



REGIONE AUTONOMA
FRIULI VENEZIA GIULIA

REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA
PROVINCIA DI UDINE
COMUNE DI VENZONE

**INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA
VERSANTE FRANOSO CICLABILE
PIOVERNO - CAVAZZO**
CUP I47H24001130002 CIG B9C29DC796

S. F. T. E. - ESECUTIVO

Titolo dell'elaborato :

**Intervento Versante Franoso Ciclabile Pioverno - Cavazzo
- RELAZIONE CALCOLO BARRIERA PARAMASSI
RB1000 H 4 e RETI ADERENZA**

Elaborato:

R

Numero / tavola:

9

Data: Giugno 2026

Codice file : TAVOLA S9.dwg

Scala:

Tolleranze: EN 22768-1/2

Terminologia: UNI 9510:89

Formato:

A3L

PROGETTAZIONE:

ing. Ermes COPETTI
Ordine Ingegneri Udine n. 1577A

geol. Davide SERAVALLI
Ordine dei geologi FVG n. 372

PRESTAZIONI SPECIALISTICHE E COLLABORAZIONI:

ing. Ermes COPETTI
geol. Davide SERAVALLI

DIRETTORE DEI LAVORI:

ing. Ermes COPETTI

COMMITTENTE:



Comune di Venzone
Piazza Municipio, n. 1
33010 Venzone (UD)

PROGETTAZIONE :

ing. Ermes COPETTI
Via Galileo Galilei, n.17
33010 - Tavagnacco (UD)
Tel. 339 2589678
Mail: studiocopetti@libero.it - PEC: ermes.copetti@ingpec.it

Revisione	Data	Aggiornamento	Redatto	Verificato	Approvato
0	Giugno 2026	Emissione	EC	EC	EC

REGIONE FRIULI VENEZIA GIULIA

Provincia di UDINE

COMUNE DI VENZONE

**“Lavori di MESSA IN SICUREZZA VERSANTE FRANOSO CICLABILE
PIOVERNO – CAVAZZO IN COMUNE DI VENZONE”**

Committente : COMUNE DI VENZONE

CIG: B9C29DC796

CUP: I47H24001130002

**- RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERA PARAMASSI
Tipo RB1000H4 e RETI IN ADERENZA
- per risanamento Versante Franoso e Parete Rocciosa**

-

- RELAZIONE SUI MATERIALI
- RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI
- RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE
- VALIDAZIONE DEI RISULTATI
- PIANO DI MANUTENZIONE DELL'OPERA



-

- Ortofoto inquadramento generale - area intervento A e B

dr. ing. ERMES COPETTI

Via Galileo Galilei 17 Feletto Umberto - 33010 TAVAGNACCO (UD) – studiocopetti@libero.it

OGGETTO: "Lavori di MESSA IN SICUREZZA VERSANTE FRANOSO CICLABILE
PIOVERNO – CAVAZZO IN COMUNE DI VENZONE"

- **BARRIERA PARAMASSI Tipo RB1000H4 e RETI IN ADERENZA**
- **per risanamento Versante Franoso e Parete Rocciosa**

RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI

Relazione illustrativa concernente le caratteristiche, qualità e dosatura dei materiali da impiegare per la realizzazione delle strutture in conglomerato cementizio semplice e armato.

La presente relazione viene redatta ai sensi dell'Art. 4 Comma III par. 6 della L. 05.11.71 n. 1086 allo scopo di fornire all'impresa costruttrice, l'assistente dei lavori e al Direttore dei Lavori un quadro sintetico delle caratteristiche dei materiali da impiegare.

I dati sono desunti dalla relazione di calcolo e dai grafici di progetto:

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

- 1) **Rete Metallica in acciaio** a doppia torsione con maglia tipo 8x10 cm e fili acciaio Tipo C come da tabella UNI465 $\phi = 3$ mm zincati a caldo, ancoraggi in barre diwidag $\phi = 25$ mm L = 3,00 m su una maglia di 3x3 m, perforazione $\phi = 50$ mm L = 3,00 m iniettata con malta cementizia Rck 30 Mpa, fune spiroidale in sommità $\phi = 16$ mm, e funi laterali, inferiore e diagonali $\phi = 12$ mm
- 2) **Barre Diwidag $\phi = 25$ mm acciaio 500/550**

Barre a filettatura continua CTB: caratteristiche tecniche

Hot rolled Continuous Threaded Bars: technical details

Standard

STD	CODE	LR20S	LR25S	LR28S	LR32S	LR40S	LR50S	LR57S	LR63S
Nominal Diameter	mm	20	25	28	32	40	50	57,5	63,5
Steel Grade	N/mm ²	500/550						555/700	
Load at Yield Min.	kN	157	245	308	402	628	982	1441	1758
Ultimate Load Min.	kN	169	265	332	434	678	1078	1818	2217
A _{gt}	%	≥ 6%							
Average section	mm ²	314	490	615	803	1255	1963	2596	3167
Weight	kg/m	2,47	3,85	4,83	6,31	9,86	15,41	20,38	24,86
Diameter min/max	mm	20/23	25/29	28/32	32/36	40/45	50/56	57,5/63	63,5/70

Perforazioni di diametro $d \geq 50$ mm e lunghezza L = 3,00 m in parete

Funi spiroidale in trefoli acciaio $d = 16$ mm in sommità e $d = 12$ mm al piede in diagonale e sui lati perimetrali secondo UNI 2408, UNI 10262-2 tensione snervamento $f_y = 1770$ MPa

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

Additivo antiritiro tipo MasterRoc FLC100 o similari

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	$f_{ck} = 249,0 \text{ daN/cm}^2 = 0,83 \times R_{ck}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_m = 1,50$

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 d'ancoraggio			
Tipo barra	-	B450C	
Tensione caratteristica a snervamento acciaio	f_{yks}	450.00	MPa
Tensione caratteristica a rottura acciaio	f_{tks}	540.00	MPa
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ_s	1.15	-
Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yds} = f_{yks} / \gamma_s$	391.30	MPa
Resistenza di calcolo a taglio acciaio	$f_{vds} = f_{yks} / \sqrt{3} \gamma_s$	225.92	MPa
Modulo elastico acciaio	$E_{acciaio}$	2.06E+05	MPa
Ancoraggi in doppia fune spiroidale			
Carico di rottura minimo - tipo C-FAST14	Q_{min}	350.0	kN
Carico di rottura minimo - tipo C-FAST16	Q_{min}	460.0	kN
Malta cementizia			
Tipologia malta cementizia	-	C25/30	
Resistenza a compressione caratteristica cemento	R_{ck}	30.00	MPa
Resistenza monoassiale per carichi di breve durata	f_{ck}	24.90	MPa
Resistenza media a trazione semplice assiale	f_{ctm}	2.56	
Coeff. di aderenza	η_1	0.70	-
Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo	f_{ctk}	1.79	MPa
Coeff. Funzione del diametro della barra	η_2	1.00	
Coefficiente di sicurezza parziale relativo al calcestruzzo	γ_m	1.50	-
Coefficiente riduttivo per carichi di lunga durata	α_{cc}	0.85	-
Resistenza a compressione di calcolo	f_{cd}	14.11	MPa
Tensione aderenza malta-acciaio nervato caratteristica	f_{bk}	4.03	MPa
Tensione aderenza malta-acciaio nervato di calcolo	f_{bd}	2.69	MPa

1

Il progettista
delle strutture
ing. Ermes Copetti

Il direttore
dei lavori:

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

D.M. 02.08.1980: Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali

D.M. 17 Gennaio 2018 : “Norme Tecniche per le Costruzioni ”.

Circolare n.7 del 21 gennaio febbraio 2019 – Ministero delle infrastrutture e dei trasporti –

UNI ENV 206-1: 2006

UNI 11104: 2004

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.

3 CARICHI DI PROGETTO

Con riferimento alle reti in aderenza ed alla azione sismica del sedime ricadente in zona sismica prima categoria $Z = 1$

*I valori dei parametri a_g , F_0 e T^*c determinati sono relativi a situazioni geologiche corrispondenti ad un sito con assenza di effetti locali dei terreni, ovvero con presenza di substrato sismico ($V_{s30} > 800 \text{ m/s}$) affiorante o sub affiorante ed in condizioni morfologiche pianeggianti.*

FATTORE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

La morfologia superficiale riveste un'importanza determinante sull'amplificazione sismica di sito come dimostrano i rilevanti danni strutturali rilevati in corrispondenza di elementi morfologici come i rilievi, le scarpate o i canyon. Si possono distinguere tre configurazioni d'interesse: cresta, scarpata e canyon. La situazione per il caso in esame si può ricondurre alla configurazione di tipo scarpata. Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati in tabella, in funzione delle categorie topografiche definite nella Tab. 3.2.III delle NTC 2018 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento. L'area in esame ha una pendenza variabile con tratti sub verticali e, cautelativamente, si è scelto di utilizzare la **categoria topografica T2** (pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$).

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO DI FONDAZIONE

Sulla base dello studio geologico eseguito e delle relative indagini, nel sedime intervento, trattasi di "Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio $> 800 \text{ m/s}$, comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m " ai sensi del Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 secondo la tab. 3.2.II riportata di seguito.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s , eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m .
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s .
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s .
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s .
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m .

Figura 21-Estratto dalle NTC2018 per le Categorie di suolo

In base a ciò, i terreni presenti appartengono alla categoria di suolo A (Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s , eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3

m.). In definitiva ai fini dell'individuazione dei parametri sismici locali si hanno le seguenti categorie per il sito in esame: categoria di sottosuolo: **A** categoria topografica: **T2**.

Trattandosi di un "opera ordinaria", l'opera in progetto ha una vita nominale, intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata, pari a 50 anni.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

- Pertanto avremo:

$$- V_r = V_n \cdot C_u = 50 \cdot 1,00 = 50 \text{ anni}$$

Carichi secondo NTC 2018 D.M. 17.01.2018

3.1 DETERMINAZIONE CARICHI DI PROGETTO

A favore di sicurezza, si ipotizza che l'instabilità possa coinvolgere la coltre superficiale dell'ammasso roccioso per uno spessore massimo pari a 1,0 m.

COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni agenti sui chiodi a favore di sicurezza vengono assunte come variabili (Q).

Si utilizza dunque la sola seguente combinazione (art. 2.5.3. NTC 2018), impiegata per gli stati limite ultimi: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

Da quanto sopra, considerando un coefficiente di sicurezza parziale γ_{Q1} pari a 1,5 (v. tab. 6.2.I di NTC 2018), emerge che l'azione di punzonamento agente sulla rete e l'azione di trazione di progetto agente sul chiodo è pari a: **35,13 KN**

Progettazione degli ancoraggi

Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale [°]	ε	10
Tensione di snervamento di progetto dell'acciaio [MPa]	$f_{y,d}$	391.30
Sezione efficace della barra di ancoraggio [mm ²]	S_d	327.19
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio [kN]	$F_{y,d}$	112.52
Diametro nominale di perforazione [mm]	ϕ_{drill}	50.00
Forza di sfilamento dovuta al carico trasmesso dalla rete [A] [kN]	P_2	24.84
Forza di sfilamento dovuta all'instabilità della porzione superficiale dell'ammasso roccioso [B] [kN]	P_1	35.13
Massima forza di sfilamento (maggiore tra A e B) [kN]	P	35.13
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona stabile [m]	L_s	1.61
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona instabile [m]	L_i	0.73
Lunghezza minima dell'ancoraggio [m]	L_t	3.00

VERIFICA RIVESTIMENTO

Le forze calcolate sono confrontate con la resistenza a punzonamento della rete ottenuta dalle prove di laboratorio normate (UNI 11437: 2012). La rete prevista in progetto è caratterizzata da un **carico limite a punzonamento non inferiore a 21,99 kN**, quando testata in accordo a UNI 11437:2012, **ovvero su un campione di prova di dimensioni pari a circa 3,0x3,0 m. Il carico limite tollerato dal rivestimento nella configurazione di progetto è determinato dalla curva caratteristica della rete.**

VERIFICA CHIODATURE

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 che le barre di ancoraggio siano inghisate mediante malta cementizia C25/30 o in resine epossidiche bi-componente ad alte prestazioni in cartuccia per ancoraggi strutturali.**

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 nel 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 massimo con il valore $\xi_a = 1,80$.

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

La rete sarà fissata alla roccia della parete mediante chiodature in barre in acciaio tipo Diwidag500/550 aventi diametro Φ 25 mm di lunghezza minima pari a 2,00 m con interasse 3,0x3,0 m, inseriti in perforazioni di diametro minimo $D = 50$ mm.

Qui di seguito le caratteristiche delle barre in acciaio:

1) Barre Diwidaq $\phi = 25$ mm acciaio 500/550

Barre a filettatura continua CTB: caratteristiche tecniche

Hot rolled Continuous Threaded Bars: technical details

Standard

STD	CODE	LR20S	LR25S	LR28S	LR32S	LR40S	LR50S	LR57S	LR63S
Nominal Diameter	mm	20	25	28	32	40	50	57,5	63,5
Steel Grade	N/mm ²	500/550						555/700	
Load at Yield Min.	kN	157	245	308	402	628	982	1441	1758
Ultimate Load Min.	kN	169	265	332	434	678	1078	1818	2217
A _{gt}	%	≥ 6%							
Average section	mm ²	314	490	615	803	1255	1963	2596	3167
Weight	kg/m	2,47	3,85	4,83	6,31	9,86	15,41	20,38	24,86
Diameter min/max	mm	20/23	25/29	28/32	32/36	40/45	50/56	57,5/63	63,5/70

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

Additivo antiritiro tipo MasterRoc FLC100 o similari

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

$$f_{ck} = 249,0 \text{ daN/cm}^2 = 0,83 \times R_{ck}$$

Coefficiente di sicurezza

$$\gamma_m = 1,50$$

Per quanto riguarda la tensione di aderenza tra malta e roccia si assume un valore cautelativo pari a 0,25 MPa (ovvero 2.5 daN/cm²).

3.2 SOFTWARE UTILIZZATI PER L'ELABORAZIONE DELLE OPERE

La modellazione delle strutture e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con MACRO1 prodotto da Officine Maccaferri spa. Il codice di calcolo, ampiamente utilizzato a livello nazionale, è fornito con manuale di validazione in cui i risultati ottenuti con il programma vengono positivamente confrontati con quelli reperibili in letteratura. Il sottoscritto ha inoltre provveduto ad esaminare la documentazione sulla validazione dei codici di calcolo resa disponibile dal produttore del software ed a modellare ed analizzare con il suddetto software i file di esempio forniti dal produttore ed altre semplici casistiche. Quindi, è stata verificata la congruenza numerica dei risultati ottenuti dal calcolo automatico con quelli ottenibili in maniera manuale ed avvalendosi dei risultati presentati nella letteratura tecnica.

3.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Si adottano le combinazioni di carico previste dalla normativa al §2.5.3

3.3.1 Combinazioni di carico allo SLU

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G1} G_2 + \gamma_{Q1} Q_1 + \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_i$$

Dove:

G_1 = pesi propri della struttura, spinta delle terre e spinta idrostatica

G_2 = pesi propri portati

Q_1 = azione variabile dominante

Q_i = azioni variabili

Si è fatto riferimento ai valori dei coefficienti di combinazione riportati nella tab. 2.5.1

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Le verifiche degli elementi di fondazione e geotecniche vengono eseguite secondo l'approccio 2, A1-M1-R3.

I coefficienti di combinazione per i diversi approcci di verifica previsti per le opere geotecniche, sono di seguito elencati:

La normativa definisce tre serie di coefficienti parziali.

- **A** Coefficienti da applicare alle azioni (permanenti, variabili e sismiche)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti strutturali G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali G_2	Favorevole	γ_{G2}	0	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili Q	Favorevole	γ_Q	0	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

- **M** Coefficienti parziali riduttivi delle resistenze dei materiali (angolo d'attrito, coesione, resistenza a taglio non drenata)

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	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

- **R** coefficienti che operano direttamente sulla resistenza del sistema, definiti di volta in volta in base alla struttura geotecnica analizzata, che nel caso dei tiranti valgono:

	γ_R
tiranti permanenti $\gamma_{a,p}$	1.2
tiranti temporanei $\gamma_{a,t}$	1.1

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 $\gamma_R = 1,35$ 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.

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

e

Pericolosità sismica di base

Il sito in esame interessa un tratto di pendio del monte San Simeone e Monte Festa lungo la ciclovia "FVG 6 – Ciclovia del Tagliamento", in località Pioverno, comune di Venzone in sponda dx del Fiume Tagliamento in corrispondenza al punto in cui le acque del Fella confluiscono nel Tagliamento ad una quota compresa tra 260 e 400 m s.l.m.. Le situazioni tettonica e geologica della zona sono ben delineate, l'area di intervento si situa in un tratto di versante alpino. Il versante è quasi interamente costituito da roccia affiorante o sub-affiorante, le uniche acque presenti sono da ruscellamento superficiale in occasione degli eventi meteorologici più intensi.

Sulla viabilità, a causa degli eventi meteo estate 2023 nel corso dell'incendio sono sradicati e caduti svariati alberi provocando pure la caduta di alcuni massi di dimensioni medio piccole (<0,1 mc) staccatisi dalle pendici soprastanti la strada Pioverno - Cavazzo. Sul versante sono presenti aree che attualmente, a causa degli eventi meteo verificatisi, non risultano protette dalla vegetazione con piante abbattute e completamente sradicate.

I rilievi del monte San Simeone sono il transito e passaggio dalle Prealpi alle Alpi Carniche.

