

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA MODANE-TORINO

ADEGUAMENTO LINEA STORICA TRATTA BUSSOLENO-AVIGLIANA

REALIZZAZIONE DI PRECEDENZE A MODULO 750m NELLE LOCALITA' DI BORGONE-BRUZOLO (BIN. DISPARI) E CONDOVE-VAIE (BIN. PARI)

PM BRUZOLO - OPERE DI SOSTEGNO

Relazione di calcolo opere provvisionali

SCALA:



COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NT01 04 D 26 CL RI0205 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzazione
A	EMISSIONE ESECUTIVA	A.Ingletti	Dicembre 2018	G.Nitti	Dicembre 2018	F.Perrone	Dicembre 2018	F.Sacchi Dicembre

ITALFERR - DG INFRASTRUTTURE NORD
Dott. Ing. Francesco Sacchi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 23172 Sez. A

File: NT0104D26CLRI0205002A n. Elab:

INDICE

1. PREMESSA	3
2. DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3.1. DOCUMENTI REFERENZIATI.....	5
3.1.1. <i>Documenti di progetto</i>	5
3.1.2. <i>Normativa e istruzioni</i>	5
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	6
4.1. CALCESTRUZZO.....	6
4.2. ACCIAIO.....	9
5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	10
6. MODELLO DI CALCOLO	11
6.1. PARAMETRI DI SPINTA DEL TERRENO.....	12
6.2. PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ DEL TERRENO.....	13
7. ANALISI DEI CARICHI	14
8. CRITERI DI VERIFICA	16
8.1. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA PARATIA.....	16
8.2. VERIFICHE GEOTECNICHE DEL TIRANTE.....	18
8.2.1. <i>Coefficienti di combinazione per verifiche strutturali e geotecniche della paratia tirantata</i>	19
8.3. VERIFICHE STRUTTURALI.....	20
9. RISULTATI DELLE ANALISI	21
9.1. FASI DI CALCOLO.....	21
9.2. SPOSTAMENTI (SLE COMBINAZIONE TIPO RARA).....	22
9.3. SOLLECITAZIONI MASSIME (SLU).....	23
10. VERIFICHE	25
10.1. VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	25
10.2. VERIFICA DELL'OPERA DI SOSTEGNO.....	26
10.2.1. <i>Verifica geotecnica della paratia</i>	26
10.2.2. <i>Verifica geotecnica dei tiranti</i>	27
10.2.3. <i>Verifica strutturale della paratia</i>	29
10.2.4. <i>Verifica strutturale del tirante</i>	30
10.2.5. <i>Verifica della trave di ripartizione</i>	30
11. CONCLUSIONI	31

1. PREMESSA

La presente relazione si riferisce alla progettazione definitiva di un'opera provvisoria consistente in una paratia di micropali con tirante applicato in testa. L'opera si realizza in prossimità della tratta ferroviaria Bussoleno-Avigliana. Tale paratia ha il compito di contenere il terreno a monte dello scavo che si effettua per l'inserimento di un muro di sostegno a supporto della nuova sovrastruttura ferroviaria.

Nella presente relazione si dimensionano e verificano le paratie di micropali, il tirante in acciaio e la trave di ripartizione in acciaio.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi e le verifiche geotecniche e strutturali della paratia di micropali in calcestruzzo armato. La paratia è realizzata con micropali dotati di armatura tubolare in acciaio. In testa alla paratia si trovano dei tiranti costituiti da trefoli in acciaio, fissati ad una trave di ripartizione in acciaio.

Per ulteriori indicazioni si rimanda agli elaborati progettuali. Si riporta di seguito la sezione di studio presa a riferimento per il dimensionamento e la verifica della paratia.

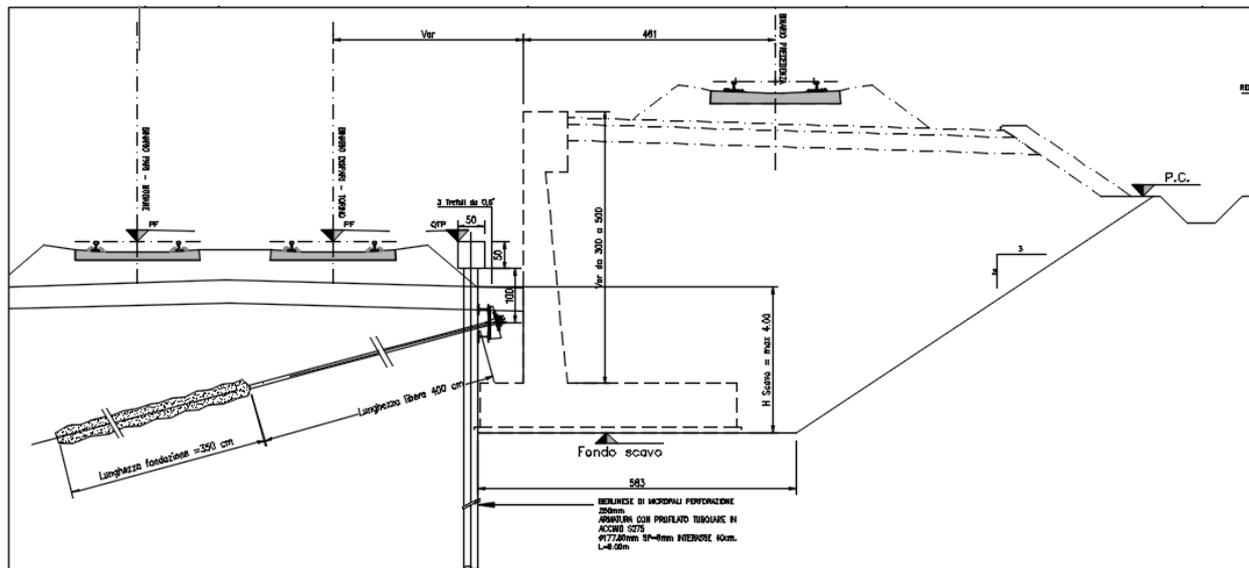


Figura 1: Sezione di studio paratia

Nella tabella a seguire si riportano i parametri di calcolo assunti per l'analisi, le verifiche strutturali e le verifiche geotecniche.

PARATIA DI MICROPALI		
Sezione di studio		-
$H_{scavo,max}$	3.00	m
$L_{paratia,max}$	8.00	m
Micropali (C20/25)	Φ (mm)	250
Interasse	i (mm)	400
Tubolare (S275)	D/s (mm)	178.8/8

Nella lunghezza della paratia $L_{paratia,max}$ è escluso anche lo spessore del cordolo sommitale.

TIRANTE											
Modalità di iniezione IRS											
N	z (m)	ih (m)	iv (m)	i (°)	d (m)	L_{lib} (m)	L_{anc} (m)	L_{tot} (m)	Strands	N	Pretiro (kN)
1	1.00	2.40	-	25.0	0.20	4.00	3.50	7.50	3		100

Rispetto alla sommità della paratia (intradosso cordolo) il primo ed unico ordine di tiranti si trova ad una distanza di 1,00 m (quota "z" in tabella). Considerando la parte di terreno spingente tale ordine di tiranti si trova ad una profondità di 0.70 m.

