

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO: CATTOLICA - FANO

OPERE COMPENSATIVE COMUNE DI PESARO

PROGETTO DEFINITIVO

NUOVO SVINCOLO DI PESARO SUD

OPERE D'ARTE MAGGIORI
PONTI E SOTTOVIA (L>10)

ST06-Ampliamento sottovia di svincolo
Strada Pantano Castagni - km 161+300

Relazione di calcolo opere provvisionali

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N. 20155 RESPONSABILE UFFICIO APE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Michele Angelo Parrella Ord. Ingg. Avellino N.933 CAPO COMMESSA/PROJECT ENGINEER	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE
--	---	--

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: MARZO 2015	REVISIONE								
	DIRETTORIO			FILE					n.	data							
—	codice commessa		N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.										
—	1	1	1	4	3	1	0	1	STP	PAPE	0	1	2	2	—	—	---

 ingegneria europea	PIANIFICAZIONE COMMESSE Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
CONSULENZA A CURA DI :	 Studio Cancelli Associato	IL RESPONSABILE UNITA' STP :	Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N.1154

	VISTO DEL COMMITTENTE  Geom. Mauro MORETTI	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	---	---

TRATTO: CATTOLICA – FANO
OPERE COMPENSATIVE COMUNE DI PESARO

NUOVO SVINCOLO DI PESARO

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE APE0122

ST06 Ampliamento sottovia di svincolo Strada Pantano castagni al km
161+300

Relazione di calcolo delle opere provvisionali

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3. BIBLIOGRAFIA	5
4. SOFTWARE DI CALCOLO	5
5. MATERIALI.....	6
5.1 CORDOLO PARATIE	6
5.2 MICROPALI	6
5.3 TIRANTI	6
5.4 TRAVI DI RIPARTIZIONE.....	7
6. DESCRIZIONE DELLE OPERE	8
6.1 SEZIONI TIPO E DI CALCOLO	9
6.1.1 Nuova paratia carreggiata nord lato Cattolica - Sezione A-A.....	9
6.1.2 Nuova paratia carreggiata sud lato Fano - Sezione B-B.....	10
6.1.3 Paratia esistente carreggiata sud lato Cattolica - Sezione C-C.....	11
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	13
7.1 PREMESSA.....	13
7.2 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA.....	13
7.3 STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	13
8. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO.....	15
8.1 PREMESSA.....	15
8.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	15
8.3 VERIFICHE DI SICUREZZA STATICHE DELLE BERLINESI DI MICROPALI	17
8.4 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO	19
9. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	20
9.1 VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO).....	20
9.1.1 Verifiche di stabilità globale dell'insieme terreno-opera.....	20
9.1.2 Stabilità dell'opera.....	20

9.1.3	Verifiche di stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate	21
9.1.4	Verifica allo sfilamento degli ancoraggi	21
9.2	VERIFICHE SLU DI TIPO IDRAULICO (UPL E HYD).....	24
9.2.1	Verifiche SLU al sollevamento (UPL)	24
9.2.2	Verifiche SLU al sifonamento (HYD)	24
9.3	VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STRU).....	24
9.3.1	Verifica della resistenza strutturale della paratia.....	24
9.3.2	Verifica della resistenza degli ancoraggi.....	29
9.3.3	Verifiche a flessione delle travi di ripartizione	30
10.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE) IN CAMPO STATICO	33

1. PREMESSA

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di sostegno provvisorie per l'ampliamento del sottovia di svincolo Strada Pantano Castagni. E' necessario a ampliare il sottovia esistente per poter realizzare le nuove rampe di ingresso e uscita del nuovo di svincolo di Pesaro Sud, opera compensativa legata all'ampliamento alla terza corsia dell'autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto nel tratto Cattolica Fano. Il sottovia in oggetto, per i cui dettagli dell'ampliamento si rimanda agli elaborati grafici specifici, risulta ubicato alla progressiva 161+300 circa dell'autostrada A14.

Tutte le verifiche sono state condotte ai sensi della Normativa vigente (Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 - NTC 2008).

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

3. BIBLIOGRAFIA

- [3] Caquot A., Kerisel J. [1948] "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" Gautiers-Villars, Paris.
- [4] Mueller-Breslau (1906), “Erddruck an Stuetzmaern” Kroener.
- [5] NAVFAC (1982), “Foundations and earth Structures. Design manual 7.2”. Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- [6] Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. Proceedings, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. 103-147.
- [7] Taylor, D.W. (1948). Fundamental of soil mechanics. John Wiley, New York

4. SOFTWARE DI CALCOLO

- [8] HarpaCeAs – Paratie Plus 2012 ver. 10.0.1.0
- [9] Rocscience – SLIDE ver. 5.044

5. MATERIALI

5.1 CORDOLO PARATIE

Calcestruzzo

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2

Barre di armatura

- Barre nervate tipo B450C $f_{yk} > 450$ Mpa $f_{tk} > 540$ Mpa
- Modulo elastico 210000 [MPa]

5.2 MICROPALI

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 JR - per spessori nominali $t \leq 40$ mm

Malta e Miscela cementizia

- Secondo NTA - soggetto ad approvazione della Direzione Lavori
- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Eventuali additivi secondo NTA

5.3 TIRANTI

Acciaio

- Trefoli $f_{ptk} \geq 1860$ MPa, $f_{pyk} \geq 1670$ MPa
- Sezione trefolo 139 mm²

Malta

- Cemento tipo I o II 42.5 o 42.5R
- Resistenza a compressione
 - Rck a 48h > 5 MPa
 - Rck a 28gg > 25 MPa
 - Rapporto a/c: 0.5
 - Fuidificante: 1-2% del peso del cemento

5.4 TRAVI DI RIPARTIZIONE

- Acciaio per travi S275
- Modulo elastico E acciaio 210000 Mpa
- Tensione di snervamento tubolari f_{pyk} 275 Mpa

6. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il progetto di ampliamento del sottovia di svincolo Strada Pantano prevede la risagomatura della spalla esistente sulla carreggiata nord lato cattolica e la realizzazione di nuove spalle sulla carreggiata sud. Per poter raggiungere il piano di imposta delle fondazioni di queste opere è necessario sostenere, per tutta la durata dei lavori, il rilevato autostradale esistente. Le opere di sostegno (berlinesi) oggetto della presente relazione si rendono necessarie per la messa in sicurezza degli scavi provvisori. Esse hanno le seguenti caratteristiche:

- Diametro tubo 168.3/sp10 mm;
- Diametro perforazione ≥ 220 mm;
- Spaziatura 350 mm.

In Figura 6-1 sono riportate le berlinesi oggetto della presente relazione.



