

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78

S.G.C. GROSSETO - FANO

Adeguamento a 4 Corsie nel Tratto Grosseto - Siena
(S.S. 223 "DI PAGANICO") dal Km 27+200 al Km 30+038 - Lotto 4

PROGETTO ESECUTIVO

COD. FI13

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Arch. N. Kamenicky
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Geol. G. Cerquiglini
Geom. S. Scopetta
Dott. Ing. L. Sbrenna
Dott. Ing. E. Sellari
Dott. Ing. L. Stoppini
Dott. Ing. L. Dinelli
Dott. Ing. L. Nani
Dott. Ing. F. Pambianco
Dott. Agr. F. Berti Nulli

Dott. Ing. D. Carlaccini
Dott. Ing. S. Sacconi
Dott. Ing. G. Cordua
Dott. Ing. V. De Gori

Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. F. Macchioni
Dott. Ing. M. Sorbelli
Dott. Ing. V. Piunno
Dott. Ing. G. Pulli

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Federico Durastanti
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A844

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.

Dott. Ing. Antonio Scalamandrè

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA



OPERE D'ARTE MAGGIORI: GALLERIE ARTIFICIALI IMBOCCHI
GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO

Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

L0702B E 1701

CODICE ELAB.

T00GA01OSTRE01

A

-

A

Emissione

16/10/2017

F. Novelli

F. Durastanti

N. Granieri

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

INDICE

| | |
|---|---|
| 1. PREMESSA..... | 2 |
| 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO..... | 3 |
| 2.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI, LINEE GUIDA..... | 3 |
| 3. METODI DI ANALISI..... | 4 |
| 3.1 OPERE DI SOSTEGNO | 4 |
| 3.1.1 Verifiche di stabilità della paratia e degli elementi strutturali..... | 4 |
| 4. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DI CALCOLO | 6 |
| 4.1 IMBOCCO NORD LATO SIENA | 6 |
| 4.2 IMBOCCO NORD LATO SIENA (PARATIA A SOSTEGNO DELL'ACCUMULO DI DETRITO)..... | 6 |
| 5. CARATTERISTICHE E CRITERI DI VERIFICA DEI MATERIALI STRUTTURALI..... | 7 |
| 6. IMBOCCO NORD LATO SIENA..... | 9 |
| 6.1 DESCRIZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI..... | 9 |
| 6.1.1 Opere di sostegno..... | 9 |
| 6.2 VERIFICA DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI..... | 9 |
| 6.2.1 Opere di sostegno..... | 9 |

1.PREMESSA

Nella presente relazione vengono verificate le opere di sostegno propedeutiche agli scavi dell'imbocco nord lato Siena della Galleria Poggio Tondo.

2.DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI, LINEE GUIDA

- Decreto Ministeriale 5 novembre 2001, n. 6792 (S.O. n.5 alla G.U. n.3. del 4.1.02) - Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade.
- Decreto Ministeriale 14/01/2008 – Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare 02/02/2009 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14/01/2008.

3. METODI DI ANALISI

3.1 OPERE DI SOSTEGNO

Le opere di stabilizzazione e sostegno degli scavi sono realizzate mediante paratie berlinesi di micropali con più livelli di tiranti; i micropali sono armati con tubolari in acciaio.

3.1.1 Verifiche di stabilità della paratia e degli elementi strutturali

Le analisi di stabilità locale delle opere di sostegno e quelle per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi strutturali (micropali e tiranti) sono state condotte mediante il codice di calcolo ParatiePlus 17.0. In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:

- la paratia come una serie di elementi il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidità flessionale EJ ;
- il terreno come una serie di molle di tipo elasto - plastico connesse ai nodi della paratia.

Il modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio. Nel caso in esame, in una generica fase di calcolo dell'analisi di interazione tra paratia e terreno, la soluzione viene a dipendere dal percorso tensio - deformativo seguito dagli elementi che schematizzano il terreno nelle fasi precedenti, dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrauliche e di sovraccarico, etc.

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto - plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta del terreno sono:

- il coefficiente di spinta a riposo, k_0 , corrispondente alla condizione litostatica iniziale; per terreni normalconsolidati tale coefficiente è calcolato mediante l'espressione $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi'$;
- i coefficienti di spinta attiva, $k_{A,}$ e passiva, $k_{P,}$ corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo; tali coefficienti sono calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb e Caquot e Kerisel, tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia, $\delta = 0.5 \cdot \varphi'$. Il coefficiente di spinta passiva non è ridotto in ingresso mediante coefficienti di sicurezza, ma la parte infissa della paratia viene dimensionata in tutti i casi in modo da garantire che il valore di spinta passiva mobilitata a valle della stessa non superi il 60 % del valore totale di spinta mobilitabile.

I parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidità delle molle, sono assegnati sulla base dei valori del modulo di Young, E , dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico. In particolare il modulo di scarico – ricarico, E_{ur} , è assunto pari al triplo del modulo di carico vergine, E_{vc} .

Nella Tabella 1 è riportata la successione tipica delle fasi di modellazione eseguita per l'analisi delle strutture di sostegno degli imbocchi:

| FASE | DESCRIZIONE |
|-------|--|
| 1 | generazione della condizione iniziale litostatica |
| 2 | realizzazione della paratia berlinese di micropali |
| 3 | 1 ^a fase di scavo |
| 4 | realizzazione del 1° ordine di tiranti |
| 5 | 2 ^a fase di scavo |
| 6 | realizzazione del 2° ordine di tiranti |
| - | - |
| n - 2 | realizzazione dell'ultimo ordine di tiranti |
| n - 1 | ultima fase di scavo |
| n | applicazione dell'azione sismica |

Tabella 1 – Elenco delle fasi di calcolo.

Nelle verifiche per il calcolo dell'incremento sismico di spinta ΔS_E , si è impiegata la procedura automatica implementata in ParatiePlus. Secondo tale procedura l'incremento sismico di sollecitazione sulla paratia è valutato a partire da quello della teoria di Wood ($\Delta S_E = \gamma \cdot a_{max} / g \cdot H^2$) e modificato sulla base degli spostamenti incrementali, dipendenti dall'elasticità del sistema. Si ritiene che l'applicazione della procedura automatica appena descritta sia più opportuna nel caso di paratia multitirantata, quale quella in esame, rispetto all'applicazione della teoria di Mononobe – Okabe.

Nelle verifiche effettuate, l'incremento di spinta ΔS_E così calcolato è applicato a tergo della paratia come una pressione orizzontale con andamento uniforme sull'altezza della paratia (a vantaggio di sicurezza).

4. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DI CALCOLO

La campagna di indagini effettuata ha permesso il riconoscimento dei litotipi, la successione stratigrafica e la caratterizzazione meccanica dei terreni lungo tutto lo sviluppo del tracciato di progetto. I risultati di dette indagini sono descritti nella relazione geotecnica alla quale si rimanda per ulteriori approfondimenti.

I valori dei parametri geotecnici utilizzati nei calcoli di verifica della presente relazione sono riportati nella tabella seguente

4.1 IMBOCCO NORD LATO SIENA

Di seguito sono riportati i parametri di resistenza e deformabilità dei terreni presenti.

| parametro | unità geotecnica B |
|---|--------------------|
| peso dell'unità di volume γ (kN/m ³) | 19 |
| coesione efficace c' (kPa) | 30 – 40 |
| angolo di resistenza al taglio ϕ' (°) | 28 – 30 |
| modulo elastico E' (MPa) | 40 – 50 |

4.2 IMBOCCO NORD LATO SIENA (PARATIA A SOSTEGNO DELL'ACCUMULO DI DETRITO)

Di seguito sono riportati i parametri di resistenza e deformabilità dei terreni presenti.

| parametro | coltre di frana |
|---|-----------------|
| peso dell'unità di volume γ (kN/m ³) | 19 |
| coesione efficace c' (kPa) | 30 – 40 |
| angolo di resistenza al taglio ϕ' (°) | 28 – 30 |
| modulo elastico E' (MPa) | 40 – 50 |

5. CARATTERISTICHE E CRITERI DI VERIFICA DEI MATERIALI STRUTTURALI

È previsto l'impiego dei seguenti materiali strutturali:

- Calcestruzzo:

SLU

Calcestruzzo C25/30

$R_{ck} \geq 30$ MPa resistenza a compressione cubica caratteristica (frattile 5%)

$\gamma_c = 1.5$ coefficiente parziale per SLU

$\alpha_{cc} = 0.85$ fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata

$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 24.90$ MPa resistenza a compressione cilindrica caratteristica (frattile 5%)

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90$ MPa resistenza a compressione cilindrica media per SLU

$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 14.11$ MPa resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU

$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 2.56$ MPa resistenza a trazione media (frattile 50%)

$f_{ctk,0.05} = 0.7 f_{ctm} = 1.79$ MPa resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)

$f_{ctk,0.95} = 1.3 f_{ctm} = 3.33$ MPa resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)

$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.19$ MPa resistenza a trazione di progetto

$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} = 3.07$ MPa resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)

$f_{cfk,0.05} = 0.7 f_{cfm} = 2.15$ MPa resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)

$f_{cfk,0.95} = 1.3 \cdot f_{cfm} = 3.99$ MPa resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)

$E_{Cm} = 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} = 31447$ MPa modulo di elasticità medio

SLE

$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.13$ MPa stato limite di formazione delle fessure

$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 14.94$ MPa stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)

$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11.21$ MPa stato limite delle tensioni di esercizio (per combinaz. quasi perm.)

