

Cliente:



CMB

Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

Via Carlo Marx 101, 41012 – Carpi (MO)

Lavoro:

**PIANO DI RIQUALIFICAZIONE URBANISTICA
ZONA VIA PERATHONER – ALTO ADIGE IN COMUNE
DI BOLZANO**

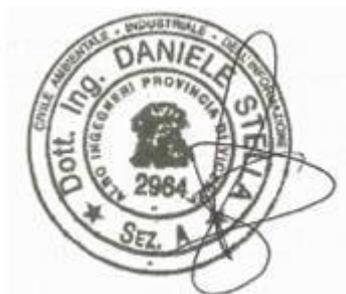
**WALTHER PARK
TUNNEL DI ACCESSO E SISTEMAZIONI VIARIE
PROGETTO COSTRUTTIVO**

Documento:

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE
PROVVISORIALI ALL'IMBOCCO DEL TUNNEL E
SOTTOATTRAVERSAMENTO PIAZZA VERDI**

Codice documento:

20004C1110B



REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
E					
D					
C					
B	19.06.2020	AGGIORNAMENTO	E.GALLO	D.STELLA	S.CARRARO
A	27.05.2020	EMISSIONE	E.GALLO	D.STELLA	S.CARRARO



Cert. Nr. 501008053

SOGEN s.r.l. SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE

SEDE LEGALE: Galleria Spagna, 35 – 35132 Padova (PD) – IT
SEDE OPERATIVA: Galleria Spagna, 35 – 35132 Padova (PD) – IT
SEDE OPERATIVA: via Savona, 123 – 20144 Milano (MI) – IT
INTERNET: www.sogen.it - ftp.sogen.eu

p.iva e c.f. IT-03651260287
tel. +39 049 864 6799 fax +39 049 864 8442
email: info@sogen.it - tecnico@sogen.it - segreteria@sogen.it



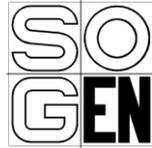
SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE

FILE NR.
20004C1110B

LAVORO:
PROGETTO COSTRUTTIVO
Relazione di calcolo delle opere provvisionali all'imbocco del tunnel e
sottoattraversamento Piazza Verdi

CLIENTE:
CMB - Cooperativa Muratori e
Braccianti di Carpi

FOGLIO
2 di 157



INDICE

1	PREMESSA	7
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	10
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
3.1	Calcestruzzo per micropali	11
3.2	Calcestruzzo per cordolo di testa micropali D250.....	12
3.3	Calcestruzzo per cordolo di testa micropali D300.....	13
3.4	Calcestruzzo per cordoli di ancoraggio puntelli idraulici	14
3.5	Boiaccia cementizia per chiodi autoperforanti	15
3.6	Acciaio per c.a.	16
3.7	Acciaio per carpenteria metallica (puntelli e travi di ripartizione)	16
3.8	Barra autoperforante per chiodatura.....	16
4	PARAMETRI GEOTECNICI	17
5	DESCRIZIONE DELLE OPERE	18
5.1	Berlinese W214	19
5.2	Berlinese W001	20
5.3	Berlinese W101b	21
5.4	Berlinese W101a	22
5.5	Parete chiodata	24
5.6	Berlinesi W101c - W002a	25
5.7	Berlinese W201	26
6	INQUADRAMENTO SISMICO	27
7	ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO: MODELLAZIONE FEM	27
7.1	Premessa	27
7.2	Codice di calcolo	27
7.3	Analisi dei carichi.....	31
7.4	Verifiche strutturali agli SLU	32
7.5	Elementi strutturali.....	33
8	Berlinese W214 – sezione A-A.....	36
8.1	Modello di calcolo	36
8.2	Risultati.....	37



8.2.1	Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali.....	37
8.2.2	Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali	39
9	Berlinese W001 – sezione B-B.....	40
9.1	Modello di calcolo	40
9.2	Risultati.....	41
9.2.1	Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali.....	42
9.2.2	Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali	45
9.2.3	Analisi delle sollecitazioni sulle chiodature.....	46
10	Berlinese W001 – sezione D-D	47
10.1	Modello di calcolo	47
10.2	Risultati.....	48
10.2.1	Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali.....	48
10.2.2	Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali	50
10.2.3	Analisi delle sollecitazioni sulle chiodature.....	51
11	Berlinese W001 – sezione E-E.....	52
11.1	Modello di calcolo	52
11.2	Risultati.....	53
11.2.1	Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali.....	53
11.2.2	Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali	55
11.2.3	Analisi delle sollecitazioni sulle chiodature.....	56
12	Berlinese W101b – sezione F-F	57
12.1	Modello di calcolo	57
12.2	Risultati.....	58
12.2.1	Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali.....	58
12.2.2	Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali	59
12.2.3	Analisi delle sollecitazioni sul puntello e sulle chiodature.....	61
13	Berlinese W101a – sezione H-H	62
13.1	Modello di calcolo	62
13.2	Risultati.....	63
13.2.1	Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali.....	63
13.2.2	Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali	65
13.2.3	Analisi delle sollecitazioni sulle chiodature.....	66
14	Parete chiodata – sezione L-L.....	67



14.1	Modello di calcolo	67
14.2	Risultati.....	68
14.2.1	Analisi degli spostamenti della parete chiodata.....	69
14.2.2	Analisi delle sollecitazioni sulle chiodature.....	71
15	Parete chiodata – sezione N-N	72
15.1	Modello di calcolo	72
15.2	Risultati.....	74
15.2.1	Analisi degli spostamenti della parete chiodata.....	74
15.2.2	Analisi delle sollecitazioni sulle chiodature.....	76
16	Tunnel attraversamento Piazza Verdi – sezione O-O	79
16.1	Modello di calcolo	79
16.2	Risultati.....	80
16.2.1	Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali.....	81
16.2.2	Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali	84
16.2.3	Analisi delle sollecitazioni sui puntelli	89
17	Berlinese W201 – sezione P-P.....	90
17.1	Modello di calcolo	90
17.2	Risultati.....	92
17.2.1	Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali.....	92
17.2.2	Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali	94
17.2.3	Analisi delle sollecitazioni sul puntello e sul cordolo di testa dei micropali	95
17.2.4	Analisi delle sollecitazioni sulla copertura del tunnel.....	97
18	VERIFICHE OPERE DI SOSTEGNO.....	98
18.1	Berlinese di micropali	98
18.1.1	Verifiche strutturali	98
18.1.2	Verifica geotecnica di capacità portante.....	109
18.2	Puntelli idraulici.....	111
18.2.1	Cordolo di ancoraggio	111
18.3	Puntelli.....	114
18.3.1	Verifica strutturale	114
18.3.2	Cordolo di ancoraggio	118
18.3.3	Inghisaggi.....	125
18.4	Soletta di copertura tunnel – berlinese W201	127



18.5	Chiodature berlinesi.....	128
18.5.1	Verifiche geotecniche	128
18.5.2	Verifica strutturale	129
18.5.3	Trave di ripartizione.....	129
18.6	Chiodature parete chiodata	132
18.6.1	Verifiche geotecniche	132
18.6.2	Verifica strutturale	134
18.7	Muri di sostegno W301 e W303.....	135
18.7.1	Verifiche geotecniche	135
18.7.2	Verifiche strutturali	140
19	PARETE CHIODATA: VERIFICA DI STABILITÀ	149
19.1	Premessa	149
19.2	Codice di calcolo SLIDE	150
19.2.1	Analisi dei carichi	153
19.2.2	Parametri principali di input.....	153
19.2.3	Elementi strutturali	154
19.2.4	Sezioni di riferimento.....	154
19.3	Risultati analisi di stabilità globale	155
19.3.1	Sezione L-L.....	155
19.3.2	Sezione N-N.....	156

1 PREMESSA

La presente relazione tecnico-illustrativa e di calcolo si inserisce nell'ambito del progetto "WaltherPark – Tunnel di accesso e sistemazioni viarie" contenuto nel più ampio PIANO DI RIQUALIFICAZIONE URBANISTICA – ZONA VIA PERATHONER – ALTO ADIGE nel Comune di Bolzano, il quale prevede la realizzazione di un nuovo immobile polifunzionale ad uso commerciale, abitativo, alberghiero, etc. sito in Via Alto Adige e di una nuova viabilità interrata propedeutica all'accesso veicolare al nuovo edificio e al parcheggio interrato ubicato sotto Piazza Walther, con collegamento agli interrati esistenti del City Center e della Camera di Commercio. In particolare, il tunnel avrà accesso da Via Josef Mayr – Nusser (lungo destra Isarco), attraverserà nel sottosuolo Piazza Verdi e proseguirà lungo Via Alto Adige fino a collegare il parcheggio interrato di Piazza Walther.

Il presente documento fa parte del progetto costruttivo delle opere provvisoriale previste nella zona di imbocco del tunnel, la quale si estende tra Via Josef Mayr – Nusser e Piazza Verdi, e la prima parte di tunnel che attraversa Piazza Verdi.

Con specifico riferimento al Progetto a base di gara (PBG) e alle varianti presentate nel successivo progetto esecutivo che recepisce le proposte presentate in sede di gara d'appalto, si precisa che si estende, anche alla zona di imbocco/locali tecnici, l'impiego di micropali invece dei previsti pali di grande diametro (D 750 mm).

Nella zona destinata ai locali tecnici a servizio del tunnel è prevista, infatti, la realizzazione di una berlinese di micropali perimetrale all'area di intervento. I micropali hanno diametro 250 mm, interasse 45 cm, lunghezza variabile da 7 a 13 m e armatura tubolare $\Phi 168.3/7.1$ mm.

Sul lato Est, lungo la recinzione della ferrovia, è previsto il sostegno del fronte di scavo mediante la realizzazione di una parete chiodata.

Per la costruzione del tunnel in Piazza Verdi sono previste due berlinesi di micropali ai lati del tunnel, finalizzate al sostegno della soletta di copertura e dei fronti di scavo che progressivamente si vanno ad approfondire. Preliminarmente alla realizzazione della copertura si approfondisce lo scavo all'interno del tunnel per l'installazione di puntelli idraulici atti a contrastare la deformazione dei micropali indotta dal progressivo aumento della spinta del terreno.

Una volta ultimata la copertura si provvede al rinterro delle strutture e al ripristino della sede stradale su Piazza Verdi, cosicché si prosegua lo scavo del tunnel secondo la tecnica del Top-Down senza interferire con la viabilità in superficie.

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisoriale all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

Le berlinesi ai lati del tunnel sono costituite da micropali di diametro 300 mm, lunghezza 16 m, interasse 40 cm e armatura tubolare $\Phi 219.1/8$ mm. Rispetto al Progetto Esecutivo sono stati modificati l'interasse dei micropali (33 cm) e l'armatura degli stessi (IPE220).

In particolare, nell'elaborato si riportano le scelte progettuali ed i criteri di verifica adottati per il dimensionamento e la verifica delle opere di sostegno del tunnel, ovvero le berlinesi di micropali previste a sostegno dei fronti di scavo dell'area destinata ai locali tecnici.

L'analisi e la verifica delle opere previste a progetto sono state condotte sulle sezioni strutturali ritenute più significative e rappresentative di ciascun tratto di berlinese o parete chiodata previste a progetto.

Nel presente documento sono riportati, dopo una descrizione delle opere previste a progetto nell'area di intervento, la modellazione FEM di ciascuna sezione significativa considerata ed i relativi risultati sia in termini di spostamenti delle strutture che di sollecitazioni agenti sulle stesse. Infine, sono riportate le verifiche dei diversi elementi strutturali (micropali, puntelli, chiodature e cordoli di ripartizione) per ciascuna sezione di calcolo analizzata.

A recepimento del progetto architettonico del sottopasso ferroviario che collega Via del Macello a Piazza Verdi e, in particolare, della struttura di forma cilindrica presente in prossimità alle opere provvisoriale necessarie alla costruzione dell'imbocco del tunnel, si procede alla revisione della paratia denominata W101b. In particolare, è stato rimosso l'ordine di chiodature interferenti con l'edificio esistente ed è stata raddoppiata la fila di micropali previsti, incrementandone la lunghezza e l'armatura.

Le suddette verifiche si eseguono con riferimento al Testo Unico per le Costruzioni, D.M. 17.01.2018, secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.



Figura 1.1 Area di intervento.

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisionali all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La normativa utilizzata per l'espletamento del presente documento è la seguente:

1. **Decreto Ministeriale Infrastrutture 17 gennaio 2018:** "Norme Tecniche per le Costruzioni".
2. **Circolare 21 gennaio 2019, n.7/C.S.LL.PP.** – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
3. **UNI ENV 1997-1. Dicembre 2013 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1:** Regole generali.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Vengono di seguito riportate le caratteristiche dei materiali impiegati nelle opere di nuova realizzazione e considerate nei calcoli di progetto per quanto.

3.1 Calcestruzzo per micropali

CALCESTRUZZO			
classe di resistenza		C25/30	
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck}	30.00	MPa
peso specifico	ρ	25.00	kN/mc
classe d'esposizione		XC2	
coeff. espansione termica lineare	α	1×10^{-5}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
coeff. di Poisson	ν_{fess}	0.00	
	$\nu_{non\ fess}$	0.20	
modulo elastico secante	E_{cm}	31447	MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	24.90	MPa
resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	32.90	MPa
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_c	1.50	
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	MPa
resistenza media a trazione per flessione	f_{ctfm}	3.07	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	$f_{ctk,0.05}$	1.79	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	3.33	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.11	MPa
resistenza di calcolo a compressione per spessori < 5cm	$f_{cd,sp<5}$	11.29	MPa
resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.19	MPa
resistenza di calcolo a trazione per spessori < 5cm	$f_{ctd,sp<5}$	0.96	MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)	$\sigma_{c,rara}$	14.94	MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara) per spessori < 5cm	$\sigma_{c,rara,sp<5}$	11.95	MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.21	MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente per spessori < 5cm	$\sigma_{c,q.p.,sp<5}$	8.96	MPa
resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	f_{bk}	4.03	MPa
resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	f_{bd}	2.69	MPa

3.2 Calcestruzzo per cordolo di testa micropali D250

CALCESTRUZZO			
classe di resistenza	C25/30		
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck}	30.00	MPa
peso specifico	ρ	25.00	kN/mc
classe d'esposizione	XC2		
coeff. espansione termica lineare	α	1×10^{-5}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
coeff. di Poisson	ν_{fess}	0.00	
	$\nu_{non\ fess}$	0.20	
modulo elastico secante	E_{cm}	31447	MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	24.90	MPa
resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	32.90	MPa
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_c	1.50	
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	MPa
resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.07	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	$f_{ctk,0.05}$	1.79	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	3.33	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.11	MPa
resistenza di calcolo a compressione per spessori < 5cm	$f_{cd,sp<5}$	11.29	MPa
resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.19	MPa
resistenza di calcolo a trazione per spessori < 5cm	$f_{ctd,sp<5}$	0.96	MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)	$\sigma_{c,rara}$	14.94	MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara) per spessori < 5cm	$\sigma_{c,rara,sp<5}$	11.95	MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.21	MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente per spessori < 5cm	$\sigma_{c,q.p.,sp<5}$	8.96	MPa
resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	f_{bk}	4.03	MPa
resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	f_{bd}	2.69	MPa

3.3 Calcestruzzo per cordolo di testa micropali D300

CALCESTRUZZO - Rif. DM 17/01/2018			
classe di resistenza		C35/45	
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck}	45,00	MPa
peso specifico	ρ	25,00	kN/mc
classe d'esposizione		XF4	
coeff. espansione termica lineare	α	1×10^{-5}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
coeff. di Poisson	ν_{fess}	0,00	
	$\nu_{non\ fess}$	0,20	
modulo elastico secante	E_{cm}	34625	MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	37,35	MPa
resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	45,35	MPa
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_c	1,50	
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3,35	MPa
resistenza media a trazione per flessione	f_{ctf}	4,02	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	$f_{ctk,0.05}$	2,35	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	4,36	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	21,17	MPa
resistenza di calcolo a compressione per spessori < 5cm	$f_{cd,sp<5}$	16,93	MPa
resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,56	MPa
resistenza di calcolo a trazione per spessori < 5cm	$f_{ctd,sp<5}$	1,25	MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)	$\sigma_{c,rara}$	22,41	MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara) per spessori < 5cm	$\sigma_{c,rara,sp<5}$	17,93	MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	16,81	MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente per spessori < 5cm	$\sigma_{c,q.p.,sp<5}$	13,45	MPa
resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	f_{bk}	5,28	MPa
resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	f_{bd}	3,52	MPa

3.4 Calcestruzzo per cordoli di ancoraggio puntelli idraulici

CALCESTRUZZO - Rif. DM 17/01/2018			
classe di resistenza		C35/45	
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck}	45,00	MPa
peso specifico	ρ	25,00	kN/mc
classe d'esposizione		XF3	
coeff. espansione termica lineare	α	1×10^{-5}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
coeff. di Poisson	ν_{fess}	0,00	
	$\nu_{non\ fess}$	0,20	
modulo elastico secante	E_{cm}	34625	MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	37,35	MPa
resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	45,35	MPa
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_c	1,50	
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3,35	MPa
resistenza media a trazione per flessione	f_{ctf}	4,02	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	$f_{ctk,0.05}$	2,35	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	4,36	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	21,17	MPa
resistenza di calcolo a compressione per spessori < 5cm	$f_{cd,sp<5}$	16,93	MPa
resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,56	MPa
resistenza di calcolo a trazione per spessori < 5cm	$f_{ctd,sp<5}$	1,25	MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)	$\sigma_{c,rara}$	22,41	MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara) per spessori < 5cm	$\sigma_{c,rara,sp<5}$	17,93	MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	16,81	MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente per spessori < 5cm	$\sigma_{c,q.p.,sp<5}$	13,45	MPa
resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	f_{bk}	5,28	MPa
resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	f_{bd}	3,52	MPa

3.5 Boiaccia cementizia per chiodi autoperforanti

CALCESTRUZZO - Rif. DM 17/01/2018			
classe di resistenza	C20/25		
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck}	25,00	MPa
peso specifico	ρ	25,00	kN/mc
classe d'esposizione	XC2		
coeff. espansione termica lineare	α	1×10^{-5}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
coeff. di Poisson	ν_{fess}	0,00	
	$\nu_{non\ fess}$	0,20	
modulo elastico secante	E_{cm}	30200	MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	20,75	MPa
resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	28,75	MPa
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_c	1,50	
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,27	MPa
resistenza media a trazione per flessione	f_{ctf}	2,72	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	$f_{ctk,0.05}$	1,59	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	2,94	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	11,76	MPa
resistenza di calcolo a compressione per spessori < 5cm	$f_{cd,sp<5}$	9,41	MPa
resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,06	MPa
resistenza di calcolo a trazione per spessori < 5cm	$f_{ctd,sp<5}$	0,85	MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)	$\sigma_{c,rara}$	12,45	MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara) per spessori < 5cm	$\sigma_{c,rara,sp<5}$	9,96	MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	9,34	MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente per spessori < 5cm	$\sigma_{c,q.p.,sp<5}$	7,47	MPa
resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	f_{bk}	3,57	MPa
resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	f_{bd}	2,38	MPa

3.6 Acciaio per c.a.

ACCIAIO DA C.A.			
tipo	B450C		
coeff. parziale per le resistenze SLU	γ_M	1.15	
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450.00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540.00	MPa
rapporto $(f_t / f_y)_k$	$1,15 \leq$	$(f_t / f_y)_k$	$\leq 1,35$
rapporto $(f_y / f_{y,nom})_k$		$(f_y / f_{y,nom})_k$	$\leq 1,25$
allungamento $(A_{gt})_k$	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,50 \%$	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391.30	MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)	$\sigma_{s,rara}$	360.00	MPa

3.7 Acciaio per carpenteria metallica (puntelli e travi di ripartizione)

ACCIAIO DA CARPENTERIA			
qualità	S 355		
coeff. parziale per la resistenza delle sezioni	γ_{M0}	1.05	
coeff. parziale per la resistenza all'instabilità	γ_{M1}	1.05	
coeff. parziale per la resistenza all'instabilità negli elementi dei ponti	$\gamma_{M1,ponti}$	1.10	
coeff. parziale per la resistenza delle sezioni tese con fori	γ_{M2}	1.25	
peso specifico	ρ	78.50	kN/mc
modulo elastico	E	210000	MPa
modulo di elasticità trasversale $G = E / (2 \times (1 + \nu))$	G	80769	MPa
coeff. di Poisson	ν	0.30	
coeff. espansione termica lineare	α	12×10^{-6}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	355.00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	510.00	MPa
resistenza di calcolo delle sezioni $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$	f_{yd}	338.10	MPa
resistenza di calcolo per l'instabilità $f_{yd,1} = f_{yk} / \gamma_{M1}$	$f_{yd,1}$	338.10	MPa
resistenza di calcolo per l'instabilità negli elementi dei ponti $f_{yd,1} = f_{yk} / \gamma_{M1}$	$f_{yd,1,ponti}$	322.73	MPa
resistenza di calcolo per sezioni tese con fori $f_{yd,2} = f_{yk} / \gamma_{M2}$	$f_{yd,2}$	284.00	MPa

3.8 Barra autoproforante per chiodatura

ACCIAIO S460J0

4 PARAMETRI GEOTECNICI

Con riferimento alla Relazione geologica ed alla Relazione geotecnica (documenti B7.01.1 e B7.02.1) è stato definito il seguente modello geotecnico del terreno, nel quale si identificano due diverse unità litostratigrafiche omogenee:

1. materiali di riporto (unità R) e depositi alluvionali (unità A2) costituiti da sabbie fini e limi finemente sabbiosi;
2. depositi alluvionali grossolani (unità A1) costituiti da ghiaia in matrice sabbiosa con presenza di ciottoli e blocchi.

Per gli strati suddetti sono stati assunti i parametri geotecnici riportati nella seguente tabella.

STRATI	Profondità dello strato (m dal p.c.)	Nspt	Y (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kPa)	E (KPa)
Unità A2+R - materiali di riporto e sabbia fine	0 – 4.5	15	19	30	3	30000
Unità A1 - ghiaia in matrice sabbiosa	4.5 – 25.0	60	20	38	0	60000

Il modulo elastico E è stato valutato con la formula di Denver (1982) $E' = S_1 \cdot N_{spt} + S_2$, dove S1 e S2 valgono rispettivamente 0.756 e 18.75 per sabbie e ghiaie normalconsolidate.

La falda è mediamente compresa tra le quote assolute 242÷246 m s.l.m. e può arrivare eccezionalmente alla quota assoluta di 247 m s.l.m. Si precisa che la falda non interferisce con le opere previste a progetto in quanto, alla massima profondità di realizzazione, tali opere raggiungono la quota assoluta di 251.70 m s.l.m.

5 DESCRIZIONE DELLE OPERE

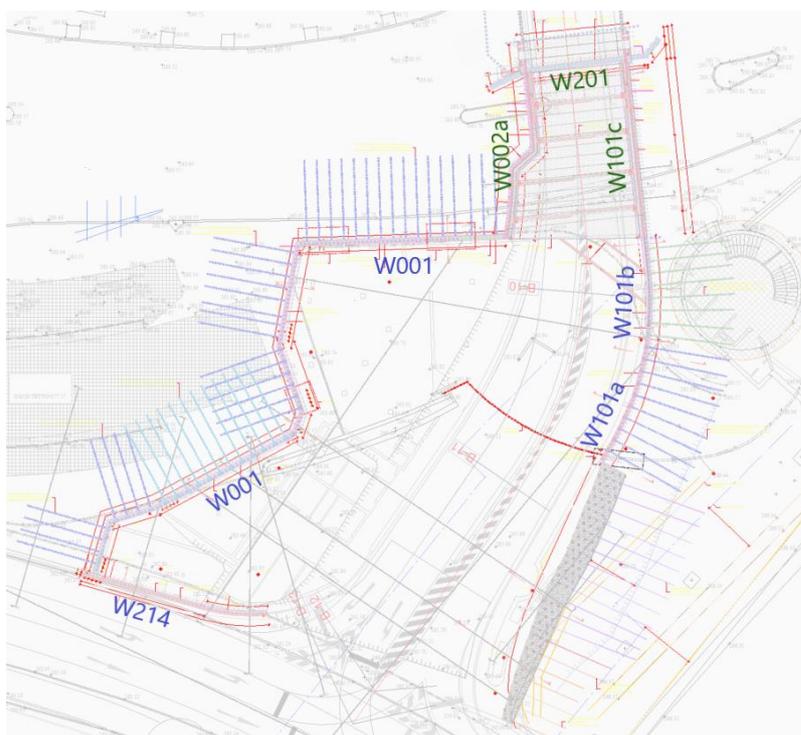
Per la realizzazione dell'imbocco del tunnel da Via Joseph Mayr Nusser verso Piazza Verdi e dei locali tecnici/impiantistici a servizio dello stesso, è necessario provvedere al sostegno dei fronti di scavo lungo tutta l'area interessata dall'intervento (Figura 5.1).