Figura 6-1: Planimetria opere provvisionali

6.1 SEZIONI TIPO E DI CALCOLO

6.1.1 Nuova paratia carreggiata nord lato Cattolica - Sezione A-A

In corrispondenza della spalla del sottovia carreggiata nord lato Cattolica è necessario procedere ad una risagomatura del muro laterale per raccordarsi con la rampa di svincolo in uscita (rampa A). Per poter raggiungere il piano di fondazione è prevista la realizzazione di una berlinese in continuità col muro esistente.

La berlinese sarà costituita da una fila di micropali di lunghezza 13 m. Al fine di contrastare la spinta dei terreni e limitare gli spostamenti in sommità è prevista la posa di due ordini di tiranti, opportunamente solidarizzati alla berlinese, con interasse di 2.1 m. Per evitare possibili interferenza con la berlinese provvisoria realizzata durante i lavori di ampliamento alla terza corsia dell'autostrada i tiranti hanno un'inclinazione di 30°. Le travi di ripartizione, in acciaio S275, saranno formate da due profili accoppiati. A completamento dell'opera è prevista la realizzazione del cordolo di testa in cemento armato, di sezione 50x50 cm.

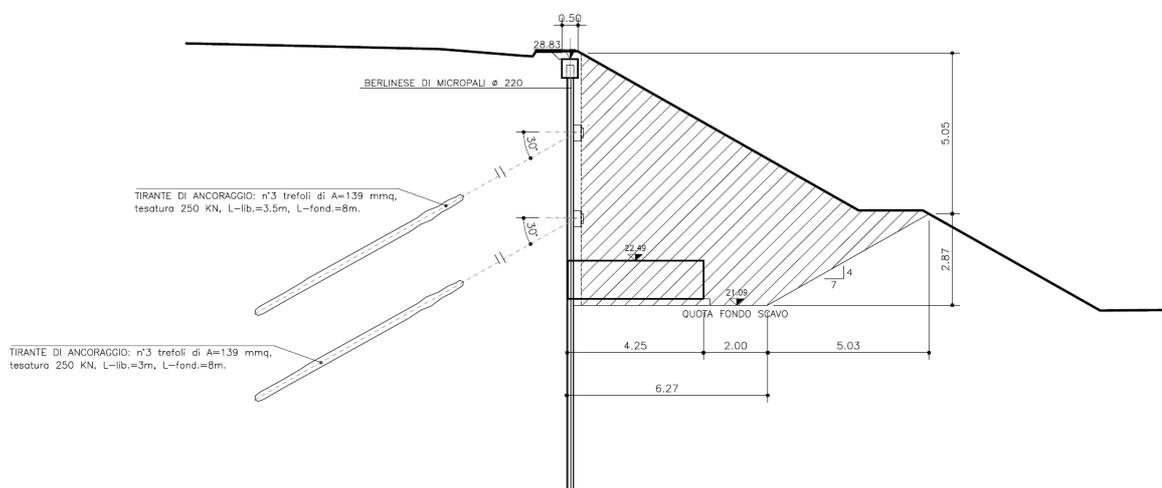


Figura 6-2: Sezione di Calcolo A-A

Fasi operative

La realizzazione dell'opera di sostegno sarà articolata sulla base delle seguenti fasi:

1. Impianto cantiere e tracciamento della berlinese;
2. perforazioni dei micropali e realizzazione della trave di coronamento;
3. scavo sino a quota -2,30 m dal piano autostradale;
4. perforazione del primo ordine di tiranti e posa delle travi di ripartizioni;
5. scavo sino a quota -5.00 m dal piano autostradale;
6. perforazione del secondo ordine di tiranti e posa delle travi di ripartizioni;
7. raggiungimento della quota di fondo scavo.

6.1.2 Nuova paratia carreggiata sud lato Fano - Sezione B-B

In corrispondenza della spalla del sottovia carreggiata sud lato Fano è prevista la costruzione di una nuova spalla in continuità con quella esistente per il passaggio della rampa di svincolo in entrata (rampa B). Per poter raggiungere il piano di fondazione è prevista la realizzazione di una berlinese in continuità col muro laterale della spalla esistente.

La berlinese sarà costituita da una fila di micropali di lunghezza 13 m. Al fine di contrastare la spinta dei terreni e limitare gli spostamenti in sommità è prevista la posa di tre ordini di tiranti, opportunamente solidarizzati alla berlinese, con interasse di 2.1 m ed inclinazione 15°. Le travi di ripartizione, in acciaio S275, saranno formate da due profili accoppiati. A completamento dell'opera è prevista la realizzazione del cordolo di testa in cemento armato, di sezione 50x50 cm.

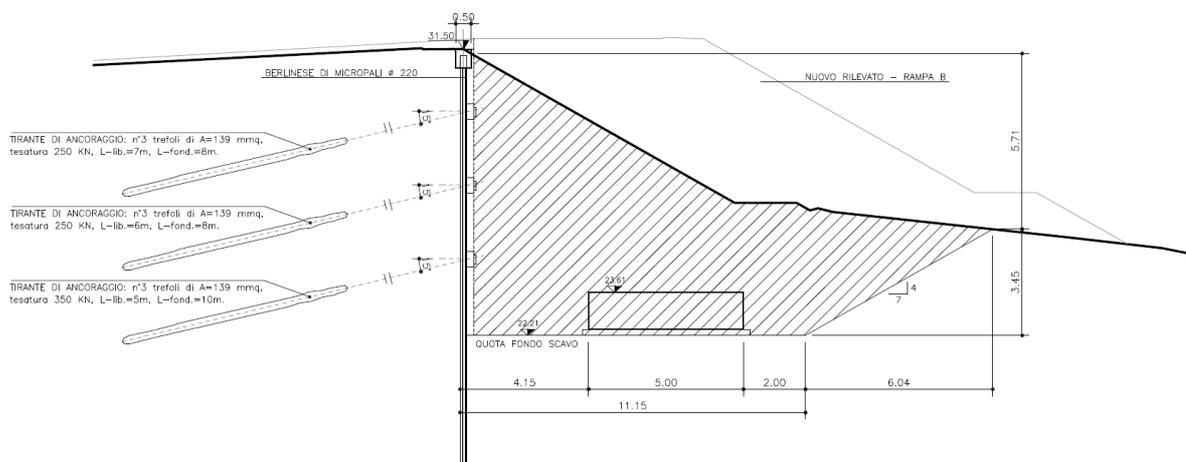


Figura 6-3: Sezione di Calcolo B-B

Fasi operative

La realizzazione dell'opera di sostegno sarà articolata sulla base delle seguenti fasi:

8. Impianto cantiere e tracciamento della berlinese;
9. perforazioni dei micropali e realizzazione della trave di coronamento;
10. scavo sino a quota -2,00 m dal piano autostradale;
11. perforazione del primo ordine di tiranti e posa delle travi di ripartizioni;
12. scavo sino a quota -4.40 m dal piano autostradale;
13. perforazione del secondo ordine di tiranti e posa delle travi di ripartizioni;
14. scavo sino a quota -6.80 m dal piano autostradale;
15. perforazione del terzo ordine di tiranti e posa delle travi di ripartizioni;
16. raggiungimento della quota di fondo scavo.