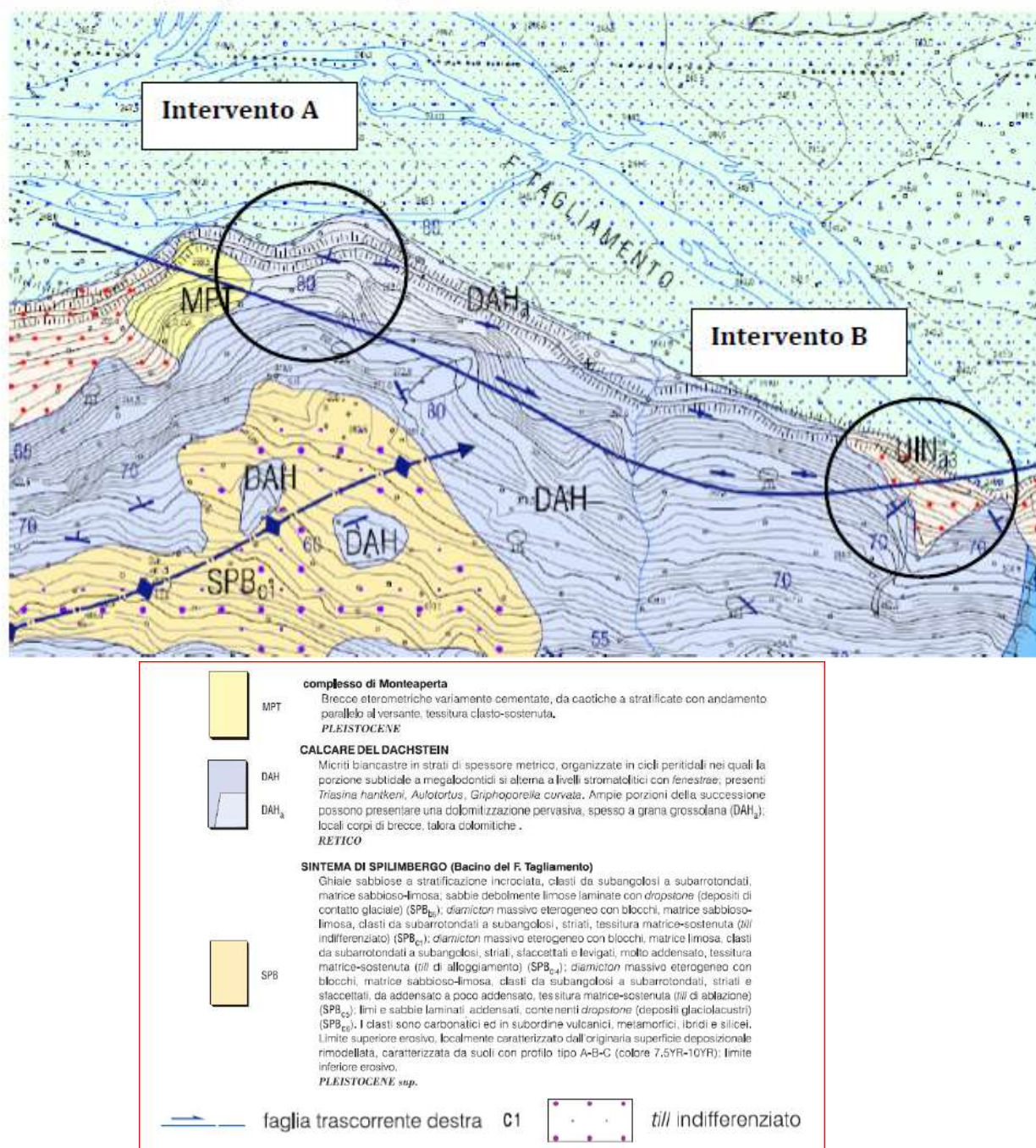
I sedimenti che formano questo complesso si depositarono in un intervallo di tempo durato circa 100 milioni di anni e compreso tra il Triassico sup. e il Cretacico inf.: sono rocce che i geologi hanno raggruppato, sulla base dell'età e delle caratteristiche litologiche, in unità con denominazioni che rendono più agevoli i riferimenti, le correlazioni e le ricostruzioni del passato geologico.

Le unità più antiche sono rappresentate dalla Dolomia Principale e dal Calcare di Dachstein, entrambe del Triassico sup. Seguono i calcari di età giurassica con la Fm. di Soverzene, il Calcare del Vajont, la Fm. di Fonzaso e il Rosso Ammonitico superiore. Chiudono la successione i calcari cretacei del Biancone e della Scaglia rossa. Sono tutte rocce sedimentarie generate in ambienti marini di profondità varia.

Le loro caratteristiche comuni sono quelle di essere stratificate e di avere una composizione carbonatica (calcari e dolomie). La stratificazione permette di individuare e leggere facilmente le deformazioni subite dal volume di roccia le quali, acquisite nel corso dell'orogenesi alpina (fase neoalpina, stadio principale), sono l'effetto dei movimenti di collisione tra le placche tettoniche eurasiatica e afroadriatica.

Sono percepibili le giaciture contorte e spezzate del monte San Simeone, dovute a una compressione che dura da almeno 25 milioni di anni e i cui massimi effetti (pieghe e faglie) sono oggi visibili in superficie ma si sono formati ad alcuni chilometri di profondità.

Estratto della Carta geologica delle Prealpi Carniche:



Le litologie affioranti lungo la parete oggetto di intervento appartengono alla formazione dei calcari del Dachstein. Litologicamente è costituita da calcari micritici grigio chiaro-nocciola, prevalentemente in grossi banchi o a stratificazione indistinta. Sono osservabili tipiche sequenze cicliche peritidali, simili a quelle della Dolomia Principale, formate da successioni ordinate di intervalli ad intraclasti, a Megalodonti, a stromatoliti e da strutture legate a riempimenti di cavità di dissoluzione. Molto spesso si rinvencono grossi esemplari di Megalodonti, alcune decine di metri sopra il passaggio con la Dolomia Principale.

Le facies di scarpata, raccordanti la piattaforma con il coevo bacino, hanno una estensione molto ridotta e sono costituite da calcareniti grossolane ricche in grossi gasteropodi, coralli e lamellibranchi.

Inferiormente poggia sulla Dolomia Principale con passaggio litologico molto graduale. Infatti avviene spesso tramite una alternanza di strati calcarei e dolomitici (detta "facies mista") per uno spessore variabile ma valutabile intorno alla decina di metri. Tenzialmente poi si nota nel Calcere del Dachstein una maggiore stratificazione ed a volte il passaggio è evidenziato morfologicamente dalla presenza di una cengia. Superiormente poggia la Formazione di Soverzene in facies calcarea testimoniante l'annegamento della piattaforma retica.

CAPPELLACCIO DI ALTERAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO: spessore medio 50 centimetri

Peso di volume (kN/mc)	24,00 – 24,50
angolo di attrito interno (gradi sess,)	33° - 34°
coesione (kN/m ²)	50-75
permeabilità (m/s)	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁵

ROCCIA INTEGRA oltre la profondità di 0,5 metri

peso di volume (kN/mc)	25,00 – 25,50
angolo di attrito interno (gradi sess,)	35° - 37
coesione (kN/m ²)	150-200

Terreno	Peso per unità di volume (kN/mc)	Angolo di attrito (gradi sess,)	Coesione efficace c' (kN/mq)	TAU (Mpa)
Unità litotecnica 1 Detrito di falda: ghiaia ed elementi lapidei grossolani	18.5-19	35-36	0	0.2-0.5
Unità litotecnica 2 Roccia alterata	24-25	33-34	50-75	0.5-0.7
Unità litotecnica 3 Roccia integra	25-26	35-37	150-200	1.2-1.4

Gli interventi in progetto sono compatibili con le caratteristiche geologiche e idrogeologiche del sito, non interagendo negativamente nè direttamente nè indirettamente con il contesto.

**Il terreno rientra nella classe sismica A per la zona reti aderenza e categoria topografica T2
terreno nella classe sismica B per la zona Barriera Paramassi e categoria topografica T2**

Il progettista
delle strutture
ing. Ermes Copetti

Pericolosità sismica di base

Il Comune di Venzone (UD) ricade in zona sismica di prima categoria $Z = 1$ ed è risultato uno dei Comuni maggiormente colpiti dal terremoto del 1976 del Friuli Venezia Giulia con la quasi totale distruzione del suo centro storico

La pericolosità sismica è la stima quantitativa dello scuotimento del terreno dovuto a un evento sismico, in una determinata area. La pericolosità sismica può essere analizzata con metodi deterministici, assumendo un determinato terremoto di riferimento, o con metodi probabilistici, nei quali le incertezze dovute alla grandezza, alla localizzazione e al tempo di occorrenza del terremoto sono esplicitamente considerati. Tale stima include le analisi di pericolosità sismica di base e di pericolosità sismica locale.

La pericolosità sismica di base è la componente della pericolosità sismica dovuta alle caratteristiche sismologiche dell'area (tipo, dimensioni e profondità delle sorgenti sismiche, energia e frequenza dei terremoti). La pericolosità sismica di base calcola (generalmente in maniera probabilistica), per una certa regione e in un determinato periodo di tempo, i valori di parametri corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza. Tali parametri (velocità, accelerazione, intensità, ordinate spettrali) descrivono lo scuotimento prodotto dal terremoto in condizioni di suolo rigido e senza irregolarità morfologiche (terremoto di riferimento). La scala di studio è solitamente regionale. Una delle finalità di questi studi è la classificazione sismica a vasta scala del territorio, finalizzata alla programmazione delle attività di prevenzione e alla pianificazione dell'emergenza. Costituisce una base per la definizione del terremoto di riferimento per studi di microzonazione sismica. (ICMS- 2008).

Sul sito dell'INGV è stato possibile visualizzare e interrogare mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa con diversi parametri dello scuotimento su una griglia regolare a passo 0.05° . Qui di seguito sono riportati i grafici relativi al nodo centrato all'interno del Comune di Venzone.

Vita nominale (V_n): 50 [anni]
Classe d'uso: IV
Coefficiente d'uso (C_u): 2
Periodo di riferimento (V_r): 100 [anni]

Periodo di ritorno (T_r) SLO: 60 [anni]
Periodo di ritorno (T_r) SLD: 101 [anni]
Periodo di ritorno (T_r) SLV: 949 [anni]
Periodo di ritorno (T_r) SLC: 1950 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto
Latitudine (WGS84): 46,3604774 [°]
Longitudine (WGS84): 13,1035852 [°]
Latitudine (ED50): 46,3613510 [°]
Longitudine (ED50): 13,1045685 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	8541	46,384160	13,055660	4529,00
2	8542	46,384400	13,127960	3128,67
3	8764	46,334400	13,128310	3507,45
4	8763	46,334160	13,056050	4796,99

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000

Categoria sottosuolo: A

Categoria topografica: T2: Pendii con inclinazione media maggiore di 15°

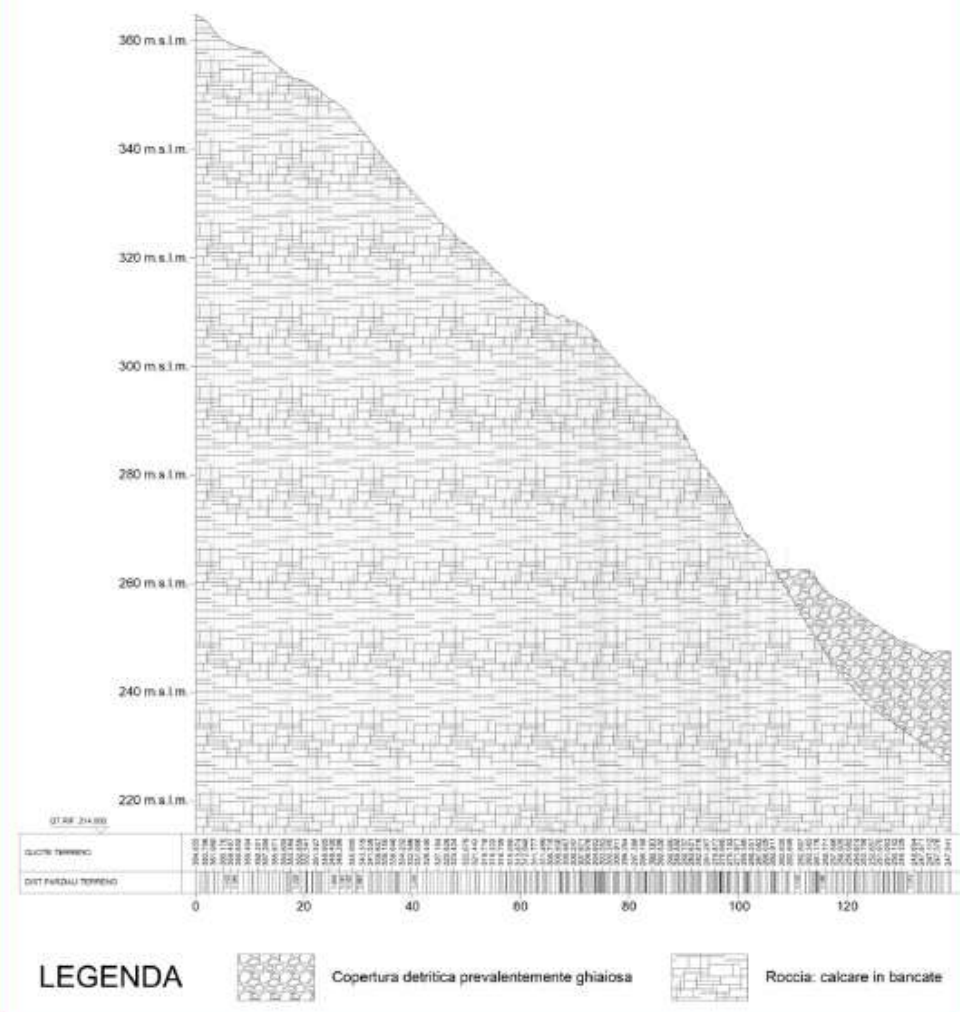
Stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,023	0,041	0,121	0,532
kv	0,012	0,021	0,061	0,266
amax [m/s²]	1,144	1,489	3,962	5,216
Beta	0,200	0,270	0,300	1,000

Il progettista
delle strutture
ing. Ermes Copetti

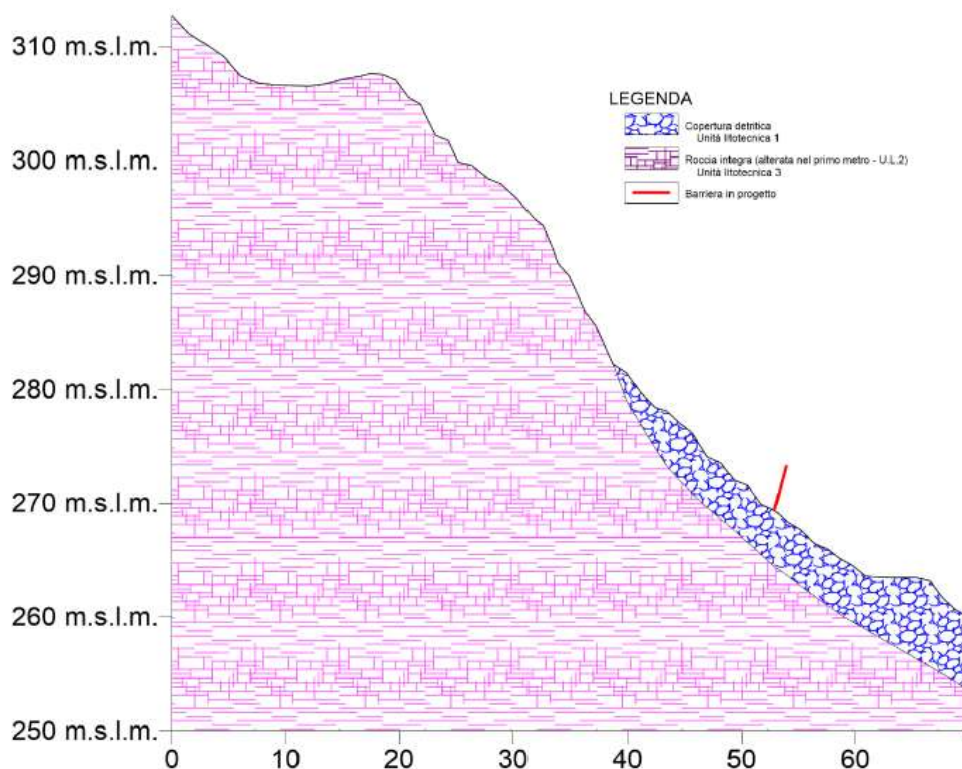
10. SEZIONI GEOLITOLOGICHE INTEPRETATIVE

Sezione numero 20:

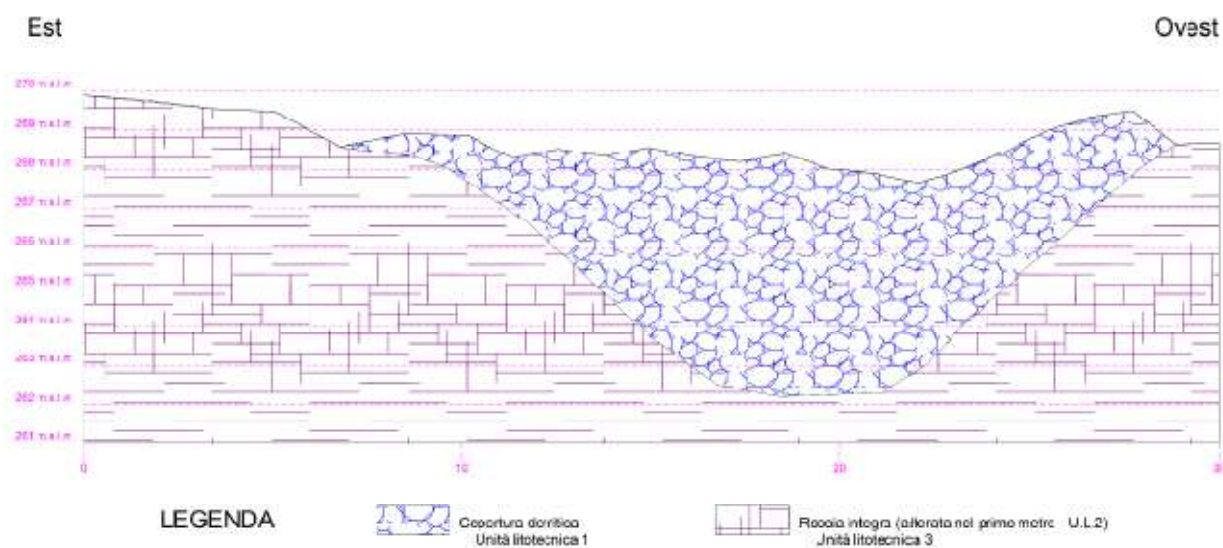


Sezione geologica soprastante la sede stradale e sino al letto del Fiume Tagliamento Intervento A Reti aderenza

Sezione geolitologica lungo sezione di analisi caduta massi numero 1:



Sezione geolitologica Barriera paramassi **Intervento B Barriera Paramassi**



Sezione geolitologica lungo la traccia delle barriere in progetto

Caratterizzazione del terreno di progetto

Resistenza di calcolo aderenza malta – **terreno incoerente colata detritica** $\tau_{ds} = 2.50 \text{ daN/cm}^2$

* Le resistenze di calcolo delle aderenze malta-terreno sono da intendersi, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, già al netto del valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II del D.M. 17/01/2018.

Si determina la portata limite mediante la formula (BUSTAMANTE-DOIX, 1985)

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

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 1,00

i indice che identifica la stratigrafia e assunto nel caso in esame pari ad 1 (un solo strato)

D diametro di perforazione pari a 5,00 cm

L_1 lunghezza utile di aderenza del micropalo pari a 200 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 per una pressione limite (Tau terreno cls.) $p_t = 2.50 \text{ daN/cm}^2$ per lo strato oggetto di studio (s nell'abaco)

Per il caso in esame la metodologia di iniezione è IGU e le due tipologie di litologie sono terreno incoerente e roccia fratturata. Si adottano quindi i seguenti parametri:

- Terreno incoerente $\rightarrow q_s = 0.25 \text{ MPa}$ e $\alpha_d = 1.0$
- Roccia fratturata $\rightarrow q_s = 0.30 \text{ MPa}$ e $\alpha_d = 1.0$

Tab. 6.4 - Valori del coefficiente α per la stima del dislivello reale della fondazione dall'intercaviglio

Terreno	Valori del coefficiente α		Quantità relative di macerie compatte V_0	Rapporto A/C
	max (0,5-1,0)	min (0,2-1,0)		
Grav.	3,8	1,2 - 1,4	1,2 V_0	1,7 - 2,4
Grav. sabbiosa	1,8 - 1,9	1,2 - 1,4	1,5 V_0	
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V_0	
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_0	
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_0	
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_0	
Sabbia finissima	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_0	
Lim.	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	1,5 V_0	
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	1,5 V_0	
Marna	1,8	1,1 - 1,2	1,5 V_0	
Calcarei massivi	1,8	1,1 - 1,2	1,5 V_0	
Calcarei stratificati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	1,5 V_0	
Rocce alterate o fratturate	1,2	1,1	1,5 V_0	

Note: nella tabella sono riportati i valori teorici delle quantità in volume delle macerie di intersezione nelle diverse condizioni operative di cui il rapporto sopra esposto è ottimale (da Racciaro e Dele, 1981).