- Acciaio per cemento armato:

B450C

SLU

$f_{yk} \geq 450$ MPa tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

$$\gamma_S = 1.15$$

coefficiente parziale per SLU

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 391.30 \text{ MPa}$$

tensione di snervamento di calcolo

$$E_S = 210000 \text{ MPa}$$

modulo elastico

SLE

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

stato limite delle tensioni di esercizio

$$n = 15$$

coefficiente di omogeneizzazione

$$\text{copriferro} = 5 \text{ cm}$$

- Acciaio per tubi e profilati

UNI EN 10025-2 - S 355

$$\gamma_M = 1.10$$

coefficiente parziale per SLU

$$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$$

tensione di rottura caratteristica (frattile 5%)

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 322.70 \text{ MPa}$$

tensione di snervamento di calcolo

$$E_S = 210000 \text{ MPa}$$

modulo elastico

- Acciaio armonico per tiranti in trefoli da 0.6"

$$f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$$

tensione di rottura a trazione nell'acciaio

$$f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$$

tensione di snervamento dell'acciaio

$$E_S = 210000 \text{ MPa}$$

modulo elastico

6. IMBOCCO NORD LATO SIENA

6.1 DESCRIZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI

6.1.1 Opere di sostegno

La trincea di approccio alla parete di attacco dello scavo in galleria naturale sarà realizzata mediante scavi sostenuti da paratie berlinesi di micropali di diametro foro $\phi = 240$ mm, armati con tubi in acciaio di diametro 168.3 mm e spessore 14.2 mm, posti ad interasse 400 mm e collegati in testa da un cordolo di coronamento in c. a. Le paratie saranno ancorate con più ordini di tiranti a 3, 4 o 5 trefoli in acciaio armonico di diametro 0.6", fino a un massimo di 7 ordini in corrispondenza della sezione d'imbocco della galleria naturale, dove si raggiunge la massima altezza fuori terra delle paratie, pari a circa 19 m. I tiranti, di lunghezza totale compresa fra 15 m e 23 m circa, sono posti ad interasse orizzontale di 2 m e hanno una inclinazione variabile. In particolare, in corrispondenza della paratia frontale, al fine di evitare l'interferenza nella successiva fase di scavo della galleria naturale, si è previsto che i primi 3 ordini di tiranti siano orizzontali mentre i restanti sub-orizzontali (inclinazione di 5°). In corrispondenza delle paratie laterali, l'inclinazione è pari a 15° per tutti gli ordini. L'azione di contrasto dei tiranti è distribuita sui micropali da travi di ripartizione costituite da doppi profilati metallici HEB 200 in acciaio S355.

In corrispondenza della zona in frana è prevista una paratia berlinese di micropali di diametro foro $\phi = 240$ mm disposti a quinconce su due allineamenti, armati con profilati in acciaio HEB 140, posti ad interasse 400 mm e collegati in testa da un cordolo di coronamento in c. a. La paratia sarà ancorata con più ordini di tiranti a 3, 4 o 5 trefoli in acciaio armonico di diametro 0.6", fino a un massimo di 3 ordini dove si raggiunge la massima altezza fuori terra della paratia, pari a circa 9 m. I tiranti, di lunghezza totale compresa fra 17 m e 21 m circa, sono posti ad interasse orizzontale di 2 m e hanno una inclinazione verticale di 15 ° e una orizzontale di 20° alternata (si veda l'elaborato grafico di progetto T00-GA01-OST-PS01-A). L'azione di contrasto dei tiranti è distribuita sui micropali da travi di ripartizione costituite da doppi profilati metallici HEB 180 in acciaio S355.

6.2 VERIFICA DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI

6.2.1 Opere di sostegno

6.2.1.1 Sezioni di verifica

Nel seguito vengono riportate le verifiche per la paratia frontale (sezione in asse alla galleria naturale, caratterizzata dalla maggiore altezza di scavo, nel seguito Sezione 1), per le paratie laterali (sezione GNS31, nel seguito Sezione 2) e per la paratia in corrispondenza della zona in frana (sezione GNS36, nel seguito Sezione 3).

Nei paragrafi successivi, per ciascuna delle sezioni analizzate, sono fornite, dapprima, le principali caratteristiche geometriche e stratigrafiche utilizzate nelle verifiche, e quindi i risultati delle verifiche.

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

6.2.1.2 Sezione 1

6.2.1.2.1 Caratteristiche Sezione 1

| | |
|---------------------------|--|
| opera di sostegno | paratia berlinese di micropali $\phi = 240$ mm ad interasse 400 mm |
| armatura | tubolare in acciaio $\phi = 168.3$ mm e spessore 14.2 mm |
| altezza totale | H = 28.0 m |
| lunghezza di infissione | L = 9.0 m |
| stratigrafia di calcolo | unità geotecnica B |
| quota fondo scavo | - 19.00 m |
| n.° ordini di tiranti | 7 |
| passo orizzontale tiranti | 2 m |
| falda | N.D. |

Tabella 2 – Caratteristiche della Sezione 1.

6.2.1.2.2 Parametri di calcolo ed analisi dei carichi

I parametri geotecnici di calcolo utilizzati nelle verifiche sono riportati nella Tabella 3.

| | |
|-------------------------------|--------------------|
| terreno | unità geotecnica B |
| γ (kN/m ³) | 23 |
| ϕ' (°) | 35 |
| c' (kPa) | 90 |
| E_{vc} (MPa) | 1000 |
| E_{ur} (MPa) | 3000 |

Tabella 3 – Parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche della Sezione 1

| combinazione | stato limite | azioni γ_F | | | | proprietà terreno γ_M | | | | resistenza γ_R |
|--------------|--------------|-------------------|------|-----------|------|------------------------------|------|-------|----------|--------------------------------|
| | | permanenti | | variabili | | $\tan\phi'$ | c' | c_u | γ | resistenza del terreno a valle |
| | | sfav. | fav. | sfav. | fav. | | | | | |
| SLE (RARA) | esercizio | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| A1 + M1 + R1 | ultimo | 1.3 | 1 | 1.5 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| A2 + M2 + R1 | ultimo | 1 | 1 | 1.3 | 1 | 1.25 | 1.25 | 1.4 | 1 | 1 |
| SISMICA STR | ultimo | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SISMICA GEO | ultimo | 1 | 1 | 1 | 1 | 1.25 | 1.25 | 1.4 | 1 | 1 |

Tabella 4 – Combinazioni di carico utilizzate nelle verifiche della Sezione 1.

In quanto opere provvisorie, le paratie hanno vita nominale $V_N \leq 10$ anni; per quanto riguarda la valutazione dell'azione sismica, in conformità al paragrafo 2.4.3 delle NTC08, il periodo di riferimento V_R è stato assunto pari a 35 anni. Con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, il periodo di ritorno $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = 332$ anni. I parametri sismici sono stati determinati utilizzando il foglio di calcolo Spettri-NTC ver.1.0.3 sulla base delle coordinate geografiche del sito.

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

| | | | |
|---|---------------------------|---------------------------|--------------|
| -17.4 | - 6.53 | - | 76.12 |
| CONDIZIONI SISMICHE (comb. SISMICA STR) | | | |
| z (m) | M _{MIN} (kN·m/m) | M _{MAX} (kN·m/m) | T (kN/m) |
| -15.0 | -24.09 | - | 50.41 |
| -16.4 | - | 16.85 | 6.13 |
| -15.0 | - 24.09 | - | 50.41 |

Tabella 6 – Sezione 1 – Sollecitazioni massime.

6.2.1.2.3 Verifiche degli elementi strutturali

Di seguito sono riportate le verifiche effettuate per gli elementi strutturali.

Per il tubolare di armatura dei micropali è previsto l'impiego di acciaio S355 per il quale la tensione di snervamento caratteristica è pari a:

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Nelle verifiche strutturali della paratia di micropali si è considerata reagente la sola armatura dei micropali stessi. Per ottenere le sollecitazioni sul singolo tubolare è necessario moltiplicare i valori riportati in Tabella 6 (sollecitazioni al metro lineare) per il passo dei micropali. Le verifiche sono soddisfatte quando non viene superato il valore del momento plastico resistente ($M_{pl,Rd}$) per la sezione più sollecitata.

| VERIFICA MICROPALI | | | | | | |
|---|-----------------|----------------------|---|-----------------------------------|------------------------------------|---|
| d (cm) | t (cm) | A (cm ²) | I (cm ⁴) | A _v (cm ²) | W _{el} (cm ³) | W _{pl} (cm ³) |
| 16.83 | 1.42 | 68.7 | 2058 | 43.8 | 245 | 338 |
| tipo di acciaio | | | tipo di sezione | | | |
| tipo | f _{yd} | γ _{m0} | f _{yd} | 50ε ² | d/t | d/t < 50ε ² |
| S355 | 355 | 1.1 | 322.7 | 40.5 | 11.85 | classe 1 |
| CONDIZIONI STATICHE | | | | | | |
| azioni sollecitanti | | | | | | |
| M _{Ed} (kN·m/m) | 31.37 | γ _F | 1.0 | passo micropali (m) | M _{Ed} (kN·m) | 12.55 |
| V _{Ed} (kN/m) | 76.12 | γ _F | 1.0 | 0.4 | V _{Ed} (kN/m) | 30.45 |
| azioni resistenti | | | | | | verifiche |
| M _{pl,Rd} (kN·m) = (W _{pl} ·f _{yk})/γ _{m0} | | 109.07 | V _{pl,Rd} = (A _v ·f _{yk})/(√3·γ _{m0}) | | 524.28 | M _{pl,Rd} /M _{Ed} = 8.69 |
| CONDIZIONI STATICHE | | | | | | |
| azioni sollecitanti | | | | | | |
| M _{Ed} (kN·m/m) | 24.09 | γ _F | 1.0 | passo micropali (m) | M _{Ed} (kN·m) | 9.64 |
| V _{Ed} (kN/m) | 50.41 | γ _F | 1.0 | 0.4 | V _{Ed} (kN/m) | 20.16 |
| | | | | | | azioni resistenti |
| M _{pl,Rd} (kN·m) = (W _{pl} ·f _{yk})/γ _{m0} | | 109.07 | V _{pl,Rd} = (A _v ·f _{yk})/(√3·γ _{m0}) | | 524.28 | M _{pl,Rd} /M _{Ed} = 11.31 |

Tabella 7 – Sezione 1 – verifica strutturale dei micropali.

Per quanto concerne le verifiche dei tiranti, il tiro massimo di calcolo proveniente dall'analisi è confrontato, per ciascun ordine di tiranti, con quello limite per i trefoli (verifica dell'armatura dei tiranti) e con quello limite della fondazione (verifica del bulbo d'ancoraggio). Si precisa che la lunghezza del tratto libero dei tiranti è stata definita in modo tale che il bulbo di ancoraggio non interferisca con la superficie di scorrimento potenziale, ossia sia esterno al cono di spinta

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

attiva. Inoltre, secondo quanto indicato al paragrafo 7.11.6.4 delle NTC08, per tenere conto del fatto che in condizioni sismiche la superficie di scorrimento ha una inclinazione sull'orizzontale inferiore di quella in condizioni statiche, la lunghezza libera è stata definita secondo la relazione:

$$L_e = L \cdot (1 + 1.5 \cdot a_{max}/g)$$

dove con L si è indicata la lunghezza libera in condizioni statiche e con L_e quella in condizioni sismiche.

