

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 CONDOVE - IN01 – CANALE SCOLMATORE

Relazione di calcolo opere provvisionali 1/2

SCALA:

-

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

NT01 04 D 26 CL IN0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzazione
A	EMISSIONE ESECUTIVA	A.Ingletti	Dicembre 2018	A.Malcangi	Dicembre 2018	E.Perone	Dicembre 2018	F.S. Infrastrutture Nord Dicembre 2018

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

File: NT0104D26CLIN0100001A.doc

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.....	8
5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	9
6. MODELLO DI CALCOLO	10
6.1. PARAMETRI DI SPINTA DEL TERRENO.....	11
6.2. PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ DEL TERRENO.....	12
6.3. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL PUNTONE.....	13
7. ANALISI DEI CARICHI	14
8. CRITERI DI VERIFICA	15
8.1. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA PARATIA.....	15
8.1.1. <i>Coefficienti di combinazione per verifiche strutturali e geotecniche della paratia</i>	17
8.2. VERIFICHE STRUTTURALI.....	18
9. RISULTATI DELLE ANALISI	19
9.1. FASI DI CALCOLO.....	19
9.2. SPOSTAMENTI (SLE COMBINAZIONE TIPO RARA).....	20
9.3. SOLLECITAZIONI MASSIME (SLU).....	21
10. VERIFICHE	23
10.1. VERIFICA DELL'OPERA DI SOSTEGNO.....	23
10.1.1. <i>Verifica geotecnica della paratia</i>	23
10.1.2. <i>Verifica strutturale della paratia</i>	24
10.1.3. <i>Verifica strutturale del puntone</i>	25
10.1.4. <i>Verifica strutturale del cordolo</i>	28
11. DIMENSIONAMENTO OPERE DI EMUNGIMENTO	31
12. CONCLUSIONI	35

1. PREMESSA

La presente relazione si riferisce alla progettazione definitiva di un'opera provvisoria consistente in una paratia di micropali con puntone 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 del canale scolmatore al di sotto della linea ferroviaria.

Nella presente relazione si dimensionano e verificano le paratie di micropali, il puntone in acciaio e il cordolo sommitale in calcestruzzo armato.

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 puntoni in acciaio che presentano una sezione tubolare.

Per ulteriori indicazioni si rimanda agli elaborati progettuali. Si riporta di seguito una vista in pianta con vista longitudinale della paratia oggetto dello studio.

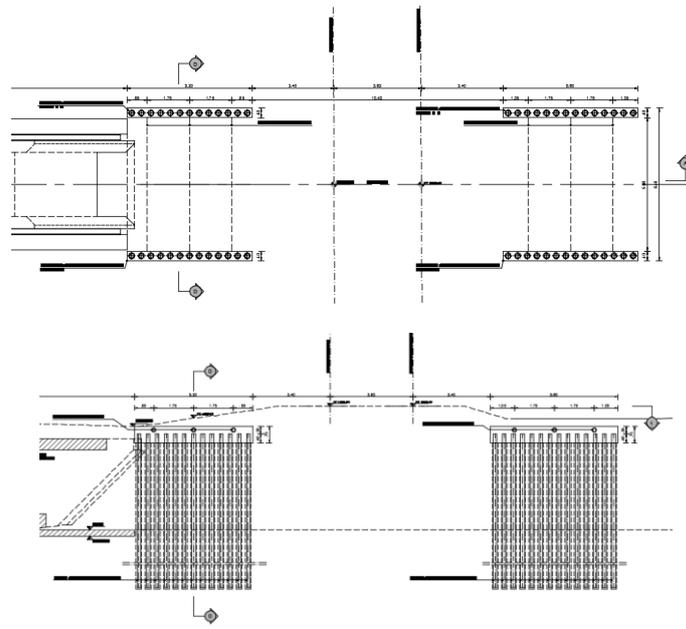


Figura 1: Vista in pianta della paratia e profilo longitudinale della paratia

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		-
$H_{\text{scavo,max}}$	4.50	m
$L_{\text{paratia,max}}$	10.00	m
Micropali (C20/25)	Φ (mm)	250
Interasse	i (mm)	400
Tubolare (S275)	D/s (mm)	178.8/8

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

PUNTONE		
L_{puntone}	5.40	m
Interasse	i_h (m)	1.75
Tubolare (S275)	D/s (mm)	178.8/8

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo opere provvisionali 1/2	COMMESSA NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IN0100001	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 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 aderenza 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 PUNTONE					
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	

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. Le misure piezometriche a disposizione, indicano che durante i lavori è possibile, in particolare in alcuni periodi dell'anno, riscontrare la presenza di falda freatica a pochi metri dal piano campagna. Al fine di garantire l'abbattimento della falda e creare condizioni di lavoro ottimali, anche nel caso in cui il periodo dei lavori dovesse coincidere con il periodo di massimo innalzamento della falda, sarà predisposto un impianto provvisorio di emungimento attorno all'area di scavo.

	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo opere provvisionali 1/2	COMMESSA NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IN0100001	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 puntone in testa alla paratia, si inserisce una molla la cui rigidità è pari alla rigidità assiale dello stesso.

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.