Tab. 6.5 - Scelta dei valori di α in funzione del terreno e della tecnica costruttiva

Terreno	Tipo di intervento		Figura corrispondente
	BS1 (0,5-1,0)	BS2 (0,2-1,0)	
Grav.			Fig. 6.6
Grav. sabbiosa			
Sabbia ghiaiosa			
Sabbia grossa			
Sabbia media			
Sabbia fine			
Sabbia finissima			
Lim.			Fig. 6.7
Argilla			
Marna			Fig. 6.8
Calcarei massivi			
Calcarei stratificati o fratturati			Fig. 6.9
Rocce alterate o fratturate			

BS1: intervento ad alta pressione o più strati di zigrine
BS2: intervento a bassa pressione in unica soluzione
p: pressione limite della prova pressometrica Minard
p: pressione di intervento

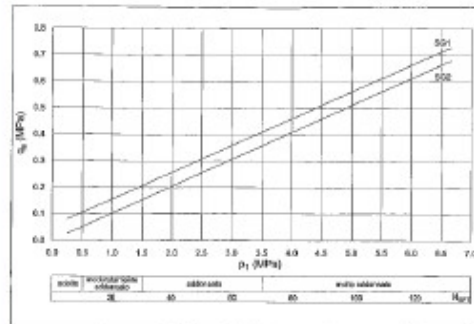


Fig. 6.6 - Resistenza unitaria limite per terreni lacustri

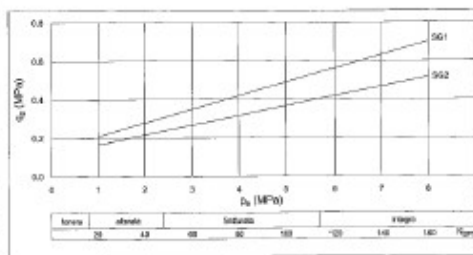


Fig. 6.8 - Resistenza unitaria limite per marna ed i calcari

Si ricava la capacità ultima del terreno secondo l'Approccio 2 di verifica, assumendo cioè le condizioni A1 - M 1 - R3, dove $\gamma_{R3} = 2.3$.

La validità delle ipotesi dovrà peraltro essere controllata nel corso dei lavori, adottando eventuali varianti qualora se ne evidenziasse la necessità.

Tavagnacco, giugno 2026

Il progettista delle strutture
ing. Ermes Copetti

4 RELAZIONE DI CALCOLO

Nel luglio 2023 e sino ad inizio agosto 2023 si sono succeduti nel territorio della Regione FVG ben 8 situazioni di "allerta meteo" causa maltempo e nel luglio 2023 durante uno di questi eventi pure la strada comunale, pista ciclabile che collega la frazione di Pioverno in Comune di Venzone con il Comune di Cavazzo, strada che si sviluppa sul versante nord ai piedi del Monte Festa per larga parte a margine in sponda dx del Fiume Tagliamento ed è risultata colpita nel territorio Comunale di Venzone da forti piogge e venti che hanno prodotto la caduta di alberi sradicati e la conseguente caduta di alcuni massi di dimensioni contenute dato lo sradicamento delle piante di alto fusto e piccole colate detritiche, a seguito di ciò il **Comune di Venzone con Ordinanza n. 22/2023 prot. n. 4642** "a seguito delle recenti ed intense precipitazioni, alcuni tratti della strada Pioverno - Cavazzo risultano occupati da alberi caduti o in procinto di cadere, da alcuni smottamenti già verificatisi e con il rischio concreto di ulteriori eventi franosi" ha disposto in data **21 luglio 2023 la chiusura al traffico veicolare e ciclo - pedonale sulla strada Pioverno - Cavazzo, pista ciclabile riaperta al termine dei lavori eseguiti nel corso del 2024, successivamente a seguito sopralluogo dei tecnici del "servizio geologico Regione FVG" è stato definito di completare la bonifica del versante nell'intervento A con ulteriori 500 mq di**

reti aderenza ed a distanza di 200 m verso Pioverno di disporre una barriera paramassi tipo RB1000H4 L = 30 m in un compluvio dove al termine del 2024 sono caduti in strada dei massi di cui alla documentazione fotografica allegata, reperendo le somme necessarie per l'esecuzione dei 2 interventi.

Documentazione fotografica. Con la frecci si evidenzia il masso avente il maggior volume:



Il Comune di Venzone, ha quindi avviato la progettazione e le procedure per affidamento dei **“Lavori di MESSA IN SICUREZZA VERSANTE FRANOSO CICLABILE PIOVERNO – CAVAZZO”** in Comune Venzone.

A seguito dei sopralluoghi eseguiti tra tecnici Comune Venzone, tecnici Servizio geologico Regione FVG, consultati geologi nel tratto in corrispondenza all'area con principali cedimenti nei pressi di un breve tunnel in roccia naturale a breve distanza dal territorio del Comune di Cavazzo si è stabilito di completare l'intervento di risanamento del versante disponendo un **“rafforzamento corticale tipo con ulteriori reti in aderenza”** alle rocce della scarpata per **500 m² circa e disporre una nuova barriera paramassi da 1000 KJoule L = 30 m circa, barriera tipo RB1000 H4** ; il bosco “residuo” ovvero non abbattuto dal vento, nell'area interessata non svolge più la funzione di protezione del versante nei confronti del rotolamento dei massi e dell'erosione del suolo per cui le piogge intense possono facilmente provocare incisioni nel terreno trasportando a valle una grande quantità di detriti.

I criteri utilizzati per la determinazione delle scelte progettuali derivano dalla necessità di perseguire i seguenti *obiettivi generali*:

Realizzazione di interventi mirati alla riduzione dei fenomeni di instabilità locale riguardanti blocchi rocciosi instabili;

- Realizzazione di interventi diffusi per prevenire futuri distacchi;
- Minimo impatto ambientale e paesaggistico;

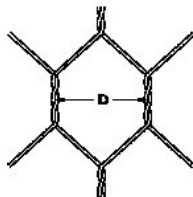
Gli interventi disposti a tutelare la viabilità e pista ciclo-pedonale sulla sottostante strada Comunale e risultano quindi:

- 1) una pericolosità da crollo diffuso originata da elementi lapidei instabili (blocchi e ciottoli) presenti liberi sul versante a seguito eventi meteo luglio 2023 che hanno coinvolto l'area del versante montuoso da cui necessita una **preventiva pulitura e rimozione di arbusti** e disbosco di piante del diametro sia inferiore che superiore a 17,5 cm con rimozione delle piante sradicate e cadute . Questo consentirà l'ulteriore investigazione di aree precedentemente inaccessibili per valutarne lo stato e per consentire la successiva collocazione della rete paramassi in aderenza;
- 2) **successivo taglio piante zona nuova barriera paramassi nel versante compluvio dove sono rotolati i massi verso la sottostante pista ciclabile** L'intervento, in funzione di quanto evidenziato

nella relazione geologica, prevede poi la realizzazione delle perforazioni necessarie per il montaggio della **Barreira paramassi disposta tipo RB1000 H4** e successivo montaggio della stessa Barriera

La barriera RB 1000H4 è dotata di opportuna certificazione, rilasciata dal TSUS – Building Testing and Research Institute che attesta il superamento positivo di prove di impatto in scala reale, per un valore di energia massima (MEL) di impatto pari a $E_p = 1000 \text{ kJ}$ (Categoria 3, in accordo a EAD 340059-00-0106).

- 3) **collocazione di protezioni passive in versante (reti in aderenza), disaggi con rimozione ciottoli** resi instabili dallo sradicamento alberi e **pulizia con taglio e rimozione piante cadute** a seguito vento; opere a protezione della sottostante strada Comunale e pista ciclo-pedonale caduta massi mediante - **geocomposito metallico** costituito da rete a doppia torsione più funi perimetrali e diagonali.



Tipologia di barre di ancoraggio reti da calcolo: Barre diametro 25 mm lunghezza 3,00 mt (maglia 3 x 3 mt) lungo il costone Barre Acciaio tipo Diwidag



e. Maglie di giunzione



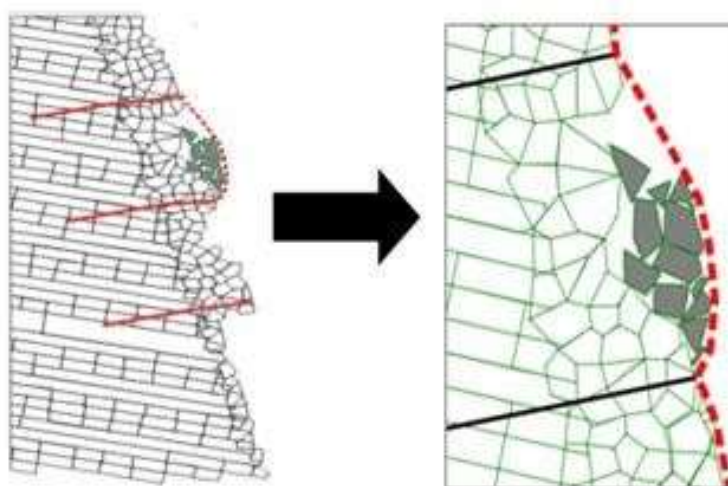
f. Piastra



g. Morsetto

Figura 15 – esempi applicativi del tipo di rafforzamento corticale proposto

In linea generale, le reti di rivestimento ancorate (chiamate anche reti di protezione, o rinforzi corticali, o stabilizzazioni superficiali) sono composte da ancoraggi e reti di acciaio (reti paramassi). L'obiettivo di questo sistema è migliorare la stabilità superficiale degli ammassi rocciosi corticali e contenere i detriti e le rocce.



un sistema di chiodature da realizzare con barre in acciaio Diwidag di diametro 25 mm, lunghezza pari a 3,00 m lungo il costone roccioso tali da garantire alle barre un ancoraggio nella roccia sana per una profondità di almeno 2,00 m, alloggiare in fori eseguiti nella roccia a roto percussione di diametro minimo 50 mm opportunamente cementate per iniezione in pressione ($p_{min} = 4.0$ bar) con boiacca di cemento di classe minima C25/30;

- Una pericolosità da “Debris – Flow” in corrispondenza di alcuni impluvi alimentati da sorgenti d’acqua a regime spiccatamente temporaneo.

Lavorazione	Superficie intervento di PROGETTO
Barriera tipo RB1000 H4	$L = 30 \times 4 = 120 \text{ m}^2$
Taglio Piante	160 m^2
Posa reti aderenza	500 m^2

Le verifiche delle opere vengono condotte secondo la teoria degli stati limite, nel rispetto delle “NTC 2018” emanate con DM 17/01/2018.

5 ANALISI DELLE AZIONI

AZIONI CARICO NEVE (NON SIGNIFICATIVO NELLA FATTISPECIE PER IL TIPO DI OPERA IN PROGETTO)

Quota di riferimento **400 m. s.l.m. Zona I**

Il carico neve sulla copertura viene valutato con la seguente espressione: $q_s = \mu_i \cdot q_{sk}$

Valore di riferimento carico neve al suolo: $q_{sk} = 1,39 \cdot (1 + (400/728)^2) = 1.809 \text{ kN/m}^2$

Valore dei coefficienti di forma μ_i : $\mu_1 = 0.800$

$q_{neve} = 1.81 \cdot 0,80 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1.448 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \mathbf{1.50 \text{ kN/m}^2}$

AZIONI SISMICHE

Ai fini della valutazione delle spinte sismiche e per la valutazione delle forze d'inerzia agenti sui manufatti in zona sismica si fanno le seguenti considerazioni:

Per quanto riguarda le barriere paramassi l'azione sismica non risulta significativa come pure per le reti aderenza,

Vita nominale dell'opera : $V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso della struttura II

Da cui: Vita di riferimento dell'opera: $V_R = C_U \cdot V_N = 1 \cdot 50 = 50$ anni

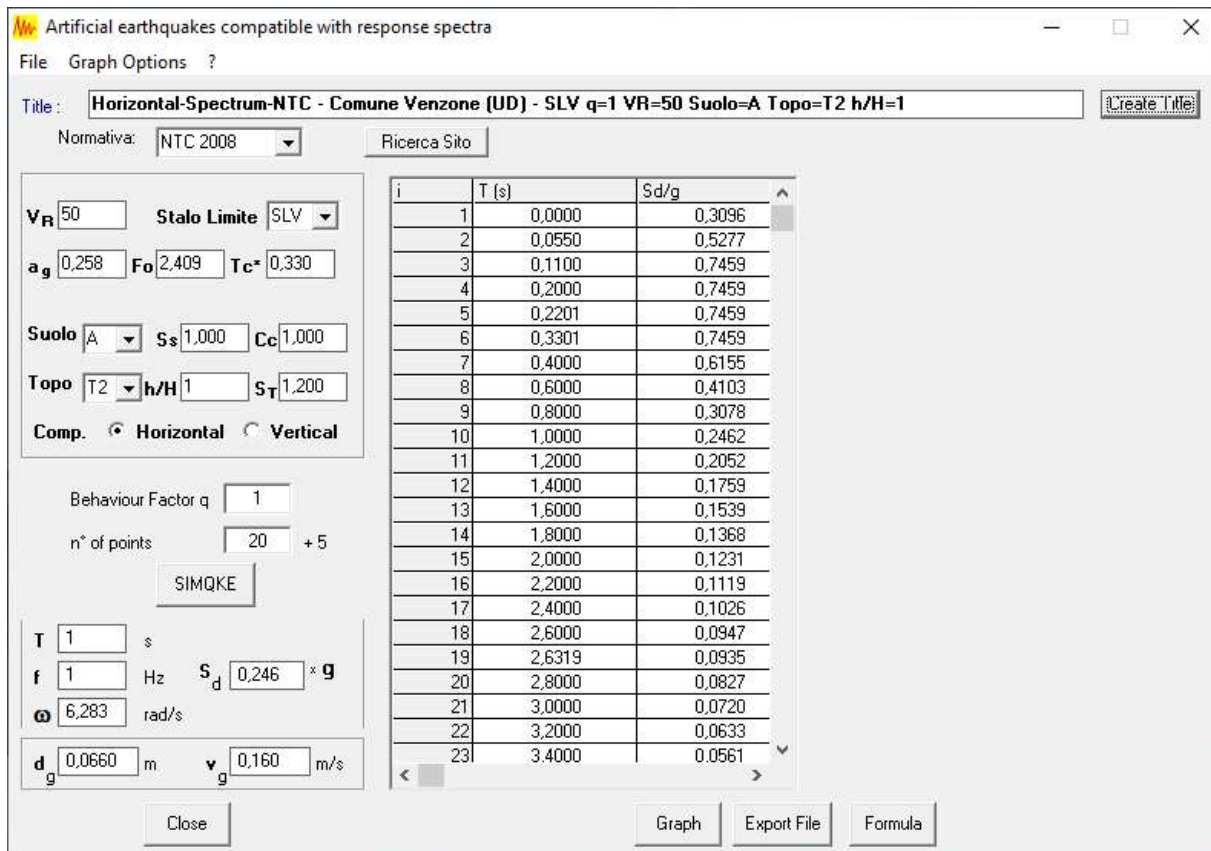
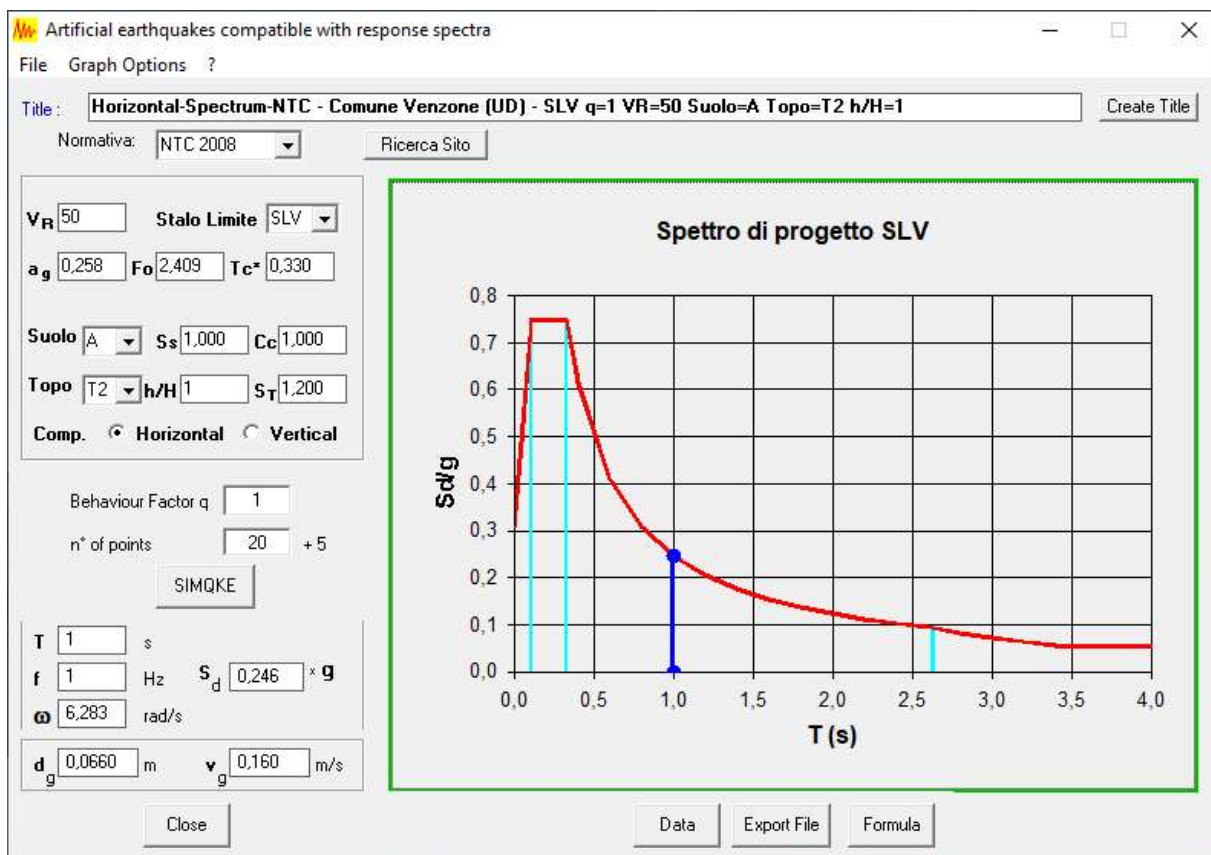
Per la determinazione dell'accelerazione sismica si hanno le seguenti coordinate topografiche:

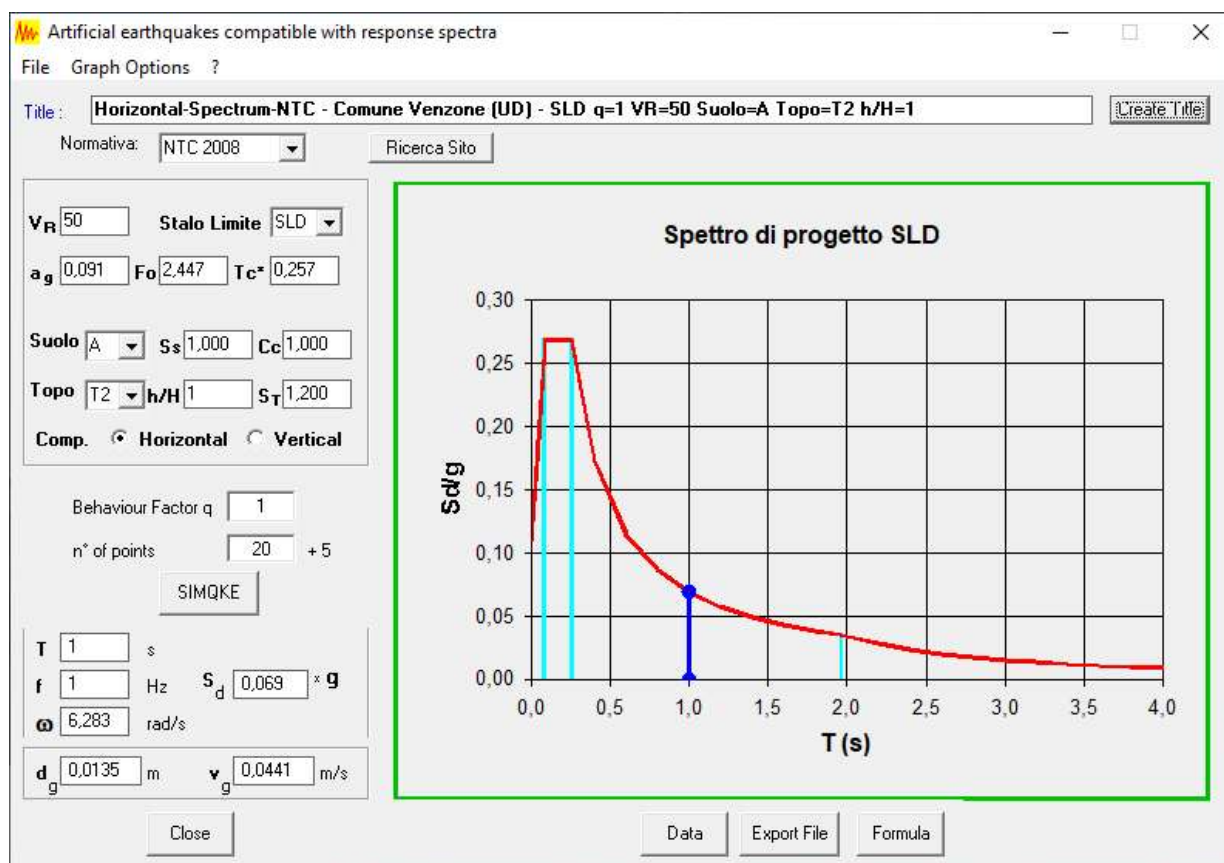
Comune di VENZONE Categoria terreno Tipo A Categoria Topografica T2

viabilità secondaria comunale

- vita nominale dell'opera $V_n = 50$ anni
- classe d'uso dell'opera II $C_u = 1.00$
- Vita di riferimento dell'opera: $V_R = C_U \cdot V_N = 50$ anni
- categoria sottosuolo A
- categoria topografica T2

Spettri SLV SLD VENZONE terreno tipo A cat top T2





6 VERIFICA CHIODATURE RETE IN ADERENZA

VERIFICA CHIODATURE maglia 3x3 m

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 che le barre di ancoraggio siano inghisate mediante resine epossidiche bi-componente ad alte prestazioni in cartuccia per ancoraggi strutturali.

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 massimo con il valore $\xi_a = 1,80$.

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

La rete sarà fissata alla scarpata sul pendio roccioso soprastante la pista ciclabile e viabilità comunale mediante chiodature in barre in acciaio tipo Diwidag aventi diametro Φ 25 di lunghezza minima pari a 2,00 m con interasse 3,0x3,0 m, inseriti in perforazioni di diametro minimo $D = 50$ mm.

Da MACRO 1 INTRODUZIONE

Gli interventi di rafforzamento corticale (chiamati anche interventi di stabilizzazione superficiale con reti chiodate) sono costituiti da reti metalliche e da ancoraggi di tipo passivo (chiodi). L'obiettivo di tali interventi è migliorare la stabilità superficiale degli ammassi rocciosi e contenere i blocchi rocciosi e i detriti (**Figura 1**).

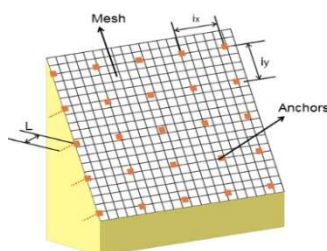


Figura 2 – Rappresentazione schematica di un intervento di rafforzamento corticale.

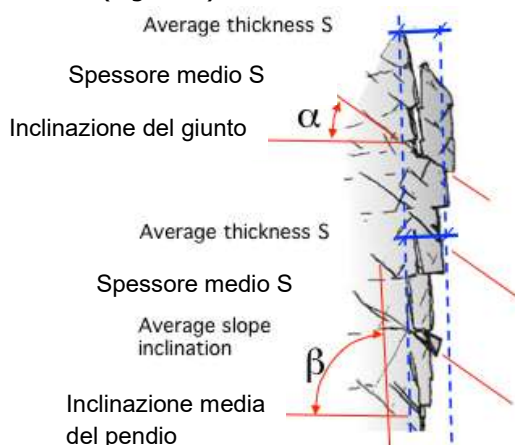
Gli interventi di rafforzamento corticale, seppur possano essere intesi come misure di protezione attiva, poiché sono applicati direttamente sulla zona interessata da instabilità, dal punto di vista geomeccanico sono classificati come interventi passivi, poiché generano forze, ovvero forniscono il loro contributo, solo quando si verifica una deformazione a seguito di un fenomeno gravitativo, ovvero il distacco di massi¹.

La progettazione delle reti di rivestimento ancorate è alquanto complessa a causa delle numerose variabili, tra cui la topografia, proprietà degli ammassi rocciosi, geometria e proprietà dei giunti, la tipologia di rete e relative condizioni al contorno. A causa di ciò, allo stato attuale, è preferibile adottare modelli di calcolo all'equilibrio limite, come quello adottato nella presente relazione tecnica, che viene illustrato di seguito.

1.0 METODO DI CALCOLO

1.1 Cooperazione tra ancoraggi e rete

L'approccio di calcolo considera che il pendio sia caratterizzato dalla presenza di un ammasso roccioso superficialmente alterato e fratturato, interessato dunque da instabilità superficiali e da frequenti eventi di caduta massi. Si assume che la porzione instabile dell'ammasso roccioso abbia uno spessore "s" e che sia delimitata dalla porzione stabile da una superficie con inclinazione " β ", parallela al pendio. Si assume inoltre che la porzione superficiale dell'ammasso roccioso sia caratterizzata dalla presenza di diverse famiglie dei giunti, tra cui il più sfavorevole abbia un'inclinazione " α " (Figura 2).



¹ V. pag. 570 di Turner A.K, Schuster R.L. Editors (2012) *Rockfall Characterization and control – Transportation Research Board, Washington D.C.*

Figura 3 – Rappresentazione schematica del pendio di progetto

La rete metallica e i chiodi vengono sollecitati quando si realizza una delle condizioni qui di seguito rappresentate:

- L'intera porzione superficiale fratturata scivola lungo il piano inclinato β , a causa di un problema di stabilità globale che interessa l'intera coltre superficiale; in tal caso, la stabilizzazione è affidata alla maglia dei chiodi (**Figura 3 a sinistra**).
- Uno o più blocchi si distaccano dall'ammasso roccioso fratturato; il software considera, in ogni caso, lo scenario più sfavorevole, ovvero lo scorrimento della massa instabile sul piano con inclinazione α . Poiché questa instabilità può avvenire solo tra gli ancoraggi, essa può essere definita come instabilità locale; l'azione di contenimento dei blocchi instabili è affidata in questo caso alla rete fissata con gli ancoraggi (**Figura 3 a destra**).

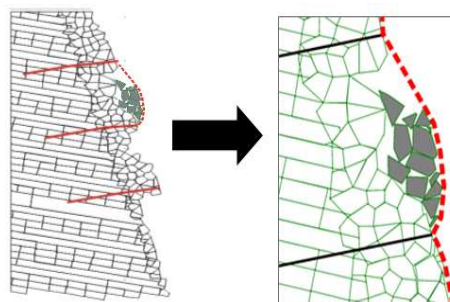


Figura 3 – Elementi della rete di rivestimento ancorata. Ancoraggi (sinistra) stabilizzanti la porzione superficiale. Rete (destra) trattenente il materiale tra gli ancoraggi.

Sia rete che ancoraggi possono sviluppare reazioni solo appena l'ammasso di roccia si muove (sistema passivo). Il metodo di calcolo impiegato analizza separatamente i meccanismi di ancoraggio e di rete paramassi.

1.2 Finalità progettuali

L'obiettivo principale della presente relazione tecnica è calcolare due specifiche grandezze relative al sistema di rafforzamento corticale:

- 1) La resistenza del sistema: permette di conoscere se il sistema è in grado di resistere alle sollecitazioni massime di progetto o se la rete e/o i chiodi costituiscono un punto debole.
- 2) La deformazione del sistema: permette di conoscere la deformazione di progetto della rete anche in relazione alla specifica maglia degli ancoraggi. La conoscenza della deformazione è molto utile, poiché permette anche di prevedere quando sarà necessario un intervento di manutenzione prima della rottura della rete.

1.3 Approccio progettuale

L'approccio progettuale adottato segue i concetti generali degli Eurocodici (UNI ENV 1997-1: 2005) e delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. In questi termini vengono incrementate le forze destabilizzanti e vengono ridotte le resistenze per mezzo di opportuni coefficienti di sicurezza, che devono essere calibrati con la metodologia probabilistica. Purtroppo, gli Eurocodici non possono correttamente essere applicati nel campo geomeccanico e le reti di rivestimento ancorate sono abbastanza lontane dai problemi geotecnici più comuni. È per questo motivo che i coefficienti di sicurezza si fondano su parametri specifici come la morfologia del pendio o il comportamento della rete. Questo approccio è più realistico nella progettazione di reti di rivestimento ancorate.

Secondo la comune prassi di progettazione, il calcolo della rete di rivestimento viene eseguito agli stati limite ultimo e di esercizio. Lo stato limite ultimo permette capire se la rete può essere rotta a causa del carico, mentre

lo stato limite di esercizio permette di prevedere la deformazione della rete di rivestimento perpendicolarmente al piano della rete. La conoscenza della deformazione è molto utile perché:

- Quando la deformazione raggiunge il limite di progettazione, significa che è necessaria la manutenzione (pulizia) della rete di rivestimento prima che ulteriori spostamenti determinano la rottura della rete. Il programma di intervento a carico del proprietario è rappresentato da un semplice controllo visivo.
- Una rete troppo deformata implica un facile distacco degli ancoraggi e minore durata dell'intervento.

2.0 Contributo resistente degli ancoraggi

Gli ancoraggi lavorano principalmente in corrispondenza del giunto di scivolamento, dove sono sottoposti sia a sollecitazioni di taglio che di trazione (Figura 4).

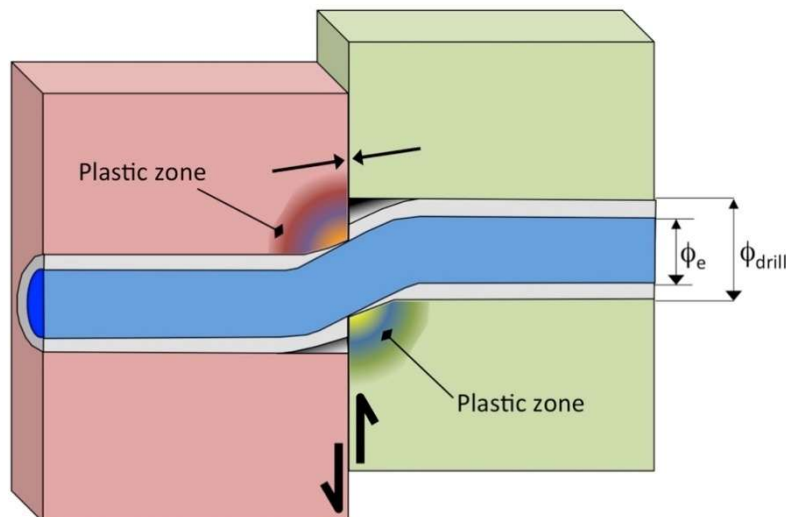


Figura 4 – Rappresentazione in sezione dell'ancoraggio soggetto ad un'azione di taglio.

La forza resistente della barra di acciaio, sviluppata lungo il piano di scivolamento (F_y) viene derivata mediante il principio della massima direttrice di lavoro²:

$$F_{y,k} = \left[\frac{1 + \frac{m^2}{16}}{1 + \frac{m^2}{4}} \right]^{0.5} N_e$$

dove:

N_e = resistenza a trazione della barra di acciaio in condizioni di limite elastico;

$$N_e = S_d f_{y,k} = \pi / 4 ((\phi_e - 2 t_c)^2 - \phi_i^2) f_{y,k};$$

$f_{y,k}$ = tensione di snervamento della barra di acciaio;

S_d = sezione trasversale efficace della barra di acciaio

ϕ_e = diametro esterno della barra di acciaio;

t_c = spessore della corona di corrosione;

ϕ_i = diametro interno della barra di acciaio (nel caso di barre cave autopercoranti);

² Panet, M. 1995. *Le Calcul des Tunnels par la Méthode Convergence Confinement*. Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

$$m = \cotan (\theta_o + \delta);$$

δ = dilatanza della superficie di scivolamento;

θ_o = angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare alla superficie di scivolamento;

$$\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_o;$$

or

$$\theta_o = 90^\circ - \beta - \varepsilon;$$

ε = angolo tra l'asse della barra e l'orizzontale (Figura 5).

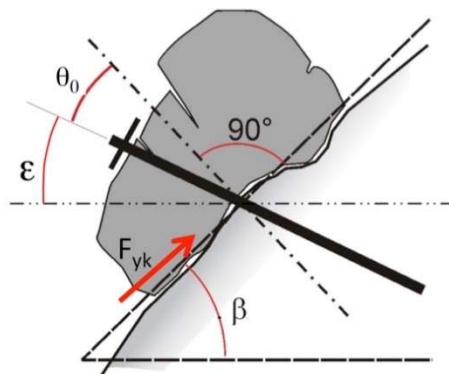


Figura 5 – Rappresentazione grafica dell'ancoraggio in relazione al piano di scivolamento.

Il diagramma illustrato in Figura 6 mostra come il contributo stabilizzante dell'ancoraggio (valore caratteristico $F_{y,k}$ rappresentato sull'asse delle ordinate) varia in funzione dell'angolo di incidenza dell'ancoraggio sul piano di scivolamento, ovvero in funzione dell'angolo θ_o , compreso tra l'asse della barra e la perpendicolare al piano di scivolamento.

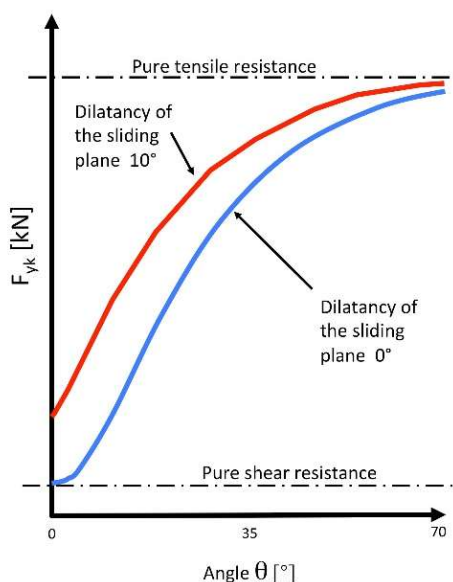


Figura 6 - Diagramma che mostra il variare del contributo stabilizzante dell'ancoraggio $F_{y,k}$ in funzione dell'angolo θ_o tra l'asse della barra e la perpendicolare al piano di scivolamento.

In accordo con il criterio di rottura di Barton-Bandis, il valore δ è approssimato come segue³

$$\delta \approx 1/3 [JRC_n \log (JCS_n/\sigma_n)]$$

dove:

$$\sigma_n = s \gamma \cos \alpha;$$

s = spessore dell'ammasso roccioso instabile

γ = peso per unità di volume della roccia

α = inclinazione del giunto di scivolamento più sfavorevole;

$$JRC_n = \text{coefficiente di rugosità del giunto}^4 = JRC_0 \cdot \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{(-0.02 \cdot JRC_0)};$$

$$JCS_n = \text{resistenza a compressione semplice del giunto} = JCS_0 \cdot \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{(-0.03 \cdot JRC_0)};$$

JCS_0 = resistenza a compressione semplice del giunto riferita alla scala del giunto campione;

JRC_0 = coefficiente di rugosità del giunto riferito alla scala del giunto campione;

L_0 = lunghezza del giunto campione (assunta pari a 0,1 m, in assenza di dati)

L_n = lunghezza del giunto (assunta pari all'interasse verticale tra i chiodi).

L'approccio utilizzato è comunque conservativo perché sulla porzione superficiale degli ammassi rocciosi, i giunti sono spesso aperti o caratterizzati dalla presenza di materiale di riempimento argilloso, in alcuni casi associati a processi erosivi avanzati, dunque, la resistenza a compressione semplice è molto bassa; in altri casi, l'ammasso roccioso può risultare disturbato a causa di scavi. In tali condizioni, gli ancoraggi lavorano principalmente a taglio.

Infine, il contributo stabilizzante di progetto dell'ancoraggio è pari a:

$$F_{y,d} = \frac{F_{y,k}}{\gamma_A}$$

γ_A = coefficiente di sicurezza per la resistenza della barra di acciaio.

³ Singh B., Goel R.K. (1999) *Rock mass Classification A practical approach in civil engineering* - Elsevier; Bell F.G. (2007). *Engineering Geology* - Elsevier BH, pg.69.

⁴ Barton N. (1992): *Scale effects or sampling bias? Proc. Int. Workshop Scale Effects in Rock Masses, Balkema Publ., Rotterdam, See pag 37 - 38*

2.1 Contributo stabilizzante degli ancoraggi

Tenendo presente che si tratta di elementi passivi, la verifica dei chiodi viene elaborata assumendo che la porzione instabile dell'ammasso roccioso sia in condizione di equilibrio limite, prossima al collasso, dunque, con un fattore di sicurezza minimo pari a 1,0; tale assunto costituisce l'ipotesi maggiormente sfavorevole per descrivere le condizioni di stabilità di un pendio naturale. Pertanto, le forze resistenti hanno lo stesso valore delle forze agenti e dunque si possono assumere le seguenti relazioni:

$$\text{Forze agenti} = W \sin \beta;$$

$$\text{Forze resistenti} = W \cos \beta \tan \varphi;$$

$$\text{Fattore di sicurezza} = \text{Forze resistenti} / \text{Forze agenti} = 1,0;$$

$$\text{Forze resistenti} = W \cos \beta \tan \varphi = \text{Forze agenti} = W \sin \beta.$$

dove:

β = inclinazione del pendio, ovvero l'inclinazione della superficie su cui può manifestarsi lo scivolamento della massa rocciosa instabile;

φ = angolo di attrito della superficie di scivolamento, definito con il criterio di resistenza di Barton-Bandis⁵ per i giunti;

W = peso della massa rocciosa instabile da consolidare: $W = i_x i_y s \gamma$;

i_x, i_y = interasse tra gli ancoraggi in direzione orizzontale e verticale (sul pendio);

s = spessore dell'ammasso roccioso instabile;

γ = peso per unità di volume della roccia.

