



PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

Corso Garibaldi, 59 - 42100 Reggio Emilia Tel 0522 444111 - Fax 0522 451676
E-mail: info@mbox.provincia.re.it - Web: http://www.provincia.re.it

SERVIZIO INFRASTRUTTURE, MOBILITA'
SOSTENIBILE E PATRIMONIO

REALIZZAZIONE DI BARRIERE PARAMASSI E REALIZZAZIONE DI OPERE DI SOSTEGNO A VALLE DELLA STRADA COMUNALE, VIA CASTAGNOLA Comune di Baiso PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE TECNICO - ILLUSTRATIVA

Il Dirigente del Servizio Infrastrutture,
Mobilità Sostenibile e Patrimonio:
Ing. Valerio Bussei

Il Progettista:
Ing. Francesco Vasirani
U.O. Prevenzione e gestione del
dissesto idrogeologico

Il Responsabile Unico del Procedimento:
Ing. Giuseppe Tummino
U.O. Gestione Manufatti

Collaboratori:
Arch. Raffaella Pancioli
Ing. Marino Gallo
Geom. Christian Riccò

REVISIONE			Redatto		Verificato o Validato	
Revis.	Data Revis.	Descrizione Modifiche	Data	Nome	Data	Nome

Elaborato n° 1	Data Progetto Giugno 2023	N° P.E.G.	Nome File
--------------------------	------------------------------	-----------	-----------

INDICE

1. PREMESSA	2
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE	2
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	3
4. DESCRIZIONE SINTETICA DELL'INTERVENTO	3
5. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	5
6. QUADRO ECONOMICO DEI LAVORI	7

1. PREMESSA

La Provincia di Reggio Emilia deve effettuare lavori di manutenzione straordinaria della galleria e dei tre viadotti presenti sulla SP486R che prevedono la chiusura di un tratto della stessa e la deviazione del traffico sulla strada comunale denominata Via Castagnola, in comune di Baiso.

A seguito di eventi meteo avversi occorsi nel mese di maggio e nello specifico nella seconda metà di maggio, su detta strada comunale si sono verificati due fenomeni di dissesto, uno di caduta massi (cfr. Foto 1) e l'altro di un cedimento della banchina stradale (cfr. Foto 4), che necessitano di ripristino e messa in sicurezza prima di procedere alla suddetta deviazione.

Il primo dissesto, situato lungo via Castagnola a circa 400 m. di distanza dall'incrocio della comunale con la S.P. 33 (Casa Poggioli – Ponte Secchia), è costituito dalla caduta di massi dalla scarpata di monte, il secondo, situato verso sud a circa 600 m. dal precedente, consistente in uno scoscendimento della scarpata di valle;

Con il Comune di Baiso è stato sottoscritto, in data 26/06/2023, un accordo di programma che prevede che la Provincia si impegni a contribuire alla manutenzione della strada comunale e ad eseguire come soggetto attuatore gli interventi necessari al ripristino dei dissesti citati al fine di mettere in sicurezza il tracciato alternativo comunale nei tempi più rapidi possibili con l'obiettivo di creare le condizioni per la deviazione dei flussi veicolari necessari agli interventi da effettuare sulla SP486R, che sono già appaltati e il cui inizio era previsto nel mese di giugno 2023.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il tratto di strada comunale denominata Via Castagnola, oggetto di intervento, si trova tra le località di Cà del Barcaiuolo e Cà dell'Anceletto. Il tratto stradale pressochè pianeggiante, ad una quota altimetrica di circa 265 metri s.l.m, e corre a mezza costa del versante esposto a sud, in sinistra idrografica del fiume Secchia (v. elaborato n°6).

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

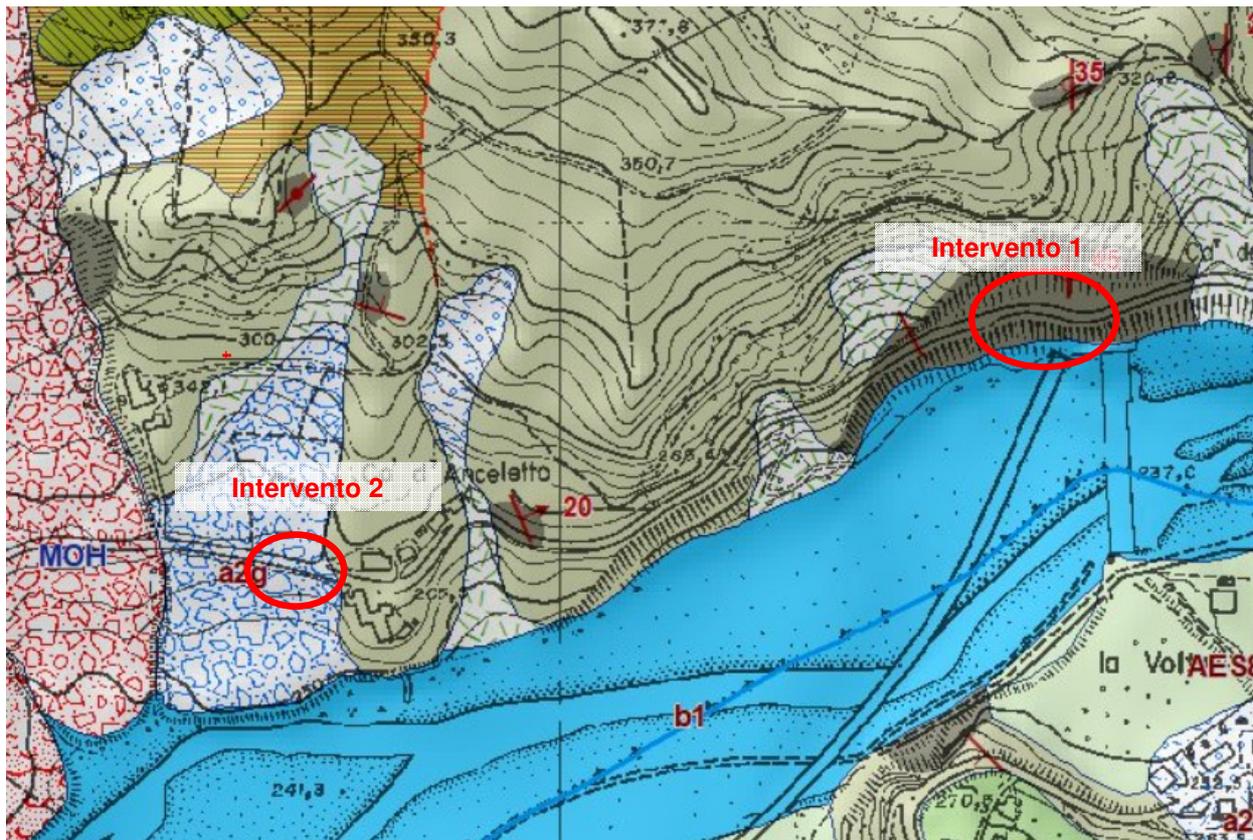


Figura 1 - Estratto della Cartografia Geologica della Regione Emilia-Romagna, per le due aree di intervento

Dalla cartografia Geologica della Regione Emilia-Romagna disponibile on-line sul sito della Regione (cfr. Figura 1), i depositi presenti al contorno dell'area di intervento sono:

- Formazione di Monghidoro: rocce costituite da alternanze tra livelli lapidei (arenarie cementate, calcareniti, calcilutiti) e livelli pelitici, aventi spessori tra loro variabili; per l'area di intervento 1;
- Deposito di frana quiescente complessa (a2g): le frane complesse più frequenti sul territorio appenninico sono costituite da scivolamenti accompagnati da colamenti di fango o detrito, per l'area di intervento 2.