Allo scopo è prevista la realizzazione di berlinesi di micropali perimetrale a tutta l'area di sedime dei locali tecnici (berlinesi W214 e W001) ed in prossimità all'accesso al sottopasso ferroviario/parcheggio interrato "Centro BZ Mitte" (berlinesi W101b e W101a). Proseguendo in continuità a queste ultime berlinesi è prevista una parete chiodata fino al muro di spalla del ponte ferroviario su Via Mayr Nusser.

Le paratie suddette sono costituite da micropali di diametro 250 mm, interasse 45 cm e armatura tubolare $\Phi 168.3/7.1$ mm, eventualmente armate con uno o più ordini di chiodature mediante barre autopercoranti.

Per la realizzazione del tunnel dall'imbocco su Piazza Verdi verso Via Alto Adige si prevedono due berlinesi (W101c e W002a) costituite da micropali di diametro 300 mm, interasse 40 cm e armatura tubolare $\Phi 219.1/8$ mm.

Si riporta di seguito la descrizione di ciascuna berlinese identificata in Figura 5.1 e la relativa sezione tipologica. Per un maggior approfondimento si rimanda alle tavole di progetto.



5.1 Zona di imbocco tunnel e locali tecnici - identificazione berlinesi di micropali

5.1 Berlinese W214

La berlinese W214 si sviluppa a Sud-Ovest della zona di imbocco tunnel e locali tecnici, in particolare lungo Via Mayr Nusser allo scopo di sostenere il fronte di scavo laddove saranno realizzati i locali tecnici in prossimità alla strada.

La paratia è costituita da micropali di diametro 250 mm, lunghezza 7.0 m, interasse 45 cm, armati con profilo tubolare $\Phi 168.3/7.1$ mm.

Il cordolo di testa dei micropali ha dimensioni 50x50 cm ed il tubolare è innestato nello stesso per una lunghezza di 40 cm.

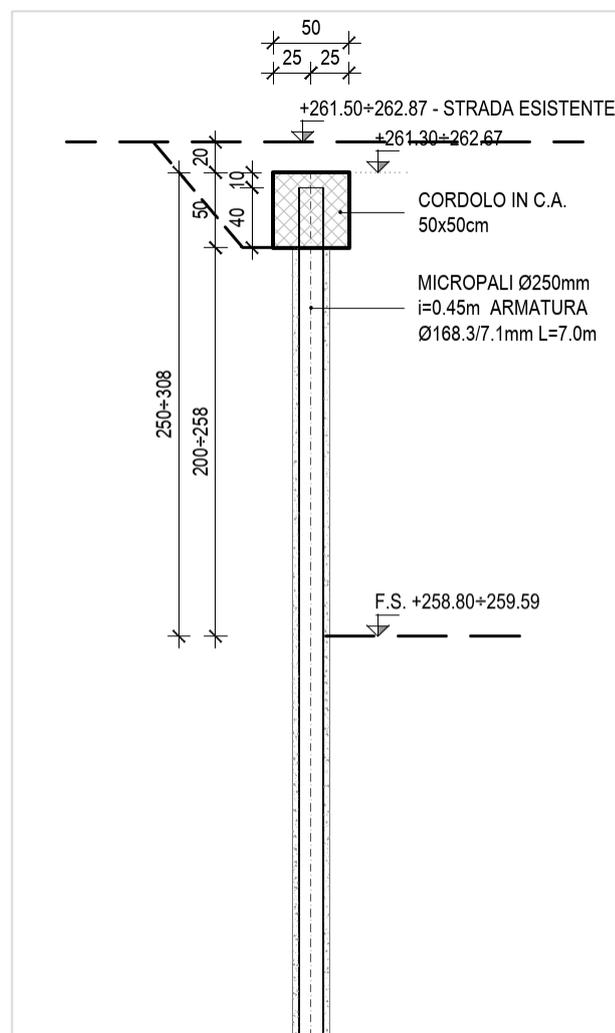


Figura 5.2 Sezione tipologica berlinese W214.

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisoriale all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

5.2 Berlinese W001

La berlinese W001 si sviluppa lungo i fronti di scavo dei locali tecnici posti sul lato Ovest, a confine con l'area del distributore di carburante e con l'edificio adibito a mensa pubblica, e sul lato Nord in adiacenza a Piazza Verdi.

La berlinese è costituita da micropali di diametro 250 mm, lunghezza variabile da 8 a 14 m, interasse 45 cm e armati con sezione tubolare $\Phi 168.3/7.1$ mm.

I pali di lunghezza 8 m sono ubicati nella zona Sud dei locali tecnici, dove la quota di fondo scavo è pari 258.80 m, mentre per i pali di lunghezza 10 m la quota di fondo scavo scende a 257.60 m.

I pali di lunghezza 14 m sono previsti lungo Piazza Verdi, in prossimità all'imbocco del tunnel, laddove si realizza la berma di terreno per la transizione dalla quota di fondo scavo dei locali tecnici (257.60 m) a quella di imbocco tunnel (253.64 m).

Il cordolo di testa dei micropali ha dimensioni 50x50 cm ed il tubolare è innestato nello stesso per una lunghezza di 40 cm.

È prevista l'installazione di chiodi mediante barre autoperforanti R38 tipo Sirive o equivalenti, di lunghezza 10 m e interasse 1.35 m (un chiodo ogni 5 micropali), inclinati rispetto all'orizzontale di 15°-20°. La trave di ripartizione della chiodatura è costituita da due profili UPN140 accoppiati.

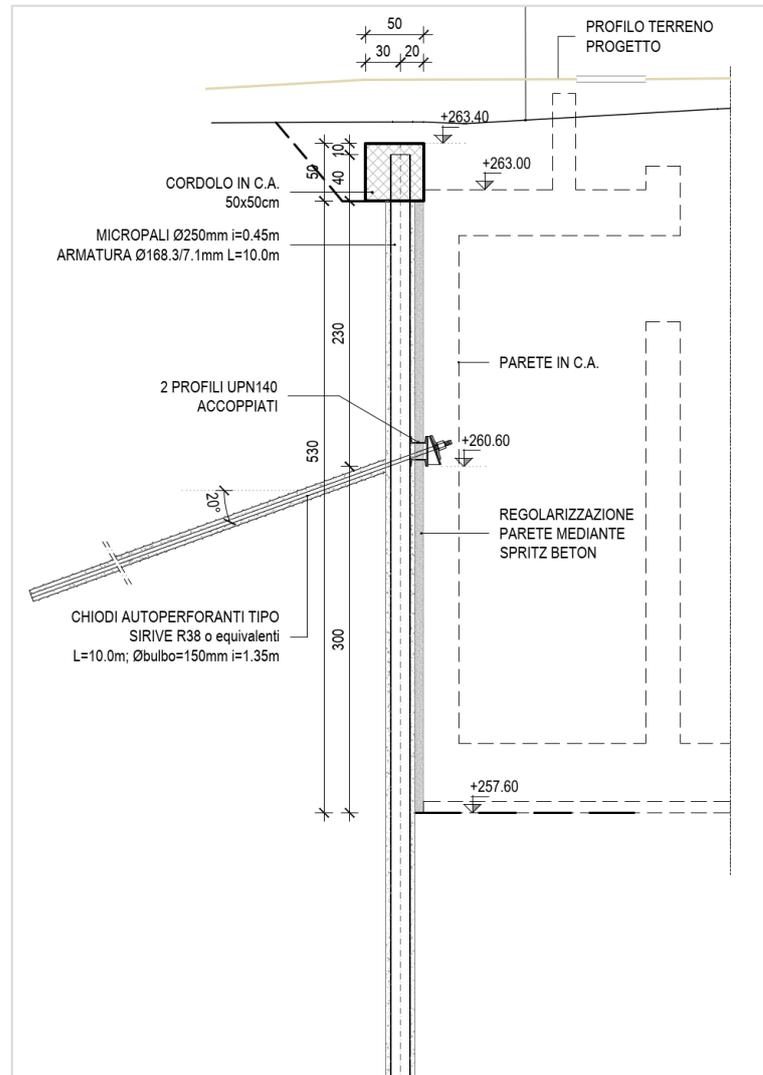


Figura 5.3 Sezione tipologica berlinese W001.

5.3 Berlinese W101b

La berlinese W101b è ubicata a Nord-Est della zona di imbocco tunnel, in prossimità alla rampa di accesso al sottopasso ferroviario.

La berlinese è costituita da due file di micropali di diametro 250 mm, lunghezza 15 m, interasse 45 cm, armati con sezione tubolare $\Phi 168.3/10$ mm.

Il cordolo di collegamento delle teste dei micropali ha dimensioni 100x50 cm ed il tubolare è innestato nello stesso per una lunghezza di 40 cm.

A contrasto della berlinese è prevista l'installazione di un puntello inclinato $\Phi 244.5/10$ mm che dal cordolo di testa dei micropali si ancora alla soletta di copertura dell'imbocco del tunnel.

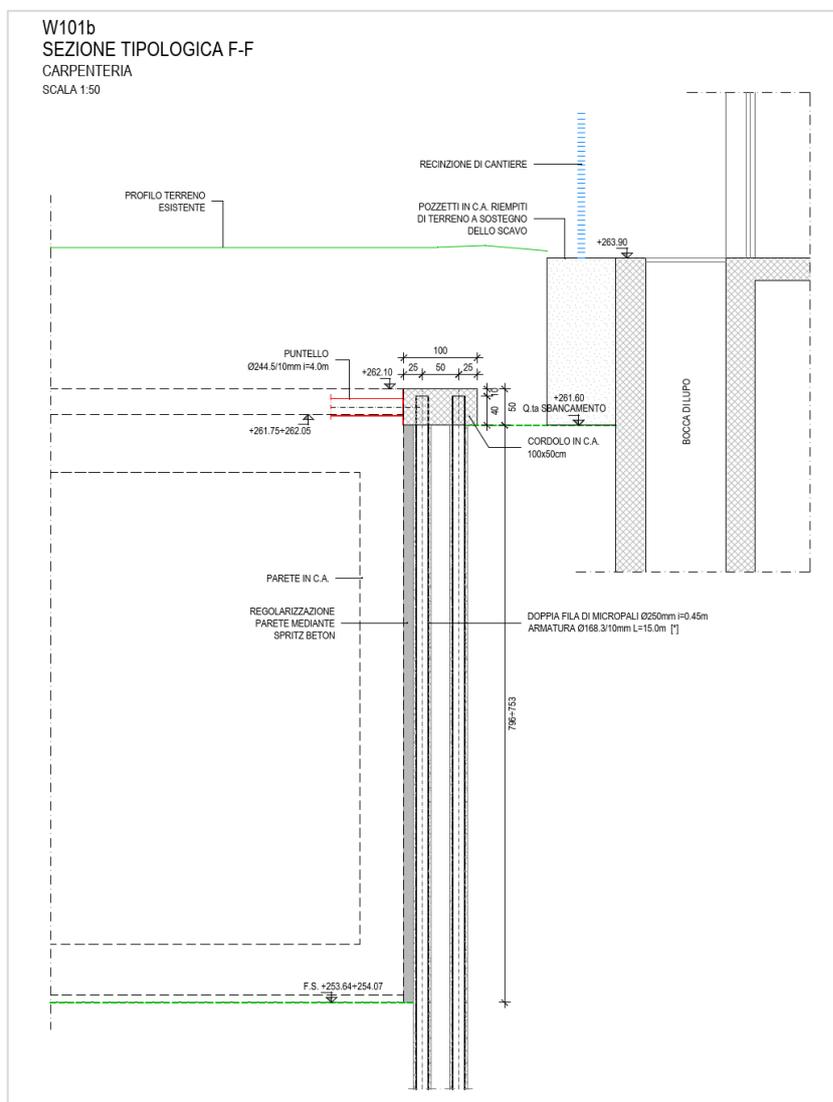


Figura 5.4 Sezione tipologica berlinese W101b.

5.4 Berlinese W101a

La berlinese W101a è ubicata in continuità con la berlinese W101b e si sviluppa lungo le pareti in elevazione del tunnel sul lato Est della zona imbocco/locali tecnici.

La berlinese è costituita da micropali di diametro 250 mm, lunghezza 12 m, interasse 45 cm, armati con sezione tubolare $\Phi 168.3/7.1$ mm.

Il cordolo di testa dei micropali ha dimensioni 50x50 cm ed il tubolare è innestato nello stesso per una lunghezza di 40 cm.

È prevista l'installazione di due ordini di chiodature mediante barre autopercoranti R38 tipo Sirive o equivalenti, di lunghezza 10 m e interasse 1.35 m (un chiodo ogni 5 micropali), inclinati rispetto all'orizzontale di 20°. La trave di ripartizione della chiodatura è costituita da due profili UPN140 accoppiati.

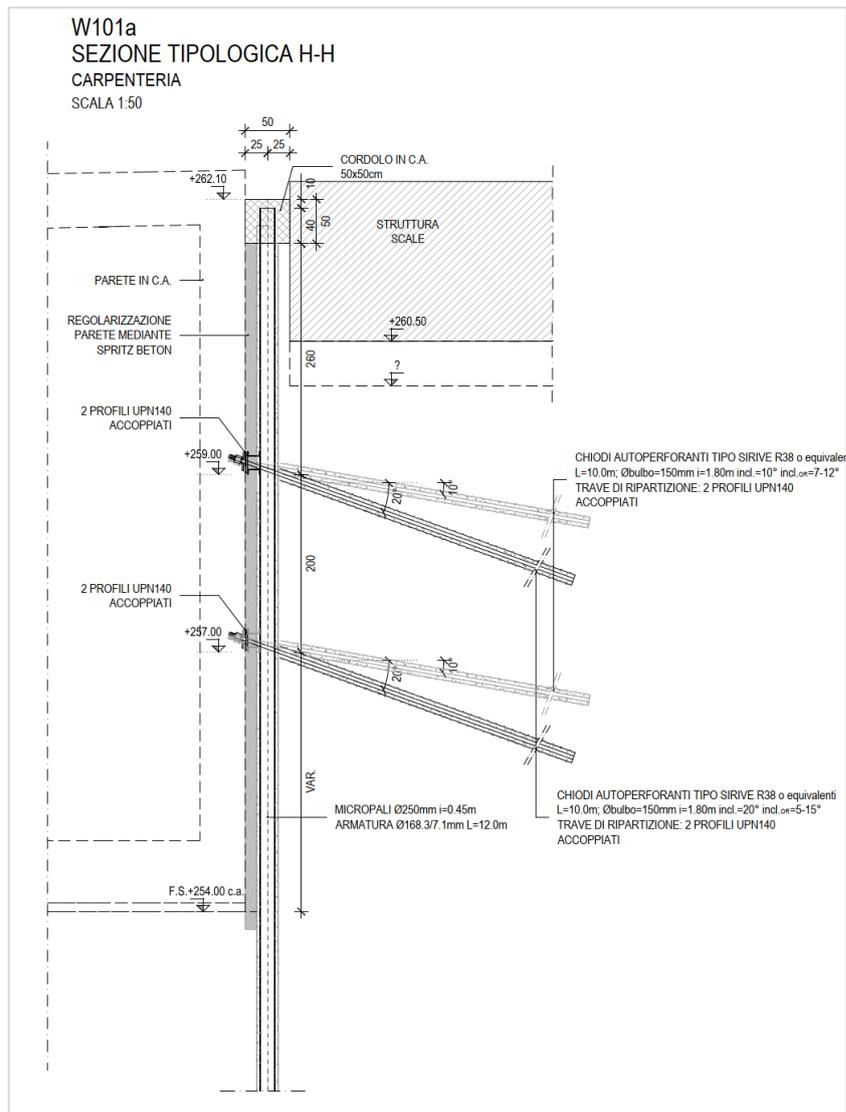


Figura 5.5 Sezione tipologica berlinese W101a.

5.5 Parete chiodata

La parete chiodata prevista in continuità con la berlinese W101a si sviluppa pressoché parallela alla linea ferroviaria verso Via Mayr Nusser, riducendo progressivamente l'altezza del fronte da 11.50 m a 5.00 m circa (in corrispondenza del muro di spalla del ponte ferroviario). La parete è inclinata di 75° rispetto l'orizzontale.

Le chiodature sono realizzate mediante barre autoperforanti tipo R32-280 Dywit o equivalenti di lunghezza 10 m, 8 m e 6 m. I chiodi sono disposti a quinconce con interasse orizzontale e verticale pari a 1.60 m. Il diametro medio reso dei chiodi previsto è di 150 mm.

Nella sezione di massima altezza di scavo sono previsti n. 7 ordini di chiodatura di lunghezza variabile da 10 a 6 m, mentre nella sezione di minor altezza sono previsti n. 4 ordini di chiodatura di lunghezza 6 m.

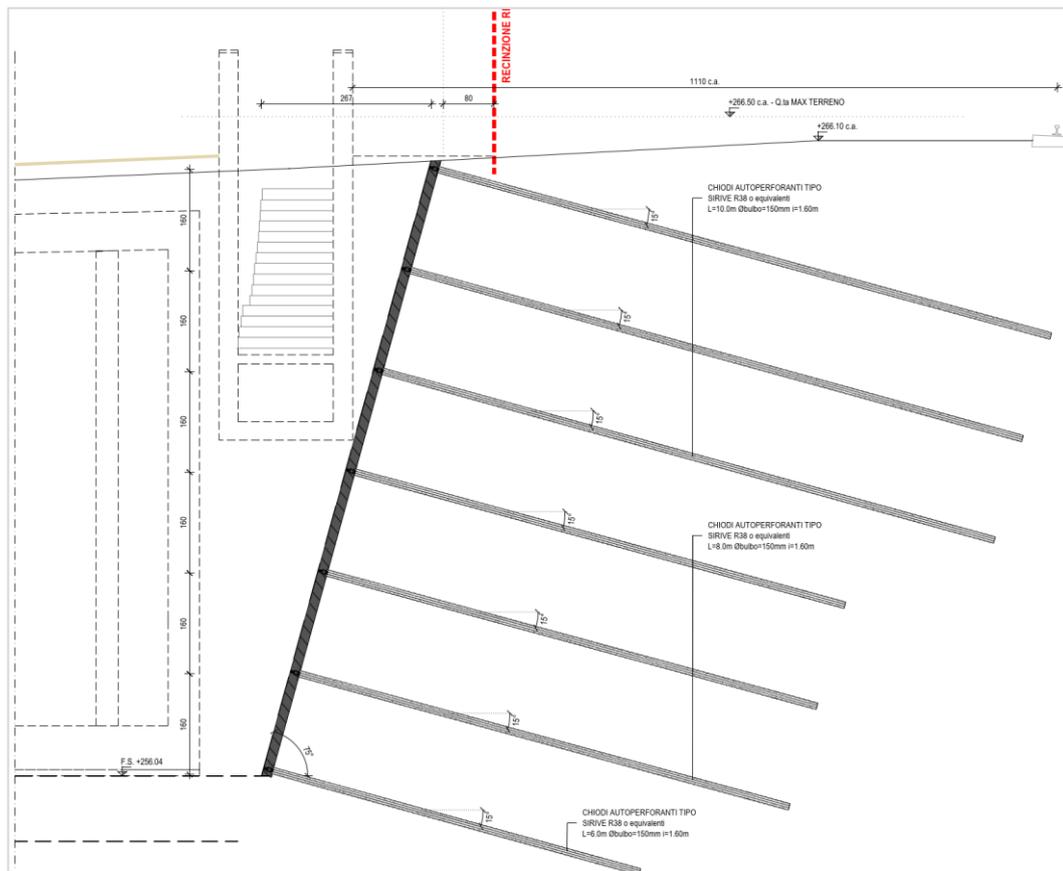


Figura 5.6 Sezione tipologica parete chiodata.

5.6 Berlinesi W101c - W002a

Le berlinesi W101c e W002a sono poste rispettivamente sul lato destro e sinistro del tunnel. Esse costituiscono sia le opere di sostegno dei fronti di scavo per la realizzazione del tunnel nel sottoattraversamento di Piazza Verdi, sia il sostegno provvisorio della soletta di copertura del tunnel. In tal modo è possibile procedere allo scavo del tunnel, dopo aver ripristinato la sede stradale su Piazza Verdi, e senza interferire con la viabilità in superficie.

Le berlinesi in oggetto sono costituite da micropali di diametro 300 mm, lunghezza 16 m, interasse 40 cm, armati con profilo tubolare $\Phi 219.1/8$ mm.

Il cordolo di testa dei micropali ha dimensioni 105x60 cm ed il tubolare è innestato nello stesso per tutta l'altezza del cordolo, così da innestarsi per una lunghezza di 50 cm nella copertura del tunnel.

Preliminarmente alla realizzazione della copertura del tunnel, è prevista l'installazione di puntelli idraulici atti a contrastare la spinta del terreno dietro la berlinese di micropali. Si prevede di utilizzare puntelli idraulici del tipo ALBONSYSTEM A.H.P. 1500 o equivalenti, posti ad interasse 4.50 m, ancorati a un cordolo di dimensioni 35x100 cm.

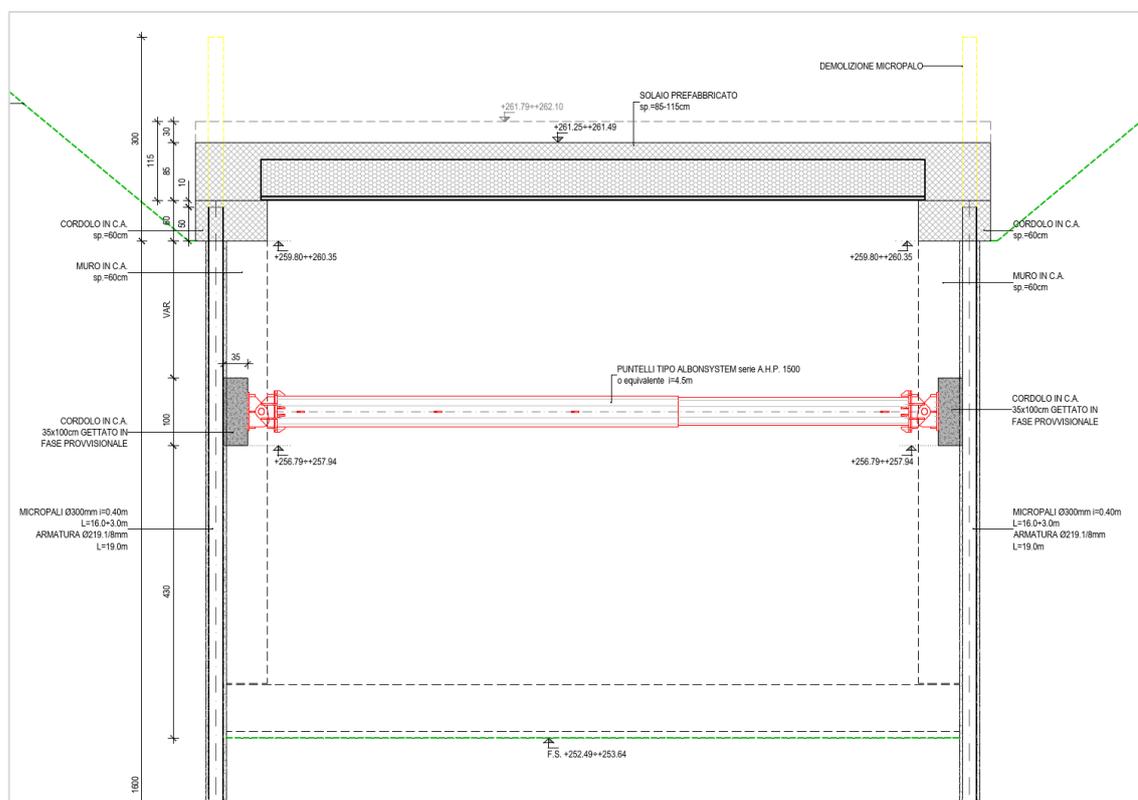


Figura 5.7 Sezione tipologica delle berlinesi W101c e W002a.