TRAVE DI RIPARTIZIONE

Sezione di studio		-
Sezione	2 HEB 200	-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo opere provvisionali	COMMESSA NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO RI0205002	REV. A

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1. Documenti Referenziati

I documenti usati come input per il presente documento sono i seguenti:

3.1.1. Documenti di progetto

TITOLO ELABORATO
Relazione geotecnica – NT0IO4D26GEGE0005001A
Profilo Geotecnico 1/2 – NT0IO4D26F6GE0005001A
Profilo Geotecnico 2/2 – NT0IO4D26F6GE0005002A

3.1.2. Normativa e istruzioni

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento:

- Legge 5-1-1971 n° 1086: *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica*”;
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*;
- D.M. 14 gennaio 2008 - *Norme Tecniche per le Costruzioni*
- D.M. 17 gennaio 2018 – *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*
- 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*;
- D.M. 17 gennaio 2018 – *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: *“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”*;
- *Manuale RFI RFI DTC SI MA IFS 001 A*;
- *RFI DTC SICS SP IFS 001 A Capitolato opere in conglomerato cementizio.*

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Per la realizzazione delle opere oggetto della presente relazione sono da impiegare i materiali di seguito elencati.

4.1. Calcestruzzo

CALCESTRUZZO MICROPALI					
Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Resistenza cubica a compressione	R_{ck}		N/mm ²	25.0	
Resistenza cilindrica a compressione	f_{ck}	$0.83 * R_{ck}$	N/mm ²	20.8	
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	$f_{ck} + 8$	N/mm ²	28.8	
Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli	α_{cc} (t>28gg)		-	0.9	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c		-	1.5	Viene ridotto a 1.40 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%)
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	$(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$	N/mm ²	11.8	
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctm}	$0.3 * (f_{ck})^{2/3}$	N/mm ²	2.3	Per classi \leq C50/60
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	1.6	
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	f_{ctk} / γ_c	N/mm ²	1.1	
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	$1.2 * f_{ctm}$	N/mm ²	2.7	
Resistenza cilindrica caratteristica a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	1.9	
Modulo elastico	E_{cm}	$22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$	N/mm ²	30200	
Peso proprio	γ_c		N/m ³	25000	
Coefficiente di Poisson	ν		-	0.2	Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC208, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).
Coefficiente di aderenza	η		-	1.0	Per barre di diametro \leq 32mm
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	$2.25 * \eta * f_{ctk}$	N/mm ²	3.6	
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	f_{bd}	f_{bk} / γ_c	N/mm ²	2.4	
Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.					
Massima tensione di compressione in combinazione di carico RARA	σ_c	$0.55 * f_{ck}$	N/mm ²	11.4	Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.
Massima tensione di compressione in combinazione di carico PERMANENTE	σ_c	$0.40 * f_{ck}$	N/mm ²	8.3	Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.
					Calcestruzzo con mix design studiato in modo da eliminare fenomeni di ritiro

CALCESTRUZZO TIRANTE					
Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Resistenza cubica a compressione	R_{ck}		N/mm ²	25.0	
Resistenza cilindrica a compressione	f_{ck}	$0.83 * R_{ck}$	N/mm ²	20.8	
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	$f_{ck} + 8$	N/mm ²	28.8	
Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli	$\alpha_{cc} (t > 28gg)$		-	0.9	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c		-	1.5	Viene ridotto a 1.40 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%)
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	$(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$	N/mm ²	11.8	
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctm}	$0.3 * (f_{ck})^{2/3}$	N/mm ²	2.3	Per classi $\leq C50/60$
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	1.6	
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	f_{ctk} / γ_c	N/mm ²	1.1	
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	$1.2 * f_{ctm}$	N/mm ²	2.7	
Resistenza cilindrica caratteristica a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	1.9	
Modulo elastico	E_{cm}	$22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$	N/mm ²	30200	
Peso proprio	γ_c		N/m ³	25000	
Coefficiente di Poisson	ν		-	0.2	Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC208, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).
Coefficiente di aderenza	η		-	1.0	Per barre di diametro $\leq 32mm$
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	$2.25 * \eta * f_{ctk}$	N/mm ²	3.6	
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	f_{bd}	f_{bk} / γ_c	N/mm ²	2.4	
Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.					
Massima tensione di compressione in combinazione di carico RARA	σ_c	$0.55 * f_{ck}$	N/mm ²	11.4	Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.
Massima tensione di compressione in combinazione di carico PERMANENTE	σ_c	$0.40 * f_{ck}$	N/mm ²	8.3	Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.
					Calcestruzzo con mix design studiato in modo da eliminare fenomeni di ritiro

CALCESTRUZZO CORDOLO					
Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Resistenza cubica a compressione	R_{ck}		N/mm ²	30.0	
Resistenza cilindrica a compressione	f_{ck}	$0.83 * R_{ck}$	N/mm ²	24.9	
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	$f_{ck} + 8$	N/mm ²	32.9	
Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli	α_{cc} (t>28gg)		-	0.9	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c		-	1.5	Viene ridotto a 1.40 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%)
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	$(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$	N/mm ²	14.1	
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctm}	$0.3 * (f_{ck})^{2/3}$	N/mm ²	2.6	Per classi \leq C50/60
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	1.8	
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	f_{ctk} / γ_c	N/mm ²	1.2	
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctfm}	$1.2 * f_{ctm}$	N/mm ²	3.1	
Resistenza cilindrica caratteristica a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	2.1	
Modulo elastico	E_{cm}	$22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$	N/mm ²	31447	
Peso proprio	γ_c		N/m ³	25000	
Coefficiente di Poisson	ν		-	0.2	Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC208, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).
Coefficiente di aderenza	η		-	1.0	Per barre di diametro \leq 32mm
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	$2.25 * \eta * f_{ctk}$	N/mm ²	4.0	
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	f_{bd}	f_{bk} / γ_c	N/mm ²	2.7	
Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.					
Massima tensione di compressione in combinazione di carico RARA	σ_c	$0.55 * f_{ck}$	N/mm ²	13.7	Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.
Massima tensione di compressione in combinazione di carico PERMANENTE	σ_c	$0.40 * f_{ck}$	N/mm ²	10.0	Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.
Calcestruzzo con mix design studiato in modo da eliminare fenomeni di ritiro					

4.2. Acciaio

ACCIAIO DA C.A.					
Acciaio ad adherenza migliorata B450C					
Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Resistenza caratteristica di rottura	$f_{t\ nom}$		N/mm ²	540	
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{y\ nom}$		N/mm ²	450	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s		-	1.15	
Resistenza di calcolo	$f_{y\ d}$	$f_{y\ k} / \gamma_s$	N/mm ²	391.3	
Modulo elastico	E_s		N/mm ²	206000	
Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.					
Tensione massima di esercizio per l'acciaio	σ_s	$0.75 * f_{y\ k}$	N/mm ²	337.5	