4. DESCRIZIONE SINTETICA DELL'INTERVENTO

Intervento 1:

Si prevede il disaggio dei massi pericolanti su un'ampia estensione della scarpata. Questa lavorazione andrà effettuata chiudendo completamente la strada al transito per ragioni di sicurezza, dalle ore 8,30 alle 12.30 e dalle ore 13,30 alle ore 17, potendo poi ripristinare il passaggio negli orari di punta e di notte.

Una parte della paratia di protezione esistente verrà rialzata, collegando profilati metallici a quelli esistenti e collocando una rete paramassi sulla parte sopraelevata. Sia su questa porzione di paratia che su quella non interessata dal rialzo verranno sostituiti i tronchi di legno danneggiati che non svolgono più la loro funzione di contenimento.

Per un tratto di circa ml 50,00 si realizzerà una nuova barriera paramassi a rete di altezza pari a 3 metri, con assorbimento di energia pari 500 KJ (analoga a quella posata in un intervento simile eseguito dal comune di Baiso nel 2019, distante poche decine di metri); ancorata al terreno con chiodi per la fondazione dei montanti e con funi spiroidali per gli ancoraggi laterali e di monte.

La parte del pendio nel settore occidentale dell'area di intervento 1 (cfr. Foto 2) , sarà interessato da un rinforzo corticale realizzato con una maglia di 3x3 mt con barre autoperforanti $\Phi=32$ mm della lunghezza di 5,00 ml, posa di rete metallica e stesa di funi perimetrali e di parete per permettere una migliore adesione della rete alla parte rocciosa; la superficie interessata ha una dimensione di 18x12 ml. Si prevede inoltre la chiodatura di alcuni massi sempre con barre autoperforanti $\Phi=32$ mm di lunghezza 5,00 ml.

Queste lavorazioni saranno realizzate limitando il transito a senso unico alternato regolato da semaforo.

Intervento 2:

In questo tratto si rende necessario intervenire rimuovendo il terreno instabile, realizzando una palizzata in pali di castagno infissi nel terreno a sostegno del rilevato, da realizzarsi mediante il riporto di materiale granulare ed infine sistemando la scarpata fino al livello della banchina stradale (Foto 4).

Anche queste lavorazioni saranno realizzate limitando il transito a senso unico alternato regolato da semaforo.

ELABORATI DI PROGETTO

Gli elaborati redatti a corredo del progetto esecutivo, sono i seguenti:

n. elaborato	titolo
1	Relazione tecnico-illustrativa
2	Elenco prezzi unitari
3	Computo metrico estimativo e Quadro economico
4	Piano di sicurezza e coordinamento, Cronoprogramma
5	Capitolato speciale d'appalto parte tecnica (integrazioni)
6	Inquadramento territoriale
7	Planimetria, documentazione fotografica, e particolari costruttivi

5. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1 – Vista aerea dell'area dove sono avvenuti i crolli di massi (area di intervento 1).



Foto 2 – Vista del versante nel settore occidentale dove verrà eseguito il rinforzo corticale e la chiodatura dei massi più voluminosi (area di intervento 1)



Foto 3 – Particolare dei massi caduti nel settore orientale dove verrà posata la barriera paramassi (area di intervento 1).



Foto 4 - Vista del dissesto che interessa la scarpata di valle, dove verrà ripristinata la scarpata di valle e la banchina stradale (area di intervento 2).

6. QUADRO ECONOMICO DEI LAVORI

	Importi parziali	Importi TOTALI
LAVORI IN APPALTO		
Lavori a misura (soggetti a ribasso)	€ 151'146.65	
Oneri per la sicurezza (non soggetti a ribasso)	€ 11'281.26	
DETRAZIONE RIBASSO DEL 12,51%	-€ 18'908.45	
TOTALE - Lavori in appalto		€ 143'519.46
SOMME A DISPOSIZIONE		
IVA Lavori (22%)	€ 31'574.28	
Assicurazioni verificatore e progettista	€ 250.00	
Incentivi per funzioni tecniche (art. 113 comma 2 D.Lgs. 50/2016) pari all'80%	€ 2'296.31	
Incentivi per funzioni tecniche (art. 113 comma 2 D.Lgs. 50/2016) pari all'20%	€ 574.08	
Imprevisti, accordi bonari e arrotondamenti	€ 1'785.87	
TOTALE - Somme a disposizione		€ 36'480.54
IMPORTO COMPLESSIVO		€ 180'000.00

Categorie dei lavori:

DESCRIZIONE	%	CAT.	IMPORTO
BARRIERE PARAMASSI, FERMANEVE E SIMILI	100%	OS 12B	€ 143'519.46

Per le descrizioni, le quantità ed i prezzi unitari delle singole lavorazioni e degli oneri della sicurezza si rimanda all'elaborato Computo metrico estimativo.

I prezzi unitari utilizzati sono stati estrapolati dai seguenti prezzi:

- Listino prezzi ANAS 2023: NC-MP.2023 - Rev.1;
- Listino prezzi ANAS 2023: MR.2023 - Rev.1;
- Listino prezzi ANAS 2023: SIC.2023 - Rev.1;

- “Elenco regionale dei prezzi delle opere pubbliche della Regione Emilia-Romagna - Annualità 2023”, approvato con Deliberazione di Giunta regionale n. 462 del 27/03/2023, modificato con Determina Dirigenziale N. 9700 del 05/05/2023.

**REALIZZAZIONE DI BARRIERE PARAMASSI STRADA
COMUNALE, VIA CASTAGNOLA**

PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

COMUNE DI BAISO



Elaborato da

DOTT. ING. ANNA MARIA LA ROVERE
ANNA.LAROVERE@IGS-GEO.COM
+39 3472389116



DOTT. GEOL. DAVID POMARÈ MONTIN
DAVID.POMARE@IGS-GEO.COM
+39 3409644172



REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
RO	22/06/2023	EMISSIONE	BB	ALMR-DPM	ALMR-DPM

COMMITTENTE

TAZZIOLI E MAGNANI SRL
VIA GANAPINI, 27
CASTELNOVO NE'MONTI (RE)

PROGETTISTA

IGS SRL

SOMMARIO

1. PREMESSA	2
2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI	3
3. RELAZIONE SUI MATERIALI.....	4
3.1 ANCORAGGI IN FUNE SPIROIDALE.....	4
3.2 ARMATURE DELLE BARRE ALLA BASE DEI MONTANTI	4
3.3 MALTA D'INIEZIONE	4
4. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	5
5. VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA	5
6. FONDAZIONI DELLE BARRIERE	5
6.1 COMBINAZIONI DI CARICO.....	5
6.2 CARICHI DI PROGETTO	6
6.3 VERIFICA ELEMENTI DI FONDAZIONE E ANCORAGGIO	6
6.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI DEI MONTANTI	7
6.3.2 VERIFICHE DI SICUREZZA ANCORAGGI FLESSIBILI	10
7. RISULTATI VERIFICHE BARRIERE RMC 050/A	12
7.1 PLINTO DI BASE.....	13
8. PROVE DI CARICO	14
8.1 PROVE DI CARICO IN CORSO D'OPERA SU ANCORAGGI.....	14
8.2 PROVE DI COLLAUDO SU ANCORAGGI FUORI OPERA	14

ALLEGATI		
N°	A	FONDAZIONI MONTANTI BARRIERA PARAMASSI RMC 050/A
	B	ANCORAGGI CONTROVENTATURE BARRIERA PARAMASSI RMC 050/A

I. PREMESSA

La presente relazione commissionata dalla ditta Tazzioli e Magnani s.r.l. di Castelnovo ne' Monti (RE) viene redatta per definire il dimensionamento e la verifica delle fondazioni delle barriere paramassi con capacità dissipativa non minore di 500kJ.

