

L. 191/2009

Terzo Atto integrativo all'Accordo di programma finalizzato alla programmazione e al finanziamento di interventi urgenti e prioritari per la mitigazione del rischio idrogeologico, sottoscritto dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare e dalla Regione Emilia-Romagna

Cod. SIMADA: 1R9F001 - Cod. ISPRA: FC109R/10

CONSOLIDAMENTO VERSANTE LOC. MONTECODRUZZO (FC)

**INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEL VERSANTE IN FRANA SOTTOSTANTE L'ABITATO DI MONTECODRUZZO
Comune di Roncofreddo (FC)**

CUP: F47B16000390003

Importo complessivo € 600.000,00

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

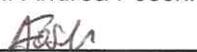
Elaborato n.6

PROGETTISTI:

Dott. Geol. Andrea Benini



Dott. Geol. Andrea Foschi



Ing. Sara Vannoni



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Gianluca Paggi



INDICE

1.	PREMESSA	4
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3.	CARETTERISTICHE DEI MATERIALI	5
4.	PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	5
5.	VERIFICA DEL RIVESTIMENTO STRUTTURALE	6
5.1	METODO DI CALCOLO.....	6
5.2	ANALISI A BREVE TERMINE.....	7
5.3	ANALISI A LUNGO TERMINE	12
5.4	VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO	13
5.5	VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	14
5.6	TABULATI DI CALCOLO.....	15

APPENDICI

APPENDICE A: INPUT E OUTPUT DI CALCOLO DELLE VERIFICHE DEL SISTEMA DI RAFFORZAMENTO CORTICALE	15
--	----

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo è relativa alle opere strutturali previste nell'ambito dell'intervento "Consolidamento versante loc. Montecodruzzo (FC) - Interventi di consolidamento del versante in frana sottostante l'abitato di Montecodruzzo" (CUP: F47B16000390003).

L'intervento principale è costituito dalla realizzazione di un sistema di protezione e rafforzamento corticale della scarpata sottostante l'abitato, per una estensione di 1.100mq circa, costituita da barre tipo Gewi disposte a quinconce secondo una maglia 2m x 2m, geocomposito costituita da una rete a doppia torzione accoppiata ad una geogriglia e funi di irrigidimento. Il sistema di protezione e rafforzamento corticale è ancorato sulla sommità della scarpata ad un cordolo in c.c.a. fondato su barre tipo Gewi e/o micropali per uno sviluppo lineare di circa 60ml.

Altri interventi finalizzati al consolidamento del versante sono la parziale sottofondazione su micropali della Torre Civica posta in prossimità della scarpata ed interessata dal dissesto in atto (scalzamento delle fondazioni) e la corretta regimazione delle acque superficiali su Piazza Ferretta.

Per quanto riguarda l'intervento di soli nailing la presente relazione riporta la verifica del geocomposito la cui funzione è quella di controllare le instabilità di tipo corticale che si possono manifestare fra la maglia di chiodi/barre tipo Gewi. I fenomeni di instabilità che coinvolgono la parte corticale dell'ammasso sono stati modellati alla stregua di un pendio illimitato che giace in condizione di equilibrio limite. Non è stata fatta alcuna verifica numerica di sfilamento/rottura dei chiodi tenuto conto della complessità del modello geo-meccanico da realizzare rispetto alle informazioni ricavate dalla campagna geognostica (limitata dalle risorse economiche disponibili); il dimensionamento della spaziatura e della lunghezza dei chiodi è stato fatto pertanto sulla base dello spessore di coltre/roccia detensionato messo in luce dal sondaggio a caratoggio continuo (giugno 2015 - "Relazione Geologica"), dai rilievi geomorfologici e dalle stazioni geomeccaniche, sulla base dell'esperienza del Servizio e degli esempi presenti in letteratura tecnica.

Per quanto riguarda l'intervento di sottofondazione parziale della Torre Civica è stata fatta la verifica di capacità portante dei micropali.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- DM 14.01.2008, "Norme tecniche per le Costruzioni"
- Circ. Min. II.TT. 02.02.2009, n. 617, "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14.01.2008"

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

- Acciaio:
 - o c.c.a.: B450C ($f_{yd} \geq 450 \text{ Mpa}$)
 - o profilati: S275 ($f_{yd} \geq 275 \text{ Mpa}$)
 - o tubi per micropali: S355 ($f_{yd} \geq 355 \text{ Mpa}$)
 - o Chiodi: Bst 500/550 MPa
 - o Funi: 1770Mpa – anima tessile (FC)/anima metallica (AM)
- Calcestruzzo: C25/30-XC2-S3-32mm
- Geocomposito: tipo MacMat HS 8127 G0

4. PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Il comportamento meccanico dell'ammasso roccioso, sebbene dipendente dalle proprietà meccaniche del materiale e dalle caratteristiche delle discontinuità, viene approssimato a quello di un mezzo continuo descritto per mezzo di parametri complessi.