6.1.3 Paratia esistente carreggiata sud lato Cattolica - Sezione C-C

In corrispondenza della spalla del sottovia carreggiata sud lato Cattolica è prevista la demolizione del muro d'ala esistente e la costruzione di una nuova spalla in continuità con quella esistente per il passaggio della rampa di svincolo in entrata (rampa B). Per poter raggiungere il piano di fondazione si utilizzerà la berlinese provvisoria già realizzata durante i lavori di ampliamento alla terza corsia dell'autostrada.

La berlinese esistente è costituita da una fila di micropali di lunghezza 10 m con tre ordini di tiranti. E' ipotizzabile però che i tiranti esistenti abbiano subito una perdita del precarico assegnato in fase di costruzione. Proprio per tenere conto di quest'ultimo aspetto, è stata quindi prevista la realizzazione di un ulteriore ordine di tiranti. Nelle analisi numeriche nei tiranti esistenti è stato imposto un precarico del 50% rispetto a quello assegnato in fase di progetto esecutivo dell'ampliamento della terza corsia.

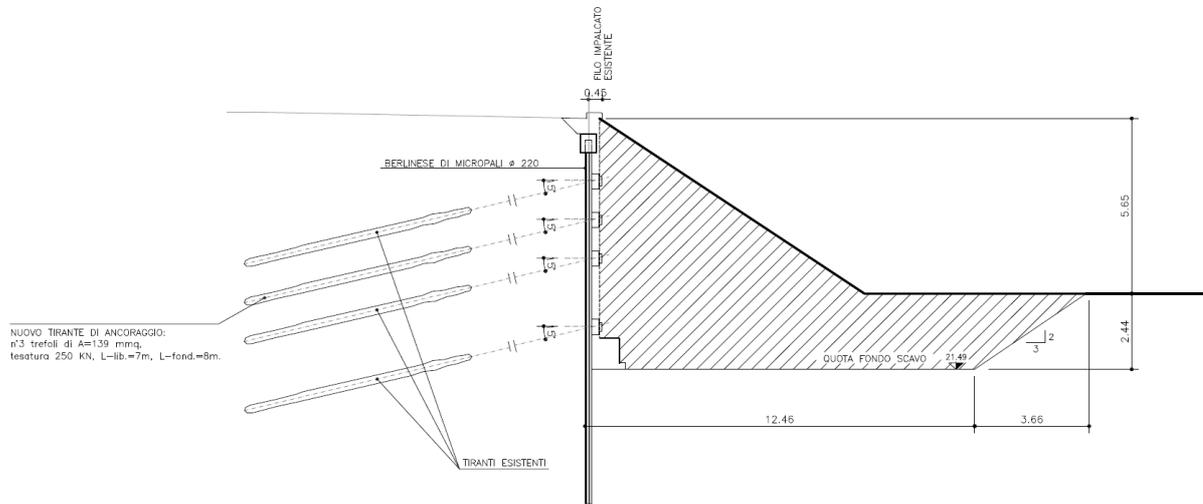


Figura 6-4: Sezione di Calcolo C-C

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 PREMESSA

Di seguito viene esposta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica e il dimensionamento delle opere in oggetto. I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito, oltre che delle prove di laboratorio.

Per eventuali approfondimenti si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto e ai profili geotecnici.

7.2 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Nel dimensionamento delle berlinesi, si è tenuto in considerazione una quota di falda a circa 2.0 m dal piano di campagna originario.

7.3 STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La Relazione Geotecnica ed i profili geotecnici allegati al progetto individuano nell'area in esame una transizione tra l'unità stratigrafica A1 e l'unità P1. In particolare sotto la spalla lato Cattolica è presente l'unità A1, mentre sotto la spalla lato Fano è presente l'unità P1. I parametri di tali unità sono:

- Unità A1:
 - $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$;
 - $c' = 5 \text{ kPa}$;
 - $\phi' = 27^\circ$;
 - $c_u = 30 - 60 \text{ kPa}$ per $z < 10 \text{ m}$ da pc., 240 kPa per $z > 10 \text{ m}$ da p.c.;
 - $E'_0 = 4 \text{ MPa}$.

- Unità P1

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$;
- $c' = 10 \text{ kPa}$;
- $\varphi' = 28^\circ$;
- $E'_0 = 50 \text{ MPa}$.

I parametri del materiale costituente il rilevato autostradale sono:

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$;
- $\varphi' = 35^\circ$.

Per ulteriori dettagli sulla determinazione dei parametri geotecnici del terreno di fondazione si rimanda alla relazione geotecnica di progetto.

8. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

8.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per le opere di sostegno nelle NTC 2008 e successiva circolare esplicativa.

Le verifiche, condotte solo per il caso statico in quanto le opere in oggetto sono provvisorie, sono state eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC 2008 nei confronti degli stati limite ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le berlinesi, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

8.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. rif [1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. rif [1]})$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, e

R_d è il valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (*Approccio 1*) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

1. la prima combinazione A1+M1+R1, per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A1, è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno,
2. la seconda combinazione A2+M2+R1 per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A2, è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (*Approccio 2*) si adottano, sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche, i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A1.

Per entrambi gli approcci i coefficienti parziali sui materiali (M) e sulle resistenze (R) sono definiti specificatamente in funzione della singola verifica.

Per le paratie tirantate la normativa prevede di condurre le verifiche (ad esclusione delle verifiche di stabilità globale) adottando l'Approccio 1 (vedi par. 6.5.3.1.2 Doc. Rif.2). Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche. Nel presente documento si è adottato il primo metodo, pertanto per la determinazione dell'azione di progetto per le verifiche di tipo (A1+M1+R1) si è prevista un'unica analisi d'interazione terreno-struttura (eseguita con Paratie Plus 2014), condotta applicando sulle azioni caratteristiche un coefficiente:

- pari ad 1.5 per le azioni variabili o permanenti non strutturali;
- pari ad 1.3 per le azioni permanenti.

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.2})$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e

C_d è il valore limite dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

8.3 VERIFICHE DI SICUREZZA STATICHE DELLE BERLINESI DI MICROPALI

Come riportato al Par. 6.5.3.1.2 della Normativa di riferimento (Doc. Rif. 2), per le opere di sostegno, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
 - Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - Stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate.
- SLU di tipo idraulico (UPL e HYD), relative a condizioni di:
 - Stabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - Sifonamento del fondo scavo.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno (Par. 6.5.3.1.2 del Doc. Rif.2) deve essere svolta secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

$$- \quad A2 + M2 + R2$$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati dalla Tabella 8-1 alla Tabella 8-4.