In questa sede sono svolti i dimensionamenti relativi alle fondazioni delle barriere tipo RMC 050/A di altezza 3m, con capacità dissipativa non minore di 500kJ e disposte in un unico filare di lunghezza 50 m. Le barriere RMC 050/A sono dotate di Valutazione Tecnica Europea ETA n.11/0371 rilasciata dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Le opere di fondazione della barriera saranno dimensionate in ragione del kit certificato prescelto dall'installatore.

Le fondazioni verranno dimensionate cautelativamente assumendo che il terreno sia formato da un solo strato omogeneo per l'intera profondità di infissione.

I parametri geotecnici del terreno di fondazione sono stati ricavati dalle relazioni geologiche e di calcolo redatte nel 2019 nell'ambito del progetto esecutivo "Intervento di messa in sicurezza della scarpata di monte della strada comunale - Località Lugo - Comune di Baiso (RE)".

Si prevede, inoltre, che la miscela di iniezione per la realizzazione di elementi di trasmissione al terreno degli sforzi indotti dalla struttura in elevazione, sia di tipo cementizio e sia posta in opera secondo il processo di iniezione di tipo globale a bassa pressione in un'unica soluzione (metodo IGU) ed abbia $R_{ck} > 300$ daN/cm².

Si evidenzia che tutte le parti metalliche saranno opportunamente zincate secondo le normative vigenti e gli ancoraggi potranno essere convenientemente protetti contro la potenzialità corrosiva dell'ambiente esterno, dovuta ad esempio, alle reazioni chimiche che si possono innescare in presenza di acqua e di eventuali componenti chimici aggressivi.

Se necessario, particolare attenzione dovrà essere usata in fase esecutiva affinché si possano eventualmente considerare degli opportuni accorgimenti per proteggere la superficie di contatto "nucleo iniettato - terreno di fondazione" in quanto tale superficie può diventare via di scorrimento di acqua meteorica che potrebbe determinare danni alla struttura degli ancoraggi con conseguenti ripercussioni sull'efficienza delle opere di fondazione.

Si precisa che, ai sensi del Cap. 11.1 del D.M. 17.01.2018, gli ancoraggi, essendo materiali e prodotti per uso strutturale, dovranno essere dotati di marcatura CE in conformità a Benestare Tecnici Europei (ETA), ovvero, in alternativa, dovranno essere in possesso di un Certificato di Valutazione Tecnica all'Impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

La principale normativa di riferimento è la seguente:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni», pubblicato in Supplemento Ordinario alla “Gazzetta Ufficiale” n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale).
- Ministero Delle Infrastrutture e Dei Trasporti - Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 (GU Serie Generale n.35 del 11-02-2019 - Suppl. Ordinario n. 5).
- UNI EN 206:2021 “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- UNI 11104:2016 “Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206”
- UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - parte 1-1, indicato anche EC2.
- UNI EN 1993-1-11 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio;
- UNI EN 1997-1 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali, indicato anche EC7.
- Decreto 31 luglio 2012 “Approvazione delle appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli eurocodici”.
- UNI EN 10025. “Prodotti laminati a caldo in acciai non legati per impieghi strutturali Condizioni tecniche di fornitura”;
- UNI EN 10219 - “Profilati cavi saldati formati a freddo per impieghi strutturali. Condizioni tecniche di fornitura”;
- UNI EN ISO 1461 – “Rivestimenti di zincatura per l'immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli di acciaio – Specificazione e metodi di prova”;
- UNI EN 10218-2 – Filo di acciaio e relativi prodotti;
- UNI EN 10244-2. Fili e prodotti trafilati di acciaio. Rivestimenti metallici non ferrosi sui fili di acciaio. Parte 2: Rivestimenti di zinco o di leghe di zinco;
- UNI EN 10264-1. Fili e prodotti trafilati in acciaio. Filo di acciaio per funi. Requisiti generali;
- UNI EN 10264-2. Fili e prodotti trafilati in acciaio. Filo di acciaio per funi. Filo di acciaio non legato trafilato a freddo per funi per applicazioni generali;
- UNI EN 12385-1. Funi in acciaio. Sicurezza. Parte 1: Requisiti generali;
- UNI EN 12385-10. Funi in acciaio. Sicurezza. Parte 10: Funi spirodali per usi strutturali generali;
- UNI EN 10223-3. Fili e prodotti di acciaio per recinzioni. Reti in acciaio a maglie esagonali per impieghi industriali;
- UNI 5397 – “Prodotti finiti d'acciaio laminati a caldo – Travi HE ad ali larghe parallele – Dimensioni e Tolleranze”;
- UNI EN13411-1 – Estremità' per funi di acciaio. Redance per brache a fune di acciaio.
- UNI 11211-4:2018: “Opere di difesa dalla caduta massi - Parte 4: Progetto definitivo ed esecutivo”
- EAD 340059-00-0106 “FALLING ROCK PROTECTION KITS” Luglio 2018 (ex ETAG 27)
- EAD 340020-00-0106 “Flexible kits for retaining debris flows and shallow landslides/open hill debris flows” Giugno 2016
- Raccomandazioni A.I.C.A.P. giugno 2012 - “Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce”.
- UNI EN 1537:2013: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Tiranti di ancoraggio”
- UNI EN 14199:2015 “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Micropali”.

3. RELAZIONE SUI MATERIALI

I materiali utilizzati devono soddisfare le caratteristiche fisico-meccaniche date dalle normative vigenti. Si riportano, di seguito, le sole caratteristiche di resistenza dei materiali.

3.1 Ancoraggi in fune spiroidale

Per la formazione degli ancoraggi dei controventi laterali e di monte si prevede l'utilizzo di ancoraggi in fune spiroidale, classe 1770 N/mm² – UNI EN 12385/10, aventi caratteristiche riportate in **Tabella 1**.

Tipologia ancoraggi	Singola fune
Carico di rottura minimo singola fune Ø14	182.0 kN

Tipologia ancoraggi doppia fune spiroidale	ICAF 44 Standard
Carico di rottura minimo dell'ancoraggio Ø14	R _{tk} = 305.0 kN

Tabella 1: Caratteristiche degli ancoraggi in fune spiroidale.

3.2 Armature delle barre alla base dei montanti

Per la formazione degli ancoraggi alla base dei montanti delle barriere si prevede l'utilizzo di barre autoperforanti Ø32 mm spessore 7.2 mm aventi caratteristiche riportate in **Tabella 2**.

Tipologia barre autoperforanti	ARCO RBS 32x7,2 STD
Snervamento barra	R _y = 313 kN
Carico di rottura barra	R _u = 385 kN
Tensione di snervamento barra	f _y = 607 MPa

Tabella 2: Caratteristiche meccaniche delle barre di fondazione.

3.3 Malta d'iniezione

La malta d'iniezione sia degli ancoraggi che delle barre è prevista di classe C25/30. Le caratteristiche sono riportate in **Tabella 3**.