ACCIAIO PER MICROPALI					
ACCIAIO S275					
Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Modulo elastico	E		N/mm ²	210000	
Coefficiente di Poisson	ν		-	0.3	
Modulo di elasticità trasversale	G	$E / [2 * (1+\nu)]$	N/mm ²	80769	
Coefficiente di espansione termica lineare	α		1/°C	1.20E-05	Per T fino a 100°C
Densità	ρ		kg/m ³	7850	
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{y\ k}$		N/mm ²	275	
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{t\ k}$		N/mm ²	430	

ACCIAIO PER TRAVE DI RIPARTIZIONE					
ACCIAIO S275					
Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Modulo elastico	E		N/mm ²	210000	
Coefficiente di Poisson	ν		-	0.3	
Modulo di elasticità trasversale	G	$E / [2 * (1+\nu)]$	N/mm ²	80769	
Coefficiente di espansione termica lineare	α		1/°C	1.20E-05	Per T fino a 100°C
Densità	ρ		kg/m ³	7850	
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{y\ k}$		N/mm ²	275	
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{t\ k}$		N/mm ²	430	

ACCIAIO PER TIRANTE					
ACCIAIO ARMONICO PER TREFOLI					
Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Modulo elastico	E		N/mm ²	210000	
Coefficiente di Poisson	ν		-	0.3	
Modulo di elasticità trasversale	G	$E / [2 * (1+\nu)]$	N/mm ²	80769	
Coefficiente di espansione termica lineare	α		1/°C	1.20E-05	Per T fino a 100°C
Densità	ρ		kg/m ³	7850	
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{y\ k}$		N/mm ²	1670	
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{t\ k}$		N/mm ²	1860	

5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Nel rispetto dell'elaborato contenente la definizione dei parametri geotecnici, la paratia oggetto della relazione presenta una stratigrafia di progetto come riportata nel seguito.

Tipologia	z dal PF	γ	c_u	c'	ϕ'	E
	m	kN/m ³	kPa	kPa	°	MPa
Unità A – Sabbie e ghiaie	0.00-5.00	19.00	-	0.00 ¹	32	20.00
Unità A – Sabbie e ghiaie	> 5.00	19.00	-	0.00	36	35.00

Tabella 1: Parametri geotecnici della stratigrafia di riferimento

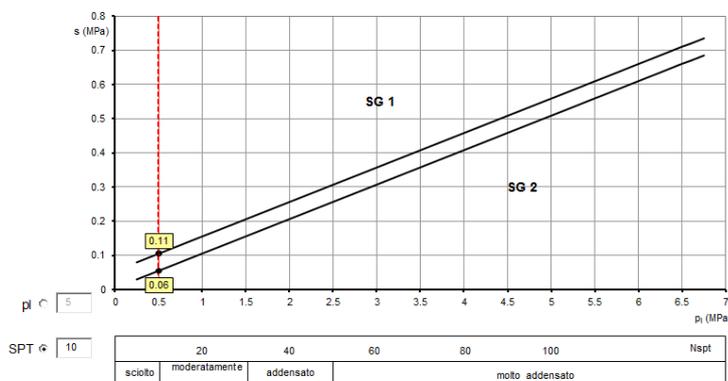
I parametri riportati in tabella rappresentano:

- γ = peso di volume del terreno [kN/m³];
- c_u = coesione non drenata [kPa];
- c' = coesione efficace [kPa];
- ϕ' = angolo d'attrito interno di picco [°];
- E' = modulo elastico operativo del terreno [MPa];

La falda si considera ad una profondità di 3.00 m dal piano campagna.

Per i parametri relativi al calcolo delle tensioni tangenziali lungo il bulbo di calcestruzzo, si prende a riferimento l'abaco di Bustamante e Doix con riferimento al valore di N_{SPT} medio. Si considerano i valori minimi di "α" e i massimi per le tensioni tangenziali (Metodo IRS).

Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie



Valori del coefficiente α ($V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$)

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 V_s	1.5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 V_s	1.5 V_s
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 V_s	1.5 V_s

	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo opere provvisionali	COMMESSA NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO RI0205002	REV. A

6. MODELLO DI CALCOLO

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le varie fasi di lavoro (scavi e/o inserimento degli elementi di contrasto) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

Allo scopo si impiega il programma di calcolo "PARATIE PLUS" Versione 18.1 della HarpaCeas S.r.l. di Milano.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato con delle molle secondo un modello elasto-plastico. Esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Con tale metodo, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di contrasto, consentendo di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

I parametri che caratterizzano il modello dunque possono essere distinti in due classi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno che compaiono nella definizione della rigidità delle molle.

Per tener conto della presenza del tirante e della trave di ripartizione in testa alla paratia, si inseriscono degli elementi specifici attia modellare i suddetti elementi strutturali.

6.1. Parametri di spinta del terreno

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo e i coefficienti di spinta attiva e passiva.

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$). OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7. Ladd et al. (1977), Jamiolkowski et al. (1979) forniscono valori di m per argille italiane.

Il coefficiente di spinta attiva e passiva sono dati secondo Rankine per una parete liscia, da

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi'/2)$$

$$K_P = \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_A e K_P si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948)

Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato da

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_A} \quad \text{oppure}$$

$$\sigma'_P = K_P \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_P}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente. c' è la coesione drenata del terreno. Nel caso in cui si voglia tenere conto dell'adesione a tra parete e terreno, i limiti attivo e passivo si modificano come segue.

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_v - c' K_{ac} \quad \text{con } K_{ac} = 2\sqrt{K_A(1 + a/c')} \leq 2.56\sqrt{K_A}$$

$$\sigma'_P = K_P \sigma'_v + c' K_{pc} \quad \text{con } K_{pc} = 2\sqrt{K_P(1 + a/c')} \leq 2.56\sqrt{K_P}$$

Per terreni a pendenza nulla, con angolo di attrito paratia-terreno “ δ ” diverso da zero, i coefficienti di spinta attiva e passiva sono calcolati con la relazione di Lancellotta (2002) e valgono:

$$k_{a,p} = \left[\frac{\cos \delta}{1 \pm \sin \delta} \left(\cos \delta \mp \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \delta} \right) \right] e^{\mp 2\theta \tan \phi'}$$

$$2\theta_{p,a} = \arcsen \left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'} \right) \mp \delta$$

Nei calcoli si considera un angolo di attrito paratia-terreno “ δ ” pari a $1/2$ di ϕ' per la spinta passiva e pari a zero per quella attiva.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo opere provvisionali	COMMESSA NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO RI0205002	REV. A

6.2. Parametri di deformabilità del terreno

Per la definizione del modulo di Young si utilizza il modello elasto-plastico inserendo il valore di E manualmente. Il programma provvede automaticamente a calcolare le costanti di sottofondo per ogni fase di scavo come:

$$K_{monte} = \frac{E_m \cdot \Delta}{B_m} \quad e \quad K_{valls} = \frac{E_v \cdot \Delta}{B_v}$$

Nelle relazioni presentate, Δ è il valore fornito dalla schematizzazione agli elementi finiti e B_m e B_v sono rispettivamente le estensioni laterali del cuneo di spinta attiva e passiva del terreno alla quota del baricentro del cuneo stesso, per ogni fase di scavo:

$$B_m = \frac{2}{3} \cdot \lambda_A \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$B_v = \frac{2}{3} \cdot \lambda_P \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$\lambda_A = \min(H_{paratia}; 2H_{scavo})$$

$$\lambda_P = \min(H_{paratia} - H_{scavo}; H_{scavo})$$

Si assume in ogni caso un valore di altezza dello scavo H_{scavo} non minore di 1/10 dell'altezza totale della paratia $H_{paratia}$.

