# AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DELL'AQUILA

SETTORE VIABILITA'

Via Saragat Loc. Campo di Pile, 67100 L'Aquila

DIRIGENTE DEL SETTORE Ing. Nicolino D'Amico

**Fondo di Sviluppo e Coesione 2021-2027** *Delibera CIPESS n. 15 del 23/04/2024 - Accordo per la Coesione Governo - Regione Abruzzo.* **INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA E DI ADEGUAMENTO FUNZIONALE DELLE STRADE PROVINCIALI.**

**CUP : F37H24000030001**


I Progettisti :

BRANDI SOCIETÀ D'INGEGNERIA
*(mandataria)*
Ing. Roberto Brandi

TECNOSOIL ENGINEERING s.r.l.
*(mandante)*
Geol. Eustachio Pietromartire

**GEOCART PROFESSIONAL SERVICE S.R.L.**
*(mandante)*
Geom. Nicola Mantini

**LIMES SOCIETA' COOPERATIVA**
*(mandante)*
Archeol. Hermann Borghesi

**STUDIO TECNICO ING. TARABORRELLI B.**
*(mandante)*
Ing. Taraborrelli Bellafronte Angelo

**STUDIO TECNICO AGRONOMICO DOTT. NICOLA TAVANO** *(mandante)*
Dott. Nicola Tavano

**"ORANGES & DI CARMINE ASSOCIATI"**
*(mandante)*
Arch. Maurizio Oranges

**SGAI S.R.L. di E. Forlani & C.**
*(ausiliaria)*
Ing. Andrea Forlani

Il Responsabile del Progetto:
Ing. Ghizzoni Angela


Approvazioni:

## PROGETTO ESECUTIVO (D.Lgs. 36/2023 - All. I-7 )

## C - ELABORATI SPECIALISTICI

### SUB-INTERVENTO 1.2 - SR17BIS DELLA FUNIVIA DEL GRAN SASSO E DI CAMPO IMPERATORE

| *Tavola/Allegato* | C12 | **Relazione geotecnica** | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| *Codice commessa* | T2502 | *Data di emissione* Dicembre 2025 | *Rev* 01 | *Scala* | *Formato* doc |
| *Codice elaborato* | ES12 | *Redatto* Pietromartire L. | *Controllato* Pietromartire L. | *Approvato* Brandi R. | |

| *Data* | *Operatore* | *Descrizione* |
|---|---|---|
| Dicembre 2025 | Brandi R. | Revisione |
| Novembre 2025 | Brandi R. | Emissione Progetto Esecutivo |

**SOMMARIO**

1 PREMESSA ..... 1

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO ..... 2

3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO ..... 2

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO LOCALE ..... 3

5 MODELLO GEOTECNICO LOCALE ..... 5

6 CLASSIFICAZIONE SISMICA ED ANALISI DEI CARICHI ..... 6

6.1 Analisi dei carichi ..... 8

ALLEGATO I – Verifica ancoraggio barriera fermaneve.

# 1 PREMESSA

La presente relazione tecnica, a supporto del **Progetto Esecutivo** relativo agli interventi di messa in sicurezza ed adeguamento funzionale delle strade provinciali dell'Aquila, redatta in accordo a quanto riportato al cap. 6.2.2 delle Norme Tecniche del 2018, ha come obiettivo quello di definire il modello geotecnico utilizzato per il calcolo e verifica del sistema di ancoraggio delle barriere ferma-neve, da realizzare a ridosso della SR17BIS della funivia del Gran Sasso e di Campo Imperatore tra la km.ca 1+400 e 1+540.

In linea generale, per la definizione delle caratteristiche meccaniche degli ammassi rocciosi affioranti, sono stati analizzati i risultati dei rilievi geo-strutturali della campagna geognostica e geofisica a supporto di questa fase progettuale e nel dettaglio riportati nell'elaborato **C11.ES11.0.T2502.Relazione geologica**.

Per quanto concerne le modalità di esecuzione dei lavori, la descrizione delle fasi di realizzazione degli stessi e le principali caratteristiche dei materiali da utilizzare, si rimanda a quanto descritto negli elaborati **C10.ES10.0.T2502.Relazione tecnica specialistica**, **C13.ES13.0.T2502.Relazione sui materiali** e nell'elaborato **F9.GR9.0.T2502.Sezioni tipologiche e particolari costruttivi.**

In allegato alla presente relazione saranno fornite le verifiche di sfilamento dell'ancoraggio della barriera.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per il progetto degli interventi si è fatto riferimento al seguente quadro normativo:

- Nuove Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 17.01.2018;
- Circolare 21 Gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP. delle NTC 2018;
- LINEA GUIDA ETAG ELABORATA DALL'ASSOCIAZIONE EUROPEA DEGLI ORGANISMI DI BTE (EOTA) SI INQUADRA NELL'AMBITO DELL'ATTUAZIONE DELLA DIRETTIVA EUROPEA 89/106 (PRODOTTI DA COSTRUZIONE) ORA REGOLAMENTO n. 305/2011 (UE).

## 3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- Elaborato **C11.ES11.0.T2502.Relazione geologica**.

# 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO LOCALE

Per la definizione puntuale dell'assetto litostratigrafico e delle sue caratteristiche fisico meccaniche è stato eseguito un rilievo geologico-geomorfologico in sito ed è stata eseguita una campagna di indagine sito specifica che ha previsto l'esecuzione in due prove penetrometriche dinamiche super pesanti ubicate in corrispondenza della sede stradale. Mentre per l'assegnazione della categoria di sottosuolo è stata eseguita un'indagine sismica di tipo MASW.