Tale verifica, come definito al Par. 6.8.2 del Doc. Rif.2, si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni E_d e delle resistenze R_d .

Ciò viene svolto determinando la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche, ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2, definito in Tabella 8-4, come descritto nel Par. C.6.8.6.2 del Doc. Rif. [1], va applicato sulla resistenza globale del sistema.

Pertanto, definendo $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$, con R la resistenza globale del sistema, la verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{\gamma_R \cdot R}{E_d} = \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

Tutte le rimanenti verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando entrambe le combinazioni dell'Approccio 1:

- **Combinazione 1: A1 + M1 + R1**
- **Combinazione 2: A2 + M2 + R1**

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 8-1, 8-2, 8-3 e 8-4.

Come definito nel Par. C.6.5.3.1.2 del Doc. Rif., le verifiche di tipo GEO ed HYD possono essere analizzate con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2, mentre le verifiche di tipo STRU con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 1.

Tabella 8-1: Coefficienti parziali sulle azioni (A1 ed A2)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

⁽¹⁾ = Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tabella 8-2: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

Tabella 8-3: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2)

Coefficiente parziale	(R2)
γ_R	1.1

Tabella 8-4: Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3)

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	γ_R	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	γ_R	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno a valle	γ_R	1.0	1.0	1.4

8.4 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO

In accordo con la normativa vigente, a causa del carattere prettamente provvisoria degli scavi e dunque delle strutture di sostegno, per le analisi eseguite su queste ultime non saranno prese in considerazione le condizioni sismiche.

9. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Il presente capitolo riporta i risultati delle verifiche sviluppate agli Stati Limite ultimi in condizioni statiche.

9.1 VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO)

Le verifiche di sicurezza di tipo geotecnico considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- Stabilità globale dell'insieme terreno-opera (Par.9.1.1);
- Stabilità dell'opera (Par. 4.5.1.2);
- Stabilità del fondo scavo in condizioni non drenate per terreni a grana fine (Par.4.5.1.3).
- Verifica di sfilamento degli ancoraggi (Par.4.5.1.4)

9.1.1 Verifiche di stabilità globale dell'insieme terreno-opera

La stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere verificata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

- A2 + M2 + R2

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella tabelle 8-1, 8-2, 8-3 e 8-4.

Poiché il profilo del terreno a monte dell'opera presenta un andamento orizzontale tale verifica risulta di fatto coincidente con quella relativa alla stabilità dell'opera di seguito riportata.

9.1.2 Stabilità dell'opera

La verifica è stata condotta, in accordo alla normativa (Par.6.5.3.1.2 del Doc. Rif. 2), secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2, ovvero:

- A2 + M2 + R1

i cui coefficienti sono riportati nelle tabelle 8-1, 8-2, 8-3 e 8-4.

Con riferimento alla tabella dei parametri M2, nel caso in esame, si ottengono i seguenti parametri geotecnici di progetto, riassunti nella tabella 4-8.

Tabella 9-1: Parametri geotecnici di progetto (Approccio 1 – Combinazione 2)

Unità	Peso di volume γ^k kN/m3	Angolo di resistenza al taglio residuo ϕ^k °	Coesione efficace c^k kPa
RIL	20	29.26	0
A1	19	22.18	4
P1	19	23.04	8

La convergenza raggiunta dal programma PARATIE con limitati spostamenti, assicura la stabilità globale dell'opera anche in presenza di parametri di resistenza al taglio dei terreni fattorizzati.

Si ritiene inoltre utile verificare che, anche in presenza di parametri fattorizzati, la spinta passiva mobilitata a valle conservi dei margini di sicurezza rispetto al valore ultimo fattorizzato. A tale fine il programma paratie fornisce come dato di output il rapporto tra la spinta passiva disponibile e quella effettivamente mobilitata. Nella tabella seguente si riporta il valore di tale rapporto nelle diverse sezioni di calcolo.

Tabella 9-2: Rapporto tra spinta passiva disponibile e mobilitata

Sezione di calcolo	$S_{passiva, disp}/S_{passiva, mob}$
A-A	
B-B	
C-C	

9.1.3 Verifiche di stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate

La verifica si ritiene non pertinente al caso in esame in quanto non sono presenti in sito materiali coesivi che rendono necessarie queste tipo di verifiche.

9.1.4 Verifica allo sfilamento degli ancoraggi

La verifica a sfilamento dei tiranti viene svolta in accordo a quanto riportato nel paragrafo C6.6.2 delle Istruzioni delle NTC2008 (Doc. Rif. [2])

Sulla base di quanto riportato nel sopra citato paragrafo, la verifica a sfilamento si considera soddisfatta se risulta:

$$E_d < R_d$$

essendo

E_d l'azione di progetto

R_d la resistenza di progetto

La verifica di tale disuguaglianza è sviluppata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 tenendo conto dei fattori parziali riportati nella Tabella 8-1 (coefficienti sulle azioni), Tabella 8-2 (coefficienti sui parametri dei materiali), Tabella 8-4 (coefficienti sulle resistenze).

Tabella 9-3: Coefficienti parziali sulle resistenze degli ancoraggi

CONDIZIONE	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporaneo	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
Permanente	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

La resistenza di progetto R_{ad} si ottiene fattorizzando la resistenza caratteristica R_{ak} , a sua volta calcolata a partire dalla resistenza di calcolo R_{ac} , mediante i coefficienti R3 riportati nella Tabella 9-3, nell'ipotesi di tiranti temporanei.

La resistenza a sfilamento di un ancoraggio viene calcolata con il metodo di Bustamante-Doix:

$$R_{ac} = \pi D_{perf} \alpha \tau_{lim} L_{fond}$$

dove D_{perf} è il diametro di perforazione del tirante, α è un coefficiente che dipende dal tipo di materiale (1.1 nel caso in esame), τ_{lim} è l'attrito tra il bulbo di fondazione del tirante ed il

terreno circostante ed L_{fond} è la lunghezza del bulbo del tirante. Nel caso in cui la fondazione attraversi più unità stratigrafiche la resistenza complessiva è data dalla somma delle resistenze delle singole unità, ossia:

$$R_{ac} = \pi D_{perf} \sum \alpha^i \tau_{lim}^i L_{fond}^i$$

I valori di attrito dipendono dal materiale in cui è stato eseguita la fondazione, nel caso in esame è pari a 150 kPa per il materiale da rilevato, 100 kPa per l'unità A1 e 120 kPa per l'unità P1.