I parametri complessi vengono ricavati a partire dalla stima dell'indice GSI (*Geological Strength Index*), un indice che si basa sull'aspetto generale dell'ammasso e sul suo grado di alterazione, e dalla resistenza uniassiale a compressione σ_c applicando la procedura di derivazione nella sua formulazione più recente (Hoek et al., 2002). I valori dell'indice GSI sono stati stimati mediante un rilevamento geomeccanico speditivo sugli affioramenti naturali nelle aree limitrofe all'area di intervento; la resistenza a compressione uniassiale σ_c è stata valutata sulla base delle indicazioni reperibili in letteratura (Hoek, 1983; Doruk, 1991; Hoek et al., 1992) e da prove di laboratorio su campioni di roccia intatta delle medesime litologie disponibili da studi pregressi.

PARAMETRI DI INPUT	PARAMETRI	UNITÀ C (porzione corticale alterata del substrato) p.c. ÷ -3m	UNITÀ F (substrato compatto) -3m ÷ n.d.
		GSI	30
	m_i	7	7
	σ_c (MPa)	1-2	2-4
	γ (kN/m³)	23.0	23.0
PARAMETRI DI MOHR-COULOMB EQUIVALENTI	c' (MPa)	0.030 ÷ 0.060	0.075 ÷ 0.150
	ϕ' (°)	22	25
	E_{rm} (MPa)	14 ÷ 28	50 ÷ 100

In particolare le verifiche del geocomposito sono fatte utilizzando i seguenti parametri di Mohr Coulomb equivalenti che simulano il comportamento della sacca di detrito indotta dalla deformazione e dal movimento del terreno:

- **pendenza della scarpata:** **46°**
- **peso di volume del terreno:** **23 kN/m³**
- **coesione:** **0.04 MPa**
- **angolo di attrito di picco:** **22°.**

Per quanto attiene la caratterizzazione a fini sismica del terreno è stato utilizzato il metodo semplificato previsto dalle NTC-08 al paragrafo 3.2.

- coordinate geografiche (ED50): Lat = 44,030867°; Long = 12,241910°
- Vita nominale, V_N : 50 anni
- Classe d'uso: II; $c_u=1$
- suolo tipo B: $S_s = 1.2$
 $360m/sec < v_s < 615m/sec < 800m/sec$
- categoria topografica T4: $S_t=1.4$
"Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ "

Stato limite di Salvaguardi della vita (SLV):

- accelerazione di riferimento: $a_0 = 0.195g \approx 0.2g$
(suolo tipo A, categoria T1)
- accelerazione massima attesa al sito: $a_{max} = S_s * S_t * a_0 = 0.328g$

L'azione sismica è modellata con un'azione statica equivalente orizzontale e verticale proporzionale alle masse in gioco per mezzo dei coefficienti c_h e c_v pari rispettivamente a:

- $c_h = \beta a_{max} / g = 0.24 * 0.33 \approx 0.09$
- $c_v = 0.5 c_h \approx 0.045$

essendo $\beta=0.24$ (suolo tipo B, $a_0 \leq 0.2$)

5. VERIFICA DEL RIVESTIMENTO STRUTTURALE

5.1 Metodo di calcolo

Le verifiche del rivestimento strutturale flessibile sono condotte con il software "Bios" di Officine Maccaferri. Tale software analizza solo il comportamento delle reti considerando la spaziatura media degli ancoraggi come dato.

L'analisi si articola in 4 passaggi:

- 1) **Analisi a breve termine:** viene analizzato il tratto di pendio compreso tra i chiodi, che deve avere fattore di sicurezza non inferiore a 1.0. Infatti, se non c'è equilibrio risulta impossibile anche installare il rivestimento in rete. Si verifica in tal modo la congruità della spaziatura tra gli ancoraggi in rapporto alle proprietà geotecniche del terreno. Qualora l'equilibrio non fosse soddisfatto, sarebbe necessario diminuire la spaziatura tra gli ancoraggi. Per assicurare condizioni di stabilità temporanea anche in assenza del rivestimento strutturale flessibile, l'analisi è condotta con due differenti procedure: metodo del singolo cuneo, e metodo dei due cunei. Il valore minimo tra

i due fattori di sicurezza (FS_{\min}) è confrontato con il valore di 1.0; se FS_{\min} è maggiore di tale valore si può procedere con le fasi successive.

Poiché il calcolo riguarda una condizione temporanea, sono stati utilizzati i valori caratteristici di resistenza del terreno, e i *coefficienti di sicurezza geotecnici* γ_{ϕ} (attrito) e γ_c (coesione) *non sono stati presi in considerazione*. Qualora vi fossero gravi incertezze, il progettista può comunque inserire valori di resistenza di progetto, che sono pari a quelli caratteristici opportunamente ridotti con i coefficienti di sicurezza (ad esempio per l'Eurocodice 7 γ_{ϕ} (attrito) e γ_c (coesione) *sono entrambi* pari a 1.25).

Per le medesime ragioni, in questa fase non è considerato il sovraccarico sismico.

- 2) **Analisi a lungo termine:** lo scopo di questa analisi è stimare il carico che grava sul rivestimento sotteso tra gli ancoraggi. Per questo motivo in accordo alla procedura delle British standard 8006-2:2011, i parametri geotecnici che caratterizzano il terreno sono stati ridotti nell'ipotesi che il terreno decada a condizioni di resistenza residua (prossima alla rottura). I parametri sono definiti come:

- c' (coesione residua) = 0;
- ϕ_a' (angolo di attrito) = angolo di attrito residuo del terreno.