5.7 Berlinese W201

La berlinese W201 è prevista allo scopo di sostenere il fronte di scavo e la sede stradale su Piazza Verdi Nord mentre è attiva l'area di cantiere sul lato Sud della piazza.

La berlinese è costituita da micropali di diametro 250 mm, lunghezza 9 m, interasse 45 cm, armati con sezione tubolare $\Phi 168.3/7.1$ mm.

Il cordolo di testa dei micropali ha dimensioni 50x60 cm ed il tubolare è innestato nello stesso per una lunghezza di 40 cm.

In fase provvisoria la berlinese è contrastata da due puntelli $\Phi 244.5/10$ m, inclinati di 30° rispetto l'orizzontale e ancorati, alla base, al cordolo di testa dei micropali del tunnel e, in sommità, al cordolo della berlinese stessa. La quota di fondo scavo coincide con la quota di intradosso del cordolo di ripartizione dei puntelli idraulici installati per l'approfondimento dello scavo del tunnel.

In fase definitiva la berlinese è contrasta dalla soletta di copertura del tunnel.

Per un maggior dettaglio si rimanda alle tavole della cantierizzazione e delle fasi di costruzioni.

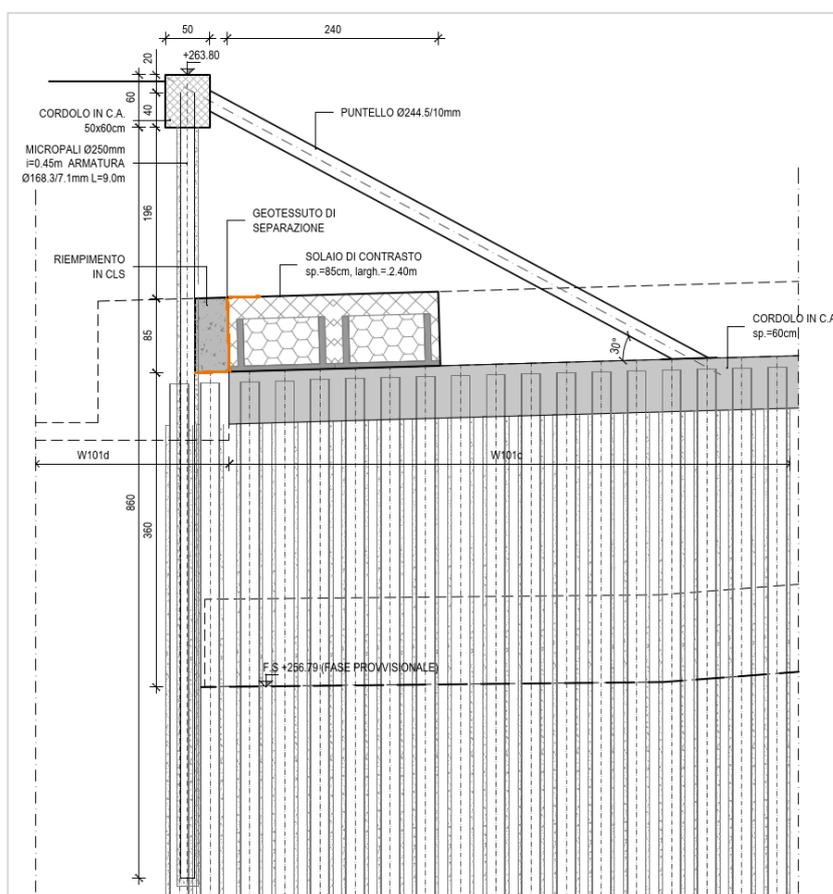


Figura 5.8 Sezione tipologica berlinese W201.

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisoriale all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

6 INQUADRAMENTO SISMICO

La berlinese di micropali atta a sostenere i fronti di scavi è un'opera provvisoriale e, quindi, non soggetta all'analisi in condizioni sismiche. Si omette pertanto la valutazione dell'azione sismica di progetto.

7 ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO: MODELLAZIONE FEM

7.1 Premessa

Per la modellazione del problema e, in particolare, per l'analisi della berlinese ed il calcolo delle sollecitazioni sui puntelli di contrasto e sulle chiodature, è stato impiegato il codice di calcolo Plaxis 2D, un programma bidimensionale agli elementi finiti che permette di tenere conto del comportamento elastoplastico del terreno seguendo contemporaneamente, per fasi, la variazione di stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e degli elementi strutturali collegati.

7.2 Codice di calcolo

Il programma PLAXIS 2D, impiegato per il calcolo delle sezioni, è stato realizzato da un gruppo di ricercatori della Delft University of Technology guidati dal Prof. P.A. Vermeer, con il supporto scientifico delle Università di Grenoble, Oxford e Stuttgart.

PLAXIS è un programma bidimensionale agli elementi finiti che permette di tenere conto del comportamento elastoplastico del terreno seguendo contemporaneamente, per passi successivi, la variazione di stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e degli elementi strutturali collegati.

Il programma PLAXIS è nato per specifiche esigenze di tipo geotecnico; esso permette di esaminare casi di stato piano di deformazione o di assialsimmetria.

La sua caratteristica peculiare è di utilizzare materiali con caratteristiche elastoplastiche, seguendo passo passo gli incrementi di carico (fino a grandi deformazioni, nel qual caso è possibile aggiornare la mesh) utilizzando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Il modello utilizzato è invece un modello elastoplastico ad incrudimento tipo Hardening Soil Model (HSM).

Il terreno è schematizzato mediante un insieme di elementi finiti a forma triangolare a quindici nodi che forniscono una distribuzione cubica delle tensioni e delle deformazioni all'interno di ciascun elemento (essendo polinomi del 4° ordine le funzioni di forma interpolanti il campo degli spostamenti); di conseguenza il programma individua con accuratezza campi di tensione e di deformazione complessi anche con un limitato numero di elementi. Esiste la possibilità di mettere in conto la presenza di elementi lineari del tipo "beam", "truss" e "geotessili" resistenti solo a trazione, di considerare la presenza di molle elastoplastiche, e di ridurre le caratteristiche meccaniche del terreno a contatto con elementi di diversa natura.

I dati principali richiesti dal programma sono:

- a. geometria del problema (coordinate dei vertici di quadrilateri che vengono poi suddivisi in triangoli a 15 nodi, posizione di elementi beam, truss, geotessili, molle elastoplastiche, vincoli, falda);
- b. caratteristiche degli elementi di terreno:

γ_{dry} = peso totale dell'unità di volume emerso,

γ_{wet} = peso totale dell'unità di volume immerso,

ϕ' = angolo d'attrito interno,

ψ = angolo di dilatanza,

G = modulo di elasticità tagliante,

ν = coefficiente di Poisson,

c' = coesione,

- c. coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale e verticale;
- d. tipo di comportamento (drenato o non drenato);
- e. caratteristiche degli elementi lineari:

EJ ed EA per gli elementi beam,

EA per gli elementi truss,

rigidezza elastica per elementi geotessili in trazione,

rigidezza e forza ultima per le molle elastoplastiche;

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisoriale all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

- f. definizione dei sistemi di carico;
- g. definizione delle pressioni idrostatiche, eventualmente variabili durante l'analisi del problema, o, quando sia richiesto, condizioni al contorno per il calcolo delle pressioni idrostatiche.

A seguire sono rappresentate le modellazioni adottate dal programma per:

- legame costitutivo fra la tensione deviatorica (differenza fra la tensione assiale σ_1 e la tensione di confinamento radiale σ_3) e la deformazione assiale (ε_1);
- relazione fra ε_v (deformazione volumetrica $\Delta V/V_0$) e ε_1 (deformazione assiale).

Il calcolo prevede in genere la suddivisione delle diverse fasi (corrispondenti all'applicazione di carichi, o a modifiche della configurazione geometrica per scavi o riporti, o a modifiche delle pressioni idrostatiche, o a dissipazione di pressioni neutre) in passi di calcolo, ed è possibile quindi seguire l'evoluzione delle condizioni del terreno parallelamente alle prevedibili fasi costruttive.

Il programma è concepito in modo tale da applicare per passi i carichi desiderati, aggiornando di volta in volta i valori delle deformazioni e delle tensioni.

All'interno di ogni passo di carico il programma perviene all'equilibrio attraverso una serie di iterazioni sfruttando la matrice di rigidità iniziale (metodo di Newton-Raphson modificato).

Il controllo della convergenza, al termine della i-esima iterazione viene effettuato attraverso la relazione:

$$\varepsilon_i = \frac{\|\overline{P}_i\|}{\|\Sigma F\|}$$

dove:

- ε_i = errore della i-esima iterazione;
- $\|\overline{P}_i\|$ = norma del vettore costituito dalle forze nodali non bilanciate; $\|\overline{P}_i\|$ può essere definito come $\|\Sigma F - P_i\|$, dove P_i è il vettore dei carichi nodali equivalenti al termine della i-esima iterazione (relativo allo stato tensionale ottenuto via legame costitutivo dallo stato deformativo);
- $\|\Sigma F\|$ = norma del vettore dei carichi nodali equivalenti relativo al livello finale di carico del passo in esame.

In output sono disponibili, per ogni passo:

- spostamenti in tutti i nodi del sistema,
- stato tensionale in tutti i punti di integrazione (12 per triangolo),
- sollecitazioni di momento flettente, sforzo normale e taglio negli elementi beam e sforzo normale negli elementi truss, negli elementi geotessili e nelle molle elastoplastiche.

Varie routine grafiche permettono di visualizzare velocemente gli spostamenti e lo stato tensionale in ciascuna fase.

Il programma permette di risolvere i seguenti problemi:

- filtrazione, e sue conseguenze sul campo delle deformazioni e delle tensioni,
- carichi applicati, analisi delle deformazioni e delle tensioni, valutazione del carico limite,
- analisi della stabilità dei pendii,
- interazione terreno-struttura,
- effetto della presenza di geotessili,
- analisi della consolidazione.

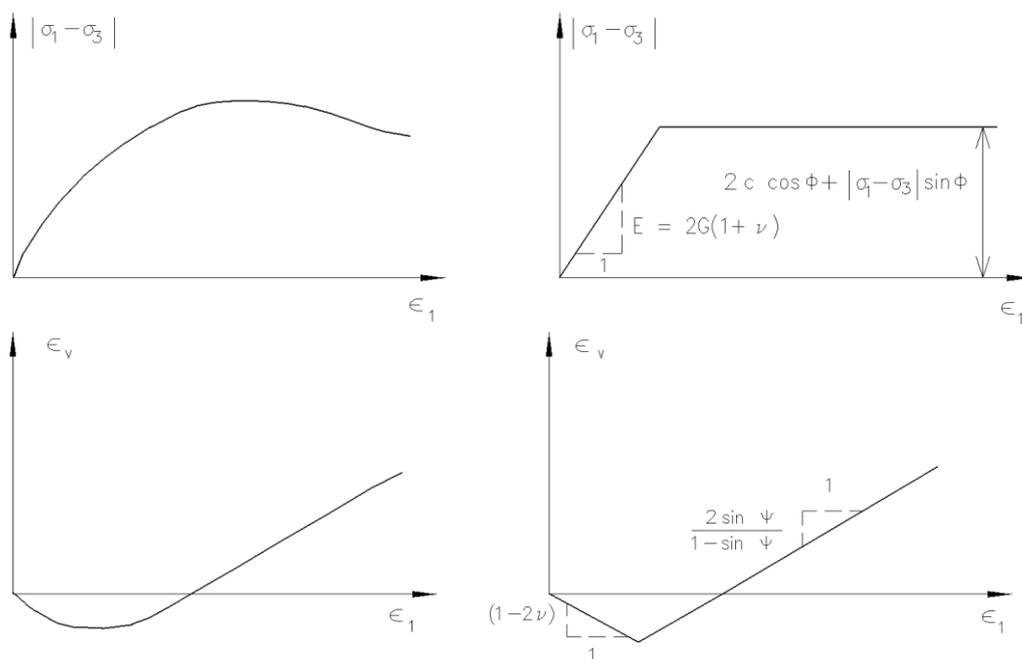


Figura 7.1 Relazione fra la prova triassiale standard (drenata) e modello elastoplastico. σ_1 è la tensione assiale, σ_3 tensione radiale costante di confinamento, σ_v deformazione volumetrica, ϵ_1 è la deformazione assiale

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisoriale all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

7.3 Analisi dei carichi

Spinta delle terre

La spinta delle terre viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace alla generica quota z;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

q = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito.

Per il calcolo di K_a si utilizza la formula di Mononobe ed Okabe.

La spinta passiva viene valutata, ipotizzando la eventuale presenza della coesione, come:

$$p_p = \sigma'_v K_p + 2\sqrt{K_p c'}$$

Il coefficiente di spinta passiva K_p è stato valutato utilizzando le tabelle di Caquot e Kerisel, che fanno riferimento a superfici di rottura non piane.

La spinta delle terre, sia quella dovuta al peso proprio che ai sovraccarichi accidentali, viene valutata automaticamente dal codice di calcolo impiegato con riferimento alla stratigrafia ed ai valori di progetto dei parametri geotecnici, peso di volume, angolo di attrito, coesione, attrito berlinese-terreno, e dei sovraccarichi accidentali ottenuti abbattendo/amplificando i valori caratteristici mediante i coefficienti riduttivi o amplificativi specifici del tipo di verifica condotta.

Spinta dell'acqua

La spinta dell'acqua di falda non è stata considerata nei codici di calcolo in quanto non interferisce con i futuri manufatti.

Sovraccarico permanente

Per simulare la presenza del carico stradale è stato applicato un sovraccarico al p.c. pari a 20 kPa. Considerata la bidimensionalità dei modelli di calcolo, rispetto alla realtà tridimensionale, il suddetto carico uniformemente distribuito equivale all'applicazione dei carichi variabili da traffico previsti per i ponti di 1^a categoria. Tale semplificazione è dettata dal fatto che lo scopo dei modelli è valutare il comportamento delle berlinesi di micropali nello stato più gravoso, ovvero nello stato transitorio prima

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisionali all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

della realizzazione delle sottostrutture. Per il calcolo di impalcato e strutture del tunnel (pareti e platea) si rimanda alla relazione di calcolo delle strutture (cod. elaborato D1.01.2b), nella quale sono esplicitati i carichi da ponte di 1^a categoria applicati.

Nel modello della paratia W101b è stato applicato un sovraccarico pari a 55 kPa, al fine di simulare la presenza di pozzetti prefabbricati in cls riempiti di terreno, la cui installazione è prevista per la cantierizzazione dell'area di intervento in prossimità all'edificio di accesso al sottopasso ferroviario.

Nei modelli di calcolo della parete chiodata è stato applicato un sovraccarico al p.c. pari a 40 kPa, al fine di simulare l'eventuale carico di un treno sul binario di linea.

Azione sismica

Trattandosi di opere di sostegno provvisionali l'azione sismica non è stata implementata nei modelli di calcolo.

Parametri geotecnici

Il terreno viene simulato con il modello costitutivo di tipo "Hardening soil", utilizzando i parametri del sottosuolo riportati al relativo capitolo geotecnico. I terreni di natura granulare sono stati modellati con un comportamento di tipo drenato. In particolare, il modulo di Young (E) è stato assunto variabile con la profondità definendo il modulo E₅₀ secondo la legge iperbolica:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot (\sigma' / p_{ref})^m$$

con σ' pari alla tensione litostatica, p_{ref} pressione di riferimento pari a 100 kPa e m assunto pari a 0.5.

Il modulo elastico di carico-scarico E_{UR} è assunto di default pari a tre volte il valore del modulo elastico edometrico (E_{oed}).

I volumi di calcestruzzo, invece, sono stati simulati con il modello costitutivo di tipo "Linear Elastic".

Si precisa infine che nei modelli di calcolo la coesione c' è assunta pari a 0.1 kPa per necessità computazionali. Tale assunzione è ininfluente sugli esiti delle analisi svolte.

7.4 Verifiche strutturali agli SLU

Per le verifiche si seguirà l'approccio 1 secondo la combinazione 1, A1+M1+R3, che prevede l'amplificazione dei carichi agenti secondo i coefficienti parziali sulle azioni γ_G e γ_Q e l'adozione di coefficienti parziali unitari sulle resistenze γ_M per la determinazione dei parametri geotecnici del terreno.

CARICHI		γ_F	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.5	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

PARAMETRO	GRANDEZZA	γ_M	(M1)	(M2)
Tangente angolo res.taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

Nell'analisi condotta con il software Plaxis 2D le azioni sono applicate con i loro valori caratteristici e, quindi, le sollecitazioni risultanti sono da considerarsi agli stati limite di esercizio (SLE).

Per ottenere le sollecitazioni agli stati limite ultimi (SLU) si applicano i coefficienti parziali relativi alle azioni (γ_F) direttamente alle sollecitazioni SLE. In particolare, il valore delle sollecitazioni agli SLE indotte dai carichi permanenti (strutturali e non) si moltiplicano per il coefficiente 1.3, mentre la quota parte di sollecitazione indotta da un sovraccarico variabile si moltiplica per il coefficiente 1.5.

7.5 Elementi strutturali

Berlinese di micropali D250

La paratia di micropali di diametro 250 mm, interasse 45 cm e armatura tubolare $\Phi 168.3/7.1$ mm è stata inserita nel modello FEM come elementi *plate*, a cui sono stati attribuiti i seguenti parametri caratteristici a metro lineare:

$$EA = 2.9E6 \text{ kN/m}$$

$$EJ = 11.3E3 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$w = 2.7 \text{ kN/m/m}$$

Nel caso della paratia W101b sono previsti micropali di medesime caratteristiche geometriche (D250 mm e interasse 45 cm) ma armati con sezione tubolare $\Phi 168.3/10$ mm. Agli elementi *plate* del modello FEM sono stati attribuiti i seguenti parametri:

$$EA = 3.5E6 \text{ kN/m}$$

$$EJ = 13.7E3 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$w = 2.7 \text{ kN/m/m}$$

Berlinese di micropali D300

La paratia di micropali di diametro 300 mm, interasse 40 cm e armatura tubolare $\Phi 219.1/8$ mm è stata inserita nel modello FEM come elementi *plate*, a cui sono stati attribuiti i seguenti parametri caratteristici a metro lineare:

$$EA = 4.88E6 \text{ kN/m}$$

$$EJ = 27.3E3 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$w = 4.4 \text{ kN/m/m}$$

Puntelli di contrasto

I puntelli di contrasto $\Phi 244.5/10$ mm sono stati inseriti nel modello FEM come elementi "*fixed anchor*".

Nella sezione di calcolo F-F (paratia W201b) il puntello è lungo circa 3.85 m ed è inclinato di 45° sul piano orizzontale. Al vincolo "*fixed anchor*" sono stati attribuiti i seguenti parametri:

$$EA/L = [(210000 \times 7360) \times 10^{-3} / 3.85] \times \cos 45^\circ = 401455 \times \cos 45^\circ = 283871 \text{ kN/m}$$

$$i = 5.6 \text{ m}$$

Nella sezione P-P (paratia W201) il puntello è lungo 6.40 m ed è inclinato di circa 30° rispetto l'orizzontale. La rigidezza assiale del puntello risulta essere:

$$(EA/L)_{\text{puntello}} = (210000 \times 7360) \times 10^{-3} / 6.40 = 241500 \text{ kN/m}$$

Essendoci due soli puntelli per tutto lo sviluppo della berlinese (circa 15.50 m) la rigidezza dei puntelli è stata distribuita sulla lunghezza del cordolo ricavando pertanto una rigidezza a metro lineare di cordolo.

Pertanto, all'elemento "*fixed anchor*" sono stati attribuiti i seguenti parametri:

$$(EA)_{\text{cordolo}} = (2 \times 241500) / 15.50 = 31161 \text{ kN/m}$$

$$i = 1.00 \text{ m}$$

Puntelli idraulici

I puntelli idraulici sono stati inseriti nel modello FEM come elementi “*node to node anchor*”.

Per i puntelli idraulici (tipo ALBONSYSTEM serie A.H.P. 1500 o equivalenti) la rigidezza è funzione della rigidezza del pistone idraulico, oltre che della rigidezza della sezione tubolare metallico. Pertanto, per la sezione di calcolo del tunnel (sezione O-O) sono stati attribuiti i seguenti parametri:

$$EA = 9.14E5 \text{ kN}$$

$$i = 4.5 \text{ m}$$

Inoltre, è stata applicata una precompressione ai puntelli idraulici pari a 200 kN.

Chiodature

I chiodi previsti nelle berlinesi di micropali nella zona imbocco sono realizzati mediante barra autoperforante R38 Sirive o equivalente. Essi sono stati inseriti nel modello FEM come elementi *fixed anchor*, a cui sono stati attribuiti i seguenti parametri caratteristici:

$$EA = 2.0E4 \text{ kN}$$

$$i = 1.35 \text{ m}$$

La rigidezza EA assunta nella modellazione del chiodo autoperforante deriva dall'esperienza dello scrivente rispetto tale tecnologia di esecuzione del tirante, suffragata da numerose prove di carico di collaudo. È comunque opportuno eseguire una prova di collaudo del tirante al fine di testarne l'effettiva rigidezza e quindi la corrispondenza con le ipotesi di calcolo qui assunte.

Le chiodature previste per la parete chiodata sono realizzate mediante barre autoperforanti IBO R32-280 o equivalenti, di diametro medio reso 150 mm e interasse orizzontale 1.60 m sono state inserite nel modello FEM come elementi *plate*, a cui sono stati attribuiti i seguenti parametri caratteristici a metro lineare:

$$EA = 183.3E3 \text{ kN/m}$$

$$EJ = 257.7 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$w = 0.28 \text{ kN/m/m}$$

8 Berlinese W214 – sezione A-A

Si illustra di seguito il modello di calcolo della sezione A-A inerente alla berlinese W214 posta lungo il lato Sud-Ovest dei locali impianti. A seguire si riportano i risultati in termini di deformazioni e sollecitazioni sugli elementi strutturali.

8.1 Modello di calcolo

Nella sezione in oggetto le fasi di costruzione considerate nella modellazione numerica sono le seguenti:

- 1) Fase iniziale
- 2) Prescavo
- 3) Realizzazione berlinese di micropali e cordolo di testa
- 4) Scavo fino alla quota di fondo scavo (249.49 m)
- 5) Applicazione sovraccarico al pc

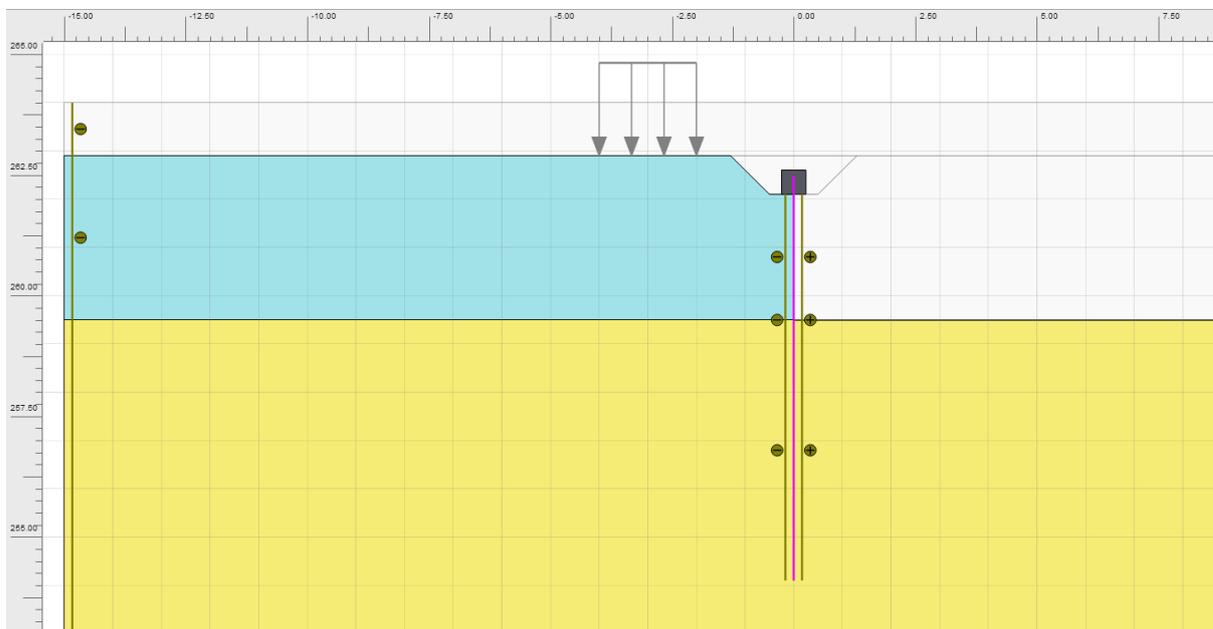


Figura 8.1 Vista del modello di calcolo nella fase di fondo scavo (fase 4).