Dalle prove e dai rilievi eseguiti, è stato possibile individuare la serie stratigrafica di seguito riportata:

- **Deposito superficiale**, Costituito da detrito di versante con clasti calcarei eterometrici in matrice limosa. Lo spessore dell'unità è variabile tra 1,50 e 2,50 m.;
- **Formazione di base**, Costituita da Calcareniti bioclastiche con intercalazioni di micriti bianche e selce nera. Si presenta molto fratturata. Presenti oltre i 2,50 m dal p.c.

Morfologicamente, il tratto di strada in studio si inserisce in un contesto montuoso, topograficamente inserito alla quota di circa 1450 m s.l.m., caratterizzato forti dislivelli altimetrici con pendenze dell'ordine di 40°-60° come visibile dalla carta delle pendenze di seguito riportata.

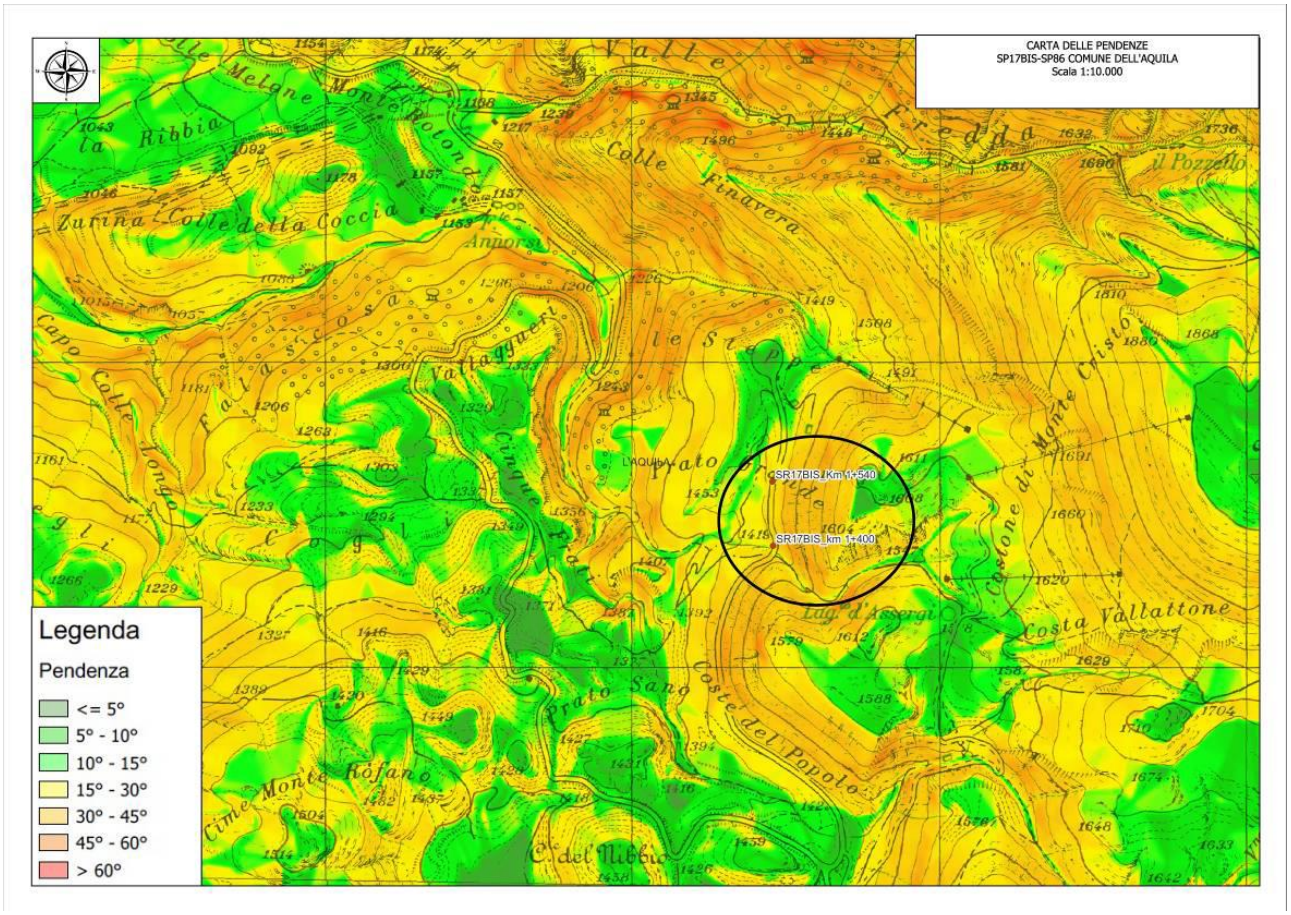



**Figura 1 Stralcio della carta delle pendenze. È possibile notare le pendenze variabili da 40° e fino a oltre 60°.**

Dalla consultazione della cartografia redatta nell'ambito del Piano Stralcio di Bacino della Regione Abruzzo (AUBAC dell'Appennino Centrale), per quanto riguarda i fenomeni franosi e i processi erosivi, emerge che il tratto stradale oggetto di studio non è direttamente interessato da perimetrazioni. Tuttavia è bene precisare che poco a monte del tratto in studio della SR17BIS è presente una deformazione profonda attiva.

