



AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DELL'AQUILA

**INTERVENTO DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO FRANA DELLA S.P.13 MORRONESE TRA LA
PROGRESSIVA KILOMETRICA 0+400 E LA PROGRESSIVA KILOMETRICA 3+000 IN
DIREZIONE PACENTRO (AQ) MEDIANTE LA REALIZZAZIONE DI BARRIERE PARAMASSI**

LIVELLO PROGETTUALE

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

ELABORATO / SCALA

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE DELLE
FONDAZIONI DELLE BARRIERE PARAMASSI DA
750 KJ E 1000 KJ

06_EG

COMMITTENTE

AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DELL'AQUILA
Viabilità

RUP

Ing. Monica Cirasa

TIMBRO E FIRMA

PROGETTISTA

Ing. Andrea Bagagli

CODICE PROGETTO
14_09

DATA
Dicembre 2018

REVISIONE
1.0

REDATTO

APPROVATO



Bagagli Ingegneria

Via Terra Vergine n°15 65129 Pescara
Fisso : 085.9431183 Mobile: 327.1439947
e-mail : bagagli.ingegneria@gmail.com

<u>OGGETTO:</u>	INTERVENTO DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO FRANA DELLA S.P.13 MORRONESE TRA LA PROGRESSIVA KILOMETRICA 0+400 E LA PROGRESSIVA KILOMETRICA 3+000 IN DIREZIONE PACENTRO (AQ) MEDIANTE LA REALIZZAZIONE DI BARRIERE PARAMASSI".		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE DELLE FONDAZIONI DELLA BARRIERA RB 750			
<u>COMMITTENTE:</u>	AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DELL'AQUILA SERVIZIO VIABILITA'		
<i>TAVOLA</i>	<i>SCALA</i>	<i>DATA</i>	<i>REVISIONE</i>
		Dicembre 2018	
		Il Progettista: Ing. Andrea Bagagli	

INTRODUZIONE

La presente relazione ha lo scopo di verificare il sistema di fondazione e di ancoraggio delle barriere paramassi ad elevato assorbimento di energia progettate per il cantiere sito sulla SP13 morronese in direzione Pacentro (AQ)».

L'intervento in esame prevede l'installazione di n. due barriere con uno sviluppo planimetrico di 90 metri lineari cadauna e una altezza nominale di 3,50 metri fuori terra. Le barriere in progetto hanno una capacità dissipativa di oltre $E_p = 750$ kJ (classe 2 , in accordo a ETAG 027).

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per il dimensionamento degli elementi resistenti si fa riferimento alla seguente normativa:

- **D.M. 17/01/2018** – “Norme tecniche per le costruzioni”

Si sono inoltre seguite le indicazioni fornite da testi specializzati quali:

- **A.I.C.A.P. - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce: raccomandazioni**

Il calcolo e la verifica degli elementi costruttivi sono stati condotti secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni.

Tenuto conto delle caratteristiche prestazionali delle strutture delle barriere paramassi, le verifiche sono eseguite allo stato limite ultimo.

DATI DI INPUT

Il calcolo è stato effettuato considerando un terreno di matrice omogenea caratterizzato quindi da parametri geotecnici, fisici e meccanici costanti per tutto il suo spessore.

Si prevede, inoltre, che la miscela di iniezione, per la realizzazione degli elementi di trasmissione al terreno degli sforzi indotti nella struttura in elevazione, sia di tipo cementizio e sia posta in opera secondo il processo di iniezione di tipo globale e messa in pressione unica (modello IGU: Iniezione Globale Unica) ed abbia un R_{ck} non inferiore a 300 daN/cm^2 .

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati devono soddisfare alle caratteristiche fisico-meccaniche impartite dalle normative vigenti ed indicate nei riferimenti del paragrafo precedente.

Si riportano in questa sede, per semplicità, le sole caratteristiche di resistenza dei materiali:

Acciaio per barre B450C

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio $f_{tks} = 5400 \text{ daN/cm}^2$

Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio $f_{yks} = 4385 \text{ daN/cm}^2$

coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1,15$

resistenza di calcolo dell'acciaio $= f_{yk} / \gamma_s = f_{yds} = 3813 \text{ daN/cm}^2$

resistenza di calcolo di taglio acciaio $= f_{yks} / \sqrt{3} \gamma_M = f_{vds} = 2201 \text{ daN/cm}^2$

modulo elastico dell'acciaio $E = 2,06 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$

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

Carico rottura minimo per diametro nominale $\Phi 16$ $T_{\Phi 16} = 238,0 \text{ kN}$

Ancoraggio in acciaio spiroidale (classe 1770 N/mm^2 - UNI EN 12385/10)

Carico rottura minimo per diametro nominale $\Phi 16$ $A_{\Phi 16} = 400,0 \text{ kN}$

Miscela cementizia per iniezioni $R_{ck} 30 \text{ MPa}$ (Classe C25/30)

confezionata con cemento tipo 325 o sup, eventuale utilizzo di additivo antiritiro secondo indicazioni della D.L., metodo iniezione IGU

Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{ck} = 300,0 \text{ daN/cm}^2$	
Resistenza monoassiale per carichi di breve durata $0,83 \times R_{ck}$	$f_{ck} = 249,0 \text{ daN/cm}^2$	=
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_m = 1,50$	
Coefficiente di sicurezza per carico per lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 141,1 \text{ daN/cm}^2$	
Resistenza caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 40,3 \text{ daN/cm}^2$	
Resistenza di calcolo di aderenza	$f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$	

Secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche D.M. 17/01/2018 (art. 6.6 e seguenti) la verifica di sicurezza agli stati limite ultimi degli ancoraggi sono stati condotti utilizzando nei calcolo l'Approccio 2, con il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3), tenuto conto che, in tale combinazione, il coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggi di tipo permanente vale $\gamma_{Ra,p} = 1,20$ e si assume, a favore di sicurezza, il fattore di correlazione con il suo valore massimo $\xi_a = 1,80$.

Per quanto riguarda invece la verifica di sicurezza dei pali, secondo le Norme Tecniche D.M. 17/01/2018 (art. 6.4.3 e seguenti), si utilizzerà l'Approccio 2, con il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3), tenuto conto che, in tale combinazione, il coefficiente parziale per la resistenza dei pali viene assunto pari a $\gamma_R = 1,30$ (pali trivellati) e si assume, a favore di sicurezza, il fattore di correlazione massimo $\xi_a = 1,70$.

Nel corso del calcolo, pertanto, saranno determinati dei coefficienti di sicurezza che andranno confrontati con quelli previsti dai suddetti approcci.

COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni agenti su una barriera paramassi possono essere classificate, secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

- a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare, con sufficiente approssimazione, costanti nel tempo (peso proprio di tutti gli elementi strutturali e carico permanente)
- b) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura (urti ed impatti);

Dal momento che il carico eccezionale, derivante dall'impatto di un masso in movimento, è molto superiore a tutte le altre azioni nelle varie condizioni di carico si utilizza convenientemente la sola seguente combinazione (art. 2.5.3. NTC 2008), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Poiché infine, come detto, i valori di G e Q_{ki} sono molto inferiori alle sollecitazioni derivanti dall'urto, gli stessi possono essere convenientemente trascurati.

Elementi teorici

Portata limite di aderenza nucleo terreno degli elementi di fondazione e ancoraggio

La portata limite di aderenza nucleo iniettato – terreno sarà determinata mediante la formula (Bustamante-Doix, 1985)

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

- k coefficiente che tiene conto nel calcolo della resistenza a compressione del contributo della resistenza di punta (1,00 per gli ancoraggi a trazione, 1,10 per le barre a compressione)
- α coefficiente di maggiorazione funzione della qualità del terreno e che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione nel terreno circostante alla perforazione, assunto pari a 1,10 per terreno di tipo roccioso e 1,25 per terreno di tipo sciolto
- D diametro di perforazione (in cm)
- L lunghezza utile di aderenza dell'ancoraggio (in cm)
- q_{si} tensione limite di aderenza con il terreno che dipende oltre che dalla natura del suolo, dalla sua consistenza e dalla metodologia di lavoro utilizzata per realizzare l'ancoraggio (IGU)

Posto N_d il carico di progetto, dovranno essere verificate le seguenti relazioni:

$$P_u = P_L / \xi_a \gamma_{Ra,p} > N_d \text{ con } \gamma_{Ra,p} = 1,20 \text{ per gli ancoraggi di tipo permanente e } \xi_a = 1,80$$

$$P_u = P_L / \xi_b \gamma_R > N_d \text{ con } \gamma_R = 1,30 \text{ per pali trivellati e } \xi_b = 1,70$$

Verifica resistenza ancoraggio in fune di acciaio spiroidale

Noto il carico di progetto N_d e il carico limite dell'ancoraggio T_{yk} , fissato il coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1,15$, la verifica risulta soddisfatta se: $T_{ykd} = T_{yk} / \gamma_s > N_d$

Verifica a scorrimento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato

La resistenza allo scorrimento fra elementi in acciaio e miscela di iniezione è dovuta alle tensioni di aderenza e all'attrito all'interfaccia acciaio-miscela, f_{bd} / γ_{bd} con $\gamma_{bd} = 2,00$ coefficiente di sicurezza per sezioni in zone a cattiva aderenza. Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limite si può assumere una resistenza tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito:

$$N_{ader} = n f_{bd} \delta \mu A_{aderenza} / \gamma_{bd} > P_d \text{ con } n = \text{numero di trefoli}$$

Avendo indicato con:

$$\mu = \text{coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso} = 0,85$$

δ = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di barre inserite in un foro posto nel caso in esame pari a 0,85 (caso di due trefoli)

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2 \pi \Phi L$

Verifica resistenza barre

Posto N_d il carico di progetto, nell'ipotesi di completa aderenza tra i materiali, la resistenza della sezione composta acciaio / miscela di iniezione a sforzo normale può essere valutata con:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s} > N_d \quad \text{dove } A_c = \text{sezione in miscela di iniezione e } A_s = \text{sezione}$$

delle barre d'acciaio, mentre, $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$ sono i coefficienti di sicurezza.

Verifica resistenza sezioni in barra di acciaio

Nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio, ciascuna barra d'acciaio di diametro Φ ha sezione resistente a carico assiale $A_{res} = \pi \Phi^2 / 4$ e sezione resistente al taglio $A_{vb} = 3/4 A_{res}$. Posto N_d il carico di progetto, le tensioni devono essere così limitate:

$$\sigma_s = N_d / A_{res} < f_{yds} \quad \tau_{max} = T_d / A_{vb} < f_{vds} \quad \sigma_{id} = \sqrt{(\sigma_s^2 + 3 \cdot \tau_{max}^2)} < f_{yds}$$

Verifica a scorrimento sezioni in acciaio – nucleo iniettato

La resistenza allo scorrimento fra profili in acciaio e miscela di iniezione è dovuta alle tensioni di aderenza e attrito all'interfaccia acciaio-miscela.

Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito:

$$f_{bd} / \gamma_{bd} \quad \text{con} \quad \gamma_{bd} = 2,00 \text{ coeff. di sicurezza per barre nervate in zone a cattiva aderenza (traz.)}$$

f_{bd} = la resistenza di calcolo di aderenza

Posto N_d il carico di progetto, si ha in definitiva: $N_{a,b} = f_{bd} A_{aderenza \text{ barra}} / \gamma_{bd} > N_d$ (barra)

Verifica di stabilità dell'elemento compresso (micropalo).

Il momento d'inerzia del micropalo risulta: $J_i = \pi/64 [(d_e^4 - d_i^4) + d_i^4/n]$

Essendo il modulo di reazione β per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza pari a:

$\beta = W \times D$ con W modulo di Winkler, D = diametro di perforazione

Il valore di carico critico per l'instabilità risulta $P_K = 2 \cdot \sqrt{(\beta \cdot E \cdot J)}$

Posto N_d il carico di compressione di progetto, la verifica risulta soddisfatta se risulta:

$\eta = P_K / N_d > 10$ = valore min. accettabile del coeff. per aste a coefficiente euleriano.

Tutte le elaborazioni di calcolo sono riportate estesamente nei seguenti paragrafi.

ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

La determinazione dei carichi di progetto avviene considerando i risultati ottenuti durante la prova d'urto a scala reale (Crash Test) di tipo MEL (Maximum Energy Level) eseguita sulla barriera RB 750, in cui vengono individuati gli sforzi massimi agenti sulle funi convergenti agli ancoraggi di monte e laterali, come indicato nello schema riportato in Fig. 1.