8.2 Risultati

Si riportano di seguito i risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni agenti sulle strutture facendo riferimento alle fasi di costruzione più critiche dal punto di vista deformativo e tensionale.

8.2.1 Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali

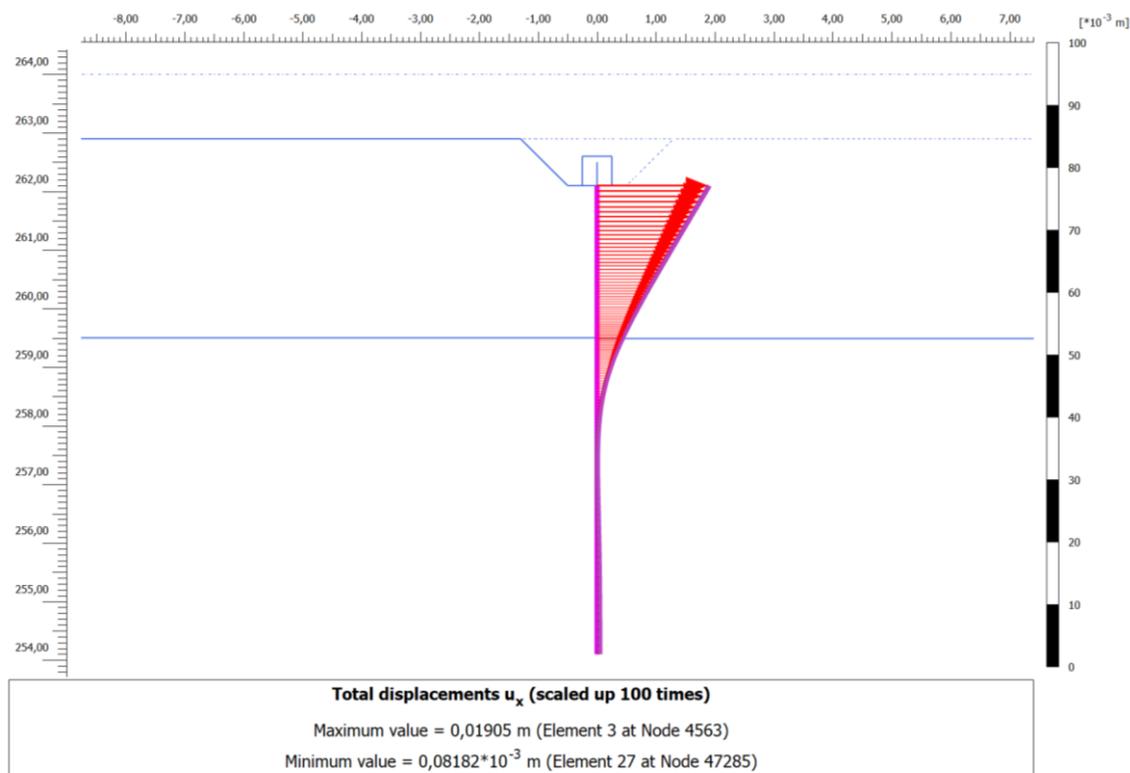


Figura 8.2 Spostamenti della berlinese a fondo scavo (fase 4).

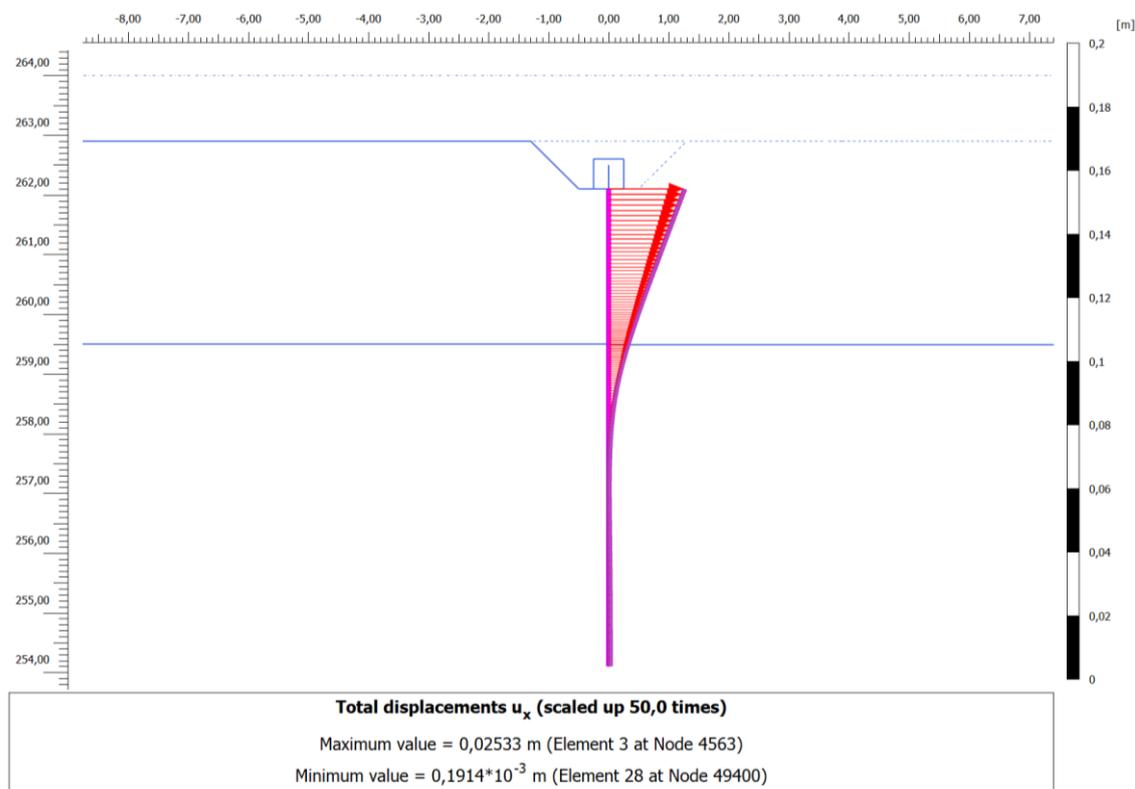


Figura 8.3 Spostamenti della berlinese nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 5).

Lo spostamento orizzontale massimo stimato della berlinese è pari a 1.9 cm nella fase di fondo scavo e a 2.5 cm nel caso di sovraccarico agente al p.c. Considerata la tridimensionalità dell'opera in relazione al modello di calcolo in stato piano si possono stimare gli spostamenti reali della berlinese di micropali pari a circa 1.5 cm e 2 cm con sovraccarico a monte della stessa. Tali spostamenti risultano compatibili con il contesto di realizzazione della struttura di sostegno.

8.2.2 Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali

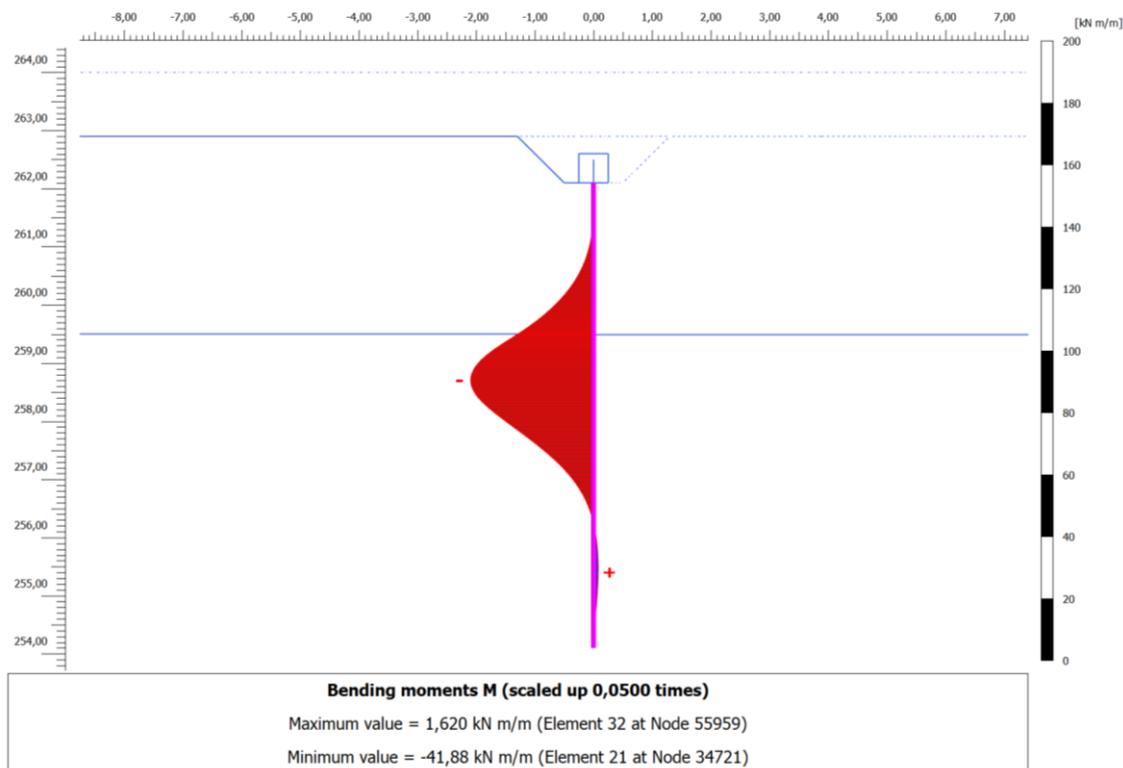


Figura 8.4 Andamento del momento sulla berlinese con sovraccarico al p.c. nella fase di fondo scavo (fase 5)

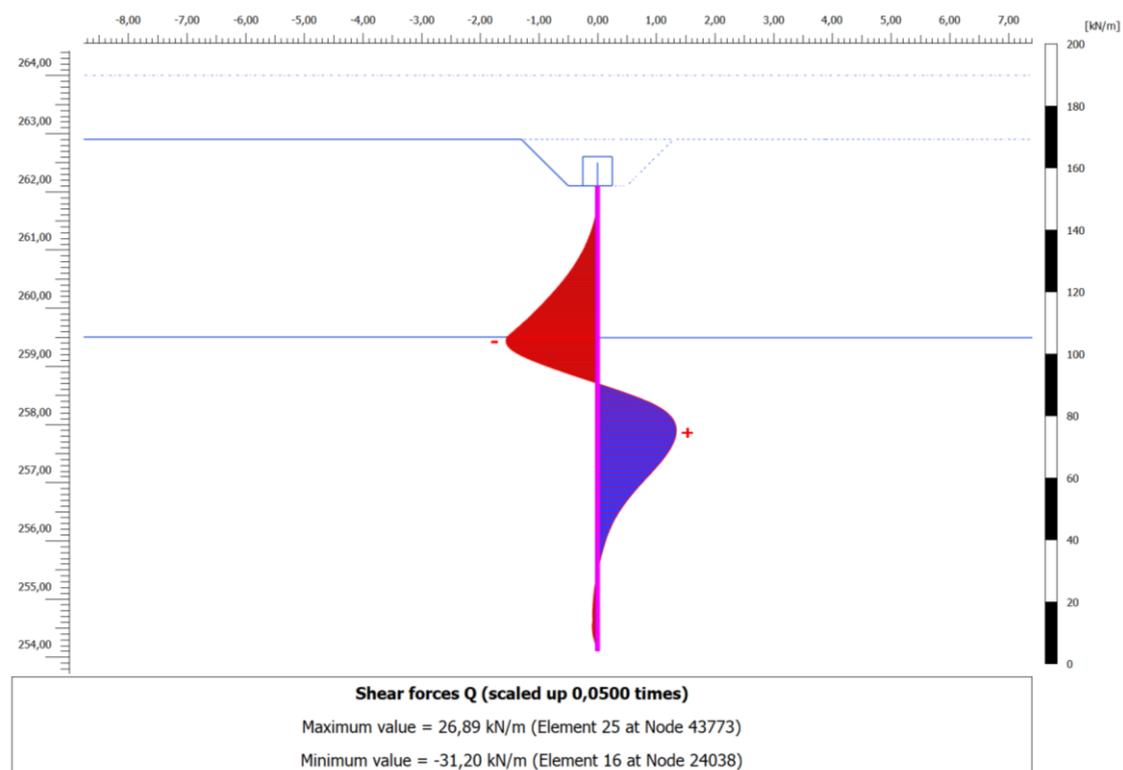


Figura 8.5 Andamento del taglio sulla berlinese con sovraccarico al p.c. nella fase di fondo scavo (fase 5).

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisoriale all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

9 Berlinese W001 – sezione B-B

Si illustra di seguito il modello di calcolo della sezione B-B inerente al tratto di berlinese W001 posto lungo il lato Ovest dei locali impianti. A seguire si riportano i risultati in termini di deformazioni e sollecitazioni sugli elementi strutturali.

9.1 Modello di calcolo

Nella sezione in oggetto le fasi di costruzione considerate nella modellazione numerica sono le seguenti:

- 1) Fase iniziale
- 2) Prescavo
- 3) Realizzazione berlinese di micropali e cordolo di testa
- 4) Scavo fino al 1^a ordine di chiodatura (quota 260.80 m)
- 5) Realizzazione chiodi
- 6) Scavo fino alla quota di fondo scavo (258.80 m)
 - 6.1) Applicazione sovraccarico al p.c.
- 7) Realizzazione platea di fondazione locali impianti
- 8) Disattivazione chiodi
 - 8.1) Applicazione sovraccarico al p.c.

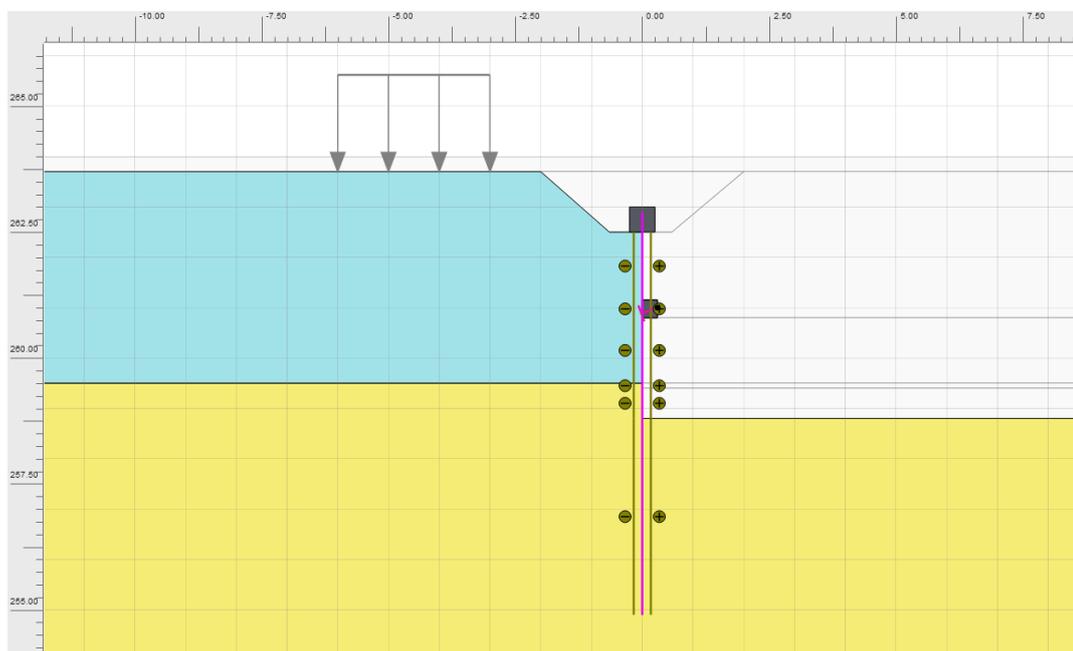


Figura 9.1 Vista del modello di calcolo nella fase di fondo scavo (fase 6).

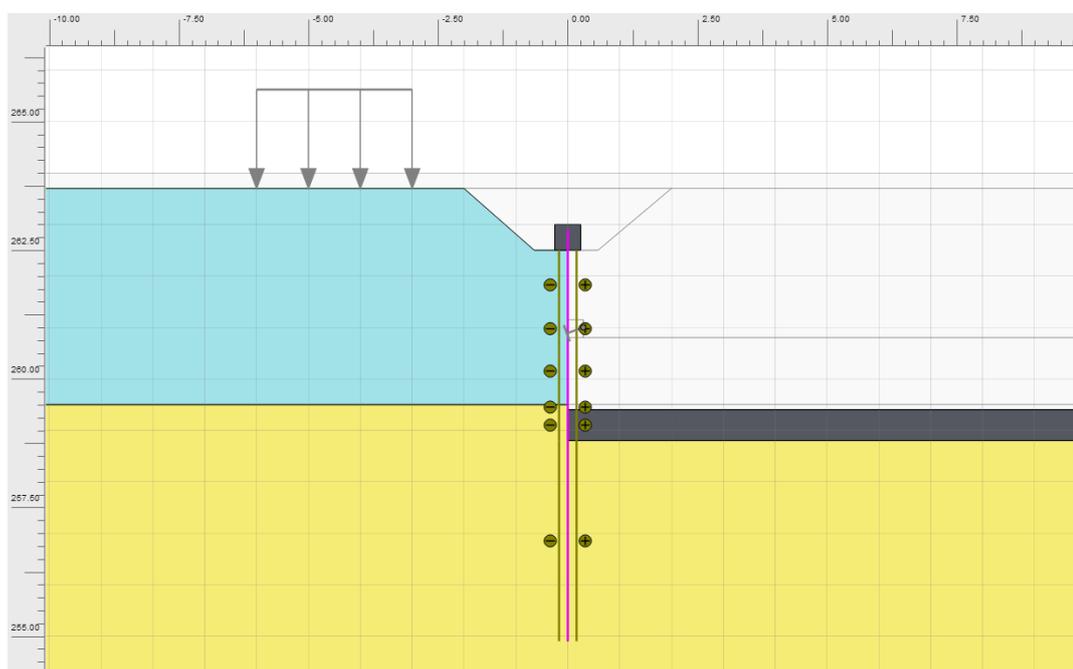


Figura 9.2 Vista del modello di calcolo con la disattivazione della chiodatura (fase 8).

9.2 Risultati

Si riportano di seguito i risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni agenti sulle strutture facendo riferimento alle fasi di costruzione più critiche dal punto di vista deformativo e tensionale.

9.2.1 Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali

Gli spostamenti stimati mediante la modellazione FEM e di seguito riportati fanno riferimento sia alla fase antecedente la realizzazione delle strutture dei locali impianti (fase 6.1) che alla fase di disattivazione della chiodatura (fase 8.1), ipotizzata per evitare interferenze tra la trave di ripartizione ed il getto delle pareti in elevazione.

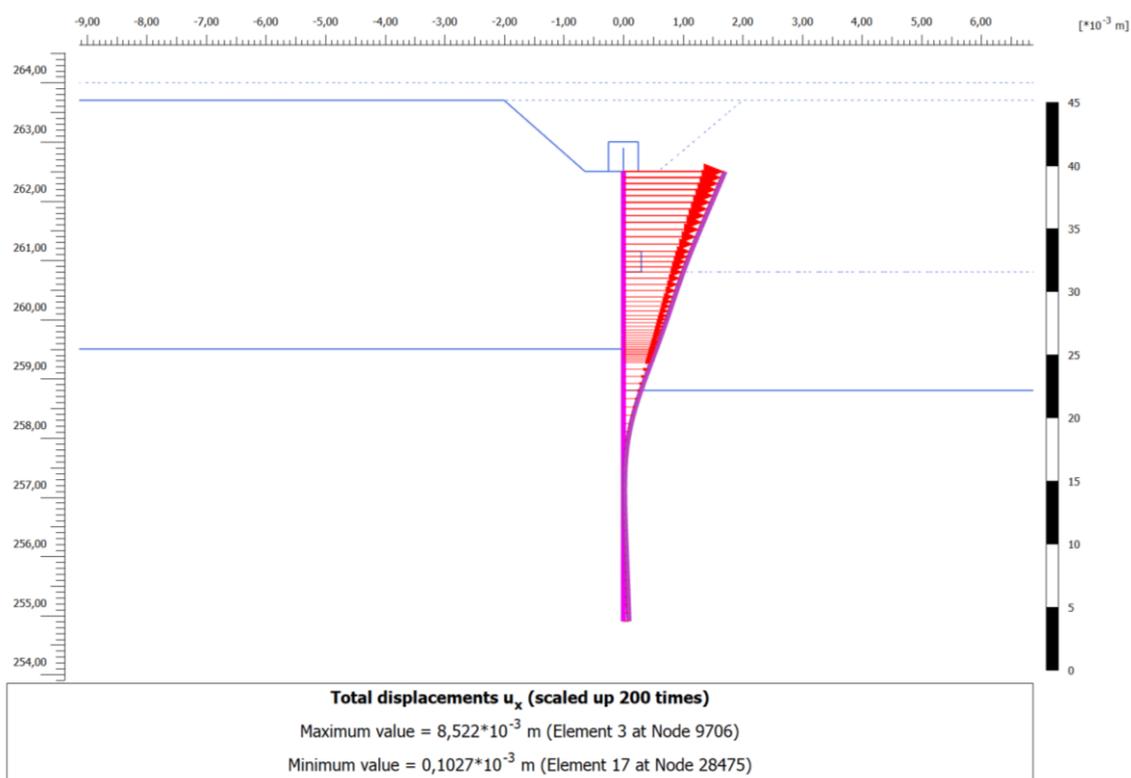


Figura 9.3 Spostamenti della berlinese a fondo scavo (fase 6).

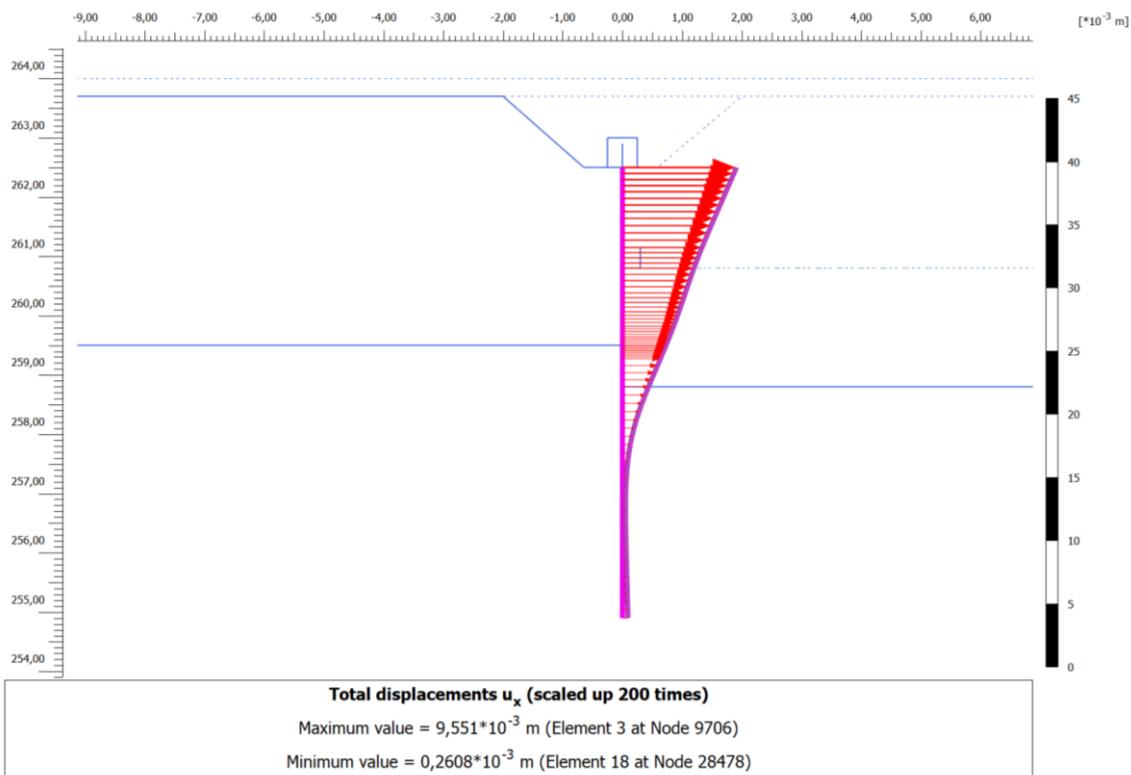


Figura 9.4 Spostamenti della berlinese nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 6.1).

