistenza a trazione nei rinforzi può mobilizzarsi per l'aderenza tra il rinforzo stesso ed i materiali (terreno o altri rinforzi) che si trovano sopra e/o sotto. Tale contributo viene simulato con una forza stabilizzante diretta verso l'interno del rilevato applicata nel punto di contatto tra superficie di scorrimento e rinforzo stesso. Il modulo di tale forza è determinata scegliendo il minore tra il valore della resistenza a rottura del rinforzo ed il valore della resistenza allo sfilamento del rinforzo nel tratto di ancoraggio o nel tratto interno alla porzione di terreno instabile.

Per tenere conto dell'effetto dei rinforzi è stato implementato un modello di comportamento rigido. Nel modello rigido si ipotizza che un qualsiasi rinforzo, che attraversi la superficie di potenziale scorrimento analizzata, fornisca la forza di rottura del rinforzo penalizzata del relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidità dei rinforzi stessi. Per ciascun rinforzo vengono verificate le seguenti condizioni:

- deve essere garantito un ancoraggio minimo;
- deve essere garantito lo sfilamento nella zona di ancoraggio;
- deve essere garantito lo sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile.

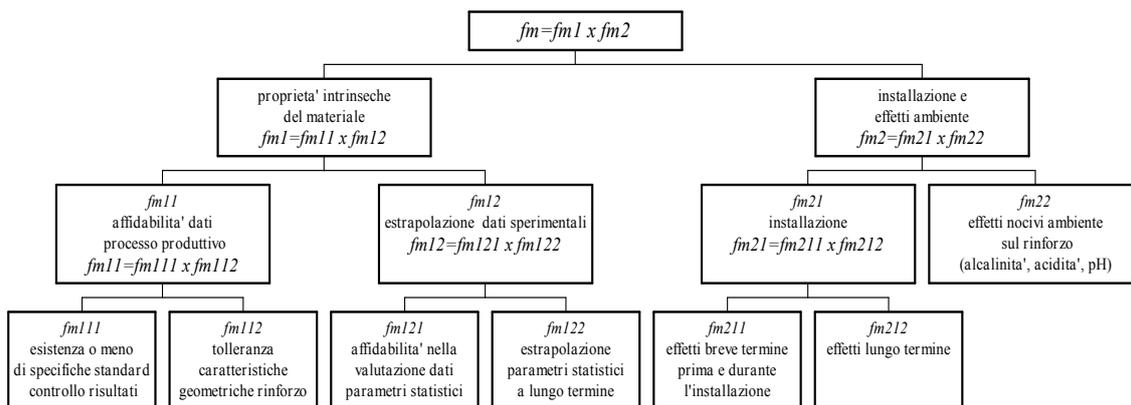
Nel primo caso una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione nel rinforzo. Nel secondo e terzo caso la trazione nel rinforzo viene limitata al minore dei due valori di sfilamento.

Ai fini del calcolo strutturale si è tenuto conto che si tratta di un'opera permanente per cui si è fatto riferimento alle prestazioni a lungo termine dei materiali metallici. A tale proposito viene valutato il parametro di resistenza di lavoro T_d . Mancando in Italia uno specifico riferimento normativo, la stima della resistenza di lavoro degli elementi di rinforzo è stata determinata facendo riferimento allo schema illustrato di seguito che la normativa inglese BS8006 prescrive per i rinforzi in genere.

La resistenza di lavoro T_d è valutata secondo la formula:

$$T_d = T_b / f_m$$

dove f_m è il fattore di sicurezza complessivo che consente di passare dalla resistenza a trazione nominale T_b e si compone secondo lo schema indicato sotto.

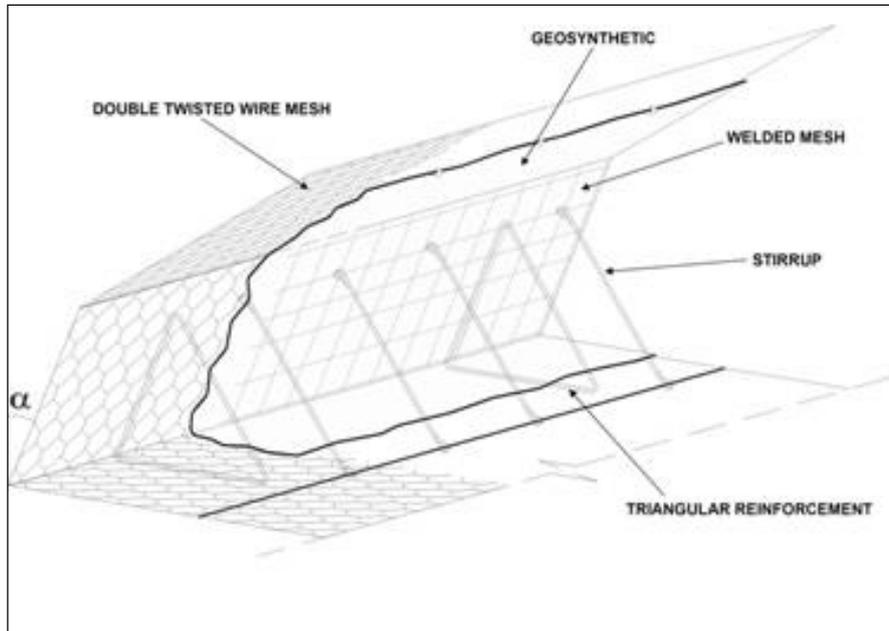


11.3 Verifica di stabilità del rilevato a seguito dell'impatto

Le sperimentazioni in vera grandezza e i reali casi di impatto sviluppati su terre rinforzate evidenziano come i fenomeni dell'impatto siano di difficile schematizzazione teorica e richiedano, per essere analizzati in modo completo, modellazioni numeriche in campo dinamico.

Lo sviluppo di un gran numero di analisi numeriche ha consentito in collaborazione con il Politecnico di Torino di mettere a punto una procedura analitica semplificata, affidabile e realistica, documentata in dettaglio nelle pubblicazioni scientifiche indicate in bibliografia.

Le simulazioni sono state condotte mediante un modello FEM (ABACUS/Explicit) tenendo conto di un rinforzo in rete a doppia torsione tipo 8x10.



Schema costruttivo del rinforzo con reti metalliche

Basandosi sulle osservazioni sperimentali e su modelli numerici specificamente sviluppati nei quali si è simulata l'azione stabilizzante di reti metalliche, è assodato che i principali meccanismi di dissipazione dell'energia posseduta dal blocco al momento dell'impatto sono i seguenti:

- scorrimento dei corsi di terreno rinforzato impattati;
- plasticizzazione del terreno sul paramento di monte con la creazione dell'impronta;
- energia accumulata in deformazioni elastiche del rilevato, restituita al blocco ad impatto terminato.

Percentualmente, l'energia cinetica posseduta dal blocco al momento dell'impatto viene dissipata secondo le seguenti percentuali:

- per attrito per scorrimento dei corsi impattati dal blocco pari a 10-15%;
- per creazione dell'impronta sul paramento di monte pari a 80-85%;
- per deformazioni elastiche del rilevato, restituita al blocco ad impatto terminato, pari a 3-5%.

Sulla base di questi dati, ipotizzando una scorrimento rigido dei corsi sottoposti all'impatto del blocco, si deve verificare che l'energia di impatto non induca il collasso geometrico della struttura (verifica SLU), cioè il rilevato nella condizione deformata dopo l'urto, schematizzato nella figura seguente, sia ancora staticamente stabile e non sia collassato lasciando passare il blocco. La verifica richiede che:

- si determini il valore ξ eguagliando il 10-15% dell'energia di impatto al lavoro plastico compiuto dalle forze di attrito sulle due interfacce terreno-rinforzo (superiore ed inferiore) che scorrono. Il calcolo deve essere sviluppato conoscendo l'angolo di attrito tra il terreno e tipologia di rinforzi (ϕ_{tg}) e può essere sviluppata applicando la formula seguente:

$$(0.10-0.15) \cdot E_{imp} = N_{sup} \cdot \tan(\phi_{tg}) \cdot \xi + N_{inf} \cdot \tan(\phi_{tg}) \cdot \xi$$

da cui

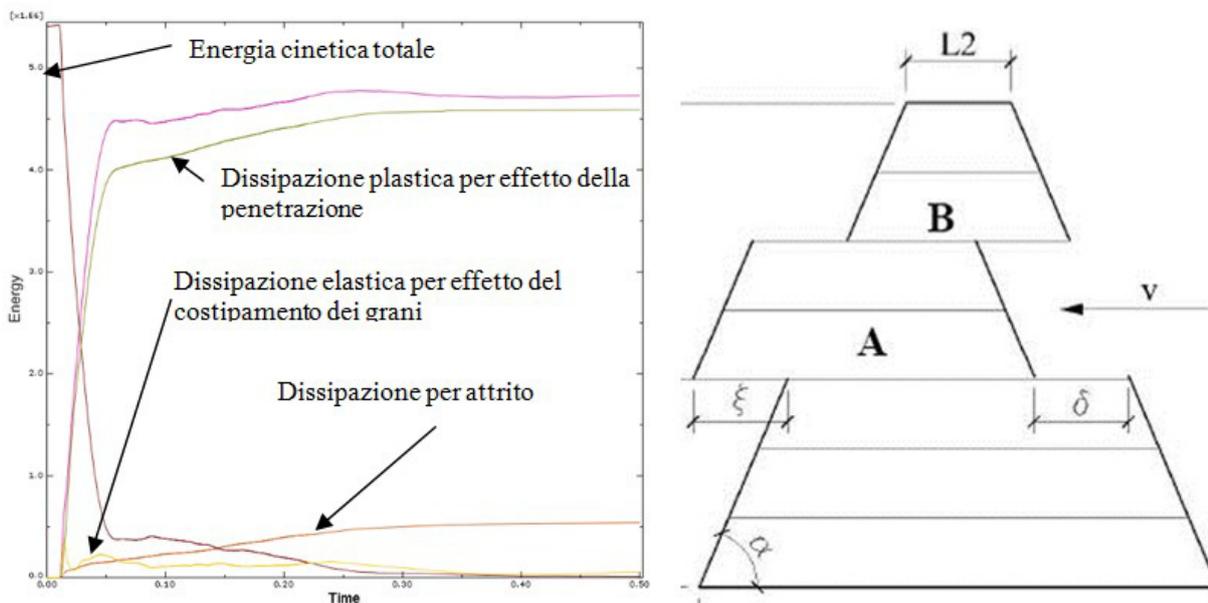
$$\xi = [(0.10-0.15) \cdot E_{imp}] / [N_{sup} \cdot \tan(\phi_{tg}) + N_{inf} \cdot \tan(\phi_{tg})]$$

dove N è il valore della forza di normale al contatto terreno-rinforzo sulle superfici di scorrimento.