L'azione di verifica sull'ancoraggio P_d si ottiene amplificando mediante i coefficienti A1 l'azione di progetto E_d calcolata attraverso un'analisi d'interazione paratia-terreno nella quale tutti i coefficienti sulle azioni e sulle resistenze siano unitari (Par. C.6.6.2 Doc. Rif.[2]). L'azione di progetto E_d è determinata attraverso un'unica analisi d'interazione terreno-struttura, come descritto nel paragrafo 4.3, da cui si ottiene il valore di progetto amplificando la sollecitazione ottenuta mediante il solo coefficiente parziale γ_{G1} :

$$E_d = 1.3 \times E_k$$

In condizioni statiche, risultano le azioni massime calcolate a metro lineare riportate in tabella. Esse vengono poi moltiplicate per l'interasse i e per il coefficiente parziale $\gamma_{G1} = 1.3$.

Tabella 9-4: Verifica a sfilamento dei tiranti

Sezione di calcolo	Ordine tirante	E_k [kN]	E_d [kN]	L_{fond} [m]	R_{ac} [kN]	R_d [kN]
A-A	1	298.77	348.40	8 (3 RIL + 5 A1)	411.23	373.85
	2	249.90	324.87	8 (A1)	387.04	351.85
B-B	1	249.90	324.87	8 (RIL)	580.57	527.79
	2	249.90	324.87	8 (7 RIL + 1 P1)	566.05	514.59
	3	216.71	281.72	10 (P1)	580.57	527.79
C-C	1	51.337	66.738	8 (RIL)	580.57	527.79
	2	117.81	135.15	8 (4 RIL + 4 A1)	483.81	403.17
	3	63.199	82.159	10 (A1)	483.81	403.17
	4	192.87	250.73	10 (A1)	483.81	403.17

Con riferimento alle resistenze di progetto dai dati riportati in tabella si osserva come la verifica sia soddisfatta.

9.2 VERIFICHE SLU DI TIPO IDRAULICO (UPL E HYD)

9.2.1 Verifiche SLU al sollevamento (UPL)

Con riferimento alla stratigrafia di progetto (assenza di livelli a permeabilità elevata/ falda in pressione), tale stato limite non è ipotizzabile per l'opera.

9.2.2 Verifiche SLU al sifonamento (HYD)

Data la natura dei terreni e la geometria dell'opera (pali accostati) tale stato limite ultimo non può essere raggiunto.

9.3 VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STRU)

Come definito nel Paragrafo C6.5.3.1.2 del Doc. Rif. [1], le verifiche di Tipo STRU possono essere svolte considerando la combinazione A1+M1+R1, pertanto adottando fattori unitari per i materiali e per le resistenze. Per quanto concerne le azioni, sono perseguibili due differenti approcci di calcolo, come già descritto al cap. 8.2.

- Il primo, applicando direttamente alle azioni i fattori di amplificazione A1 corrispondenti;
- Il secondo, applicando i fattori di amplificazione A1 sulle sollecitazioni derivanti da azioni non fattorizzate; in questo caso, i singoli contributi di ogni azione sulla sollecitazione complessiva dovranno essere valutati tenendo in conto dei rispettivi fattori di amplificazione.

Nel presente documento si è adottato il primo metodo.

9.3.1 Verifica della resistenza strutturale della paratia

Per quanto riguarda la sezione di calcolo A-A in Figura 9-1 e Figura 9-2 sono riportati gli involucri degli andamenti delle sollecitazioni di momento flettente e taglio lungo la paratia.

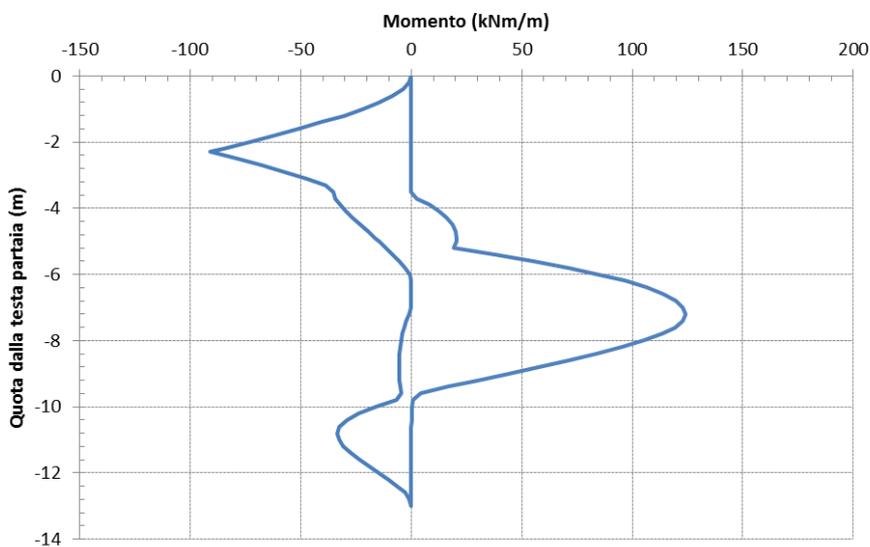


Figura 9-1: involuppo momento flettente (Sezione di Calcolo A-A)

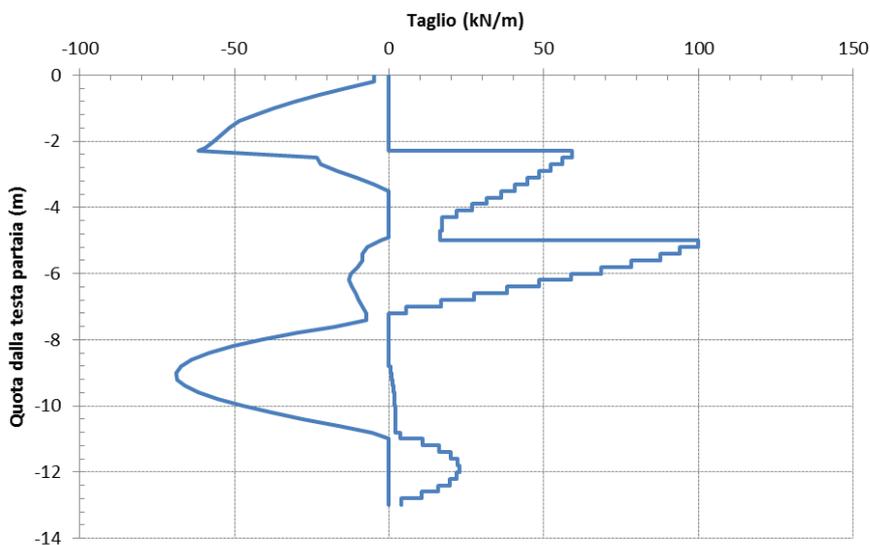


Figura 9-2: involuppo azione di taglio (Sezione di Calcolo A-A)

Per quanto riguarda la sezione di calcolo B-B gli andamenti delle sollecitazioni relative a momento flettente e taglio lungo la paratia sono riportati nelle figure seguenti.

