

COMUNE DI BARDONECCHIA

INTERVENTI DI REALIZZAZIONE BRIGLIA SELETTIVA A MONTE DELL'APICE CONOIDE DEL TORRENTE FREJUS A SALVAGUARDIA DELL'ABITATO - LOTTO 1 -

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

ELABORATO

N

RELAZIONE GEOTECNICA

CONSORZIO FORESTALE ALTA VALLE SUSA

Via Pellousiere n°6 OULX (TO) C.A.P. 10056

Tel 0122 - 831079 Fax 0122 - 831282

E.MAIL bacinimontani@cfavs.it -- cfavs@postecert.it

P.Iva 03070280015 - C.F. 86501390016



AREA BACINI MONTANI

CODICE DOCUMENTO

area	anno incarico	n.commissa	revisione	n. elaborato	n. archivio
03	2020	003	00	0G	1735

Motivo revisione :

OTT.20	Dott. Ing. Virgilio Anselmo	
DATA	REDATTO DA:	

OTT.20	Dott. For. Alberto DOTTA	Dott. For. Alberto DOTTA
DATA	PROGETTISTA e R.D.D.	RESPONSABILE DI COMMESSA



COMMITTENTE



COMUNE DI BARDONECCHIA

Piazza A. De Gasperi n°1

Tel. 0122 - 999985

Fax 0122 - 96895

E.MAIL comune.bardonecchia@pec.it

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Sommario

1	PREMESSA.....	2
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	2
3	INDAGINI GEOLOGICHE DI RIFERIMENTO	2
4	MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	2
5	MODELLAZIONE SISMICA	2
6	PROFILO GEOTECNICO.....	2
7	BRIGLIA SELLETTIVA	2
	7.1 Verifiche geotecniche.....	2
	7.1.1 Verifiche allo SLU della platea di fondazione	3
	7.1.2 Verifiche agli SLE della platea di fondazione	7
8	TIRANTI	9
	8.1 Verifiche geotecniche.....	9
	8.1.1 Verifiche allo SLU dei tiranti	10
	8.1.2 Verifiche agli SLE dei tiranti.....	11
9	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	12
10	RIFERIMENTI BIBIOGRAFICI	12

1 PREMESSA

La presente *Relazione calcolo strutturale* è redatta in ottemperanza a quanto riportato all'art. 37 del D.P.R. 05.10.2010 n. 207.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”
- Circolare C.S.L.P. 21/01/2019 n. 7 - *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008"*

3 INDAGINI GEOLOGICHE DI RIFERIMENTO

Si faccia riferimento alla relazione geologica allegata al progetto.

4 MODELLAZIONE GEOTECNICA

Si considera uno strato omogeneo del terreno avente caratteristiche rinvenibili dalla relazione geotecnica.

5 MODELLAZIONE SISMICA

I parametri della caratterizzazione sismica del sito, la relativa parte normativa e i grafici degli spettri di accelerazione del sito sono contenuti nella Relazione di calcolo strutturale.

6 PROFILO GEOTECNICO

Si considera uno strato omogeneo di terreno molto profondo.

7 BRIGLIA SELLETTIVA

Si procede alla verifica geotecnica delle fondazioni della briglia selettiva.

7.1 Verifiche geotecniche

Ai sensi del par. §6.4.2.1 delle NTC per le opere di fondazione le verifiche devono essere condotte per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.
- SLE di tipo geotecnico (GEO)
 - limitazione dei cedimenti.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere condotte applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR) il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

7.1.1 VERIFICHE ALLO SLU DELLA PLATEA DI FONDAZIONE

7.1.1.1 Capacità portante

Il carico limite del complesso terreno-struttura viene determinato mediante l'espressione trinomia di Terzaghi, modificata da Brinch-Hansen.

La predetta formula di Terzaghi determina il valore del carico massimo, che comporta un collasso del terreno, di una fondazione superficiale nastriforme applicando la teoria

dell'equilibrio limite al terreno, considerando una superficie di rottura avente andamento in parte lineare ed in parte a spirale logaritmica, e risulta essere funzione, esclusivamente, della dimensione della base della fondazione e delle proprietà meccaniche del terreno su cui poggia la fondazione stessa.