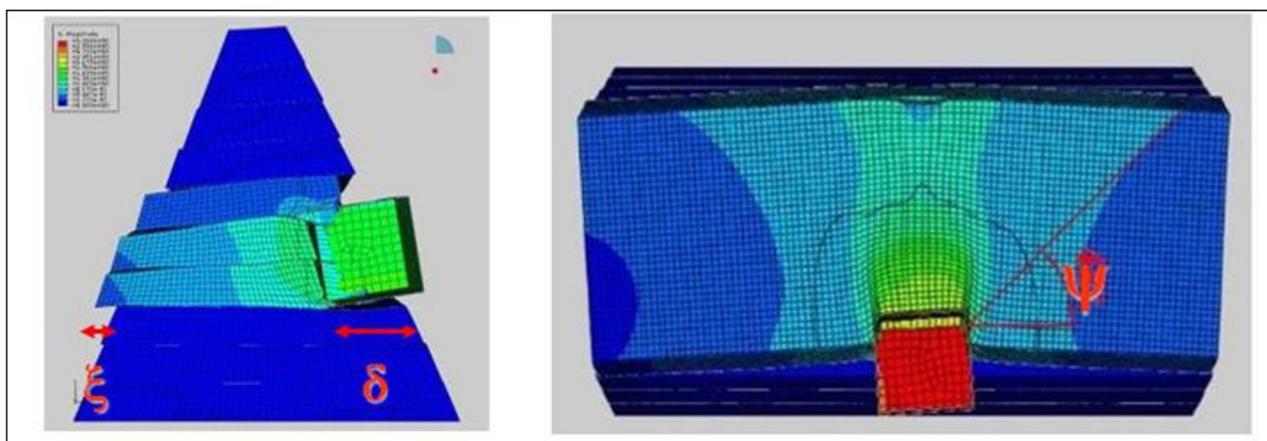
- si determini il valore dell'approfondimento massimo dell'orma sul paramento di monte (δ_p) considerando la quota parte pari all' 80-85% dell'energia cinetica impattante ed applicando le formulazioni analitiche proposte in letteratura per lo studio dello strato di sabbia al di sopra delle gallerie paramassi (metodo di prima approssimazione) o mediante l'interpretazione di modellazioni numeriche specificamente realizzate. Nel seguito sarà adottato questo secondo metodo. Grazie a queste modellazioni è pertanto possibile determinare il valore di δ_p in modo preciso e tenendo conto delle specifiche proprietà meccaniche (tensio-deformative) dei rinforzi, e delle caratteristiche geomeccaniche del terreno, seguendo la seguente formulazione:

$$\delta_p = K_{\text{terr-rinf}} * (0.8-0.85) * E_{\text{imp}}$$

dove $K_{\text{terr-rinf}}$ è un coefficiente di proporzionalità che dipende dal tipo di rinforzo (che dipende dalla forma del blocco, dalla resistenza a trazione, dalla deformabilità a trazione del rinforzo e dall'attrito rinforzo-terreno e che è stato determinato, nel caso di geogriglie metalliche in rete a doppia torsione, mediante una serie di modellazioni numeriche ad elementi finiti in campo dinamico). E' importante sottolineare che blocchi sferici hanno una capacità penetrante maggiore di blocchi di forma prismatica o cubica.



Geometria deformata del rilevato a seguito dell'impatto



Evidenze sperimentali e di modelli numerici usati per la taratura del modello analitico di calcolo

Per quel che riguarda la ripartizione dell'energia impattante tra la componente di scorrimento, di plasticizzazione ed elastica, è ragionevole assumere i seguenti valori percentuali:

- percentuale di energia di plasticizzazione: 85%
- percentuale di energia di scorrimento: 12%
- percentuale di energia elastica: 3% .

Questi valori sono stati adottati nei calcoli di stabilità del rilevato oggetto di analisi.

Conoscendo gli spostamenti dei corsi dopo l'urto, sulla base della ripartizione energetica presentata, è possibile definire in modo completo la geometria del rilevato e, conseguentemente, verificare la stabilità dei due macro-elementi (A, B) che costituiscono la struttura deformata del rilevato.

In questo modo si può definire se il rilevato ha raggiunto condizioni di SLU.

La risposta del rilevato all'impatto del blocco di progetto è stata analizzata attraverso un software (CoREAR) sviluppato dal Politecnico di Torino.

L'analisi del rilevato in questione è stata condotta allo STATO LIMITE ULTIMO.

Partendo dai dati di progetto sono stati individuati 2 parametri fondamentali al fine di poter validare la stabilità del rilevato all'impatto di progetto:

1. massimo spostamento verso valle (ξ)
2. massima penetrazione accettabile sul paramento di monte (δ)

Una volta noti tali parametri limite si è proceduto con l'analisi geometrica del rilevato, che viene di seguito riepilogata: Una volta definiti i parametri di input relativi all'impatto (energia e altezza di impatto), al blocco (dimensione e forma) e alla geometria del rilevato (altezza, larghezza del coronamento, interasse dei rinforzi e inclinazione del paramento), è possibile determinare lo scorrimento massimo verso valle della porzione del rilevata interessata dall'impatto la massima penetrazione del blocco sul paramento di monte del rilevato.

11.4 Analisi geometrica del rilevato: impatto con un'energia pari a 7.800kJ

DATI DI INPUT

Input data			
Trajectory parameters	Height of trajectory (h_i)	2.1	[m]
	Block size (av.) (d)	2.68	[m]
	type of block	s	[-]
	Impact energy (E_i)	7800	[kJ]
Embankment data	upper width (L_u)	4	[m]
	embankment height (H)	4.2	[m]
	angle of the valley side (α_1)	55	[°]
	angle of the mountain side (α_2)	90	[°]
	thickness of the layer (t)	1	[m]
	ground density (ρ)	19.5	[kN/m ³]
	friction soil-reinforcement (β)	35	[°]
Energy parametrs	sliding coefficient (S_c)	0.12	[-]
	elastic coefficient (E_c)	0.03	[-]
	penetration coefficient (P_c)	0.85	[-]

SCORRIMENTO MASSIMO VERSO VALLE

Computation of sliding			
H	4.2	[m]	
h_i	2.1	[m]	
L_u	4	[m]	
α_1	0.96	[rad]	
α_2	1.57	[rad]	
upper thickness (sp_1)	4.53	[m]	
lower thickness (sp_2)	6.41	[m]	
upper area (A_1)	34.57	[m ²]	
lower area (A_2)	54.95	[m ²]	
ϕ	0.61	[rad]	
\square			
upper friction force	122.66	[kN]	
lower friction force	1858.75	[kN]	
E sliding (E_s)	936	[kJ]	
valley side sliding (ξ)	0.47	[m]	

Dall'analisi si evince che il massimo scorrimento verso valle è quantificabile in 47 cm.

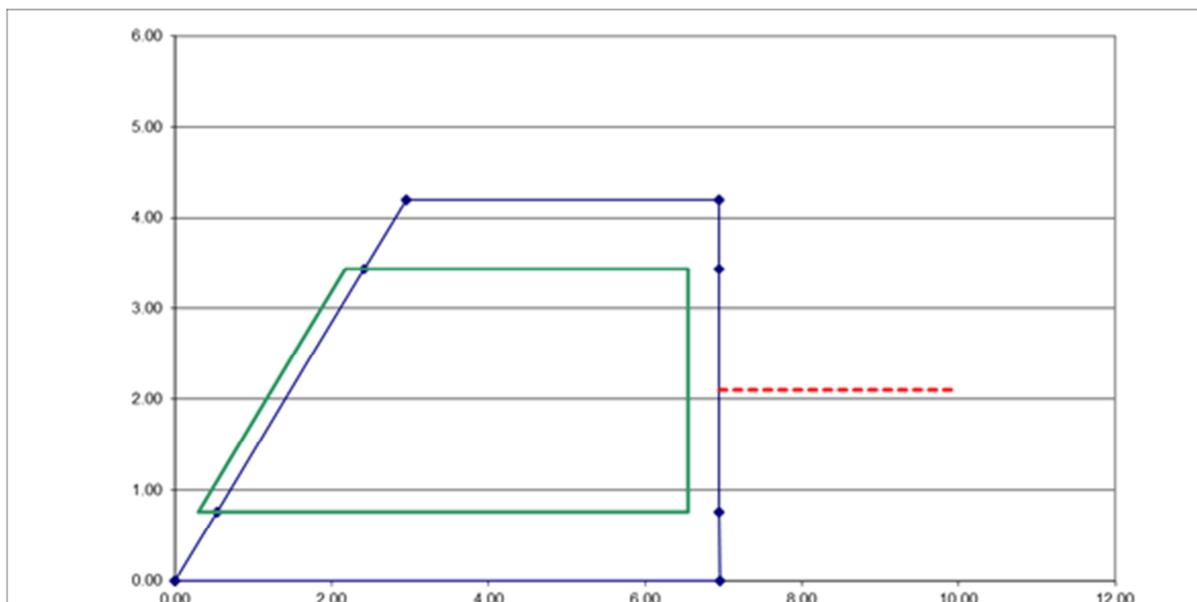
MASSIMA PENETRAZIONE DEL BLOCCO SUL PARAMENTO DI MONTE

Computation of penetration	
E penetration (E_p)	6630 [kJ]
volume of mountain side penetration (δv)	1.99 [m ³]
plastic penetration (δ)	0.28 [m]
corrected plastic penetration (cube-sfere)	0.33
total mountain side displacement ($\delta + \xi$)	0.80 [m]

Anche questa condizione risulta essere verificata, in quanto la massima penetrazione plastica calcolata è pari a 0.33 cm, mentre la massima deformazione sul lato di monte del rilevato risulta pari a 80 cm.

Le verifiche allo STATO LIMITE ULTIMO (cioè di collasso) risultano quindi positive:

SLU verifications	
Lower check	OK
Upper check	OK



11.5 Analisi di stabilità della struttura in terra rinforzata

In base alle sezioni topografiche e in base alla verifica geometrica del rilevato, si è quindi definito il dimensionamento della struttura in corrispondenza della sezione n.3.

Di seguito si riportano i report di calcolo delle verifiche di stabilità globale ed interna della struttura sia in condizioni statiche che sismiche.

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : CIOT	Descrizione : Riempiimento gabbioni
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 17.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 40.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 17.50
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 17.50
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30
Terreno : DEP	Descrizione : Depositi detritici
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 0.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 35.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 19.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 19.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30
Terreno : DRE	Descrizione : Drenaggio
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 0.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 40.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 18.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 18.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30
Terreno : RIP	Descrizione : Materiali rimaneggiati e di riporto a carattere superficiale
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 0.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 35.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 18.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 18.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30
Terreno : SCO	Descrizione : Materiale lapideo
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 0.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 40.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00

Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
 Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 21.00
 Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 22.00
 Modulo elastico.....[kN/m²].....: 0.00
 Coefficiente di Poisson.....: 0.30

Terreno : VAL Descrizione : Terreno di riempimento per vallo paramassi

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace
 Coesione.....[kN/m²].....: 0.00
 Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
 Angolo d'attrito.....[°].....: 32.00
 Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00
 Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
 Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 18.00
 Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 18.00
 Modulo elastico.....[kN/m²].....: 0.00
 Coefficiente di Poisson.....: 0.30

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: DEP Descrizione: 01

Terreno : DEP

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]							
0.00	3.15	2.78	4.93	6.78	5.06	11.21	6.47
13.18	9.31	15.00	9.47	17.46	10.20	17.76	10.53
19.61	10.53	19.91	12.05	20.51	12.40	21.34	12.53
22.87	13.90	25.87	13.90	37.59	24.41		

Strato: DRE Descrizione: 05

Terreno : DRE

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]							
7.42	7.26	8.53	9.92	9.33	9.92	9.93	11.92
11.93	11.92	14.88	13.14	16.29	13.14	16.30	12.50
17.76	12.53	21.34	12.53				

Strato: RIP Descrizione: 02

Terreno : RIP

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	5.15	2.78	6.93	5.43	6.92	6.70	5.64
7.42	7.26	11.21	8.47	13.15	11.27	15.00	11.47
20.51	12.40						

Strato: SCO Descrizione: 05

Terreno : SCO

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
5.43	6.92	8.93	11.92	9.93	11.92		

Strato: VALLO Descrizione: Vallo

Terreno : VAL

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]							
8.93	11.92	9.78	12.92	11.31	14.92	13.15	17.29
15.93	17.29	16.25	13.16				

BLOCCHI RINFORZATI

Blocco : GEOG1

Dati principali [m] : Larghezza = 5.00 Altezza = 0.50
 Coordinate Origine [m] : Ascissa = 8.93 Ordinata = 11.92
 Inclinazione paramento [°] : 40.00

Rilevato strutturale - materiale tipo : Ghiaia
 Rilevato strutturale : VAL
 Terreno di riempimento a tergo : VAL
 Terreno di copertura : VAL
 Terreno di fondazione : VAL