La resistenza caratteristica della sezione in acciaio è calcolata secondo la relazione:

$$R_{a,k} = f_{p(1)k} \cdot A_s$$

dove:

$A_s = n \cdot A_t$ area della sezione di armatura

A_t area del singolo trefolo

n numero di trefoli

$f_{p(1)k}$ tensione caratteristica all'1% di deformazione totale

La resistenza di progetto della sezione risulterà quindi:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_s$$

con $\gamma_s = 1.15$, coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio.

| VERIFICA DELL'ARMATURA DEI TIRANTI | | | | | | | | |
|------------------------------------|--------------------------|-----------|--------------------------------|------------------------------------|--------------|----------------------------------|--|----------------|
| A_t (cm ²) | area del singolo trefolo | 1.39 | f_{ptk} (N/mm ²) | tensione caratteristica di rottura | 1860 | $f_{p(1)k}$ (N/mm ²) | tensione caratteristica all'1% di deformazione | 1670 |
| CONDIZIONI STATICHE | | | | | | | | |
| ordine | quota | passo (m) | n | A_s (cm ²) | pretiro (kN) | combinazione di carico | P_d (kN) | $R_{a,d}$ (kN) |
| 1 | -2.5 | 2.0 | 3 | 4.17 | 100 | A1 + M1 + R1 | 130.00 | 605.56 |
| 2 | -5.0 | 2.0 | 4 | 5.56 | 160 | A1 + M1 + R1 | 208.04 | 807.41 |
| 3 | -7.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 260.12 | 1009.3 |
| 4 | -10.0 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 260.26 | 1009.3 |
| 5 | -12.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 260.36 | 1009.3 |
| 6 | -15.0 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 261.78 | 1009.3 |
| 7 | -17.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 261.74 | 1009.3 |
| CONDIZIONI SISMICHE | | | | | | | | |
| ordine | quota | passo (m) | n | A_s (cm ²) | pretiro (kN) | combinazione di carico | P_d (kN) | $R_{a,d}$ (kN) |
| 1 | -2.5 | 2.0 | 3 | 4.17 | 100 | SISMICA STR | 100.92 | 605.56 |
| 2 | -5.0 | 2.0 | 4 | 5.56 | 160 | SISMICA STR | 161.28 | 807.41 |
| 3 | -7.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 210.72 | 1009.3 |
| 4 | -10.0 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 202.04 | 1009.3 |

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

| | | | | | | | | |
|---|-------|-----|---|------|-----|-------------|--------|--------|
| 5 | -12.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 202.20 | 1009.3 |
| 6 | -15.0 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 203.92 | 1009.3 |
| 7 | -17.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 204.64 | 1009.3 |

Tabella 8 – Sezione 1 – verifica a trazione dei tiranti.

Per quanto riguarda la verifica della fondazione del tirante, la resistenza allo sfilamento è data da:

$$Q_s = \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s$$

nella quale d_s è il diametro e L_s la lunghezza della zona iniettata; s è la resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno. Si assume $d_s = \alpha \cdot d$, dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente maggiorativo. Per micropali eseguiti con iniezione globale unica (IGU) in roccia alterata e/o fratturata $\alpha = 1.1$. I valori della resistenza tangenziale s all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia e sono forniti dai diagrammi contenuti in Figura 2 relativi a roccia alterata e/o fratturata. La curva R. 1 è valida per micropali IRS, mentre la curva R. 2 per micropali IGU.

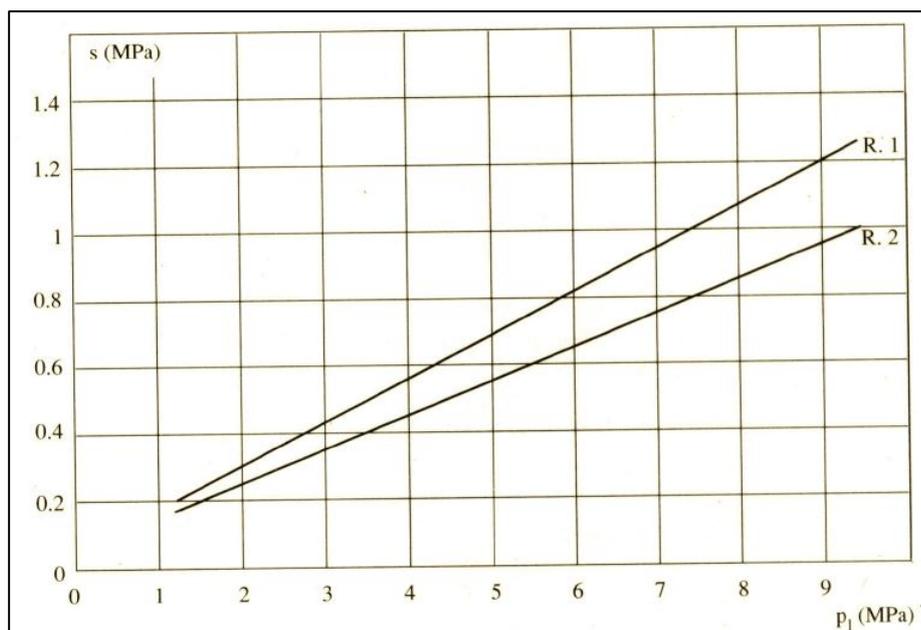


Figura 2 – Abaco per il calcolo di s per roccia alterata e/o fratturata.

In mancanza di prove pressiometriche o prove SPT si è scelto, in via molto cautelativa, $s = 0.20$ MPa.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alla resistenza calcolata $R_{c,cal} = Q_s$ i fattori di correlazione ξ_a riportati nella Tabella 6.6.11 delle NTC08, in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_{ak} = \min[(R_{a,c})_{media}/\xi_{a3}; (R_{a,c})_{min}/\xi_{a4}]$$

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

| numero di verticali indagate | 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 |

Tabella 9 – Tabella 6.6.II - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Si è assunto, in via cautelativa, $\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.8$.

Il valore di progetto R_{ad} della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_{ak} applicando il coefficiente parziale γ_{Ra} , relativo ad ancoraggi temporanei, della Tabella 6.6.I delle NTC08.

| | simbolo γ_R | coefficiente parziale |
|------------|--------------------|-----------------------|
| temporanei | $\gamma_{Ra,t}$ | 1.1 |
| permanenti | $\gamma_{Ra,p}$ | 1.2 |

Tabella 10 – Tabella 6.6.i delle NTC08 – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi.

La Tabella 11 riporta i risultati della verifica a sfilamento.

| γ_{Ra} | 1.1 | tirante temporaneo | | |
|--|-----------|------------------------|------------|---------------|
| ξ_{a3} | 1.8 | 1 profilo di indagine | | |
| CONDIZIONI STATICHE | | | | |
| ordine | L_s (m) | combinazione di carico | P_d (kN) | R_{ad} (kN) |
| 1 | 4 | A1 + M1 + R1 | 130.00 | 279.25 |
| 2 | 5 | A1 + M1 + R1 | 208.04 | 349.07 |
| 3 | 6 | A1 + M1 + R1 | 260.12 | 418.88 |
| 4 | 6 | A1 + M1 + R1 | 260.26 | 418.88 |
| 5 | 7 | A1 + M1 + R1 | 260.36 | 488.69 |
| 6 | 7 | A1 + M1 + R1 | 261.78 | 488.69 |
| 7 | 7 | A1 + M1 + R1 | 261.74 | 488.69 |
| CONDIZIONI SISMICHE (* = coefficienti parziali sulle azioni $\gamma_F = 1$) | | | | |
| ordine | L_s (m) | $A1^* + M1 + R1$ | P_d (kN) | R_{ad} (kN) |
| 1 | 4 | $A1^* + M1 + R1$ | 100.92 | 279.25 |
| 2 | 5 | $A1^* + M1 + R1$ | 161.28 | 349.07 |
| 3 | 6 | $A1^* + M1 + R1$ | 210.72 | 418.88 |
| 4 | 6 | $A1^* + M1 + R1$ | 202.04 | 418.88 |
| 5 | 7 | $A1^* + M1 + R1$ | 202.20 | 488.69 |
| 6 | 7 | $A1^* + M1 + R1$ | 203.92 | 488.69 |
| 7 | 7 | $A1^* + M1 + R1$ | 204.64 | 488.69 |

Tabella 11 – Sezione 1 – verifica a sfilamento dei tiranti.

Le strutture di ripartizione orizzontali sono costituite da doppi profilati tipo HEB 200 in acciaio S355 per i quali la tensione caratteristica di snervamento è pari a:

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è stata condotta considerando la trave nelle condizioni più gravose, in funzione del massimo valore del tiro (al metro lineare), P , e dell'interasse orizzontale, l , secondo uno

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

schema statico di trave semplicemente appoggiata. in campata, nel punto medio tra due appoggi, il momento è pari a $M = P \cdot l^2 / 8$. il massimo valore del tiro (al metro lineare) si ha in condizioni statiche in corrispondenza del 6° ordine di tiranti ($P = 130.89$ kN/m, vedi Tabella 11). Nella Tabella 12 sono riportati i risultati di tali verifiche.

| VERIFICA TRAVE DI RIPARTIZIONE | | | | | | | | | |
|--------------------------------|--------------------------------------|---|--------------------------------------|---------------------|----------------------|--|-----------------------------------|--|--|
| H (cm) | h (cm) | b (cm) | t _f (cm) | t _w (cm) | I (cm ⁴) | A (cm ²) | A _v (cm ²) | W _{el} (cm ³) | W _{pl} (cm ³) |
| 20.0 | 17.0 | 20.0 | 1.5 | 0.9 | 5696 | 78.1 | 24.8 | 569.6 | 642.5 |
| tipo di acciaio | | | tipo di sezione (anima) | | | | tipo di sezione (ali) | | |
| tipo | f _{yd} (N/mm ²) | γ _{M0} | f _{yd} (N/mm ²) | 72ε ² | c/t _w | c/t _w < 72ε ² | 9ε ² | c/t _f | c/t _f < 9ε ² |
| S355 | 355 | 1.1 | 322.7 | 58.32 | 14.89 | classe 1 | 7.29 | 5.17 | classe 1 |
| azioni sollecitanti | | | | | | | | | |
| P _d (kN/m) | 130.89 | γ _F | 1.0 | passo tiranti l (m) | 2.0 | M _{Ed} = P _d · l ² / 8 (kN·m) | 65.45 | V _{Ed} (kN) | 130.89 |
| azioni resistenti | | | | | | | | verifiche | |
| ρ | 0.19 | M _{yV,Rd} (kN·m) = (W _{pl} - ρ · A _v ² / 4 · t _w) · f _{yk} / γ _{M0} | | | 196.86 | V _{pl,Rd} = (A _v · f _{yk}) / (√3 · γ _{M0}) | 462.05 | M _{Rd} / M _{Ed} = 3.01 | V _{Rd} / V _{Ed} = 3.53 |

Tabella 12 – Sezione 1 – verifica della trave di ripartizione.