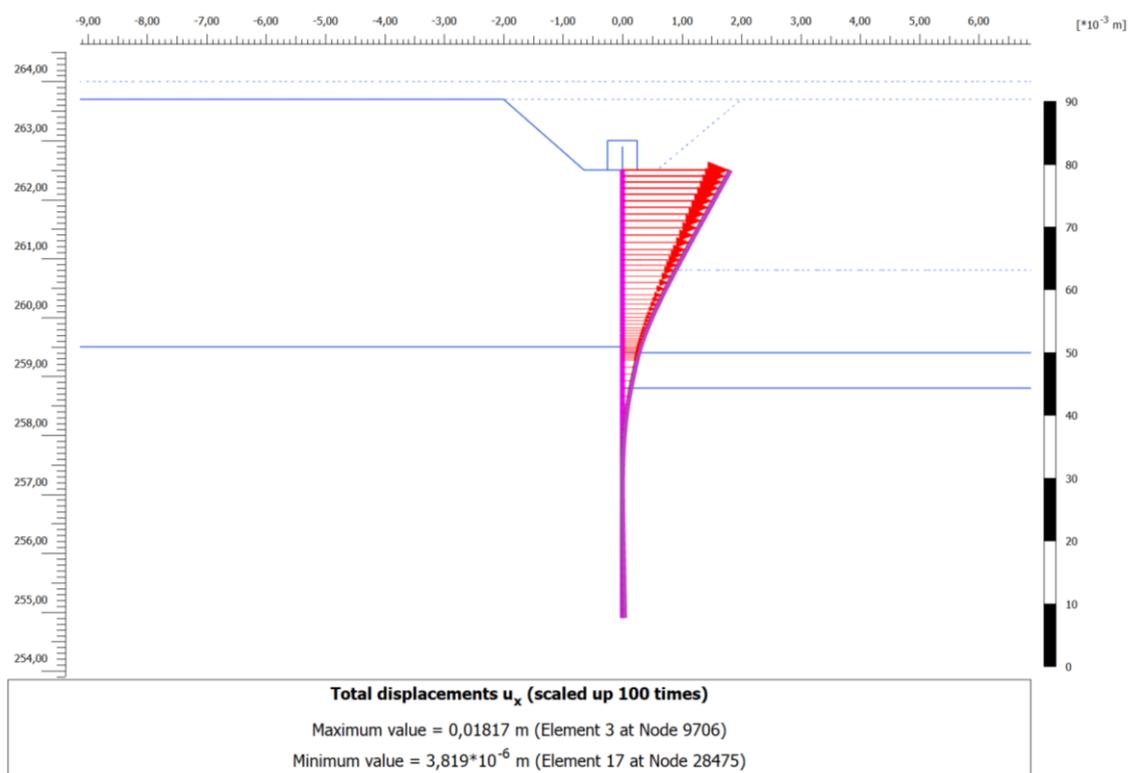


Figura 9.5 Spostamenti della berlinese nella fase di disattivazione dei chiodi (fase 8).

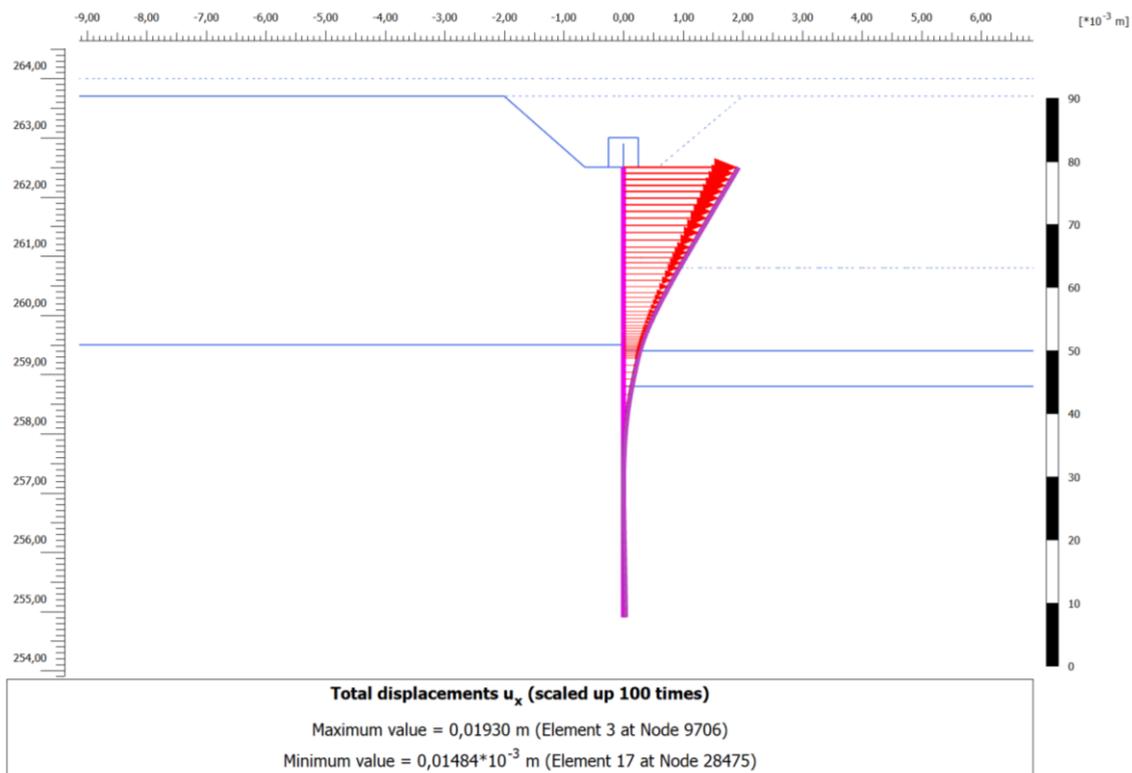


Figura 9.6 Spostamenti della berlinese nella fase di applicazione del sovraccarico al pc e disattivazione dei chiodi (fase 8.1).

Con riferimento alla fase di fondo scavo e applicazione del sovraccarico al p.c., si osserva che lo spostamento orizzontale massimo stimato della berlinese è pari a 9.6 mm. Considerata la tridimensionalità dell'opera in relazione al modello di calcolo in stato piano si possono stimare gli spostamenti reali della berlinese di micropali pari a circa 7 mm.

Qualora si proceda alla disattivazione dei chiodi e alla rimozione della trave di ripartizione, dimodoché non venga inglobata nel getto delle pareti in elevazione, si osserva un incremento dello spostamento orizzontale massimo stimato a 1.8 cm. Tale spostamento, nel caso tridimensionale reale, si può stimare essere di circa 1.5 cm. Valore ritenuto ammissibile per il contesto in esame.

9.2.2 Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali

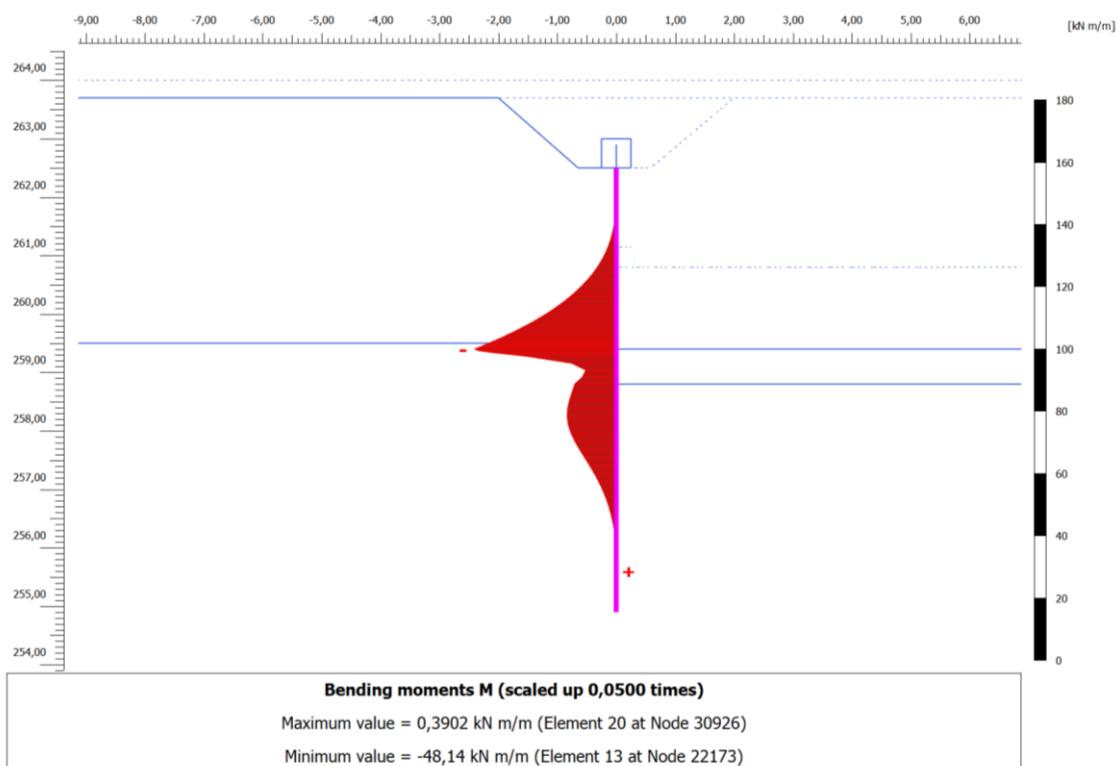


Figura 9.7 Andamento del momento sulla berlinese con sovraccarico al p.c. e disattivazione dei chiodi (fase 8.1).

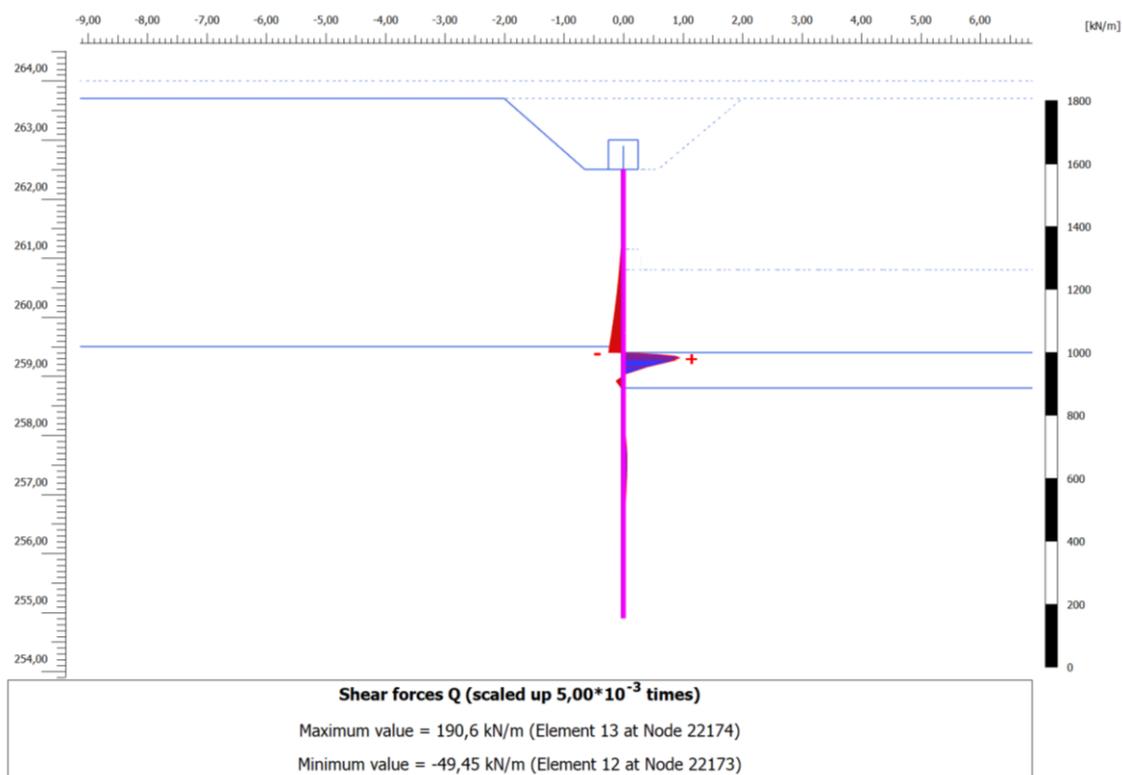
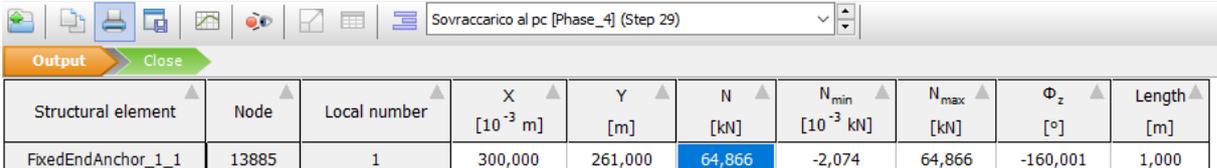


Figura 9.8 Andamento del taglio sulla berlinese con sovraccarico al p.c. e disattivazione dei chiodi (fase 8.1).

9.2.3 Analisi delle sollecitazioni sulle chiodature

Si riportano di seguito gli output relativi alla reazione massima dei chiodi previsti a progetto.



Structural element	Node	Local number	X [10 ⁻³ m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [10 ⁻³ kN]	N _{max} [kN]	Φ _z [°]	Length [m]
FixedEndAnchor_1_1	13885	1	300,000	261,000	64,866	-2,074	64,866	-160,001	1,000

Figura 9.9 Reazione massima sulla chiodatura.

10 Berlinese W001 – sezione D-D

Si illustra di seguito il modello di calcolo della sezione D-D inerente al tratto di berlinese W001 posto lungo il lato Ovest dei locali impianti. A seguire si riportano i risultati in termini di deformazioni e sollecitazioni sugli elementi strutturali.

10.1 Modello di calcolo

Nella sezione in oggetto le fasi di costruzione considerate nella modellazione numerica sono le seguenti:

- 1) Fase iniziale
- 2) Prescavo
- 3) Realizzazione berlinese di micropali e cordolo di testa
- 4) Scavo fino al 1° ordine di chiodatura (quota 260.80 m)
- 5) Realizzazione chiodi
- 6) Scavo fino alla quota di fondo scavo (257.60 m)
- 7) Applicazione sovraccarico al p.c.

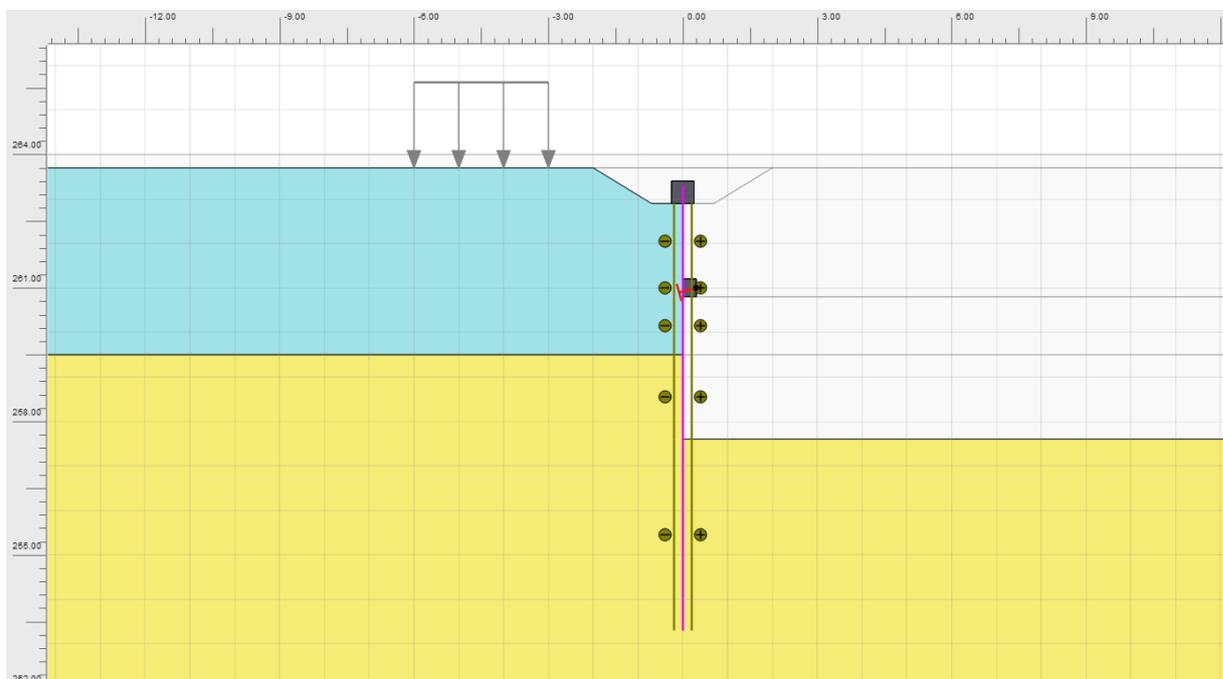


Figura 10.1 Vista del modello di calcolo nella fase di fondo scavo (fase 6).

10.2 Risultati

Si riportano di seguito i risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni agenti sulle strutture facendo riferimento alle fasi di costruzione più critiche dal punto di vista deformativo e tensionale.

10.2.1 Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali

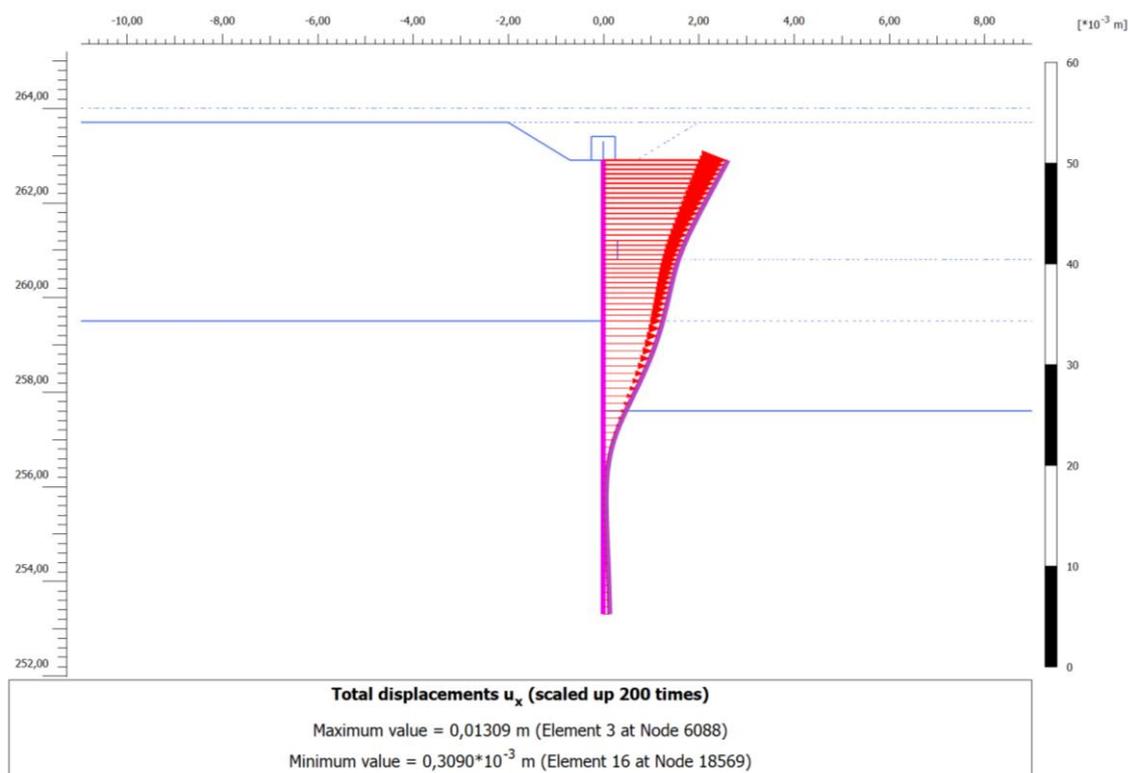


Figura 10.2 Spostamenti della berlinese a fondo scavo (fase 6).

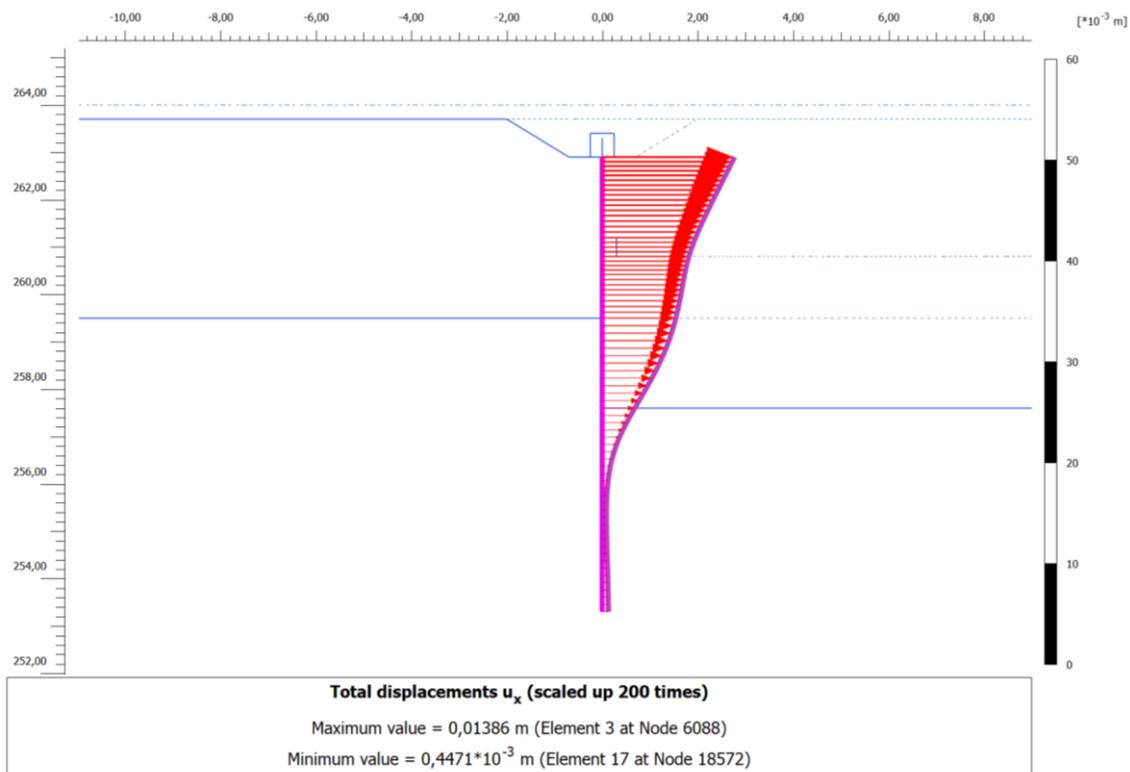


Figura 10.3 Spostamenti della berlinese nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 7).

Con riferimento alla fase di fondo scavo con applicazione del sovraccarico al p.c., si osserva che lo spostamento orizzontale massimo stimato della berlinese è pari a 1.4 cm.

Considerata la tridimensionalità dell'opera in relazione al modello di calcolo in stato piano si possono stimare gli spostamenti reali della berlinese di micropali pari a circa 1 cm.