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

Affondamento fondazione [m] : 0.00
 Inclinazione pendio a valle [°] : 0.00

Rinforzi :

Linear Composites - ParaLink - 300_Seismic

Lunghezza [m] = 5.00
 Interasse [m] = 0.50
 Risvolto [m] = 0.50

Blocco : GEOG2

Dati principali [m] : Larghezza = 5.00 Altezza = 0.50
 Coordinate Origine [m] : Ascissa = 9.37 Ordinata = 12.42
 Inclinazione paramento [°] : 40.00

Rilevato strutturale - materiale tipo : Ghiaia
 Rilevato strutturale : VAL
 Terreno di riempimento a tergo : VAL
 Terreno di copertura : VAL
 Terreno di fondazione : VAL

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

Affondamento fondazione [m] : 0.00
 Inclinazione pendio a valle [°] : 0.00

Rinforzi :

Linear Composites - ParaLink - 300_Seismic

Lunghezza [m] = 5.00
 Interasse [m] = 0.50
 Risvolto [m] = 0.50

Blocco : VALLO

Dati principali [m] : Larghezza = 3.00 Altezza = 4.00
 Coordinate Origine [m] : Ascissa = 17.29 Ordinata = 12.50
 Inclinazione paramento [°] : 0.00

Terreno riempimento gabbioni : CIOT
 Rilevato strutturale - materiale tipo : Ghiaia
 Rilevato strutturale : VAL
 Terreno di riempimento a tergo : VAL
 Terreno di copertura : VAL
 Terreno di fondazione : CIOT

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

Affondamento fondazione [m] : 0.50
 Inclinazione pendio a valle [°] : 0.00

Rinforzi :

Maccaferri - Terramesh System - 8/2.7P - 1.0x1.0

Lunghezza.....[m]..... = 3.00
 Gabbione.....[m].....: Altezza..... = 1.00 Larghezza.... = 1.00

Blocco : GEOG3

Dati principali.....[m].....: Larghezza..... = 4.00 Altezza..... = 0.50
 Coordinate Origine.....[m].....: Ascissa..... = 11.31 Ordinata..... = 14.92
 Inclinazione paramento...[°].....: 40.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Ghiaia
 Rilevato strutturale.....: VAL
 Terreno di riempimento a tergo.....: VAL
 Terreno di copertura.....: VAL
 Terreno di fondazione.....: VAL

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

Affondamento fondazione.....[m] : 0.00
 Inclinazione pendio a valle.....[°] : 0.00

Rinforzi :

Linear Composites - ParaLink - 300_Seismic

Lunghezza.....[m]..... = 4.00
 Interasse.....[m]..... = 0.50
 Risvolto.....[m]..... = 0.50

Blocco : TOP

Dati principali.....[m].....: Larghezza..... = 3.00 Altezza..... = 0.76
 Arretramento.....[m]..... = 0.00 da VALLO
 Inclinazione paramento...[°].....: 20.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Ghiaia
 Rilevato strutturale.....: VAL
 Terreno di riempimento a tergo.....: VAL
 Terreno di copertura.....: VAL
 Terreno di fondazione.....: VAL

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

Affondamento fondazione.....[m] : 0.00
 Inclinazione pendio a valle.....[°] : 0.00

Rinforzi :

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76

Lunghezza.....[m]..... = 3.00
 Interasse.....[m]..... = 0.76
 Risvolto.....[m]..... = 0.65

CARICHI

Sisma :

Classe : Sisma
 Accelerazione...[m/s²]..: Orizzontale.... = 0.21 Verticale..... = 0.10

PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI

Linear Composites - ParaLink - 300_Seismic

Carico di rottura Nominale Tr	[kN/m].....	301.00
Rapporto di Scorrimento plastico		0.00
Coefficiente di Scorrimento elastico	[m ³ /kN].....	1.10e-04
Rigidezza estensionale	[kN/m].....	3168.00
Lunghezza minima di ancoraggio	[m].....	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia)		1.14
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia)		1.10
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo)		1.10
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla)		1.10
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo		0.27
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia		0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia		0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo		0.70
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla		0.40

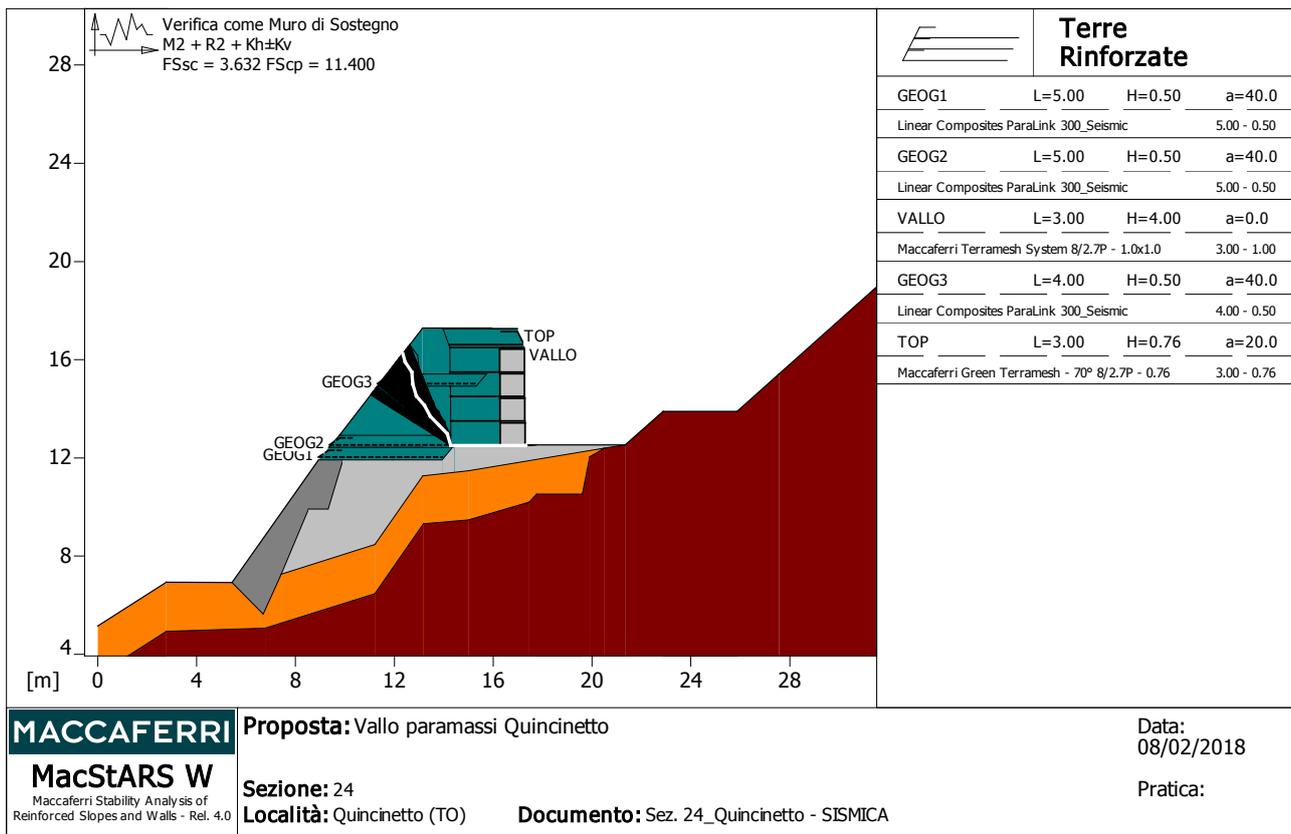
Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76

Carico di rottura Nominale Tr	[kN/m].....	50.00
Rapporto di Scorrimento plastico		2.00
Coefficiente di Scorrimento elastico	[m ³ /kN].....	1.10e-04
Rigidezza estensionale	[kN/m].....	500.00
Lunghezza minima di ancoraggio	[m].....	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia)		1.26
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia)		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo)		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla)		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo		0.30
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia		0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia		0.65
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo		0.50
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla		0.30

Maccaferri - Terramesh System - 8/2.7P - 1.0x1.0

Carico di rottura Nominale Tr	[kN/m].....	50.00
Rapporto di Scorrimento plastico		2.00
Coefficiente di Scorrimento elastico	[m ³ /kN].....	1.10e-04
Rigidezza estensionale	[kN/m].....	500.00
Lunghezza minima di ancoraggio	[m].....	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia)		1.26
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia)		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo)		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla)		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo		0.30
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia		0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia		0.65
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo		0.50
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla		0.30

VERIFICHE



Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : VALLO

Forza Stabilizzante.....[kN/m].....: 167.91

Forza Instabilizzante.....[kN/m].....: 46.24

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

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento.....: 3.632

Pressione ultima calcolata con Brinch Hansen.

Pressione ultima.....[kN/m²].....: 1032.63

Pressione media agente.....[kN/m²].....: 90.59

Classe pressione.....: Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante.....: 11.400

Fondazione equivalente.....[m].....: 2.80

Eccentricità forza normale.....[m].....: 0.10

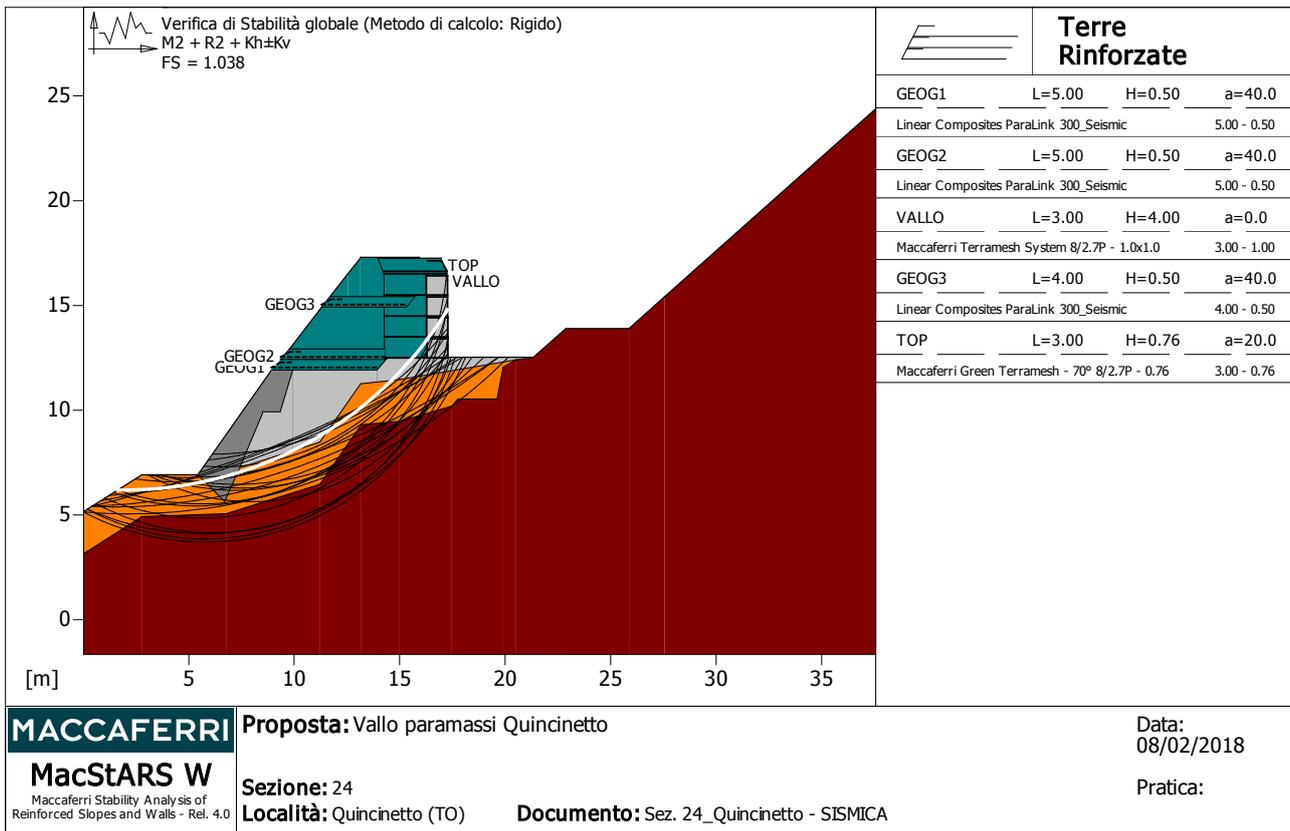
Braccio momento.....[m].....: 0.95

Forza normale.....[kN].....: 253.54

Pressione estremo di valle.....[kN/m²].....: 101.50

Pressione estremo di monte.....[kN/m²].....: 67.54

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



Verifica di stabilità globale :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