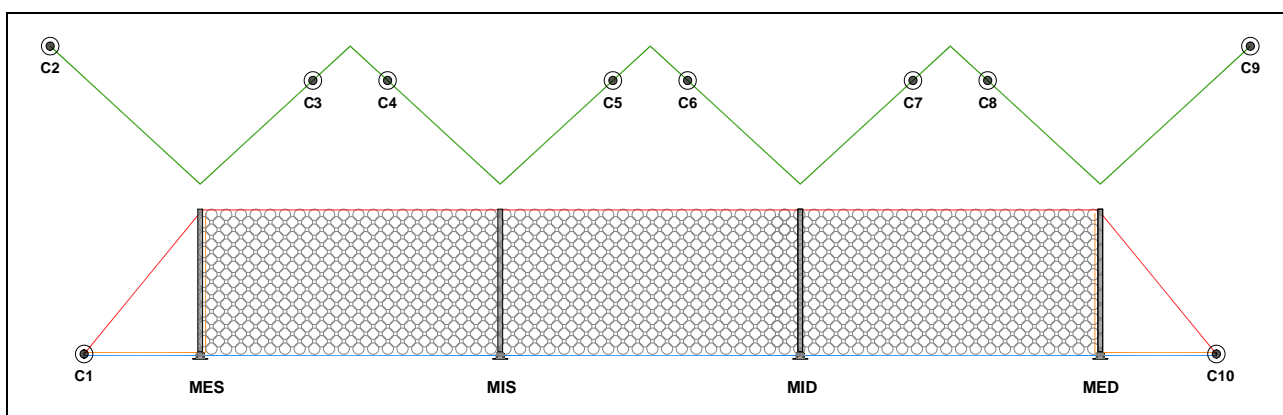


Fig. 1 – Disposizione delle celle di carico per l'analisi degli sforzi sulle funi durante il crash test

Le caratteristiche geometriche della barriera, pur indicative, sono riportate nella seguente figura:

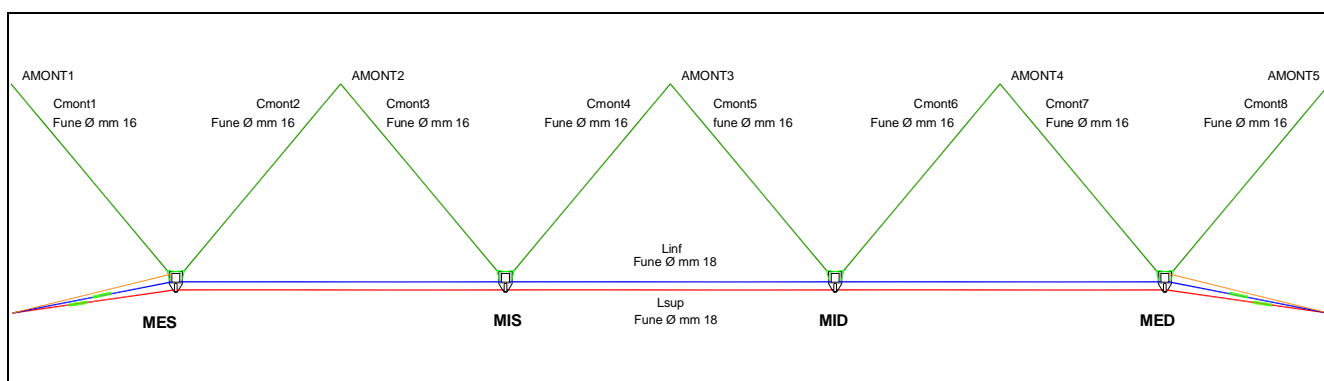


Fig. 2 – Caratteristiche geometriche della barriera RB 1500

Tenuto conto delle forze di picco registrate dalle celle di carico durante il sopramenzionato crash test, della disposizione delle celle di carico, della conformazione geometrica della barriera, è possibile determinare i carichi

massimi (nella peggiore combinazione di carico) agenti sui montanti, sugli ancoraggi laterali e sugli ancoraggi di monte, che vengono riportati nella tabella qui di seguito.

$T_L = 188,30 \text{ kN}$ = massimo carico su ancoraggi laterali

$T_M = 77,68 \text{ kN}$ = massimo carico su ancoraggi di monte

$N = 96,93 \text{ kN}$ = massimo carico di compressione alla base del montante

$V = 80,55 \text{ kN}$ = massimo carico di taglio alla base del montante

VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE

A favore di sicurezza si considera che tutte le fondazioni dei montanti siano sollecitate con il massimo carico $N = 96,93 \text{ kN}$ e che la base del montante sia soggetta anche ad una forza massima di taglio, che vale $V = 80,55 \text{ kN}$.

Data la contemporanea presenza dello sforzo normale di compressione e quello di taglio, si svilupperà anche una resistenza d'attrito all'interfaccia tra la base del montante e il terreno sottostante (o il plinto in c.a. se esiste). A favore di sicurezza, verrà trascurata la forza di attrito che agisce in verso opposto a V .

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante $n_b = 2$ barre in acciaio tipo B450C aventi diametro $\Phi 24$ inserite in perforazioni di diametro minimo $D = 70 \text{ mm}$ ciascuno, in modo da formare 2 micropali verticali di lunghezza pari a $3,00 \text{ m}$.

Noti i carichi di compressione e taglio per ciascuna barra:

$$N_b = N/2 = 48,47 \text{ kN} \quad V_b = V/2 = 40,28 \text{ kN}$$

Si determina la portata limite mediante la formula (Bustamante-Doix, 1985)

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

k coefficiente di maggiorazione che tiene conto nel calcolo della resistenza a compressione del contributo della resistenza di punta pari a 1,15

α coefficiente di maggiorazione funzione della qualità del terreno e che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione nel 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 ad 1 (un solo strato)

D diametro di perforazione pari a 7,0 cm

L_1 lunghezza utile di aderenza del micropalo pari a 300 cm per lo strato omogeneo

q_{s1} tensione limite di aderenza 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 2,50 daN/cm² per lo strato oggetto di studio.

I valori di α e q_s sono ricavati da Bustamante-Doix, considerando la resistenza d'attrito all'estrazione esistente tra il terreno e la miscela dell'iniezione:

Strato	L_i [cm]	q_{si} [daN/cm ²]	$q_{si} L_{si}$ [daN/cm]
1	300,00	2,50	750,00
$L_{tot} =$ 300,00		$\Sigma (L_{si} \times q_{si})$	750,00

Dalla Tabella e dai coefficienti indicati si ottiene :

$$P_L = 22760,8 \text{ daN}$$

Per cui si ha un fattore di sicurezza pari a $P_L / N_b = 22760,8 / 4847 = 4,69 \geq 2,21$ (pari a $\gamma_R \xi_a$).

Nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio si ha

$$\sigma_f = N_b / A = 4847 / 4,52 = 1072,3 \text{ daN/cm}^2 < f_{yds} = 3813,0 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sic. } \theta = 3,55)$$

Si calcola successivamente il valore di tensione nel palo, nell'ipotesi che contribuisca al trasferimento del carico negli strati profondi anche la sezione in miscela cementizia.