Il modulo elastico in fase incrudente si assume pari a 1.60 volte il modulo elastico di primo carico E_{vc} (ha un valore assunto pari al modulo elastico del terreno):

$$E_{ur} = 1.60 \cdot E_{vc}$$

7. ANALISI DEI CARICHI

I carichi considerati nel modello di calcolo si riferiscono ai carichi permanenti strutturali associati alla spinta del terreno, ai carichi permanenti trasmessi dalla struttura della ferrovia ed i carichi variabili associati al traffico ferroviario, che si considerano come uniformemente distribuiti.

Il carico permanente ferroviario (massicciata più armamento) si determina in accordo con il § 5.2.2.1.1 delle NTC 2018. Considerando un peso di volume pari a 18.0 kN/m^3 ed uno spessore di ballast più armamento di 0.80 m , il carico permanente caratteristico distribuito vale **14.40 kPa**.

Il carico variabile associato al traffico ferroviario si determina in accordo con il § 5.2.2.2.1 delle NTC 2018, considerando il peggiore tra il carico verticale dovuto al treno LM71 e il carico verticale dovuto al treno SW/2.

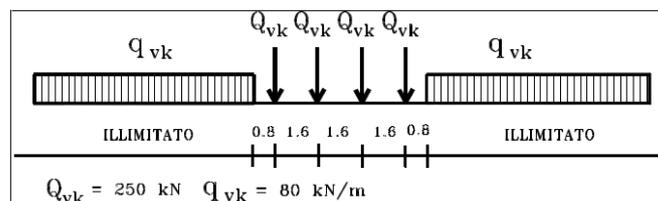
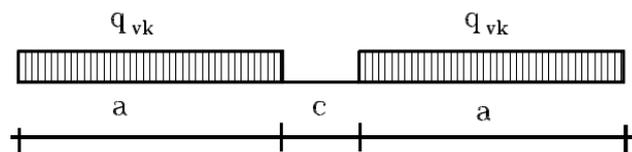


Figura 2 – Treno di carico LM71



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figura 3 – Treno di carico SW

Per il treno di carico LM71, si considera la situazione più gravosa con il carico distribuito trasmesso dai quattro assi, che restituisce un valore pari a 156.25 kN/m :

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kN/m}$$

Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m (a 0.70 m dal piano del ferro) secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC2010, punto 6.3.2, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria, pari a 52.08 kN/m^2 .

Per tener conto degli effetti dinamici associati al passaggio del convoglio, a tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella di seguito riportata.

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1.00
P5	0.91
P6	0.83
P1 520	Punto in sospenso
P1 600	1.10
F1, F2, F3	1.00
F4	0.91
F1 520	Punto in sospenso
F1 600	1.10

La tratta in esame è classificata come categoria P4 per il traffico passeggeri, F2 per il traffico merci per cui alle opere in esame si applicano i relativi carichi equivalenti con il coefficiente α pari a 1.00. Il carico associato al treno di carico LM71 assume un valore pari a **52.08 kN/m²**.

Per il treno di carico SW2, si considera un carico uniforme di 150 kN/m. Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m (a 0.70 m dal piano del ferro) secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC2010, punto 6.3.2, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria, pari a **50.00 kN/m²**. Nei calcoli riportati successivamente sarà considerato il treno di carico LM71, che restituisce una condizione peggiore rispetto al treno di carico SW2.

	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo opere provvisionali	COMMESSA NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO RI0205002	REV. A

8. CRITERI DI VERIFICA

Le analisi di verifica della paratia e del puntone sono state effettuate secondo le NTC 2018 tenendo conto di possibili SLU di tipo geotecnico e di tipo strutturale. Nello specifico sono state effettuate le verifiche dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per raggiungimento della resistenza del terreno con rotazione attorno ad un punto della paratia;
 - instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
 - sfilamento di uno o più ancoraggi.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;
 - raggiungimento della resistenza strutturale di uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della trave di ripartizione.

8.1. Verifiche geotecniche della paratia

Le verifiche per il dimensionamento strutturale e geotecnico sono state effettuate con la Combinazione 1 dell'Approccio 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1). La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera è stata effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

I coefficienti numerici per A, M ed R sono riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, 6.5.I e 6.8.I delle NTC 2018. In condizioni di esercizio sono stati valutati gli spostamenti dell'opera per valutare la compatibilità con la funzionalità della stessa e con la sicurezza e funzionalità di eventuali preesistenze.

Nelle immagini a seguire si riportano le tabelle con i coefficienti di calcolo per le verifiche strutturali e geotecniche dell'opera di sostegno oggetto dello studio.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_{F^*})	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_Q	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}

Tabella 2: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (6.2.I)

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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 3: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (6.2.II)

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 4: Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di muri di sostegno (6.5.I)

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 5: Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di stabilità globale (6.8.I)

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo opere provvisionali	COMMESSA NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO RI0205002	REV. A

8.2. Verifiche geotecniche del tirante

La verifica di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio (GEO) è stata effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (par. 6.6.2 delle NTC 2018), tenendo conto dei coefficienti riportati nelle precedenti tabelle e, per quanto riguarda R3, con quelli della Tabella 6.6.I.

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Tabella 6- Coefficienti di sicurezza per la resistenza di ancoraggi (6.6.I)

In dette verifiche, la massima azione di progetto E_d è stata confrontata con la resistenza di progetto R_{ad} , determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i fattori parziali γ_R riportati nella precedente tabella. Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento R_{ak} non è stato determinato con prove di progetto su ancoraggi di prova, e pertanto la normativa prescrive di valutare R_{ak} come il minore dei valori ottenuti applicando i coefficienti di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} riportati nella Tabella 6.6.III rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

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

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Nel caso in esame, si è scelto cautelativamente di considerare un numero di verticali indagate pari a 1, e utilizzare di conseguenza i seguenti coefficienti di riduzione:

- $\xi_{a3} = 1.80$
- $\xi_{a4} = 1.80$

8.2.1. Coefficienti di combinazione per verifiche strutturali e geotecniche della paratia tirantata

Coefficienti A

Nome	Carichi Permanenti Sfavoevoli	Carichi Permanenti Favorevoli	Carichi Variabili Sfavoevoli	Carichi Variabili Favorevoli	Carico Sismico	Pressioni Acqua Lato Monte	Pressioni Acqua Lato Valle	Carichi Permanenti Destabilizzanti	Carichi Permanenti Stabilizzanti	Carichi Variabili Destabilizzanti	Carichi Permanenti Destabilizzanti	Carichi Permanenti Stabilizzanti	Carichi Variabili Destabilizzanti
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1	1	1
A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
A2+M2+R2	1	1	1.3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Coefficienti M