Classe di resistenza	C25/30
Resistenza cubica caratteristica a compressione	R _{ck} = 30 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} = 0,83 · R _{ck} = 25 MPa
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} = f _{ck} + 8 = 33 MPa
Modulo elastico	E _{cm} = 22000 (f _{cm} /10) ^{0,3} = 30588.56 MPa
Coefficiente di sicurezza	γ _M = 1.50
Resistenza monoassiale carichi lunga durata	α _{cc} = 0.85
Resistenza media a trazione semplice	f _{ctm} = 0,30 · f _{ck} ^{2/3} = 2.56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	f _{ctk} = 0,7 · f _{ctm} = 1.80 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd} = α _{cc} · f _{ck} / γ _M = 14.16 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd} = f _{ctk} / γ _M = 1,20 MPa
Resistenza caratteristica di aderenza	f _{bk} = 2.25 · 1 · 1 · f _{ctk} = 4.05 MPa
Resistenza di calcolo di aderenza	f _{bdc} = f _{bk} / γ _M = 2.70 MPa
Resistenza di calcolo di aderenza (sezioni circolari riempite di miscela)	f _{bdc} = 5.5 MPa

Tabella 3: Caratteristiche della malta d'iniezione.

4. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Secondo le relazioni geologica e di calcolo del progetto esecutivo “Intervento di messa in sicurezza della scarpata di monte della strada comunale - Località Lugo - Comune di Baiso (RE)”, l’area di studio presenta alternanze di strati arenacei e marnosi.

I calcoli verranno svolti considerando cautelativamente un unico strato omogeneo al quale si associa un valore del parametro di adesione malta-terreno q_s pari a 0.20 MPa, scelto sulla base della classificazione per terreni di origine arenacea presente in letteratura (ISRM, News Journal, 1995 vol. 2).

Il coefficiente di amplificazione del bulbo per iniezione globale unica (IGU) è imposto cautelativamente pari a $\alpha_d = 1.1$.

5. VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA

La vita nominale prevista per la struttura V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita utile della barriera paramassi in oggetto è riportata nella seguente tabella:

Tipo di costruzione	Vita Nominale V_N (in anni)
Barriera paramassi	≥ 25

Tabella 4: Vita nominale della struttura.

6. FONDAZIONI DELLE BARRIERE

6.1 Combinazioni di carico

Il dimensionamento delle fondazioni relative a barriere paramassi si svolge considerando, in prima battuta, le azioni agenti sulla barriera distinguendole in:

- 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 costanti nel tempo (peso proprio di tutti gli elementi strutturali e carico permanente);
- Variabili (Q): azioni sulla struttura o sull’elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo.

L’azione preponderante è costituita dall’urto del masso o della frana sulla barriera stessa che genera delle forze sugli elementi di fondazione di diversi ordini di grandezza superiori alle forze statiche e dinamiche generate dal peso della struttura e dall’eventuale forza sismica annessa. Le forze dovute all’impatto della frana o dei massi risultano di tipo eccezionale.

Le azioni agenti sulla struttura vengono dunque combinate secondo quanto previsto al §2.5.3 delle NTC 2018 dalla combinazione eccezionale impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A (urti e impatti, incendi, esplosioni).

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Poiché le azioni permanenti e variabili sono molto inferiori alle sollecitazioni dovute all’urto, esse possono essere trascurate.

Secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche D.M. 17/01/2018, § 6.6 e seguenti, la verifica di sicurezza agli stati limite ultimi degli ancoraggi è stata condotta utilizzando nel calcolo il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3), tenuto conto che, in tale combinazione, viene assunto quanto segue:

- I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno come da **Tabella 5**;
- Il coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggi di tipo permanente $\gamma_{Ra,p} = 1.20$;
- Per la verifica dei pali, secondo le Norme Tecniche D.M. 17/01/2018 (§ 6.4.3 e seguenti), si utilizzerà il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3) per pali trivellati come da **Tabella 6**.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	C_{u_k}	$\gamma_{cu'}$	1.0	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_t	γ_γ	1.0	1.00

Tabella 5: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno - Tab §6.2.II NTC.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,30
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

Tabella 6: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali - Tab §6.4.II.

6.2 Carichi di progetto

I carichi di progetto indicati nella **Tabella 7** e utilizzati per il dimensionamento e le verifiche delle fondazioni delle barriere paramassi derivano dalle forze di picco registrate dalle celle di carico sulle funi e/o sui punti di fondazione (ancoraggi) durante il test MEL (Massimo Livello Energetico) eseguito in accordo con ETAG 027.

Tipo di carico	Valori progetto – RMC 050/A
Trazione massima su ancoraggi laterali	75.60 kN
Trazione massima su ancoraggi di monte	63.87 kN
Compressione alla base dei montanti	58.37 kN
Taglio alla base dei montanti	83.57 kN

Tabella 7: Carichi di progetto sulle fondazioni.

6.3 Verifica elementi di fondazione e ancoraggio

Le fondazioni dei montanti saranno verificate per i carichi di compressione e taglio registrate dalle celle di carico durante il test MEL.

Gli ancoraggi laterali o di controvento costituiti da un ancoraggio in doppia fune spiroidale saranno verificati singolarmente per la forza registrata negli specifici elementi.

6.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI DEI MONTANTI

Si riporta nel seguito la descrizione dei metodi di calcolo utilizzati per la verifica delle fondazioni dei montanti realizzate con:

- Fondazione costituita da 2 barre autoporforanti.

Verifica a compressione/trazione della barra

La verifica a compressione/trazione valuta che l'armatura sia in grado di resistere allo sforzo di compressione o trazione applicato. Si trascura il contributo dovuto alla malta d'iniezione e si considera unicamente la sezione d'acciaio.

Dev'essere verificato che:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d [kN] è l'azione di progetto;
- R_d [kN] è la resistenza di progetto a compressione dell'armatura.

La resistenza di progetto è calcolata come:

$$R_d = (A \cdot f_{yk}) / \gamma_s$$

con:

- A è l'area della sezione utile della barra/micropalo;
- f_{yk} è la tensione di snervamento dell'acciaio della barra;
- γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio, pari a 1,15, come indicato al paragrafo 4.1.2.1.1.3 delle NTC 2018.

Verifica a taglio della barra

La verifica a taglio valuta che il micropalo o la barra sia in grado di resistere allo sforzo di taglio applicato dalla barriera alla base del montante. Si trascura il contributo dovuto alla malta d'iniezione e si considera unicamente la sezione dell'acciaio.

Dev'essere verificato che:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d [kN] è l'azione di progetto;
- R_d [kN] è la resistenza di progetto a taglio dell'armatura.

La resistenza al taglio di progetto è calcolata come:

$$R_d = A \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_s}$$

con:

- A è l'area resistente al taglio della barra;
- f_{yk} è la tensione di snervamento dell'acciaio della barra/micropalo;
- γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio, pari a 1,15, come indicato al paragrafo §4.1.2.1.1.3 delle NTC 2018.

Verifica a sfilamento micropalo-malta

Deve risultare verificata la disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

- E_d [kN] è l'azione di progetto;
- R_d [kN] è la resistenza di progetto a sfilamento all'interfaccia barra-malta;

La resistenza di progetto R_d è pari a:

$$R_d = (\pi \cdot \varnothing \cdot L) f_{bd}$$

Dove:

- \varnothing è il diametro esterno del micropalo;
- L è la lunghezza dell'interfaccia;
- f_{bd} è la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo di progetto calcolata secondo la formulazione 4.1.6 delle NTC 2018.

Verifica capacità portante verticale (portanza per attrito laterale)

Si verifica la formulazione 2.2.1 delle NTC 2018:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

- E_d [kN] è l'azione di progetto;
- R_d [kN] è la resistenza laterale di progetto a trazione o compressione del micropalo/barra;

La resistenza di progetto è stata valutata ricorrendo al metodo di Bustamante & Doix: tale procedura è riportata come Metodo 2 all'interno delle Raccomandazioni "Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce" dell'AGI-AICAP.

Il metodo si basa sull'uso della resistenza unitaria allo sfilamento della fondazione denominata " q_s " e su una stima del diametro effettivo " D " della fondazione.

Nel caso in esame i micropali saranno realizzati ricorrendo ad un'unica iniezione (IGU).