L'angolo di attrito ϕ_a' del detrito sarà quindi pari all'angolo di attrito residuo del terreno in esame. In assenza di dati sperimentali, si consiglia di utilizzare un valore pari a $\phi_a' = \phi'/2$.

La procedura di calcolo delle forze agenti sul rivestimento è condotta con analisi reiterativa secondo il metodo dei due cunei in accordo alla BS 8006-2 (con eventuale carico sismico). Il metodo di calcolo massimizza la forza agente sulla rete analizzando tutte le possibili configurazioni geometriche dei due cunei (combinazioni degli angoli ε_1 e ε_2 - vedi figura 32 BS 8006-2).

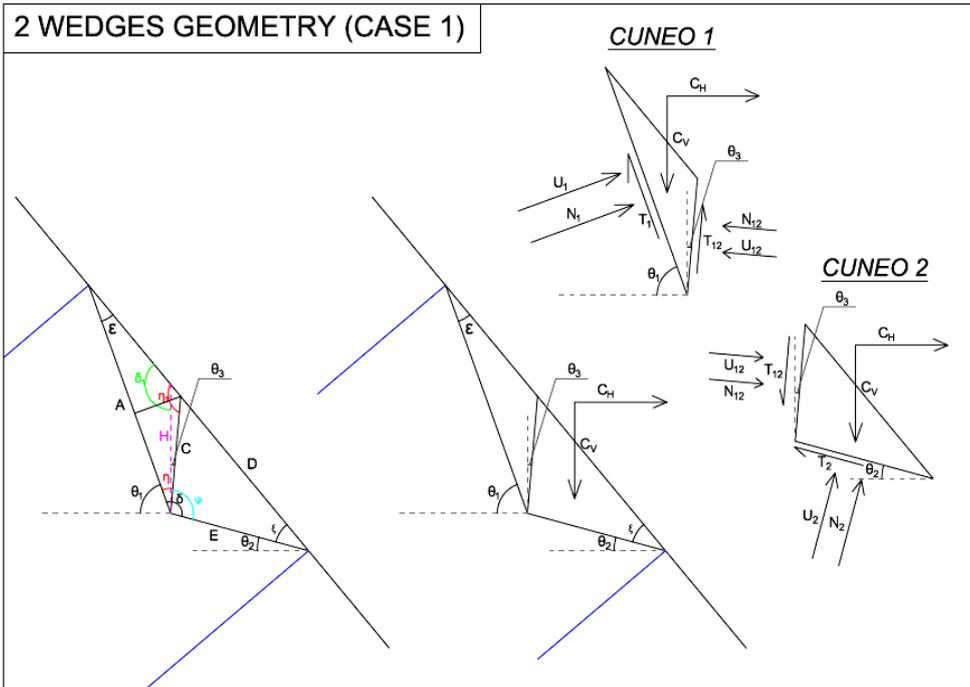
- 3) **Verifica allo stato limite ultimo:** Le forze, calcolate nel punto precedente, sono confrontate con la resistenza a punzonamento della rete ottenuta dalle prove di laboratorio normative (UNI 11437: 2012). Il sistema è soddisfatto se la resistenza della rete è maggiore della spinta del terreno.
- 4) **Verifica allo stato limite di servizio:** questa analisi verifica che le deformazioni indotte dal terreno sul rivestimento strutturale flessibile siano accettabili. Qualora siano giudicate eccessive, è necessario scegliere un rivestimento più rigido. La deformazione ammissibile è assunta pari a 40cm=1/5 interasse dei chiodi anche alla luce del fatto che nel dimensionamento della rete non si tiene conto del rinforzo con funi a losanga che avranno come effetto quello di ridurre le deformazioni reali rispetto a quelle di calcolo.

5.2 Analisi a breve termine

Il codice di calcolo determina i fattori di sicurezza (FS) con i metodi del singolo e dei due cunei, scegliendo poi il risultato più gravoso, cioè con fattore di sicurezza più basso:

$$FS = \min(FS_{\text{CUNEO DOPPIO}}; FS_{\text{CUNEO SINGOLO}})$$

Analisi dei due cunei:



L'analisi è condotta considerando le forze agenti sulle facce dei due cunei e il valore del coefficiente di sicurezza. Si ottengono 2 equazioni di equilibrio alla traslazione (verticale e orizzontale) per ciascun blocco, e 3 equazioni degli sforzi tangenziali T_i che sono funzione del fattore di sicurezza:

$$\begin{cases} \sum x^{(1)} \\ \sum y^{(1)} \end{cases} \quad \begin{cases} \sum x^{(2)} \\ \sum y^{(2)} \end{cases}$$

$$T_1 = \frac{[c'_1 \cdot l_1 + (N_1 - U_1) \tan(\varphi'_1)]}{FS}$$

$$T_2 = \frac{[c'_2 \cdot l_2 + (N_2 - U_2) \tan(\varphi'_2)]}{FS}$$

$$T_{12} = \frac{[c'_{12} \cdot l_{12} + (N_{12} - U_{12}) \tan(\varphi'_{12})]}{FS}$$