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

6.2.1.3 Sezione 2

6.2.1.3.1 Caratteristiche Sezione 2

| | |
|---------------------------|--|
| opera di sostegno | paratia berlinese di micropali $\phi = 240$ mm ad interasse 400 mm |
| armatura | tubolare in acciaio $\phi = 168.3$ mm e spessore 14.2 mm |
| altezza totale | H = 25.0 m (paratia laterale sinistra) H = 22.0 m (paratia laterale destra) |
| lunghezza di infissione | L = 7.0 m (paratia laterale sinistra) L = 6.0 m (paratia laterale destra) |
| stratigrafia di calcolo | unità geotecnica B |
| quota fondo scavo | - 18.00 m (paratia laterale sinistra) - 16.00 m (paratia laterale destra) |
| n.° ordini di tiranti | 7 (paratia laterale sinistra) 6 (paratia laterale destra) |
| passo orizzontale tiranti | 2 m |
| falda | N.D. |

Tabella 13 – Caratteristiche della Sezione 2.

6.2.1.3.2 Parametri di calcolo ed analisi dei carichi

I parametri geotecnici di calcolo utilizzati nelle verifiche sono riportati nella Tabella 14.

| | |
|-------------------------------|--------------------|
| terreno | unità geotecnica B |
| γ (kN/m ³) | 23 |
| ϕ' (°) | 35 |
| c' (kPa) | 90 |
| E_{vc} (MPa) | 1000 |
| E_{ur} (MPa) | 3000 |

Tabella 14 – Parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche della Sezione 2

| combinazione | stato limite | azioni γ_F | | | | proprietà terreno γ_M | | | | resistenza γ_R |
|--------------|--------------|-------------------|------|-----------|------|------------------------------|------|-------|----------|--------------------------------|
| | | permanententi | | variabili | | tan ϕ' | c' | c_u | γ | resistenza del terreno a valle |
| | | sfav. | fav. | sfav. | fav. | | | | | |
| SLE (RARA) | esercizio | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| A1 + M1 +R1 | ultimo | 1.3 | 1 | 1.5 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| A2 + M2 +R1 | ultimo | 1 | 1 | 1.3 | 1 | 1.25 | 1.25 | 1.4 | 1 | 1 |
| SISMICA STR | ultimo | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SISMICA GEO | ultimo | 1 | 1 | 1 | 1 | 1.25 | 1.25 | 1.4 | 1 | 1 |

Tabella 15 – Combinazioni di carico utilizzate nelle verifiche della Sezione 2.

In quanto opere provvisorie, le paratie hanno vita nominale $V_N \leq 10$ anni; per quanto riguarda la valutazione dell'azione sismica, in conformità al paragrafo 2.4.3 delle NTC08, il periodo di riferimento V_R è stato assunto pari a 35 anni. Con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, il periodo di ritorno $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = 332$ anni. I parametri sismici sono stati determinati utilizzando il foglio di calcolo Spettri-NTC ver.1.0.3 sulla base delle coordinate geografiche del sito.

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

| | | | |
|---|---------------------------|---------------------------|---------------|
| -13.9 | -15.73 | - | 59.64 |
| CONDIZIONI SISMICHE (comb. SISMICA STR) | | | |
| z (m) | M _{MIN} (kN·m/m) | M _{MAX} (kN·m/m) | T (kN/m) |
| -14.0 | -16.88 | - | -46.42 |
| -17.5 | - | 11.28 | -6.25 |
| -13.9 | -12.24 | - | -46.42 |

Tabella 17 – Sezione 2 – Sollecitazioni massime nella paratia sinistra.

| | | | |
|--|---------------------------|---------------------------|---------------|
| SOLLECITAZIONI MASSIME | | | |
| CONDIZIONI STATICHE (comb. A1 + M1 + R1) | | | |
| z (m) | M _{MIN} (kN·m/m) | M _{MAX} (kN·m/m) | T (kN/m) |
| -17.5 | -9.82 | - | -6.05 |
| -14.0 | - | 21.02 | 59.21 |
| -13.9 | - | 15.10 | 59.21 |
| CONDIZIONI SISMICHE (comb. SISMICA STR) | | | |
| z (m) | M _{MIN} (kN·m/m) | M _{MAX} (kN·m/m) | T (kN/m) |
| -17.5 | -10.32 | - | 5.27 |
| -14.0 | - | 16.32 | 45.96 |
| -16.5 | - | 14.14 | -46.33 |

Tabella 18 – Sezione 2 – Sollecitazioni massime nella paratia destra.

6.2.1.3 Verifiche degli elementi strutturali

Di seguito sono riportate le verifiche effettuate per gli elementi strutturali.

Per il tubolare di armatura dei micropali è previsto l'impiego di acciaio S355 per il quale la tensione di snervamento caratteristica è pari a:

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Nelle verifiche strutturali della paratia di micropali si è considerata reagente la sola armatura dei micropali stessi. Per ottenere le sollecitazioni sul singolo tubolare è necessario moltiplicare i valori riportati in Tabella 17 e Tabella 18 (sollecitazioni al metro lineare) per il passo dei micropali. Le verifiche sono soddisfatte quando non viene superato il valore del momento plastico resistente ($M_{pl,Rd}$) per la sezione più sollecitata.

| | | | | | | |
|---|-----------------|---|----------------------|-----------------------------------|--|------------------------------------|
| VERIFICA MICROPALI | | | | | | |
| d (cm) | t (cm) | A (cm ²) | I (cm ⁴) | A _v (cm ²) | W _{el} (cm ³) | W _{pl} (cm ³) |
| 16.83 | 1.42 | 68.7 | 2058 | 43.8 | 245 | 338 |
| tipo di acciaio | | | tipo di sezione | | | |
| tipo | f _{yd} | γ _{M0} | f _{yd} | 50ε ² | d/t | d/t < 50ε ² |
| S355 | 355 | 1.1 | 322.7 | 40.5 | 11.85 | classe 1 |
| CONDIZIONI STATICHE | | | | | | |
| azioni sollecitanti | | | | | | |
| M _{Ed} (kN·m/m) | 21.69 | γ _F | 1.0 | passo micropali (m) | M _{Ed} (kN·m) | 8.68 |
| V _{Ed} (kN/m) | 59.64 | γ _F | 1.0 | 0.4 | V _{Ed} (kN/m) | 23.86 |
| azioni resistenti | | | | | verifiche | |
| M _{pl,Rd} (kN·m) = (W _{pl} ·f _{yk})/γ _{M0} | 109.07 | V _{pl,Rd} = (A _v ·f _{yk})/(√3·γ _{M0}) | | 524.28 | M _{Rd} /M _{Ed} = 12.57 | |
| CONDIZIONI SISMICHE | | | | | | |

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

| azioni sollecitanti | | | | | | |
|--|--------|---|-----|---------------------|---------------------------|-------|
| M_{Ed} (kN·m/m) | 16.88 | γ_F | 1.0 | passo micropali (m) | M_{Ed} (kN·m) | 6.75 |
| V_{Ed} (kN/m) | 46.42 | γ_F | 1.0 | 0.4 | V_{Ed} (kN/m) | 18.57 |
| Azioni resistenti | | | | | | |
| $M_{pl,Rd}$ (kN·m) = $(W_{pl} \cdot f_{yk}) / \gamma_{M0}$ | 109.07 | $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ | | 524.28 | $M_{Rd} / M_{Ed} = 16.16$ | |

Tabella 19 – Sezione 2 – verifica strutturale dei micropali nella paratia sinistra.

| VERIFICA MICROPALI | | | | | | |
|--|----------|---|----------------------|--------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| d (cm) | t (cm) | A (cm ²) | I (cm ⁴) | A_v (cm ²) | W_{el} (cm ³) | W_{pl} (cm ³) |
| 16.83 | 1.42 | 68.7 | 2058 | 43.8 | 245 | 338 |
| tipo di acciaio | | | tipo di sezione | | | |
| tipo | f_{yd} | γ_{M0} | f_{yd} | $50\epsilon^2$ | d/t | d/t < $50\epsilon^2$ |
| S355 | 355 | 1.1 | 322.7 | 40.5 | 11.85 | classe 1 |
| CONDIZIONI STATICHE | | | | | | |
| azioni sollecitanti | | | | | | |
| M_{Ed} (kN·m/m) | 21.69 | γ_F | 1.0 | passo micropali (m) | M_{Ed} (kN·m) | 8.68 |
| V_{Ed} (kN/m) | 59.64 | γ_F | 1.0 | 0.4 | V_{Ed} (kN/m) | 23.86 |
| azioni resistenti | | | | | verifiche | |
| $M_{pl,Rd}$ (kN·m) = $(W_{pl} \cdot f_{yk}) / \gamma_{M0}$ | 109.07 | $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ | | 524.28 | $M_{Rd} / M_{Ed} = 12.57$ | |
| CONDIZIONI SISMICHE | | | | | | |
| azioni sollecitanti | | | | | | |
| M_{Ed} (kN·m/m) | 16.32 | γ_F | 1.0 | passo micropali (m) | M_{Ed} (kN·m) | 6.53 |
| V_{Ed} (kN/m) | 46.33 | γ_F | 1.0 | 0.4 | V_{Ed} (kN/m) | 18.53 |
| Azioni resistenti | | | | | | |
| $M_{pl,Rd}$ (kN·m) = $(W_{pl} \cdot f_{yk}) / \gamma_{M0}$ | 109.07 | $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ | | 524.28 | $M_{Rd} / M_{Ed} = 16.70$ | |

Tabella 20 – Sezione 2 – verifica strutturale dei micropali nella paratia destra.