La resistenza plastica della sezione composta acciaio miscela cementizia a sforzo normale può essere valutata, nell'ipotesi di completa aderenza tra i materiali, secondo la formula

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s}$$

dove $A_a = 0,0 \text{ cm}^2$, $A_c = 33,96 \text{ cm}^2$, $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ sono, rispettivamente, le aree del profilo in acciaio, della parte in miscela cementizia e delle barre d'armatura, mentre $\gamma_a = 1,05$, $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$ sono i coefficienti di sicurezza.

$$N_{pl,Rd} = 22027,1 \text{ daN} > 4847,0 \text{ daN} \text{ con coeff. sic. } \theta = 4,54$$

La resistenza allo scorrimento fra acciaio e miscela cementizia è dovuta alle tensioni di aderenza, all'attrito all'interfaccia acciaio-miscela cementizia. Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito:

$f_{bdc} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$, per sezioni con acciaio nervato

$$\tau_{aderenza} = N_b / A_{aderenza} = 4847 / (2,4 \times \pi \times L) = 2,14 \text{ daN/cm}^2 < f_{bdc} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Si effettua infine la verifica di stabilità dell'elemento compresso. Il momento d'inerzia risulta:

$$J_i = \pi \Phi^4/64 + \pi/64 [(d_{perf}^4 - \Phi^4)/n] = 9,38 \text{ cm}^4$$

Essendo il modulo di reazione β per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza pari a:

$$\beta = W \times D \quad \text{con} \quad W \text{ modulo di Winkler (pari a } 10,00 \text{ daN/cm}^3 \text{ [Pozzati])},$$

$$D = \text{diametro di perforazione} = 7,0 \text{ cm}$$

Il valore di carico critico per l'instabilità risulta

$$P_K = 2 \times \sqrt{(\beta \times E \times J)} = 73555,3 \text{ daN}$$

Il coefficiente per instabilità risulta

$$\eta = P_K / (N/n_b) = 12,39 > 10 = \text{valore min. accettabile del coeff. per aste a coefficiente euleriano.}$$

Verifica sollecitazione delle barre

Si ipotizza, ora, che la piastra di base sia bloccata a terra unicamente mediante 2 tirafondi in barre d'acciaio tipo B450C avente $\Phi = 24 \text{ mm}$ e che il taglio venga assorbito esclusivamente dalle barre d'acciaio. Per la barra di monte si avrà uno sforzo di taglio massimo pari a :

$$V_b = 4028,0 \text{ daN}$$

Posto $A_{res} = \pi \Phi^2 / 4 = 4,52 \text{ cm}^2$, la massima tensione tagliante per ogni barra vale:

$$\tau_{max} = 4 T_B / 3 A_{res} = 1188,2 \text{ daN} / \text{cm}^2 < f_{vds} = 2201 \text{ daN/cm}^2$$

Noto il valore di tensione dovuta al carico verticale $\sigma_f = 1072,3 \text{ daN/cm}^2$ la tensione ideale vale:

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma^2 + 3 \tau_{max}^2)} = 2320,6 \text{ daN/cm}^2 < f_{yds} = 3813 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE

Noto il carico $T = T_M = 77,68 \text{ kN}$, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si determinano rispettivamente le tensioni tangenziali tra armatura e nucleo di iniezione e tra il nucleo di iniezione e terreno.

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale $\Phi 16$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 9,0 \text{ cm}$ e lunghezza $L = 3,00 \text{ m}$.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 7768 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,60 \times 300) = 3,56 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ha un coefficiente di sicurezza $\alpha = 7,55$, avendo indicato con

μ =coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso = 0,85

δ =coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti in un foro posto nel caso in esame pari a 0,85 (caso di due trefoli)

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2 \pi \Phi L$

Verifica aderenza nucleo iniettato - terreno

I valori di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno considerandone la stratigrafia ipotizzata vale:

$$\tau = T / (\alpha \pi D L) = 7768 / (1,20 \times \pi \times 9,0 \times 300) = 0,92 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dS} = 2,50 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\theta = \tau_{dS} / \tau = 2,73$

Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune

$Q_c = 400,0 \text{ kN}$ = Carico minimo di rottura ancoraggio in doppia fune d'acciaio spiroidale $\Phi 16$

$Q_d = Q_c / 1,15 = 347,8 \text{ kN}$ = carico di rottura di progetto ancoraggio in doppia fune spiroidale

$T = 77,68 \text{ kN}$ = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\eta = 4,47$ = fattore di sicurezza residuo

VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE

Noto il carico $T = T_L = 188,3 \text{ kN}$, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si determinano rispettivamente le tensioni tangenziali tra armatura e nucleo di iniezione e tra il nucleo di iniezione e terreno.

Gli ancoraggi laterali verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale $\Phi 16$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 11,40 \text{ cm}$ e lunghezza $L = 4,00 \text{ m}$.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 18830 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,60 \times 400) = 6,48 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui il coefficiente di sicurezza $\theta = 4,15$, avendo indicato con

μ = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso = 0,85

δ = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti in un foro posto nel caso in esame pari a 0,85 (caso di due trefoli)

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2 \pi \Phi L$

Verifica aderenza nucleo iniettato - terreno

I valori di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno considerandone la stratigrafia ipotizzata vale:

$$\tau = T / (\alpha \pi D L) = 18830 / (1,20 \times \pi \times 11,4 \times 400) = 1,09 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dS} = 2,50 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\theta = \tau_{dS} / \tau = 2,28$

Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune

$Q_c = 400,0 \text{ kN}$ = Carico minimo di rottura ancoraggio in doppia fune d'acciaio spiroidale $\Phi 16$

$Q_d = Q_c / 1,15 = 347,8 \text{ kN}$ = carico di rottura di progetto ancoraggio in doppia fune spiroidale

$T = 188,3 \text{ kN}$ = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\eta = 1,85$ = fattore di sicurezza residuo

CONCLUSIONI

Nella seguente tabella si riportano le dimensioni degli ancoraggi da utilizzare per la realizzazione della barriera RB 750 progettate nell'ambito dei Lavori di mitigazione del rischio frana della s.p.13 morronese tra la progressiva chilometrica 0+400 e la progressiva chilometrica 3+000 in direzione Pacentro (AQ) mediante la realizzazione di barriere paramassi".

FONDAZIONE	TIPO DI FONDAZIONE	DIMENSIONI	DIAMETRO DI PERFORAZIONE
Fondazioni dei montanti	n. 2 arre in acciaio B450C	Diametro = 24 mm Lunghezza = 3,0 m	Diametro minimo di perforazione = 70 mm
Ancoraggi laterali	Ancoraggi in fune spiroidale	Diametro = 16 mm Lunghezza = 4,0 m	Diametro minimo di perforazione = 114 mm
Ancoraggi di monte	Ancoraggi in fune spiroidale	Diametro = 16 mm Lunghezza = 3,0 m	Diametro minimo di perforazione = 90 mm

Nel dimensionamento e nella verifica effettuata nella presente relazione sono state definite alcune ipotesi progettuali, prima fra tutte l'assunzione di ben specifici carichi di progetto derivanti dalle prove d'urto a scala reale.