Il carico limite è calcolato con la tradizionale formula (seguendo l'Approccio 2 – Combinazione 1, A1+M1+R3) in condizioni drenate:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} B' \gamma N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} d_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c d_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q d_q$$

dove:

- B' larghezza corretta della fondazione
- γ peso volumico terreno
- q sovraccarico agente sul piano di fondazione (pari a $\gamma \cdot D$, essendo D la profondità del piano di fondazione rispetto al terreno)
- c' coesione del terreno
- N_i fattori di capacità portante

$$N_q = e^{\pi \cdot tg \varphi'} \cdot tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{tg \varphi'}$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \cdot tg \varphi'$$

- s_i fattori di forma della fondazione

$$s_q = s_{\gamma} = 1 + 0.1 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot \frac{B}{L}$$

- d_i fattori profondità piano di posa

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D}{B} \quad \text{se } D \leq B$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } D > B$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'}$$

- i_i fattori inclinazione carico

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B' L' c' \cot g \varphi'} \right]^m$$

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{H}{N + B' L' c' \cot g\varphi'} \right]^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$$

- b_i fattori inclinazione fondazione

$$b_q = b_{\gamma} = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'}$$

- g_i fattori inclinazione terreno

$$g_q = g_{\gamma} = (1 - \tan \omega)^2$$

Simbologia adottata

Id Indice della sottostruttura (travata, plinto o piastra)

Cmb Indice della combinazione che ha dato fattore di sicurezza minimo

N'_c, N'_q, N'_{γ} Fattori di capacità portante corretti dai fattori di forma, profondità, ect.

N Carico verticale agente al piano di posa, espresso in [kN]

P_u Portanza ultima, espresso in [kN]

P_d Portanza di progetto, espresso in [kN]

FS Fattore di sicurezza a carico limite (rapporto tra P_d/N)

Inviluppo SLU

Id	Cmb	Nc	Nq	N γ	N'c	N'q	N' γ	Pu	Pd	N	FS
								[kN]	[kN]	[kN]	
Platea 5	1	50.59	37.75	44.43	20.93	15.46	0.31	36517.17	15877.03	15315.69	1.04

La verifica della capacità portante risulta essere soddisfatta.

7.1.1.2 Scorrimento globale

Simbologia adottata

Id Indice della struttura (travata, plinto o platea)

Cmb Indice della combinazione in cui si è ottenuto il fattore di sicurezza minimo

Ed Carico orizzontale agente al piano di posa, espresso in [kN]

Ra Resistenza per attrito, espresso in [kN]

Rd Resistenza per attrito di progetto, espresso in [kN]

FS Fattore di sicurezza a scorrimento (rapporto tra Rd/Ed)

Inviluppo SLU

Id	Cmb	Ra	Rd	Ed	FS
		[kN]	[kN]	[kN]	
Platea 5	1	6818.99	6199.10	9830.80	0.63

Anselmo associati

Via Vittorio Emanuele, 14 - 10023 Chieri (TO)

tel./fax 011.9415835 - e-mail. info@anselmoassociati.it

La verifica allo scorrimento per la piastra 5 non risulta soddisfatta. Si fa presente che il codice di calcolo non tiene conto dell'azione di contrasto favorevole prodotta dal taglione, ma si limita al calcolo isolato delle singole piastre.

Pertanto, nel seguito si valuterà l'azione di resistenza allo scorrimento prodotta dal taglione che si somma a quella dello scorrimento della platea. Nel caso in cui la verifica non sia ancora soddisfatta, sarà necessario integrare l'opera con ulteriori fondazioni profonde (pali o tiranti) per garantire la stabilità allo scorrimento.

Per la determinazione dell'azione di contrasto del taglione si fa riferimento alle pressioni sul terreno prodotte dalle sovrastrutture (Figura 7-1). In figura sono evidenziati i punti notevoli agli estremi dell'elemento utilizzabili per ricavare le pressioni del terreno e conseguentemente per determinare l'azione totale favorevole allo scorrimento:

- 1 -46 kPa
- 2 -15.3 kPa
- 3 -38.5 kPa
- 4 -12 kPa

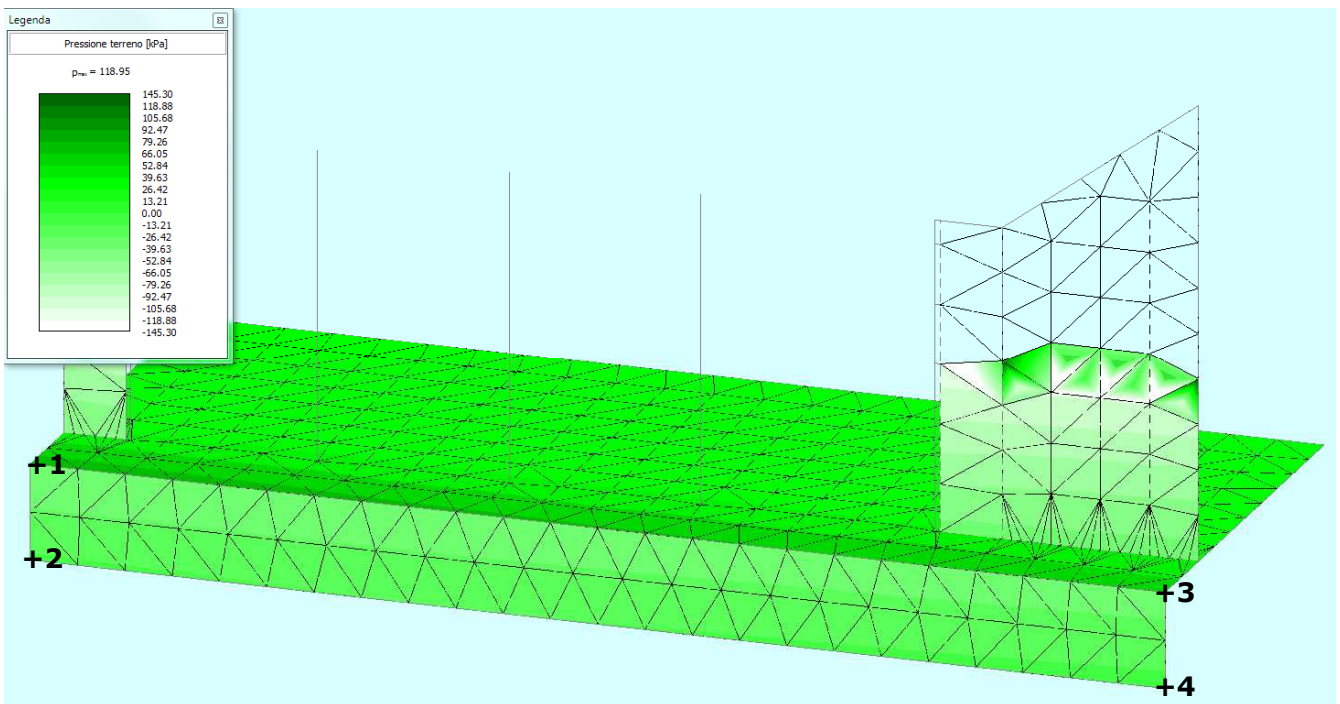


Figura 7-1 - Pressione sul terreno indotte dalle sovrastrutture derivanti dal modello di analisi strutturale e punti notevoli per l'individuazione delle pressioni del terreno.

Mediando le pressioni agli estremi si ottiene la pressione media: -28 kPa.

La resistenza allo scorrimento offerto dal terreno è pari a:

$$S_p = 28 \times 2 \times 23.7 = 1328 \text{ kN}$$

La resistenza allo scorrimento di progetto V_{Rd} della platea è pari a 4567 kN (Rd nella tabella), che sommata a quella offerta dal taglione ammonta:

$$V_{Rd} = S_p + R_d = 7527 \text{ kN} < V_{Sd} = 9830.80 \text{ kN}$$

Si osserva che la verifica allo scorrimento non risulta ancora soddisfatta, pertanto si procede al dimensionamento dei tiranti (per il dimensionamento e le verifiche dei tiranti si rimanda al successivo par. §8).

7.1.1.3 Stabilità globale

Il tipo di opera e le sue caratteristiche non comportano problemi al riguardo di della verifica di stabilità globale.

7.1.2 VERIFICHE AGLI SLE DELLA PLATEA DI FONDAZIONE

7.1.2.1 Limitazione dei cedimenti

Per le fondazioni superficiali bisogna verificare che, allo SLE, i valori di spostamenti e delle distorsioni siano inferiori a quelli prestabiliti per non compromettere i requisiti prestazionali delle strutture in elevazione.

Allo SLE, pertanto, si verificano i cedimenti delle fondazioni.

Le azioni da considerare fanno riferimento alla combinazione quasi (desunte dal modello numerico).

Il carico totale agli SLE risulta essere: $N_{Sd} = -11790 \text{ kN}$.

Il metodo di calcolo dei cedimenti a lungo termine segue quello suggerito da Burland e Bubidge, in quanto l'impossibilità di prelievo di campioni indisturbati fa sì che nel caso di terreni sabbiosi-ghiaiosi i metodi di calcolo dei cedimenti siano basati sui risultati di prove in sito.