Il sistema sviluppato è riportato di seguito:

$$\begin{cases} N_1 \cdot \sin(\theta_1) - T_1 \cdot \cos(\theta_1) + T_{12} \cdot \sin(\theta_3) - N_{12} \cdot \cos(\theta_3) + F_{X1} = 0 \\ F_{Y1} - N_1 \cdot \cos(\theta_1) - T_1 \cdot \sin(\theta_1) - T_{12} \cdot \cos(\theta_3) - N_{12} \cdot \sin(\theta_3) = 0 \\ N_2 \cdot \sin(\theta_2) - T_2 \cdot \cos(\theta_2) - T_{12} \cdot \sin(\theta_3) + N_{12} \cdot \cos(\theta_3) + F_{X2} = 0 \\ F_{Y2} - N_2 \cdot \cos(\theta_2) - T_2 \cdot \sin(\theta_2) + T_{12} \cdot \cos(\theta_3) + N_{12} \cdot \sin(\theta_3) = 0 \\ T_1 - \frac{1}{FS} [c'_d \cdot A + (N_1 - U_1) \cdot \tan(\varphi'_d)] = 0 \\ T_2 - \frac{1}{FS} [c'_d \cdot E + (N_2 - U_2) \cdot \tan(\varphi'_d)] = 0 \\ T_{12} - \frac{1}{FS} [c'_d \cdot C + (N_{12} - U_{12}) \cdot \tan(\varphi'_d)] = 0 \end{cases}$$

Dove:

$$- c'_d = \frac{c'}{\gamma_{cr}}$$

- $\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi'}{\gamma_{\varphi'}} \right)$
- a_v = spaziatura media dei chiodi
- β = inclinazione del pendio
- γ = peso specifico del terreno
- r_u = coefficiente di pressione interstiziale
- $\xi = \beta - \theta_2$
- $\varepsilon = \theta_1 - \beta$
- $\delta = \pi - \theta_1 + \theta_2$
- $\eta = \frac{\pi}{2} - \theta_1 + \theta_2$
- $\eta_1 = \pi - \eta + \varepsilon$
- $\psi = \delta - \eta$
- $\delta_1 = \pi - \varepsilon - \eta + \theta_2$
- $E = a_v \cdot \frac{\sin(\varepsilon)}{\sin(\delta)}$
- $A = a_v \cdot \frac{\sin(\xi)}{\sin(\delta)}$
- $C = A \cdot \frac{\sin(\varepsilon)}{\sin(\eta_1)}$
- $D = C \cdot \frac{\sin(\psi)}{\sin(\xi)}$
- $H = A \cdot \frac{\sin(\varepsilon)}{\sin(\delta_1)}$
- $h_1 = C \cdot \sin(\eta)$
- $Area_1 = \frac{1}{2} \cdot h_1 \cdot A$
- $h_2 = C \cdot \sin(\pi - \eta_1)$
- $Area_2 = \frac{1}{2} \cdot h_2 \cdot D$
- $W_1 = \gamma \cdot Area_1$
- $W_2 = \gamma \cdot Area_2$
- $U_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot r_u \cdot H \cdot A$
- $U_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot r_u \cdot H \cdot E$
- $U_{12} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot r_u \cdot H \cdot C$
- $F_{X1} = U_1 \cdot \sin(\theta_1) - U_{12} \cdot \cos(\theta_2)$
- $F_{X2} = U_2 \cdot \sin(\theta_2) + U_{12} \cdot \cos(\theta_2)$
- $F_{Y1} = W_1 - U_1 \cdot \cos(\theta_1) - U_{12} \cdot \sin(\theta_2)$

$$- F_{Y2} = W_2 - U_2 \cdot \cos(\theta_2) + U_{12} \cdot \sin(\theta_2)$$

Risolviendo il sistema si ottiene un'unica equazione di terzo grado nell'incognita FS (fattore di sicurezza):

$$A \cdot FS^3 + B \cdot FS^2 + C \cdot FS + D = 0$$

Di seguito è riportata la precedente formula esplicitata:

$$\left\{ \frac{F_{Y2} - \left[\frac{1}{FS} (c'_d \cdot A - U_1 \cdot \tan(\varphi'_d)) \right] \cdot \sin(\theta_1) - \left[\frac{1}{FS} (c'_d \cdot C - U_{12} \cdot \tan(\varphi'_d)) \right] \cdot \cos(\theta_2) - N_{12}(FS) \cdot \left[\sin(\theta_2) + \frac{\tan(\varphi'_d) \cdot \cos(\theta_2)}{FS} \right]}{\left[\cos(\theta_1) + \frac{\tan(\varphi'_d) \cdot \sin(\theta_1)}{FS} \right]} \right\} \cdot \left[\sin(\theta_1) - \frac{\tan(\varphi'_d) \cdot \cos(\theta_1)}{FS} \right] - \left[\frac{1}{FS} (c'_d \cdot A - U_1 \cdot \tan(\varphi'_d)) \right] \cdot \cos(\theta_1) + - \left[\frac{1}{FS} (c'_d \cdot C - U_{12} \cdot \tan(\varphi'_d)) \right] \cdot \sin(\theta_2) - N_{12}(FS) \cdot \left[\cos(\theta_2) - \frac{\tan(\varphi'_d) \cdot \cos(\theta_2)}{FS} \right] + F_{X1} = 0$$

