

COMMITTENTE:

Comune di Sarezzo
Piazza Cesare Battisti, 4
25068 - Sarezzo (BS)

REGIONE LOMBARDIA

Provincia di BRESCIA

Comune di SAREZZO

PROGETTISTA:

Ing. Giovanni Bono

CONSULENZA GEOLOGICA:

Geol. Luca M. Albertelli

Geol. Iuri Dino Tagliaferri

**STUDIO PROGETTAZIONE
BENGENEERING STUDIO ASSOCIATO**

UFFICI SEDE OPER.: Via Gera 29, 25050 Niardo (BS)

LAND & COGEO

UFFICI SEDE OPER.: Via Montegrappa, 41 - 24060 Rogno (BG)
SEDE LEGALE: Via Manifattura 29/G
25047 DARFO B.T.(BS)
Tel. Tel. 0354340011 fax. 0354340011
P.IVA 03480990989
www.cogeo.info

PROGETTO ESECUTIVO

*Ulteriori opere di mitigazione del rischio da caduta massi in
località Noboli – Lotto 2 a*



N° Titolo

08

**RELAZIONE DI
CALCOLO BARRIERA E
ANCORAGGI IN
ADERENZA**

Maggio 2024

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE DELLE FONDAZIONI DELLA BARRIERA PARAMASSI

RB 3000

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 «*Ulteriori opere di mitigazione del rischio da caduta massi in località Noboli – Lotto 1*».

L'intervento in esame prevede l'installazione di n. 2 barriere con uno sviluppo planimetrico di 150 metri lineari e una altezza nominale di 6 metri fuori terra. Le barriere in progetto hanno una capacità dissipativa di oltre $E_p = 3000$ kJ (Barriera RB 3000).

La barriera RB 100 UAF è dotata di opportuna certificazione, rilasciata dal TSUS – Building Testing and Research Institute di Bratislava che attesta il superamento positivo di prove di crash - test in scala reale, per valori di energia di impatto superiori a $E_p = 3000$ kJ.

È stato ipotizzato, in questa fase, che il terreno, per quanto concerne le sue caratteristiche geotecniche, fisiche e meccaniche sia formato da uno strato omogeneo per l'intera profondità d'infissione degli ancoraggi. Occorrerà, tuttavia, verificare con precisione, in sede esecutiva, nel corso delle perforazioni, la corrispondenza tra queste ipotesi progettuali e le caratteristiche effettivamente rinvenute in sito preventivamente all'accettazione dei risultati contenuti nella presente relazione.

Si prevede, inoltre, che la miscela di iniezione per la realizzazione di 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 (metodo IGU) ed abbia $R_{ck} > 300$ daN/cm².

Si evidenzia che le tutte le parti metalliche saranno opportunamente zincate secondo le normative vigenti e gli ancoraggi dovranno essere convenientemente protetti contro la potenzialità corrosiva dell'ambiente esterno dovute, ad esempio, alle reazioni chimiche che si possono instaurare e che sono legate alla presenza di acqua ed eventuali componenti chimici aggressivi.

Particolare attenzione, se necessario, dovrà essere usata, in fase esecutiva, affinché possano venire presi in considerazione gli opportuni accorgimenti per proteggere la da un punto di vista meccanico ed idraulico le teste degli ancoraggi il cui danneggiamento potrebbe comportare conseguenze negative per l'efficienza delle opere di fondazione.

Le opere di ancoraggio previste in questa relazione sono indicate schematicamente nella seguente tabella rimandandone ai paragrafi che seguiranno la verifica accurata.

In particolare, sono illustrate tipologie diverse che potranno essere scelte in relazione alle necessità e della caratterizzazione del terreno.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

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

- o **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.

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 Dywidag (950/1050 MPa)

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	$f_{tkS} = 10500$ daN/cm ²
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{ykS} = 9500$ daN/cm ²
coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1,15$
resistenza di calcolo dell'acciaio $= f_{yk} / \gamma_s =$	$f_{yds} = 8260,9$ daN/cm ²
resistenza di calcolo di taglio acciaio $= f_{ykS} / \sqrt{3} \gamma_s =$	$f_{vds} = 4769,4$ daN/cm ²
modulo elastico dell'acciaio	$E = 2,06 \cdot 10^6$ daN/cm ²

Ancoraggio in doppia fune spiroidale (EN 12385-10) tipo C-FAST con elemento di rinforzo circolare di testa

Carico rottura minimo per diametro nominale $\Phi 16$ $A_{\Phi 16} = 460,0$ kN

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

confezionata con cemento tipo 325 o superiore, utilizzo di additivo antiritiro, metodo iniezione IGU

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

Caratteristiche di progetto del terreno

Resistenza di calcolo aderenza malta – terreno sciolto $\tau_{ds} = 2,50$ daN/cm²

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 calcoli 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 $\gamma_R = 1,20$ 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 $\gamma_R = 1,15$ (pali trivellati) e si assume, a favore di sicurezza, il fattore di correlazione massimo $\xi_b = 1,70$.