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):

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

6.3. Caratteristiche meccaniche del puntone

Il puntone non viene modellato direttamente all'interno del codice di calcolo. Per tener conto della sua presenza si inserisce una molla in testa alla paratia, disposta con un certo passo orizzontale, con proprietà elastiche equivalente alla rigidezza assiale del puntone:

$$K_p = \frac{E_p \cdot A_p}{L_p}$$

Nella tabella che segue si riportano le proprietà meccaniche della molla equivalente al puntone in acciaio.

Taratura molla equivalente al puntone			
Diametro esterno	d _{ext}	177.80	mm
Spessore	t	8.00	mm
Diametro interno	d _{int}	161.80	mm
Area	A _p	4267.54	mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E _p	210000.00	N/mm ²
Lunghezza puntone	L _p	6.00	m
Rigidezza assiale del singolo puntone	K _p	149363.88	kN/m

Assegnando il passo orizzontale tra le molle, il codice di calcolo individua automaticamente il numero di puntoni “n_p” presenti in 1 m di sviluppo longitudinale della paratia. Pertanto la rigidezza effettiva del puntone, che il software considera non è quella associata al singolo puntone, ma è quella relativa al numero di puntoni presenti in 1 m di paratia. La rigidezza effettiva del puntone computata automaticamente vale:

$$k_{eff} = n_p \cdot K_p$$



PROGETTO DEFINITIVO
LINEA MODANE-TORINO

Relazione di calcolo opere provvisionali 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT01	04	D26CL	IN0100001	A	14 di 36

7. ANALISI DEI CARICHI

I carichi considerati nel modello di calcolo si riferiscono ai carichi permanenti strutturali associati alla sola spinta del terreno.

	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo opere provvisionali 1/2	COMMESSA NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IN0100001	REV. A

8. CRITERI DI VERIFICA

Le analisi di verifica della paratia, del puntone e del cordolo sommitale 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.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;
 - raggiungimento della resistenza strutturale del puntone;
 - raggiungimento della resistenza strutturale del cordolo in calcestruzzo armato.

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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo opere provvisoriale 1/2	COMMESSA NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IN0100001	REV. A

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)

8.1.1. Coefficienti di combinazione per verifiche strutturali e geotecniche della paratia

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

	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo opere provvisionali 1/2	COMMESSA NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IN0100001	REV. A

8.2. 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 monoassiale (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.

Per quanto riguarda il puntone, essendo questo un elemento compresso si riportano le verifiche di resistenza a compressione pura (paragrafo 4.2.4.1.2.2 delle NTC 2018) e di instabilità flessionale attorno ai due assi principali di inerzia (paragrafo 4.2.4.1.3.1 delle NTC 2018).

Il puntone in acciaio insiste su un cordolo in calcestruzzo armato. Le verifiche strutturali del cordolo in c.a. riguardano la pressoflessione e il taglio. La verifica a pressoflessione si esegue in accordo con le prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3.4 delle NTC 2018. La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti si esegue nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018.

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 3 fasi di calcolo:

1. Ricostruzione dello stato tensionale;
2. Attivazione della paratia di micropali;
3. Scavo di 4.50 m.

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

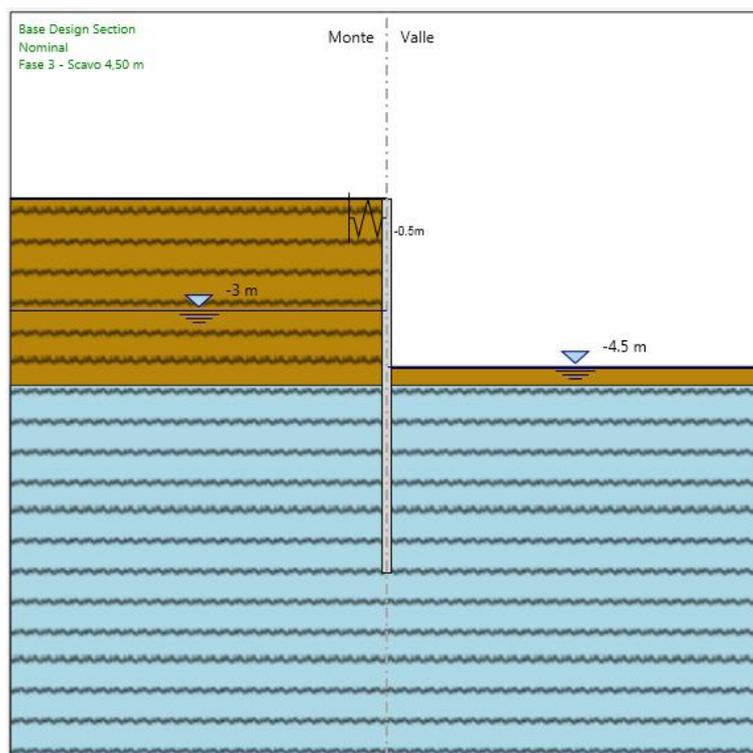


Figura 2 – Configurazione finale sezione di studio Paratia

9.2. Spostamenti (SLE combinazione tipo Rara)

Il massimo spostamento orizzontale che si ottiene per la paratia risulta pari a **12.48 mm**.