Dalla consultazione della Carta di Localizzazione dei pericoli da Valanga (C.L.P.V.) si evince che la SR17BIS è posta in prossimità di un'area interessata da fenomeni valanghivi. Di seguito si riporta lo stralcio della carta C.L.P.V.

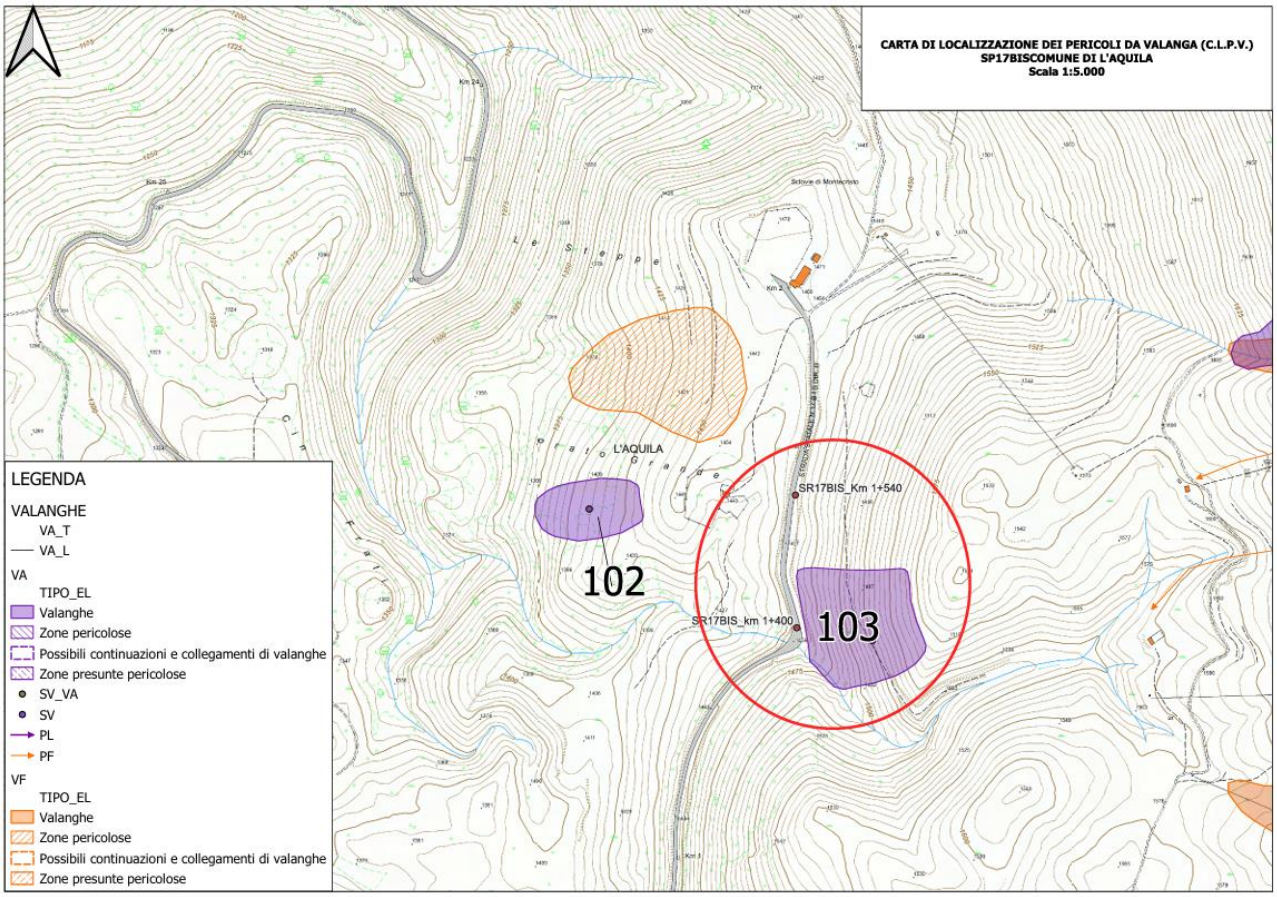



**Figura 2 - Stralcio Carta della pericolosità da fenomeni valanghivi.**

# 5 MODELLO GEOTECNICO LOCALE

Non essendo presenti affioramenti rocciosi tali per cui è necessario intervenire con interventi di consolidamento, il modello geotecnico locale, è stato determinato mediante l'interpretazione di alcune prove penetrometriche super pesanti eseguite sulla sede stradale provinciale e da rilevamenti diretti sul pendio.

Da quanto sopra, è stato possibile verificare che a ridosso della viabilità stradale, è presente uno strato di deposito di calcare eterometrico da poco a mediamente addensato, che va assottigliando la propria potenza proseguendo lo sviluppo del versante.

Dalla consultazione dei dati bibliografici e dall'interpretazione dei risultati emersi dai rilievi geo-strutturali e dalla campagna geognostica effettuata, è stato possibile definire per l'area in esame i modelli geotecnici che seguono, differenziati in ragione del grado di alterazione definito.