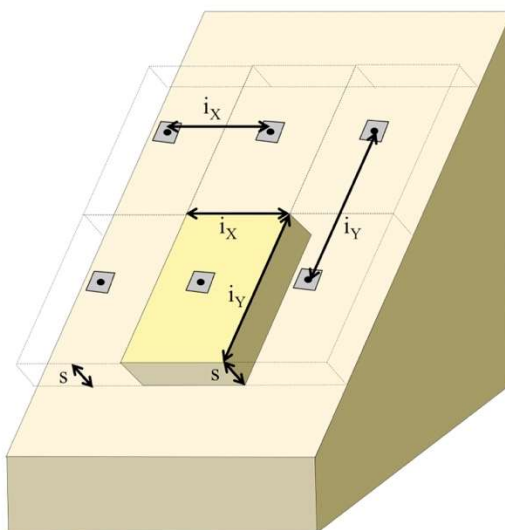


Figura 7 – Massa rocciosa elementare consolidata da ogni singolo ancoraggio.

⁵ Il criterio di rottura di Barton-Bandis non considera la coesione sui giunti, ma solo un angolo di attrito di picco, che dipende dall'angolo di attrito di base (in funzione del tipo di roccia), e un relativo incremento (in funzione dei valori di JRC e JCS).

Principali riferimenti:

- Barton, N.R. and Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.* 10(1-2), 1-54.
- Barton, N.R. and Bandis, S.C. (1982). Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. *23rd U.S. symp. on rock mechanics, Berkeley*, 739-760

3.0 Analisi delle forze

Sulla base delle considerazioni suddette, con riferimento alle figure di seguito (in cui vengono illustrate anche le forze indotte dalle sollecitazioni sismiche e i sovraccarichi esterni applicati alla massa rocciosa), possono essere calcolate le forze come segue (v. Figura 8 e Figura 8).

Le componenti sismiche orizzontale e verticale della forza peso della massa rocciosa instabile e dei carichi esterni vengono illustrate qui di seguito:

$E_H =$	$E C_H$	Componente sismica orizzontale del carico esterno
$E_V =$	$E C_V$	Componente sismica verticale del carico esterno
$W_H =$	$W C_H$	Componente sismica orizzontale della forza peso della massa rocciosa instabile
$W_V =$	$W C_V$	Componente sismica verticale della forza peso della massa rocciosa instabile

Le forze agenti in direzione parallela al piano di scivolamento (forze destabilizzanti) vengono determinate come segue:

$W_T =$	$W \sin \beta \gamma_D$	Componente della forza peso della massa rocciosa instabile parallela al pendio
$E_T =$	$E \cos \kappa \gamma_D$	Componente del carico esterno parallela al pendio
$W_{HT} =$	$W C_H \cos \beta$	Componente di W_H parallela al pendio
$W_{VT} =$	$W C_V \sin \beta$	Componente di W_V parallela al pendio
$E_{HT} =$	$E C_H \cos \beta$	Componente di E_H parallela al pendio
$E_{VT} =$	$E C_V \sin \beta$	Componente di E_V parallela al pendio
$\tau_{D,d} = \Sigma (\text{FORZE AGENTI DI PROGETTO}) = W_T + E_T + W_{HT} + W_{VT} + E_{HT} + E_{VT}$		

Le eventuali componenti sismiche (con modulo negativo) che hanno un effetto stabilizzante vengono omesse nella sommatoria, a favore di sicurezza.

Le forze agenti in direzione perpendicolare al piano di scivolamento (forze resistenti) vengono determinate come segue:

$W_N =$	$W \sin \beta / \gamma_R$	Componente della forza peso della massa rocciosa instabile perpendicolare al pendio
$E_N =$	$- E \sin \kappa / \gamma_R (\tan \varphi)$	Componente del carico esterno perpendicolare al pendio
$W_{HN} =$	$W C_H \sin \beta (\tan \varphi)$	Componente di W_H perpendicolare al pendio
$W_{VN} =$	$W C_V \cos \beta (\tan \varphi)$	Componente di W_V perpendicolare al pendio
$E_{HN} =$	$E C_H \sin \beta (\tan \varphi)$	Componente di E_H perpendicolare al pendio
$E_{VN} =$	$E C_V \cos \beta (\tan \varphi)$	Componente di E_V perpendicolare al pendio

$$\tau_{S,d} = \Sigma (FORZE RESISTENTI DI PROGETTO) = W_N + E_N + W_{HN} + W_{VN} + E_{HN} + E_{VN}$$

Le eventuali componenti sismiche (con modulo positivo) che hanno un effetto stabilizzante vengono omesse nella sommatoria, a favore di sicurezza.

Dove:

W = peso della massa rocciosa instabile da consolidare

E = forza o sovraccarico esterno

κ = inclinazione della forza esterna rispetto al pendio (v. Figura)

ω = inclinazione della forza esterna rispetto all'orizzontale (v. Figura)

C_H, C_V = coefficienti sismici orizzontale e verticale

γ_D, γ_R = coefficienti di sicurezza applicati rispettivamente alle forze agenti e alle forze resistenti (v. par. 6.0);

β = inclinazione del pendio;

φ = angolo di attrito; prego notare che, assunto $\phi = 45$, allora $(\tan \varphi) = 1,0$.

La forza stabilizzante richiesta per l'equilibrio è pari a:

$$R_{stab,d} = \Sigma (FORZE AGENTI DI PROGETTO) - \Sigma (FORZE RESISTENTI DI PROGETTO) = \tau_{D,d} - \tau_{S,d}$$

L'equazione suddetta permette di determinare la forza che deve sviluppare l'ancoraggio in direzione parallela al piano di scivolamento.

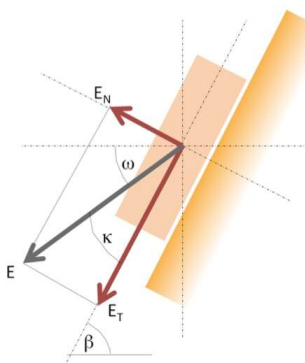
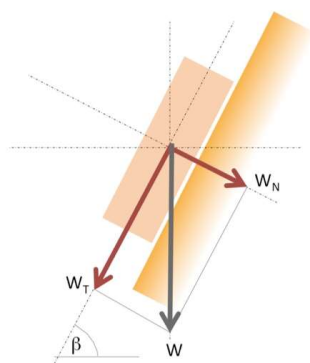
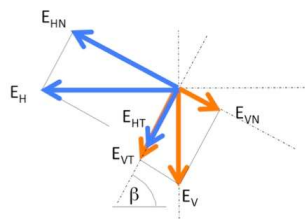
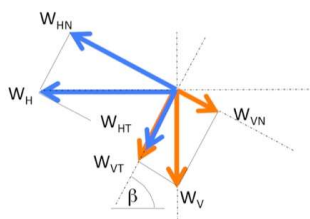


Figura 8 – Forza peso della massa rocciosa instabile e relative component sismiche.

Figura 9 – Sovraccarico esterno e relative componenti sismiche.

4.0 Dimensionamento degli ancoraggi

Il fattore di sicurezza FOS_R del pendio, ovvero della stabilità della massa rocciosa instabile, (ottenuto prendendo in considerazione anche le sollecitazioni sismiche e/o i sovraccarichi esterni, se presenti) è definito come segue:

$$FOS_{R\ slope} = (F_{y,d} + \tau_{S,d}) / \tau_{D,d}$$

La verifica strutturale dell'ancoraggio sarà soddisfatta se:

$$F_{y,d} - R_{stab,d} > 0$$

ovvero

$$FOS_{R\ anchor} = F_{y,d} / R_{stab,d} > 1,0$$

dove $F_{y,d}$ è il contributo resistente di progetto offerto dall'ancoraggio, sviluppato lungo il piano di scivolamento, e $R_{stab,d}$ è la forza stabilizzante richiesta per il raggiungimento dell'equilibrio del sistema geomeccanico. $FOS_{R\ anchor}$ non verrà esplicitato nei risultati della verifica, in quanto tale parametro non rappresenta adeguatamente quanto viene sollecitato l'ancoraggio. Per tale motivo, viene introdotto il concetto del tasso di lavoro, calcolato come segue:

$$\eta_A = \frac{R_{stab,d}}{F_{y,d}} 100$$

Il tasso di lavoro dell'ancoraggio si riferisce alla relativa area elementare di competenza, come mostrato in Figura 7.

Visto che sia la massa rocciosa che la malta cementizia sono più deboli, ovvero meno competenti, dell'acciaio della barra di ancoraggio, in genere, la roccia e la malta cementizia sono interessate da plasticizzazione in prossimità della superficie di scivolamento; il volume interessato da tale fenomeno dipende principalmente dalla tipologia di roccia.

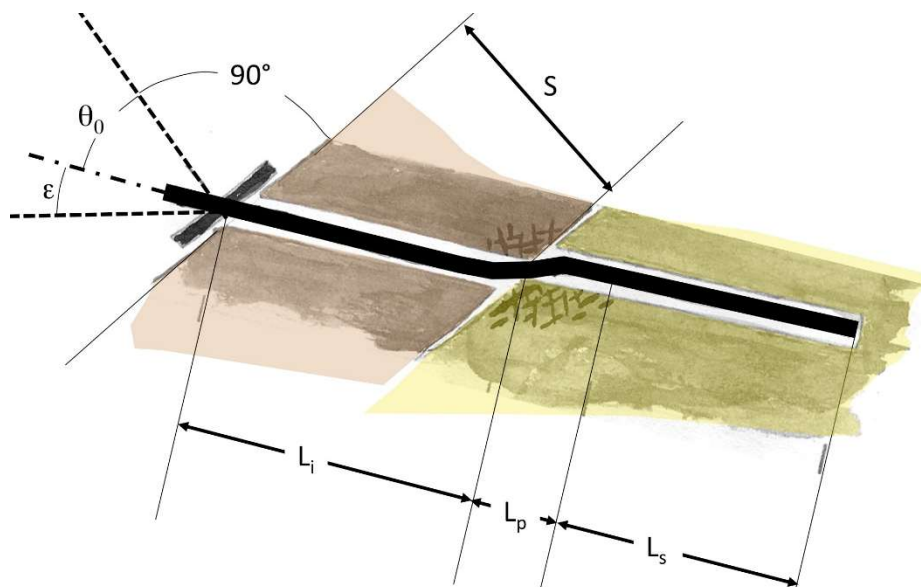


Figura 10 – Barra di ancoraggio nell'ammasso roccioso: L_i = lunghezza nella porzione superficiale instabile; L_p = lunghezza nell'ammasso roccioso plasticizzato; L_s = lunghezza nell'ammasso roccioso stabile.

La lunghezza minima teorica dell'ancoraggio viene calcolata come segue:

$$L_t = L_s + L_i + L_p$$

L_s = lunghezza del tratto di ancoraggio immerso nell'ammasso roccioso stabile;

L_i = lunghezza del tratto di ancoraggio immerso nella porzione superficiale instabile dell'ammasso roccioso;

L_p = lunghezza del tratto di ancoraggio immerso nell'ammasso roccioso stabile soggetto a plasticizzazione.

La lunghezza del tratto di ancoraggio immerso nell'ammasso roccioso stabile (L_s) viene calcolata mediante il metodo di Bustamante-Doix⁶:

$$L_s = P / (\pi \phi_{drill} \alpha_B \tau_{lim} / \gamma_T)$$

Dove:

ϕ_{drill} = diametro di perforazione;

α_B = coefficiente di sbulbamento, ovvero coefficiente di incremento del diametro di perforazione, in accordo a Bustamante-Doix;

τ_{lim} = tensione di aderenza tra malta cementizia e roccia;

γ_T = fattore di sicurezza parziale della tensione di aderenza tra malta cementizia e roccia. In assenza di risultati di prove in-situ, in accordo all'Eurocodice 7, tale valore non dovrebbe essere inferiore a 1,80;

P = valore massimo della forza di trazione agente sull'ancoraggio, pari al maggiore tra la forza dovuta all'instabilità (globale) della massa rocciosa superficiale (caso B) e la forza generata dalla instabilità locale (Caso A), dovuta al distacco di blocchi all'interno della maglia dei chiodi, che genera un carico anche sulla rete di rivestimento:

- Caso B:

$$P1 = R_{stab,d} \cos (90 - \theta_0)$$

- Caso A:

$$P2 = M_d \cos \theta_0 \text{ (v. par. 5.0)}$$

La lunghezza del tratto di ancoraggio immerso nella porzione superficiale instabile dell'ammasso roccioso è invece determinata come segue:

$$L_i = s \gamma_D / \cos \theta_0$$

Dove:

ε = angolo tra l'asse dell'ancoraggio e l'orizzontale;

θ_0 = angolo tra l'asse dell'ancoraggio e la perpendicolare al pendio (ovvero alla superficie di scivolamento), pari a $90^\circ - \beta - \varepsilon$;

s = spessore della porzione superficiale instabile dell'ammasso roccioso;

γ_D = coefficiente di sicurezza per l'incremento delle forze agenti.

La lunghezza dell'ancoraggio immerso nell'ammasso roccioso stabile soggetto a plasticizzazione L_p varia da valori pari a 0,10 m per rocce dure (es. granito, basalto ecc.) fino a 0,30 m per rocce deboli e/o fratturate (es. marne), ed eccezionalmente fino a 0,45 m per rocce molto deboli e/o molto fratturate (es. tufo, argilliti ecc.).

⁶ Bustamante M., and Doix B., 1985. Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. Bulletin Laboratoire Central des Ponts et des Chaussées, n. 140, nov-déc, ref. 3047.

5.0 Verifica della rete di rivestimento

L' idoneità all'impiego della rete metallica può essere valutata con un approccio ibrido, che considera sia le condizioni all'equilibrio limite, che le deformazioni attraverso una procedura grafica. L'errore introdotto mediante questa procedura è trascurabile in confronto agli errori del modello geomeccanico (topografia, caratteristiche dell'ammasso roccioso, accuratezza di installazione, tipologia di carico agente sulla rete, caratteristiche della rete). È possibile dunque determinare rapidamente:

- La resistenza della rete soggetta ad un carico di punzonamento;
- La deformazione massima della rete nelle condizioni di progetto.

I test di laboratorio eseguiti in accordo alle Norme UNI 11437:2012 e ISO 17746:2016 mostrano le deformazioni della rete indotte da un carico agente in direzione perpendicolare alla superficie della rete (v. Figura 11 e Figura).

Analogamente ad ogni membrana flessibile, il carico e la deformazione della rete sono misurati in termini di:

- Forza di punzonamento perpendicolare alla superficie della rete (forza M - [kN]);
- Deformazione in relazione al carico di punzonamento (distanza Z - [m]);

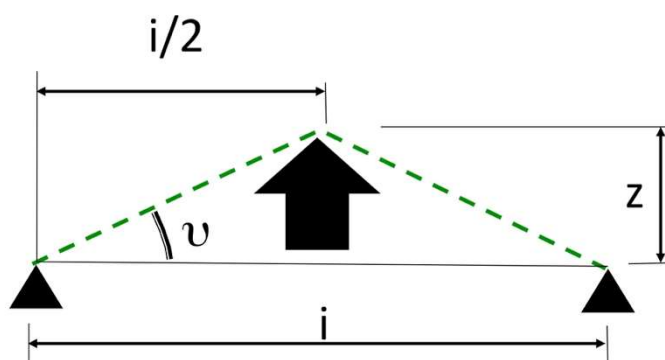


Figura 11 – Deformazione della rete sottoposta ad un carico di punzonamento.

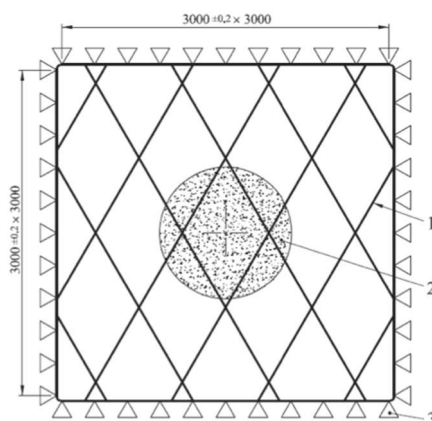


Figura 12 - Vista in pianta della configurazione di prova in accordo a UNI 11437:2012 e ISO 17746:2016.

**Legenda: 1 = rete testata; 2 = pressore o dispositivo di punzonamento (con un diametro pari a 1,0 m);
3 = vincolo perimetrale (tra la rete e il telaio di contrasto).**

La deformazione a punzonamento "Z" e la resistenza a punzonamento " M_{mesh} " della rete sono principalmente correlate alle dimensioni⁷ e alle condizioni di vincolo della rete considerata. In realtà, si osserva, infatti, che a parità di carico di punzonamento, maggiore è la dimensione del campione di rete, maggiore è la deformazione (Figura 13) e che il vincolo rappresentato dagli ancoraggi sul pendio (Figura 11) è meno "efficace" del telaio di contrasto impiegato nei test di laboratorio, e dunque ne consegue che le deformazioni osservabili in sito sono maggiori.

Sulla base delle considerazioni suddette, si assume che la relazione tra il comportamento tenso-deformativo della rete in laboratorio e in condizioni reali di applicazione sul pendio possa essere espressa come segue:

$$Z = Z_0 \mu_Z$$

$$M_{mesh} = M_0 \mu_M$$

dove

Z = deformazione della rete installata sul pendio e vincolata agli ancoraggi, soggetta ad un carico di punzonamento M_{mesh} ;

Z_0 = deformazione della rete vincolata al telaio di contrasto, in laboratorio, soggetta ad un carico di punzonamento M_0 ;

M_{mesh} = resistenza a punzonamento della rete installata sul pendio, ovvero con la configurazione di progetto;

M_0 = resistenza a punzonamento della rete in laboratorio;

μ_M, μ_Z = coefficienti di correlazione tra il comportamento della rete in laboratorio e in sito.

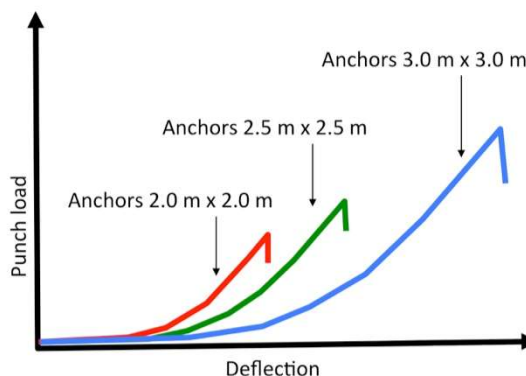


Figura 13 – Diagramma qualitativo carico-deformazione che mostra il comportamento a punzonamento di campioni della medesima tipologia di rete con dimensioni differenti.