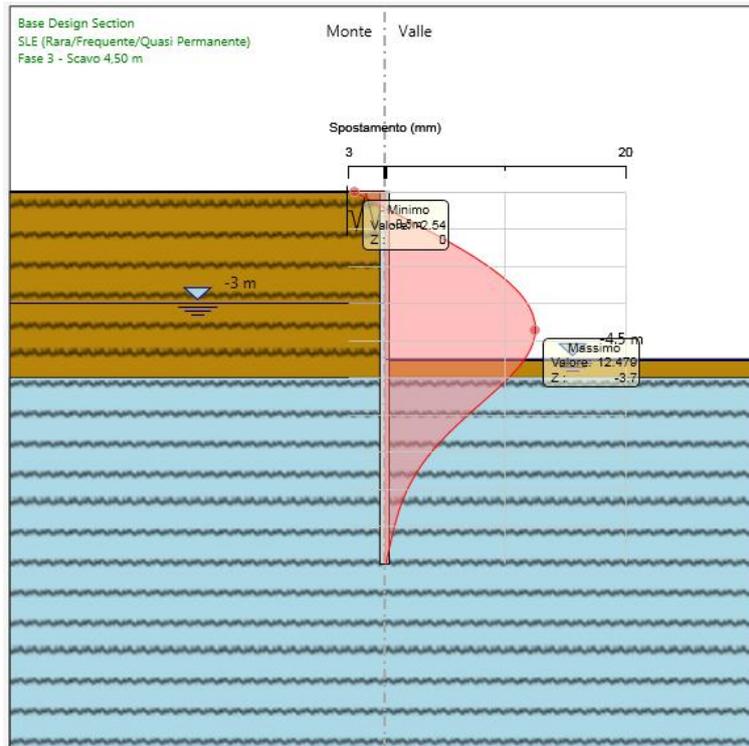


Figura 3 – Diagramma spostamenti orizzontali paratia

9.3. Sollecitazioni massime (SLU)

Sollecitazioni massime di momento flettente

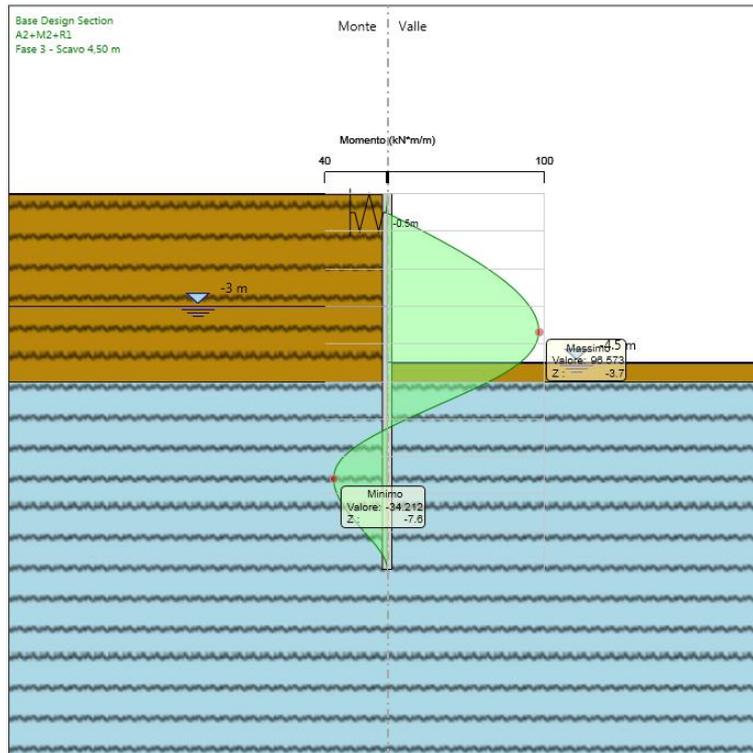


Figura 4 – Diagramma di momento flettente per la paratia

$M_{\max,d^{**}}$
kNm/m
95.57

Tabella 7: Sollecitazioni di flessione massima sulla paratia in condizione statica

Sollecitazioni massime di taglio

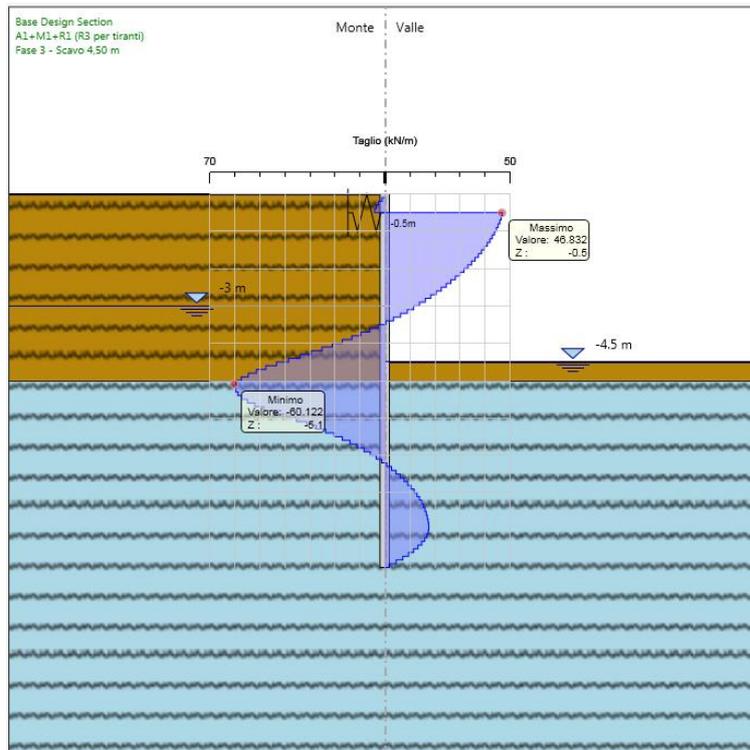


Figura 5 – Diagramma di taglio per la paratia

$V_{max,d}$
kN/m
60.12

Tabella 8: Sollecitazioni di taglio massime sulla paratia in condizione statica

10. VERIFICHE

10.1. Verifica dell'opera di sostegno

10.1.1. 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.