**Tabella 1 Modello geotecnico Brecce Eterometriche**

| *PROFONDITA'* | *SEZIONE STRATIGRAFICA* | *DESCRIZIONE* | *PARAMETRI DI BARTON* |
|---|---|---|---|
| 0,00 ÷ 2,50 m. | | Deposito superficiale | $\gamma$ = 19,20 kN/m$^3$<br>$Ø_r$ = 27°<br>C'= 0,00 kPa<br>E= 5.000 MPa |
| 2,50 ÷ ∞ m. | | Calcareniti bioclastiche | $\gamma$ = 24,00 kN/m$^3$<br>$Ø_r$ = 35°<br>C'= 150 kPa<br>E= 80.000,00 MPa |

Dove

- $Ø_r$: Angolo di attrito residuo;
- $\gamma$ Peso dell'unità di volume della roccia;
- $c'$ Coesione efficace;
- E: Modulo elastico.

# 6 CLASSIFICAZIONE SISMICA ED ANALISI DEI CARICHI

Al fine di classificare sismicamente il sito di progetto, nella fase di indagine, sono state condotte una serie di prove in situ per le quali si rimanda alla relazione geologica specialistica. In accordo con quanto riportato nella relazione geologica, l'azione sismica è stata determinata prendendo a riferimento uno spettro elastico caratterizzato da un coefficiente topografico di **T4** ed un coefficiente stratigrafico associato alla categoria di sottosuolo corrispondente a **B**. Secondo quanto prescritto al capitolo 7.11.6 delle NTC 2018, le verifiche in combinazione sismica sono state eseguite secondo un approccio lineare con metodo pseudo statico, valutando i due parametri **Kh** e **Kv**, rispettivamente coefficienti di spinta sismica orizzontale e verticale.

Unitamente ai dati relativi alla categoria di terreno e topografica, al fine di identificare l'azione sismica di progetto è stato necessario definire una vita nominale ed una classe d'uso. Trattandosi di una strada provinciale non inquadrata all'interno dei piani di emergenza della protezione civile, in accordo al D.G.R. 1009 del 29.10.2008 della Regione Abruzzo, la classe d'uso è stata posta pari a **III**, mentre per la vita nominale delle opere in accordo con l'Amministrazione è stato scelto di utilizzare il valore di **50 anni**.

Di seguito si riporta il calcolo dei parametri sismici di cui sopra, eseguito con l'applicativo di Geostru.

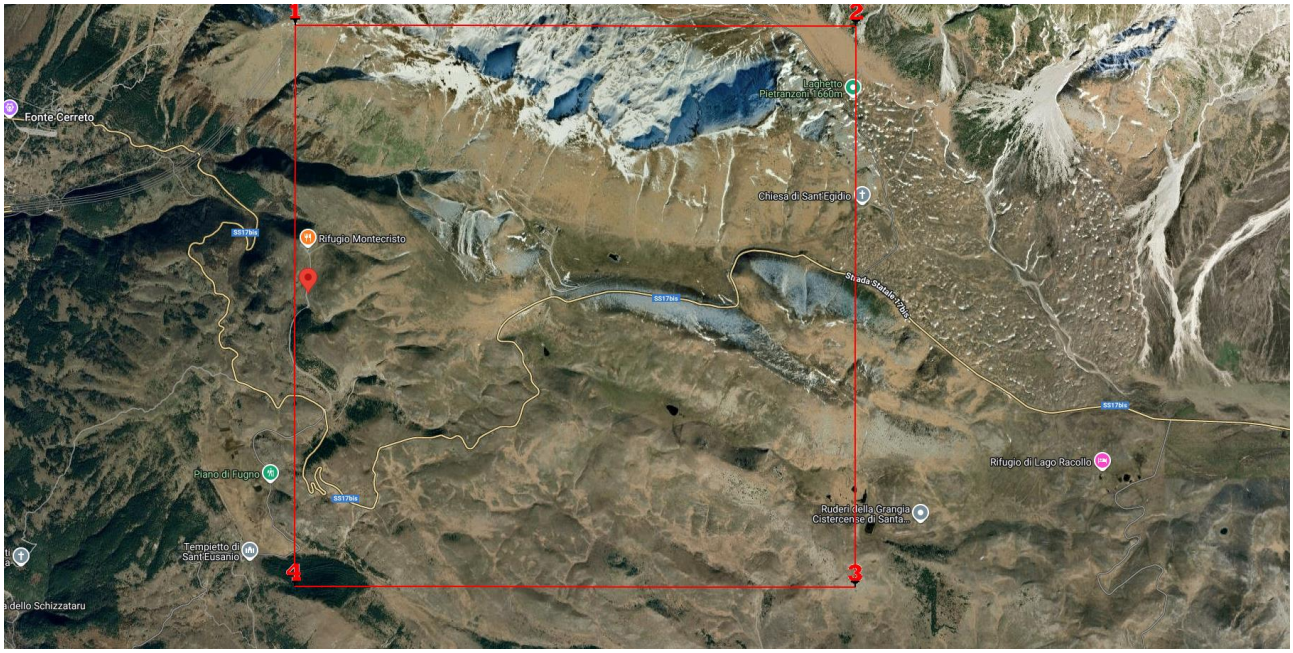



**Figura 3Stralcio del quadrante di riferimento della pericolosità sismica di base.**

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Opere di sostegno NTC 2018
Muro rigido: 0

Sito in esame.
latitudine:42,410995
longitudine: 13,559477
Classe: 3
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Sito 1 | ID: 26086 | Lat: 42,4349 | Lon: 13,5579 | Distanza: 2665,550 |
| Sito 2 | ID: 26087 | Lat: 42,4349 | Lon: 13,6257 | Distanza: 6048,160 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Sito 3 | ID: 26309 | Lat: 42,3849 | Lon: 13,6256 | Distanza: 6154,741 |
| Sito 4 | ID: 26308 | Lat: 42,3849 | Lon: 13,5579 | Distanza: 2900,150 |