La scelta di prendere in considerazione i carichi derivanti dalle prove d'urto a scala reale, quindi basati sulla configurazione di impatto definite dalle Linee Guida ETAG 027, è dettato dal fatto che sarebbe impossibile andare a definire tutte le configurazioni di impatto-geometria della barriera che si avrebbero nella realtà; pertanto tale ipotesi progettuale è sicuramente la più adatta al fine di comprendere l'entità delle forze in gioco.

Si fa presente che comunque, nell'eventualità di ricoprimenti di terreno avente caratteristiche diverse da quelle di progetto la lunghezza di infissione dovrà essere convenientemente aumentata in modo da mantenere la stessa superficie laterale di ancoraggio immersa nello strato di terreno aventi le caratteristiche ipotizzate. Dovrà comunque essere in ogni caso verificata l'aderenza delle presenti ipotesi progettuali alle effettive caratteristiche del terreno rinvenuto in sito.

Tutte le variazioni alle condizioni al contorno, che non rispettassero quanto previsto in relazione, nonché tutte le eventuali variazioni non ipotizzate, comporteranno la necessità di procedere alla verifica della validità dei risultati ottenuti nella presente relazione.

Si precisa, comunque, che i fattori di sicurezza inseriti nell'analisi sono molto cautelativi in quanto devono tener conto di:

1. possibile incertezza sui dati relativi al terreno;
2. differente configurazione geometrica tra barriera testata (situazione ideale) e barriera posta in opera;
3. differente distribuzione dei carichi agenti sugli elementi di connessione della barriera con il terreno.

OGGETTO:			
INTERVENTO DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO FRANA DELLA S.P.13 MORRONESE TRA LA PROGRESSIVA KILOMETRICA 0+400 E LA PROGRESSIVA KILOMETRICA 3+000 IN DIREZIONE PACENTRO (AQ) MEDIANTE LA REALIZZAZIONE DI BARRIERE PARAMASSI".			
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE DELLE FONDAZIONI DELLA BARRIERA RB 1000			
COMMITTENTE:			
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DELL'AQUILA SERVIZIO VIABILITA'			
TAVOLA	SCALA	DATA	REVISIONE
		Dicembre 2018	
		Il Progettista: Ing. Andrea Bagagli	

PREMESSA

INTRODUZIONE

La presente relazione ha lo scopo di verificare il sistema di fondazione e di ancoraggio delle barriere paramassi ad elevato assorbimento di energia progettate per il cantiere sito sulla SP13 morronese in direzione Pacentro (AQ).

L'intervento in esame prevede l'installazione di n. due barriere con uno sviluppo planimetrico di 80 metri lineari cadauna e una altezza nominale di 4,00 metri fuori terra. Le barriere in progetto hanno una capacità dissipativa di oltre $E_p = 1000 \text{ kJ}$ (classe 3 , in accordo a ETAG 027).

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per il dimensionamento degli elementi resistenti si fa riferimento alla seguente normativa:

- **D.M. 17/01/2018** – “Norme tecniche per le costruzioni”

Si sono inoltre seguite le indicazioni fornite da testi specializzati quali:

- **A.I.C.A.P. - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce: raccomandazioni**

Il calcolo e la verifica degli elementi costruttivi sono stati condotti secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni.

Tenuto conto delle caratteristiche prestazionali delle strutture delle barriere paramassi, le verifiche sono eseguite allo stato limite ultimo.

DATI DI INPUT

Il calcolo è stato effettuato considerando un terreno di matrice omogenea caratterizzato quindi da parametri geotecnici, fisici e meccanici costanti per tutto il suo spessore.

Si prevede, inoltre, che la miscela di iniezione, per la realizzazione degli elementi di trasmissione al terreno degli sforzi indotti nella struttura in elevazione, sia di tipo cementizio e sia posta in opera secondo il processo di iniezione di tipo globale e messa in pressione unica (modello IGU: Iniezione Globale Unica) ed abbia un R_{ck} non inferiore a 300 daN/cm^2 .

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati devono soddisfare alle caratteristiche fisico-meccaniche impartite dalle normative vigenti ed indicate nei riferimenti del paragrafo precedente.

Si riportano in questa sede, per semplicità, le sole caratteristiche di resistenza dei materiali:

Acciaio per barre tipo B450C

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	$f_{tks} = 5400 \text{ daN/cm}^2$
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{yks} = 4500 \text{ daN/cm}^2$
coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1,15$
resistenza di calcolo dell'acciaio $= f_{yk} / \gamma_s =$	$f_{yds} = 3913 \text{ daN/cm}^2$
resistenza di calcolo di taglio acciaio $= f_{yks} / \sqrt{3} \gamma_s =$	$f_{vds} = 2260 \text{ daN/cm}^2$
modulo elastico dell'acciaio	$E = 2,06 \text{ E}^{+06} \text{ daN/cm}^2$

Acciaio per funi in acciaio spiroidale (classe 1770 N/mm² - UNI EN 12385/10)

Carico rottura minimo per diametro nominale $\Phi 16$	$T_{\Phi 16} = 238,0 \text{ kN}$
---	----------------------------------

Ancoraggio in acciaio spiroidale (classe 1770 N/mm² - UNI EN 12385/10)

Carico rottura minimo per diametro nominale Φ 16 $A_{\Phi 16} = 400,0 \text{ kN}$

Miscela cementizia per iniezioni Rck 30 MPa (Classe C25/30) o superiore.

confezionata con cemento tipo 325 o sup, eventuale utilizzo di additivi antiritiro e/o fluidificanti ecc... secondo indicazioni D.L., metodo iniezione di calcolo IGU,

rapporto acqua cemento	$a/c = 0,50 \div 0,60$
Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{ck} = 300,0 \text{ daN/cm}^2$
Resistenza monoassiale per carichi di breve durata	$f_{ck} = 249,0 \text{ daN/cm}^2 = 0,83 \times R_{ck}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_m = 1,50$
Coefficiente di sicurezza per carico per lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 141,1 \text{ daN/cm}^2$
Resistenza caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 40,3 \text{ daN/cm}^2$
Resistenza di calcolo di aderenza	$f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$

Secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche D.M. 17/01/2018 (art. 6.6 e seguenti) la verifica di sicurezza agli stati limite ultimi degli ancoraggi sono stati condotti utilizzando nei calcolo l'Approccio 2, con il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3), tenuto conto che, in tale combinazione, il coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggi di tipo permanente vale $\gamma_{Ra,p} = 1,20$ e si assume, a favore di sicurezza, il fattore di correlazione con il suo valore massimo $\xi_a = 1,80$.