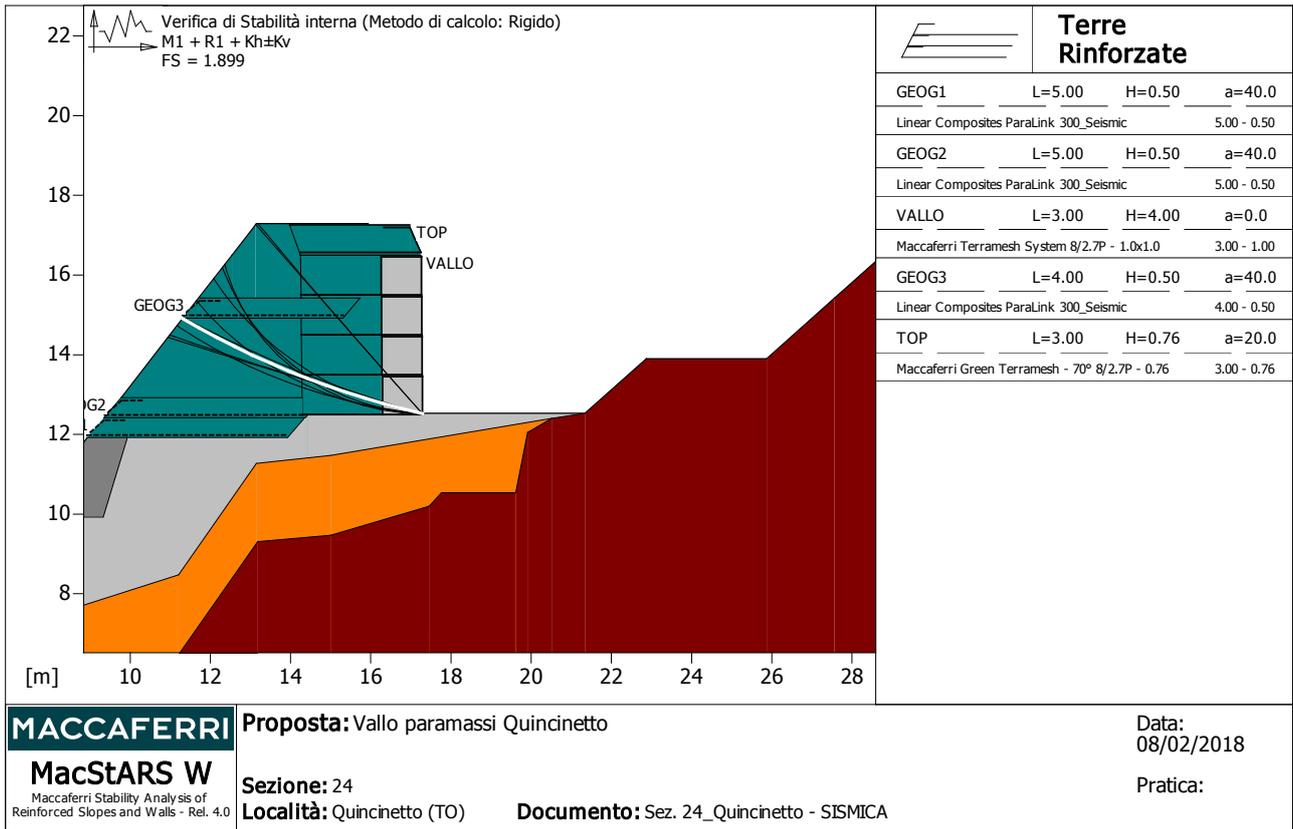
Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.038

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	10.00	17.00	27.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:		50	
Numero totale superfici di prova.....:		500	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:		0.50	
Angolo limite orario..... [°].....:		0.00	
Angolo limite antiorario..... [°].....:		0.00	

Blocco : VALLO
Maccaferri - Terramesh System - 8/2.7P - 1.0x1.0

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	rottura [kN/m]	sfilamento [kN/m]	agente [kN/m]	1/Fmax	
0.000	50.0	127.2	39.7	1.26	3.20
1.000	50.0	160.2	39.7	1.26	4.04
2.000	50.0	146.9	39.7	1.26	3.70
Fattore	Classe				
1.00	Sisma				
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio				
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace				
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole				
1.00	Fs Rottura Rinforzi				
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi				
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità				



Verifica di stabilità interna :

Combinazione di carico : M1 + R1 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

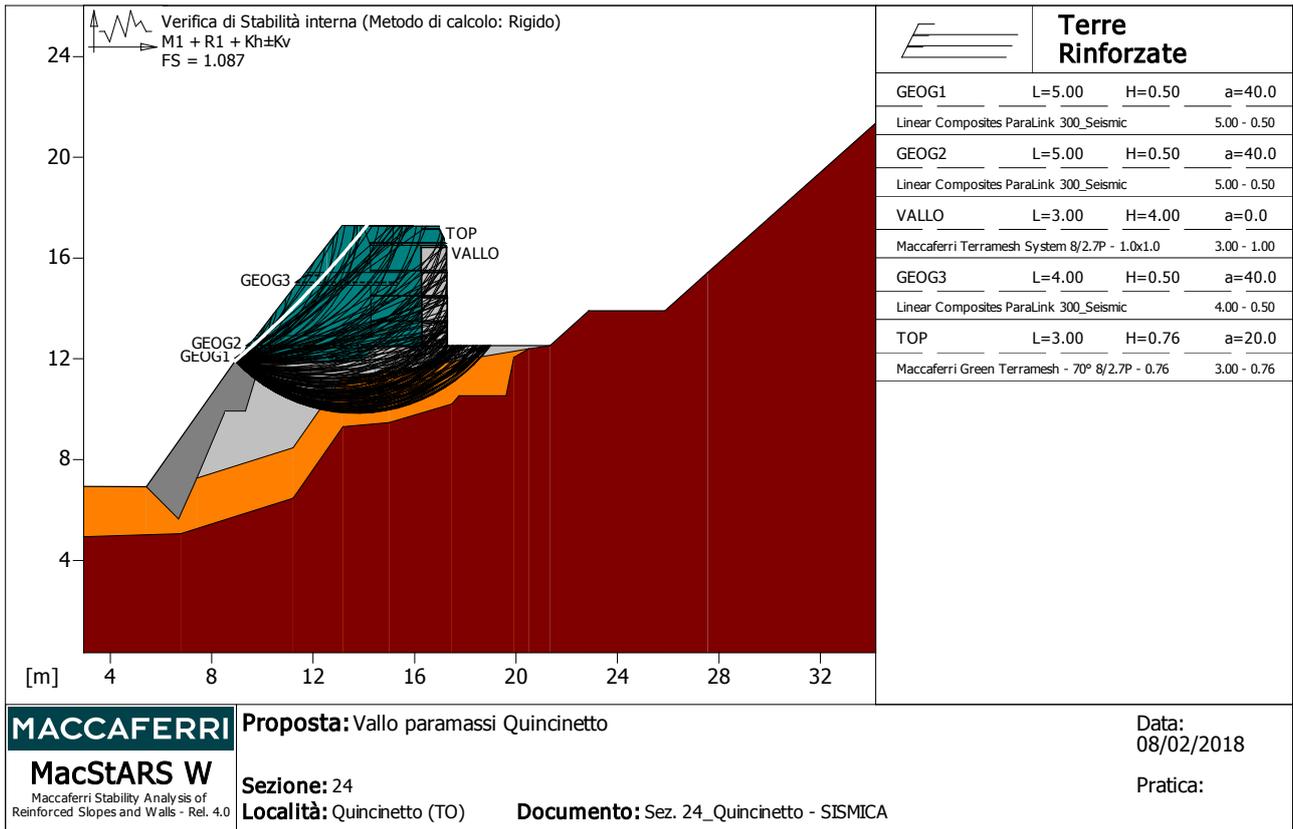
Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.899

Intervallo di ricerca delle superfici

Blocco	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
	Primo punto	Secondo punto
VALLO	10.00	15.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:	1
Numero totale superfici di prova.....:	200
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:	0.50
Angolo limite orario..... [°].....:	0.00
Angolo limite antiorario..... [°].....:	0.00

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



MACCAFERRI Proposta: Vallo paramassi Quincinetto Data: 08/02/2018
MacStARS W Sezione: 24 Pratica:
Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls - Rel. 4.0 Località: Quincinetto (TO) Documento: Sez. 24_Quincinetto - SISMICA

Verifica di stabilità interna :

Combinazione di carico : M1 + R1 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.087

Intervallo di ricerca delle superfici

Blocco GEOG1	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
	Primo punto 10.00	Secondo punto 19.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:	1	
Numero totale superfici di prova.....:	200	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:	0.50	
Angolo limite orario..... [°].....:	0.00	
Angolo limite antiorario..... [°].....:	0.00	

Blocco : GEOG2

Linear Composites - ParaLink - 300_Seismic

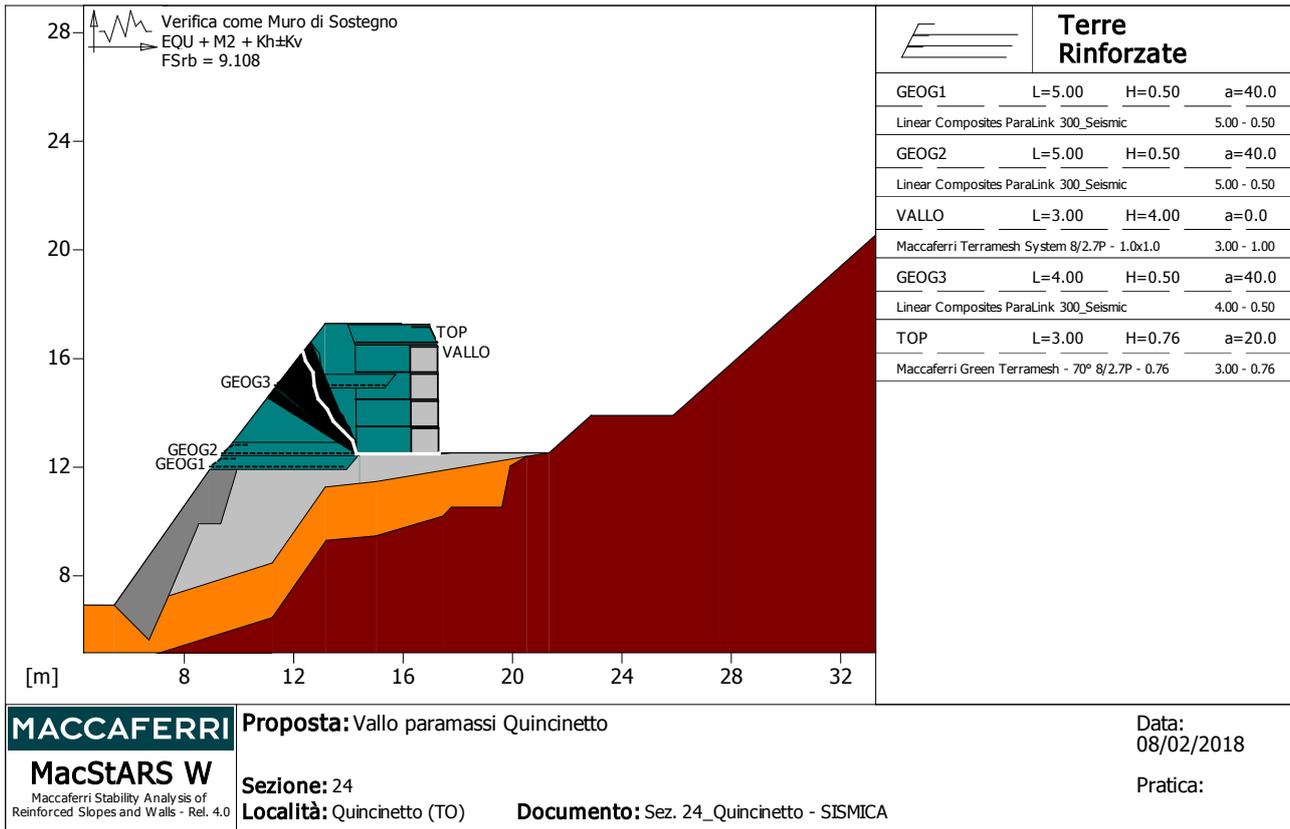
Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	rottura [kN/m]	sfilamento [kN/m]	agente [kN/m]	1/Fmax	
0.000	301.0	7.2	7.2	41.81	1.00