10.2.2 Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali

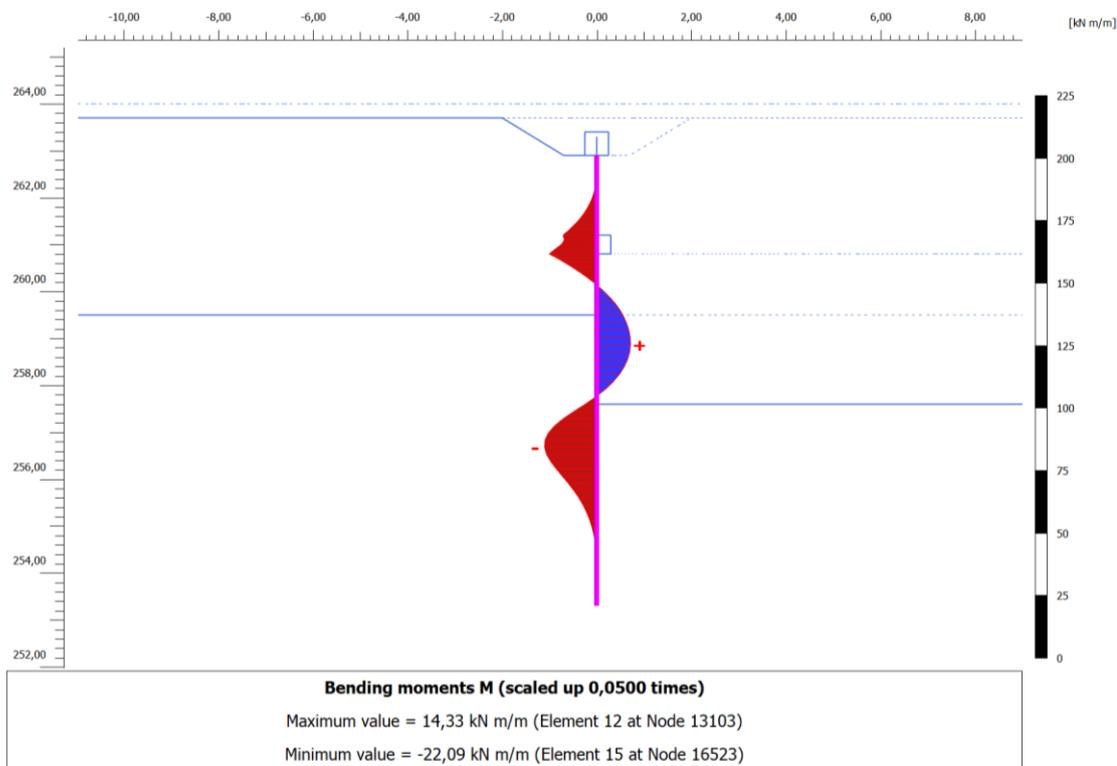


Figura 10.4 Andamento del momento sulla berlinese nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 7).

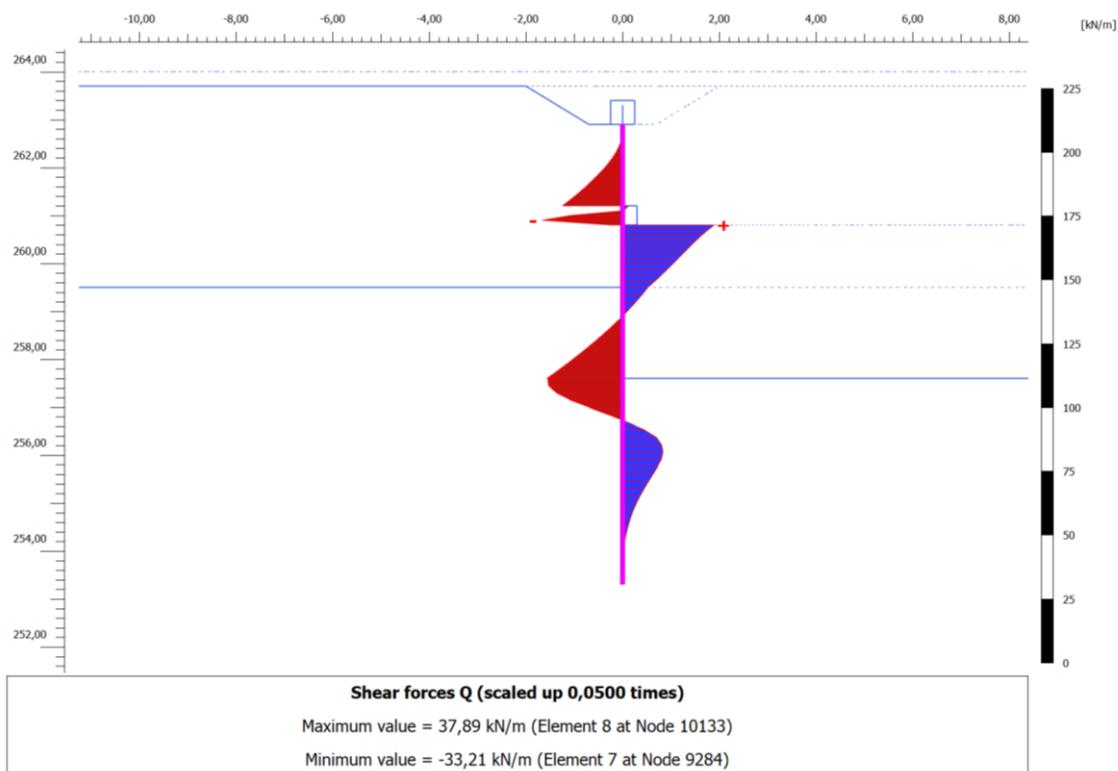
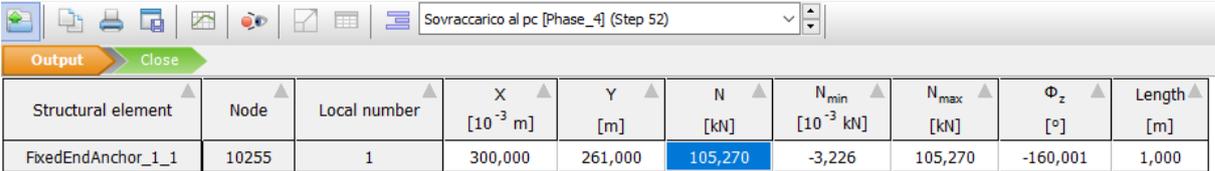


Figura 10.5 Andamento del taglio sulla berlinese nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 7).

10.2.3 Analisi delle sollecitazioni sulle chiodature

Si riportano di seguito gli output relativi alla reazione massima dei chiodi previsti a progetto.



Structural element	Node	Local number	X [10 ⁻³ m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [10 ⁻³ kN]	N _{max} [kN]	Φ _z [°]	Length [m]
FixedEndAnchor_1_1	10255	1	300,000	261,000	105,270	-3,226	105,270	-160,001	1,000

Figura 10.6 Reazione massima sulla chiodatura.

11 Berlinese W001 – sezione E-E

Si illustra di seguito il modello di calcolo della sezione E-E inerente al tratto di berlinese W001 posto a Nord dei locali tecnici, lungo Piazza Verdi. A seguire si riportano i risultati in termini di deformazioni e sollecitazioni sugli elementi strutturali.

11.1 Modello di calcolo

Nella sezione in oggetto le fasi di costruzione considerate nella modellazione numerica sono le seguenti:

- 1) Fase iniziale
- 2) Prescavo
- 3) Realizzazione berlinese di micropali e cordolo di testa
- 4) Scavo fino al 1^a ordine di chiodatura (quota 260.80 m)
- 5) Realizzazione chiodi
- 6) Scavo fino alla quota di fondo scavo (257.60 m)
- 7) Applicazione sovraccarico al p.c.

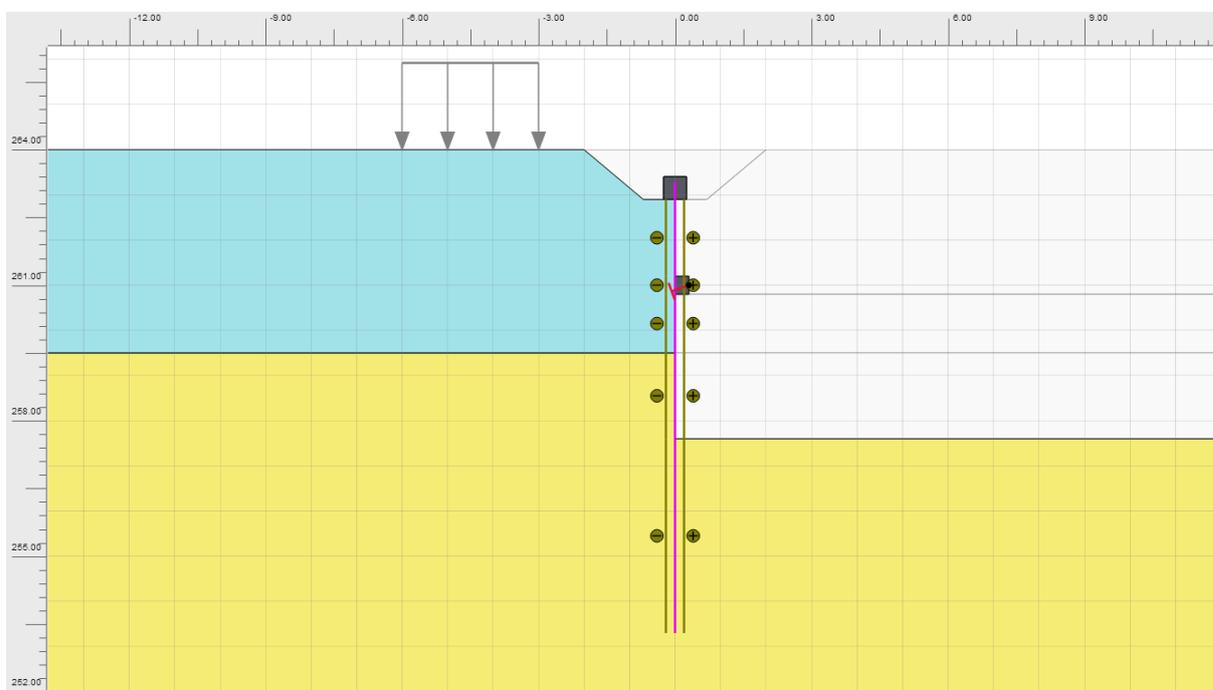


Figura 11.1 Vista del modello di calcolo nella fase di fondo scavo (fase 6).

11.2 Risultati

Si riportano di seguito i risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni agenti sulle strutture facendo riferimento alle fasi di costruzione più critiche dal punto di vista deformativo e tensionale.

11.2.1 Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali

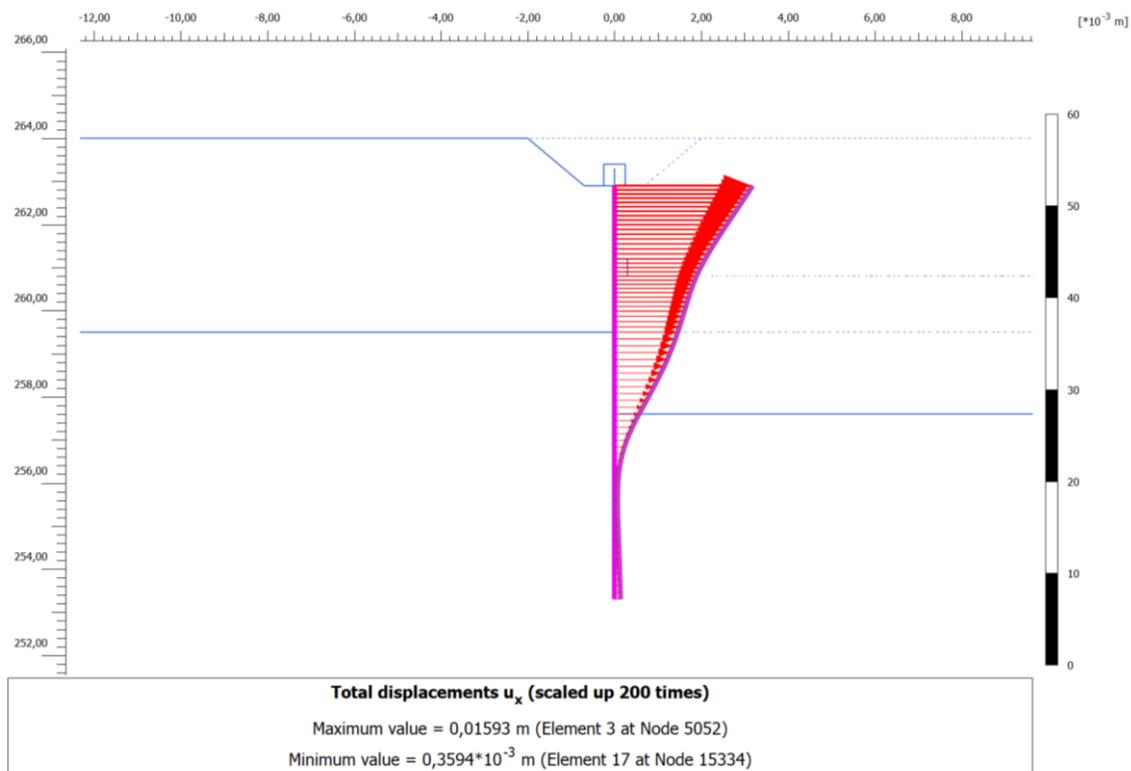


Figura 11.2 Spostamenti della berlinese a fondo scavo (fase 6).

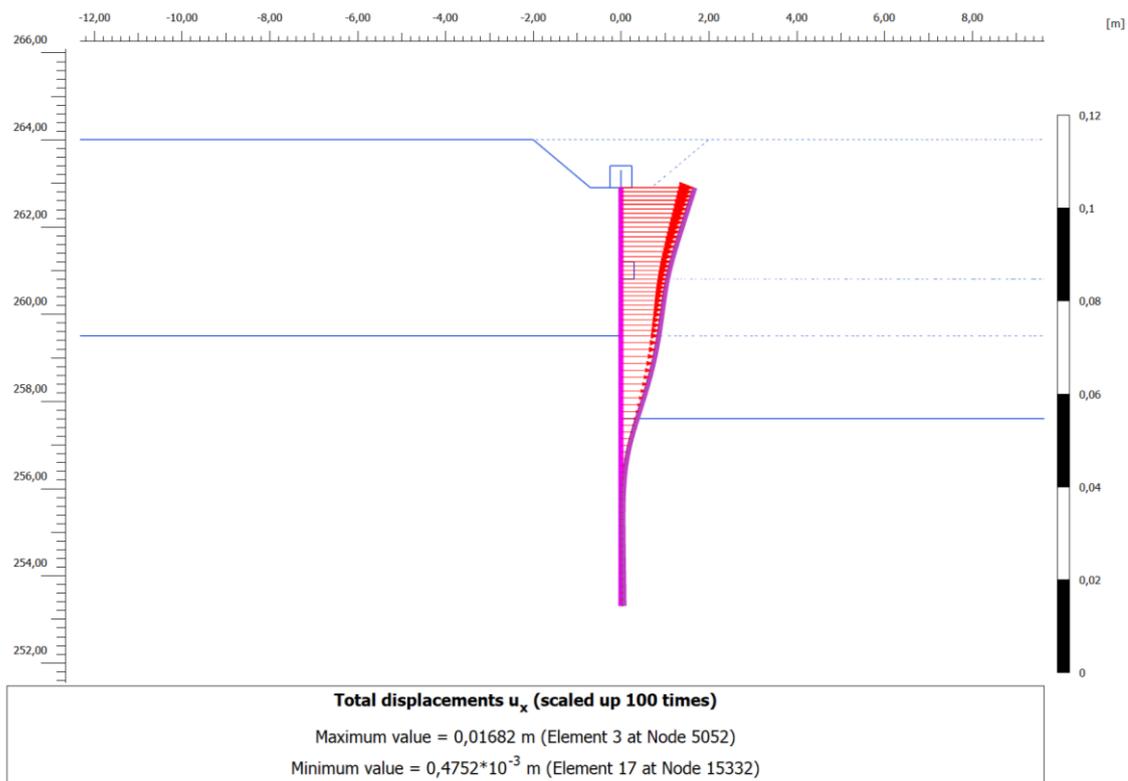


Figura 11.3 Spostamenti della berlinese nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 7).

Con riferimento alla fase di fondo scavo con applicazione del sovraccarico al p.c., si osserva che lo spostamento orizzontale massimo stimato della berlinese è pari a 1.7 cm.

Considerata la tridimensionalità dell'opera in relazione al modello di calcolo in stato piano si possono stimare gli spostamenti reali della berlinese di micropali pari a circa 1.4 cm. Valore compatibile con le opere previste a progetto ed il contesto nel quale vengono realizzate.

11.2.2 Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali

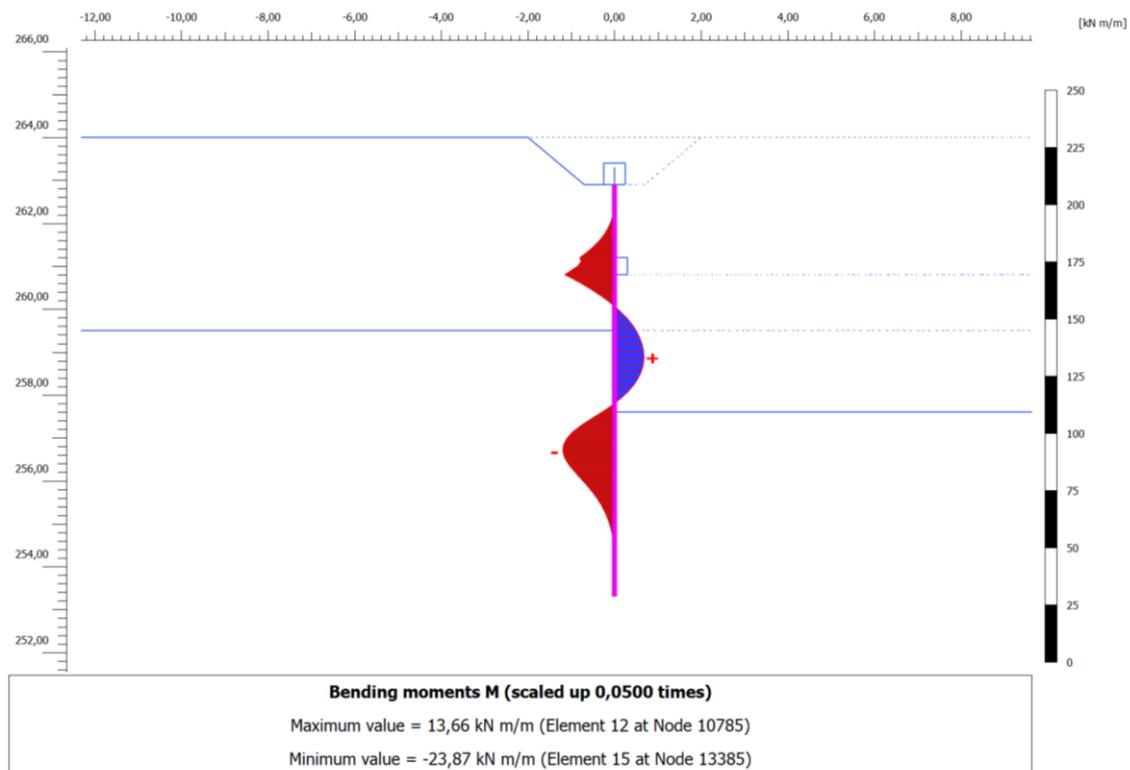


Figura 11.4 Andamento del momento sulla berlinese nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 7).

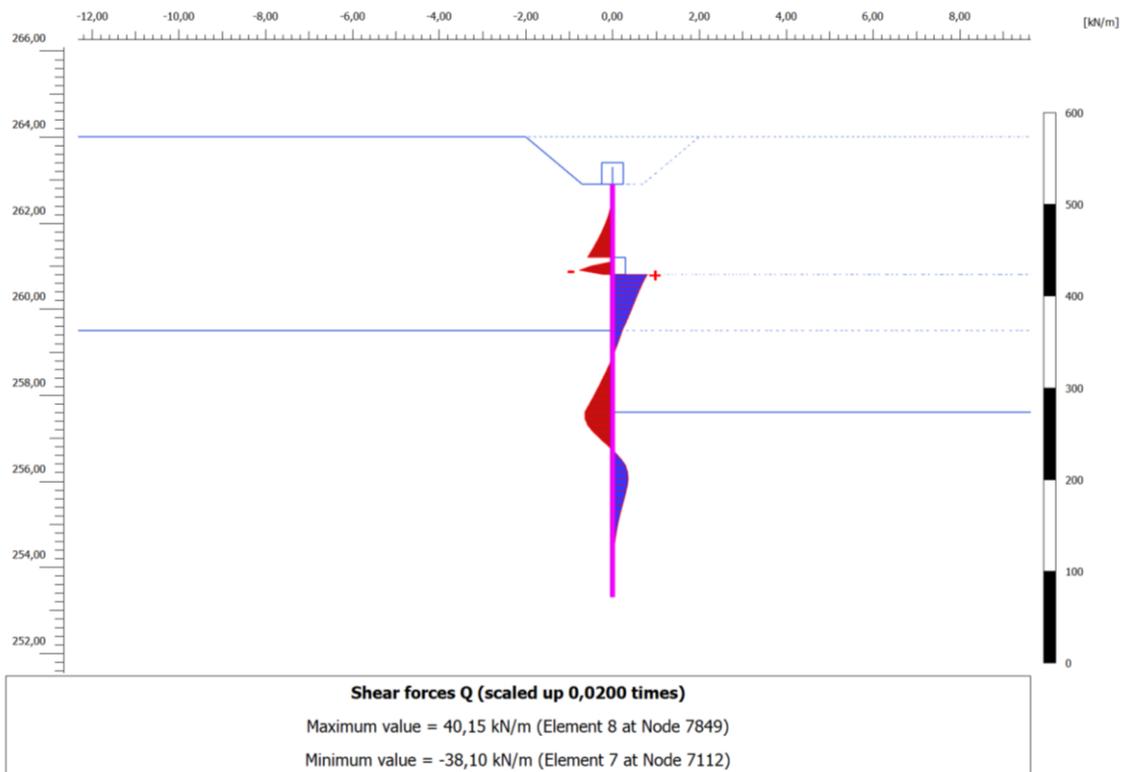


Figura 11.5 Andamento del taglio sulla berlinese nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 7).

11.2.3 Analisi delle sollecitazioni sulle chiodature

Si riportano di seguito gli output relativi alla reazione massima dei chiodi previsti a progetto.

Sovraccarico al pc [Phase_4] (Step 43)									
Structural element	Node	Local number	X [10 ⁻³ m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [10 ⁻³ kN]	N _{max} [kN]	Φ _z [°]	Length [m]
FixedEndAnchor_1_1	7115	1	300,000	261,000	116,086	-4,825	116,086	-160,001	1,000

Figura 11.6 Reazione massima sulla chiodatura.

12 Berlinese W101b – sezione F-F

Si illustra di seguito il modello di calcolo della sezione F-F inerente alla berlinese W101b posta in prossimità alla scala di accesso al sottopassaggio ferroviario. A seguire si riportano i risultati in termini di deformazioni e sollecitazioni sugli elementi strutturali.