Per quanto riguarda invece la verifica di sicurezza dei pali, secondo le Norme Tecniche D.M. 17/01/2018 (art. 6.4.3 e seguenti), si utilizzerà l'Approccio 2, con il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3), tenuto conto che, in tale combinazione, il coefficiente parziale per la resistenza dei pali viene assunto pari a $\gamma_R = 1,30$ (pali trivellati) e si assume, a favore di sicurezza, il fattore di correlazione massimo $\xi_a = 1,70$.

Nel corso del calcolo, pertanto, saranno determinati dei coefficienti di sicurezza che andranno confrontati con quelli previsti dai suddetti approcci.

COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni agenti su una barriera paramassi possono essere classificate, secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

- a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare, con sufficiente approssimazione, costanti nel tempo (peso proprio degli elementi strutturali e permanente)
- b) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura (urti ed impatti);

Dal momento che il carico eccezionale, derivante dall'impatto di un masso in movimento, è molto superiore a tutte le altre azioni nelle varie condizioni di carico si utilizza convenientemente la sola seguente combinazione (art. 2.5.3. NTC 2008), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d : $G + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Poiché infine, come detto, i valori di G e Q_{ki} sono molto inferiori alle sollecitazioni derivanti dall'urto, gli stessi possono essere convenientemente trascurati.

DETERMINAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO

La determinazione dei carichi di progetto avviene considerando i risultati ottenuti durante la prova d'urto a scala reale (Crash Test) di tipo MEL (Maximum Energy Level) eseguita sulla barriera RB 1000, in cui vengono individuati gli sforzi massimi agenti sulle funi convergenti agli ancoraggi di monte e laterali, come indicato nello schema riportato in Fig. 1.

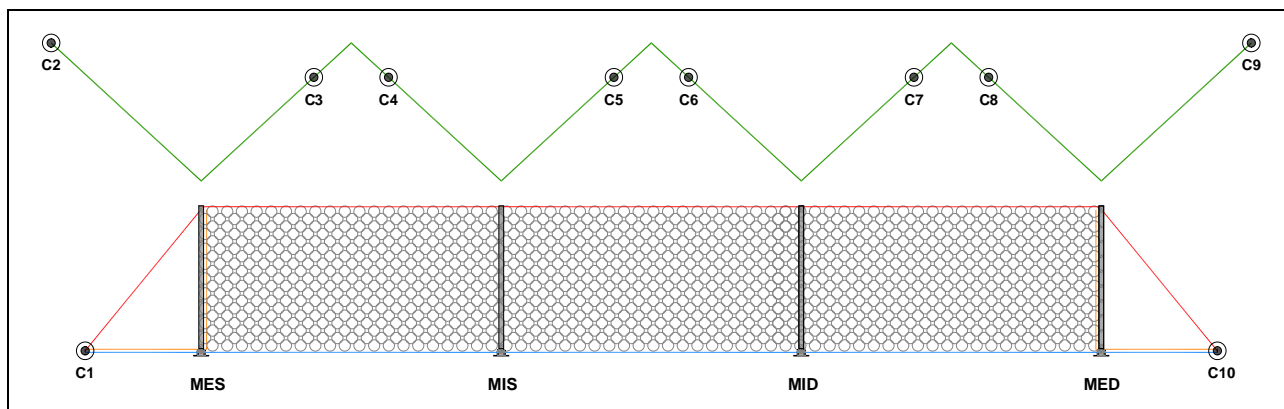


Fig. 1 – Disposizione delle celle di carico per l'analisi degli sforzi sulle funi durante il crash test

Le caratteristiche geometriche della barriera, pur indicative, sono riportate nella seguente figura:

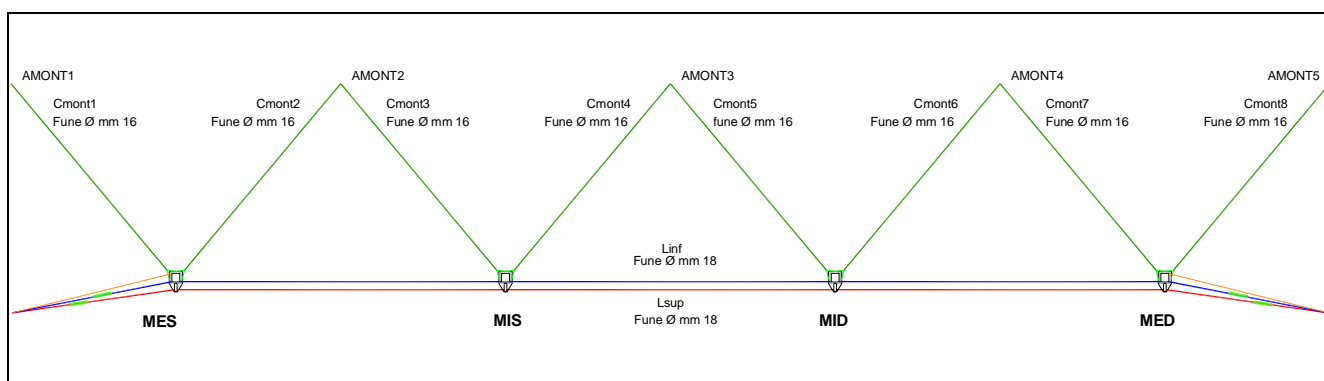


Fig. 2 – Caratteristiche geometriche della barriera RB 1500

Il produttore della Barriera RB1000 ha fornito i seguenti carichi derivanti dalla lettura delle celle di carico nel corso delle prove di tipo MEL (Maximum Energy Level):

$$T_L = 189,20 \text{ kN} = \text{massimo carico su ancoraggi laterali}$$

$$T_M = 146,10 \text{ kN} = \text{massimo carico su ancoraggi di monte}$$

$$N = 56,00 \text{ kN} = \text{massimo carico di compressione alla base del montante}$$

$$V = 70,21 \text{ kN} = \text{massimo carico di taglio alla base del montante}$$

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA ELEMENTI DI FONDAZIONE E ANCORAGGIO

Elementi teorici

Portata limite di aderenza nucleo terreno degli elementi di fondazione e ancoraggio

La portata limite di aderenza nucleo iniettato – terreno sarà determinata mediante la formula (Bustamante-Doix, 1985)

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

k coefficiente che tiene conto nel calcolo della resistenza a compressione del contributo della resistenza di punta (1,00 per gli ancoraggi a trazione, 1,10 per le barre a compressione)

α coefficiente di maggiorazione funzione della qualità del terreno e che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione nel terreno circostante alla perforazione, assunto pari a 1,10 per terreno di tipo roccioso e 1,25 per terreno di tipo sciolto

D diametro di perforazione (in cm)

L lunghezza utile di aderenza dell'ancoraggio (in cm)

q_{si} tensione limite di aderenza con il terreno che dipende oltre che dalla natura del suolo, dalla sua consistenza e dalla metodologia di lavoro utilizzata per realizzare l'ancoraggio (IGU)