Blocco : GEOG3

Linear Composites - ParaLink - 300_Seismic

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	rottura [kN/m]	sfilamento [kN/m]	agente [kN/m]	1/Fmax	
0.000	301.0	11.2	11.2	26.88	1.00

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



Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : EQU + M2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : VALLO

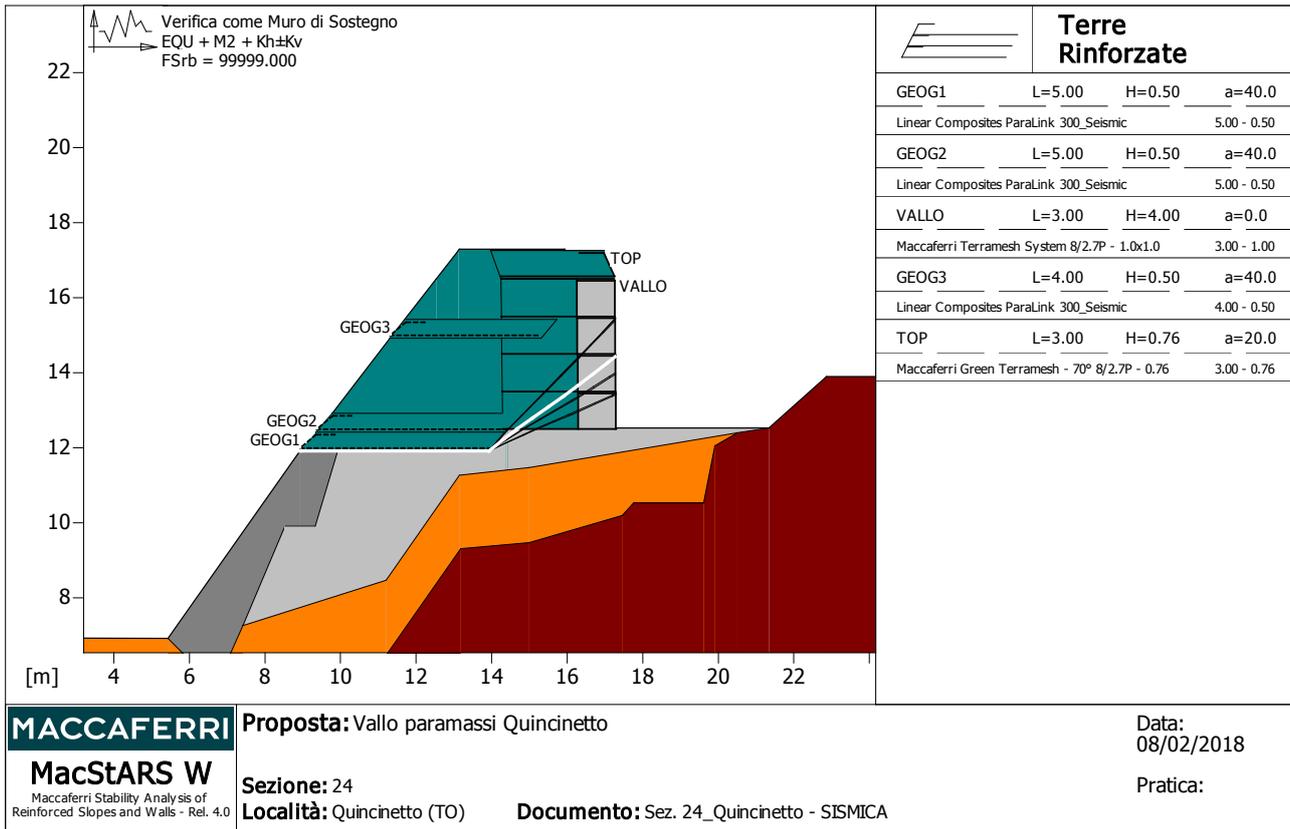
Momento Stabilizzante.....[kN*m/m].....: 398.58

Momento Instabilizzante.....[kN*m/m].....: 43.76

Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....: 9.108

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



Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : EQU + M2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : GEOG1

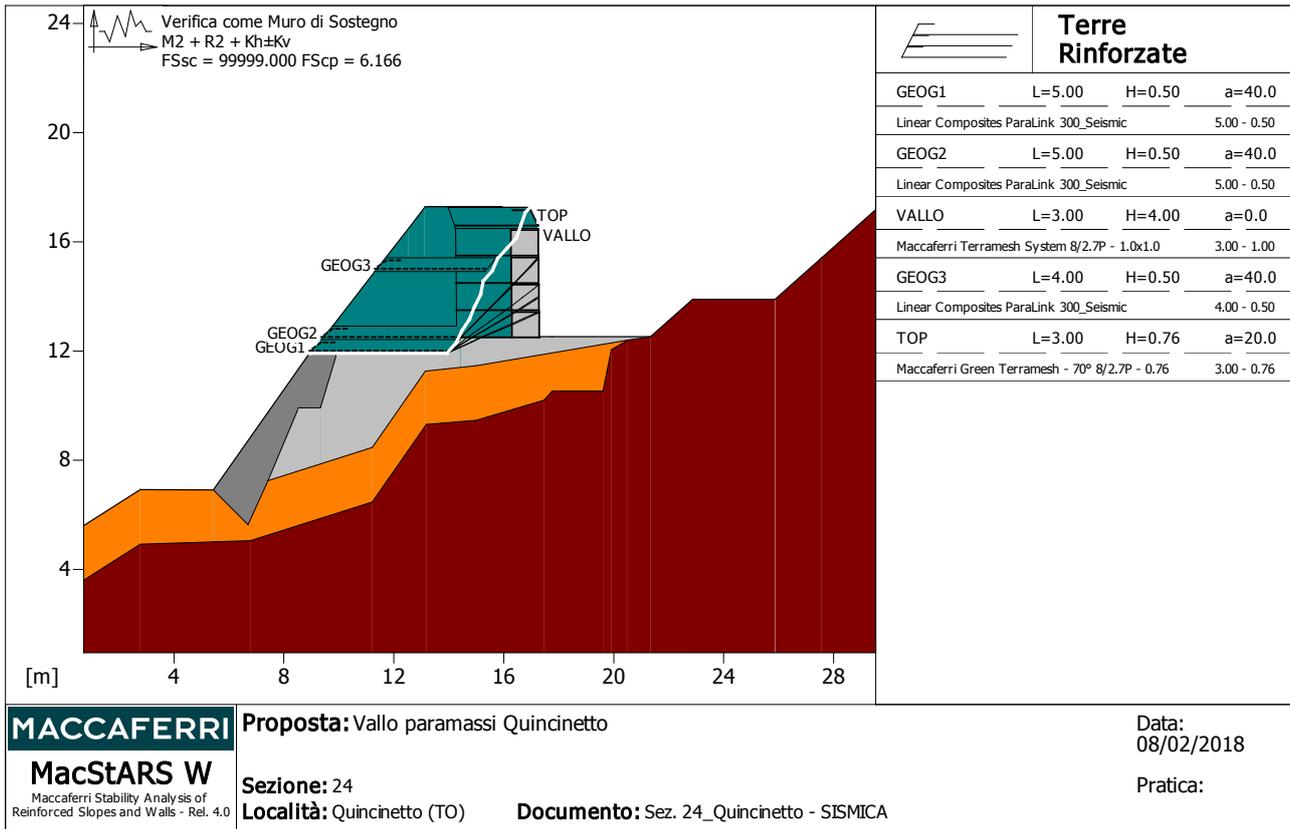
Momento Stabilizzante.....[kN*m/m].....: 1112.50

Momento Instabilizzante.....[kN*m/m].....: -24.70

Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....:99999.000

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



Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : GEOG1

Forza Stabilizzante [kN/m]: 209.65

Forza Instabilizzante [kN/m]: -17.95

Classe scorrimento: Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento:99999.000

Pressione ultima calcolata con Brinch Hansen.

Pressione ultima [kN/m²]: 385.17

Pressione media agente [kN/m²]: 62.46

Classe pressione: Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante: 6.166

Fondazione equivalente [m]: 5.00

Eccentricità forza normale [m]: -1.14

Braccio momento [m]: 1.38

Forza normale [kN]: 312.31

Pressione estremo di valle [kN/m²]: -174.63

Pressione estremo di monte [kN/m²]: 404.47

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

MacStARS W – Rel. 4.0

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

Proposta...: Vallo paramassi Quincinetto

Sezione...: 24

Località...: Quincinetto (TO)

Pratica...:

File...: Sez. 24_Quincinetto - STATICA

Data...: 08/02/2018

Verifiche condotte in accordo alla normativa : Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008
 Verifiche di sicurezza (SLU)

SOMMARIO

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI	15
PROFILI STRATIGRAFICI.....	16
BLOCCHI RINFORZATI.....	17
Blocco : GEOG1.....	17
Blocco : GEOG2.....	17
Blocco : VALLO.....	17
Blocco : GEOG3.....	18
Blocco : TOP.....	18
PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI	18
VERIFICHE.....	20
Verifica come muro di sostegno :.....	20
Verifica di stabilità globale :	21
Verifica di stabilità interna :	22
Verifica di stabilità interna :	23
Verifica come muro di sostegno :.....	25
Verifica come muro di sostegno :.....	26
Verifica come muro di sostegno :.....	27

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : CIOT	Descrizione : Riempimento gabbioni
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 17.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 40.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 17.50
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 17.50
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30
Terreno : DEP	Descrizione : Depositi detritici
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 0.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 35.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 19.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 19.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30
Terreno : DRE	Descrizione : Drenaggio
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 0.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 40.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 18.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 18.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30
Terreno : RIP	Descrizione : Materiali rimaneggiati e di riporto a carattere superficiale
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 0.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 35.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 18.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 18.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30
Terreno : SCO	Descrizione : Materiale lapideo
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 0.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 40.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00

Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
 Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 21.00
 Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 22.00
 Modulo elastico.....[kN/m²].....: 0.00
 Coefficiente di Poisson.....: 0.30

Terreno : VAL Descrizione : Terreno di riempimento per vallo paramassi

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace
 Coesione.....[kN/m²].....: 0.00
 Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
 Angolo d'attrito.....[°].....: 32.00
 Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00
 Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
 Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 18.00
 Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 18.00
 Modulo elastico.....[kN/m²].....: 0.00
 Coefficiente di Poisson.....: 0.30