Per quanto concerne le verifiche dei tiranti, il tiro massimo di calcolo proveniente dall'analisi è confrontato, per ciascun ordine di tiranti, con quello limite per i trefoli (verifica dell'armatura dei tiranti) e con quello limite della fondazione (verifica del bulbo d'ancoraggio). Si precisa che la lunghezza del tratto libero dei tiranti è stata definita in modo tale che il bulbo di ancoraggio non interferisca con la superficie di scorrimento potenziale, ossia sia esterno al cono di spinta attiva. Inoltre, secondo quanto indicato al paragrafo 7.11.6.4 delle NTC08, per tenere conto del fatto che in condizioni sismiche la superficie di scorrimento ha una inclinazione sull'orizzontale inferiore di quella in condizioni statiche, la lunghezza libera è stata definita secondo la relazione:

$$L_e = L \cdot (1 + 1.5 \cdot a_{max} / g)$$

dove con L si è indicata la lunghezza libera in condizioni statiche e con L_e quella in condizioni sismiche.

La resistenza caratteristica della sezione in acciaio è calcolata secondo la relazione:

$$R_{a,k} = f_{p(1)k} \cdot A_s$$

dove:

$$A_s = n \cdot A_t \text{ area della sezione di armatura}$$

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

A_t area del singolo trefolo

n numero di trefoli

$f_{p(1)k}$ tensione caratteristica all'1% di deformazione totale

La resistenza di progetto della sezione risulterà quindi:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_s$$

con $\gamma_s = 1.15$, coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio.

| VERIFICA DELL'ARMATURA DEI TIRANTI | | | | | | | | |
|------------------------------------|--------------------------------|--------------|-----------------------------------|--|-----------------|----------------------------------|---|-------------------|
| A_t (cm ²) | area del singolo trefolo | 1.39 | f_{ptk} (N/mm ²) | tensione caratteristica di rottura | 1860 | $f_{p(1)k}$ (N/mm ²) | tensione caratteristica all'1% di deformazione | 1670 |
| CONDIZIONI STATICHE | | | | | | | | |
| ordine | quota | passo (m) | n | A_s (cm ²) | pretiro (kN) | combinazione di carico | P_d (kN) | $R_{a,d}$ (kN) |
| 1 | -2.5 | 2.0 | 3 | 4.17 | 100 | A1 + M1 + R1 | 130.06 | 605.56 |
| 2 | -5.0 | 2.0 | 4 | 5.56 | 160 | A1 + M1 + R1 | 208.04 | 807.41 |
| 3 | -7.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 260.14 | 1009.3 |
| 4 | -10.0 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 260.28 | 1009.3 |
| 5 | -12.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 260.40 | 1009.3 |
| 6 | -15.0 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 260.54 | 1009.3 |
| 7 | -17.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 260.82 | 1009.3 |
| CONDIZIONI SISMICHE | | | | | | | | |
| ordine | quota | passo (m) | n | A_s (cm ²) | pretiro (kN) | combinazione di carico | P_d (kN) | $R_{a,d}$ (kN) |
| 1 | -2.5 | 2.0 | 3 | 4.17 | 100 | SISMICA STR | 100.96 | 605.56 |
| 2 | -5.0 | 2.0 | 4 | 5.56 | 160 | SISMICA STR | 161.26 | 807.41 |
| 3 | -7.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 201.74 | 1009.3 |
| 4 | -10.0 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 202.00 | 1009.3 |
| 5 | -12.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 202.14 | 1009.3 |
| 6 | -15.0 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 202.52 | 1009.3 |
| 7 | -17.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 203.08 | 1009.3 |

Tabella 21 – Sezione 2 – Verifica a trazione dei tiranti nella paratia sinistra.

| VERIFICA DELL'ARMATURA DEI TIRANTI | | | | | | | | |
|------------------------------------|--------------------------------|--------------|-----------------------------------|--|-----------------|----------------------------------|---|-------------------|
| A_t (cm ²) | area del singolo trefolo | 1.39 | f_{ptk} (N/mm ²) | tensione caratteristica di rottura | 1860 | $f_{p(1)k}$ (N/mm ²) | tensione caratteristica all'1% di deformazione | 1670 |
| CONDIZIONI STATICHE | | | | | | | | |
| ordine | quota | passo (m) | n | A_s (cm ²) | pretiro (kN) | combinazione di carico | P_d (kN) | $R_{a,d}$ (kN) |
| 1 | -2.5 | 2.0 | 3 | 4.17 | 100 | A1 + M1 + R1 | 130.08 | 605.56 |
| 2 | -5.0 | 2.0 | 4 | 5.56 | 160 | A1 + M1 + R1 | 208.06 | 807.41 |

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

| 3 | -7.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 260.20 | 1009.3 |
|---------------------|-------|-----------|---|-----------------------------------|--------------|------------------------|---------------------|-----------------------|
| 4 | -10.0 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 260.30 | 1009.3 |
| 5 | -12.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 260.40 | 1009.3 |
| 6 | -15.0 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 260.64 | 1009.3 |
| CONDIZIONI SISMICHE | | | | | | | | |
| ordine | quota | passo (m) | n | A _s (cm ²) | pretiro (kN) | combinazione di carico | P _d (kN) | R _{a,d} (kN) |
| 1 | -2.5 | 2.0 | 3 | 4.17 | 100 | SISMICA STR | 100.80 | 605.56 |
| 2 | -5.0 | 2.0 | 4 | 5.56 | 160 | SISMICA STR | 161.14 | 807.41 |
| 3 | -7.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 201.60 | 1009.3 |
| 4 | -10.0 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 201.72 | 1009.3 |
| 5 | -12.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 201.96 | 1009.3 |
| 6 | -15.0 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 202.50 | 1009.3 |

Tabella 22 – Sezione 2 – Verifica a trazione dei tiranti nella paratia destra.

Per quanto riguarda la verifica della fondazione del tirante, la resistenza allo sfilamento è data da:

$$Q_s = \pi \cdot \alpha \cdot d_s \cdot L_s \cdot s$$

nella quale d_s è il diametro e L_s la lunghezza della zona iniettata; s è la resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno. Si assume $d_s = \alpha \cdot d$, dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente maggiorativo. Per micropali eseguiti con iniezione globale unica (IGU) in roccia alterata e/o fratturata $\alpha = 1.1$. I valori della resistenza tangenziale s all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia e sono forniti dai diagrammi contenuti in Figura 2 relativi a roccia alterata e/o fratturata. La curva R. 1 è valida per micropali IRS, mentre la curva R. 2 per micropali IGU.

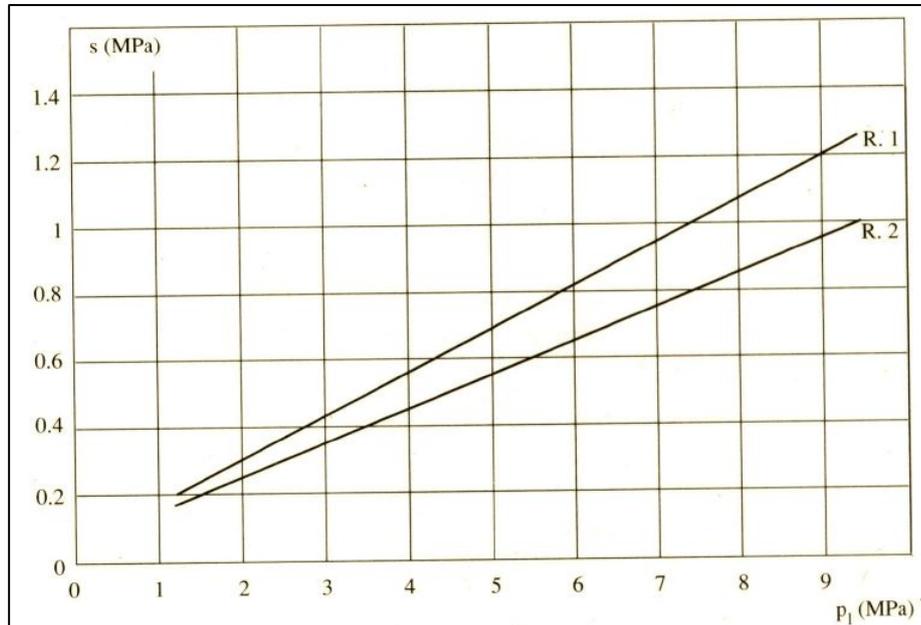


Figura 4 – Abaco per il calcolo di s per roccia alterata e/o fratturata.

In mancanza di prove pressiometriche o prove SPT si è scelto, in via molto cautelativa, $s = 0.20$ MPa.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alla resistenza calcolata $R_{c,cal} = Q_s$ i fattori di correlazione ξ_a riportati nella Tabella 6.6.II delle NTC08, in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_{ak} = \min[(R_{a,c})_{media}/\xi_{a3}; (R_{a,c})_{min}/\xi_{a4}]$$

| numero di verticali indagate | 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 |

Tabella 23 – Tabella 6.6.II - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Si è assunto, in via cautelativa, $\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.8$.

Il valore di progetto R_{ad} della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_{ak} applicando il coefficiente parziale γ_{Ra} , relativo ad ancoraggi temporanei, della Tabella 6.6.I delle NTC08.

| | simbolo γ_R | coefficiente parziale |
|------------|--------------------|-----------------------|
| temporanei | $\gamma_{Ra,t}$ | 1.1 |
| permanenti | $\gamma_{Ra,p}$ | 1.2 |

Tabella 24 – Tabella 6.6.i delle NTC08 – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi.