Posto N_d il carico di progetto, dovranno essere verificate le seguenti relazioni:

$$P_u = P_L / \xi_a \gamma_{Ra,p} > N_d \quad \text{con } \gamma_{Ra,p} = 1,20 \text{ per gli ancoraggi di tipo permanente e } \xi_a = 1,80$$

$$P_u = P_L / \xi_b \gamma_R > N_d \quad \text{con } \gamma_R = 1,30 \text{ per pali trivellati e } \xi_b = 1,70$$

Verifica resistenza ancoraggio in fune di acciaio spiroidale

Noto il carico di progetto N_d e il carico limite dell'ancoraggio T_{yk} , fissato il coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1,15$, la verifica risulta soddisfatta se: $T_{ykd} = T_{yk} / \gamma_s > N_d$

Verifica a scorrimento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato

La resistenza allo scorrimento fra elementi in acciaio e miscela di iniezione è dovuta alle tensioni di aderenza e all'attrito all'interfaccia acciaio-miscela, f_{bd} / γ_{bd} con $\gamma_{bd} = 2,00$ coefficiente di sicurezza per sezioni in zone a cattiva aderenza. Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limite si può assumere una resistenza tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito:

$$N_{ader} = n f_{bd} \delta \mu A_{aderenza} / \gamma_{bd} > P_d \text{ con } n = \text{numero di trefoli}$$

Avendo indicato con:

μ = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso = 0,85

δ = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di barre inserite in un foro posto nel caso in esame pari a 0,85 (caso di due trefoli)

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2 \pi \Phi L$

Verifica resistenza barre

Posto N_d il carico di progetto, nell'ipotesi di completa aderenza tra i materiali, la resistenza della sezione composta acciaio / miscela di iniezione a sforzo normale può essere valutata con:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s} > N_d \quad \text{dove } A_c = \text{sezione in miscela di iniezione e } A_s = \text{sezione}$$

delle barre d'acciaio, mentre, $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$ sono i coefficienti di sicurezza.

Verifica resistenza sezioni in barra di acciaio

Nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio, ciascuna barra d'acciaio di diametro Φ ha sezione resistente a carico assiale $A_{res} = \pi \Phi^2 / 4$ e sezione resistente al taglio $A_{vb} = 3/4 A_{res}$. Posto N_d il carico di progetto, le tensioni devono essere così limitate:

$$\sigma_s = N_d / A_{res} < f_{yds} \quad \tau_{max} = T_d / A_{vb} < f_{vds} \quad \sigma_{id} = \sqrt{(\sigma_s^2 + 3 \cdot \tau_{max}^2)} < f_{yds}$$

Verifica a scorrimento sezioni in acciaio – nucleo iniettato

La resistenza allo scorrimento fra profili in acciaio e miscela di iniezione è dovuta alle tensioni di aderenza e attrito all'interfaccia acciaio-miscela.

Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito:

f_{bd} / γ_{bd} con $\gamma_{bd} = 2,00$ coeff. di sicurezza per barre nervate in zone a cattiva aderenza (traz.)

f_{bd} = la resistenza di calcolo di aderenza

Posto N_d il carico di progetto, si ha in definitiva: $N_{a\ b} = f_{bd} A_{aderenza\ barra} / \gamma_{bd} > N_d$ (barra)

Verifica di stabilità dell'elemento compresso (micropalo).

Il momento d'inerzia del micropalo risulta: $J_i = \pi/64 [(d_e^4 - d_i^4) + d_i^4/n]$

Essendo il modulo di reazione β per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza pari a:

$\beta = W \times D$ con W modulo di Winkler, D = diametro di perforazione

Il valore di carico critico per l'instabilità risulta $P_K = 2 \cdot \sqrt{(\beta \cdot E \cdot J)}$

Posto N_d il carico di compressione di progetto, la verifica risulta soddisfatta se risulta:

$\eta = P_K / N_d > 10$ = valore min. accettabile del coeff. per aste a coefficiente euleriano.

Tutte le elaborazioni di calcolo sono riportate estesamente nei seguenti paragrafi.

VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE

A favore di sicurezza si considera che tutte le fondazioni dei montanti siano sollecitate con il massimo carico registrato $N = 56,00$ kN. Si assume, inoltre, che la base del montante sia soggetta anche contemporaneamente ad una forza di taglio, che vale $V = 70,21$ kN. Si precisa che, a favore di sicurezza, nel corso delle verifiche sono stati trascurati le resistenze di aderenza tra piastra di base e il terreno.

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante $n_b = 2$ barre in acciaio tipo B450C.

Si precisa che la barra disposta sul lato monte della piastra di base, potrà essere mantenuta verticale oppure inclinata, verso monte, di un angolo fino a $\zeta = 45^\circ$, mentre quella posta a lato valle sarà mantenuta verticale. Si tenga conto delle seguenti relazioni che determinano le sollecitazioni facendo variare l'angolo di inclinazione $0^\circ \geq \zeta \leq 45^\circ$:

Elemento	$N_b = N/2$ [kN]	$V_b = V/2$ [kN]
Barra lato valle	28,00	35,11

Elemento		$N_b = N/2 \cos \zeta - V/2 \sin \zeta$ [kN]	$V_b = N/2 \sin \zeta + V/2 \cos \zeta$ [kN]
Barra lato monte	$\zeta = 0^\circ$	28,00	35,11
	$\zeta = 30^\circ$	6,70	44,40
	$\zeta = 45^\circ$	-5,02	44,62

Per semplicità di calcolo e a favore di sicurezza, si assume che la barra oggetto di verifica sia soggetta ai carichi massimi $N_d = 28,00$ kN e $V_d = 44,62$ kN

Verifica resistenza barra acciaio tipo B450C

Si calcola ora la resistenza della sezione in acciaio.

- Resistenza solo acciaio

N_d [kN]	V_d [kN]	A_b [cm ²]	A_{vb} [cm ²]	σ_b [daN/cm ²]	τ_b [daN/cm ²]	$\sigma_{id\ b}$ [daN/cm ²]	f_{yds} [daN/cm ²]	f_{vds} [daN/cm ²]
28,00	44,62	4,52	3,39	618,94	1315,15	2360,50	3913,04	2259,20
				ζ	6,32	1,72	1,66	Verifica
					OK	OK	OK	

- Resistenza sezione omogeneizzata

A [cm ²]	A_{lorda} [cm ²]	A_{cls} [cm ²]	f_{yda} daN/cm ²	f_{cd} [daN/cm ²]	N_{rd} [kN]	N_{ds} [kN]	ζ	Verifica
4,52	38,48	33,96	3913,04	141,10	224,94	28,00	8,03	SI'

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante $n_b = 4$ barre in acciaio tipo B450C aventi diametro $\Phi 24$ inserite in perforazioni di diametro minimo $D = 70$ mm ciascuno, in modo da formare 2 micropali di lunghezza

pari a 3,00 m.