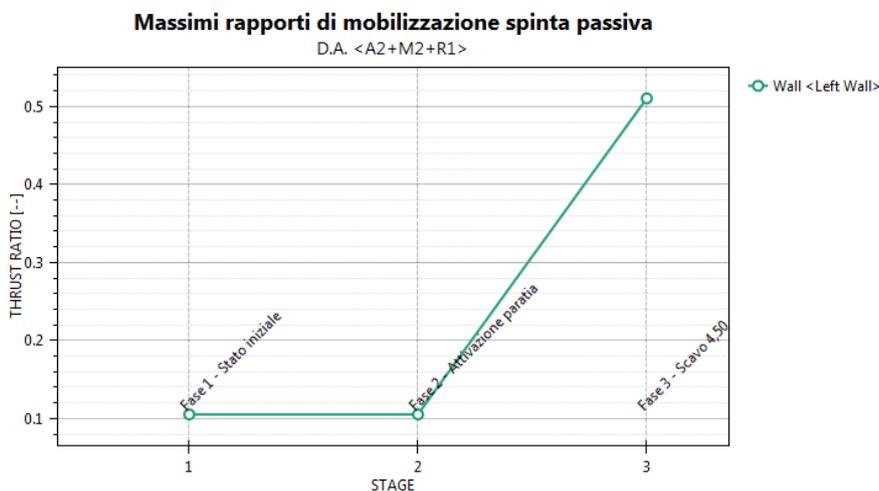
Riepilogo per la DA <A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.07	D.A.	
A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Fase 2 - Attivazione paratia)			
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.3	D.A.	A1+M1+R1
(R3 per tiranti) (Fase 3 - Scavo 4,50 m)			

Riepilogo per la DA <A2+M2+R1>

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.11	D.A.	A2+M2+R1
(Fase 2 - Attivazione paratia)			
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.51	D.A.	A2+M2+R1
(Fase 3 - Scavo 4,50 m)			

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



10.1.2. 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.

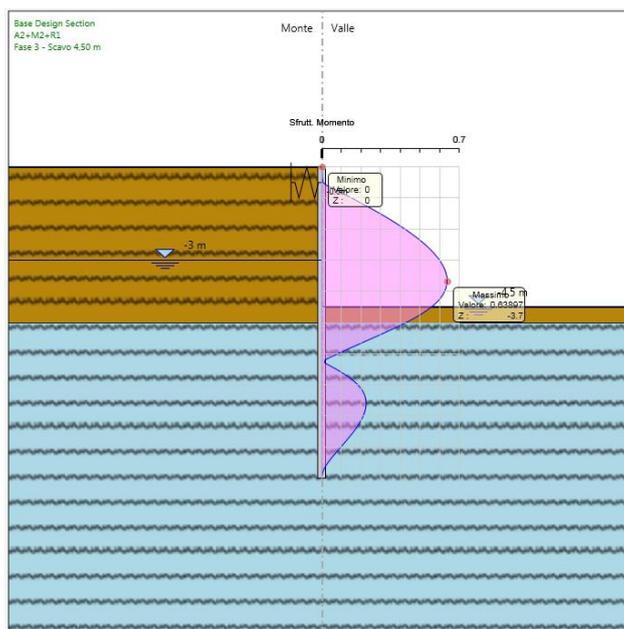


Figura 6 – Diagramma di sfruttamento a momento flettente

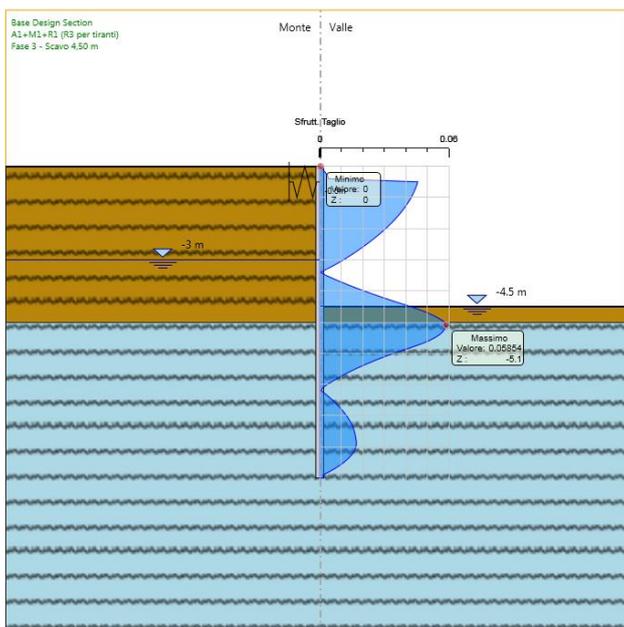


Figura 7 – Diagramma di sfruttamento a taglio

Nell'immagine a 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]	86.64	Z = -3.5 m D.A.
A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Fase 3 - Scavo 4,50 m)	Max. taglio [kN/m]	60.12	Z = -5.2 m D.A. A1+M1+R1
(R3 per tiranti) (Fase 3 - Scavo 4,50 m)	SteelWord: massimo struttamento in flessione	0.573	Z = -3.5 m D.A. A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Fase 3 - Scavo 4,50 m)
	SteelWord: massimo struttamento a taglio	0.059	Z = -5.1 m D.A. A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Fase 3 - Scavo 4,50 m)