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

La Tabella 25 e la Tabella 26 riportano i risultati della verifica a sfilamento per la paratia sinistra e destra, rispettivamente..

| VERIFICA DELLA FONDAZIONE DEI TIRANTI | | | | |
|--|-----------|------------------------|------------|---------------|
| γ_{Ra} | 1.1 | tirante temporaneo | | |
| ξ_{a3} | 1.8 | 1 profilo di indagine | | |
| CONDIZIONI STATICHE | | | | |
| ordine | L_s (m) | combinazione di carico | P_d (kN) | R_{ad} (kN) |
| 1 | 4 | A1 + M1 + R3 | 130.06 | 279.25 |
| 2 | 5 | A1 + M1 + R3 | 208.04 | 349.07 |
| 3 | 6 | A1 + M1 + R3 | 260.14 | 418.88 |
| 4 | 6 | A1 + M1 + R3 | 260.28 | 418.88 |
| 5 | 7 | A1 + M1 + R3 | 260.40 | 488.69 |
| 6 | 7 | A1 + M1 + R3 | 260.54 | 488.69 |
| 7 | 7 | A1 + M1 + R3 | 260.82 | 488.69 |
| CONDIZIONI SISMICHE (* = coefficienti parziali sulle azioni $\gamma_F = 1$) | | | | |
| ordine | L_s (m) | combinazione di carico | P_d (kN) | R_{ad} (kN) |
| 1 | 4 | A1* + M1 + R3 | 100.96 | 279.25 |
| 2 | 5 | A1* + M1 + R3 | 161.26 | 349.07 |
| 3 | 6 | A1* + M1 + R3 | 201.74 | 418.88 |
| 4 | 6 | A1* + M1 + R3 | 202.00 | 418.88 |
| 5 | 7 | A1* + M1 + R3 | 202.14 | 488.69 |
| 6 | 7 | A1* + M1 + R3 | 202.52 | 488.69 |
| 7 | 7 | A1* + M1 + R3 | 203.08 | 488.69 |

Tabella 25 – Sezione 2 – Verifica a sfilamento dei tiranti nella paratia sinistra.

| VERIFICA DELLA FONDAZIONE DEI TIRANTI | | | | |
|--|-----------|------------------------|------------|---------------|
| γ_{Ra} | 1.1 | tirante temporaneo | | |
| ξ_{a3} | 1.8 | 1 profilo di indagine | | |
| CONDIZIONI STATICHE | | | | |
| ordine | L_s (m) | combinazione di carico | P_d (kN) | R_{ad} (kN) |
| 1 | 4 | A1 + M1 + R1 | 130.08 | 279.25 |
| 2 | 5 | A1 + M1 + R1 | 208.06 | 349.07 |
| 3 | 6 | A1 + M1 + R1 | 260.20 | 418.88 |
| 4 | 6 | A1 + M1 + R1 | 260.30 | 418.88 |
| 5 | 7 | A1 + M1 + R1 | 260.40 | 488.69 |
| 6 | 7 | A1 + M1 + R1 | 260.64 | 488.69 |
| CONDIZIONI SISMICHE (* = coefficienti parziali sulle azioni $\gamma_F = 1$) | | | | |
| ordine | L_s (m) | combinazione di carico | P_d (kN) | R_{ad} (kN) |
| 1 | 4 | A1* + M1 + R3 | 100.80 | 279.25 |
| 2 | 5 | A1* + M1 + R3 | 161.14 | 349.07 |
| 3 | 6 | A1* + M1 + R3 | 201.60 | 418.88 |
| 4 | 6 | A1* + M1 + R3 | 201.72 | 418.88 |
| 5 | 7 | A1* + M1 + R3 | 201.96 | 488.69 |
| 6 | 7 | A1* + M1 + R3 | 202.50 | 488.69 |

Tabella 26 – Sezione 2 – verifica a sfilamento dei tiranti nella paratia destra.

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

Le strutture di ripartizione orizzontali sono costituite da doppi profilati tipo HEB 200 in acciaio S355 per i quali la tensione caratteristica di snervamento è pari a:

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

La verifica è stata condotta considerando la trave nelle condizioni più gravose, in funzione del massimo valore del tiro (al metro lineare), P, e dell'interasse orizzontale, l, secondo uno schema statico di trave semplicemente appoggiata. in campata, nel punto medio tra due appoggi, il momento è pari a $M = P \cdot l^2 / 8$.

Nella

| VERIFICA TRAVE DI RIPARTIZIONE | | | | | | | | | |
|--------------------------------|--------------------------------------|--|--------------------------------------|---------------------|---------|--|-----------------|----------------|------------------------|
| H (cm) | h (cm) | b (cm) | tf (cm) | tw (cm) | l (cm4) | A (cm2) | Av (cm2) | Wel (cm3) | Wpl (cm3) |
| 20.0 | 17.0 | 20.0 | 1.5 | 0.9 | 5696 | 78.1 | 24.8 | 569.6 | 642.5 |
| tipo di acciaio | | | tipo di sezione (anima) | | | tipo di sezione (ali) | | | |
| tipo | f _{yd} (N/mm ²) | γ _{M0} | f _{yd} (N/mm ²) | 72ε ² | c/tw | c/tw < 72ε ² | 9ε ² | c/tf | c/tf < 9ε ² |
| S355 | 355 | 1.1 | 322.7 | 58.32 | 14.89 | classe 1 | 7.29 | 5.17 | classe 1 |
| azioni sollecitanti | | | | | | | | | |
| Pd (kN/m) | 130.41 | γ _F | 1.0 | passo tiranti l (m) | 2.0 | MEd = Pd·l ² /8 (kN·m) | 65.21 | VEd (kN) | 130.41 |
| azioni resistenti | | | | | | | | verifiche | |
| ρ | 0.19 | My _{V,Rd} (kN·m) = (Wpl - ρ·Av ² /4·tw)·f _{yk} /γ _{M0} | | | 196.86 | V _{pl,Rd} = (Av·f _{yk})/(√3·γ _{M0}) | 462.05 | MRd/MEd = 3.02 | VRd/VEd = 3.54 |

Tabella 27 e nella

| VERIFICA TRAVE DI RIPARTIZIONE | | | | | | | | | |
|--------------------------------|--------------------------------------|--|--------------------------------------|---------------------|---------|--|-----------------|----------------|------------------------|
| H (cm) | h (cm) | b (cm) | tf (cm) | tw (cm) | l (cm4) | A (cm2) | Av (cm2) | Wel (cm3) | Wpl (cm3) |
| 20.0 | 17.0 | 20.0 | 1.5 | 0.9 | 5696 | 78.1 | 24.8 | 569.6 | 642.5 |
| tipo di acciaio | | | tipo di sezione (anima) | | | tipo di sezione (ali) | | | |
| tipo | f _{yd} (N/mm ²) | γ _{M0} | f _{yd} (N/mm ²) | 72ε ² | c/tw | c/tw < 72ε ² | 9ε ² | c/tf | c/tf < 9ε ² |
| S355 | 355 | 1.1 | 322.7 | 58.32 | 14.89 | classe 1 | 7.29 | 5.17 | classe 1 |
| azioni sollecitanti | | | | | | | | | |
| Pd (kN/m) | 130.32 | γ _F | 1.0 | passo tiranti l (m) | 2.0 | MEd = Pd·l ² /8 (kN·m) | 65.16 | VEd (kN) | 130.32 |
| azioni resistenti | | | | | | | | verifiche | |
| ρ | 0.19 | My _{V,Rd} (kN·m) = (Wpl - ρ·Av ² /4·tw)·f _{yk} /γ _{M0} | | | 196.86 | V _{pl,Rd} = (Av·f _{yk})/(√3·γ _{M0}) | 462.05 | MRd/MEd = 3.02 | VRd/VEd = 3.55 |

Tabella 28 – Sezione 2 – verifica della trave di ripartizione nella paratia destra.

sono riportati i risultati di tali verifiche.

| VERIFICA TRAVE DI RIPARTIZIONE | | | | | | | | | |
|--------------------------------|--------|---|---------------------|---------------------|----------------------|----------------------|----------------|------------------------------------|-----------------|
| H (cm) | h (cm) | b | t _f (cm) | t _w (cm) | l (cm ⁴) | A (cm ²) | A _v | W _{el} (cm ³) | W _{pl} |

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

| | | | | | | | | | |
|---------------------|----------------------------------|---|----------------------------------|---------------------------|---------|---|-----------------------|---------------------|-----------------------|
| | | (cm) | | | | | (cm ²) | | (cm ³) |
| 20.0 | 17.0 | 20.0 | 1.5 | 0.9 | 5696 | 78.1 | 24.8 | 569.6 | 642.5 |
| tipo di acciaio | | | tipo di sezione (anima) | | | | tipo di sezione (ali) | | |
| tipo | f_{yd} (N/mm ²) | γ_{M0} | f_{yd} (N/mm ²) | $72\epsilon^2$ | c/t_w | $c/t_w < 72\epsilon^2$ | $9\epsilon^2$ | c/t_f | $c/t_f < 9\epsilon^2$ |
| S355 | 355 | 1.1 | 322.7 | 58.32 | 14.89 | classe 1 | 7.29 | 5.17 | classe 1 |
| azioni sollecitanti | | | | | | | | | |
| P_d (kN/m) | 130.41 | γ_F | 1.0 | passo tiranti l (m) | 2.0 | $M_{Ed} = P_d \cdot l^2 / 8$ (kN·m) | 65.21 | V_{Ed} (kN) | 130.41 |
| azioni resistenti | | | | | | | | verifiche | |
| ρ | 0.19 | $M_{yV,Rd}$ (kN·m) = $(W_{pl} - \rho \cdot A_v^2 / 4 \cdot t_w) \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$ | | | 196.86 | $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ | 462.05 | $M_{Rd} / M_{Ed} =$ | $V_{Rd} / V_{Ed} =$ |
| | | | | | | | | 3.02 | 3.54 |

Tabella 27 – Sezione 2 – verifica della trave di ripartizione nella paratia sinistra

| VERIFICA TRAVE DI RIPARTIZIONE | | | | | | | | | |
|--------------------------------|----------------------------------|---|----------------------------------|---------------------------|------------------------|---|--------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| H (cm) | h (cm) | b (cm) | t_f (cm) | t_w (cm) | I (cm ⁴) | A (cm ²) | A_v (cm ²) | W_{el} (cm ³) | W_{pl} (cm ³) |
| 20.0 | 17.0 | 20.0 | 1.5 | 0.9 | 5696 | 78.1 | 24.8 | 569.6 | 642.5 |
| tipo di acciaio | | | tipo di sezione (anima) | | | | tipo di sezione (ali) | | |
| tipo | f_{yd} (N/mm ²) | γ_{M0} | f_{yd} (N/mm ²) | $72\epsilon^2$ | c/t_w | $c/t_w < 72\epsilon^2$ | $9\epsilon^2$ | c/t_f | $c/t_f < 9\epsilon^2$ |
| S355 | 355 | 1.1 | 322.7 | 58.32 | 14.89 | classe 1 | 7.29 | 5.17 | classe 1 |
| azioni sollecitanti | | | | | | | | | |
| P_d (kN/m) | 130.32 | γ_F | 1.0 | passo tiranti l (m) | 2.0 | $M_{Ed} = P_d \cdot l^2 / 8$ (kN·m) | 65.16 | V_{Ed} (kN) | 130.32 |
| azioni resistenti | | | | | | | | verifiche | |
| ρ | 0.19 | $M_{yV,Rd}$ (kN·m) = $(W_{pl} - \rho \cdot A_v^2 / 4 \cdot t_w) \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$ | | | 196.86 | $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ | 462.05 | $M_{Rd} / M_{Ed} =$ | $V_{Rd} / V_{Ed} =$ |
| | | | | | | | | 3.02 | 3.55 |

Tabella 28 – Sezione 2 – verifica della trave di ripartizione nella paratia destra.