Nome	Parziale su $\tan(\phi')$	Parziale su c'	Parziale su S_u	Parziale su q_u	Parziale su peso specifico
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_v
Nominal	1	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1	1
A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
A2+M2+R2	1.25	1.25	1.4	1	1

Coefficienti R

Nome	Parziale resistenza terreno (es. K_p)	Parziale resistenza Tiranti permanenti	Parziale resistenza Tiranti temporanei	Parziale elementi strutturali
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1
A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
A2+M2+R2	1	1.2	1.1	1

Tabella 7: Coefficienti parziali per le verifiche agli SLE, SLU e sismiche considerati in Paratie Plus

8.3. Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali delle membrature in acciaio dei micropali e del puntone sono state sviluppate nel rispetto delle indicazioni riportate al paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018.

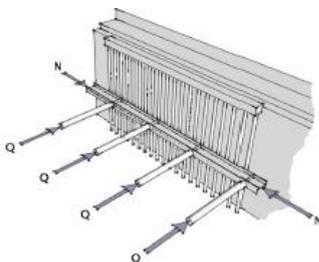
Nello specifico per quanto riguarda i micropali sono condotte le verifiche a flessione monoasiale (paragrafo 4.2.4.1.2.3 delle NTC 2018) e taglio (paragrafo 4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018). Nelle immagini a seguire si riporteranno i diagrammi delle sollecitazioni agenti e le relative verifiche espresse in termini di fattore di sfruttamento. Le sollecitazioni si riferiscono all'intera paratia estesa longitudinalmente di 1 m. I gradi di sfruttamento si riferiscono alla verifica strutturale del singolo micropalo.

La verifica strutturale del tirante di ancoraggio consiste nella verifica della rottura per trazione dei trefoli. Per la realizzazione dell'ancoraggio si utilizza acciaio armonico e per il soddisfacimento della suddetta verifica si deve garantire il soddisfacimento della presente disuguaglianza.

$$F_d \leq A_{\text{trefoli}} \cdot f_{yd}$$

Per quanto riguarda la trave di ripartizione, si riportano le verifiche di resistenza a flessione monoasiale (paragrafo 4.2.4.1.2.3 delle NTC 2018) e taglio (paragrafo 4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018). La trave si modella come un elemento con campata di luce pari all'interasse tra i tiranti. La trave si considera soggetta ad un carico uniformemente distribuito pari al rapporto tra la forza concentrata nel tirante e la luce della stessa.

Le sollecitazioni di progetto sulla trave si calcolano come segue.



Sia q la reazione, per unità di larghezza nel vincolo, la reazione complessiva Q nel tirante (o nel puntone) è quindi pari a

$$Q = q \cdot S$$

Il momento flettente, alle estremità 1 e 2 è pari a, rispettivamente

$$M_{1,2} = \alpha_{1,2} \cdot Q \cdot S$$

In campata, nel punto medio tra due appoggi successivi, il momento è pari a

$$M_0 = 0.125 \cdot Q \cdot S + 0.5 \cdot (M_1 + M_2)$$

Si può notare quindi che, per modellare una trave in semplice appoggio, basta porre $\alpha_1 = \alpha_2 = 0$; per modellare una trave con momento negativo pari ad uno schema a doppio incastro si pone $\alpha_1 = \alpha_2 = -(1/12)$.

Per quanto riguarda il vincolo della trave nelle sezioni di estremità si considera una condizione intermedia tra il sistema di trave in semplice appoggio e trave incastrata. Nello specifico si considera $\alpha_1 = \alpha_2 = -1/16$.

9. RISULTATI DELLE ANALISI

Le analisi eseguite si riferiscono alle sole condizioni statiche, trattandosi di opere provvisionali con durata prevista in progetto inferiore a 2 anni (par. 2.4.1 delle NTC 2008).

9.1. Fasi di calcolo

L'analisi si compone complessivamente di 5 fasi di calcolo:

1. Ricostruzione dello stato tensionale;
2. Attivazione della paratia di micropali;
3. Scavo di 1,00 m;
4. Attivazione del trefolo;
5. Scavo di 3.00 m.

Nell'immagine a seguire si riporta la condizione assunta dalla paratia una volta concluso lo scavo.

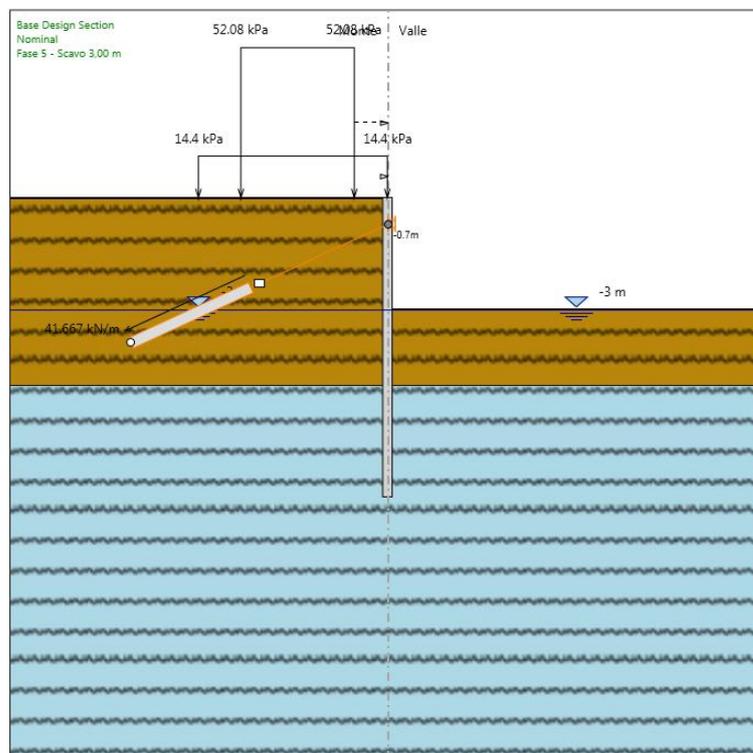


Figura 4 – Configurazione finale sezione di studio Paratia

9.2. Spostamenti (SLE combinazione tipo Rara)

Il massimo spostamento orizzontale che si ottiene per la paratia risulta pari a **3.59 mm**.