Parametri sismici

| | | |
|---|---|---|
| Categoria sottosuolo: | B | |
| Categoria topografica: | T4 | |
| Periodo di riferimento: | 75anni | |
| Coefficiente cu: | 1,5 | |

Operatività (SLO):

| | | |
|---|---|---|
| Probabilità di superamento: | 81 | % |
| Tr: | 45 | [anni] |
| ag: | 0,096 g | |
| Fo: | 2,337 | |
| Tc*: | 0,281 | [s] |

Danno (SLD):

| | | |
|---|---|---|
| Probabilità di superamento: | 63 | % |
| Tr: | 75 | [anni] |
| ag: | 0,122 g | |
| Fo: | 2,308 | |
| Tc*: | 0,291 | [s] |

Salvaguardia della vita (SLV):

| | | |
|---|---|---|
| Probabilità di superamento: | 10 | % |
| Tr: | 712 | [anni] |
| ag: | 0,294 g | |
| Fo: | 2,386 | |
| Tc*: | 0,353 | [s] |

Prevenzione dal collasso (SLC):

| | | |
|---|---|---|
| Probabilità di superamento: | 5 | % |
| Tr: | 1462 | [anni] |
| ag: | 0,374 g | |
| Fo: | 2,428 | |
| Tc*: | 0,369 | [s] |

Coefficienti Sismici Opere di sostegno NTC 2018

SLO:

| | |
|---|---|
| Ss: | 1,200 |
| Cc: | 1,420 |
| St: | 1,400 |
| Kh: | 0,000 |
| Kv: | 0,000 |
| Amax: | 1,577 |
| Beta: | 0,000 |

SLD:

| | |
|---|---|
| Ss: | 1,200 |
| Cc: | 1,410 |
| St: | 1,400 |
| Kh: | 0,096 |
| Kv: | 0,048 |
| Amax: | 2,012 |
| Beta: | 0,470 |

SLV:

| | |
|---|---|
| Ss: | 1,120 |
| Cc: | 1,350 |
| St: | 1,400 |
| **Kh:** | **0,175** |

**Kv: 0,088**
Amax: 4,518
Beta: 0,380

SLC:
Ss: 1,040
Cc: 1,340
St: 1,400
Kh: 0,000
Kv: 0,000
Amax: 5,338
Beta: 0,000

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru
Coordinate WGS84
latitudine:42.410025
longitudine: 13.558567

## 6.1 Analisi dei carichi

Di seguito si riporta lo specchietto riepilogativo in cui sono riportati i carichi accidentali di progetto utilizzati per il dimensionamento del tirante di ancoraggio. Il valore del carico di trazione è stato definito sulla base della consultazione di alcune schede tecniche di prodotti appartenenti a marchi differenti, considerando il valore massimo trovato in letteratura.

**Tabella 2 Carichi per paratia di micropali**

| | TIPO | Q (kN) – (Kpa) |
|---|---|---|
| AZIONE SULL'ANCORAGGIO | Puntuale di trazione | 230 kN |

Le ipotesi alla base della determinazione dell'azione agente sull'ancoraggio, fanno riferimento ad un sito ideale con le seguenti caratteristiche:

- Inclinazione del terreno nella zona di distacco $\Psi = 45°$;
- Fattore di altitudine fc corrispondente ad una quota media Z = 1.200 m. s.l.m.;
- Fattore di scorrimento K = 0,76;
- Spessore della neve nella zona di distacco $D_k$ = 2,0 m.;
- Fattore di scivolamento nella zona di distacco N = 3.20, ipotizzando la condizioni peggiore con classe di terreno pari a IV, come definito nella Direttiva WSL;
- Peso specifico medio della coltre nevosa $\rho_H = 3.00\ kN/m^3$

Di seguito, si riporta una tabella riepilogativa di confronto dei parametri di progetto tra il sito di progetto e quello ideale.

**Tabella 3Parametri di progetto sitospecifici.**

| | $\Psi$ [°] | Z[m.] | K | $D_k$ | N | $\rho_H[kN/m^3]$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Sito ideale | 45° | 1.200 | 0.76 | 2.0 | 3.2 | 3.00 |
| Sito di progetto | 28° | 1.500 | 0.63 | 2.0 | 3.2 | 3.00 |

Dove:

$K = 0.76 \cdot sen(2\Psi) = 0.76 \cdot 0.829 = 0.63$

Dai dati di cui sopra, sarà quindi possibile determinare i dati di progetto dell'altezza verticale della neve e della densità media del manto nevosa, alla base del calcolo della spinta della neve, rispettivamente determinate con le relazioni che seguono:

$$H_k = \frac{D_k}{cos(\Psi)}$$

$$\rho = \rho_H \cdot f_c$$

$$f_k = 1 + 0.02 \cdot (\frac{Z}{100} - 15)$$

**Tabella 4Confronto dati di progetto.**

| | $H_k$[m.] | $f_k$ | $[\rho[\frac{kN}{m^3}]$ |
|---|---|---|---|
| Sito ideale | 2.82 | 0.94 | 3.00 |
| Sito di progetto | 2.26 | 1.00 | 3.00 |

Essendo poi, la spinta della neve correlata ai dati di cui sopra con la relazione che segue:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot f_s \cdot H_k^2 \cdot K \cdot N$$

appare evidente che l'azione calcolata sull'ancoraggio nel sito ideale risulta cautelativa rispetto alle condizioni del sito di progetto, considerando tra l'altro che per il valore di $f_k$ nel sito ideale è stato assunto un valore pari a 1, del tutto uguale a quello di progetto.