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: DEP Descrizione: 01

Terreno : DEP

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]							
0.00	3.15	2.78	4.93	6.78	5.06	11.21	6.47
13.18	9.31	15.00	9.47	17.46	10.20	17.76	10.53
19.61	10.53	19.91	12.05	20.51	12.40	21.34	12.53
22.87	13.90	25.87	13.90	37.59	24.41		

Strato: DRE Descrizione: 05

Terreno : DRE

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]							
7.42	7.26	8.53	9.92	9.33	9.92	9.93	11.92
11.93	11.92	14.88	13.14	16.29	13.14	16.30	12.50
17.76	12.53	21.34	12.53				

Strato: RIP Descrizione: 02

Terreno : RIP

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	5.15	2.78	6.93	5.43	6.92	6.70	5.64
7.42	7.26	11.21	8.47	13.15	11.27	15.00	11.47
20.51	12.40						

Strato: SCO Descrizione: 05

Terreno : SCO

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
5.43	6.92	8.93	11.92	9.93	11.92		

Strato: VALLO Descrizione: Vallo

Terreno : VAL

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]							
8.93	11.92	9.78	12.92	11.31	14.92	13.15	17.29
15.93	17.29	16.25	13.16				

BLOCCHI RINFORZATI

Blocco : GEOG1

Dati principali [m] : Larghezza = 5.00 Altezza = 0.50
Coordinate Origine [m] : Ascissa = 8.93 Ordinata = 11.92
Inclinazione paramento [°] : 40.00

Rilevato strutturale - materiale tipo : Ghiaia
Rilevato strutturale : VAL
Terreno di riempimento a tergo : VAL
Terreno di copertura : VAL
Terreno di fondazione : VAL

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

Affondamento fondazione [m] : 0.00
Inclinazione pendio a valle [°] : 0.00

Rinforzi :

Linear Composites - ParaLink - 300

Lunghezza [m] = 5.00

Interasse [m] = 0.50
Risolto [m] = 0.50

Blocco : GEOG2

Dati principali [m] : Larghezza = 5.00 Altezza = 0.50
Coordinate Origine [m] : Ascissa = 9.37 Ordinata = 12.42
Inclinazione paramento [°] : 40.00

Rilevato strutturale - materiale tipo : Ghiaia
Rilevato strutturale : VAL
Terreno di riempimento a tergo : VAL
Terreno di copertura : VAL
Terreno di fondazione : VAL

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

Affondamento fondazione [m] : 0.00
Inclinazione pendio a valle [°] : 0.00

Rinforzi :

Linear Composites - ParaLink - 300

Lunghezza [m] = 5.00

Interasse [m] = 0.50
Risolto [m] = 0.50

Blocco : VALLO

Dati principali [m] : Larghezza = 3.00 Altezza = 4.00
Coordinate Origine [m] : Ascissa = 17.29 Ordinata = 12.50
Inclinazione paramento [°] : 0.00

Terreno riempimento gabbioni : CIOT
Rilevato strutturale - materiale tipo : Ghiaia
Rilevato strutturale : VAL
Terreno di riempimento a tergo : VAL
Terreno di copertura : VAL
Terreno di fondazione : CIOT

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

Affondamento fondazione [m] : 0.50
Inclinazione pendio a valle [°] : 0.00

Rinforzi :

Maccaferri - Terramesh System - 8/2.7P - 1.0x1.0

Lunghezza.....[m]..... = 3.00

Gabbione.....[m].....: Altezza..... = 1.00 Larghezza.... = 1.00

Blocco : GEOG3

Dati principali.....[m].....: Larghezza..... = 4.00 Altezza..... = 0.50

Coordinate Origine.....[m].....: Ascissa..... = 11.31 Ordinata..... = 14.92

Inclinazione paramento...[°].....: 40.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Ghiaia

Rilevato strutturale.....: VAL

Terreno di riempimento a tergo.....: VAL

Terreno di copertura.....: VAL

Terreno di fondazione.....: VAL

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

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

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

Rinforzi :

Linear Composites - ParaLink - 300

Lunghezza.....[m]..... = 4.00

Interasse.....[m]..... = 0.50

Risolto.....[m]..... = 0.50

Blocco : TOP

Dati principali.....[m].....: Larghezza..... = 3.00 Altezza..... = 0.76

Arretramento.....[m]..... = 0.00 da VALLO

Inclinazione paramento...[°].....: 20.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Ghiaia

Rilevato strutturale.....: VAL

Terreno di riempimento a tergo.....: VAL

Terreno di copertura.....: VAL

Terreno di fondazione.....: VAL

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

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

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

Rinforzi :

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76

Lunghezza.....[m]..... = 3.00

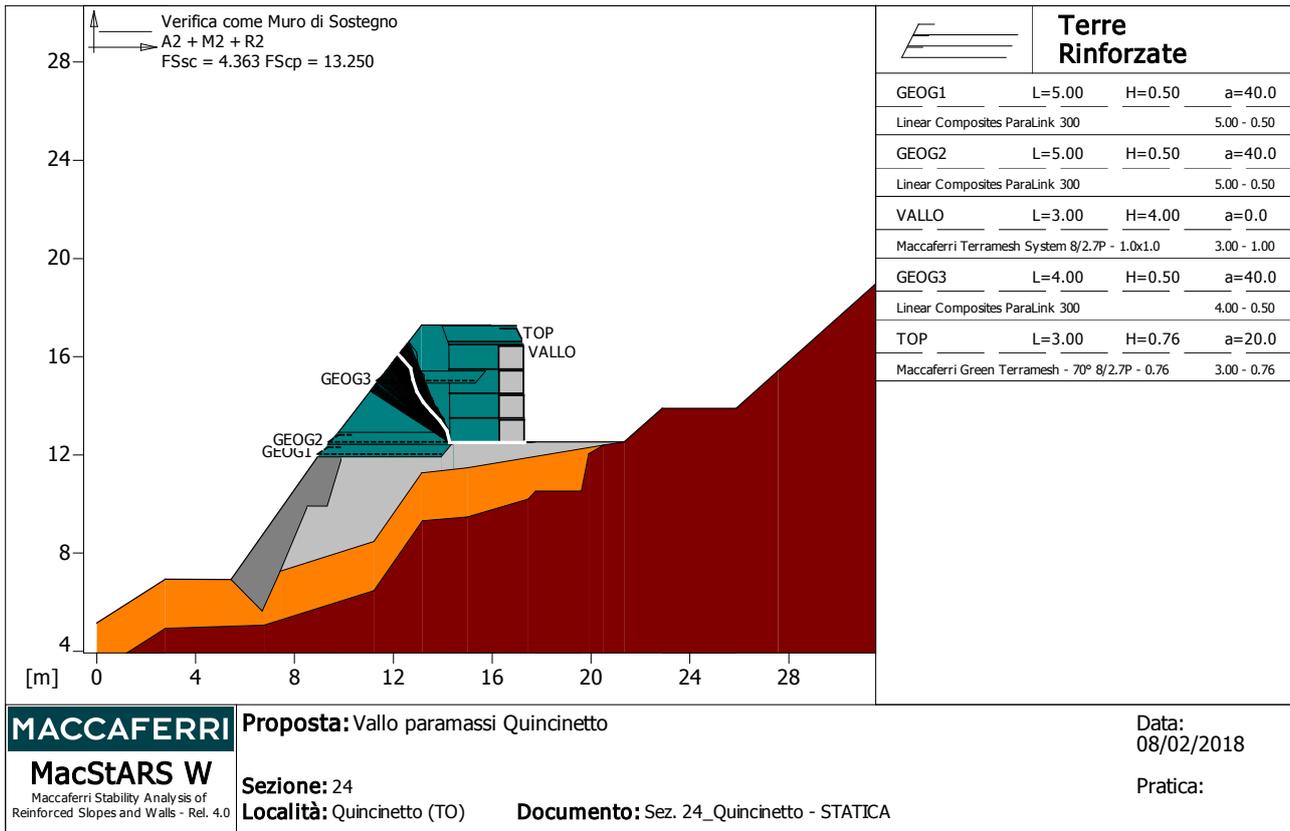
Interasse.....[m]..... = 0.76

Risolto.....[m]..... = 0.65

PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATILinear Composites - ParaLink - 300

Carico di rottura Nominale Tr	[kN/m].....	301.00
Rapporto di Scorrimento plastico		0.00
Coefficiente di Scorrimento elastico	[m ³ /kN].....	1.10e-04
Rigidezza estensionale	[kN/m].....	3168.00
Lunghezza minima di ancoraggio	[m].....	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia)		1.57
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia)		1.52
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo)		1.52
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla)		1.52
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo		0.27
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia		0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia		0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo		0.70
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla		0.40
Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76		
Carico di rottura Nominale Tr	[kN/m].....	50.00
Rapporto di Scorrimento plastico		2.00
Coefficiente di Scorrimento elastico	[m ³ /kN].....	1.10e-04
Rigidezza estensionale	[kN/m].....	500.00
Lunghezza minima di ancoraggio	[m].....	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia)		1.26
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia)		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo)		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla)		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo		0.30
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia		0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia		0.65
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo		0.50
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla		0.30
Maccaferri - Terramesh System - 8/2.7P - 1.0x1.0		
Carico di rottura Nominale Tr	[kN/m].....	50.00
Rapporto di Scorrimento plastico		2.00
Coefficiente di Scorrimento elastico	[m ³ /kN].....	1.10e-04
Rigidezza estensionale	[kN/m].....	500.00
Lunghezza minima di ancoraggio	[m].....	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia)		1.26
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia)		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo)		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla)		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo		0.30
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia		0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia		0.65
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo		0.50
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla		0.30

VERIFICHE



Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Stabilità verificata sul blocco : VALLO

Forza Stabilizzante.....[kN/m] : 169.61

Forza Instabilizzante.....[kN/m] : 38.88

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

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento.....: 4.363

Pressione ultima calcolata con Brinch Hansen.

Pressione ultima.....[kN/m²] : 1147.04

Pressione media agente.....[kN/m²] : 86.57

Classe pressione.....: Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante.....: 13.250