Ipotizzando un andamento costante con la profondità del valore di N_{SPT} del penetrometro dinamico, la profondità Z_I alla quale ricercare il valore N_{AV} è posta nella mezzeria di Z_I a partire dal piano di fondazione:

$$Z_I = B^{0.7} = 4.84 \text{ m}$$

Alla profondità di 3.42 m $(1.00 + 4.84 / 2)$ dal piano campagna il valore di N_{AV} si ipotizzi sia di 25 colpi/piede.

Il carico per unità di superficie risulta essere di:

$$q' = \frac{N_{Sd}}{B \cdot L} = 53 \text{ kPa}$$

La tensione litostatica alla profondità del piano di posa della fondazione risulta essere:

$$\sigma'_{v0} = \gamma_t * z = 20.5 * 1.00 = 20.5 \text{ kPa}$$

L'indice di compressibilità risulta essere:

$$I_C = \frac{1.7}{N^{1.4}} = 0.019$$

Il cedimento iniziale deve essere corretto in funzione della forma della fondazione:

$$f_s = \left[\frac{\frac{1.25L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right]^2 = 1.29 > 1.00$$

Il cedimento a lungo termine viene calcolato applicando l'ulteriore coefficiente correttivo ($R_3=0.3$, $R=0.2$, $t=50$ anni):

$$f_t = 1 + R_3 + R \log \frac{t}{3} = 1.54$$

Il cedimento al tempo 0 risulta essere:

$$w_0 = f_s * \sigma'_{v0} * B^{0.7} * I_C / 3 = 0.81 \text{ mm}$$

Il cedimento a 50 anni è dato da:

$$w_{50} = f_t * w_0 = 1.25 \text{ mm} < 5 \text{ mm}$$

Il cedimento a lungo termine risulta essere inferiore a quello ammissibile di 5 mm.

8 TIRANTI

Si procede alla progettazione e verifica geotecnica dei tiranti.

8.1 Verifiche geotecniche

Ai sensi del par. §6.4.3.1 delle NTC per le i pali di fondazione le verifiche devono essere condotte per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.
- SLE di tipo geotecnico (GEO)
 - eccessivi cedimenti o sollevamenti;
 - eccessivi spostamenti trasversali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere condotte applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenedo conto dei valori parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II (presenti nel par. §7.1), 6.4.II e 6.4.VI.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR) il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

8.1.1 VERIFICHE ALLO SLU DEI TIRANTI

8.1.1.1 Carico limite carichi assiali

Non si procede alla verifica in quanto i tiranti non sono in grado di resistere alle azioni di compressione.

8.1.1.2 Carico limite carichi trasversali

Non si procede alla verifica in quanto i tiranti non sono in grado di resistere ai carichi trasversali.

8.1.1.3 Sfilamento carichi assiali di trazione

Dal par. §7.1.1.2 si determina che l'azione eccedente dello scorrimento non contrastata dalla platea e dal taglione e che deve essere assorbita dai tiranti è pari a:

$$\Delta_{\text{tiranti}} = V_{\text{Sd}} - V_{\text{Rd}} = 9830 - 7527 = 2303 \text{ kN}$$

Si collocano 5 tiranti in corrispondenza dei setti verticali, pertanto l'azione orizzontale assorbita da ogni singolo tirante sarà pari a:

$$N_{\text{Sd,or}} = \Delta_{\text{tiranti}} / 5 = 461 \text{ kN}$$

Tenuto conto dell'inclinazione di 30° rispetto all'orizzontale, l'azione in asse al tirante risulta essere $N_{\text{Sd}} = 532 \text{ kN}$.

La capacità portante per attrito laterale si determina con la relazione:

$$P_L = \sum A_{L,i} f_{z,i} / \gamma_s$$

dove $A_{L,i}$ è la superficie laterale del palo di ogni singolo concio di discretizzazione (il diametro del palo viene valutato con la relazione $D_s = \alpha D$, dove α è il coefficiente correttivo del diametro funzione del terreno (pari a 1.5) e D è il diametro del foro), γ_s il coefficiente parziale di sicurezza (1.25) e l'attrito laterale $f_{z,i}$ di pali trivellati in terreni non coesivi di ogni concio, che viene valutata con le relazioni di Reese e O'Neill (1989):

$$f_z = \beta \sigma'_{v0} \leq 200 \text{ kPa}$$

$$\beta = 1.5 - 0.245 \sqrt{z}$$

dove z è la profondità del concio.