Riepilogo per la DA <A2+M2+R1>

Paratia	Max. momento (assoluto) [kNm/m]	96.57	Z = -3.7 m D.A.
A2+M2+R1 (Fase 3 - Scavo 4,50 m)	Max. taglio [kN/m]	54.07	Z = -5.7 m D.A. A2+M2+R1
(Fase 3 - Scavo 4,50 m)	SteelWord: massimo struttamento in flessione	0.639	Z = -3.7 m D.A. A2+M2+R1 (Fase 3 - Scavo 4,50 m)
	SteelWord: massimo struttamento a taglio	0.053	Z = -5.6 m D.A. A2+M2+R1 (Fase 3 - Scavo 4,50 m)

10.1.3. Verifica strutturale del puntone

Nell'immagine a seguire si riporta il valore della massima forza di compressione agente nella molla, riferita ad 1 m di sviluppo longitudinale della paratia.

Risultati elementi mono-dimensionali (Spring)

Spring	Max. forza (ass.) [kN/m]	52.5	D.A. A2+M2+R2 (Fase 3 - Scavo 4,50 m)
	Max. momento (ass.) [kNm/m]	0	D.A. A2+M2+R2 (Fase 3 - Scavo 4,50 m)

La massima forza di compressione nel puntone si ottiene moltiplicando tale reazione per l'interasse tra i puntoni.

Calcolo Sollecitazioni

Interasse tra i puntoni	i_p	[m]	1.75
Reazione orizzontale nella molla del puntone	R	[kN/m]	52.50
Azione assiale massima su un puntone	F	[kN]	91.88

Nelle tabelle a seguire si riportano i tabulati delle verifiche strutturali del puntone in acciaio.

Materiali utilizzati	© Dott. Ing. Simone Caffè - 25/02/2013	
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk}	275 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{uk}	430 [N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E	210000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio del profilo	G	80769 [N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1.25 [-]
Caratteristiche meccaniche del profilo		
Diametro esterno del profilo tubolare	d_{ext}	177.80 [mm]
Spessore del profilo tubolare	t	8.00 [mm]
Diametro interno	d_{int}	161.80 [mm]
Raggio esterno	r_{ext}	88.90 [mm]
Raggio interno	r_{int}	80.90 [mm]
Area della sezione trasversale	A	4268 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse forte	I_y	1.5414E+07 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,y}$	1.7339E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,y}$	2.3083E+05 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano dell'anima	A_{Vz}	2717 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_y	60.10 [mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse debole	I_z	1.5414E+07 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,z}$	1.7339E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,z}$	2.3083E+05 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano delle ali	A_{Vy}	2717 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i_z	60.10 [mm]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	3.083E+07 [mm ⁴]
Caratteristiche di sollecitazione nella sezione di verifica		
Forza normale (positiva se di compressione)	N_{Ed}	91.88 [kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela all'anima	$V_{z,Ed}$	[kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela alle ali	$V_{y,Ed}$	[kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore di inerzia	$M_{y,Ed}$	[kNm]
Momento flettente attorno all'asse minore di inerzia	$M_{z,Ed}$	[kNm]
Momento torcente primario (alla Saint Venant)	T_{Ed}	[kNm]
Classificazione della sezione trasversale di verifica		
Coefficiente ϵ	ϵ	0.924 [-]
Rapporto tra diametro esterno e spessore	ρ	22.225 [-]
Rapporto limite per la classe 1	ρ_1	42.727 [-]
Rapporto limite per la classe 2	ρ_2	59.818 [-]
Rapporto limite per la classe 3	ρ_3	76.909 [-]
Classificazione della sezione trasversale	CL	1
Resistenza a compressione pura		
Resistenza a compressione pura	$N_{c,Rd}$	1117.69 [kN]
Verifica a compressione pura	ρ_{Nc}	<input checked="" type="checkbox"/> 0.082 [-]

Verifiche di stabilità flessionale

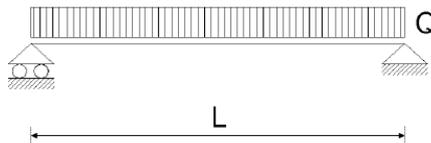
Lunghezza geometrica della membratura	L	6.00 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	1.00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	1.00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	6000.00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	6000.00 [mm]

Resistenza nei confronti dell'instabilità flessionale

Area della sezione trasversale da considerare nel calcolo	A	4268 [mm ²]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse y - y	$N_{cr,y}$	887 [kN]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse z - z	$N_{cr,z}$	887 [kN]
Snellezza adimensionale attorno all'asse y - y	$\lambda_{ad,y}$	1.1500 [-]
Snellezza adimensionale attorno all'asse z - z	$\lambda_{ad,z}$	1.1500 [-]
Rapporto dimensionale per la determinazione delle curve di instabilità	h/b	22.23 [-]
Spessore massimo della sezione trasversale	t_{max}	161.8 [mm]
Curva di instabilità attorno all'asse y - y	Curva _{y-y}	a [-]
Curva di instabilità attorno all'asse z - z	Curva _{z-z}	a [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse y - y	α_y	0.21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse y - y	ϕ_y	1.2610 [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse z - z	α_z	0.21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse z - z	ϕ_z	1.2610 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse y - y	χ_y	0.562 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse z - z	χ_z	0.562 [-]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse y - y	$N_{by,Rd}$	628.54 [kN]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse z - z	$N_{bz,Rd}$	628.54 [kN]
Verifica nei confronti dell'instabilità flessionale	$\rho_{buck,N}$	0.146 [-]