Dove:

$$N_{12}(FS) = - \frac{(X_A + X_B)}{X_C}$$

$$X_A = \frac{F_{Y2} - \left[\frac{1}{FS} (c'_d \cdot E - U_2 \cdot \tan(\varphi'_d)) \right] \cdot \sin(\theta_2) + \left[\frac{1}{FS} (c'_d \cdot C - U_{12} \cdot \tan(\varphi'_d)) \right] \cdot \cos(\theta_2)}{\left[\cos(\theta_2) + \frac{\tan(\varphi'_d) \cdot \sin(\theta_2)}{FS} \right]} \cdot \left[\sin(\theta_2) - \frac{\tan(\varphi'_d) \cdot \cos(\theta_2)}{FS} \right]$$

$$X_B = - \left[\frac{1}{FS} (c'_d \cdot E - U_2 \cdot \tan(\varphi'_d)) \right] \cdot \cos(\theta_2) + F_{X2} - \left[\frac{1}{FS} (c'_d \cdot C - U_{12} \cdot \tan(\varphi'_d)) \right] \cdot \sin(\theta_2)$$

$$X_C = \cos(\theta_2) - \frac{\tan(\varphi'_d) \cdot \sin(\theta_2)}{FS} + \left[\frac{\sin(\theta_2) + \frac{\tan(\varphi'_d) \cdot \cos(\theta_2)}{FS}}{\cos(\theta_2) + \frac{\tan(\varphi'_d) \cdot \sin(\theta_2)}{FS}} \right] \cdot \sin(\theta_2) - \frac{\tan(\varphi'_d) \cdot \cos(\theta_2)}{FS}$$

L'equazione di terzo grado avrà tre soluzioni reali, delle quali solo una risulterà significativa. Tale valore risponderà in sequenza alle 2 seguenti condizioni:

- 1) $(FS_1; FS_2; FS_3) > 0$;
- 2) $\min(FS_1; FS_2; FS_3)$.

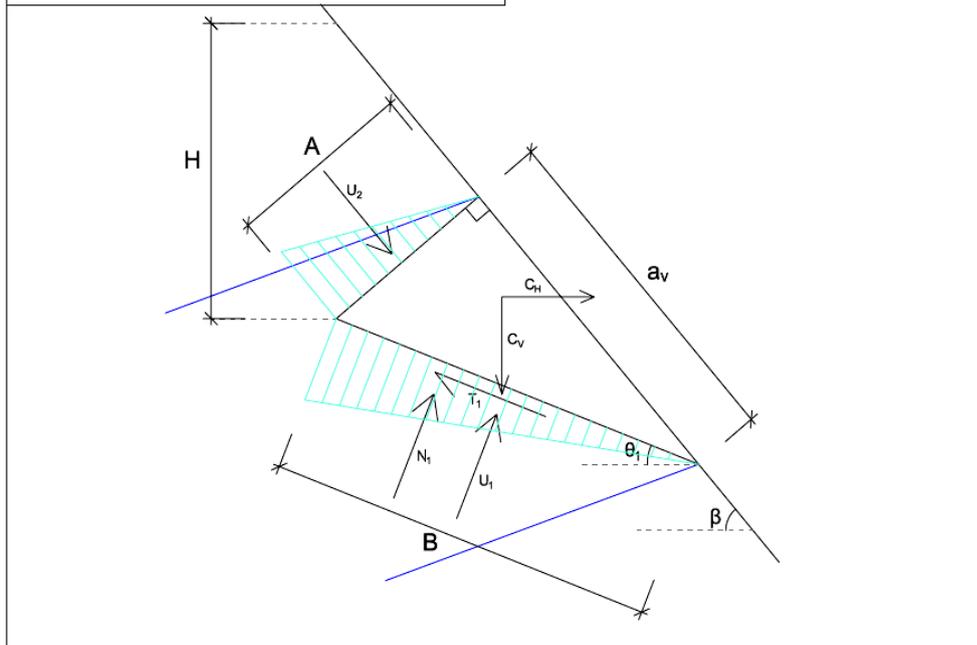
L'equazione di terzo grado verrà risolta per ogni combinazione degli angoli ϑ_1 , ϑ_2 e ϑ_3 , considerando i seguenti limiti geometrici:

$$\begin{cases} \beta < \theta_1 < 90 \\ 0 < \theta_2 < \beta \\ 0 < \theta_3 < 85 \end{cases}$$

Una volta calcolati tutti i fattori di sicurezza possibili, e selezionati i FS corretti secondo le condizioni sopracitate, si sceglierà il valore minimo tra tutti.