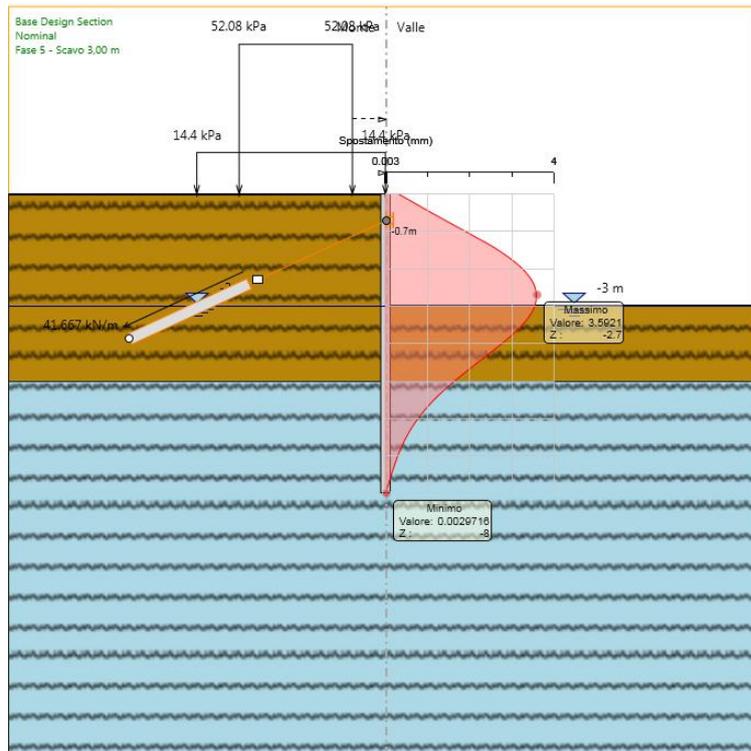


Figura 5 – Diagramma spostamenti orizzontali paratia

9.3. Sollecitazioni massime (SLU)

Sollecitazioni massime di momento flettente

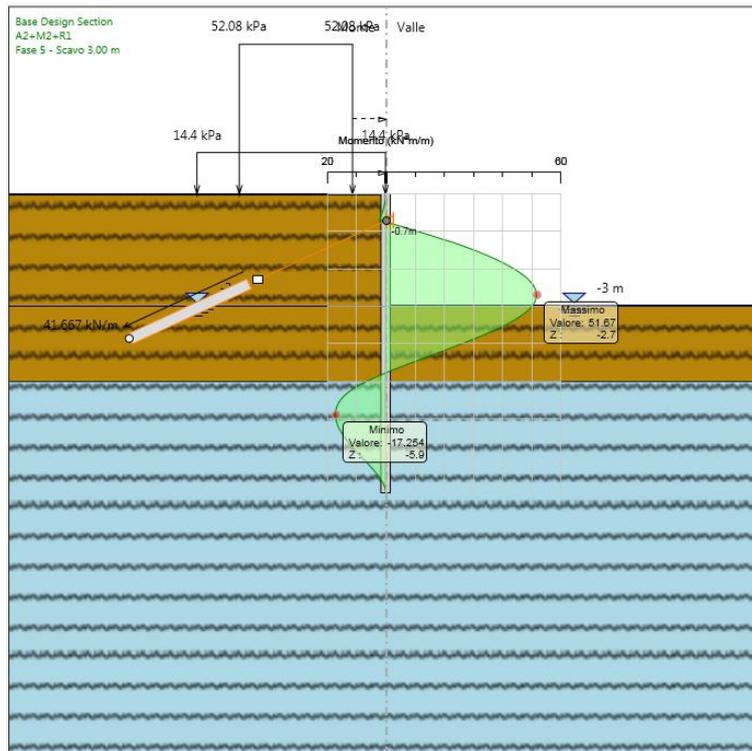


Figura 6 – Diagramma di momento flettente per la paratia

$M_{max,d^{**}}$
kNm/m
51.67

Tabella 8: Sollecitazioni di flessione massima sulla paratia in condizione statica

Sollecitazioni massime di taglio

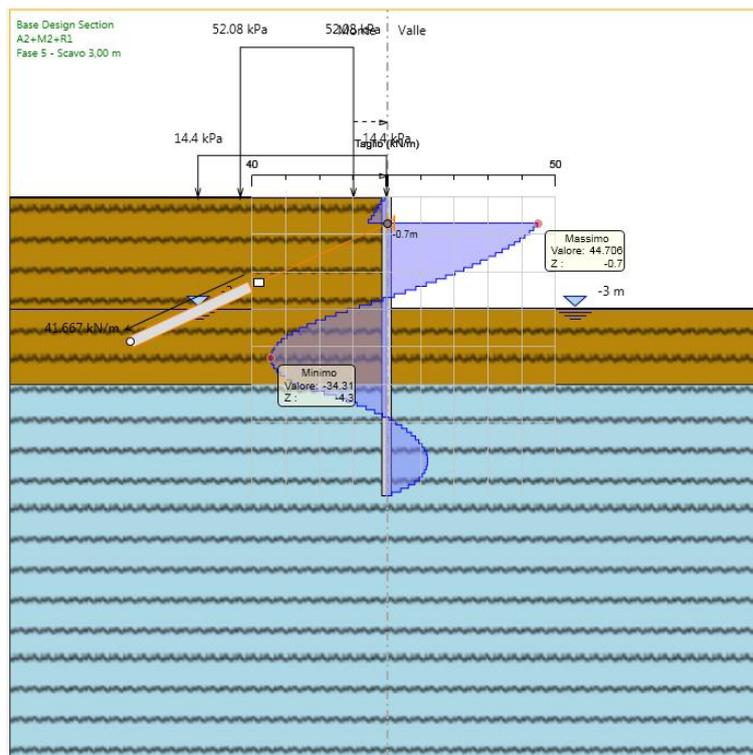


Figura 7 – Diagramma di taglio per la paratia

$V_{\max,d}$
kN/m
44,71

Tabella 9: Sollecitazioni di taglio massime sulla paratia in condizione statica

10. VERIFICHE

10.1. Verifica di stabilità globale

Il massimo coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità globale è:

$$FS = 2.30 > 1.10$$

Calcolato con la teoria di Bishop in combinazione A2+M2+R2.