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 2018), 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

Durante l'esecuzione delle prove di impatto in scala reale, sono stati registrati con idonee celle di carico, gli sforzi massimi agenti sulle funi principali e/o direttamente sugli ancoraggi, in accordo a EAD 340059-00-0106.

Tenuto conto della geometria della barriera e dei valori di picco registrati dalle celle di carico durante la prova MEL (Maximum Energy Level), vengono qui di seguito riportati i carichi massimi agenti sugli ancoraggi e alla base dei montanti:

T_L	=	264 kN	= massimo carico su ancoraggi laterali
T_M	=	262 kN	= massimo carico su ancoraggi di monte
N	=	263 kN	= massimo carico di compressione alla base del montante
V	=	206 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 $N = 263$ kN. Si rileva, inoltre, che la base del montante è soggetta anche ad una forza di taglio, che vale $V = 206$ kN. Si precisa che, a favore di sicurezza, nel corso delle verifiche, è stata trascurata la resistenza di attrito, esistente all'interfaccia tra piastra di base e il terreno sottostante (o il plinto, se esistente), che viene mobilitata, data la contemporanea presenza dello sforzo normale di compressione e quello di taglio.

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante $n_b = 2$ barre in acciaio. Si precisa che la barra disposta sul lato monte della piastra di base, potrà essere mantenuta verticale oppure inclinata, verso monte, di un angolo di circa $\zeta = 45^\circ$, mentre quella posta a lato valle sarà mantenuta verticale.

Si tenga conto delle seguenti relazioni che ne determinano le sollecitazioni:

Elemento	$N_b = N/2$ [kN]	$V_b = V/2$ [kN]
Barra lato valle	131,5	103,0

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	$\zeta = 0^\circ$ (verticale)	131,5	103,0
	$\zeta = 45^\circ$ (inclinata)	20,15	165,82

Per semplicità di calcolo e a favore di sicurezza, si assume che la barra oggetto di verifica sia soggetta ai carichi massimi $N_b = 131,5$ kN e $V_b = 165,82$ kN

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante $n_b = 2$ barre in acciaio tipo Dywidag in acciaio di grado 950/1050 MPa aventi diametro $\Phi 26,5$ mm inserite in perforazioni di diametro minimo $D = 89$ mm ciascuno, in modo da formare 2 micropali di lunghezza pari a 4,00 m.

Si determina la portata limite di ciascuna barra 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 8,9 cm
- L_1 lunghezza utile di aderenza del micropalo pari a 400 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 2,5 daN/cm² per lo strato oggetto di studio.

Da quanto sopra e dai coefficienti indicati si ottiene:

$$P_L = 38585,0 \text{ daN}$$

Per cui si ha un fattore di sicurezza pari a $P_L / N_b = 38585,0 / 13150 = 2,93 \geq 1,96$ (pari a $\gamma_R \xi_b$).
Nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio si ha

$$\sigma_f = N_b / A = 13150 / 5,52 = 2384,2 \text{ daN/cm}^2 < f_{yds} = 8260,9 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sic. } \theta = 3,46)$$

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

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

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

dove $A_a = 0,0 \text{ cm}^2$, $A_c = 56,70 \text{ cm}^2$, $A_s = 5,52 \text{ cm}^2$ sono, rispettivamente, le aree del profilo in acciaio, della sezione della miscela di iniezione e delle barre d'armatura, mentre $\gamma_a = 1,05$, $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$ sono i coefficienti di sicurezza.

$$N_{pl,Rd} = 53562,3 \text{ daN} > 13150 \text{ daN} \text{ con coeff. sic. } \theta = 4,07$$

La resistenza allo scorrimento fra acciaio e miscela di iniezione è dovuta alle tensioni di aderenza e all'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 e all'attrito:

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

$$\tau_{aderenza} = N_b / A_{aderenza} = 13150 / (2,65 \times \pi \times L) = 3,95 \text{ daN/cm}^2 < f_{bdc} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$J_i = \pi \Phi^4 / 64 + \pi / 64 [(d_{perf}^4 - \Phi^4) / n] = 22,79 \text{ cm}^4$$

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

$$\beta = W \times D \text{ con } W \text{ modulo di Winkler (pari a } 15,00 \text{ daN/cm}^3 \text{ [Pozzati]),}$$

$$D = \text{diametro di perforazione} = 8,9 \text{ cm}$$

Il valore di carico critico per l'instabilità risulta

$$P_K = 2 \times \sqrt{\beta \times E \times J} = 158340,8 \text{ daN}$$

Il coefficiente per instabilità risulta

$$\eta = P_K / (N_b) = 12,04 > 10 = \text{valore min. accettabile del coeff. per aste a coefficiente euleriano.}$$