**ALLEGATO I – Verifica ancoraggio barriera fermaneve.**

# RELAZIONE DI CALCOLO TIRANTE DI ANCORAGGIO

Gli ancoraggi sono elementi strutturali opportunamente collegati al terreno, in grado di sostenere forze di trazione.

## Resistenza allo sfilamento

La resistenza allo sfilamento di un tirante può essere calcolata con le relazioni di Schneebeli o di Bustamante Doix.

**Schneebeli**

Per terreni granulari (φ > 0) la formula è la seguente:

$$R_a = \pi \cdot D_p \cdot L \cdot \tan\cdot(45 - \frac{\varphi}{2}) \cdot sen\varphi \cdot \frac{1 + e^{2 \cdot \pi \cdot \tan\varphi}}{2} \cdot \gamma \cdot z$$

dove:

$D_p$ = diametro di perforazione;

L = lunghezza della zona ancorata;

z = profondità del punto medio del tratto ancorato;

γ = peso di volume del terreno soprastante il tratto ancorato.

In terreni coesivi (φ=0) e per analisi a breve termine si può invece utilizzare la relazione:

$$R_a = \pi \cdot D_p \cdot L \cdot c_u$$

$c_u$ = coesione non drenata del terreno nella zona di ancoraggio.

**Bustamante Doix**

La relazione è la seguente:

$$R_a = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot L \cdot q_s$$

dove:

$D_p$ = diametro di perforazione;

L = lunghezza della zona ancorata;

α = fattore che misura l'incremento di diametro del bulbo del tirante nella zona di ancoraggio;

$q_s$ = attrito e adesione laterale unitaria nella zona di ancoraggio.

Il coefficiente α è funzione della **litologia dominante nel tratto di ancoraggio** e delle **modalità di iniezione**. Può essere ricavato dalla seguente tabella:

| LITOLOGIA | COEFFICIENTE α | | | |
|---|---|---|---|---|
| | *Iniezione ripetuta* | | *Iniezione semplice* | |
| | min | max | min | max |
| ✔ Ghiaia | 1.8 | 1.8 | 1.3 | 1.4 |
| ✔ Ghiaia sabbiosa | 1.6 | 1.8 | 1.2 | 1.4 |
| ✔ Sabbia ghiaiosa | 1.5 | 1.6 | 1.2 | 1.3 |
| ✔ Sabbia pulita | 1.4 | 1.5 | 1.1 | 1.2 |
| ✔ Sabbia limosa | 1.4 | 1.5 | 1.1 | 1.2 |
| ✔ Limo | 1.4 | 1.6 | 1.1 | 1.2 |
| ✔ Argilla | 1.8 | 2.0 | 1.2 | 1.2 |
| ✔ Marne e arenarie alterate e/o fratturate | 1.8 | 1.8 | 1.1 | 1.2 |

Il fattore $q_s$ può essere ricavato attraverso le seguenti due relazioni:

*iniezione semplice:*
$q_s$ [MPa]= 0,01·($D_r$-50) + 0,05 per terreni granulari ($D_r$ = densità relativa )
$q_s$ [MPa]= 0,006· (c-10) + 0,1 per terreni coesivi (c = coesione t/m$^2$)

*iniezione ripetuta:*
$q_s$ [MPa]= 0,01· ($D_r$-50) + 0,05 per terreni granulari ($D_r$ = densità relativa)
$q_s$ [MPa]=0,008· (c-10) + 0,18 per terreni coesivi (c = coesione t/m$^2$)

La resistenza allo sfilamento si ottiene quindi dividendo $R_a$ (resistenza di calcolo a sfilamento) per un coefficiente di sicurezza Fs, che assume diversi valori a seconda della normativa scelta.

$$T_d = \frac{R_a}{Fs}$$

## Verifiche dell'aderenza del tirante (progetto di massima del bulbo di ancoraggio)

La lunghezza minima del bulbo iniettato (ancoraggio) deve essere tale da soddisfare le tre seguenti verifiche.

ADERENZA ACCIAIO-MALTA DI INIEZIONE
Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(cm) \geq 0.01 \cdot \frac{T}{\pi \cdot d \cdot \tau \cdot \gamma \cdot s}$$

dove:
L(cm) = lunghezza dell'ancoraggio;
T(N) = sforzo massimo di trazione del tirante;
d(cm) = somma dei diametri dei trefoli o delle barre;
$\tau$(Mpa) = 0,4 + ($R_{bk}$ -15)/75, con $R_{bk}$ = resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa);
$\gamma$ = coefficiente correttivo fornito dalla seguente tabella:

| | TIPOLOGIA ARMATURA TIRANTE | COEFFICIENTE $\gamma$ min | max |
|---|---|---|---|
| ✔ | Fili lisci, barre liscie, trefoli compatti allo stato naturale | 1.3 | 1.3 |
| ✔ | Trefolo normale o barre corrugate puliti allo stato naturale | 2.0 | 2.0 |
| ✔ | Fili lisci, barre liscie, trefoli compatti verniciati o unti | 0.75 | 0.85 |
| ✔ | Fili lisci con ringrossi o compression grips all'estremità profonda, barre liscie con dado e rondella all'estremità profonda | 1.7 | 1.7 |
| ✔ | Trefoli normali con compression grips all'estremità profonda | 2.5 | 2.5 |

s = coefficiente correttivo ricavabile dalle seguenti tabelle

ADERENZA DELLA MALTA AL FORO

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(cm) \geq 0.01 \cdot \frac{3.5 \cdot T}{\pi \cdot d \cdot \tau}$$

dove:

L(cm) = lunghezza dell'ancoraggio;

T(N) = sforzo massimo di trazione del tirante;

d(cm) = diametro della perforazione;

τ(Mpa) = tensione di aderenza unitaria malta-terreno, funzione delle caratteristiche meccaniche della roccia o del terreno sciolto; non deve superare il valore di $\tau_{max} = 0,8 + (R_{bk}-10)/25$, con $R_{bk}$ = resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa); τ può, in prima approssimazione, essere ricavata dalle seguenti tabelle:

| TERRENO | Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa] min | max |
|---|---|---|
| **ROCCIA** | | |
| ✔ Basalto | 5.50 | 6.00 |
| ✔ Calcare | 2.80 | 4.80 |
| ✔ Arenaria | 1.50 | 1.70 |
| ✔ Dolomite | 1.70 | 1.90 |
| ✔ Scisti | 0.50 | 0.70 |
| ✔ Scisti alterati | 0.30 | 0.50 |
| ✔ Gesso | 0.60 | 0.80 |
| ✔ Ardesia | 1.60 | 1.80 |
| **SCIOLTO** | | |
| ✔ Limi argillosi | 0.06 | 0.09 |
| ✔ Argilla satura | 0.05 | 0.08 |
| ✔ Argilla sabbiosa compatta | 0.20 | 0.40 |
| ✔ Sabbia medio fine compatta | 0.20 | 0.60 |
| ✔ Argilla medio plastica dura | 0.20 | 0.50 |
| ✔ Argilla medio plastica media | 0.16 | 0.29 |
| ✔ Sabbia grossa e ghiaia compatta | 0.29 | 0.60 |

***E. Segre**, "Proposta di metodo di prove semplici per tiranti di ancoraggio" (Industria Italiana del Cemento 6/88)*

| TERRENO | Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa] min | med | max |
|---|---|---|---|
| ✔ Basalto compatto | | 5.73 | |
| ✔ Granito alterato | 1.5 | | 2.5 |
| ✔ Basalto | | 3.86 | |
| ✔ Granito | | 4.83 | |
| ✔ Serpentino | | 1.55 | |
| ✔ Granito e basalto | 1.72 | | 3.10 |
| ✔ Scisto | | 2.80 | |
| ✔ Ardesia e argilla scistosa | 0.83 | | 1.38 |
| ✔ Cacare | | 2.83 | |
| ✔ Creta (Chalk) | 0.22 | | 1.07 |
| ✔ Calcare argilloso | | 2.75 | |
| ✔ Calcare tenero | 1.03 | | 1.52 |
| ✔ Calcare dolomitico | 1.38 | | 2.07 |
| ✔ Arenaria alterata | 0.69 | | 0.85 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ✔ | Limo ben cementato | | 0.69 | |
| ✔ | Arenaria compatta | | 2.24 | |
| ✔ | Arenaria | 0.83 | | 1.73 |
| ✔ | Marna del Keuper | 0.17 | | 0.25 |
| ✔ | Argilla scistosa tenera | | 0.35 | |
| ✔ | Argilla tenera e scistosa | 0.21 | | 0.83 |

***G. S. Littlejohn, D.A. Bruce,*** *"Rock anchors – Design and quality control*

## Normativa

**D.M. 14.01.2018 (N TC)**

*Verifiche di sicurezza (SLU)*

Nelle verifiche di sicurezza vanno presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine.

Per il dimensionamento geotecnico **(stato limite di sfilamento della fondazione dall'ancoraggio)** deve essere rispettata la condizione:

$$\mathbf{E_d \leq R_d}$$

dove :

$E_d$ è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$ rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica di tale condizione va effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

Il flusso di calcolo si riporta di seguito:

**Step 1 -** Si calcola l'azione di progetto $E_d$ considerando **tutti i possibili stati limiti ultimi** *(SLU)* **e di esercizio** *(SLE)*, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 6.2.I *(nel software online l'azione , dato di input, deve essere già amplificata).*

**Step 2 -** Si determina con uno dei metodi analitici proposti *(Schneebeli e Bustamante Doix)* il valore medio e minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo (resistenza di calcolo a sfilamento utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno dedotti dai risultati di prove in situ e/o di laboratorio), il valore della resistenza caratteristica $R_{a,k}$ si ottiene dalla seguente condizione, tenendo conto dei profili d'indagine:

$$R_{a,k} = Min\left\{\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a,3}}; \frac{(R_{a,c})_{\min}}{\xi_{a,4}}\right\}$$

| | Numero profili d'indagine | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ✔ | $\xi_{a,3}$ | 1.80 | 1.75 | 1.70 | 1.65 | 1.60 |
| ✔ | $\xi_{a,4}$ | 1.80 | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 |

*Nella valutazione della analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno, si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.*

**Step 3 -** Si calcola la resistenza di progetto:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_R}$$

dove :