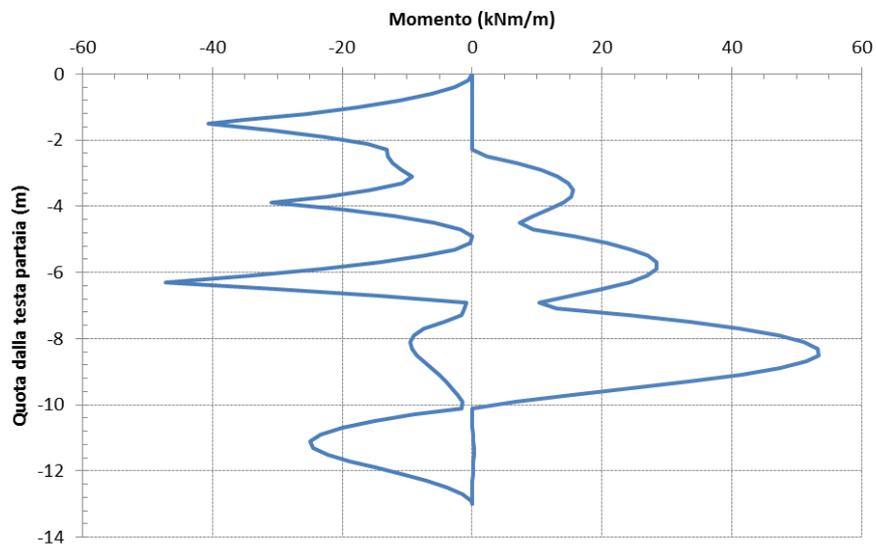


Figura 9-3: involuppo momento flettente (Sezione di Calcolo B-B)

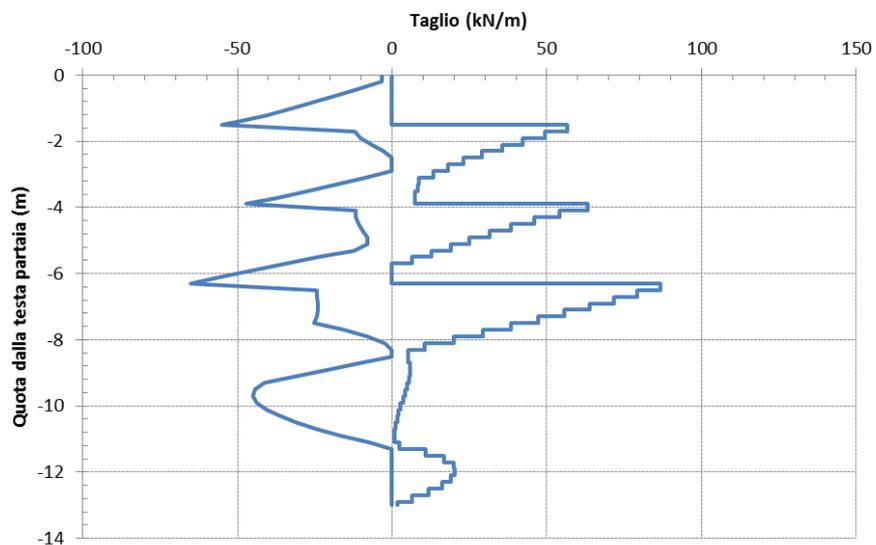


Figura 9-4: involuppo azione di taglio (Sezione di Calcolo B-B)

Per quanto riguarda la sezione di calcolo C-C gli andamenti delle sollecitazioni relative a momento flettente e taglio lungo la paratia sono riportati nelle figure seguenti.

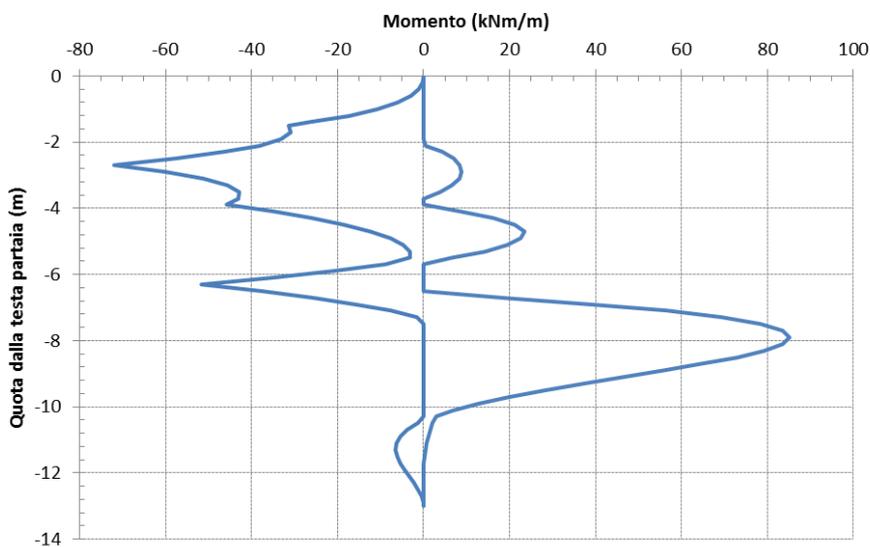


Figura 9-5: involuppo momento flettente (Sezione di Calcolo C-C)

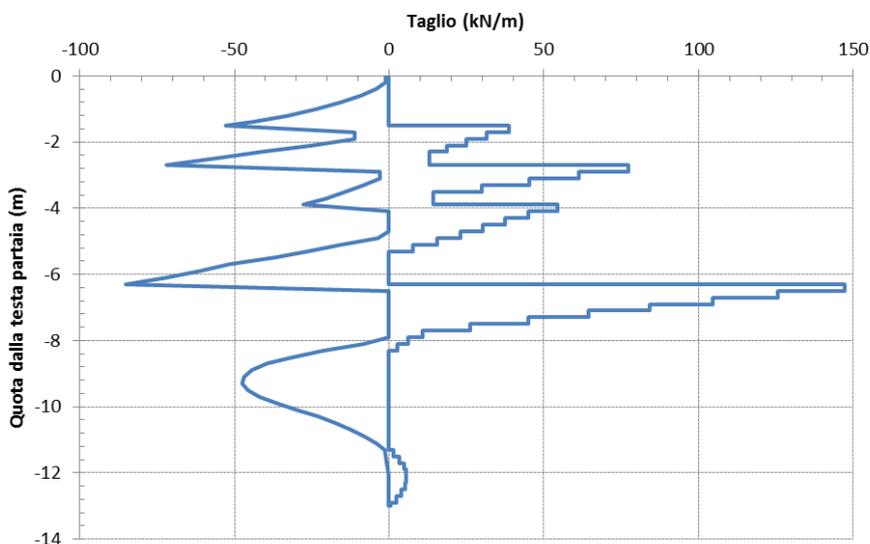


Figura 9-6: involuppo azione di taglio (Sezione di Calcolo C-C)

Con riferimento alle figure, si ottengono i seguenti valori massimi caratteristici al metro di paratia e per palo (interasse pari a 0.35 m):