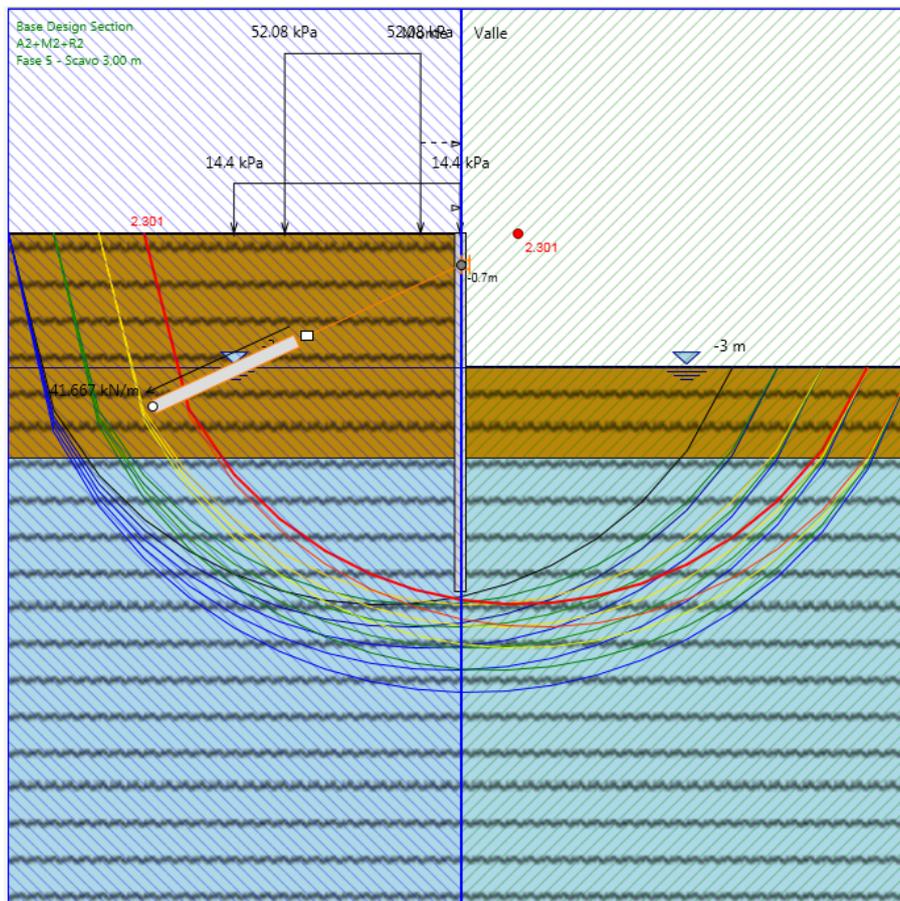


Figura 8 – Diagramma con curve limite di stabilità globale

10.2. Verifica dell'opera di sostegno

10.2.1. Verifica geotecnica della paratia

Per valutare la capacità geotecnica della struttura il programma fornisce per via diretta il raggiungimento di un risultato di convergenza nel modello. Quando tale situazione si presenta è possibile ritenere soddisfatta automaticamente la condizione di equilibrio attorno a un punto di rotazione.

Un modo indiretto per valutare la capacità geotecnica della struttura, consiste nel valutare la percentuale di mobilitazione della spinta passiva relativa al tratto infisso di paratia. L'entità di tale rapporto permette di valutare il livello di sfruttamento geotecnico della struttura rispetto le condizioni limite. Naturalmente tale rapporto deve essere minore o uguale all'unità, affinché non sia violato il criterio di resistenza della struttura.

A seguire si riporta un riepilogo del livello di sfruttamento geotecnico della struttura.

Riepilogo per la DA <A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) (R3 per tiranti) (Fase 4 - Attivazione trefolo)	0.07	D.A.	A1+M1+R1
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) (R3 per tiranti) (Fase 5 - Scavo 3,00 m)	0.25	D.A.	A1+M1+R1

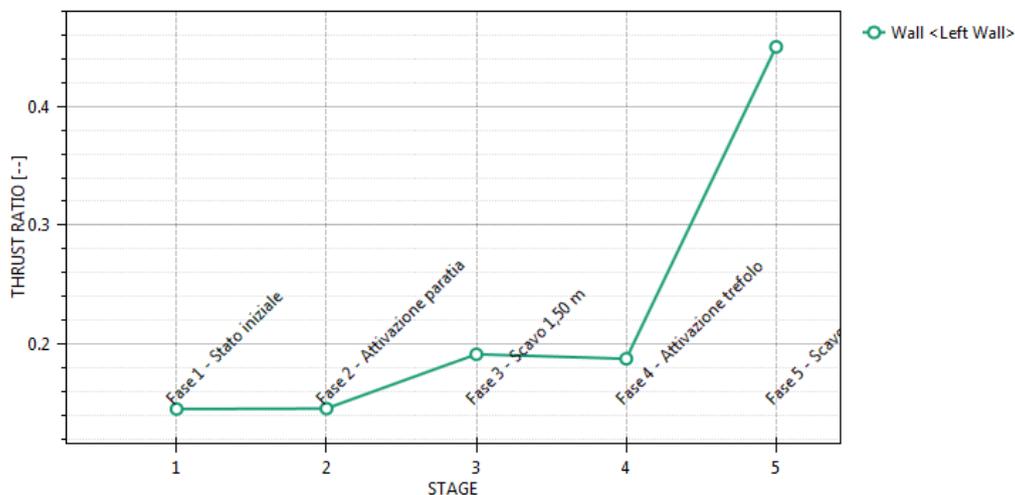
Riepilogo per la DA <A2+M2+R1>

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) (Fase 4 - Attivazione trefolo)	0.1	D.A.	A2+M2+R1
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) (Fase 5 - Scavo 3,00 m)	0.45	D.A.	A2+M2+R1

Per la combinazione che fornisce la massima mobilitazione della spinta passiva si riporta il relativo grafico.

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <A2+M2+R1>



	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo opere provvisionali	COMMESSA NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO RI0205002	REV. A

10.2.2. Verifica geotecnica dei tiranti

Lunghezza del tratto libero

La lunghezza libera dei tiranti L_{lib_i} è stata stimata a partire dalla distanza d_i misurata, lungo la direzione del tirante i -esimo di inclinazione nota, dalla testa dello stesso ad un piano inclinato rispetto alla verticale di un angolo pari a $45^\circ - \varphi'/2$ e passante per il piede della paratia. La lunghezza libera dell' i -esimo tirante è stata posta pari alla distanza d_i incrementata del 20%.

Si ha quindi per l' i -esimo tirante:

$$L_{lib_i} \geq 1.2 \cdot d_i \geq 1.2 \cdot \left(\frac{(H + t - h_i) \cdot \sin(45 - \varphi'/2)}{\sin(45 + \varphi'/2 + \alpha_i)} \right)$$

Dove:

- α_i = inclinazione del tirante rispetto l'orizzontale
- φ = angolo d'attrito del terreno
- H = altezza fuori terra paratia
- t = infissione paratia
- h_i = profondità tirante

Si è tenuto conto anche della presenza dei binari sopra al rilevato, pertanto si è incrementata tale lunghezza in modo da far iniziare il bulbo di calcestruzzo ad una distanza tale da andare oltre il binario più distante dalla paratia. In questo modo il bulbo si viene a trovare ad una profondità tale da avere una tensione efficace del terreno sufficientemente grande.

Lunghezza del bulbo (o fondazione)

La lunghezza di ancoraggio L_{anc} viene stimata per via iterativa in modo da garantire il soddisfacimento della resistenza allo sfilamento del bulbo di calcestruzzo dal terreno. La tensione limite di aderenza tra il bulbo ed il terreno è determinata in funzione della profondità dell'ancoraggio dal piano campagna e dei parametri geomeccanici che caratterizzano il terreno.