10.1.4. Verifica strutturale del cordolo

Il calcolo del cordolo in c.a. fa riferimento ad un metodo suggerito da Joseph E. Bowles il quale considera, per il progetto del cordolo, uno schema di trave su due appoggi con carico uniformemente distribuito.



dove:

$$Q = \frac{N_{tirante}}{L_p} \quad L = i_{tir}$$

$N_{tirante}$: Sforzo normale nei tiranti;

L_p : lunghezza della paratia;

i_{tir} : interasse tiranti cordolo;

Il **momento massimo** e il **taglio massimo** per il calcolo delle armature sono rispettivamente:

$$M_{max} = \frac{Q \cdot L^2}{8} \quad T_{max} = \frac{Q \cdot L}{2}$$

Calcolo Sollecitazioni

Interasse tra i puntone	i_p	[m]	1.75
Reazione orizzontale nella molla del puntone	R	[kN/m]	52.50
Azione assiale massima su un puntone	F	[kN]	91.88
Luce di calcolo della paratia	L	[m]	1.75
Carico distribuito	q	(F / L) [kN/m]	52.50
Momento flettente	M	$q L^2 / 8$ [kNm]	20.10
Taglio	V	$0.5 \cdot q \cdot L$ [kN]	45.94

Armature minime di normativa

Si procede al calcolo dell'area minima di acciaio prevista dalla normativa vigente (NTC 2008):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c$$

Altezza del cordolo	h_{cor}	[m]	0.75
Larghezza cordolo	l_{cor}	[m]	0.40
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	[MPa]	2.60
Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio	f_{yk}	[MPa]	450.00
Minimo d'armatura	$A_{s,min} = 0.26 f_{ctm} b_t d / f_{yk}$	[mm ²]	405.60
Minimo d'armatura	$A_{s,min} = 0.0013 b_t d$	[mm ²]	351.00
Massimo d'armatura	$A_{s,max} = 0.04 A_c$	[mm ²]	12000.00

Verifica a taglio del cordolo

La verifica a taglio viene condotta nel seguente modo:

1. Verifica della sezione senza armatura al taglio \rightarrow se $V_{Ed} < V_{Rd1}$ la verifica è soddisfatta;
2. Altrimenti si verifica la sezione con armatura a taglio (spille) \rightarrow se $V_{Ed} < V_{Rd2}$ la verifica è soddisfatta.

Calcestruzzo	
R_{ck}	30 N/mm ²
f_{ck}	24.9 N/mm ²
γ_c	1.5
α_{cc}	0.85
f_{cd}	14.1 N/mm ²

Acciaio	
f_{tk}	540 N/mm ²
f_{yk}	450 N/mm ²
γ_s	1.15
f_{yd}	391 N/mm ²

Sollecitazioni		Cordolo
V_{Ed}	kN	45.94
N_{Ed}	kN	0

Armatura a taglio		
Diametro	mm	12
Numero barre		2
A_{sw}	cm ²	2.26
Passo s	cm	20
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale		
n_1		3
\varnothing_1	mm	14
n_2		
\varnothing_2	mm	
A_{sl}	cm ²	4.62

Sezione		
b_w	cm	75
H	cm	40
c	cm	5
d	cm	35
k	N/mm ²	1.76
v_{min}	N/mm ²	0.41
ρ		0.0018
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio		
V_{Rd1}	kN	107

Resistenza con armatura a taglio		
Inclinazione puntone θ	°	21.8
V_{Rsd}	kN	349
V_{Rcd}	kN	575
V_{Rd2}	kN	349

Elementi senza armatura a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Figura 9: Verifica a taglio sezione cordolo di fondazione

Nel caso in esame si considera comunque l'inserimento di armatura trasversale con staffa.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo opere provvisionali 1/2	COMMESSA NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IN0100001	REV. A

11. DIMENSIONAMENTO OPERE DI EMUNGIMENTO

Per abbassare la superficie libera della falda oltre il fondo dello scavo è stato previsto un sistema di aggotamento mediante well-points e pozzi.

L'impianto di well-points è costituito da un insieme di collettori orizzontali che fanno capo ad una o più pompe aspiranti; dai collettori orizzontali partono, ad interasse variabile, particolari giunti a snodo collegati a dei tubi di sollevamento verticali infissi nel terreno fino alla profondità voluta e che portano all'estremità una punta filtrante per l'aspirazione dell'acqua.

La scelta della profondità e dell'interasse dei well-points è determinata dalla natura del terreno, dalla sua permeabilità e dal valore di abbattimento richiesto rispetto al livello indisturbato della falda freatica. L'impianto sarà disposto lungo il perimetro dell'area di scavo, ove possibile.