12.1 Modello di calcolo

Nella sezione in oggetto è stata dapprima modellata la costruzione dell'edificio di accesso al sottopasso ferroviario in adiacenza alla berlinese esistente. Sono state considerate le seguenti fasi di costruzione nella modellazione numerica:

- 1) Fase iniziale
- 2) Costruzione edificio interrato
- 3) Consolidazione
- 4) Annullamento dei cedimenti
- 5) Prescavo (quota 261.60 m)
- 6) Realizzazione berlinese di micropali e cordolo di testa
- 7) Scavo fino alla quota di 257.90 m
- 8) Installazione puntello di testa
- 9) Scavo fino alla quota di fondo scavo (254.00 m)

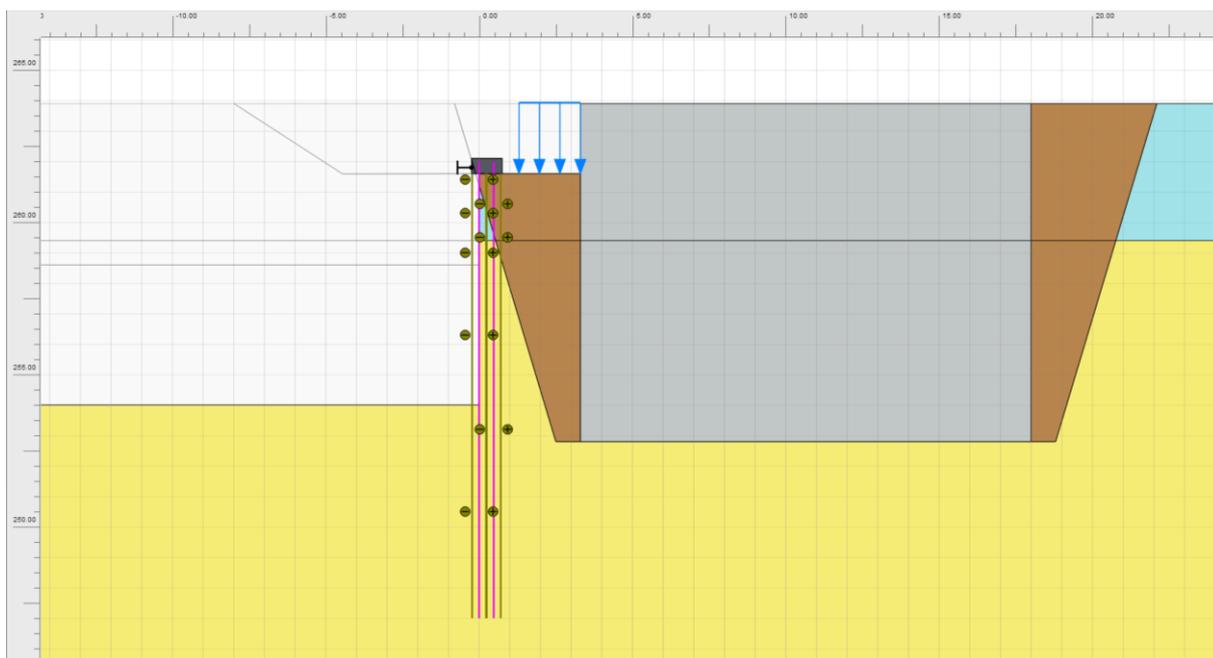


Figura 12.1 Vista del modello di calcolo nella fase di fondo scavo (fase 8).

12.2 Risultati

Si riportano di seguito i risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni agenti sulle strutture facendo riferimento alle fasi di costruzione più critiche dal punto di vista deformativo e tensionale.

12.2.1 Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali

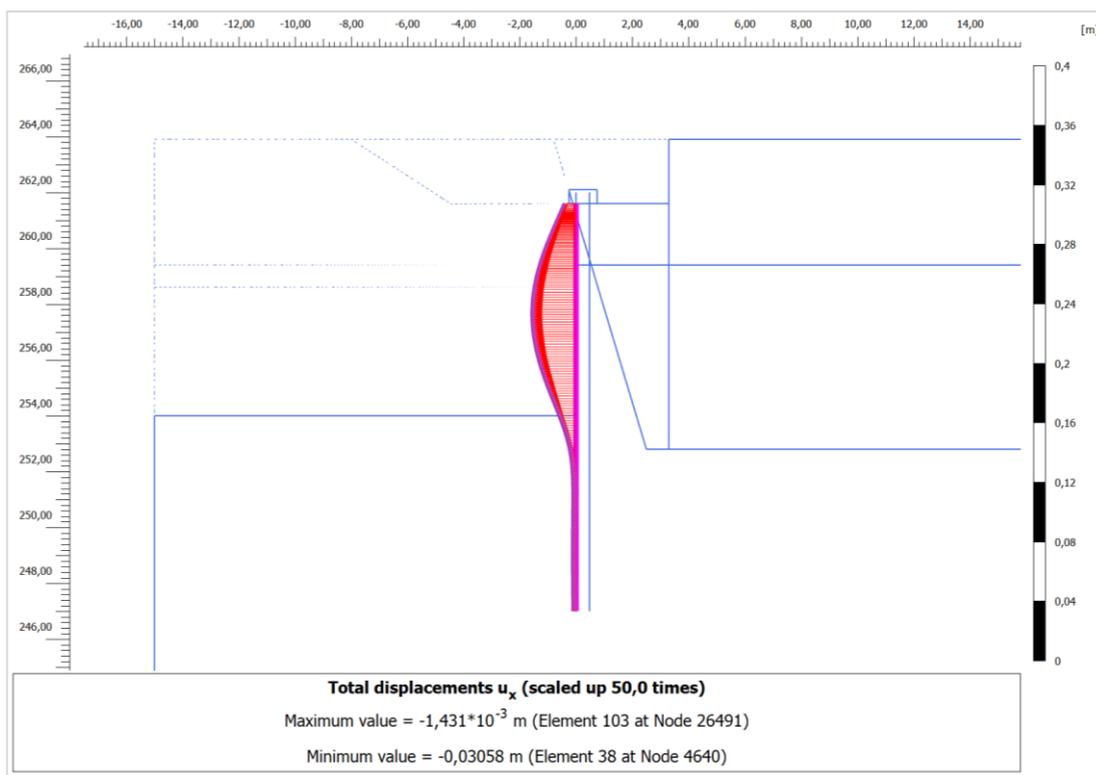


Figura 12.2 Spostamenti della berlinese sx a fondo scavo (fase 9).

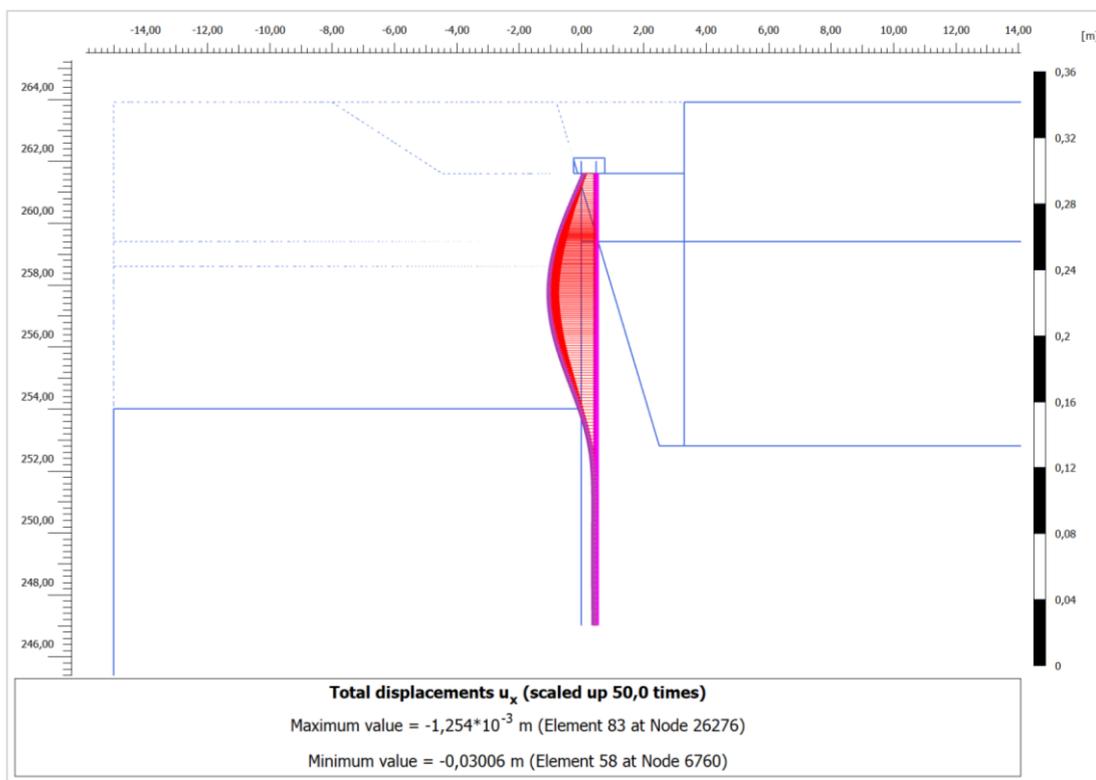


Figura 3 Spostamenti della berlinese dx a fondo scavo (fase 9).

Con riferimento alla fase di fondo scavo con sovraccarico al p.c., si osserva che lo spostamento massimo orizzontale stimato della berlinese è pari a 3.0 cm. Considerata la tridimensionalità dell'opera in relazione al modello di calcolo in stato piano si possono stimare gli spostamenti reali della berlinese di micropali pari a circa 2.0 cm. Valore compatibile con le opere previste a progetto ed il contesto nel quale vengono realizzate.

12.2.2 Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali

Si riportano i grafici delle sollecitazioni (momento e taglio) sulla fila di pali di sinistra (lato scavo) in quanto maggiori rispetto alle sollecitazioni sui pali a destra.

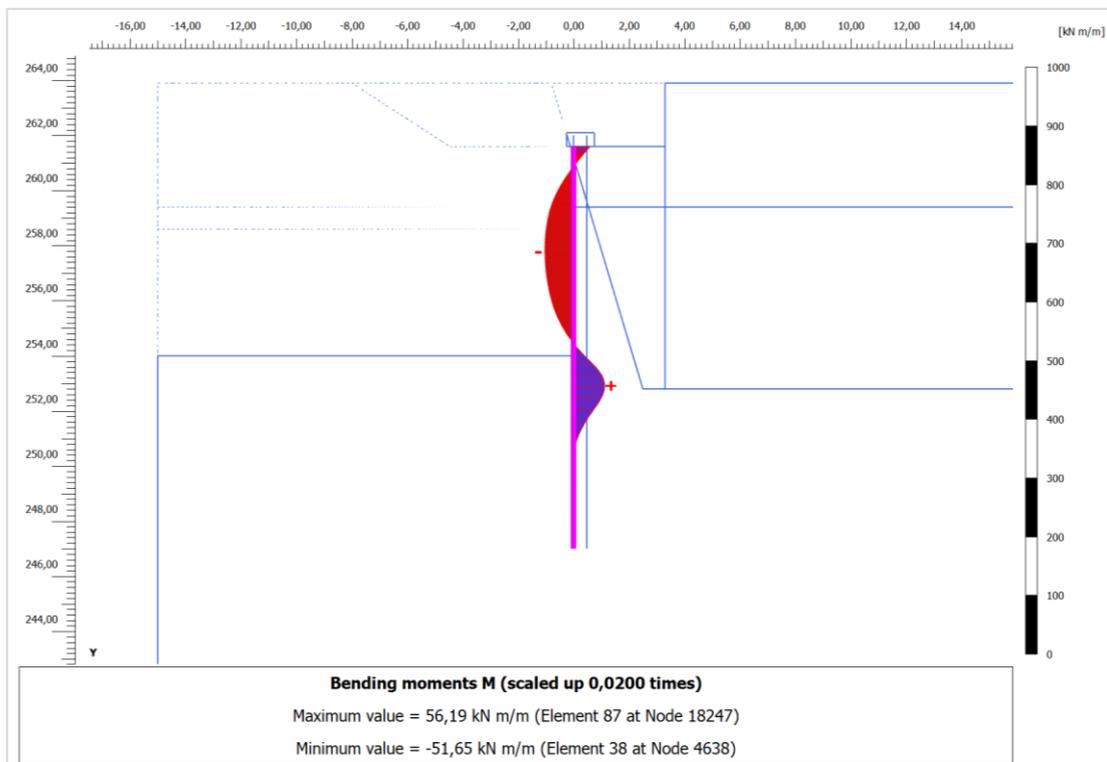


Figura 12.4 Andamento del momento sulla berlinese sx nella fase di fondo scavo (fase 9).

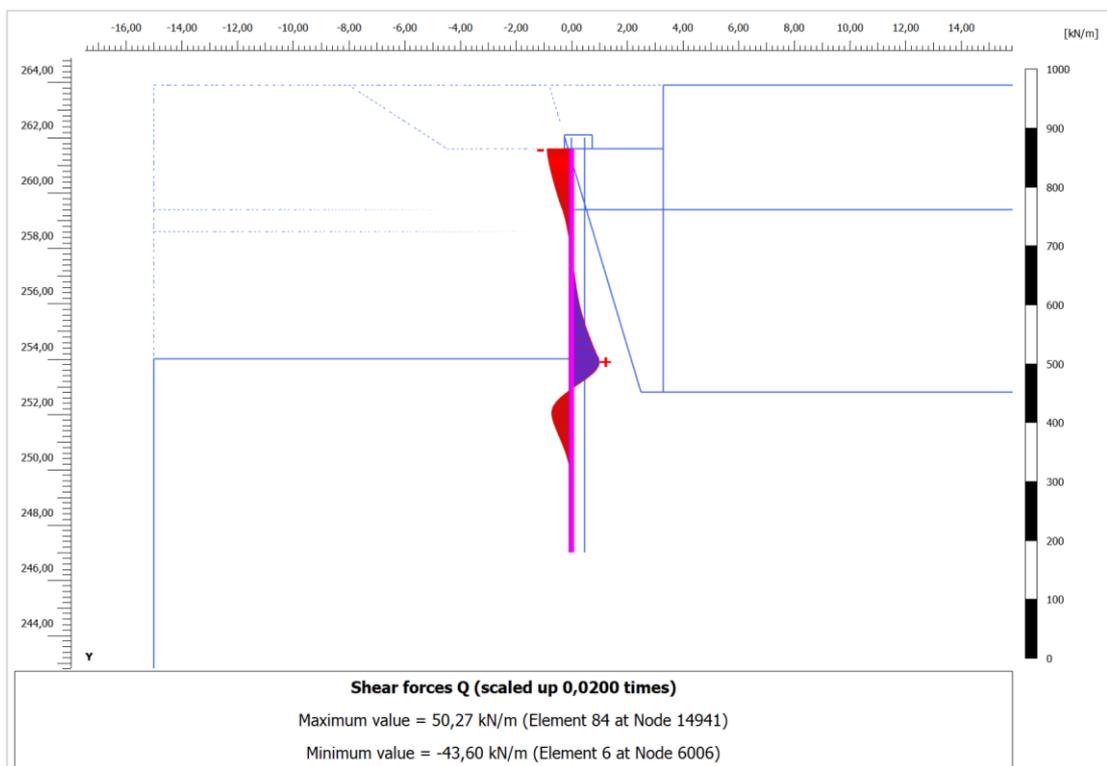


Figura 12.5 Andamento del taglio sulla berlinese nella fase di fondo scavo (fase 9).

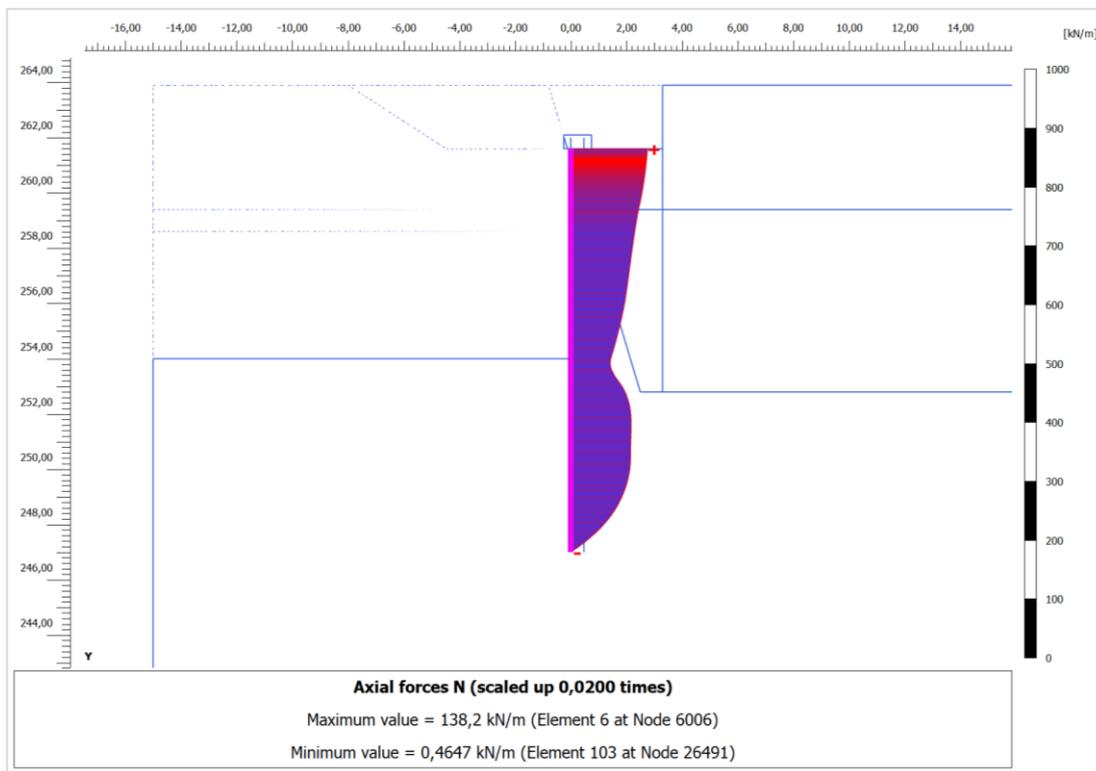


Figura 6 Andamento dello sforzo normale sulla berlinese sx nella fase di fondo scavo (fase 9).

12.2.3 Analisi delle sollecitazioni sul puntello e sulle chiodature

Si riportano di seguito gli output relativi alla reazione massima del puntello e dei chiodi previsti a progetto.

Structural element	Node	Local number	X [10 ⁻³ m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	Φ _z [°]	Length [m]
FixedEndAnchor_1_1	5765	1	-250,000	261,800	-426,771	-426,771	0,000	180,000	1,000

Figura 12.7 Reazione massima sul puntello.

13 Berlinese W101a - sezione H-H

Si illustra di seguito il modello di calcolo della sezione H-H inerente alla berlinese W101b. A seguire si riportano i risultati in termini di deformazioni e sollecitazioni sugli elementi strutturali.

13.1 Modello di calcolo

Nella sezione in oggetto le fasi di costruzione considerate nella modellazione numerica sono le seguenti:

- 1) Fase iniziale
- 2) Prescavo
- 3) Realizzazione berlinese di micropali e cordolo di testa
- 4) Scavo fino al 1^a ordine di chiodatura (quota 259.00 m)
- 5) Realizzazione chiodatura
- 6) Scavo fino al 2^a ordine di chiodatura (257.00 m)
- 7) Realizzazione chiodatura
- 8) Scavo fino alla quota di fondo scavo (254.00 m)
- 9) Applicazione sovraccarico al p.c.

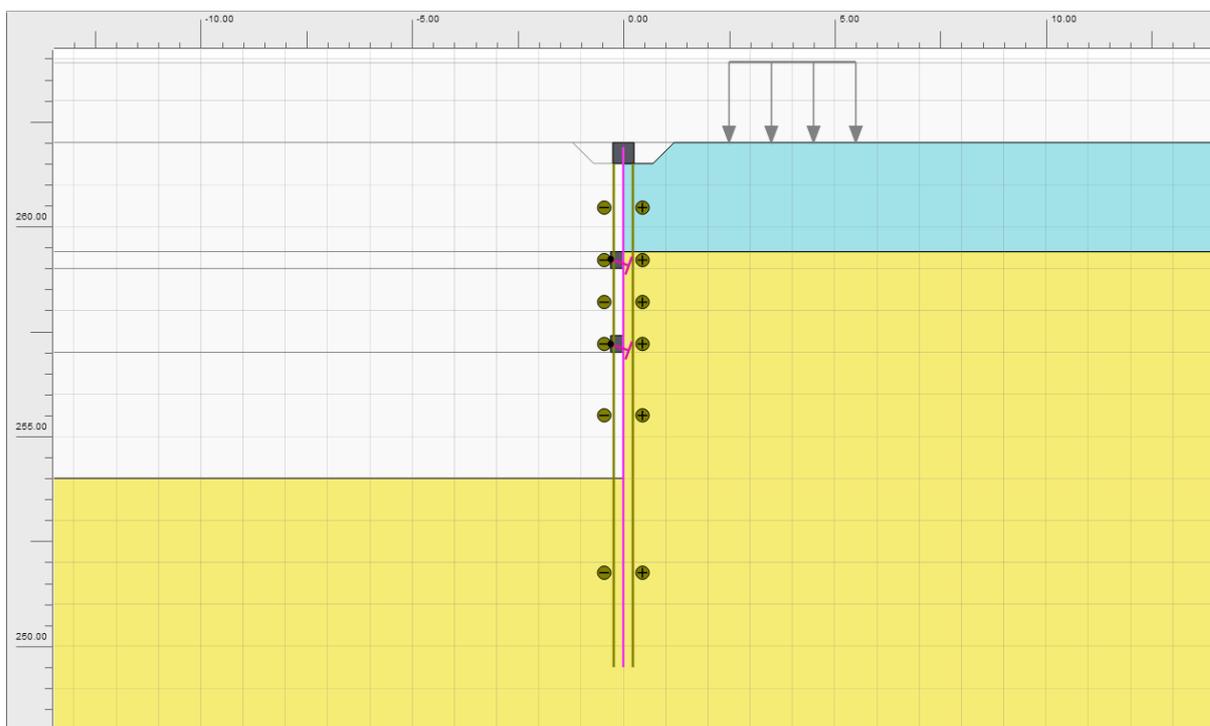


Figura 13.1 Vista del modello di calcolo nella fase di fondo scavo (fase 8).

13.2 Risultati

Si riportano di seguito i risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni agenti sulle strutture facendo riferimento alle fasi di costruzione più critiche dal punto di vista deformativo e tensionale.

13.2.1 Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali

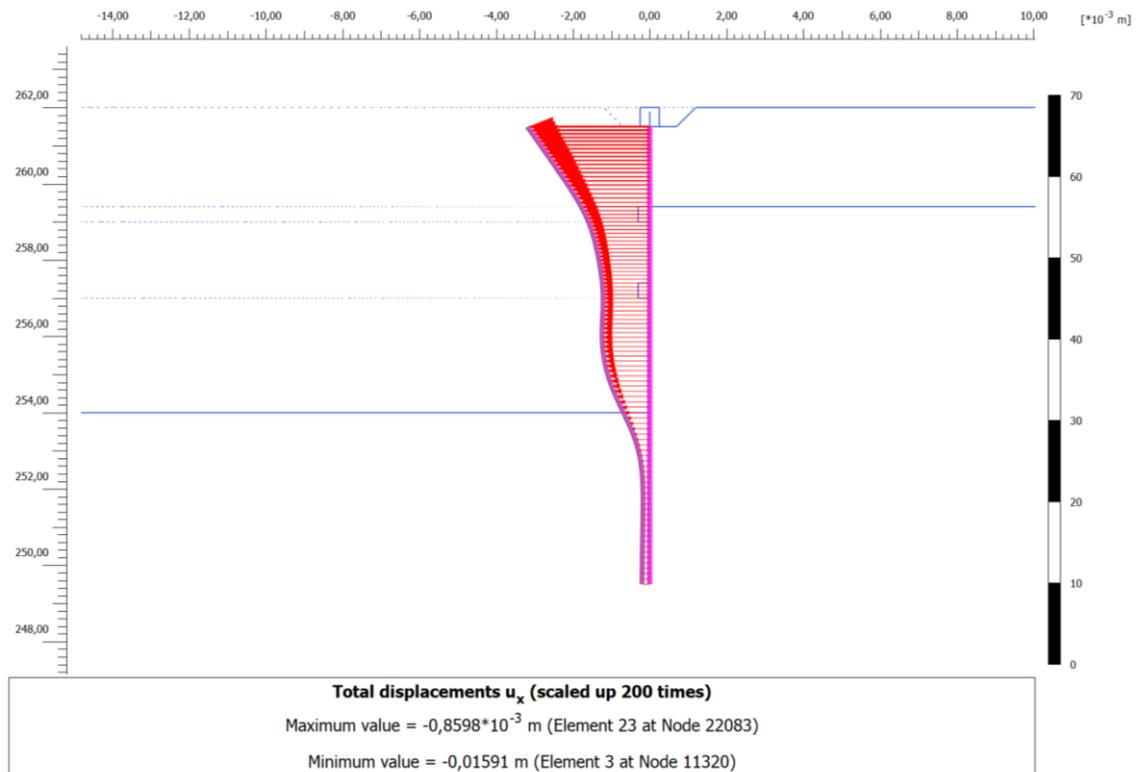


Figura 13.2 Spostamenti della berlinese a fondo scavo (fase 8).