Fondazione equivalente.....[m] : 2.96

Eccentricità forza normale.....[m] : 0.02

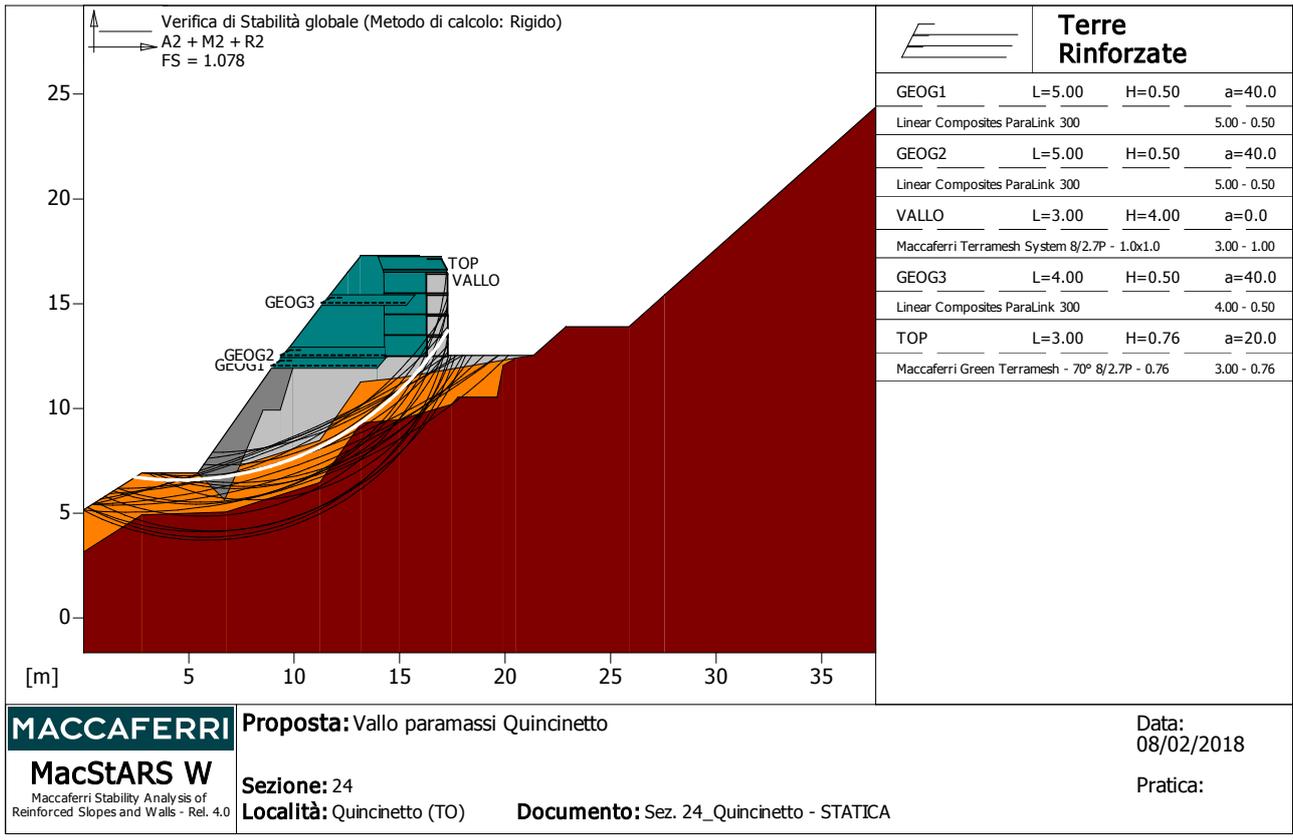
Braccio momento.....[m] : 0.51

Forza normale.....[kN] : 256.10

Pressione estremo di valle.....[kN/m²] : 88.91

Pressione estremo di monte.....[kN/m²] : 81.84

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



MACCAFERRI Proposta: Vallo paramassi Quincinetto Data: 08/02/2018
MacStARS W Sezione: 24 Pratica:
Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls - Rel. 4.0 Località: Quincinetto (TO) Documento: Sez. 24_Quincinetto - STATICA

Verifica di stabilità globale :
 Combinazione di carico : A2 + M2 + R2
 Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido
 Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop
 Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.078

Intervallo di ricerca delle superfici

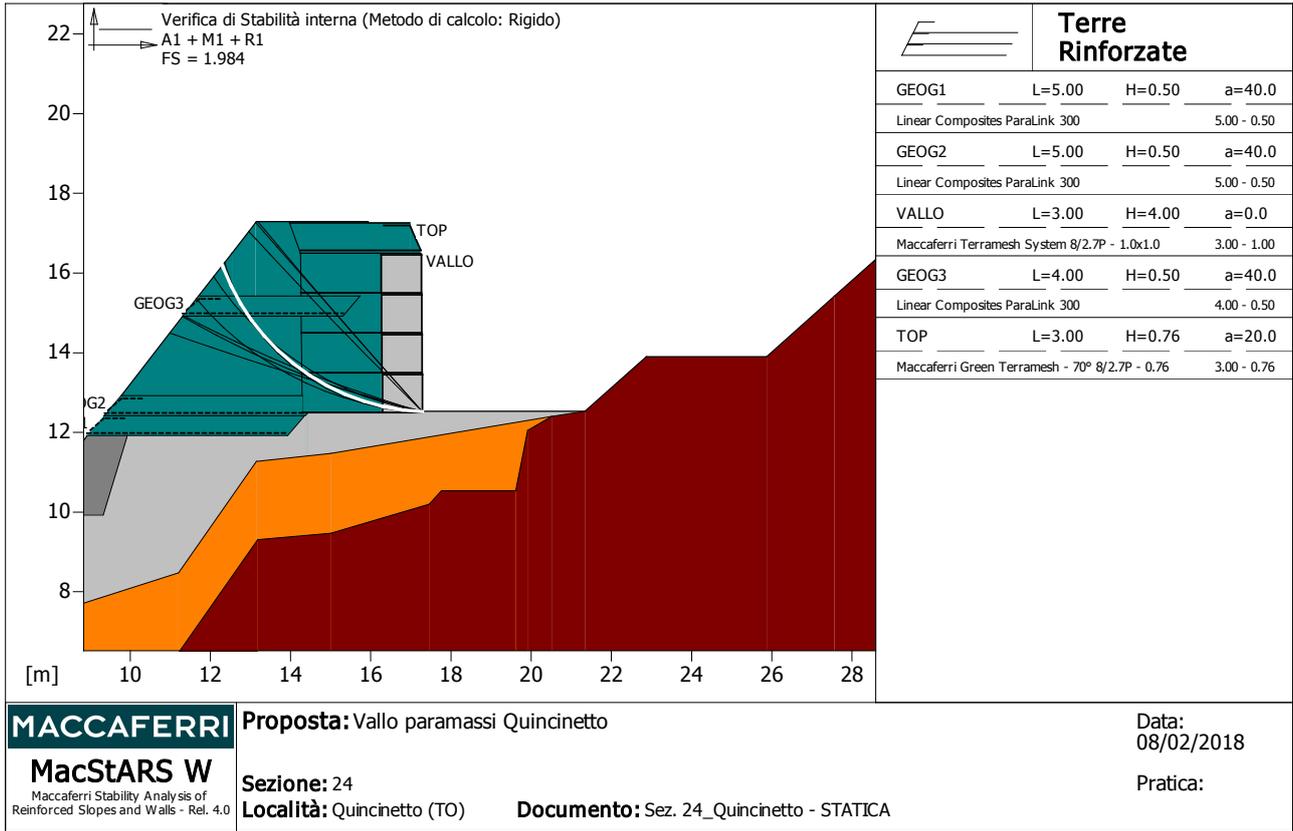
Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	10.00	17.00	27.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....: 50
 Numero totale superfici di prova.....: 500
 Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....: 0.50
 Angolo limite orario.....[°].....: 0.00
 Angolo limite antiorario.....[°].....: 0.00

Blocco : VALLO
 Maccaferri - Terramesh System - 8/2.7P - 1.0x1.0

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	rottura [kN/m]	sfilamento [kN/m]	agente [kN/m]	1/Fmax	
0.000	50.0	205.0	39.7	1.26	5.16
1.000	50.0	202.1	39.7	1.26	5.09

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



Verifica di stabilità interna :

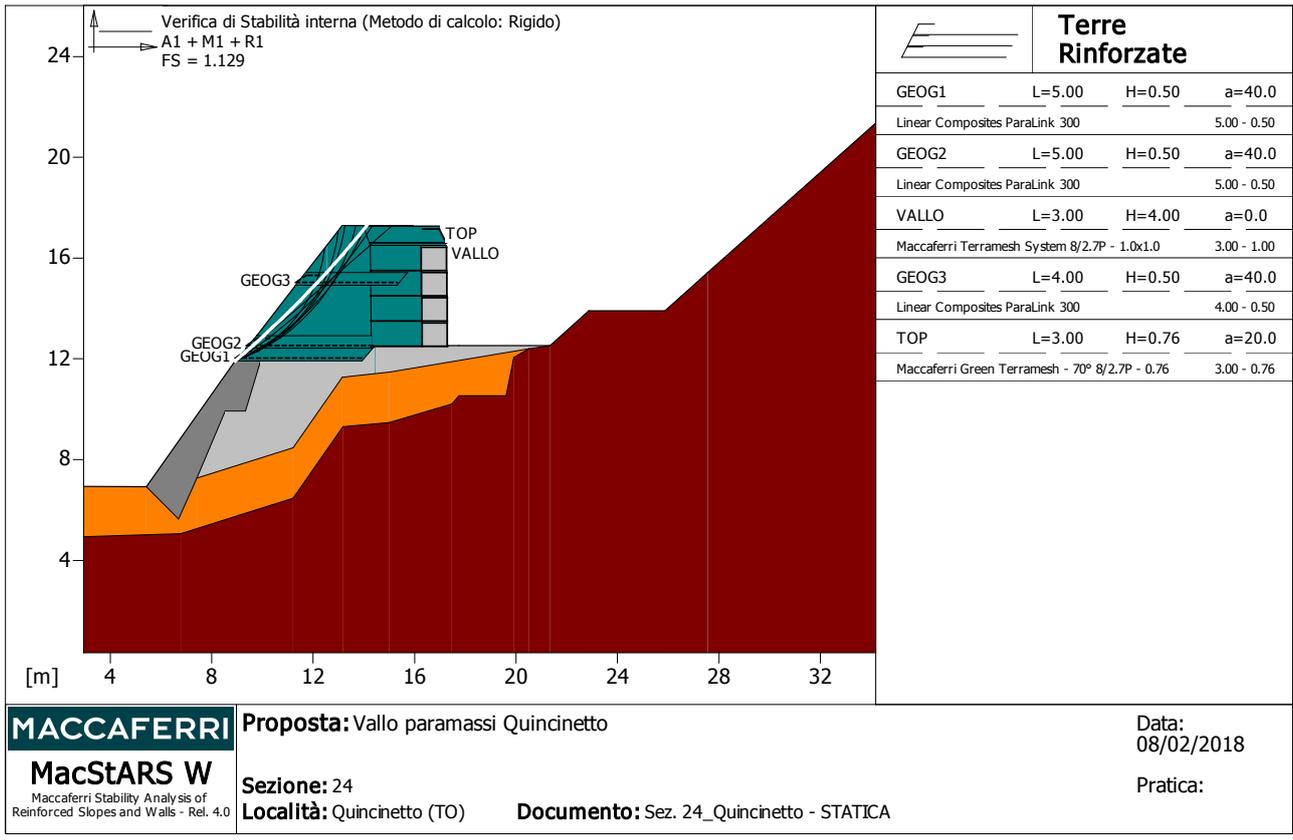
Combinazione di carico : A1 + M1 + R1
 Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido
 Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop
 Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.984

Blocco	Intervallo di ricerca delle superfici	
	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
VALLO	Primo punto	Secondo punto
	10.00	15.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:	1	
Numero totale superfici di prova.....:	200	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:	0.50	
Angolo limite orario..... [°].....:	0.00	
Angolo limite antiorario..... [°].....:	0.00	

Blocco : GEOG3
 Linear Composites - ParaLink - 300

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	rottura [kN/m]	sfilamento [kN/m]	agente [kN/m]	1/Fmax	
0.000	301.0	32.2	32.2	9.35	1.00

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



MACCAFERRI Proposta: Vallo paramassi Quincinetto Data: 08/02/2018
MacStARS W Sezione: 24 Pratica:
Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls - Rel. 4.0 Località: Quincinetto (TO) Documento: Sez. 24_Quincinetto - STATICA

Verifica di stabilità interna :