I coefficienti di correlazione dipendono dalle caratteristiche della rete e dal fattore scala " i/i_0 ", dove i_0 rappresenta la dimensione del campione testato in accordo alla Norma UNI 11437 (ovvero 3,0x3,0 m; v. Figura). Conoscendo il comportamento delle reti in laboratorio, è possibile individuare il diagramma carico-deformazione che rappresenta il comportamento della rete quando impiegata con ancoraggi con l'interasse specifico i_x, i_y .

La forza F agente sulla rete dipende principalmente dal volume massimo che si può mobilitare tra gli ancoraggi (Figura 16). Tale volume (V_b) è definito dall'interasse tra gli ancoraggi (i_x e i_y), assunti, per semplicità di calcolo,

⁷ Majoral R., Giacchetti G., Bertolo P., 2008 – Las mallas en la estabilización de taludes – II Curso sobre protección contra caída de rocas – Madrid, 26 – 27 de Febrero. Organiza STMR Servicios técnicos de mecánica de rocas.
Grimod A., Giacchetti G., 2013, New design software for rockfall simple drapery systems. Proceedings 23rd World Mining Congress & Expo, Montreal. Paper No. 255.

perpendicolari al pendio, dallo spessore della porzione superficiale instabile dell'ammasso roccioso (s), dalla superficie del giunto di scivolamento con inclinazione (α), e dalla superficie di scivolamento con inclinazione (β) (v. Figura).

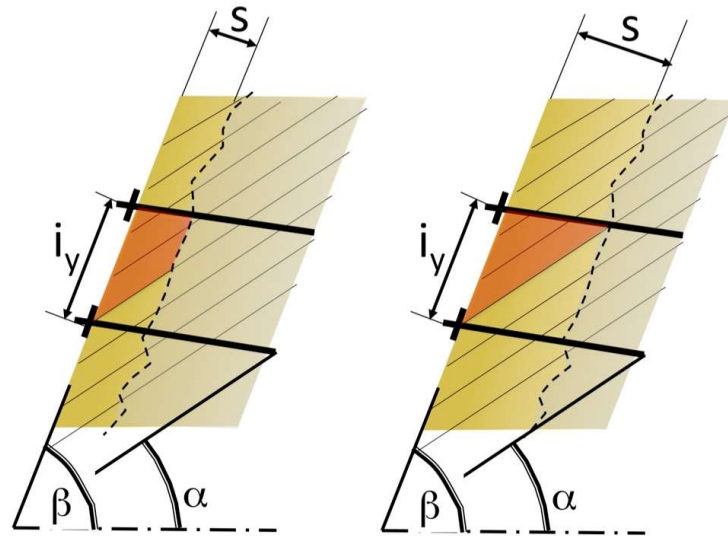


Figura 14 – Geometria dei blocchi rocciosi che si possono mobilizzare tra gli ancoraggi: trapezoidale (a sinistra) e triangolare (a destra).

La geometria del blocco è trapezoidale (Figura , a sinistra) e diventa triangolare (Figura , a destra) se:

$$\arctan \frac{s}{s \tan \theta_0 + i_y} > \beta - \alpha$$

Il peso del blocco è pari a:

$$B_k = \gamma V_b = \gamma i_x h \left[\frac{i_y + b}{2} \right]$$

Dove:

- Caso del blocco con geometria trapezoidale:

$$b = i_y - \frac{s}{\tan(\beta - \alpha)} + s \tan \theta_0$$

$$h = s$$

- Caso del blocco con geometria triangolare:

$$b = 0$$

$$h = \frac{i_y \tan(\beta - \alpha) [\cos(180 - \beta - \theta_0) + \sin(180 - \beta - \theta_0)]}{\tan(180 - \beta - \theta_0) \cos(180 - \beta - \theta_0)}$$

Le componenti sismiche orizzontale e verticale della forza peso del blocco instabile di progetto vengono illustrate qui di seguito (**Fig 15**)

$$B_H = B_k C_H \quad \text{Componente sismica orizzontale della forza peso del blocco instabile}$$

$$B_V = B_k C_V \quad \text{Componente sismica verticale della forza peso del blocco instabile}$$

Le forze agenti in direzione parallela al piano di scivolamento (forze destabilizzanti) vengono determinate come segue:

$$B_{T,d} = B_k \sin \alpha \gamma_D \quad \text{Componente della forza peso del blocco instabile parallela al pendio}$$

$$B_{HT} = B_k C_H \cos \alpha \quad \text{Componente di } B_H \text{ parallela al pendio}$$

$$B_{VT} = B_k C_V \sin \alpha \quad \text{Componente di } B_V \text{ parallela al pendio}$$

$$B_{D,d} = \Sigma (\text{FORZE AGENTI DI PROGETTO}) = B_{T,d} + B_{HT} + B_{VT}$$

Le eventuali componenti sismiche (con modulo negativo) che hanno un effetto stabilizzante vengono omesse nella sommatoria suddetta, a favore di sicurezza.

Le forze agenti in direzione perpendicolare al piano di scivolamento (forze resistenti) vengono determinate come segue:

$$B_{N,d} = B_k \sin \alpha / \gamma_R \quad \text{Componente della forza peso del blocco instabile perpendicolare al pendio}$$

$$B_{HN} = B_k C_H \sin \alpha (\tan \varphi) \quad \text{Componente di } B_H \text{ perpendicolare al pendio}$$

$$B_{VN} = B_k C_V \cos \alpha (\tan \varphi) \quad \text{Componente di } B_V \text{ perpendicolare al pendio}$$

$$B_{R,d} = \Sigma (\text{FORZE RESISTENTI DI PROGETTO}) = B_{N,d} + B_{HN} + B_{VN}$$

Ai fini della verifica della rete, viene assunto un angolo di attrito pari a 45°.

Le eventuali componenti sismiche (con modulo positivo) che hanno un effetto stabilizzante vengono omesse nella sommatoria suddetta, a favore di sicurezza.

La forza di progetto sviluppata dal blocco instabile che si mobilita tra gli ancoraggi viene calcolata come segue:

$$F_d = \Sigma (\text{FORZE AGENTI DI PROGETTO} - \Sigma \text{FORZE RESISTENTI DI PROGETTO}) = B_{D,d} - B_{R,d}$$

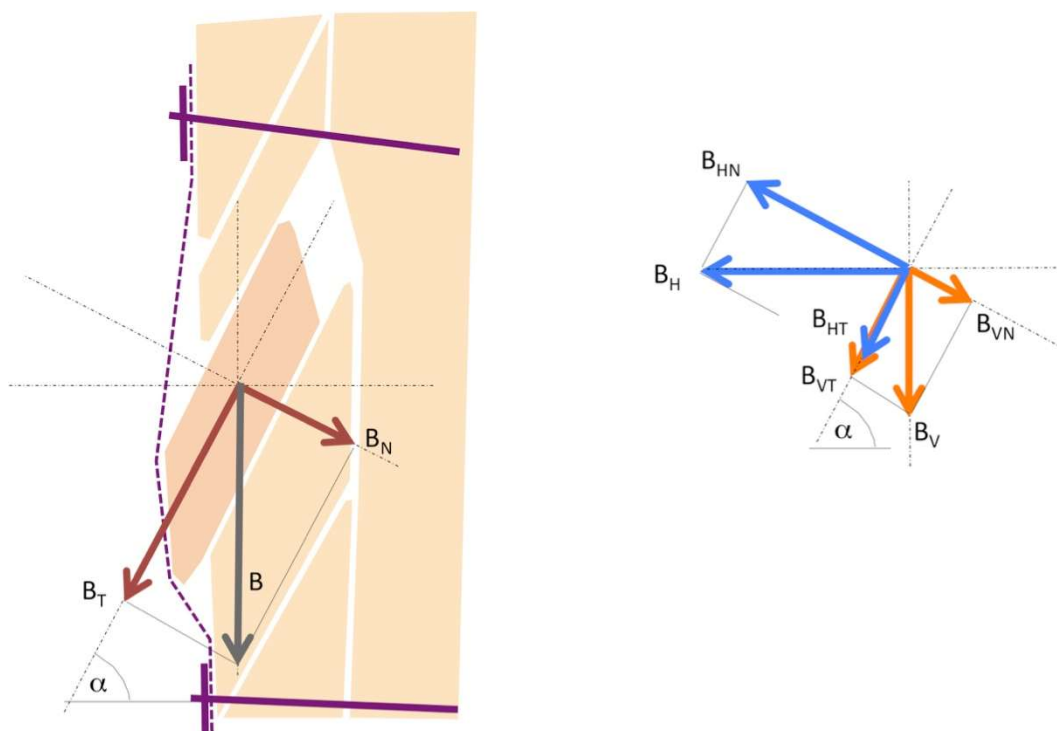


Figura 15 – Forze generate dal blocco instabile e relative componenti sismiche.

La forza, ovvero il carico di punzonamento, agente sulla rete viene determinata considerando la componente della forza di progetto sviluppata dal blocco instabile (F_d) perpendicolare alla superficie iniziale della rete (v. Figura):

$$M_d = F_d \sin (\beta - \alpha)$$

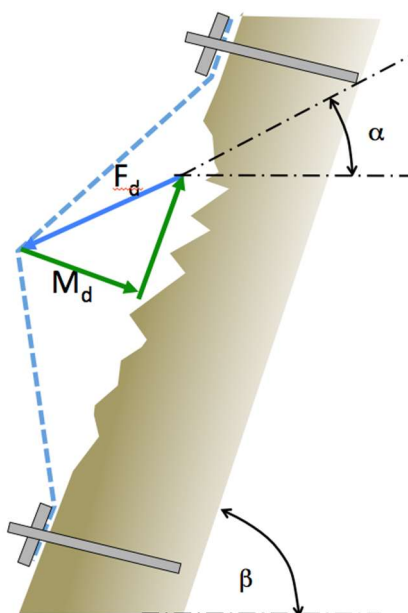


Figura 16 – Carico di punzonamento M_d agente sulla rete.

La deformazione della rete viene calcolata introducendo la forza di punzonamento (M_d) nella curva caratteristica della rete (Figura) modificata in funzione dello specifico interasse tra gli ancoraggi (i_x, i_y) (v. Figura 3).

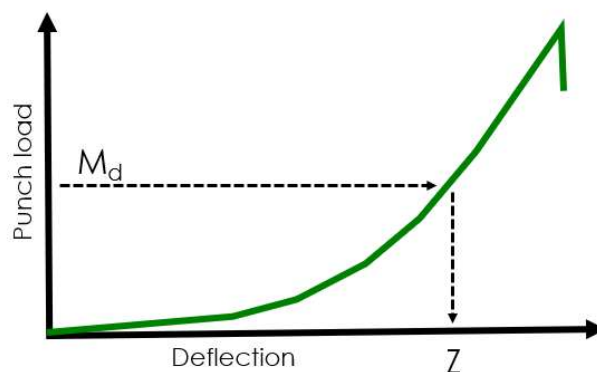


Figura 17 – Esempio di diagramma carico-deformazione utilizzato per valutare la deformazione della rete.

La deformazione della rete rappresenta un buon indicatore di quanto sia grande il carico di punzonamento agente, e di quale sia la resistenza residua della rete. Al fine della programmazione degli interventi di manutenzione, il calcolo fornirà dunque il valore della deformazione nominale di progetto (Z_m), grandezza che può essere facilmente misurata in sito, raggiunta la quale, è consigliabile procedere con la rimozione del materiale, la valutazione dello stato dei vari componenti dell'intervento di rafforzamento corticale e l'eventuale riparazione e/o sostituzione dei materiali danneggiati.

La verifica di resistenza a punzonamento della rete è soddisfatta se

$$M_{Mesh} / \gamma_{mesh} - M_d \geq 0$$

oppure

$$FOS_{R Defl} = (M_{Mesh} / \gamma_{mesh}) / M_d > 1,0$$

Al fine di esprimere in maniera adeguata quanto viene sollecitata la rete a punzonamento, viene introdotto il concetto del tasso di lavoro della rete, calcolato come segue:

$$\eta_{def} = \frac{M_d}{(M_{Mesh} / \gamma_{mesh})} \cdot 100 \text{ (resistenza a punzonamento)}$$

dove:

M_{Mesh} = resistenza a punzonamento della rete (con la configurazione di progetto), derivata dai test di laboratorio effettuati in conformità alle Norme UNI 11437:2012 e ISO 17746:2016;

γ_{mesh} = fattore di sicurezza parziale della resistenza a punzonamento della rete. Tendendo in considerazione la distribuzione disomogenea dello stress agente sulla rete, si suggerisce di impiegare un valore non inferiore a 1,50.

6.0 Fattori di sicurezza e resistenza del sistema

La procedura di calcolo utilizzata prevede l'impiego di coefficienti di sicurezza parziali al fine di incrementare le forze agenti e ridurre le forze resistenti, in accordo ai principi dell'Eurocodice EN 1997-1. Tale norma costituisce il riferimento più avanzato a livello globale per la verifica degli stati limite strutturali e geotecnici. L'approccio progettuale dell'Eurocodice EN 1997-1 permette infatti l'assegnazione di specifici coefficienti ad ogni variabile del problema; maggiore è l'incertezza del valore caratteristico della variabile, maggiore è il coefficiente ad esso associato. EN 1997-1 esprime, infine, il risultato del calcolo attraverso l'analisi dell'equilibrio tra forze agenti e forze resistenti.

Il fattore di sicurezza del sistema (o meglio la resistenza del sistema) FOS_R viene espresso dalla seguente equazione concettuale:

$$FOS_R = (\tau_{R,k} / \gamma_R) / (\tau_{D,k} \gamma_D)$$

$$FOS_R = (\tau_{R,d}) / (\tau_{D,d})$$

dove

- $\tau_{R,k}$ valore caratteristico delle forze stabilizzanti (o resistenze);
- $\tau_{D,k}$ valore caratteristico delle forze destabilizzanti (o azioni) (considerando anche gli eventuali carichi esterni, le relative componenti sismiche e le componenti sismiche della massa instabile);
- γ_R coefficiente di sicurezza per la riduzione delle forze stabilizzanti;
- γ_D coefficiente di sicurezza per l'incremento delle forze destabilizzanti;
- $\tau_{R,d}$ valore di progetto delle forze stabilizzanti (o resistenze);
- $\tau_{D,d}$ valore di progetto delle forze destabilizzanti (o azioni).

Più precisamente, considerando il contributo degli ancoraggi, l'equazione diventa:

$$FOS_R = (\tau_{R,d} + F_{v,d}) / (\tau_{D,d}) = [\tau_{R,k} / \gamma_R + F_{v,k} / \gamma_A] / (\tau_{D,k} \gamma_D)$$

I coefficienti di sicurezza (γ_R , γ_D) dipendono da diversi fattori.

Le caratteristiche della massa rocciosa influenzano l'entità delle forze stabilizzanti, in modo che il loro coefficiente di sicurezza può essere descritto come:

$$\gamma_R = \gamma_q \gamma_g \gamma_B$$

dove

- γ_q descrive le incertezze nel determinare spessore superficiale instabile s . Il suo valore è compreso tra 1.20, quando la stima è basata su un rilievo geomeccanico, e 1.30, quando si basa su stima grossolana.
- γ_g descrive le incertezze nella determinazione del peso unitario della massa rocciosa. Di solito si assume uguale 1.00, ma se ci sono gravi incertezze (ad esempio quando la densità non è omogenea, come nei flysch) può essere assunto pari 1.05.
- γ_B descrive le incertezze relative al comportamento della massa rocciosa. Un'elevata erodibilità della superficie della roccia può provocare un denudamento dei chiodi e innescare un indebolimento dell'intero sistema. Solitamente il valore viene assunto pari 1.00, ma se ci sono condizioni ambientali gravose o la massa roccia è soggetta ad alterazione, può essere assunto pari a 1.05.

Le condizioni esterne, in particolare la morfologia del versante, svolgono un ruolo importante nell'entità delle forze destabilizzanti, il cui coefficiente di sicurezza è definito come:

$$\gamma_D = \gamma_M \gamma_O$$

dove

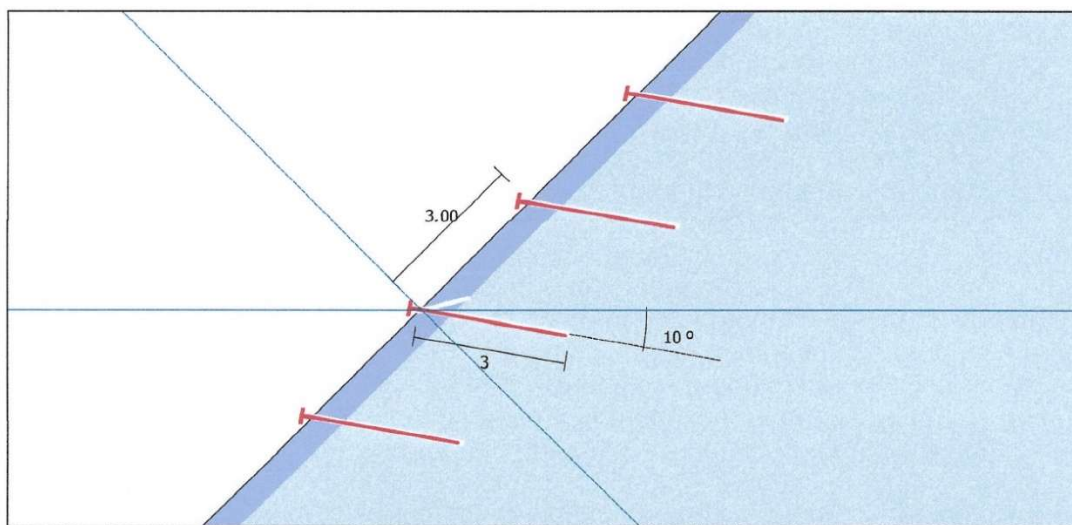
- γ_M descrive le incertezze relative alla morfologia del versante. Se la scarpata è molto accidentata, e quindi la rete di rivestimento non è in perfetta aderenza con la superficie della parete, e i blocchi instabili possono liberamente muoversi, in questo caso dovrebbe essere applicato un coefficiente di sicurezza di 1.30. Se la superficie del pendio è regolare, la rete di rivestimento è in aderenza con la parete e i movimenti dei blocchi instabili sono limitati, quindi in questo caso viene utilizzato un coefficiente di sicurezza pari a 1.10.
- γ_o descrive le incertezze relative ai carichi accidentali/addizionali applicati sul sistema di rivestimento. I carichi addizionali potrebbero essere correlati alla presenza di ghiaccio e neve, o di vegetazione che cresce sul pendio. Di solito è assunto pari 1.00, ma se sono previste condizioni gravose, può essere assunto pari a 1.20.