La resistenza nominale allo sfilamento del bulbo di calcestruzzo vale:

$$R_{a,c} = \sum_{strato} (\pi \cdot \alpha \cdot D_d \cdot L_{anc} \cdot q_{skin})$$

Dove:

- α = coefficiente funzione della modalità esecutiva dei tiranti e della natura dei terreni
- D_d = diametro di perforazione dell'i-esimo tirante
- L_{anc_i} = lunghezza ancoraggio tirante dell'i-esimo tirante
- q_{skin} = tensione tangenziale di aderenza bulbo/terreno dell'iesimo tirante

La resistenza allo sfilamento è caratterizzata attraverso tre parametri quali, la tecnologia realizzativa, il coefficiente α che rappresenta il rapporto tra il diametro reso del bulbo e diametro di perforazione e la tensione unitaria q_{skin} . In particolare, si utilizzano iniezioni multiple e selettive - metodo IRS, attraverso valvole poste ad interasse non superiore a 0.50 m. I valori di q_{skin} sono stati stimati a partire dall'abaco di Bustamente e Doix per Sabbie ghiaiose con riferimento al valore di N_{SPT} medio (vedi relazione geotecnica).

Verifica geotecnica

Design Assumption:

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	esistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEC	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Fase 4 - Attivazione trefolo	135.01	183.27	605.56	0.737	0.223	✓	✓
Tieback	Fase 5 - Scavo 3,00 m	153.95	183.27	605.56	0.84	0.254	✓	✓

10.2.3. Verifica strutturale della paratia

Nelle immagini che seguono si riportano le percentuali massime di sfruttamento dei profili dei micropali, per quanto riguarda le verifiche a flessione e taglio.

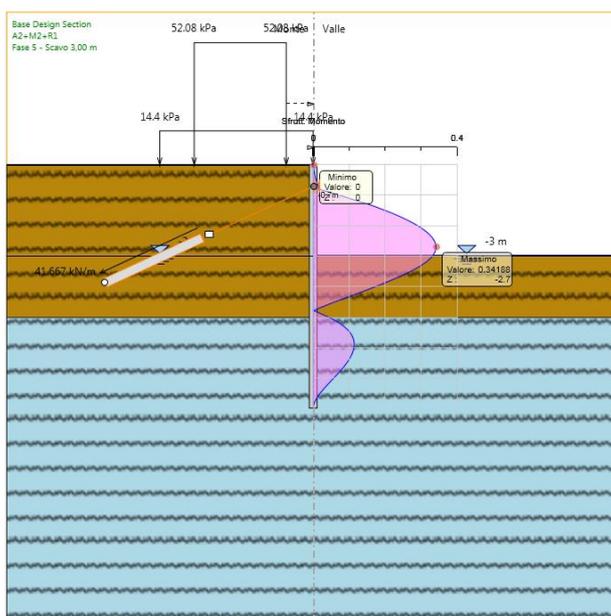


Figura 9 – Diagramma di sfruttamento a momento flettente

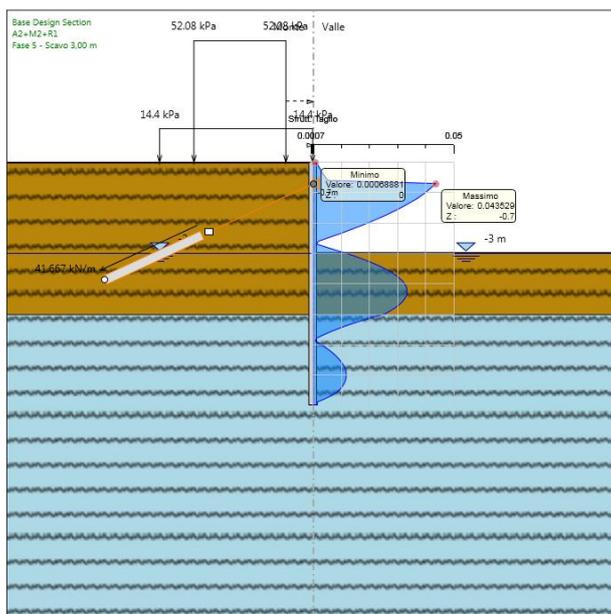


Figura 10 – Diagramma di sfruttamento a taglio

Nella tabella seguire si riporta un riepilogo dei risultati degli esiti delle verifiche a flessione e taglio dei micropali in acciaio.

Riepilogo per la DA <A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m] 39.06 Z = -2.6 m D.A.
 A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Fase 5 - Scavo 3,00 m)
 Max. taglio [kN/m] 41.22 Z = -0.8 m D.A. A1+M1+R1
 (R3 per tiranti) (Fase 5 - Scavo 3,00 m)
 SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.258 Z = -2.6
 m D.A. A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Fase 5 - Scavo 3,00 m)
 SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.04 Z = -0.7 m
 D.A. A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Fase 5 - Scavo 3,00 m)

Riepilogo per la DA <A2+M2+R1>

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m] 51.67 Z = -2.7 m D.A.
 A2+M2+R1 (Fase 5 - Scavo 3,00 m)
 Max. taglio [kN/m] 44.71 Z = -0.8 m D.A. A2+M2+R1
 (Fase 5 - Scavo 3,00 m)
 SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.342 Z = -2.7
 m D.A. A2+M2+R1 (Fase 5 - Scavo 3,00 m)
 SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.044 Z = -0.7 m
 D.A. A2+M2+R1 (Fase 5 - Scavo 3,00 m)

10.2.4. Verifica strutturale del tirante

Le verifiche strutturali dei tiranti di ancoraggio sono di seguito riportate:

Design Assumption: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Tirante	Stage	Sollecitazione (k)	esistenza GEO (k)	Resistenza STR (k)	Sfruttamento GEC	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Fase 4 - Attivazione trefolo	135.01	183.27	605.56	0.737	0.223	✓	✓
Tieback	Fase 5 - Scavo 3,00 m	153.95	183.27	605.56	0.84	0.254	✓	✓

10.2.5. Verifica della trave di ripartizione

Le verifiche strutturali della trave di ripartizione sono di seguito riportate.

Design Assumption: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento Momento	Sfruttamento Taglio	Instabilità
Default Waler	Tieback	HE 200B	S355	2.4	A1+M1+R1 (R3)	Fase 4 - Attivazione trefolo	56.255	0	0.058	0.094	0
Default Waler	Tieback	HE 200B	S355	2.4	A1+M1+R1 (R3)	Fase 5 - Scavo 3,00 m	64.147	0	0.066	0.107	0

Design Assumption: A2+M2+R1

Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento Momento	Sfruttamento Taglio	Instabilità
Default Waler	Tieback	HE 200B	S355	2.4	A2+M2+R1	Fase 4 - Attivazione trefolo	41.67	0	0.043	0.07	0
Default Waler	Tieback	HE 200B	S355	2.4	A2+M2+R1	Fase 5 - Scavo 3,00 m	56.441	0	0.058	0.094	0



PROGETTO DEFINITIVO

LINEA MODANE-TORINO

Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT01	04	D26CL	RI0205002	A	31 di 31

11. CONCLUSIONI

Con la presente relazione si è proceduto al progetto e alla verifica delle paratie provvisorie di micropali tirantate e con trave di ripartizione in testa, allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio. Le verifiche rispettano le indicazioni delle Normative tecniche di riferimento.