Tabella 9-5: azioni sulla berlinese

Sezione di Calcolo	M_{Ek} (kNm/m)	V_{Ek} (kN/m)	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kN)
A-A	124.09	99.95	43.43	34.98
B-B	53.37	86.83	18.68	30.39
C-C	85.177	147.12	29.812	51.492

Poiché tali valori sono riferiti a carichi permanenti, i corrispettivi valori di progetto M_{Ed} e V_{Ed} sono ottenuti amplificando i valori caratteristici per un coefficiente pari ad 1.3. La resistenza ultima dei micropali si può calcolare come:

$$M_{pl,Rd} = \text{momento resistente} = W_{pl} \cdot (f_{yk}/\gamma_{M0})$$

$$V_{c,Rd} = \text{taglio resistente} = A_v \cdot (f_{yk}/\sqrt{3}) \cdot (1/\gamma_{M0})$$

dove:

- W_{pl} modulo di resistenza plastico = $4/3 (R^3 - r^3)$;
- R raggio esterno del tubo;
- r raggio interno del tubo = $D/2 - t$;
- f_{yk} tensione caratteristica di snervamento;
- γ_{M0} 1,05;
- A_v $2 \cdot A_{tubo}/\pi$
- A_{tubo} sezione del tubo.

Pertanto per un micropalo diametro 139.7 mm e spessore 10 mm acciaio S355 si ha:

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

$$W_{pl} = 169 \text{ cm}^3$$

$$A_{tubo} = 40.7 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 25.91 \text{ cm}^2$$

$$M_{pl,Rd} = 57.14 \text{ kNm}$$

$$V_{c,Rd} = 501 \text{ kN}$$

Tabella 9-14: verifiche strutturali nel caso statico

Sezione di Calcolo	M_{Ek} (kNm)	V_{Ek} (kN)	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kN)
A-A	43.43	34.98	56.46	45.47
B-B	18.68	30.39	24.28	39.51
C-C	29.812	51.492	38.756	66.940

Si rileva dalla tabella che è sempre $M_{ed} < M_{pl,Rd}$ e $V_{ed} < V_{c,rd}$ pertanto le verifiche sono da ritenersi ampiamente soddisfatte.

9.3.2 Verifica della resistenza degli ancoraggi

Con riferimento alla gerarchia delle resistenze la normativa impone la verifica della seguente condizione:

$$R_{p(1)k} > R_{ac}$$

ovvero che la resistenza a snervamento caratteristica $R_{p(1)k}$ sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio R_{ac} .

Per trefoli in acciaio armonico la resistenza caratteristica al limite di snervamento coincide con la resistenza caratteristica all'1% di deformazione totale ovvero:

$$f_{p(1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di calcolo si calcola ponendo:

$$R_{p(1)k} = n A_{\text{trefolo}} \frac{f_{p(1)k}}{\gamma_s}$$

I valori di resistenza caratteristica a sfilamento R_{ak} , dedotti dal capitolo relativo e calcolati come $R_{ac} = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L$ sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 9-6: Verifica strutturale dei tiranti

Sezione di calcolo	Ordine tirante	N° trefoli	R_{ac}	$R_{p(1)k}$
			[kN]	[kN]
A-A	1	3	411.23	605.6
	2	3	387.04	605.6
B-B	1	3	580.57	605.6
	2	3	566.05	605.6
	3	3	580.57	605.6
C-C	1	3	580.57	605.6
	2	3	483.81	605.6
	3	3	483.81	605.6
	4	3	483.81	605.6

In tabella si verifica che $R_{p(1)k} > R_{ac}$ e pertanto le verifiche sono soddisfatte.

9.3.3 Verifiche a flessione delle travi di ripartizione

Si fa riferimento a quanto prescritto nelle NTC del 2008, ai paragrafi 4.2.3. e 4.2.4.

Si può assumere che la sezione delle travi di ripartizione utilizzate sia di classe 1 ovvero che valga:

$$c/t \leq 72 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235MPa}{f_{yk}}};$$

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento;

c = altezza della sezione depurata dell'altezza delle ali e dei raggi di raccordo;

t = spessore dell'anima.

Ciò premesso si definiscono le seguenti quantità:

$M_{pl,Rd}$ = momento resistente = $W_{pl} \cdot (f_{yk}/\gamma_{M0})$

$V_{c,Rd}$ = taglio resistente = $A_v \cdot (f_{yk}/\sqrt{\gamma_{M0}}) \cdot (1/\gamma_{M0})$

dove:

W_{pl} = modulo di resistenza plastico

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento;

γ_{M0} = 1,05;

A_v = $A - 2 b t_f + (t_w + 2r)t_f$;

A = sezione della trave.

b , t_f , t_w , r = base, spessore delle ali, spessore dell'anima e raggio di raccordo della trave

Si verifica che valga:

$$V_{sd} \leq V_{c,Rd}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

dove:

M_{sd} = momento di calcolo $\approx Td \ i / 10$ (schema statico di trave su più appoggi);

Td = tiro dei tiranti;

i = interasse orizzontale tra i tiranti;

V_{sd} = taglio di calcolo $\approx Td / 2$ (schema statico di trave su più appoggi);

In caso di presenza simultanea di taglio e momento la verifica si esegue trascurando il taglio nel caso in cui $V_{sd} \leq 0.5 V_{c,Rd}$.

In caso contrario la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1-\rho) f_{yk}$, con ρ pari a:

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

Per le sezioni ad H doppiamente simmetriche si può infine scrivere, per la verifica a flessione in presenza di taglio:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right]}{\gamma_{MO}} f_{yk} \leq M_{y,c,Rd}$$

Con riferimento a quanto riportato nei paragrafi precedenti e tenendo conto delle caratteristiche dei micropali e dei tiranti di cui al paragrafo 4.1, si ottiene:

$W_{pl} =$ modulo di resistenza plastico = $324 \times 10^{-6} \text{ m}^3$;

$f_{yk} =$ tensione caratteristica di snervamento = $275 \times 10^3 \text{ kPa}$;

$\gamma_{MO} = 1,05$;

$A_v = 12.64 \times 10^{-4} \text{ m}^2$;

da cui:

$$V_{pl,Rd} = 191.130 \text{ kN};$$

$$M_{pl,Rd} = 85.381 \text{ kNm.}$$

Considerando uno schema statico di travi su più appoggi, con le azioni sollecitanti che si dividono su due travi, le azioni di progetto sono:

$$M_{sd} = \frac{T_{es} \cdot i}{2 \cdot 10} \gamma_G$$

$$T_{sd} = \frac{T_{es}}{2 \cdot 2} \gamma_G$$

Considerando le azioni sui tiranti riportate in Tabella 9-4, si ha sempre $M_{sd} < M_{pl,Rd}$ e $T_{sd} < V_{pl,Rd}$. Si nota inoltre come il taglio sollecitante è inferiore alla metà del taglio resistente, pertanto non occorre una verifica a flessione che tenga conto di una sezione ridotta.