DIMENSIONAMENTO DEGLI INTERVENTI DI RAFFORZAMENTO CORTICALE

● Informazioni sul progetto

Titolo	Descrizione
Numero	
Cliente	
Progettista	

● Dati di input



Pendio roccioso

Inclinazione del pendio [°]	β	45
Spessore dell'ammasso roccioso superficiale instabile [m]	S	0.50
Peso unitario di volume della roccia [kN/m³]	γ	25.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	Lp	0.30

Famiglia di giunti più sfavorevoli

Inclinazione del giunto critico [°]	α	15
Resistenza a compressione semplice del giunto critico [MPa]	JCS_0	70.00
Coefficiente di rugosità del giunto critico	JRC_0	2.00

Sismicità

Coefficiente sismico orizzontale	ch	0.15
Coefficiente sismico verticale	cv	0.07

Sovraccarichi esterni sul pendio

Forza esterna applicata sull'ancoraggio [kN]	E	0.00
Inclinazione della forza rispetto all'orizzontale [°]	θ	90.00

Ancoraggi

Geometria

Interasse orizzontale degli ancoraggi [m]	ix	3.00
Interasse verticale degli ancoraggi [m]	iy	3.00
Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale	ε	10

Tipo di ancoraggio

Tipo di ancoraggio		
Diametro interno della barra di ancoraggio [mm]	ϕ_i	0
Diametro esterno della barra di ancoraggio [mm]	ϕ_e	24
Spessore della corona di corrosione [mm]	T_c	1.79
Tensione di snervamento dell'acciaio [MPa]	$F_{y,k}$	450
Tensione limite di aderenza malta-roccia [MPa]	τ_{lim}	0.25

Rete

Tipo di rete	Rete DT 8x10 3 mm	
Resistenza nominale a punzonamento [kN]	M_0	82.00

● **Risultati****Analisi di stabilità della porzione superficiale**

FOS_R	1.45
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	54.44 %

Analisi di stabilità della porzione superficiale

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio [kN]	$\tau_{S,d} + F_{y,d}$	164.22
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento [kN]	$\tau_{D,d}$	112.96
Fattore di sicurezza	FOS _{R slope}	1.45

Ancoraggi

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio [kN]	$R_{STAB,d}$	61.25
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio [kN]	$F_{y,d}$	112.52
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	ηA	54.44

Progettazione degli ancoraggi

Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale [°]	ε	10
Tensione di snervamento di progetto dell'acciaio [MPa]	f_{ynd}	391.30
Sezione efficace della barra di ancoraggio [mm²]	S_d	327.19
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio [kN]	$F_{y,d}$	112.52
Diametro nominale di perforazione [mm]	ϕ_{drill}	50.00
Forza di sfilamento dovuta al carico trasmesso dalla rete [A] [kN]	P_2	24.84
Forza di sfilamento dovuta all'instabilità della porzione superficiale dell'ammasso roccioso [B] [kN]	P_1	35.13
Massima forza di sfilamento (maggiore tra A e B) [kN]	P	35.13
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona stabile [m]	L_S	1.61
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona instabile [m]	L_i	0.73
Lunghezza minima dell'ancoraggio [m]	L_t	3.00

FS Fattore di Sicurezza

Coefficiente applicato alle resistenze (forze stabilizzanti)	γ_R	1.25
Coefficiente applicato alle azioni (forze destabilizzanti)	γ_D	1.20

Analisi della Rete

FOS_R	1.60
Tasso di lavoro	62.31 %

Rete**Punzonamento**

Resistenza a punzonamento di progetto [kN]	M_{MESH}/γ_{MESH}	21.99
Forza di punzonamento di progetto [kN]	M_d	13.70
Fattore di sicurezza	FOS _{R Defl}	1.60

Progettazione della rete

Volume massimo del blocco roccioso che si può mobilitare tra gli ancoraggi [m³]	V_b	4.11
Peso massimo del blocco roccioso che si può mobilitare tra gli ancoraggi [kN]	B_k	102.83
Sommatoria delle forze agenti di progetto [kN]	$B_{D,d}$	48.70
Sommatoria delle forze resistenti di progetto [kN]	$B_{R,d}$	21.29
Forza di punzonamento di progetto [kN]	M_d	13.70
Deformazione nominale della rete [m]	Z_M	0.653

Rete

Coefficiente applicato alla resistenza della rete	γ_{MESH}	1.50
---	-----------------	------

Ancoraggio

Coefficiente applicato alla tensione di snervamento dell'acciaio	γ_A	1.15
Coefficiente applicato alla tensione limite di aderenza malta-roccia	γ_T	1.80

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Abramson L. W., T.S. Lee, S. Sharma. G.M. Boice, (2002) Slope stability and stabilization methods. Wiley, New York (especially pag. 51-53)
- AICAP, (1993): Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - Raccomandazioni.
- Bertolo P. , Giacchetti G., 2008 - An approach to the design of nets and nails for surficial rock slope revetment – in Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection, June 23-25 2008, Morshach, Switzerland.
- Bertolo P., Ferraiolo F., Giacchetti G., Oggeri C., Peila D., e Rossi B., (2007): Metodologia per prove in vera grandezza su sistemi di protezione corticale dei versanti – GEAM Geoingegneria Ambientale e mineraria, Anno XLIV, N. 2, Maggio-Agosto 2007.
- Bertolo P., Oggeri C., Peila D., 2009 – Full scale testing of draped nets for rock fall protection - Canadian Geotechnical Journal, No. 46 pp. 306-317.
- Brunet G., Giacchetti G., (2012) - Design Software for Secured Drapery- Proceedings of the 63rd Highway Geology Symposium, May 7-10, 2012, Redding, California.
- Bonati A., e Galimberti V., (2004): Valutazione sperimentale di sistemi di difesa attiva dalla caduta massi – in atti “Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio” - Trento 2004, Peila D. Editor.
- EN 1997-1 Eurocode 7, geotechnical design, general rules.
- Ferrero A.M., Giani G.P., Migliazza M., (1997): Interazione tra elementi di rinforzo di discontinuità in roccia - atti “Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi” – IV Conv. Naz. Ricercatori universitari – Hevelius pp. 259 – 275.
- Giani G. P. (1992), Rock slope stability analysis – Balkema, Rotterdam (specially page 337-339).
- Goodman, R.E. and Shi, G. (1985), Block Theory and Its Application to Rock Engineering, Prentice-Hall, London.
- Goodman R. (1989): Introduction to Rock mechanics, second edition, Wiley
- Hoek E., e Bray J.W., (1981): Rock slope engineering - IMM – London.
- LCPC, (2001): Parades contre les instabilités rocheuses - Guide technique - Paris.
- Phear A., Dew C., Ozsoy B., Wharmby N.J., Judge J., e Barley A.D., (2005): Soil nailing – Best practice guidance - CIRIA C637, London, 2005.
- Ribacchi R., Graziani A. e Lembo Fazio A. (1995). Analisi del comportamento dei sistemi di rinforzo passivi in roccia, XIX Convegno Nazionale di Geotecnica: Il Miglioramento e il Rinforzo dei Terreni e delle Rocce, Pavia, pp. 239-268.
- Turner A.K., Shuster R.L. (editors) (1996), Landslides investigation and mitigation. TRB special report 247 (pag. 363-365)
- Turner A.K, Schuster R.L. Editors (2012) Rockfall Characterization and control – Transportation Research Board, Washington D.C. (especially page 570)
- Wyllie D.C., e Mah C.W., (2004): Rock slope engineering civil and mining - 4th edition – Spon Press London and New York.

Ulteriori verifiche

Verifica strutturale barra in acciaio

Q_c = Carico di snervamento minimo della barra in acciaio = $f_{yks} \pi \Phi^2/4 = 245$ kN

Q_d = Carico di snervamento di progetto della barra in acciaio = $Q_c / 1,15 = 222,7$ kN

T = 35,13 kN = Carico massimo applicato all'ancoraggio

η = 6,39 = fattore di sicurezza residuo

6.1 VERIFICA BARRA INCLINATA

Si affida tutta la trazione alla barra ϕ 25 mm

$$\sigma_s = T / A_s = 35130 / 490 = 71,69 \text{ MPa} < f_{yd} / 1,15 = 478,3 \text{ MPa}$$

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

$f_{bdc} = 2,69$ MPa, per sezioni con acciaio nervato

$$\tau_{aderenza} = T / A_{aderenza} = 35130 / (25 \times \pi \times L = 3000) = 0,149 \text{ MPa} < f_{bdc}$$

Considerando anche solamente $L = 2000$ ancoraggio

$$\tau_{aderenza} = T / A_{aderenza} = 35130 / (25 \times \pi \times L = 2000) = 0,223 \text{ MPa} < f_{bdc}$$

6.2 VERIFICA ADERENZA NUCLEO INIETTATO - TERRENO

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

$$\tau = T / (\pi D L) = 35130 / (\pi \times 50 \times 3000) = 0,1118 \text{ MPa} < \tau_{dS} = 0.250 \text{ MPa}$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $FS = \tau_{dS} / \tau = 2.236$

Anche trascurando i primi 50 cm superficiali la verifica aderenza tra nucleo iniettato e terreno risulta soddisfatta, in tal caso otterrei

$$\tau = T / (\pi D L) = 35130 / (\pi \times 50 \times 2500) = 0,0895 \text{ MPa} < \tau_{dS} = 0.250 \text{ MPa}$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $FS = \tau_{dS} / \tau = 2.79$

8 CONCLUSIONI

Nella seguente tabella si riportano le dimensioni degli ancoraggi da utilizzare per la realizzazione delle reti aderenza progettate

FONDAZIONE	TIPO DI ANCORAGGI	DIMENSIONI	DIAMETRO DI PERFORAZIONE
Ancoraggi rete	Ancoraggi in Barre tipo Diwidag o similari	Diametro = 25 mm Lunghezza = 3,0 m	Diametro minimo di perforazione = 50 mm

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;

9 VERIFICA BARRIERA PARAMASSI TIPO RB1000H4

10 CARATTERISTICHE DI PROGETTO DEI TERRENI

Secondo quanto previsto dalle Norme tecniche D.M. 17/01/2018 (par. 6.6 e seguenti), la verifica di sicurezza agli stati limite ultimi degli ancoraggi è stata condotta utilizzando la combinazione di calcolo A1+M1+R3 dell'Approccio 2, in cui si assume:

- Coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici del terreno, come riportato in tabella:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno				
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_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

- Coefficiente parziale riduttivo da applicare alla resistenza degli ancoraggi di tipo permanente $\gamma_R = 1,20$, come riportato in tabella:

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi		
	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

- Fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica assunto cautelativamente pari al suo valore massimo $\xi_a = 1,80$, come riportato in tabella:

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine					
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

Per quanto riguarda invece la verifica di sicurezza dei pali, secondo le Norme Tecniche D.M. 17/01/2018 (par. 6.4 e seguenti), è stata condotta utilizzando la combinazione di calcolo A1+M1+R3 dell'Approccio 2, in cui si assume:

- Coefficiente parziale per la resistenza dei pali $\gamma_R = 1,15$ (pali trivellati – resistenza laterale a compressione), come riportato in tabella:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali				
Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
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

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

- Fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica assunto cautelativamente pari al suo valore massimo $\xi = 1,70$, come riportato in tabella:

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate							
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

Di seguito si riportano gli spessori e la descrizione delle unità che costituiscono i terreni interessati dalle opere di fondazione:

Stratigrafia terreno		
Numero di strati attraversati dall'ancoraggio / barra	i	1
Spessore strato 1 (più superficiale)	LS1	10.00 m
Tensione limite di aderenza malta-terreno strato 1	qs1	0.25 MPa

11 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.

12 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:

Carichi di progetto			
Massimo carico di compressione alla base del montante	N	98.00	kN
Massimo carico di taglio alla base del montante	V	116.00	kN
Massimo tiro su ancoraggio di monte	T_M	143.00	kN
Massimo tiro su ancoraggio laterale	T_L	291.00	kN

13 VERIFICA RESISTENZA SEZIONE IN BARRA DI ACCIAIO

Noto il carico di compressione di progetto N_b e il carico di taglio di progetto V_b a cui la barra in acciaio avente diametro Φ è soggetta, devono essere rispettate le seguenti condizioni:

Verifica rottura a compressione della barra in acciaio:

$$f_{yds} / (N_b / A_s) = (f_{yks} / \gamma_s) / (N_b / A_s) \geq 1$$

avendo indicato con:

f_{yds} = tensione di snervamento di progetto;

f_{yks} = tensione di snervamento caratteristica;

γ_s = coefficiente di sicurezza = 1,15;

A_s = sezione resistente = $\pi \Phi^2 / 4$.

Verifica rottura a taglio della barra in acciaio:

$$f_{vds} / \tau_{max} = (f_{yks} / \sqrt{3} / \gamma_s) / \tau_{max} \geq 1$$

avendo indicato con:

f_{vds} = tensione a taglio di progetto;

γ_s = coefficiente di sicurezza = 1,15;

τ_{max} = massima tensione di taglio agente = $4V_b / 3A_s$.

Verifica della tensione ideale:

$$f_{vds} / \sigma_{id} \geq 1$$

avendo indicato con:

σ_{id} = tensione ideale = $\sqrt{(\sigma^2 + 3\tau_{max}^2)}$,

dove:

σ = tensione di compressione = N_b / A_s .

14 VERIFICA RESISTENZA ANCORAGGIO IN DOPPIA FUNE SPIROIDALE

Posto T il carico di progetto agente, deve essere rispettata la seguente condizione:

$$Q_d / T = (Q_{min} / \gamma_s) / T \geq 1$$

avendo indicato con:

Q_d = carico di rottura di progetto dell'ancoraggio in doppia fune spiroidale;

Q_{min} = carico di rottura minimo dell'ancoraggio in doppia fune spiroidale;

γ_s = coefficiente di sicurezza = 1,15.

Verifica della portata limite di aderenza nucleo iniettato - terreno

LA PORTATA LIMITE DI ADERENZA NUCLEO INIETTATO - TERRENO DI CIASCUN ANCORAGGIO VIENE DETERMINATA MEDIANTE LA FORMULA (BUSTAMANTE-DOIX, 1985):

$$P_L = k \pi \alpha \Phi_{\text{perf}} \sum_i (L_i q_{si})$$

dove:

k = coefficiente di maggiorazione che tiene conto del contributo della resistenza di punta nel calcolo della resistenza a compressione;

α = coefficiente di maggiorazione in funzione della tipologia del terreno, che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione nel terreno circostante alla perforazione;

Φ_{perf} = diametro di perforazione;

L = lunghezza utile di aderenza;

q_s = tensione limite di aderenza che dipende oltre che dalla natura del terreno, dalla sua consistenza e dalla metodologia di lavoro utilizzata per realizzare l'ancoraggio (IGU).

Posto N_b (o N_m o T) il carico di progetto agente, devono essere rispettate le seguenti condizioni:

$$P_D = (P_L / \xi \gamma_R) / N_b \geq 1 \text{ per le barre di fondazioni dei montanti}$$

$$P_D = (P_L / \xi_a \gamma_R) / T \geq 1 \text{ per gli ancoraggi}$$

Verifica a compressione della sezione composta

Si calcola 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 viene valutata, nell'ipotesi di completa aderenza tra i materiali, secondo la seguente formula:

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

avendo indicato con:

A_m = sezione del profilo in acciaio del micropalo (= 0 nel caso di impiego di barre di acciaio);

A_c = sezione della miscela cementizia;

A_s = sezione delle barre di armatura;

γ_a = coefficiente di sicurezza = 1,05;

γ_c = coefficiente di sicurezza = 1,50;

γ_s = coefficiente di sicurezza = 1,15.

Deve essere dunque rispettate le seguenti condizioni:

$$N_{pl,Rd} / N_b \geq 1 \text{ per le barre di fondazioni dei montanti}$$

Verifica di scorrimento tra barra di acciaio e miscela cementizia

La tensione tangenziale di aderenza acciaio-malta cementizia viene calcolata in accordo alle Norme tecniche D.M. 17/01/2018 (par. 4.1.2.1.1.4).

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto f_{bd} è pari a:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_m$$

in cui:

γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \eta_2 f_{ctk}$$

in cui:

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo pari a:

$$f_{ctk} = \eta_1 \times f_{ctm} = \eta_1 \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3}$$

f_{ck} resistenza monoassiale per carichi di breve durata pari a:

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$$

R_{ck} Resistenza cubica a compressione caratteristica

$\eta_1 = 1,00$ in condizioni di buona aderenza

$\eta_1 = 0,7$ in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli;

$\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm

$\eta_2 = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore

Nell'ipotesi di condizioni di non buona aderenza e diametro $\phi \leq 32$ mm, la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza risulta pari a:

$$f_{bk} = 2,25 \eta_2 f_{ctk} = 2,25 \times 1,00 \times f_{ctk} = 4,03 \text{ MPa}$$

Pertanto, nell'ambito del metodo di verifica agli stati limite si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza e all'attrito:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_m = 4,03 \text{ MPa} / 1,50 = 2,69 \text{ MPa per sezioni in acciaio nervato}$$

La resistenza allo sfilamento fra acciaio e miscela di iniezione è dovuta alle tensioni di aderenza e all'attrito all'interfaccia acciaio-miscela. Deve essere dunque rispettata la seguente condizione:

$$f_{bd} / \tau_{aderenza} = f_{bd} / (N_b / \pi \Phi L) \geq 1$$

avendo indicato con:

Φ = diametro della barra;

L = lunghezza utile di aderenza.

Verifica di sfilamento tra ancoraggio in doppia fune spiroidale e miscela cementizia

La tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo è stata calcolata in accordo a quanto riportato nel Capitolo 4 “Costruzioni civili ed industriali” dell’NTC 18 paragrafo 4.1.2.1.1.4.

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto f_{bd} è pari a:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_m$$

In cui: γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \eta_2 f_{ctk}$$

in cui: f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo pari a:

$$f_{ctk} = \eta_1 \times f_{ctm} = \eta_1 \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3}$$

f_{ck} resistenza monoassiale per carichi di breve durata pari a:

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$$

R_{ck} Resistenza cubica a compressione caratteristica

$\eta_1 = 1,00$ in condizioni di buona aderenza

$\eta_1 = 0,7$ in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli;

$\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm

$\eta_2 = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore

Nell'ipotesi di condizioni di non buona aderenza e diametro $\phi \leq 32$ mm, la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza caratteristica risulta pari a:

$$f_{bk} = 2,25 \eta_2 f_{ctk} = 2,25 \times 1,00 \times f_{ctk} = 4,03 \text{ MPa}$$

Pertanto, nell'ambito del metodo di verifica agli stati limite si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza e all'attrito:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_m = 4,03 \text{ MPa} / 1,50 = 2,69 \text{ MPa per sezioni in acciaio nervato}$$

La resistenza allo sfilamento fra acciaio e miscela di iniezione è dovuta alle tensioni di aderenza e all'attrito all'interfaccia acciaio-miscela. Deve essere dunque rispettata la seguente condizione:

$$f_{bd} / \tau_{ad. \text{ fune}} = f_{bd} / (T / \mu \delta A_{lat}) \geq 1$$

avendo indicato con:

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

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

A_{lat} = area laterale dei due trefoli = $2 \pi \Phi_{fune} L$.

15 VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE

A favore di sicurezza si considera che tutte le fondazioni dei montanti siano sollecitate con il massimo carico $N = 98 \text{ kN}$. Si rileva, inoltre, che la base del montante è soggetta anche ad una forza di taglio, che vale $V = 116 \text{ kN}$. 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	49,0	58,0

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)	49,0	58,0
	$\zeta = 45^\circ$ (inclinata)	-6,36	75,66

Per semplicità di calcolo e a favore di sicurezza, si assume che la barra oggetto di verifica sia soggetta ai carichi massimi $N_b = 49,0 \text{ kN}$ e $V_b = 75,66 \text{ kN}$

Di seguito si riportano le risultanze delle suddette verifiche per la fondazione del montante.