Tale sistema è stato previsto come presidio, in base a quanto desunto dagli elaborati geologici e dai risultati delle indagini geognostiche, a fronte dei quali si è rilevata la presenza della falda ad una profondità di circa 3 m dal piano campagna; in questa sede si specifica che preliminarmente alle operazioni di scavo, tale condizione dovrà essere confermata/valutata.

Il dimensionamento dell'impianto è stato effettuato ricorrendo alle espressioni in forma chiusa fornite dalla letteratura per il caso di trincea drenante, in quanto la presenza delle punte filtranti a un ridotto interasse (1.5 m), stabilisce condizioni prossime a quelle di fenditura indefinita (problema piano):

$$Q = (0.73 + 0.27 \cdot \frac{H - h_0}{H}) \cdot \frac{k}{2L} \cdot (H^2 - h_0^2)$$

$$h_D = h_0 \cdot \left[\frac{C_1 \cdot C_2}{L} \cdot (H - h_0) + 1 \right]$$

i simboli impiegati nelle precedenti relazioni assumono il significato riportato nel seguito (cfr. Fig.10), tutte le quote, sono riferite al piano di tetto del livello considerato impermeabile.

Q = portata filtrante per unità di lunghezza valutata su tutta la lunghezza del perimetro;

H = quota della superficie libera della falda;

h₀ = quota dell'acqua all'interno della trincea drenante equivalente;

h_D = massima quota dell'acqua tra due generiche fenditure in condizioni di moto stazionario;

L = distanza a partire dalla quale gli effetti dell'emungimento non sono più apprezzabili (dove la superficie libera si trova a quota H);

k = è il coefficiente di permeabilità del terreno;

$C1$ e $C2$ rappresentano due coefficienti funzione, rispettivamente, di l/h_0 e del rapporto b/H , essendo, l , la semidistanza tra le due fenditure e b la larghezza della fenditura (nel caso dei wellpoint $b=0$).

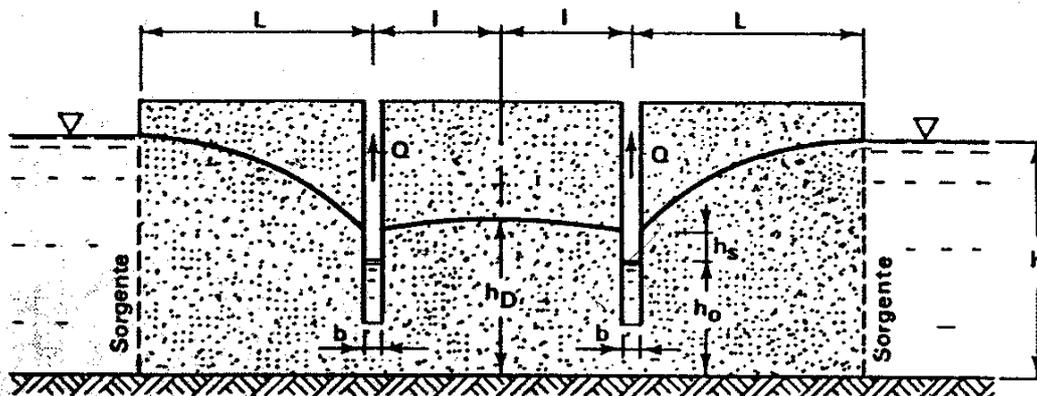


Figura 10: Schema tipo e funzionamento well-poins

Il valore numerico di L è stato valutato impiegando l'espressione di Sichardt (1927) riportata nella:

$$L = 1500 \cdot (H - h_0) \cdot \sqrt{k}$$

Per la determinazione dei coefficienti $C1$ e $C2$ ci si è avvalsi dei risultati riportati in forma grafica nella figura 11. Tenuto conto della quota della superficie libera della falda, posta a circa 3.0 m dal p.c., al fine di mantenere asciutto il fondo dello scavo posto a circa -5.5 m dal piano campagna con un adeguato margine di sicurezza è stato adottato un valore di h_0 pari a 9 m (abbassamento della falda di 6 m). I risultati ottenuti sono riportati sinteticamente in Tab.1, avendo eseguito il calcolo con riferimento alla sezione rappresentativa del canale scolmatore.

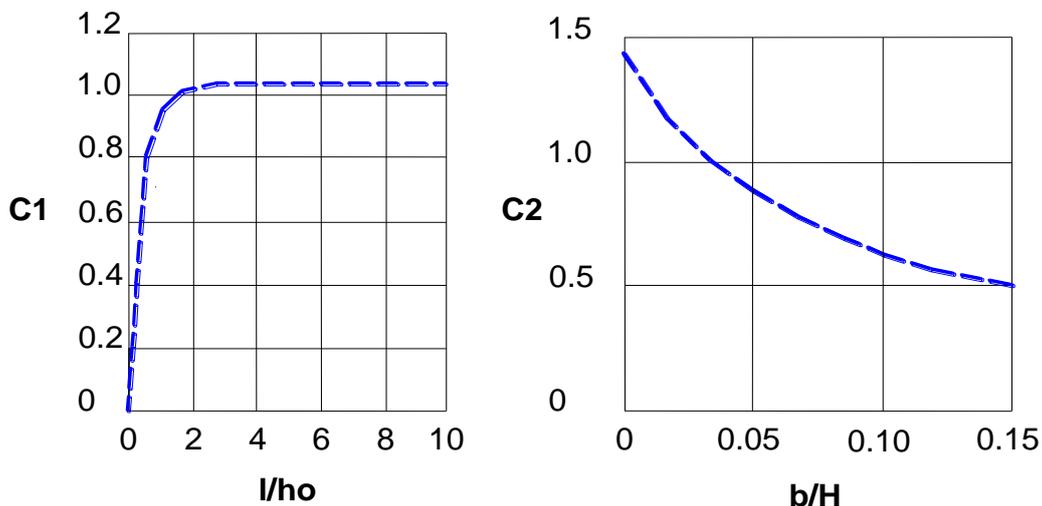


Figura 11: Grafici per la determinazione dei coefficienti C1 e C2.