Tabella 9-7: Verifica a sfilamento dei tiranti

Sezione di calcolo	Ordine tirante	T_{es}	M_{sd}	T_{sd}
		[kN]	[kNm]	[kN]
A-A	1	298.77	40.782	97.100
	2	249.90	34.111	81.218
B-B	1	249.90	34.111	81.218
	2	249.90	34.111	81.218
	3	216.71	29.581	70.431
C-C	1	51.337	7.0075	16.685
	2	117.81	16.081	38.288
	3	63.199	8.6266	20.540
	4	192.87	26.327	62.683

10. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE) IN CAMPO STATICO

Al fine di valutare la compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante è stata condotta l'analisi secondo gli Stati Limite d'Esercizio, in cui sono stati posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali di cui sopra. L'analisi pertanto è stata condotta adottando per le strutture e per i terreni i parametri caratteristici.

Nelle figure sottostanti si riporta il profilo di spostamento lungo il micropalo alla fase di massimo scavo per tutte le sezioni di calcolo analizzate.

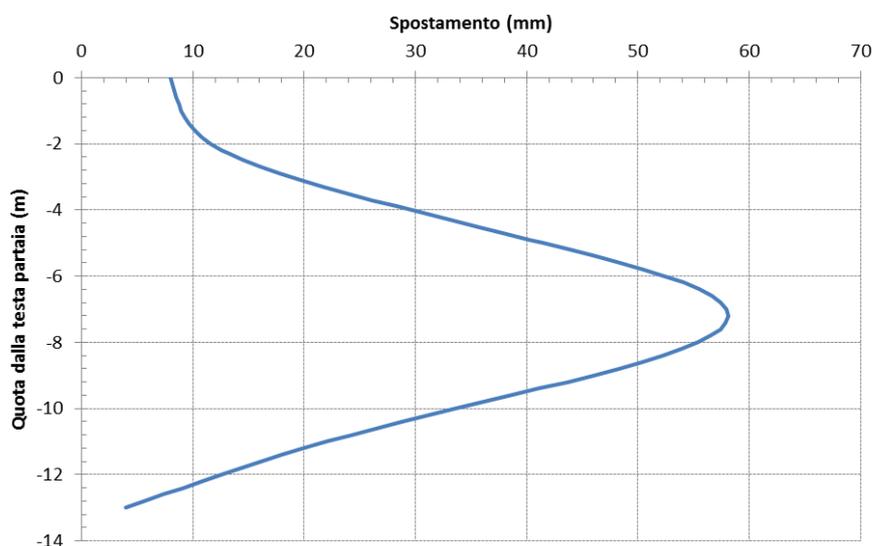


Figura 10-1: deformata nella fase di massimo scavo (Sezione di Calcolo A-A).

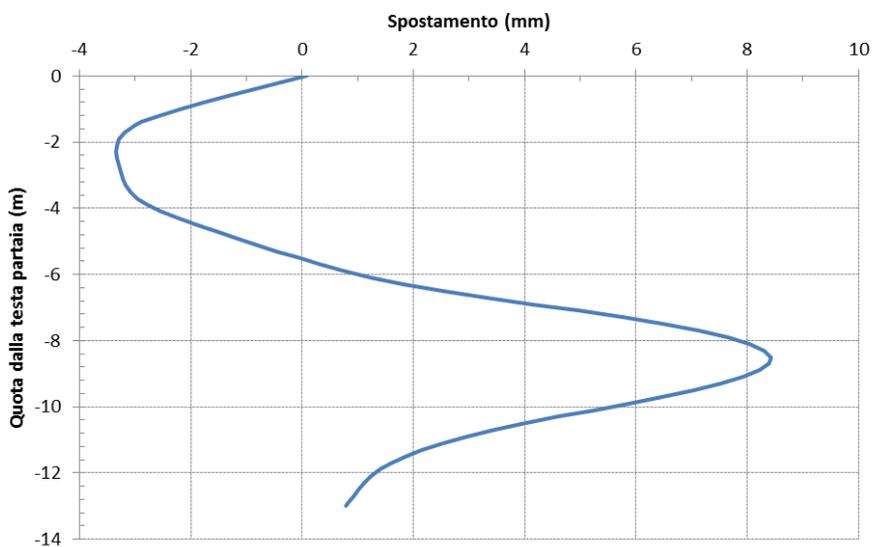


Figura 10-2: deformata nella fase di massimo scavo (Sezione di Calcolo B-B)

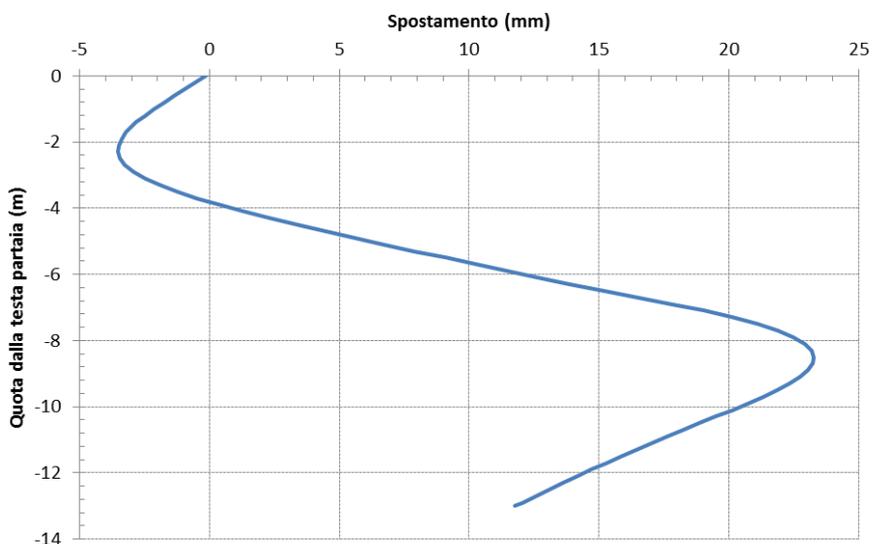


Figura 10-3: deformata nella fase di massimo scavo (Sezione di Calcolo C-C)

I risultati numerici sono riportati in tabella.

Tabella 10-16: Spostamenti nella fase di massimo scavo.

Sezione di Calcolo	s (mm)	0.005 x Hscavo
--------------------	--------	----------------

		(mm)
A-A	58.09	58.7
B-B	8.432	46.45
C-C	21.949	38.7

Dalla tabella si evince come lo spostamento massimo atteso, determinato nella fase di scavo massima sia sempre inferiore a $0.005 \times H_{scavo}$, valore ritenuto accettabile.