Analisi del singolo cuneo:

ONE WEDGE GEOMETRY (CASE 2)



La soluzione della stabilità è determinata come:

$$FS = \frac{K_1 + K_2 + (W^\perp - U_1^\perp + U_2^\perp) \tan \varphi'_d}{W^\parallel - U_2^\parallel}$$

dove:

W^\perp (kN) Componente peso normale alla superficie di scivolamento;

W^\parallel (kN) Componente peso parallela alla superficie di scivolamento;

K_1 (kN) Coesione agente alla sommità del cuneo;

K_2 (kN) Coesione agente alla base del cuneo;

U^\perp (kN) Componente della spinta idrostatica normale alla superficie di scivolamento;

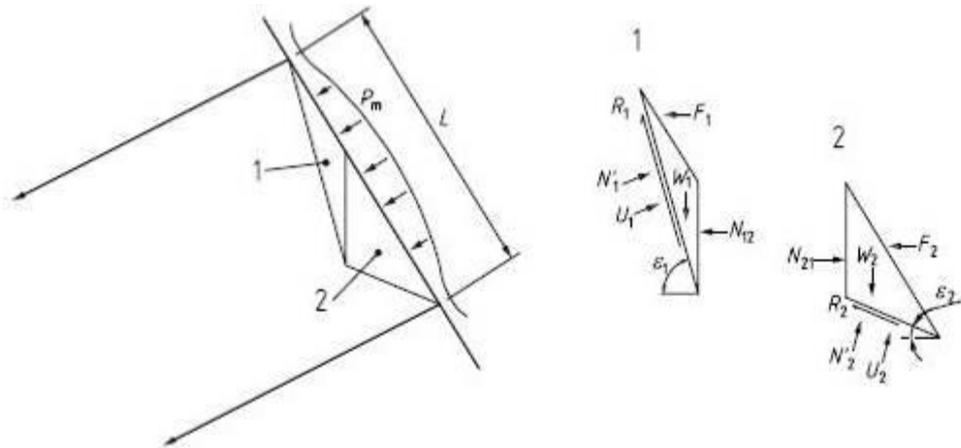
U^\parallel (kN) Componente della spinta idrostatica parallela alla superficie di scivolamento;

φ'_d (°) angolo d'attrito di progetto del terreno;

Il fattore di sicurezza FS è determinato risolvendo l'equazione sopracitata per tutti i valori di θ ($0 < \theta < \beta$) e scegliendo il fattore di sicurezza con valore minimo.

5.3 Analisi a lungo termine

L'analisi determina la spinta agente sul rivestimento strutturale flessibile in accordo alle BS 8006-2.



La forza trasmessa al rivestimento flessibile vale nel caso simico vale:

$$F_1 + F_2 = \frac{W_1 (\tan \varepsilon_1 - \tan \varphi_a) + W_1 C_V (\tan \varepsilon_1 - \tan \varphi_a) + \frac{U_1 \tan \varphi_a}{\cos \varepsilon_1}}{1 + \tan \varepsilon_1 \tan \varphi_a} + \frac{W_2 (\tan \varepsilon_2 - \tan \varphi_a) + W_2 C_V (\tan \varepsilon_2 - \tan \varphi_a) + \frac{U_2 \tan \varphi_a}{\cos \varepsilon_2}}{1 + \tan \varepsilon_2 \tan \varphi_a} + C_H (W_1 + W_2)$$

dove:

W_1 (kN) peso del cuneo 1;

W_2 (kN) peso del cuneo 2;

ε_1 (°) Angolo alla base del cuneo 1;

ε_2 (°) Angolo alla base del cuneo 2;

U_1 (kN) Risultante della pressione dell'acqua alla base del cuneo 1;

U_2 (kN) Risultante della pressione dell'acqua alla base del cuneo 2;

φ_a (°) Angolo d'attrito del detrito;

λ_s fattore di scivolamento alla base.

C_V Coefficiente sismico verticale;

C_H coefficiente sismico orizzontale;

L'obiettivo di tale metodologia è quello di massimizzare la forza agente sulla rete analizzando tutte le possibili configurazioni geometriche dei due cunei (combinazioni degli angoli ε_1 e ε_2 - vedi figura 32 BS 8006-2).