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

6.2.1.4 Sezione 3

6.2.1.4.1 Caratteristiche Sezione 3

| | |
|---------------------------|---|
| opera di sostegno | paratia berlinese di micropali $\phi = 240$ mm ad interasse 400 mm disposti a quinconce su 2 allineamenti |
| armatura | profilato in acciaio HEB 140 |
| altezza totale | H = 14.0 m |
| lunghezza di infissione | L = 5.0 m |
| stratigrafia di calcolo | accumulo di detrito |
| quota fondo scavo | - 9.00 m |
| n.° ordini di tiranti | 3 |
| passo orizzontale tiranti | 2 m |
| falda | N.D. |

Tabella 29 – Caratteristiche della Sezione 3.

6.2.1.4.2 Parametri di calcolo ed analisi dei carichi

I parametri geotecnici di calcolo utilizzati nelle verifiche sono riportati nella Tabella 30.

| | |
|-------------------------------|---------------------|
| terreno | accumulo di detrito |
| γ (kN/m ³) | 19 |
| ϕ' (°) | 29 |
| c' (kPa) | 0 |
| E_{vc} (MPa) | 45 |
| E_{ur} (MPa) | 135 |

Tabella 30 – Parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche della Sezione 3.

| combinazione | stato limite | azioni γ_F | | | | proprietà terreno γ_M | | | | resistenza γ_R |
|--------------|--------------|-------------------|------|-----------|------|------------------------------|------|-------|----------|--------------------------------|
| | | permanenti | | variabili | | tan ϕ' | c' | c_u | γ | resistenza del terreno a valle |
| | | sfav. | fav. | sfav. | fav. | | | | | |
| SLE (RARA) | esercizio | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| A1 + M1 +R1 | ultimo | 1.3 | 1 | 1.5 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| A2 + M2 +R1 | ultimo | 1 | 1 | 1.3 | 1 | 1.25 | 1.25 | 1.4 | 1 | 1 |
| SISMICA STR | ultimo | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SISMICA GEO | ultimo | 1 | 1 | 1 | 1 | 1.25 | 1.25 | 1.4 | 1 | 1 |

Tabella 31 – Combinazioni di carico utilizzate nelle verifiche della Sezione 3.

In quanto opera definitiva, la paratia ha vita nominale $V_N \geq 50$ anni; per quanto riguarda la valutazione dell'azione sismica, in conformità al paragrafo 2.4.3 delle NTC08, il periodo di riferimento V_R è stato assunto pari a $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni, considerando che l'opera ricada in Classe d'Uso IV (coefficiente d'uso $C_U = 2.0$). Con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, il periodo di ritorno $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = 949$ anni. I parametri sismici sono stati determinati utilizzando il foglio di calcolo Spettri-NTC ver.1.0.3 sulla base delle coordinate geografiche del sito.

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

| | |
|-----------------------|----------------------------------|
| SLO - $P_{VR} = 81\%$ | <input type="text" value="60"/> |
| SLD - $P_{VR} = 63\%$ | <input type="text" value="101"/> |

Stati limite ultimi - SLU

| | |
|-----------------------|-----------------------------------|
| SLV - $P_{VR} = 10\%$ | <input type="text" value="949"/> |
| SLC - $P_{VR} = 5\%$ | <input type="text" value="1950"/> |

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

| | | | | |
|---|---------|------------------------------------|---------|---|
| Categoria di sottosuolo <input type="text" value="B"/> info | $S_S =$ | <input type="text" value="1.200"/> | $C_C =$ | <input type="text" value="1.418"/> info |
| Categoria topografica <input type="text" value="T1"/> info | $h/H =$ | <input type="text" value="1.000"/> | $S_T =$ | <input type="text" value="1.000"/> info |

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Figura 5 – Estratto del foglio di calcolo Spettri-NTC ver.1.0.3.

I parametri sismici utilizzati nelle verifiche sono riassunti in Tabella 5.

| | | |
|---|-----------|---------|
| accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale | a_g | 0.174g |
| valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale | F_0 | 2.516 |
| periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale | T_C^* | 0.281 s |
| coefficiente di amplificazione stratigrafica (categoria di sottosuolo B) | S_S | 1.2 |
| coefficiente di amplificazione topografica (categoria topografica T1) | S_T | 1.0 |
| accelerazione orizzontale massima attesa al sito | a_{max} | 0.209g |

Tabella 32 – Parametri sismici utilizzati nelle verifiche.

In Tabella 33 sono riportati alcuni risultati significativi in termini di sollecitazioni massime sulla paratia nella combinazione di carico più gravosa.

| | | | |
|--|---------------------------|---------------------------|----------|
| SOLLECITAZIONI MASSIME | | | |
| CONDIZIONI STATICHE (comb. A1 + M1 + R1) | | | |
| z (m) | M _{MIN} (kN·m/m) | M _{MAX} (kN·m/m) | T (kN/m) |

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

| | | | |
|---|---------------------------|---------------------------|--------------|
| -2.5 | --37.31 | - | -30.70 |
| -8.9 | - | 80.10 | 7.97 |
| -7.5 | - | 63.59 | 59.98 |
| CONDIZIONI SISMICHE (comb. SISMICA STR) | | | |
| z (m) | M _{MIN} (kN·m/m) | M _{MAX} (kN·m/m) | T (kN/m) |
| -2.5 | -36.32 | - | -27.31 |
| -9.3 | - | 105.0 | 7.76 |
| -7.5 | - | 26.99 | 77.01 |

Tabella 33 – Sezione 3 – Sollecitazioni massime.

6.2.1.4.3 Verifiche degli elementi strutturali

Di seguito sono riportate le verifiche effettuate per gli elementi strutturali.

Per il profilato di armatura dei micropali è previsto l'impiego di acciaio S355 per il quale la tensione di snervamento caratteristica è pari a:

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Nelle verifiche strutturali della paratia di micropali si è considerata reagente la sola armatura dei micropali stessi. Per ottenere le sollecitazioni sul singolo profilato è necessario moltiplicare i valori riportati in

| SOLLECITAZIONI MASSIME | | | |
|--|---------------------------|---------------------------|--------------|
| CONDIZIONI STATICHE (comb. A1 + M1 + R1) | | | |
| z (m) | M _{MIN} (kN·m/m) | M _{MAX} (kN·m/m) | T (kN/m) |
| -15.0 | -31.37 | - | -66.94 |
| -16.6 | - | 23.10 | -11.47 |
| -17.4 | - 6.53 | - | 76.12 |
| CONDIZIONI SISMICHE (comb. SISMICA STR) | | | |
| z (m) | M _{MIN} (kN·m/m) | M _{MAX} (kN·m/m) | T (kN/m) |
| -15.0 | -24.09 | - | 50.41 |
| -16.4 | - | 16.85 | 6.13 |
| -15.0 | - 24.09 | - | 50.41 |

Tabella 6 – Sezione 1 – Sollecitazioni massime.

(sollecitazioni al metro lineare) per il passo dei micropali (0.4 m). Le verifiche sono soddisfatte quando non viene superato il valore del momento plastico resistente ($M_{pl,Rd}$) per la sezione più sollecitata.

| VERIFICA MICROPALI | | | | | | | | | |
|--------------------|--------------------------------------|-----------------|--------------------------------------|---------------------|----------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| H (cm) | h (cm) | b (cm) | t _f (cm) | t _w (cm) | I (cm ⁴) | A (cm ²) | A _v (cm ²) | W _{el} (cm ³) | W _{pl} (cm ³) |
| 14.0 | 11.6 | 14.0 | 1.2 | 0.7 | 1509 | 43.0 | 13.1 | 215.6 | 245.4 |
| tipo di acciaio | | | tipo di sezione (anima) | | | tipo di sezione (ali) | | | |
| tipo | f _{yd} (N/mm ²) | γ _{MO} | f _{yd} (N/mm ²) | 72ε ² | c/t _w | c/t _w < 72ε ² | 9ε ² | c/t _f | c/t _f < 9ε ² |

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

| | | | | | | | | | |
|----------------------|-------|---|-------|------------------------|-------|--|--------|----------------------------|-----------------------------|
| S355 | 355 | 1.1 | 322.7 | 58.32 | 13.14 | classe 1 | 7.29 | 4.54 | classe 1 |
| CONDIZIONI STATICHE | | | | | | | | | |
| azioni sollecitanti | | | | | | | | | |
| M_{Ed} (kN·m/m) | 80.10 | V_{Ed} (kN/m) | 59.98 | passo micropali (m) | 0.4 | M_{Ed} (kN·m) | 32.04 | V_{Ed} (kN) | 23.99 |
| azioni resistenti | | | | | | | | verifiche | |
| ρ | 0 | $M_{yV,Rd} = (W_{pl} - \rho \cdot A_v^2 / 4 \cdot t_w) \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$ (kN·m) | | | 79.19 | $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ (kN) | 244.07 | M_{Rd}/M_E $d = 2.47$ | V_{Rd}/V_E $d = 10.17$ |
| CONDIZIONI SISMICHE | | | | | | | | | |
| azioni sollecitanti | | | | | | | | | |
| M_{Ed} (kN·m/m) | 105.0 | V_{Ed} (kN/m) | 77.01 | passo micropali (m) | 0.4 | M_{Ed} (kN·m) | 42.0 | V_{Ed} (kN) | 30.80 |
| azioni resistenti | | | | | | | | verifiche | |
| ρ | 0 | $M_{yV,Rd} = (W_{pl} - \rho \cdot A_v^2 / 4 \cdot t_w) \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$ (kN·m) | | | 79.19 | $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ (kN) | 244.07 | M_{Rd}/M_E $d = 1.89$ | V_{Rd}/V_E $d = 7.92$ |

Tabella 34 – Sezione 3 – verifica strutturale dei micropali

Per quanto concerne le verifiche dei tiranti, il tiro massimo di calcolo proveniente dall'analisi è confrontato, per ciascun ordine di tiranti, con quello limite per i trefoli (verifica dell'armatura dei tiranti) e con quello limite della fondazione (verifica del bulbo d'ancoraggio). Si precisa che la lunghezza del tratto libero dei tiranti è stata definita in modo tale che il bulbo di ancoraggio non interferisca con la superficie di scorrimento potenziale, ossia sia esterno al cuneo di spinta attiva. Inoltre, secondo quanto indicato al paragrafo 7.11.6.4 delle NTC08, per tenere conto del fatto che in condizioni sismiche la superficie di scorrimento ha una inclinazione sull'orizzontale inferiore di quella in condizioni statiche, la lunghezza libera è stata definita secondo la relazione:

$$L_e = L \cdot (1 + 1.5 \cdot a_{max}/g)$$

dove con L si è indicata la lunghezza libera in condizioni statiche e con L_e quella in condizioni sismiche.