La tensione limite di aderenza bulbo terreno " q_s " è pari a 0.20 Mpa, come riportato al capitolo 4.

Il diametro di calcolo del bulbo di fondazione che contribuisce a generare l'aderenza terreno – bulbo può essere stimato ricorrendo al coefficiente $\alpha_d = 1.1$ (**Figura 1**), come definito al capitolo 4.

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata V_s	Rapporto A/C
	IRS ($p_i \geq p_i$)	IGU ($p_i < p_i$)		
Ghiaia	1,8	1,3 ÷ 1,4	1,5 V_s	1,7 ÷ 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 ÷ 1,8	1,2 ÷ 1,4	1,5 V_s	
Sabbia ghiaiosa	1,5 ÷ 1,6	1,2 ÷ 1,3	1,5 V_s	
Sabbia grossa	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia media	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia fine	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia limosa	1,4 ÷ 1,5	1,5 ÷ 2,0	IRS: (1,5 ÷ 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s	
Limo	1,4 ÷ 1,6	1,1 ÷ 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s	1,7 ÷ 2,4
Argilla	1,8 ÷ 2,0	1,2	IRS: (2,5 ÷ 3) V_s ; IGU: (1,5 ÷ 2) V_s	
Marna	1,8	1,1 ÷ 1,2	(1,5 ÷ 2) V_s per strati compatti	1,7 ÷ 2,4
Calcarei marnosi	1,8	1,1 ÷ 1,2	(2 ÷ 6) V_s o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 ÷ 1,2	(2 ÷ 6) V_s o più per strati poco fratturati	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	2 V_s o più per strati fratturati	1,7 ÷ 2,4
IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione p_i : pressione limite dalla prova pressiométrica Menard p_i : pressione di iniezione			$V_s = L_f D_s^2 / 4$ L_f : lunghezza della fondazione D_s : diametro reale della fondazione	
Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)				

Figura 1: valori del coefficiente α_d per la stima del diametro di calcolo del bulbo di ancoraggio (AGI, AICAP, Ancoraggio nei terreni e nelle rocce, 2012).

La resistenza allo sfilamento caratteristica, adottando metodi di calcolo analitici, si calcola come:

$$R_{ak} = \min \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

I fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 sono funzione del numero di profili d'indagate i cui valori sono riportati di seguito (Tab 6.4.IV NTC18):

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

La resistenza di progetto si determina come:

$$R_{cd} = R_{ck} / \gamma_{Rc}$$

$$R_{td} = R_{tk} / \gamma_{Rt}$$

Dove i coefficienti di sicurezza parziali γ_R da applicare alla resistenza caratteristica sono contenuti nella tabella §Tab 6.4.II della NTC2018:

La capacità limite caratteristica (a trazione e a compressione) viene calcolata con la formula:

$$R_k = (\pi \cdot d \cdot \alpha \cdot L \cdot q_s) / \xi$$

Mentre quella di progetto:

$$R_d = \left[\frac{\pi \cdot d \cdot \alpha \cdot L \cdot q_s}{\xi} \right] / \gamma_R$$

Verifica di stabilità dell'elemento compresso (micropalo/barre)

Per la verifica di stabilità della fondazione compressa si deve verificare che il carico di compressione di progetto “ E_d ” soddisfi la relazione:

$$R_d = \frac{P_K}{10} > E_d$$

Dove P_K è il valore di carico critico per l'instabilità calcolabile dalla formula

$$P_K = 2\sqrt{\beta \cdot E \cdot J}$$

Con:

$\beta = W \cdot D$ modulo di reazione per unità di spostamento laterale e per unità di larghezza;

W modulo di Winkler;

D diametro di perforazione;

$$J_i = \frac{\pi}{64} \left[(d_e^4 - d_i^4) + \frac{d_i^4}{\eta} \right] \quad \text{per micropalo tubolare;}$$

$$J_i = \frac{\pi}{64} \phi^4 + \frac{\pi}{64} \left[\frac{(D_{perf}^4 - \phi^4)}{\eta} \right] \quad \text{per barre di acciaio.}$$

6.3.2 VERIFICHE DI SICUREZZA ANCORAGGI FLESSIBILI

Nel seguito si riportano le formulazioni utilizzate per la verifica dei tre meccanismi di rottura degli ancoraggi flessibili utilizzati quali fondazione delle funi di ancoraggio della barriera. Tali fondazioni sono composte da una doppia fune spiroidale inserita in apposito foro e successivamente iniettata con malta cementizia; quindi, i 3 possibili meccanismi di collasso sono:

- Rottura della doppia fune per trazione;
- Sfilamento dell'ancoraggio all'interfaccia malta – fune;
- Sfilamento dell'ancoraggio all'interfaccia malta – terreno.

Verifica a trazione

Si verifica la formulazione 2.2.1 delle NTC 2018, ovvero:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

- E_d [kN] è l'azione di progetto;
- R_d [kN] è la resistenza caratteristica fornita dal produttore dell'ancoraggio in doppia fune divisa per il coefficiente di sicurezza γ_R .

In mancanza di precise indicazioni normative è stato scelto di utilizzare un coefficiente γ_R pari a 1.15.

Verifica a sfilamento dell'interfaccia ancoraggio - malta

Si verifica la formulazione 2.2.1 delle NTC 2018:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

- E_d [kN] è l'azione di progetto;

- R_d [kN] è la resistenza di progetto (aderenza fune-malta);

Nel caso specifico la resistenza di progetto è pari all'aderenza caratteristica fune – malta valutabile con la seguente relazione (Segre, 1985):

$$R_d = \left[\pi \cdot \sum_i (d_i \cdot L) \right] \beta_b \cdot \eta_1 \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} \cdot \delta \cdot k$$

Dove:

- $\sum d_i$ = somma dei diametri dei trefoli o barre contenuti in un'unica guaina o perforazione, nel caso di più di 4 elementi utilizzare il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi;
- L = lunghezza di calcolo della fondazione;
- f_{ctk} = resistenza caratteristica a trazione della malta di iniezione;
- γ_c = coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo;
- β_b = coefficiente di aderenza: 2.25 per barre nervate, 3 per trefoli;
- δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero di elementi in tensione contenuti nella stessa guaina o perforazione;
- k = coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici e dalla presenza di eventuali dispositivi di ancoraggio profondi.

Nel caso in esame si fa riferimento a quanto riportato al paragrafo 3.3 per la malta e ai coefficienti riportati in **Tabella 8** e **Tabella 9**.

Si assume $\beta_b=3$ per trefoli, k = 1,3 per trefoli compatti allo stato naturale e $\delta=0,8$ poiché si hanno due elementi di tensione paralleli.

Tipologia armatura	Coefficiente correttivo k
Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti allo stato naturale	1,3
Trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti verniciati o unti	0,75 - 0,85
Fili lisci con ringrossi o compression grips all'estremità profonda, barre lisce con dado e rondella all'estremità profonda	1,7
Trefoli normali con compression grips all'estremità profonda	2,5

Tabella 8 : Coefficiente correttivo k dipendente dallo stato delle superfici delle armature.

Coefficiente correttivo δ (da Segre, 1985)												
Per "n" elementi di tensione separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature alternate del fascio												
n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
δ	1,00	0,89	0,81	0,72	0,63	0,55	0,48	0,42	0,36	0,32	0,28	0,24
Per "n" elementi di tensione paralleli												
n	1	2	3	4								
δ	1,00	0.80	0.60	0.50								

Tabella 9 : Coefficiente correttivo δ dipendente dal numero di elementi di tensione.