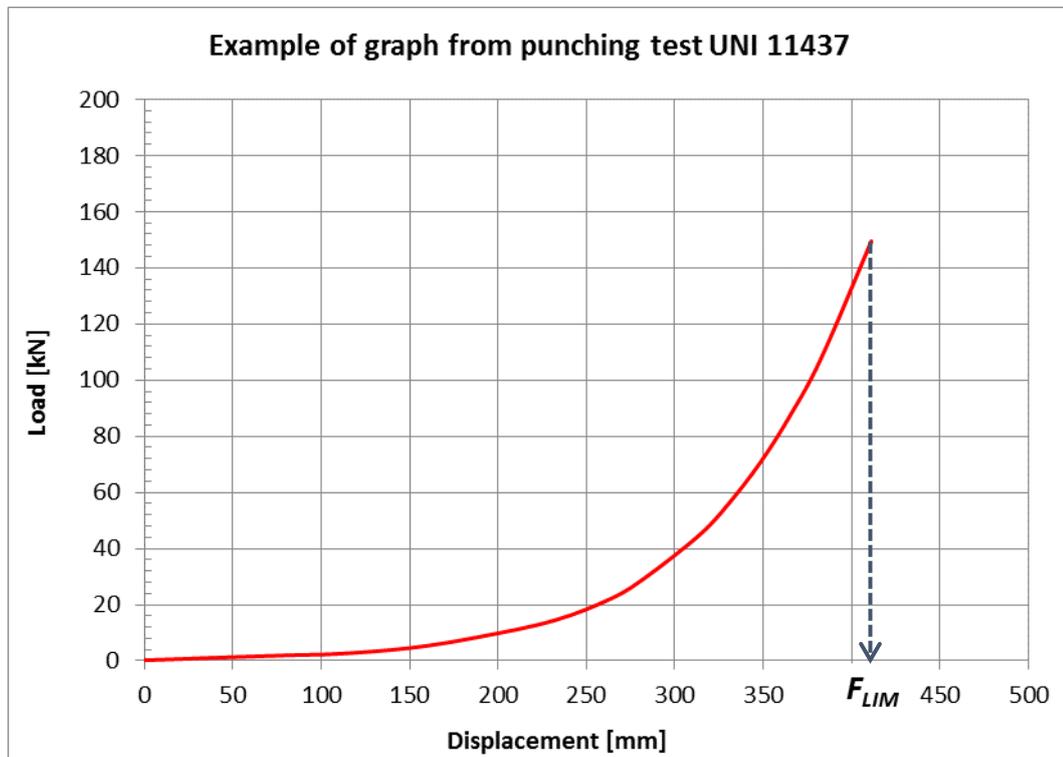
Questo procedimento risulta essere a favore di sicurezza perché considera sempre la superficie di scivolamento peggiore dal punto di vista strutturale. Infatti nella realtà si potrebbero instaurare superfici di scivolamento che provocano un'azione sulla rete inferiore rispetto a quella calcolata.

5.4 Verifica dello stato limite ultimo

Il carico determinato nella fase di calcolo 2 è incrementato con un coefficiente di sicurezza per considerare le incertezze del modello geotecnico, $\gamma_{DF} = 1.2$:

$$F_{TOT,Design} = F_{TOT} * \gamma_{DF} = (F_1 + F_2) * 1.2$$

Il carico tollerato del rivestimento F_{lim} è determinato direttamente dalla curva caratteristica del test.



Deve essere che :

$$F_{TOT,Design} < F_{lim}$$

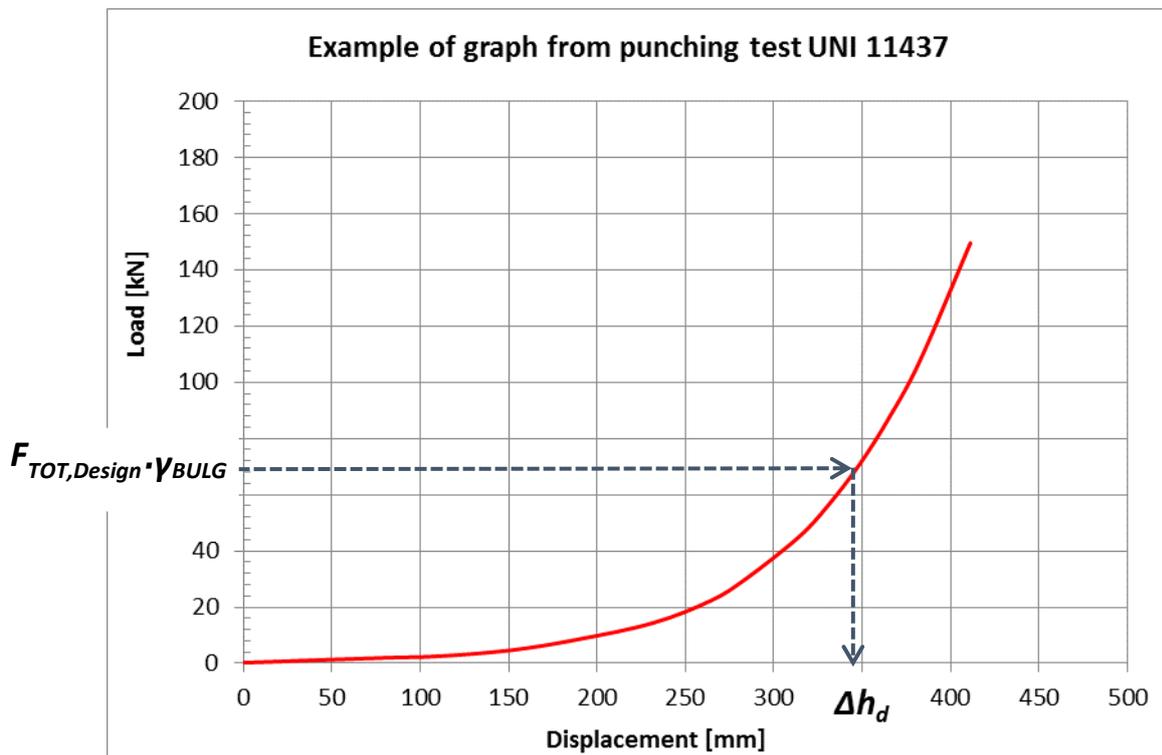
5.5 Verifica dello stato limite di esercizio

Quando è soggetta al carico a lungo termine, la rete non deve deformare eccessivamente.