Tab.1 - Dimensionamento dell'impianto wellpoint.

l	h ₀	b	H	l/h ₀	b/H	C ₁	C ₂	L	k	h _D
(m)	(m)	(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)	(m/s)	(m)
10	9	0.0	15.0	1.1	0	0.9	1.5	28.4	1.0E-5	11.5

Si può notare che al valore di progetto h₀ corrisponde un valore di h_D pari a 11.5 m; ciò garantisce la depressione della superficie libera della falda all'interno dello scavo di 3.5 m, sino a circa 1.0 m al di sotto dello stesso. La portata attesa sulla base dei valori numerici del coefficiente di permeabilità e della geometria del problema si può assumere pari a circa 1-2 litri al minuto per ogni metro di lunghezza della stesa di well-points.

Il sistema di pompaggio dovrà essere mantenuto attivo fino alla completa realizzazione delle strutture.

Con riferimento alla zona occupata dalla sede ferroviaria, si utilizzerà un sistema di aggotamento costituito da una batteria di 4 pozzi collocati secondo gli schemi riportati negli elaborati descrittivi di riferimento. La verifica della portata di emungimento necessaria ad ottenere l'abbassamento di falda voluto nel punto A, baricentrico rispetto alla collocazione dei pozzi, viene effettuata considerando le equazioni per la determinazione dell'abbassamento della superficie piezometrica conseguente all'emungimento operato da più pozzi. Nella seguente figura è riportato lo schema geometrico considerato.

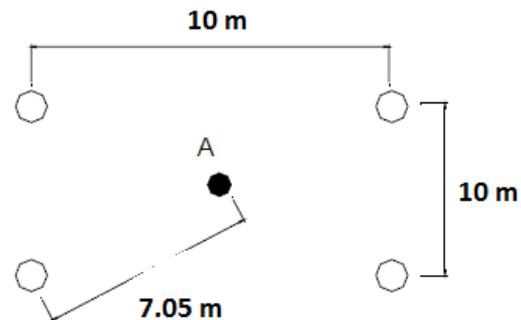


Fig. 3- Schema geometrico pozzi

L'equazione considerata è la seguente:

$$H^2 - h^2 = \frac{1}{\pi k} \sum_1^n Q_{wi} \ln \frac{R}{r_i}$$

Q_{wi} = portata emunta al pozzo i-esimo assunta uguale per ogni pozzo;

H = quota della superficie libera della falda;

h = quota dell'acqua all'interno del pozzo;

k = è il coefficiente di permeabilità del terreno;

Il valore numerico di R è stato valutato impiegando l'espressione di Sichardt per i pozzi circolari (1927) riportata nella:

$$R = 3000 \cdot (H - h) \cdot \sqrt{k}$$

In base alla seguente espressione:

$$s_0 = \frac{Q_{wi}}{2 \cdot \pi T} \ln \left(\frac{R}{2l \sqrt{3r_0}} \right)$$

dove:

Q_{wi} = portata emunta al pozzo i-esimo assunta uguale per ogni pozzo;

T = trasmissività acquifero

R = raggio d'influenza del pozzo

l =lato maglia (10 m)

r_0 =raggio del pozzo (0.3 m)

A fronte di una portata emunta per ogni singolo pozzo di circa 25-30 l/min, si prevede un abbassamento della falda di circa 4.0 m all'interno del pozzo, corrispondente ad un livello di abbassamento all'interno dell'area pari a circa 3.5 m, sufficiente a garantire il richiesto abbattimento al di sotto dello scavo per circa 0.5 m.

Completano il sistema, il diaframma di colonne in jet grouting a tergo della paratia di micropali a C (lato strada) che svolge la funzione di impermeabilizzazione durante lo scavo e le colonne inclinate a ventaglio realizzate in corrispondenza della sede ferroviaria, sia con funzioni di impermeabilizzazione dello scavo sia di presidio/protezione durante l'aggottamento della falda.

12. CONCLUSIONI

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

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dei micropali:

- $D = 250$ mm diametro micropali
- $L = 10.00$ m lunghezza di calcolo micropali
- $i = 0.40$ m interasse longitudinale
- tubolare 177.8x8 mm armatura micropalo
- S275 classe di resistenza acciaio tubo armatura

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche per il puntone:

- $L = 5.60$ m lunghezza netta puntone
- $i = 1.75$ m interasse longitudinale
- tubolare 177.8x8 mm armatura puntone
- S275 classe di resistenza acciaio tubo armatura

Il cordolo in testa alla paratia è armato con:

Relazione di calcolo opere provvisionali 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT01	04	D26CL	IN0100001	A	36 di 36

- Armatura longitudinale: 7 ϕ 16.
- Armatura per taglio 1 staffa ϕ 12/20 cm

Da cui l'incidenza è **90 kg/mc.**