Verifica sfilamento dell'interfaccia malta – terreno

Si verifica la formulazione 2.2.1 delle NTC 2018:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

- E_d [kN] è l'azione di progetto;
- R_d [kN] è la resistenza di progetto a trazione all'interfaccia malta-terreno;

La resistenza di progetto è stata valutata ricorrendo al metodo di Bustamante & Doix: tale procedura è riportata come Metodo 2 all'interno delle Raccomandazioni "Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce" dell'AGI-AICAP.

Nel caso in esame gli ancoraggi saranno realizzati ricorrendo ad un'unica iniezione (IGU).

La tensione limite di aderenza bulbo terreno " q_s " è pari a 0.20 Mpa, come riportato al capitolo 4.

Il diametro di calcolo del bulbo di fondazione che contribuisce a generare l'aderenza terreno – bulbo può essere stimato ricorrendo al coefficiente $\alpha_d = 1.1$ (Figura 1), come definito al capitolo 4.

La resistenza allo sfilamento caratteristica, adottando metodi di calcolo analitici, si calcola come:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

I fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} sono funzione del numero di profili d'indagine i cui valori sono riportati di seguito (Tab 6.6.III NTC18):

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

La resistenza di progetto si determina come:

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R$$

applicando alla resistenza caratteristica i coefficienti parziali γ_R della seguente tabella (Tab 6.6.I NTC18):

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

La capacità limite caratteristica viene calcolata con la formula:

$$R_{ak} = (\pi \cdot d \cdot \alpha \cdot L \cdot q_s) / \xi_a$$

e quella di progetto con:

$$R_{ad} = \left[\frac{\pi \cdot d \cdot \alpha \cdot L \cdot q_s}{\xi_a} \right] / \gamma_R$$

7. RISULTATI VERIFICHE BARRIERE RMC 050/A

Le verifiche degli elementi di fondazione e ancoraggio delle barriere RMC 050/A sono state sviluppate secondo le considerazioni teoriche riportate nei paragrafi precedenti.

La azioni sulle fondazioni sono riportate in **Tabella 10**:

Tipo di carico	Valori progetto – RMC 050/A
Trazione massima su ancoraggi laterali	75.60 kN
Trazione massima su ancoraggi di monte	63.87 kN
Compressione alla base dei montanti	58.37 kN
Taglio alla base dei montanti	83.57 kN

Tabella 10: Carichi di progetto sulle fondazioni.

Gli sviluppi numerici, le possibili configurazioni fondazionali adottate ed il risultato delle verifiche delle fondazioni dei montanti sono riportati in **Allegato A**, mentre quelle riguardanti gli ancoraggi laterali e di monte sono riportati nell'**Allegato B**.

Nelle tabelle seguenti sono riportati sinteticamente le tipologie di ciascun ancoraggio (**Tabella 11**), delle fondazioni utilizzate (**Tabella 12**) per il montante e le loro caratteristiche.

Ancoraggi	Tipo ancoraggio	Ø (mm)	Ø _{perf.} (mm)	L _{ancoraggio} (m)
Laterali	ICAF 44 STANDARD	14	90	4
Monte	ICAF 44 STANDARD	14	90	4

Tabella 11: Tipologia e quantità ancoraggi laterali e di monte.

Fondazione montante	Tipo fondazione	Ø (mm)	Ø _{perf.} (mm)	L _{ancoraggio} (m)
Barre armatura	n.2 Barre autopercoranti	32	51	3

Tabella 12: Tipologie fondazioni barriera.

Il dimensionamento e la verifica oggetto della presente relazione si basano su delle ipotesi progettuali, prima tra tutte l'assunzione di specifici carichi di progetto e tipologia di terreno di fondazione. Tutte le eventuali variazioni delle condizioni al contorno che non rispettassero tali ipotesi nonché tutte le eventuali variazioni non presunte, comporteranno evidentemente la necessità di procedere alla verifica della validità dei risultati ottenuti e riportati nella presente relazione.

Si dovrà pertanto verificare la corrispondenza delle ipotesi assunte a base dei calcoli alle reali condizioni di impiego degli elementi preventivamente all'effettivo utilizzo degli stessi. Verificando 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.
- 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.
- la compatibilità di materiali e le modalità esecutive con le specifiche esigenze di ogni singolo intervento.

7.1 Plinto di base

Per l'appoggio omogeneo della piastra di base del montante può risultare opportuno predisporre un plinto in calcestruzzo armato. Il plinto non assume alcuna funzione strutturale in quanto si ipotizza che i carichi vengano trasferiti al terreno esclusivamente dal micropalo e dalle barre in acciaio.

Le dimensioni sono scelte in relazione alla morfologia del pendio. I plinti dei montanti dovranno essere completamente interrati per evitare che le funi longitudinali inferiori rimangano sollevate dal terreno.

I plinti dei montanti dovranno avere dimensioni minime di 60x40x40 (L x l x h) cm con armatura di $\phi 12/25$ cm nelle due direzioni e calcestruzzo C25/30.

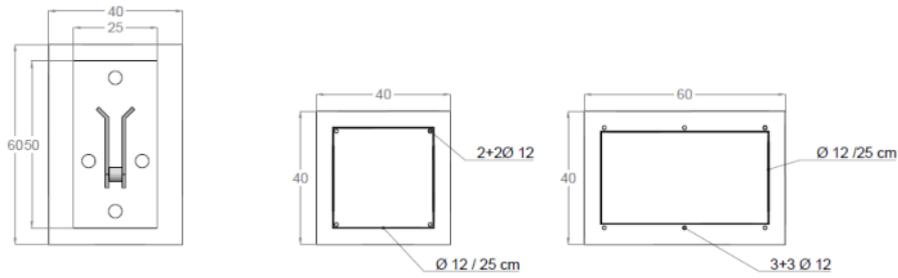


Figura 2: Plinto di fondazione in ca per posizionamento piastra del montante.

8. PROVE DI CARICO

8.1 Prove di carico in corso d'opera su ancoraggi

L'art. §6.6.4.2. "Prove di carico in corso d'opera sugli ancoraggi" delle NTC 2018 prevede l'esecuzione di prove di carico in corso d'opera, effettuate sugli ancoraggi per controllarne il comportamento sotto le azioni di progetto.

La prova consiste nell'applicazione di un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,20 volte l'azione di progetto P_d (carico misurato nel corso della prova SEL) utilizzata per le verifiche SLE, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.

Si fa presente che ai sensi dell'Allegato B della norma UNI 11211-4:2018, relativamente alle barriere paramassi, si prevede che laddove il valore calcolato dell'azione di progetto P_d ecceda quello misurato durante la prova MEL (Maximum Energy Level), il carico di collaudo dovrà essere pari al carico misurato durante la prova MEL.

Il produttore delle barriere RMC 050/A ha fornito i seguenti carichi derivanti dalla lettura delle celle di carico nel corso delle prove di tipo SEL (Service energy level) e MEL (maximum energy level):

BARRIERA RMC 050/A	Carico di trazione al SEL [kN]	Carico al MEL [kN]
Ancoraggio laterale	33.90 kN	33.90 kN
Ancoraggio di monte	29.79 kN	29.79 kN

Tabella 13: Carichi derivanti da lettura delle celle di carico alle prove SEL e MEL Barriera RMC 050/A.

Tenuto conto che la prova per ancoraggi in opera consiste (Allegato B della UNI 11211-4:2018) nell'applicazione di un ciclo semplice di carico e scarico nel quale il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,20 volte l'azione di progetto P_d riferita alle prove SEL, si ha che il carico di collaudo è:

BARRIERA RMC 050/A	Prove di carico su ancoraggi in opera
Ancoraggio laterale	33.90 kN x 1.20 = 40.68 kN
Ancoraggio di monte	29.79 kN x 1.20 = 35.75 kN

Tabella 14: Carichi per le prove di carico su ancoraggi in opera Barriera RMC 050/A.