Si è proceduto per tentativi alla determinazione della resistenza per attrito laterale necessaria variando diametro del tirante, lunghezza totale e lunghezza di iniezione.

Imponendo un diametro di 15 cm, una lunghezza totale di 20 m e una lunghezza di iniezione di 13 m, la resistenza di progetto allo sfilamento è di:

$$N_{\text{Rd}} = 935 \text{ kN} > N_{\text{Sd}} = 532 \text{ kN}$$

Pertanto, si arma ogni singolo tirante con 3 trefoli da 7 fili del diametro nominale di 15.2 mm ($\emptyset 6/10$, sezione 139 mm^2 , tensione caratteristica 1860 MPa, tensione all'1% di allungamento 1670 MPa – resistenza minima 232 kN).

Si procede alla verifica dell'aderenza acciaio-malta cementizia, considerando una resistenza della malta cementizia R_{ck} 30 MPa.

La lunghezza minima di ancoraggio acciaio-malta cementizia si ottiene con la relazione:

$$N_{dh} = n D_t L_t f_{bd}$$

dove:

- D_t diametro equivalente trefoli
- f_{bd} tensione tangenziale aderenza malta ($f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2.25 * \eta * f_{ctk} / \gamma_c = 2.25 * \eta * 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 2.7 \text{ N/mm}^2$)
- L_t lunghezza ancoraggio

Pertanto:

$$L_t = 532 \times 10^3 / (n * 15.2 * 3 * 2.7) = 1.38 \text{ m} \ll 13 \text{ m}$$

La verifica risulta essere soddisfatta.

8.1.1.4 Carico globale

Non si procede alla verifica in quanto per il caso in esame difficilmente si può verificare il meccanismo a rottura per carico globale.

8.1.2 VERIFICHE AGLI SLE DEI TIRANTI

8.1.2.1 Limitazione dei cedimenti

Si procede al calcolo del cedimento del singolo palo poiché la distanza fra i pali risulta essere superiore a 3 m.

Nell'ipotesi di palo immerso in un mezzo elastico e continuo (non necessariamente omogeneo), bisogna verificare se il comportamento del palo sia di tipo rigido o di tipo flessibile.

Il comportamento di palo rigido si verifica quando (Fleming et al., 1985):

$$\frac{L}{R} \leq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}}$$

al contrario il comportamento è di palo flessibile se:

$$\frac{L}{R} \geq 3 \sqrt{\frac{E_{palo}}{G_L}}$$

dove:

- L lunghezza palo;
- R raggio palo;
- E_{palo} modulo elastico palo;
- G_L modulo taglio terreno valutato alla base del palo.

Dallo sviluppo dei calcoli si osserva che il palo è rigido per lunghezze inferiori a 3.20 m e flessibile per lunghezze superiori a 10.56 m, determinando il modulo di taglio del terreno con la relazione $G = 150 * 0.28 * \gamma_t * z$. Pertanto il comportamento dei pali in progetto è di tipo flessibile.

Il calcolo del cedimento si ottiene applicando la relazione:

$$w = \frac{N_{Sd}}{\pi R G_{av} \sqrt{\frac{E_{palo}}{2G_L}}}$$

dove:

- G_{av} modulo di taglio terreno valutato a metà della profondità della lunghezza attiva;
- G_L modulo di taglio terreno valutato alla profondità della lunghezza attiva.

Applicando la relazione si ottiene che il cedimento del tirante è pari a 15.1 mm.

Si può osservare che i cedimenti dei pali risultano essere inferiori a 30 mm, pertanto ammissibili con la tipologia di opera in progetto e le sollecitazioni associate.

8.1.2.2 Limitazione spostamenti trasversali

Non è possibile procedere alla verifica in quanto i tiranti non offrono resistenza alle azioni trasversali.

9 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Ai sensi del par. 7.11.3.4 delle NTC 2018 è necessario effettuare la verifica alla liquefazione dei terreni di fondazione se le caratteristiche dei suoli di fondazione rientrano all'interno di parametri specifici.

In questo caso, i terreni del sito non presentano i parametri citati, pertanto la verifica alla liquefazione non viene condotta.

10 RIFERIMENTI BIBIOGRAFICI

R. LANCELLOTTA, J. CALAVERA, *Fondazioni*, McGraw-Hill, Milano 1999

R. LANCELLOTTA, *Geotecnica*, Zanichelli, Milano, 2005

A. TESTA CAMILLO, *Calcolo di palificate*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 1997