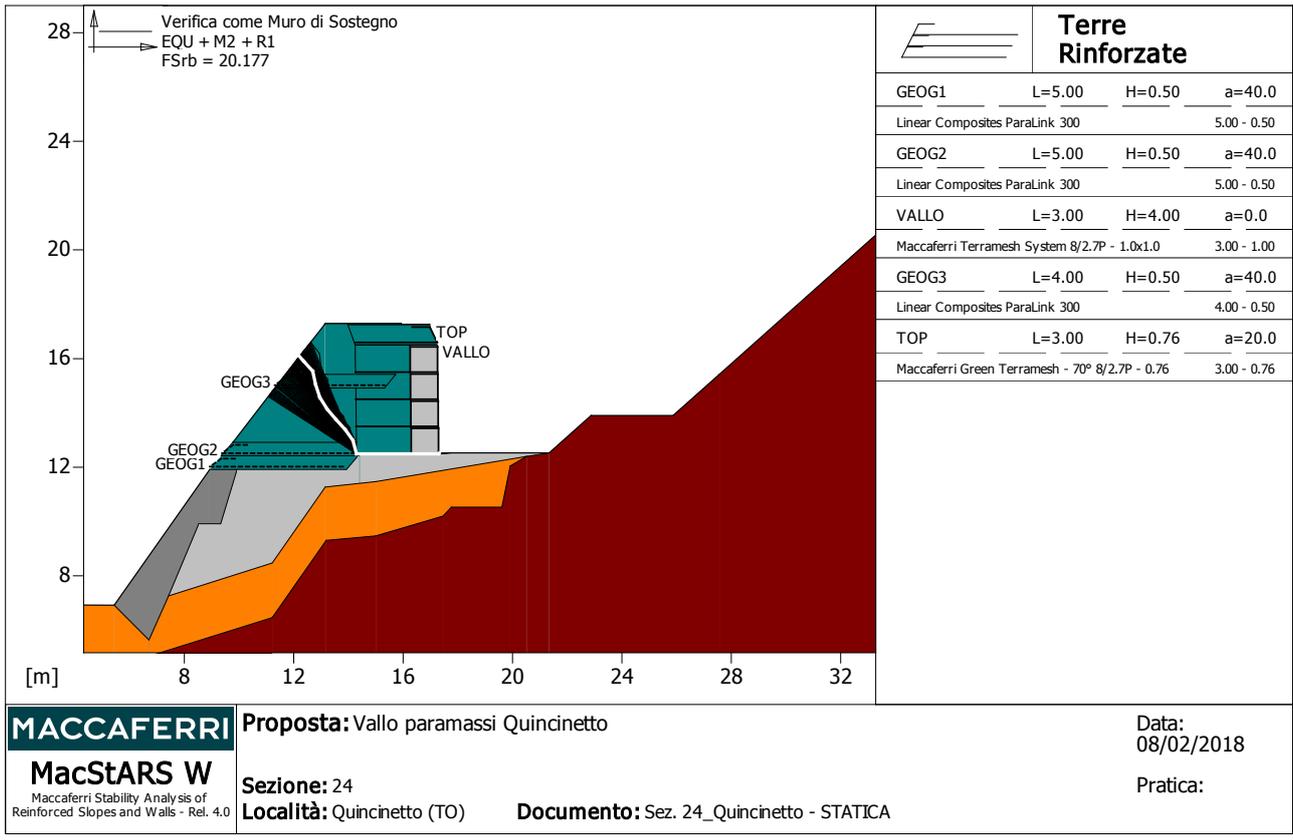
Combinazione di carico : A1 + M1 + R1
 Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido
 Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop
 Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.129

Blocco GEOG1	Intervallo di ricerca delle superfici	
	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
	Primo punto	Secondo punto
	10.00	19.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:	1	
Numero totale superfici di prova.....:	200	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:	0.50	
Angolo limite orario..... [°].....:	0.00	
Angolo limite antiorario..... [°].....:	0.00	

Blocco : GEOG2					
Linear Composites - ParaLink - 300					
Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	rottura	sfilamento	agente	1/Fmax	
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.000	301.0	7.2	7.2	41.81	1.00

Blocco : GEOG3					
Linear Composites - ParaLink - 300					
Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	rottura	sfilamento	agente	1/Fmax	
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.000	301.0	11.2	11.2	26.88	1.00

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



MACCAFERRI
MacStARS W
 Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls - Rel. 4.0

Proposta: Vallo paramassi Quincinetto
Sezione: 24
Località: Quincinetto (TO) **Documento:** Sez. 24_Quincinetto - STATICA

Data: 08/02/2018
Pratica:

Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : EQU + M2 + R1

Stabilità verificata sul blocco : VALLO

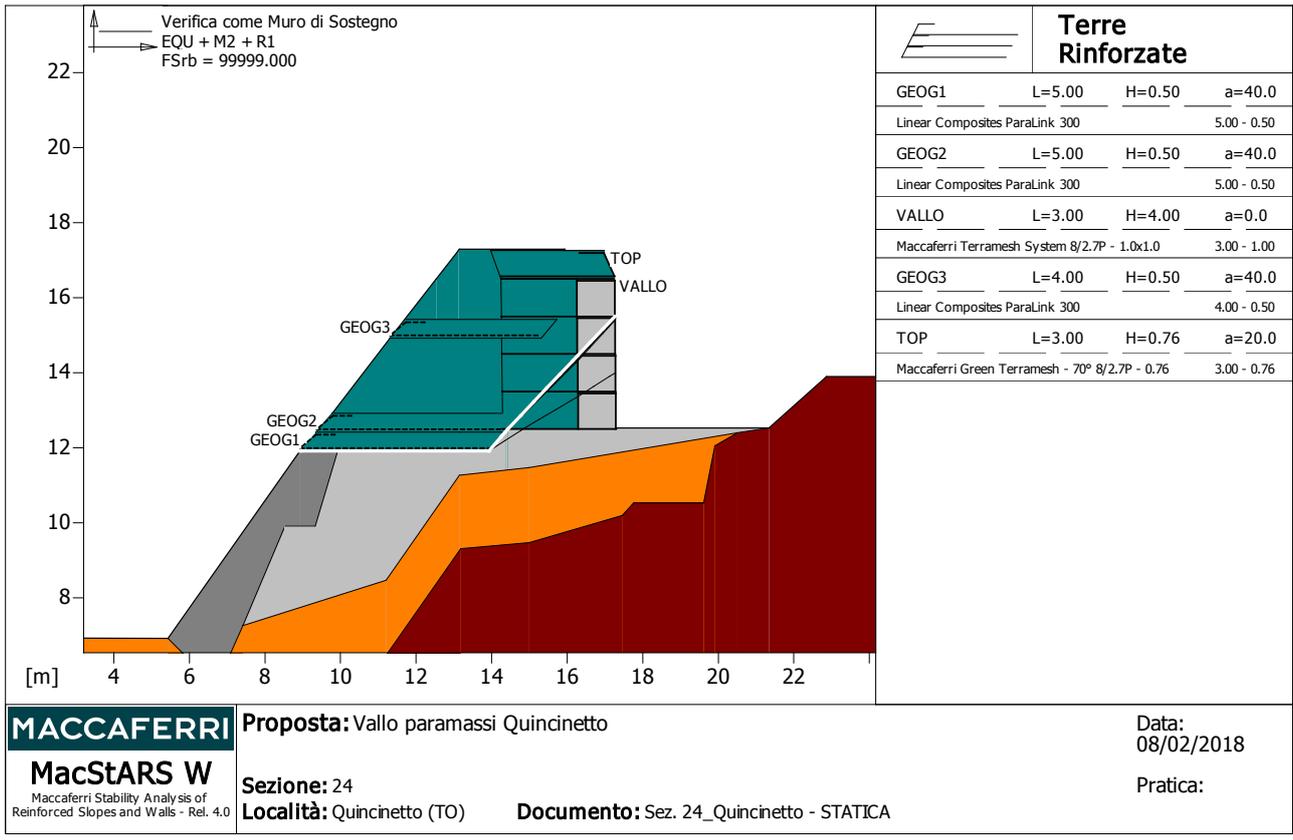
Momento Stabilizzante.....[kN*m/m].....: 358.72

Momento Instabilizzante.....[kN*m/m].....: 17.78

Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....: 20.177

Fattore	Classe
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
0.90	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.00	Coeff. parziale R - Ribaltamento



Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : EQU + M2 + R1

Stabilità verificata sul blocco : GEOG1

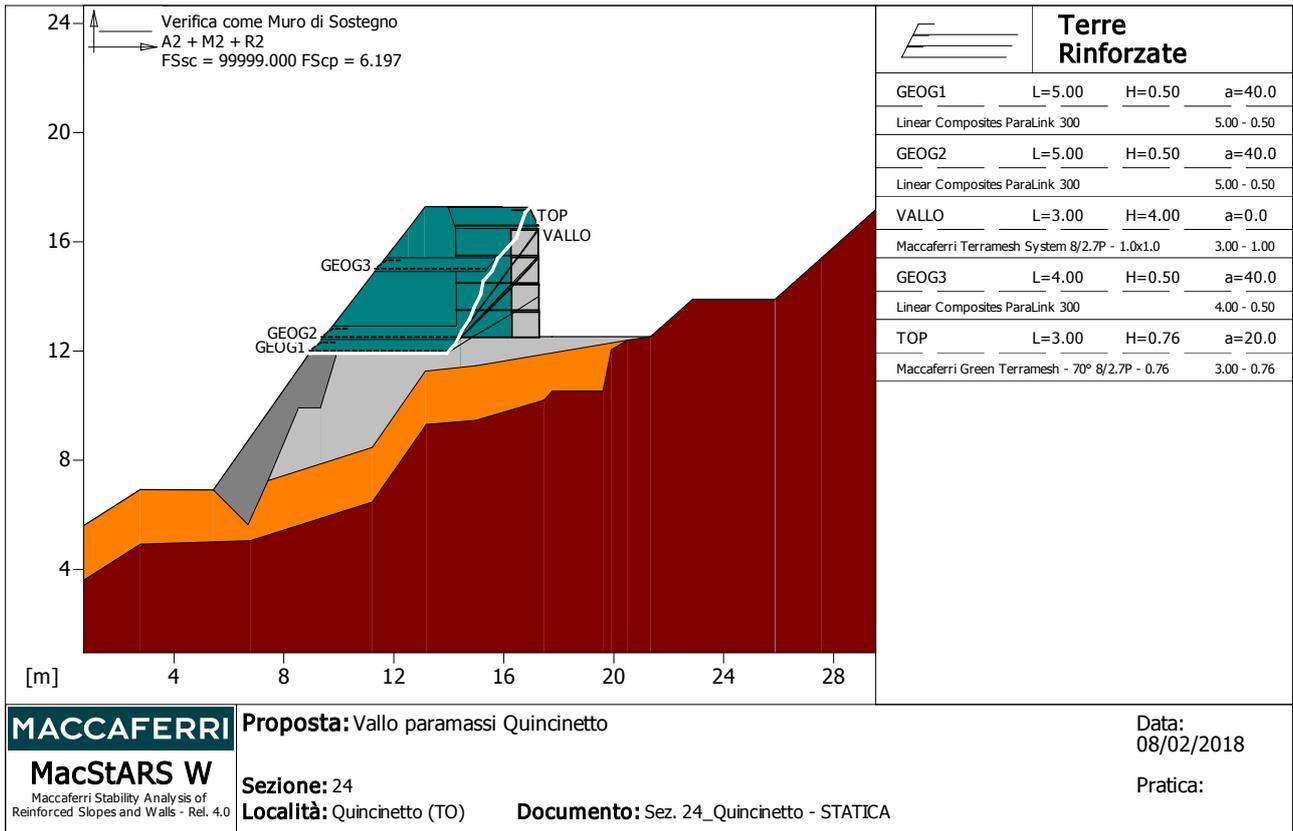
Momento Stabilizzante.....[kN*m/m].....: 1001.20

Momento Instabilizzante.....[kN*m/m].....: -137.27

Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....:99999.000

Fattore	Classe
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
0.90	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.00	Coeff. parziale R - Ribaltamento



Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Stabilità verificata sul blocco : GEOG1

Forza Stabilizzante [kN/m]: 211.76

Forza Instabilizzante [kN/m]: -38.70

Classe scorrimento: Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento: 99999.000

Pressione ultima calcolata con Brinch Hansen.

Pressione ultima [kN/m²]: 391.00

Pressione media agente [kN/m²]: 63.09

Classe pressione: Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante: 6.197

Fondazione equivalente [m]: 5.00

Eccentricità forza normale [m]: -1.43

Braccio momento [m]: 3.30

Forza normale [kN]: 315.46

Pressione estremo di valle [kN/m²]: -446.24

Pressione estremo di monte [kN/m²]: 741.59

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