Per le indicazioni esecutive si rimanda alla norma UNI EN 11211-4:2018 e alle Raccomandazioni A.I.C.A.P. giugno 2012.

8.2 Prove di collaudo su ancoraggi fuori opera

Le prove di collaudo su ancoraggi fuori opera, realizzati con lo stesso sistema costruttivo, nello stesso sito e nelle stesse condizioni ambientali di quelli in opera, consistono nell'applicazione di un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo

il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,20 volte l'azione P_{max} registrata nel corso della prova MEL, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.

BARRIERA RMC 050/A	Prove di carico su ancoraggi fuori opera
Ancoraggio laterale	75.60 kN x 1.20 = 90.72 kN
Ancoraggio di monte	63.87 kN x 1.20 = 76.64 kN

Tabella 15: Carichi per le prove di carico su ancoraggi fuori opera Barriera RMC 050/A.

Per le indicazioni esecutive si rimanda alla norma UNI EN 11211-4:2018 e alle Raccomandazioni A.I.C.A.P. giugno 2012.

S. Stefano di Cadore, giugno 2023

Per IGS srl:

Ing. Anna Maria La Rovere

Dott. Geol. David Pomarè Montin





ALLEGATO A

FONDAZIONI MONTANTI BARRIERA PARAMASSI RMC 050/A

FONDAZIONI TIPO: BARRE AUTOPERFORANTI RBS STD

DATI DI BASE			
CARATTERISTICHE MALTA D'INIEZIONE (NTC18 4.1.2.1.1.4)			
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	=	25 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c	=	1.5 -
Resistenza media a trazione semplice (NTC18 formula 11.2.3a)	f_{ctm}	=	2.56 MPa
Resistenza a trazione caratteristica $0,7f_{ctm}$ (NTC18 §11.2.10.2)	f_{ctk}	=	1.80 MPa
Condizione di aderenza (1 buona, 0.7 non buona aderenza)	η_1	=	1 -
ARMATURA BARRE			
Armatura	Barre auto perforanti ARCO RBS STD		
Numero barre	n	=	2 -
Diametro barra	Φ	=	32 mm
Spessore barra	s	=	7.2 mm
Diametro interno barra	Φ_{int}	=	17.60 mm
Diametro nominale di perforazione	D_d	=	51 mm
Lunghezza barre	L	=	3.00 m
Resistenza di snervamento barra	R	=	313 kN
Tensione di snervamento	f_{yk}	=	607 MPa
Modulo di Young	E	=	210000 MPa
Coefficiente riduzione resistenza tangenziale malta per diametro della barra	η_2	=	1.00 -
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza malta (NTC18 formula 4.1.7)	f_{bk}	=	4.04 MPa
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto malta (NTC18 formula 4.1.6)	f_{bd}	=	2.69 MPa
PARAMETRI CAPACITA' PORTANTE			
Teoria	Bustamante e Doix 1985		
Metodo d'iniezione	IGU - bassa pressione >0,5 Mpa		
Coefficiente di calcolo diametro medio del bulbo di ancoraggio	α_d	=	1.10 -
Aderenza limite	q_s	=	0.20 MPa
AZIONI DI PROGETTO			
Fondazioni tipo	Barre auto perforanti RBS STD		
Massima forza sul montante compressione	N	=	58.37 kN
Massima forza sul montante taglio	T	=	83.57 kN
VERIFICA FONDAZIONE MONTANTI A BARRE			
RESISTENZA ARMATURA TRAZIONE/COMPRESSIONE - Approccio 2			
Coefficiente amplificativo azioni variabili	Y_q	=	1.0 -
Azione di progetto N	E_d	=	29.19 kN
Area trasversale	A	=	561 mm ²
Coefficiente parziale acciaio (4.1.2.1.1.3 NTC18)	γ_R	=	1.15 -
Resistenza di progetto	R_d	=	272.17 kN
Coefficiente di sicurezza R_d/E_d	Γ	=	9.33 -
Soddisfatta			SI
RESISTENZA ARMATURA TAGLIO- Approccio 2			
Coefficiente amplificativo azioni variabili	Y_q	=	1.0 -
Azione di progetto T	E_d	=	41.79 kN
Area trasversale	A	=	357 mm ²
Coefficiente parziale acciaio (4.1.2.1.1.3 NTC18)	γ_R	=	1.15 -
Resistenza di progetto	R_d	=	108.77 kN
Coefficiente di sicurezza R_d/E_d	Γ	=	2.60 -
Soddisfatta			SI
ADESIONE BARRA/MALTA - Approccio 2			
Coefficiente amplificativo azioni variabili	Y_q	=	1.0 -
Azione di progetto N	E_d	=	29.19 kN
Resistenza di progetto	R_d	=	812.25 kN
Coefficiente di sicurezza R_d/E_d	Γ	=	27.83 -
Soddisfatta			SI

CAPACITA' PORTANTE LATERALE COMPRESSIONE - Approccio 2

Coefficiente amplificativo azioni variabili	Y_q	=	1.0 -
Azione di progetto N	E_d	=	29.19 kN
Diametro reso	D_s	=	56.1 mm
Fattori di correlazione (Tab. 6.4.III NTC18)	ξ	=	1.80 -
Coefficiente parziale resistenza laterale pali trivellati in compressione (Tab. 6.4.II NTC18)	Y_R	=	1.15 -
Resistenza di calcolo	$R_{c,cal}$	=	105.69 kN
Resistenza caratteristica	R_{ck}	=	58.72 kN
Resistenza di progetto	R_d	=	51.06 kN
Coefficiente di sicurezza R_d/E_d	Γ	=	1.75 -

Soddisfatta**SI****STABILITA' MICROPALO COMPRESSO**

Coefficiente amplificativo azioni variabili	Y_q	=	1.0 -
Azione di progetto N	E_d	=	29.19 kN
Momento inerzia micropalo	J	=	47232.9 mm ⁴
Modulo di Winkler	W	=	1.0 N/mm ³
Modulo di reazione	β	=	51.0 N/mm ²
Resistenza di progetto	R_d	=	142.25 kN
Coefficiente di sicurezza R_d/E_d	Γ	=	4.87 -

Soddisfatta**SI**

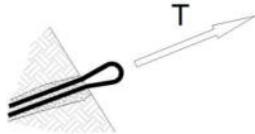
<i> Riassunto verifiche </i>			
		Γ	Soddisfatta
Verifica fondazione montanti - barra addizionale	Resistenza armatura a compressione	9.33	SI
	Resistenza armatura a taglio	2.60	SI
	Adesione barra / malta	27.83	SI
	Capacità portante laterale compressione	1.75	SI
	Stabilità elemento compresso	4.87	SI



ALLEGATO B

ANCORAGGI CONTROVENTATURE BARRIERA PARAMASSI RMC 050/A

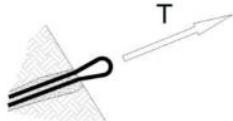
ANCORAGGI TIPO: ANCORAGGIO LATERALE - RMC 050/A