Portata limite di aderenza (Bustamante-Doix, 1985)

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	k	P_L [kN]	γ_R	ξ_b	P_u [kN]	N_d [kN]
7,00	300,00	2,50	1,25	1,00	206,17	1,30	1,70	93,29	28,00
	300,00				206,17	1,30	1,70	93,29	
					Verifica	SI'		ζ	3,33

Verifica a scorrimento sezioni in acciaio – nucleo iniettato

Φ_e [cm]	L_{tot} [cm]	f_{bcd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	N_{ader} [kN]	N_{ds} [kN]	ζ	Verifica
24,00	300,00	26,90	2,00	0,80	243,39	28,00	8,69	SI'

Verifica di stabilità dell'elemento compresso

E_a [daN/cm ²]	J_i [cm ⁴]	β	D_{perf} [cm]	w [daN/cm ³]	P_k [kN]	N_{ds} [kN]	γ_{Eul}	ζ
2,06E+06	9,38	70,00	7,00	10,00	735,45	28,00	10,00	26,27
						Verifica	SI'	

VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE

Noto il carico $T_M = 146,10$ kN, definita la stratigrafia del terreno, si procede alla verifica dell'ancoraggio.

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale $\Phi 16$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 10,0$ cm e lunghezza $L = 4,00$ m.

Resistenza ancoraggio in fune di acciaio spiroidale $\Phi 16$

Φ [mm]	T_{yk} [kN]	γ_s	$T_{yk d}$ [kN]	T_M [kN]	$\zeta_{residuo}$	Verifica
16,00	400,00	1,15	347,83	146,10	2,38	SI'

Sfilamento ancoraggio - terreno

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	P_L [kN]	$\gamma_{Ra,p}$	ξ_a	P_u [kN]	T_M [kN]	Verifica
10,00	400,00	2,50	1,25	392,70	1,80	1,20	181,81	146,10	SI'
	400,00			392,70			181,81		1,24

Sfilamento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato

Φ [mm]	L_{anc} [cm]	f_{bd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	μ	N_{ader} [kN]	T_M [kN]	$\zeta_{residuo}$	Verifica
16,00	400,00	26,90	2,00	0,85	0,85	390,77	146,10	2,67	SI'

VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE

Noto il carico $T_L = 189,20$ kN, definita la stratigrafia del terreno, si procede alla verifica dell'ancoraggio.

Gli ancoraggi laterali verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale $\Phi 16$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 11,4$ cm e lunghezza $L = 4,00$ m.

Resistenza ancoraggio in fune di acciaio spiroidale $\Phi 16$

Φ [mm]	T_{yk} [kN]	γ_s	$T_{yk d}$ [kN]	T_L [kN]	$\zeta_{residuo}$	Verifica
16,00	400,00	1,15	347,83	189,20	1,84	SI'

Sfilamento ancoraggio - terreno

Δ_{perf} [cm]	L_{perf} [cm]	q_s [daN/cm ²]	α	P_L [kN]	$\gamma_{Ra,p}$	ξ_a	P_u [kN]	T_L [kN]	Verifica
11,40	400,00	2,50	1,25	447,68	1,80	1,20	207,26	189,20	SI'
	400,00			447,68			207,26		1,10

Sfilamento sezione del cavallotto fune – nucleo iniettato

Φ [mm]	L_{anc} [cm]	f_{bd} [daN/cm ²]	γ_{bd}	δ	μ	N_{ader} [kN]	T_L [kN]	ζ_{residuo}	Verifica
16,00	400,00	26,90	2,00	0,85	0,85	390,77	189,20	2,07	SI'

Si fa presente che comunque, nell'eventualità di ricoprimenti di terreno avente caratteristiche diverse da quelle di progetto la lunghezza di infissione dovrà essere convenientemente aumentata in modo da garantire le stesse caratteristiche di resistenza ipotizzate.

CONCLUSIONI

Nella seguente tabella si riportano le dimensioni degli ancoraggi da utilizzare per la realizzazione della barriera RB 1000 progettate nell'ambito dei Lavori di mitigazione del rischio frana della s.p.13 morronese tra la progressiva chilometrica 0+400 e la progressiva chilometrica 3+000 in direzione pacentro (aq) mediante la realizzazione di barriere paramassi.

FONDAZIONE	TIPO DI FONDAZIONE	DIMENSIONI	DIAMETRO DI PERFORAZIONE
Fondazioni dei montanti	n. 2 barre in acciaio B450C	Diametro = 24 mm Lunghezza = 3,0 m	Diametro minimo di perforazione = 70 mm
Ancoraggi laterali	Ancoraggi in fune spiroidale	Diametro = 16 mm Lunghezza = 4,0 m	Diametro minimo di perforazione = 114 mm
Ancoraggi di monte	Ancoraggi in fune spiroidale	Diametro = 16 mm Lunghezza = 4,0 m	Diametro minimo di perforazione = 100 mm

Nel dimensionamento e nella verifica effettuata nella presente relazione sono state definite alcune ipotesi progettuali, prima fra tutte l'assunzione di ben specifici carichi di progetto derivanti dalle prove d'urto a scala reale.

La scelta di prendere in considerazione i carichi derivanti dalle prove d'urto a scala reale, quindi basati sulla configurazione di impatto definite dalle Linee Guida ETAG 027, è dettato dal fatto che sarebbe impossibile andare a definire tutte le configurazioni di impatto-geometria della barriera che si avrebbero nella realtà; pertanto tale ipotesi progettuale è sicuramente la più adatta al fine di comprendere l'entità delle forze in gioco.

Si fa presente che comunque, nell'eventualità di ricoprimenti di terreno avente caratteristiche diverse da quelle di progetto la lunghezza di infissione dovrà essere convenientemente aumentata in modo da mantenere la stessa superficie laterale di ancoraggio immersa nello strato di terreno aventi le caratteristiche ipotizzate. Dovrà comunque essere in ogni caso verificata l'aderenza delle presenti ipotesi progettuali alle effettive caratteristiche del terreno rinvenuto in sito.

Tutte le variazioni alle condizioni al contorno, che non rispettassero quanto previsto in relazione, nonché tutte le eventuali variazioni non ipotizzate, comporteranno la necessità di procedere alla verifica della validità dei risultati ottenuti nella presente relazione.

Si precisa, comunque, che i fattori di sicurezza inseriti nell'analisi sono molto cautelativi in quanto devono tener conto di:

4. possibile incertezza sui dati relativi al terreno;
5. differente configurazione geometrica tra barriera testata (situazione ideale) e barriera posta in opera;
6. differente distribuzione dei carichi agenti sugli elementi di connessione della barriera con il terreno.