Il valore della deformazione (Δh_d) è ottenuto dal grafico caratteristico del test di punzonamento dopo aver amplificato il carico di progetto per tenere conto delle irregolarità del pendio e anomalie di installazione

$$F_{TOT,Design} \cdot \gamma_{BULG} \rightarrow \Delta h_d$$

dove γ_{BULG} rappresenta il coefficiente di amplificazione per l'irregolarità del pendio. Esso non dovrebbe mai essere inferiore a 1.5; nel caso in esame è assunto $\gamma_{BULG} = 2$



Al valore Δh_d viene sommato uno spostamento aggiuntivo dovuto all'inaccuratezza di installazione della rete (Δh_{error}):

$$\Delta h = \Delta h_d + \Delta h_{error}$$

Se la rete non viene installata perfettamente in aderenza alla parete e non viene tesata si potrebbero avere degli spostamenti aggiuntivi; infatti la rete, essendo lasca, prima di iniziare la sua funzione di tenuta si deformerebbe.

Valori consigliati di Δh_{error} vanno dai 0,20 mai 0,35 m; nel caso in esame è stato assunto $\Delta h_{error} = 0.20m$

Il controllo finale confronta la deformazione ritenuta ammissibile con quella limite ottenuta per via grafica.

Deve essere che:

$$\Delta h < \text{Limit Bulging}$$

Quando la deformazione eccede quella di progetto, la rete non si rompe, ma sono necessari interventi di manutenzione quali: svuotamento controllato delle reti, ritesatura delle piastre di ancoraggio, posa di reticolo in funi a irrigidimento del rivestimento.

5.6 Tabulati di calcolo

I risultati dell'analisi evidenziano che la rete scelta (MacMatHS MO PVC) soddisfa i requisiti del rivestimento strutturale flessibile in quanto:

- Il rivestimento strutturale flessibile proposto soddisfa abbondantemente le condizioni imposte per lo stato limite ultimo.

$$F_{TOT,Design} < F_{lim}$$

- Il rivestimento strutturale flessibile proposto soddisfa le condizioni di deformabilità imposte per lo stato limite di esercizio.

$$\Delta h < Limit\ Bulging$$

APPENDICE A: Input e Output di calcolo delle verifiche del sistema di rafforzamento corticale

Geotechnical model		INPUT DATA	
a _v	2.00	(m)	: Nail spacing or equivalent spacing (on the slope)
γ	23.00	(kN/m ³)	: Unit weight of soil
β	46.00	(°)	: Slope inclination
φ'	22.00	(°)	: Peak soil friction angle
c'	40.00	(kN/m ²)	: Effective cohesion at the base of wedge
r _u	0.00		: Pore water pressure ratio = u/(gh)
λ _s	1.00		: Base sliding coefficient
γ _φ	1.25		: Peak friction angle safety coefficient (short term only)
γ _{c'}	1.25		: Cohesion safety coefficient (short term only)
C _h	0.09156		: Seismic horizontal coefficient
C _v	0.04578		: Seismic vertical coefficient (positive down)
Ultimate Limit State model (research of the surface with the max load and mesh analysis)			
φ' _a	20.00	(°)	: Friction angle of the debris bulging (lower than peak friction angle) ▼
δ	10.00	(°)	: Friction angle between debris and slope surface ▼
Facing	MacMat HS MO PVC		: Kind of mesh
Partial safety coefficients			
γ _{DF}	1.20	(°)	: Uncertainty of the geotechnical model (range 1.15 - 1.20)
Serviceability Limit State model (analysis of the max load on the mesh)			
Limit bulging	0.4	(m)	: Bulging imposed value ▼
γ _{bulg}	2.0	(-)	: Bulging safety coefficient ▼
Δh _{error}	0.20	(m)	: Typical installation inaccuracy (range 0.20 - 0.35 m)

RESULTS

SHORT TERM SOLUTION

FS	9.86	(-)	<u>VERIFIED</u>
FS	: <i>Safety factor</i>		

ULTIMATE LIMIT STATE

θ_1	69	(°)	
θ_2	10	(°)	
W_1	4.36	(kN)	: Weight of the wedge 1
W_2	7.96	(kN)	: Weight of the wedge 2
U_1	0.00	(kN)	: Water force on the joint 1
U_2	0.00	(kN)	: Water force on the joint 2

MacMat HS MO PVC			: <i>Type of net choose</i>
F_{TOT}	4.91	(kN)	: <i>Load on the net</i>
$F_{TOT,Design}$	5.89	(kN)	: <i>Design Load on the net</i>
F_{LIM}	45.21	(kN)	: <i>Limit load on the net</i>
$F_{TOT,Design}$	<	F_{LIM}	<u>VERIFIED</u>

SERVICEABILITY LIMIT STATE

MacMat HS MO PVC			: <i>Type of net choose</i>
$F_{TOT,Design}$	5.89	(kN)	: <i>Design Load on the net</i>
Δh	397.71	(mm)	: <i>Deformation of the net</i>
Limit Bulg.	400.00	(mm)	: <i>Max bulging permitted</i>
Bulging	<	Limit Bulg.	<u>DEFORMATION VERIFIED</u>