DATI DI BASE			
CARATTERISTICHE MALTA D'INIEZIONE (NTC18 4.1.2.1.1.4)			
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	=	25 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c	=	1.5 -
Resistenza media a trazione semplice (NTC18 formula 11.2.3a)	f_{ctm}	=	2.56 Mpa
Resistenza a trazione caratteristica $0,7f_{ctm}$ (NTC18 §11.2.10.2)	f_{ctk}	=	1.80 Mpa
Condizione di aderenza (1 buona, 0.7 non buona aderenza)	η_1	=	0.7 -
Diametro della barra (1 per $\Phi \leq 32$)	η_2	=	1.0 -
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza (NTC18 formula 4.1.7)	f_{bk}	=	2.83 MPa
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto (NTC18 formula 4.1.6)	f_{bd}	=	1.89 MPa
ANCORAGGIO IN DOPPIA FUNE SPIROIDALE			
Modello ancoraggio tipo			ICAF 44 standard
Diametro nominale di perforazione	D_d	=	90 mm
Lunghezza ancoraggio	L	=	4.00 m
Diametro delle funi	Φ	=	14 mm
Resistenza del sistema di ancoraggio	R_{tk}	=	305 kN
PARAMETRI CAPACITA' PORTANTE			
Teoria			Bustamante e Doix 1985
Metodo d'iniezione			IGU - bassa pressione >0,5 Mpa
Coefficiente di calcolo diametro medio del bulbo di ancoraggio	α_d	=	1.10 -
Aderenza limite	q_s	=	0.2 MPa
AZIONI DI PROGETTO			
Modello barriera tipo			ANCORAGGIO LATERALE - RMC 050/A
			
Massima forza negli ancoraggi	T	=	75.60 kN
VERIFICA ANCORAGGI FLESSIBILI			
RESISTENZA ANCORAGGIO - (A1+M1+R3)			
Coefficiente amplificativo azioni variabili	γ_q	=	1.0 -
Azione di progetto T	E_d	=	75.6 kN
Coefficiente di sicurezza resistenza ancoraggio	γ_R	=	1.15 -
Resistenza di progetto	R_d	=	265.2 kN
Coefficiente di sicurezza R_d/E_d	Γ	=	3.51 -
Soddisfatta			SI
SFILAMENTO INTERFACCIA ANCORAGGIO/MALTA (Segre, 1985) - (A1+M1+R3)			
Coefficiente amplificativo azioni variabili	γ_q	=	1.0 -
Azione di progetto T	E_d	=	75.6 kN
Coefficiente di aderenza (2.25 per barre nervate, 3 per trefoli)	β_b	=	3
Coefficiente correttivo dipendente dal numero di elementi in tensione	δ	=	0.8
Coeff. correttivo dipendente dallo stato delle superfici delle armature	k	=	1.3
Resistenza di progetto	R_d	=	919.4 kN
Coefficiente di sicurezza R_d/E_d	Γ	=	12.16 -
Soddisfatta			SI
SFILAMENTO INTERFACCIA MALTA/TERRENO - (A1+M1+R3)			
Coefficiente amplificativo azioni variabili	γ_q	=	1.0 -
Azione di progetto T	E_d	=	75.6 kN
Diametro reso	D_s	=	99 mm
Fattori di correlazione (Tab. 6.6.III NTC18)	ξ	=	1.80 -
Coefficienti parziali resistenza ancoraggi (Tab. 6.6.I NTC18)	γ_R	=	1.20 -
Resistenza di calcolo	$R_{a,c}$	=	248.7 kN
Resistenza caratteristica	R_{ak}	=	138.2 kN
Resistenza di progetto	R_{ad}	=	115.1 kN
Coefficiente di sicurezza R_d/E_d	Γ	=	1.52 -
Soddisfatta			SI

Riassunto verifiche

		Γ	Soddisfatta
Verifiche ancoraggi flessibili	Resistenza ancoraggio	3.51	SI
	Sfilamento interfaccia ancoraggio/malta	12.16	SI
	Sfilamento interfaccia malta/terreno	1.52	SI

ANCORAGGI TIPO: ANCORAGGIO MONTE - RMC 050/A

DATI DI BASE			
CARATTERISTICHE MALTA D'INIEZIONE (NTC18 4.1.2.1.1.4)			
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	=	25 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c	=	1.5 -
Resistenza media a trazione semplice (NTC18 formula 11.2.3a)	f_{ctm}	=	2.56 Mpa
Resistenza a trazione caratteristica $0,7x f_{ctm}$ (NTC18 §11.2.10.2)	f_{ctk}	=	1.80 Mpa
Condizione di aderenza (1 buona, 0.7 non buona aderenza)	η_1	=	0.7 -
Diametro della barra (1 per $\Phi \leq 32$)	η_2	=	1.0 -
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza (NTC18 formula 4.1.7)	f_{bk}	=	2.83 MPa
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto (NTC18 formula 4.1.6)	f_{bd}	=	1.89 MPa
ANCORAGGIO IN DOPPIA FUNE SPIROIDALE			
Modello ancoraggio tipo			ICAF 44 standard
Diametro nominale di perforazione	D_d	=	90 mm
Lunghezza ancoraggio	L	=	4.00 m
Diametro delle funi	Φ	=	14 mm
Resistenza del sistema di ancoraggio	R_{tk}	=	305 kN
PARAMETRI CAPACITA' PORTANTE			
Teoria			Bustamante e Doix 1985
Metodo d'iniezione			IGU - bassa pressione >0,5 Mpa
Coefficiente di calcolo diametro medio del bulbo di ancoraggio	α_d	=	1.10 -
Aderenza limite	q_s	=	0.2 MPa
AZIONI DI PROGETTO			
Modello barriera tipo			ANCORAGGIO MONTE - RMC 050/A
			
Massima forza negli ancoraggi	T	=	63.87 kN
VERIFICA ANCORAGGI FLESSIBILI			
RESISTENZA ANCORAGGIO - (A1+M1+R3)			
Coefficiente amplificativo azioni variabili	γ_q	=	1.0 -
Azione di progetto T	E_d	=	63.87 kN
Coefficiente di sicurezza resistenza ancoraggio	γ_R	=	1.15 kN
Resistenza di progetto	R_d	=	265.2 kN
Coefficiente di sicurezza R_d/E_d	Γ	=	4.15 -
Soddisfatta			SI
SFILAMENTO INTERFACCIA ANCORAGGIO/MALTA (Segre, 1985) - (A1+M1+R3)			
Coefficiente amplificativo azioni variabili	γ_q	=	1.0 -
Azione di progetto T	E_d	=	63.87 kN
Coefficiente di aderenza (2.25 per barre nervate, 3 per trefoli)	β_b	=	3
Coefficiente correttivo dipendente dal numero di elementi in tensione	δ	=	0.8
Coeff. correttivo dipendente dallo stato delle superfici delle armature	k	=	1.3
Resistenza di progetto	R_d	=	919.4 kN
Coefficiente di sicurezza R_d/E_d	Γ	=	14.39 -
Soddisfatta			SI
SFILAMENTO INTERFACCIA MALTA/TERRENO - (A1+M1+R3)			
Coefficiente amplificativo azioni variabili	γ_q	=	1.0 -
Azione di progetto T	E_d	=	63.87 kN
Diametro reso	D_s	=	99 mm
Fattori di correlazione (Tab. 6.6.III NTC18)	ξ	=	1.80 -
Coefficienti parziali resistenza ancoraggi (Tab. 6.6.I NTC18)	γ_R	=	1.20 -
Resistenza di calcolo	$R_{a,c}$	=	248.7 kN
Resistenza caratteristica	R_{ak}	=	138.2 kN
Resistenza di progetto	R_{ad}	=	115.1 kN
Coefficiente di sicurezza R_d/E_d	Γ	=	1.80 -
Soddisfatta			SI

 Riassunto verifiche 			
		Γ	Soddisfatta
Verifiche ancoraggi flessibili	Resistenza ancoraggio	4.15	SI
	Sfilamento interfaccia ancoraggio/malta	14.39	SI
	Sfilamento interfaccia malta/terreno	1.80	SI