$R_{a,k}$ è il valore della resistenza caratteristica;

$\gamma_R$ rappresenta il coefficiente parziale della resistenza dell'ancoraggio.

| | TIPOLOGIA DEGLI ANCORAGGI | Simbolo | Coeff. Parziale |
|---|---|---|---|
| ✔ | Temporanei | $\gamma_{Ra,t}$ | 1.10 |
| ✔ | Permanenti | $\gamma_{Ra,p}$ | 1.20 |

**Step 4 –** Verifica:

$$\mathbf{E_d \leq R_{a,d}}$$

**D.M.11.03.1988**

*"Per il progetto e l'esecuzione degli ancoraggi si potrà fare riferimento a: AICAP (1983). Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - Raccomandazioni - Edizione provvisoria".*

Il dimensionamento della fondazione dei tiranti viene effettuato imponendo che l'azione sollecitante di progetto non sia superiore all'azione resistente per lo stato limite ultimo di progetto:

$$N_Q \leq \frac{N_{fu}}{\gamma_f}$$

In cui il coefficiente di sicurezza:

$\gamma_f$ = 2.0 per tiranti temporanei

$\gamma_f$ = 2.5 per tiranti permanenti

In ogni caso la lunghezza della fondazione non può essere inferiore a 3 m (2 m per i tiranti in roccia).

La forza limite ultima della fondazione $N_{fu}$ è la forza di trazione che provoca lo sfilamento dell'armatura della fondazione, oppure lo sfilamento della fondazione stessa dal terreno. Con $N_Q$ si indica la forza teorica di utilizzazione. Nell'applicazione online se tutte le verifiche di aderenza sono soddisfatte con $\gamma_f \cdot N_Q = T$, il tirante risulta verificato.

## Dimensionamento di massima della piastra di ancoraggio.

Il lato o il diametro di una piastra di ancoraggio può essere ricavato in prima approssimazione con la seguente relazione empirica:

$$L = \sqrt{\frac{T}{\sigma_c}} + 0.78 \cdot d^2$$

L(mm) = lato o diametro della piastra;

T(N) = sforzo massimo di trazione del tirante;

$\sigma_c$(MPa) = resistenza alla compressione ammissibile del materiale su cui poggia la piastra;

d(mm) = diametro del foro retrostante la piastra.

Determinato il lato o i diametro della piastra, è possibile stimarne lo spessore con la relazione empirica: dove:

$$s = 0.06 \cdot \sqrt{T \cdot (L + d)}$$

s(mm) = spessore della piastra;
T(kN) = sforzo massimo di trazione del tirante;
L(mm) = lato o diametro della piastra;
d(mm) = diametro del foro retrostante la piastra.

**Dati generali**

Metodo di calcolo Schneebeli

Descrizione Gli ancoraggi sono elementi strutturali opportunamente collegati al terreno, in grado di sostenere forze di trazione.

| | | |
|---|---|---|
| Normativa | | NTC (A1+M1+R3) |
| Fattori di sicurezza | | |
| Ancoraggi temporanei | | 1.10 |
| Ancoraggi permanenti | | 1.20 |

**Dati calcolo resistenza a sfilamento**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Tipo di terreno: | | Granulare | |
| Accelerazione sismica di progetto (amax/g) | | 0,175 | g |
| P. U. V. del terreno soprastante il tratto ancorato | | 24 | kN/m³ |
| Angolo di attrito interno del terreno | ϕ | 35 | ° |
| Coesione non drenata del terreno | c | 150 | kPa |
| Densità relativa del terreno | Dr | 80 | % |
| Diametro di perforazione | | 0,1 | m |
| Lunghezza della zona ancorata | La | 3.5 | m |
| Profondità del punto medio del tratto ancorato | | 4 | m |
| Fattori correttivi sulle verticali indagate (n. >=5) | ξa,3 | 1.60 | |

**Dati verifiche di aderenza e dimensionamento di massima della piastra di ancoraggio**

| | | |
|---|---|---|
| Sforzo di progetto tirante | 230000 | N |
| Somma dei diametri dei trefoli o delle barre | 7 | cm |
| Diametro interno tubolare | 5.74 | cm |
| Resistenza di calcolo acciaio (Fyd) | 355 | Mpa |
| Diametro interno della guaina grecata | 0 | cm |
| Diametro del foro retrostante la piastra | 10 | cm |
| Tensione di aderenza acciaio malta | 1.7 | MPa |
| Resistenza a compressione amm.le del materiale su cui poggia la piastra | 0 | MPa |

**Resistenza di aderenza acciaio-malta**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Coefficiente correttivo | γ | 1,30 | |
| Numero di elementi (barre trefoli, fili) di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature alternate nel fascio | | 1 | |
| Coefficiente correttivo | s | 1.00 | |

**Resistenza di aderenza della malta al foro**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Tensione di aderenza | τ | 2.8 | Mpa |

**Risultati**

| | | |
|---|---|---|
| Resistenza allo sfilamento - temporanei | 737.92 | kN |
| **Resistenza allo sfilamento - permanenti** | **676.43** | **kN** |
| **Verifica dell'aderenza acciaio-malta d'iniezione** | **La = 350.00 >= 26.00 (cm) - Soddisfatta** | |
| **Verifica dell'aderenza della malta al foro** | **La = 350.00 >= 91.51 (cm) - Soddisfatta** | |
| **Coefficiente di sicurezza a rottura acciaio** | **Fs=01.95** | |