Barre d'ancoraggio			
Numero barre di ancoraggio	n° barre	2	-
Scelta barra	-	φ25	-
Diametro nominale barra	φ _{barra}	25.00	mm
Area sezione barra	A _s	490.87	mm²
Lunghezza barra	L _B	3.00	m
Inclinazione barra(e) lato valle rispetto all'orizzontale	θ	90.00	°
Inclinazione barra(e) lato monte rispetto alla verticale	ρ	45.00	°
Massimo carico di compressione per barra	N _b	49.00	kN
Massimo carico di taglio per barra	V _b	75.66	kN
Massima tensione tagliante per barra	$\tau_{max} = 4V_B / 3A_S$	205.51	MPa
Tensione ideale per barra	$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma^2 + 3 \tau^2_{max})}$	355.96	MPa
VERIFICA ROTTURA A COMPRESSIONE BARRA	$FS = f_{yds} / (N_b / A_s) \geq 1$	3.92	VERIFICATO
VERIFICA ROTTURA A TAGLIO BARRA	$FS = f_{yds} / \tau_{max} \geq 1$	1.10	VERIFICATO
VERIFICA TENSIONE IDEALE	$FS = f_{yds} / \sigma_{id} \geq 1$	1.10	VERIFICATO
Geometria foro barre			
Scelta diametro perforazione	-	φ64	-
Diametro di perforazione	φ _{perf}	64.00	mm
Area netta miscela cementizia	A _c	2726.12	mm²
Tensione tangenziale barra - miscela cementizia	τ _{aderenza}	0.21	MPa
VERIFICA SCORRIMENTO BARRA - MISCELA CEMENTIZIA	$FS = f_{bd} / \tau_{aderenza} \geq 1$	12.92	VERIFICATO
Resistenza plastica sezione composta acciaio - miscela cementizia	N _{pl,Rd}	230.55	kN
VERIFICA COMPRESSIONE SEZIONE COMPOSTA	$FS = N_{pl,Rd} / N_b \geq 1$	4.71	VERIFICATO
Calcolo portata limite ancoraggio (Bustamante-Doix, 1985)			
Lunghezza utile di aderenza strato 1	LS1	3.00	m
Coefficiente di maggiorazione portata limite per contributo di punta	k	1.00	-
Coefficiente di maggiorazione per sbulbamento	α	1.20	-
Portata limite	P _L	180.96	kN
Fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica	ξ	1.70	-
Coefficiente di sicurezza resistenza ancoraggi	γ _R	1.15	-
Portata limite di progetto	P _D	92.56	kN
VERIFICA PORTATA DELL'ANCORAGGIO IN BARRE	$FS = P_D / N_b \geq 1$	1.89	VERIFICATO
RIEPILOGO VERIFICHE			
VERIFICA ROTTURA A COMPRESSIONE BARRA	$FS = f_{yds} / (N_b / A_s) \geq 1$	3.92	VERIFICATO
VERIFICA ROTTURA A TAGLIO BARRA	$FS = f_{yds} / \tau_{max} \geq 1$	1.10	VERIFICATO
VERIFICA TENSIONE IDEALE	$FS = f_{yds} / \sigma_{id} \geq 1$	1.10	VERIFICATO
VERIFICA SCORRIMENTO BARRA - MISCELA CEMENTIZIA	$FS = f_{bd} / \tau_{aderenza} \geq 1$	12.92	VERIFICATO
VERIFICA COMPRESSIONE SEZIONE COMPOSTA	$FS = N_{pl,Rd} / N_b \geq 1$	4.71	VERIFICATO
VERIFICA PORTATA DELL'ANCORAGGIO IN BARRE	$FS = P_D / N_b \geq 1$	1.89	VERIFICATO
CONCLUSIONI			
DIAMETRO BARRE	φ _{barra}	25.00	mm
LUNGHEZZA ANCORAGGIO	L _B	3.00	m
DIAMETRO PERFORAZIONE	φ _{perf}	64.00	mm

16 VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE

Noto il carico $T = T_M$, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si effettuano la verifica della resistenza dell'ancoraggio in doppia fune spiroidale, la verifica di sfilamento tra l'ancoraggio in doppia fune spiroidale e la miscela cementizia e la verifica della portata limite di aderenza nucleo iniettato – terreno.

DI SEGUITO SI RIPORTANO LE RISULTANZE DELLE SUDDETTE VERIFICHE.

Tiranti d'ancoraggio in doppia fune spiroidale			
Tipo di ancoraggio	-	C-FAST	mm
Diametro nominale ancoraggio in fune	ϕ_{fune}	14.00	mm
Carico minimo di rottura	Q_{min}	350.00	kN
Coefficiente di sicurezza per l'ancoraggio	γ_s	1.15	-
Carico di rottura di progetto	Q_d	304.35	kN
Lunghezza ancoraggio	L_F	4.00	m
VERIFICA ROTTURA A TRAZIONE ANCORAGGIO	$FS = Q_d / T_M \geq 1$	2.13	VERIFICATO
Geometria foro ancoraggio			
Scelta diametro di perforazione	-	ϕ_{102}	-
Diametro di perforazione	ϕ_{perf}	102.00	mm
Coefficiente di riduzione funzione dello stato delle superfici	μ	0.85	-
Coefficiente di riduzione funzione del numero di trefoli in un foro	δ	0.85	-
Area laterale dei due trefoli	A_{lat}	351858.38	mm ²
Tensione tangenziale cavallotto fune - miscela cementizia	$\tau_{ad. fune}$	0.56	MPa
VERIFICA SFILAMENTO FUNE - MALTA	$FS = f_{bd} / \tau_{ad. fune} \geq 1$	4.78	VERIFICATO
Calcolo portata limite ancoraggio (Bustamante-Doix, 1985)			
Lunghezza utile di aderenza strato 1	LS_1	4.00	m
Coefficiente di maggiorazione per sbulbamento	α	1.20	-
Portata limite	P_L	384.53	kN
Fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica	ξ	1.80	-
Coefficiente di sicurezza resistenza ancoraggi	γ_R	1.20	-
Portata limite di progetto	P_D	178.02	
VERIFICA SFILAMENTO MALTA-TERRENO	$FS = P_D / T_M \geq 1$	1.24	VERIFICATO
RIEPILOGO VERIFICHE			
VERIFICA ROTTURA A TRAZIONE ANCORAGGIO	$FS = Q_d / T_M \geq 1$	2.13	VERIFICATO
VERIFICA SFILAMENTO FUNE - MALTA	$FS = f_{bd} / \tau_{ad. fune} \geq 1$	4.78	VERIFICATO
VERIFICA SFILAMENTO MALTA-TERRENO	$FS = P_D / T_M \geq 1$	1.24	VERIFICATO
CONCLUSIONI			
TIPO DI ANCORAGGIO	-	C-FAST	mm
DIAMETRO ANCORAGGIO	ϕ_{fune}	14.00	mm
LUNGHEZZA ANCORAGGIO	L_B	4.00	m
DIAMETRO PERFORAZIONE	ϕ_{perf}	102.00	mm

VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE

Noto il carico $T = T_L$, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si effettuano la verifica della resistenza dell'ancoraggio in doppia fune spiroidale, la verifica di sfilamento tra l'ancoraggio in doppia fune spiroidale e la miscela cementizia e la verifica della portata limite di aderenza nucleo iniettato – terreno.

DI SEGUITO SI RIPORTANO LE RISULTANZE DELLE SUDDETTE VERIFICHE.

Tiranti d'ancoraggio in doppia fune spiroidale tipo C-FAST			
Tipo di ancoraggio	-	C-FAST	mm
Diametro nominale ancoraggio in fune	ϕ_{fune}	16.00	mm
Carico minimo di rottura	Q_{min}	460.00	kN
Coefficiente di sicurezza per l'ancoraggio	γ_s	1.15	-
Carico di rottura di progetto	Q_d	400.00	kN
Lunghezza ancoraggio	L_F	6.00	mm
VERIFICA ROTTURA A TRAZIONE ANCORAGGIO	$FS = Q_d / T_M \geq 1$	1.37	VERIFICATO
Geometria foro ancoraggio			
Diametro di perforazione	-	ϕ_{114}	-
Area lorda miscela cementizia	ϕ_{perf}	114.00	mm
Coefficiente di riduzione funzione dello stato delle superfici	μ	0.85	-
Coefficiente di riduzione funzione del numero di trefoli in un foro	δ	0.85	-
Area laterale dei due trefoli	A_{lat}	603185.79	mm ²
Tensione tangenziale cavallotto fune - miscela cementizia	$\tau_{ad. fune}$	0.67	MPa
VERIFICA SFILAMENTO FUNE - MALTA	$FS = f_{bd} / \tau_{ad. fune} \geq 1$	4.02	VERIFICATO
Calcolo portata limite ancoraggio (Bustamante-Doix, 1985)			
Lunghezza utile di aderenza strato 1	$LS1$	6.00	m
Coefficiente di maggiorazione per sbulbamento	α	1.20	-
Portata limite	P_L	644.65	kN
Fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica	ξ	1.80	-
Coefficiente di sicurezza resistenza ancoraggi	γ_R	1.20	-
Portata limite di progetto	P_D	298.45	
VERIFICA SFILAMENTO MALTA-TERRENO	$FS = P_D / T_L \geq 1$	1.03	VERIFICATO
RIEPILOGO VERIFICHE			
VERIFICA ROTTURA A TRAZIONE ANCORAGGIO	$FS = Q_d / T_L \geq 1$	1.37	VERIFICATO
VERIFICA SFILAMENTO FUNE - MALTA	$FS = f_{bd} / \tau_{ad. fune} \geq 1$	4.02	VERIFICATO
VERIFICA SFILAMENTO MALTA-TERRENO	$FS = P_D / T_L \geq 1$	1.03	VERIFICATO
CONCLUSIONI			
TIPO DI ANCORAGGIO	-	C-FAST	mm
DIAMETRO FUNE	ϕ_{fune}	16.00	mm
LUNGHEZZA ANCORAGGIO	L_B	6.00	m
DIAMETRO PERFORAZIONE	ϕ_{perf}	114.00	mm

18 CONCLUSIONI

Nella seguente tabella si riportano le dimensioni degli ancoraggi proposte per la realizzazione delle barriere paramassi progettate nell'ambito dei lavori di **“MESSA IN SICUREZZA VERSANTE FRANOSO CICLABILE PIOVERNO – CAVAZZO IN COMUNE DI VENZONE” BARRIERA PARAMASSI Tipo RB1000H4 per risanamento Versante Franoso**

“RB 1000 H4” (1000 kJ)

FONDAZIONE	TIPO DI ANCORAGGI	DIMENSIONI	DIAMETRO DI PERFORAZIONE
Fondazioni dei montanti	n. 2 barre in acciaio tipo B450C	Diametro = 25 mm Lunghezza = 3,0 m	Diametro minimo di perforazione = 64 mm
Ancoraggi di monte	Ancoraggi in doppia fune spiroidale tipo C-FAST	Diametro = 14 mm Lunghezza = 4,0 m	Diametro minimo di perforazione = 102 mm
Ancoraggi laterali	Ancoraggi in doppia fune spiroidale tipo C-FAST	Diametro = 16 mm Lunghezza = 6,0 m	Diametro minimo di perforazione = 114 mm

19 VALIDAZIONE DEI RISULTATI DEL PROGRAMMA DI CALCOLO

La modellazione delle strutture e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con MACRO1 prodotto da Officine Maccaferri spa. Il codice di calcolo, ampiamente utilizzato a livello nazionale, è fornito con manuale di validazione in cui i risultati ottenuti con il programma vengono positivamente confrontati con quelli reperibili in letteratura. Il sottoscritto ha inoltre provveduto ad esaminare la documentazione sulla validazione dei codici di calcolo resa disponibile dal produttore del software ed a modellare ed analizzare con il suddetto software i file di esempio forniti dal produttore ed altre semplici casistiche. Quindi, è stata verificata la congruenza numerica dei risultati ottenuti dal calcolo automatico con quelli ottenibili in maniera manuale ed avvalendosi dei risultati presentati nella letteratura tecnica.

Si riporta una Verifica manuale barra in acciaio

Q_c = Carico di snervamento minimo della barra in acciaio = $f_{yks} \pi \Phi^2/4 = 245$ kN

Q_d = Carico di snervamento di progetto della barra in acciaio = $Q_c / 1,15 = 222,7$ kN

T = 35,13 kN = Carico massimo applicato all'ancoraggio

η = 6,39 = fattore di sicurezza residuo

IL PROGETTISTA STRUTTURALE

Ing. Copetti Ermes

(timbro e firma)

20 PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE E DELL'OPERA

PREMESSA

Al termine dei lavori e del relativo certificato di collaudo o di regolare esecuzione redatto ai sensi dell'art. 29 della L.R. n. 14/2002, le opere verranno consegnate al committente che provvederà all'attività di ispezione, gestione e manutenzione delle opere realizzate.

Il presente piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera, redatto ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 art. 10.1, è relativo ai lavori di "MESSA IN SICUREZZA VERSANTE FRANOSO CICLABILE PIOVERNO – CAVAZZO in Comune di VENZONE con posa di reti in aderenza sul versante a monte della strada comunale e pista ciclabile in Comune di Venzone (UD).

Per tutto quanto non indicato qui di seguito in un sintetico piano di manutenzione dell'opera si fa riferimento al progetto STUDIO DI FATTIBILITA' – ESECUTIVO ed al suo piano di manutenzione a firma dei progettisti incaricati

MANUTENZIONE DELLE OPERE

Manutenzione delle opere di fondazione

Elementi del sistema edilizio atti a trasmettere al terreno le azioni esterne e il peso proprio della struttura

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI

Resistenza ai carichi e alle sollecitazioni previste in fase di progettazione.

MODALITA' DI CONTROLLO

Controllo visivo atto a riscontrare possibili anomalie che precedano fenomeni di cedimenti strutturali.

PERIODICITA'

Annuale.

PROBLEMI RISCONTRABILI

- Formazione di fessurazioni o crepe.
- Corrosione delle armature.
- Disgregazione del copriferro con evidenza barre di armatura

POSSIBILI CAUSE

Alternanza di penetrazione e di ritiro dell'acqua.

TIPO DI INTERVENTO (in ogni caso consultare preventivamente un tecnico strutturale).

- Riparazioni localizzate delle parti strutturali.
- Ripristino di parti strutturali in calcestruzzo armato.
- Protezione dei calcestruzzi da azioni disgreganti.
- Protezione delle armature da azioni disgreganti.

STRUMENTI ATTI A MIGLIORARE LA CONSERVAZIONE DELL'OPERA

- Vernici, malte e trattamenti speciali.

-
- Prodotti contenenti resine idrofuganti e altri additivi specifici.

Manutenzione delle opere in cemento armato fuori terra

Elementi del sistema edilizio aventi il compito di resistere alle azioni verticali ed orizzontali agenti sulla parte di struttura fuori terra e di trasmetterle alle opere di fondazione.

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI

- Resistenza ai carichi e alle sollecitazioni previste in fase di progettazione.
- Adeguata resistenza meccanica a compressione.
- Buona resistenza termica ed un'elevata permeabilità al passaggio del vapor acqueo.
- Adeguata resistenza al fuoco.

CARATTERISTICHE MINIME DEI MATERIALI

Calcestruzzo: Rck minimo: 30 N/mm².

MODALITA' DI CONTROLLO

Controllo visivo atto a riscontrare possibili anomalie che precedano fenomeni di cedimenti strutturali.

PERIODICITA'

Annuale.

PROBLEMI RISCONTRABILI

- Insorgere di efflorescenze o comparsa di muffe.
- Formazione di fessurazioni o crepe.
- Corrosione delle armature.
- Disgregazione o deterioramento del cemento con conseguente perdita degli aggregati.
- Movimenti relativi fra i giunti.
- Formazioni di bolle d'aria.

POSSIBILI CAUSE

Alternanza di penetrazione e di ritiro dell'acqua.

TIPO DI INTERVENTO (in ogni caso consultare preventivamente un tecnico strutturale).

- Riparazioni localizzate delle parti strutturali.
- Ripristino di parti strutturali in calcestruzzo armato.
- Protezione dei calcestruzzi da azioni disgreganti.
- Protezione delle armature da azioni disgreganti.

STRUMENTI ATTI A MIGLIORARE LA CONSERVAZIONE DELL'OPERA

- Vernici, malte e trattamenti speciali.
- Prodotti contenenti resine idrofuganti e altri additivi specifici.

Opere	Modalità	Interventi di manutenzione	Periodicità
Opere in cemento armato	Ispezionare i manufatti e controllare: - eventuali fenomeni di deterioramento e di degrado dei materiali; eventuali fenomeni di dissesto delle strutture dovuti a cedimenti differenziali; presenza di un quadro fessurativo che esuli dalle normali fessure dovute al ritiro del calcestruzzo in fase di maturazione; - presenza di distacchi di parte superficiale delle opere in calcestruzzo che comportino l'esposizione all'ambiente aggressivo dei ferri di armatura; presenza di fenomeni di risalita dell'umidità; - presenza di avvallamenti della superficie di calpestio; - presenza di eccesso di vibrazioni emissioni sonore delle strutture sotto carico. L'esito di ogni ispezione deve formare oggetto di uno specifico rapporto da conservare insieme alla relativa documentazione tecnica. A conclusione di ogni ispezione, inoltre, il tecnico incaricato deve, se necessario, indicare gli eventuali interventi a carattere manutentorio da eseguire ed esprimere un giudizio riassuntivo sullo stato	- riparazioni localizzate superficiali delle parti strutturali, da effettuare anche con materiali speciali; - ripristino di parti strutturali in calcestruzzo - armato da eseguire anche con materiali speciali; - protezione dei calcestruzzi da azione disagreganti (gelo, sali, solventi, ambiente aggressivo, ecc.) con eventuale applicazione di film protettivi; - protezione delle armature da azioni disagreganti (gelo, ambiente aggressivo, ecc.); Consultare un tecnico abilitato in caso di quadro fessurativo in rapida evoluzione o interventi che vadano a variare dimensioni strutturali o carichi applicati.	Cadenza annuale

Opere in acciaio	Ispezionare i manufatti e controllare: - eventuali fenomeni di deterioramento e di degrado dei materiali; - eventuali fenomeni di dissesto delle strutture dovuti a cedimenti differenziali; - presenza di un quadro corrosivo sulle membrature e sui giunti. - stato delle carpenterie in acciaio, delle passivazioni e delle eventuali pitture intumescenti; - presenza di eccesso di vibrazioni o emissioni sonore delle strutture sotto carico; L'esito di ogni ispezione deve formare oggetto di uno specifico rapporto da conservare insieme alla relativa documentazione tecnica. A conclusione di ogni ispezione, inoltre, il tecnico incaricato deve, se necessario, indicare gli eventuali interventi a carattere manutentorio da eseguire ed esprimere un giudizio riassuntivo sullo stato d'opera	- ripresa della passivazioni delle carpenterie in acciaio; - consultare ditta fornitrice opere o ditta specializzata per interventi di ripristino delle eventuali vernici intumescenti; - consultare tecnico abilitato in caso di quadro corrosivo esteso sulle membrature o localizzato sui giunti interventi che vadano a variare dimensioni strutturali o carichi applicati.	Cadenza annuale
-------------------------	---	---	-----------------

IL PROGETTISTA STRUTTURALE

Ing. Ermes Copetti

(timbro e firma)

IL DIRETTORE DEI LAVORI

(timbro e firma)

IL COMMITTENTE

(timbro e firma)