La resistenza caratteristica della sezione in acciaio è calcolata secondo la relazione:

$$R_{ak} = f_{p(1)k} \cdot A_s$$

dove:

$A_s = n \cdot A_t$ area della sezione di armatura

A_t area del singolo trefolo

n numero di trefoli

$f_{p(1)k}$ tensione caratteristica all'1% di deformazione totale

La resistenza di progetto della sezione risulterà quindi:

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

con $\gamma_s = 1.15$, coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio.

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

| VERIFICA DELL'ARMATURA DEI TIRANTI | | | | | | | | |
|------------------------------------|--------------------------|-----------|---------------------------------------|------------------------------------|--------------|---|--|-----------------------|
| A _t (cm ²) | area del singolo trefolo | 1.39 | f _{ptk} (N/mm ²) | tensione caratteristica di rottura | 1860 | f _{p(1)k} (N/mm ²) | tensione caratteristica all'1% di deformazione | 1670 |
| CONDIZIONI STATICHE | | | | | | | | |
| ordine | quota | passo (m) | n | A _s (cm ²) | pretiro (kN) | combinazione di carico | P _d (kN) | R _{a,d} (kN) |
| 1 | -2.5 | 2.0 | 3 | 4.17 | 100 | A1 + M1 + R1 | 251.40 | 605.56 |
| 2 | -5.0 | 2.0 | 4 | 5.56 | 160 | A1 + M1 + R1 | 349.24 | 807.41 |
| 3 | -7.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | A1 + M1 + R1 | 353.18 | 1009.3 |
| CONDIZIONI SISMICHE | | | | | | | | |
| ordine | quota | passo (m) | n | A _s (cm ²) | pretiro (kN) | combinazione di carico | P _d (kN) | R _{a,d} (kN) |
| 1 | -2.5 | 2.0 | 3 | 4.17 | 100 | SISMICA STR | 219.30 | 605.56 |
| 2 | -5.0 | 2.0 | 4 | 5.56 | 160 | SISMICA STR | 343.82 | 807.41 |
| 3 | -7.5 | 2.0 | 5 | 6.95 | 200 | SISMICA STR | 422.40 | 1009.3 |

Tabella 35 – Sezione 3 – verifica a trazione dei tiranti.

Per quanto riguarda la verifica della fondazione del tirante, la resistenza allo sfilamento è data da:

$$Q_s = \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s$$

nella quale d_s è il diametro e L_s la lunghezza della zona iniettata; s è la resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno. Si assume d_s = α · d, dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente maggiorativo. Per micropali eseguiti con iniezione globale unica (IGU) in terreno sabbioso – limoso α = 1.1 – 1.2. Si è assunto α = 1.1. I valori della resistenza tangenziale s all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia e sono forniti dai diagrammi contenuti in Figura 6 relativi a sabbie e ghiaie. La curva SG. 1 è valida per micropali IRS, mentre la curva SG. 2 per micropali IGU.

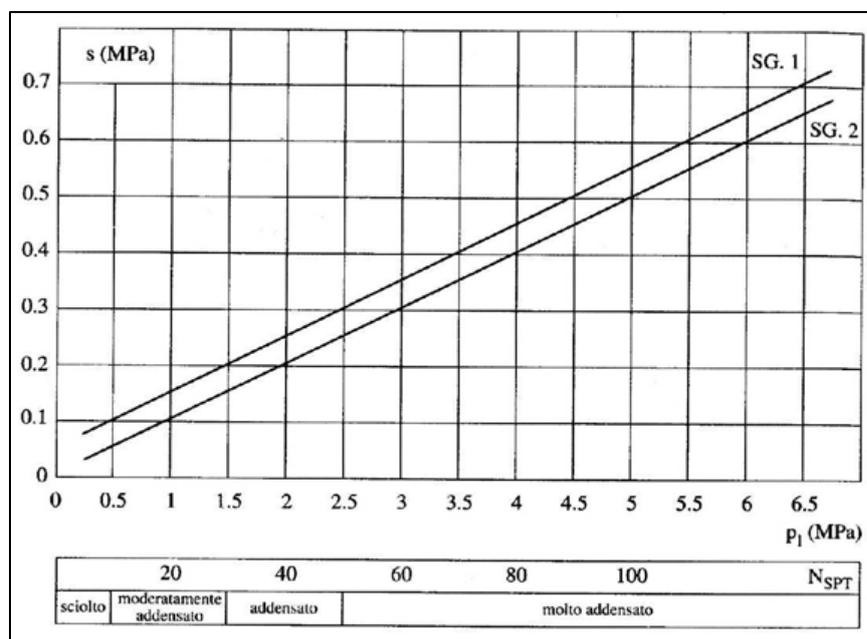


Figura 6 – Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie.

In mancanza di prove pressiometriche o prove SPT si è scelto, in via cautelativa, $s = 0.15$ MPa, corrispondente ad un terreno moderatamente addensato.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alla resistenza calcolata $R_{c,cal} = Q_s$ i fattori di correlazione ξ_a riportati nella Tabella 6.6.II delle NTC08, in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_{ak} = \min[(R_{a,c})_{media}/\xi_{a3}; (R_{a,c})_{min}/\xi_{a4}]$$

| | | | | | |
|------------------------------|------|------|------|------|----------|
| numero di verticali indagate | 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 |

Tabella 36 – Tabella 6.6.II - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Si è assunto, in via cautelativa, $\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.8$.

Il valore di progetto R_{ad} della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_{ak} applicando il coefficiente parziale $\gamma_{Ra,r}$ relativo ad ancoraggi permanenti, della Tabella 6.6.I delle NTC08.

| | | |
|------------|--------------------|-----------------------|
| | simbolo γ_R | coefficiente parziale |
| temporanei | $\gamma_{Ra,t}$ | 1.1 |
| permanenti | $\gamma_{Ra,p}$ | 1.2 |

Tabella 37 – Tabella 6.6.i delle NTC08 – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi.

La Tabella 38 riporta i risultati della verifica a sfilamento.

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA POGGIO TONDO ASSE DESTRO
Relazione geotecnica degli imbocchi: imbocco Nord

| VERIFICA DELLA FONDAZIONE DEI TIRANTI | | | | | |
|---|-----------|------------------------|------------|---------------|------------------|
| γ_{Ra} | 1.2 | tirante permanente | | | |
| ξ_{a3} | 1.8 | 1 profilo di indagine | | | |
| CONDIZIONI STATICHE | | | | | |
| ordine | L_s (m) | combinazione di carico | P_d (kN) | R_{ad} (kN) | R_{ad}/P_d (-) |
| 1 | 6 | A1 + M1 + R3 | 251.40 | 287.98 | 1.15 |
| 2 | 8 | A1 + M1 + R3 | 349.24 | 383.97 | 1.10 |
| 3 | 9 | A1 + M1 + R3 | 353.18 | 431.97 | 1.22 |
| CONDIZIONI SISMICHE (ξ^* = coefficienti parziali sulle azioni $\gamma_F = 1$) | | | | | |
| ordine | L_s (m) | combinazione di carico | P_d (kN) | R_{ad} (kN) | R_{ad}/P_d (-) |
| 1 | 6 | A1* + M1 + R3 | 219.30 | 287.98 | 1.31 |
| 2 | 8 | A1* + M1 + R3 | 343.82 | 383.97 | 1.12 |
| 3 | 9 | A1* + M1 + R3 | 422.40 | 431.97 | 1.02 |

Tabella 38 – Sezione 3 – Verifica a sfilamento dei tiranti.

Le strutture di ripartizione orizzontali sono costituite da doppi profilati tipo HEB 180 in acciaio S355 per i quali la tensione caratteristica di snervamento è pari a:

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è stata condotta considerando la trave nelle condizioni più gravose, in funzione del massimo valore del tiro (al metro lineare), P , e dell'interasse orizzontale, l , secondo uno schema statico di trave semplicemente appoggiata. in campata, nel punto medio tra due appoggi, il momento è pari a $M = P \cdot l^2 / 8$. il massimo valore del tiro (al metro lineare) si ha in condizioni sismiche in corrispondenza del 3° ordine di tiranti ($P = 211.20 \text{ kN/m}$, vedi Tabella 38).

Nella Tabella 39 sono riportati i risultati di tali verifiche.

| VERIFICA TRAVE DI RIPARTIZIONE | | | | | | | | | |
|--------------------------------|-------------------------------|---|-------------------------------|-----------------------|------------------------|---|--------------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| H (cm) | h (cm) | b (cm) | t_f (cm) | t_w (cm) | I (cm ⁴) | A (cm ²) | A_v (cm ²) | W_{el} (cm ³) | W_{pl} (cm ³) |
| 18.0 | 15.2 | 18.0 | 1.4 | 0.85 | 3831 | 65.3 | 20.2 | 425.7 | 481.4 |
| tipo di acciaio | | | tipo di sezione (anima) | | | tipo di sezione (ali) | | | |
| tipo | f_{yk} (N/mm ²) | γ_{M0} | f_{yd} (N/mm ²) | $72e^2$ | c/t_w | $c/t_w < 72e^2$ | $9e^2$ | c/t_f | $c/t_f < 9e^2$ |
| S355 | 355 | 1.1 | 322.7 | 58.32 | 14.35 | classe 1 | 7.29 | 5.05 | classe 1 |
| azioni sollecitanti | | | | | | | | | |
| P_d (kN) | 211.2 | γ_F | 1.0 | passo tiranti l (m) | 2.0 | $M_{Ed} = P_d \cdot l^2 / 8$ (kN·m) | 105.6 | $V_{Ed} = P_d \cdot l / 2$ (kN) | 211.2 |
| azioni resistenti | | | | | | | verifiche | | |
| ρ | 0.01 | $M_{yV,Rd}$ (kN·m) = $(W_{pl} - \rho \cdot A_v^2 / 4 \cdot t_w) \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$ | | | 154.96 | $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ | 376.35 | $M_{Rd} / M_{Ed} =$ | $V_{Rd} / V_{Ed} =$ |
| | | | | | | | | 1.47 | 1.78 |

Tabella 39 – Sezione 3 – verifica della trave di ripartizione.