Verifica sollecitazione delle barre

Si ipotizza, ora, che la piastra di base sia bloccata a terra unicamente mediante 2 tirafondi in barre tipo Dywidag in acciaio di grado 950/1050 MPa aventi diametro $\Phi 26,5 \text{ mm}$ e che il taglio venga assorbito esclusivamente dalle barre d'acciaio. La barra maggiormente sollecitata a taglio è la barra di monte, che è soggetta ad una forza di taglio pari a:

$$V_b = 16582 \text{ daN}$$

Posto $A_{res} = \pi \Phi^2 / 4 = 5,52 \text{ cm}^2$, la massima tensione tagliante per ogni barra vale:

$$\tau_{max} = 4 V_B / 3 A_{res} = 4008,6 \text{ daN / cm}^2 < f_{vds} = 4769,4 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sicurezza } \theta = 1,19)$$

Nota il valore di tensione dovuta al carico verticale, la tensione ideale vale:

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma^2 + 3 \tau_{max}^2)} = 6952,7 \text{ daN/cm}^2 < f_{yds} = 8260,9 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sicurezza } \theta = 1,19)$$

VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE

Nota il carico $T = T_L = 264 \text{ kN}$, 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 degli ancoraggi in doppia fune spiroidale $\Phi 16$ tipo C-FAST inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 102 \text{ mm}$ e lunghezza $L = 6,0 \text{ m}$.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 26400 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,60 \times 600) = 6,06 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui il coefficiente di sicurezza $\alpha = 4,44$, 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:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 26400 / (\pi \times 1,2 \times 10,2 \times 600) = 1,14 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dR} = 2,50 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\theta = \tau_{dR} / \tau = 2,18 \geq 2,16$ (pari a $\gamma_R \xi_a$).

Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune

$Q_c = 460,0 \text{ kN}$ = Carico minimo di rottura ancoraggio in doppia fune spiroidale $\Phi 16$

$Q_d = Q_c / 1,15 = 400,0 \text{ kN}$ = carico di rottura di progetto ancoraggio in doppia fune spiroidale

$T = 264 \text{ kN}$ = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\eta = Q_d / T = 1,52$ = fattore di sicurezza residuo

VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE

Nota il carico $T = T_M = 262 \text{ kN}$, 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 degli ancoraggi in doppia fune spiroidale $\Phi 16$ tipo C-FAST inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 102 \text{ mm}$ e lunghezza $L = 6,0 \text{ m}$.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{\text{lat}}) = 26200 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,60 \times 600) = 6,01 \text{ daN/cm}^2 < f_{\text{bd}} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ha un coefficiente di sicurezza $\alpha = 4,47$, 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:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 26200 / (\pi \times 1,2 \times 10,2 \times 600) = 1,14 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{\text{dR}} = 2,50 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\theta = \tau_{\text{dR}} / \tau = 2,20 \geq 2,16$ (pari a $\gamma_R \xi_a$).

Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune

$Q_c = 460,0 \text{ kN}$ = Carico minimo di rottura ancoraggio in doppia fune spiroidale $\Phi 16$

$Q_d = Q_c / 1,15 = 400,0 \text{ kN}$ = carico di rottura di progetto ancoraggio in doppia fune spiroidale

$T = 262 \text{ kN}$ = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\eta = Q_d / T = 1,53$ = fattore di sicurezza residuo

CONCLUSIONI

Nella seguente tabella si riportano le dimensioni degli ancoraggi da utilizzare per la realizzazione delle barriere paramassi progettate nell'ambito dei Lavori di *Ulteriori opere di mitigazione del rischio da caduta massi in località Noboli – Lotto 1*».

FONDAZIONE	TIPO DI ANCORAGGI	DIMENSIONI	DIAMETRO DI PERFORAZIONE
Fondazioni dei montanti	n. 2 barre in acciaio tipo Dywidag	Diametro = 26,5 mm Lunghezza = 4,0 m	Diametro minimo di perforazione = 89 mm
Ancoraggi laterali	Ancoraggi in doppia fune spiroidale tipo C-FAST	Diametro = 16 mm Lunghezza = 6,0 m	Diametro minimo di perforazione = 102 mm
Ancoraggi di monte	Ancoraggi in doppia fune spiroidale tipo C-FAST	Diametro = 16 mm Lunghezza = 6,0 m	Diametro minimo di perforazione = 102 mm

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. Dovrà essere pertanto cura della Direzione dei Lavori nonché dell'impresa esecutrice, verificare la corrispondenza delle ipotesi assunte a base dei calcoli alle reali condizioni d'impiego degli elementi preventivamente all'effettivo utilizzo degli stessi.

Si dovranno verificare in particolare:

- le specifiche condizioni locali del terreno al fine di valutarne la corrispondenza con le ipotesi progettuali, verificando particolarmente la coerenza tra previsioni stratigrafiche indicate nella presente relazione ed 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. Se necessario dovrà essere valutata da parte della D.L. l'utilità di eseguire prove di carico;
- verificare in sede esecutiva la coerenza dei coefficienti di aderenza terreno-materiale iniettato e armatura - materiale iniettato affinché non si verifichi, per gli elementi tesi, lo sfilamento del complesso metallico - nucleo - terreno iniettato dalla perforazione;
- verificare la compatibilità di materiali e modalità esecutive con le specifiche esigenze di ogni singolo intervento.