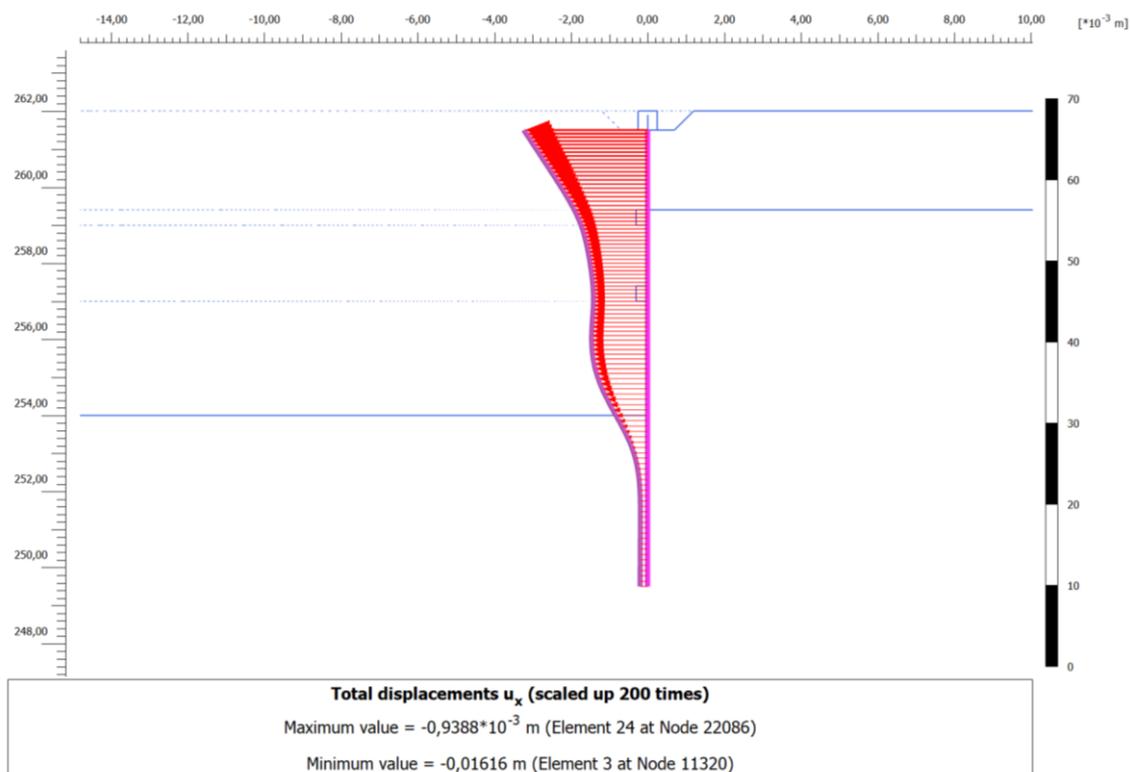


Figura 13.3 Spostamenti della berlinese nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 9).

Con riferimento alla fase di fondo scavo con applicazione del sovraccarico al p.c., si osserva che lo spostamento orizzontale massimo stimato della berlinese è pari a 1.6 cm.

Considerata la tridimensionalità dell'opera in relazione al modello di calcolo in stato piano si possono stimare gli spostamenti reali della berlinese di micropali pari a circa 1.2 cm. Valore compatibile con le opere previste ed il contesto nel quale vengono realizzate.

13.2.2 Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali

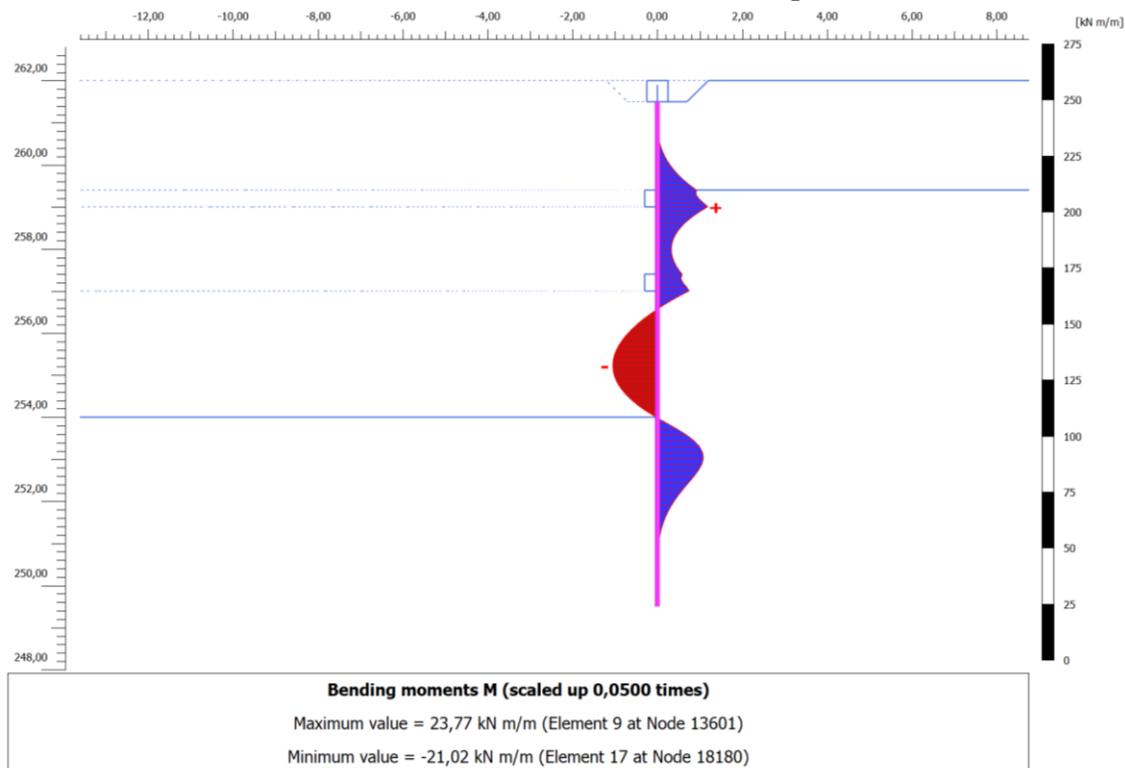


Figura 13.4 Andamento del momento sulla berlinese nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 9).

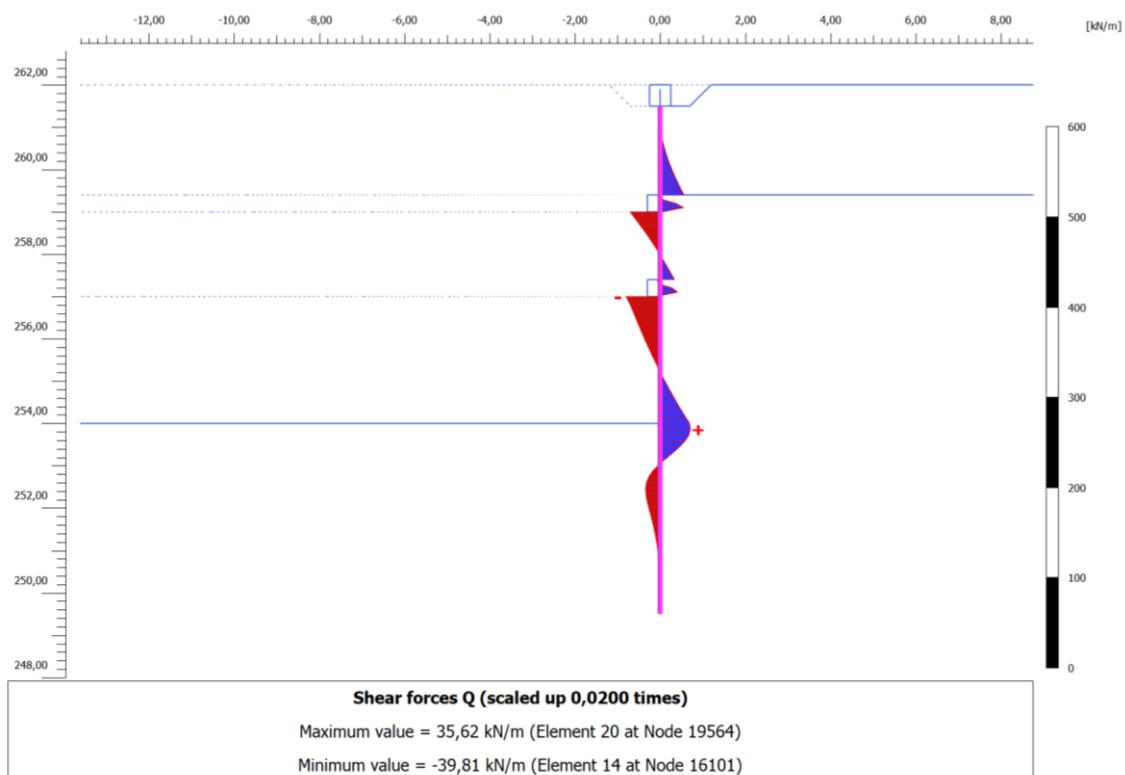
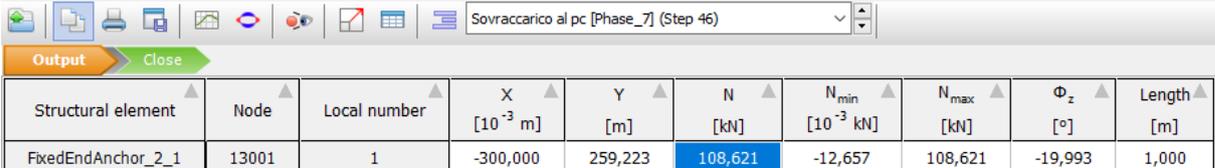


Figura 13.5 Andamento del taglio sulla berlinese nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 9).

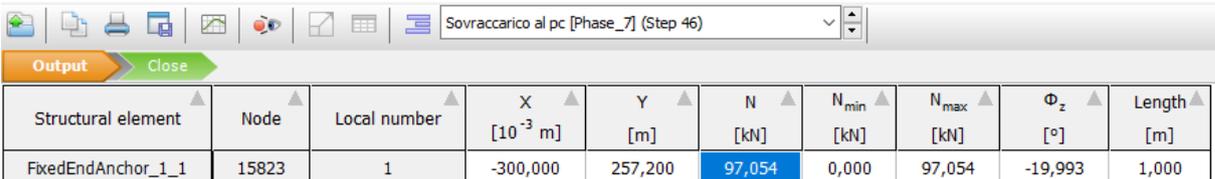
13.2.3 Analisi delle sollecitazioni sulle chiodature

Si riportano di seguito gli output relativi alla reazione massima del puntello e dei chiodi previsti a progetto.



Structural element	Node	Local number	X [10 ⁻³ m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [10 ⁻³ kN]	N _{max} [kN]	Φ _z [°]	Length [m]
FixedEndAnchor_2_1	13001	1	-300,000	259,223	108,621	-12,657	108,621	-19,993	1,000

Figura 13.6 Reazione massima sul 1^a ordine di chiodatura.



Structural element	Node	Local number	X [10 ⁻³ m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	Φ _z [°]	Length [m]
FixedEndAnchor_1_1	15823	1	-300,000	257,200	97,054	0,000	97,054	-19,993	1,000

Figura 13.7 Reazione massima sul 2^a ordine di chiodatura.

14 Parete chiodata - sezione L-L

Si illustra di seguito il modello di calcolo della parete chiodata in corrispondenza della sezione più gravosa, ovvero laddove l'altezza di scavo è massima. A seguire si riportano i risultati in termini di deformazioni e sollecitazioni sugli elementi strutturali.

14.1 Modello di calcolo

Nella sezione in oggetto le fasi di costruzione considerate nella modellazione numerica sono le seguenti:

- 1) Fase iniziale
- 2) Scavo 1
- 3) Installazione 1^a ordine di chiodatura
- 4) Scavo 2
- 5) Installazione 2^a ordine di chiodatura
- 6) Scavo 3
- 7) Installazione 3^a ordine di chiodatura
- 8) Scavo 4
- 9) Installazione 4^a ordine di chiodatura
- 10) Scavo 5
- 11) Installazione 5^a ordine di chiodatura
- 12) Scavo 6
- 13) Installazione 6^a ordine di chiodatura
- 14) Scavo 7
- 15) Installazione 7^a ordine di chiodatura
- 16) Scavo fino alla quota di fondo scavo (255.00 m)
- 17) Applicazione carico treno

Si precisa che per ciascuna fase di scavo l'approfondimento dello stesso è pari a 1.60 m. È prevista, inoltre, la contestuale realizzazione di uno strato di spritz beton sulla parete per ciascun step di scavo.

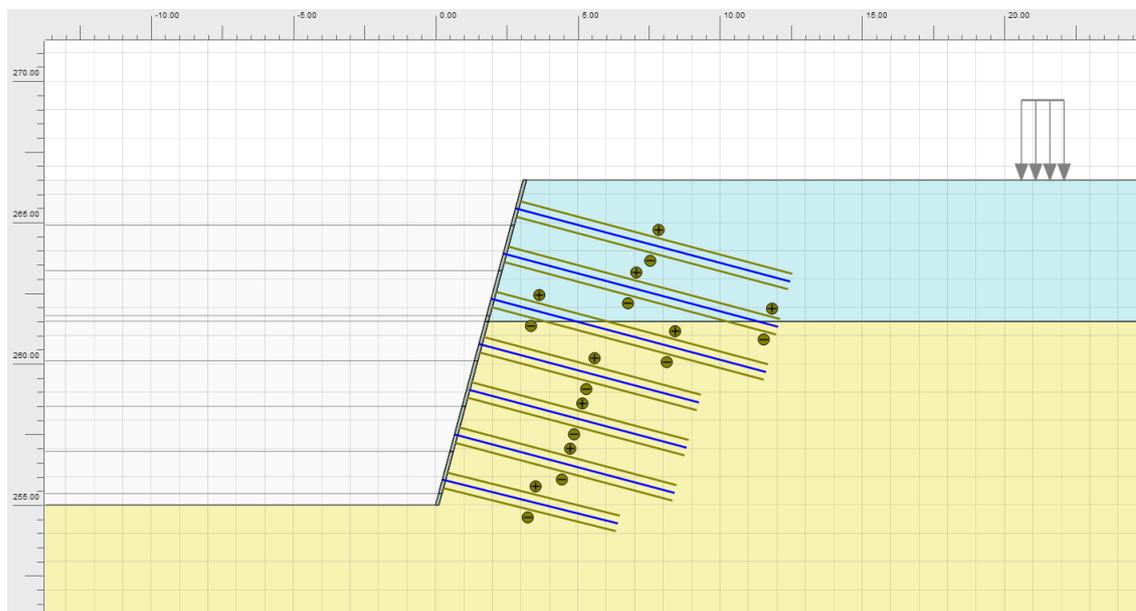


Figura 14.1 Vista del modello di calcolo nella fase di fondo scavo (fase 16).

14.2 Risultati

Si riportano di seguito i risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni agenti sulle strutture facendo riferimento alle fasi di costruzione più critiche dal punto di vista deformativo e tensionale.

14.2.1 Analisi degli spostamenti della parete chiodata

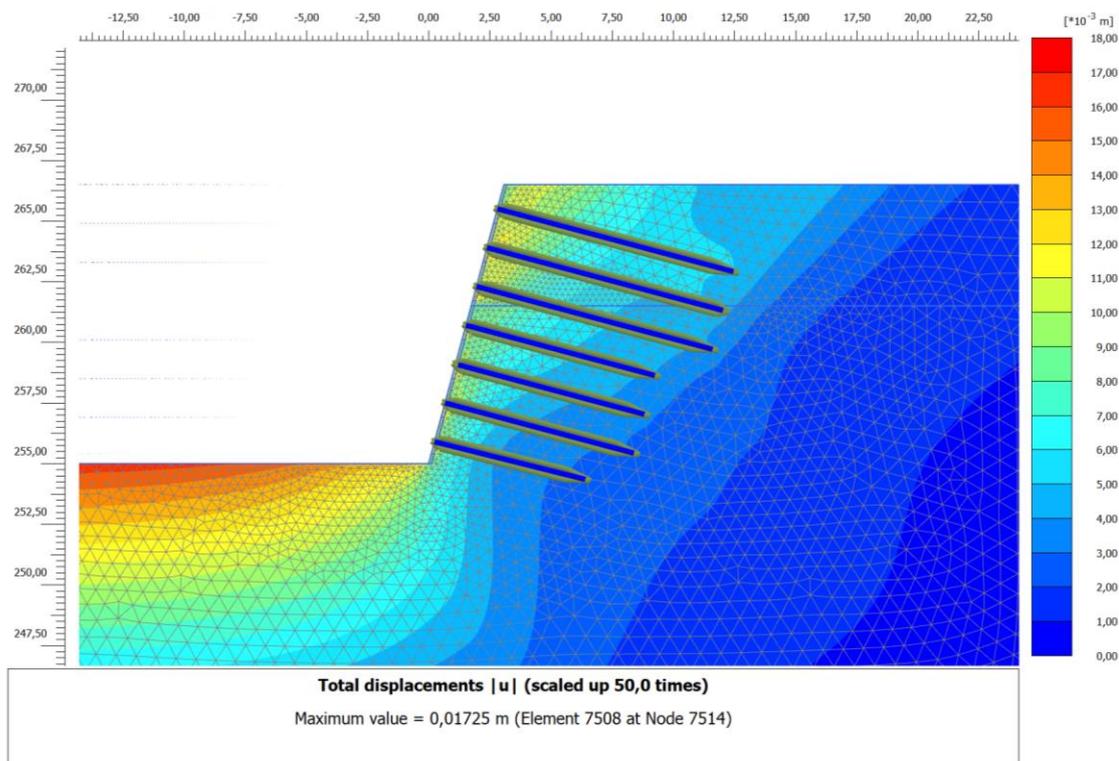


Figura 14.2 Spostamenti della parete chiodata a fondo scavo (fase 16).

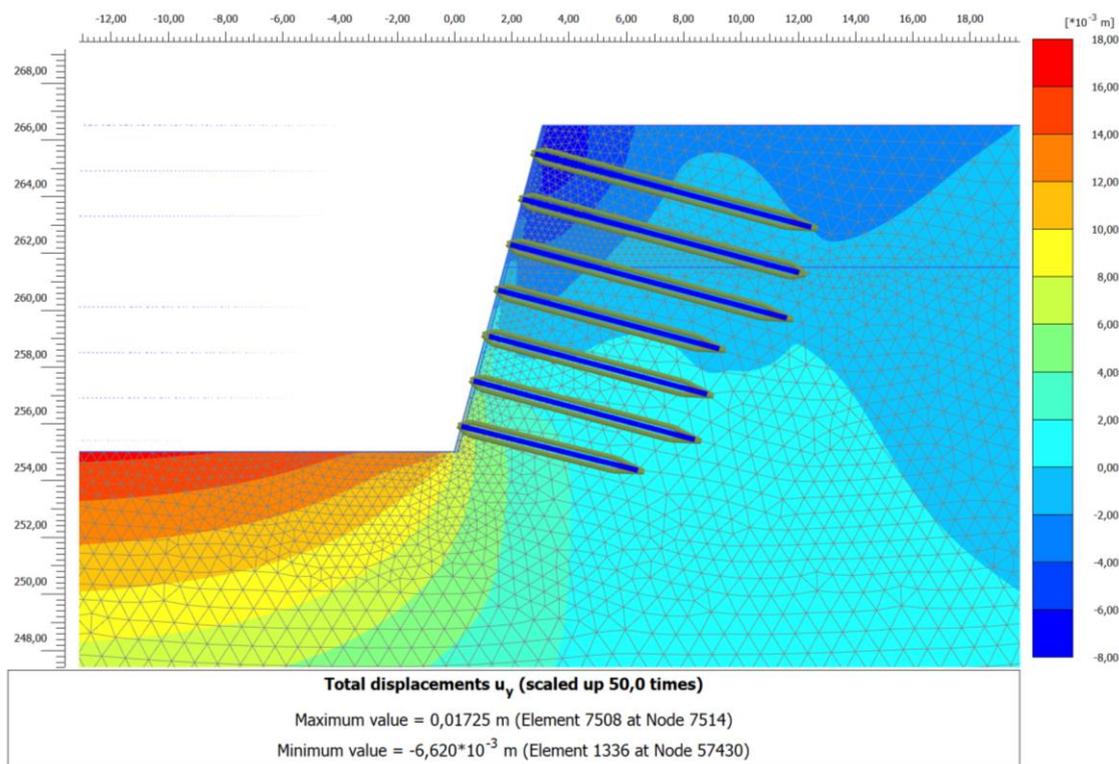


Figura 14.3 Spostamenti verticali della parete chiodata a fondo scavo (fase 16).

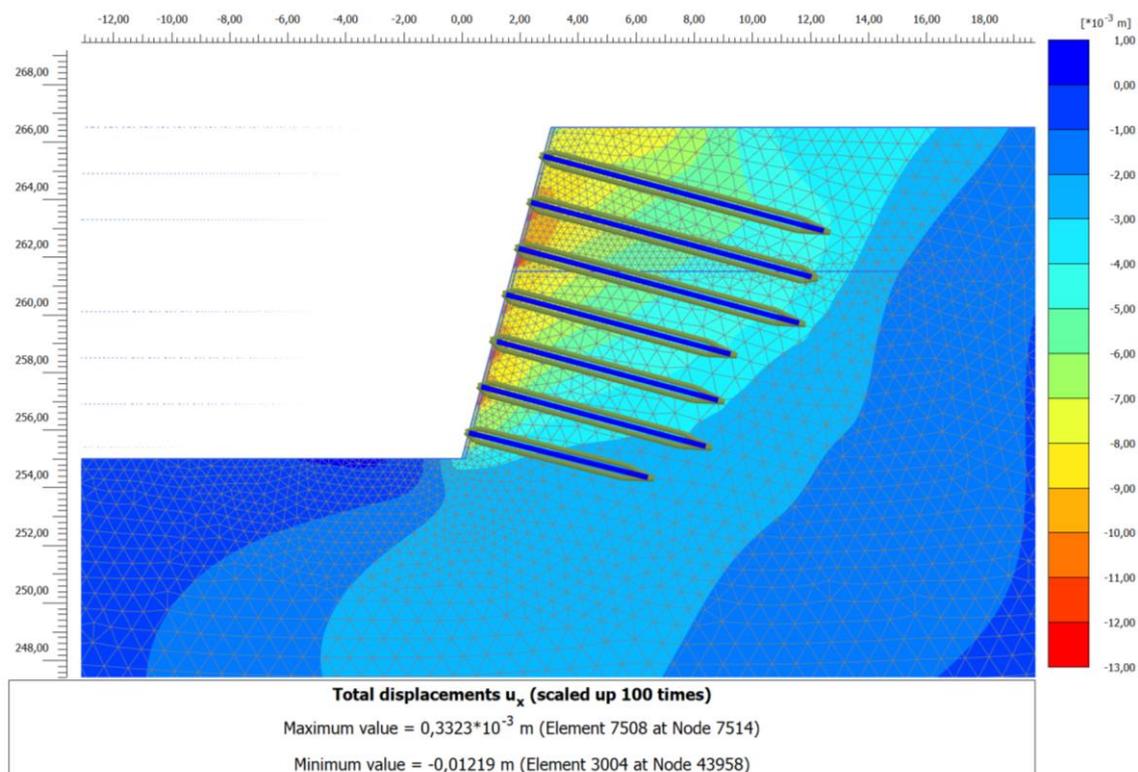


Figura 14.4 Spostamenti orizzontali della parete chiodata a fondo scavo (fase 16).

Con riferimento alla fase di fondo scavo con si osserva che lo spostamento massimo stimato è pari a 1.7 cm ed è localizzato sul terreno di fondo scavo a causa del rigonfiamento del terreno stesso dopo lo scavo. A tal proposito si osserva che lo spostamento massimo verticale è pari a 1.7 cm.

Nella medesima fase lo spostamento orizzontale massimo stimato della parete chiodata è pari a 1.2 cm circa. Considerata la tridimensionalità dell'opera in relazione al modello di calcolo in stato piano si possono stimare gli spostamenti reali della parete chiodata inferiori al centimetro.

14.2.2 Analisi delle sollecitazioni sulle chiodature

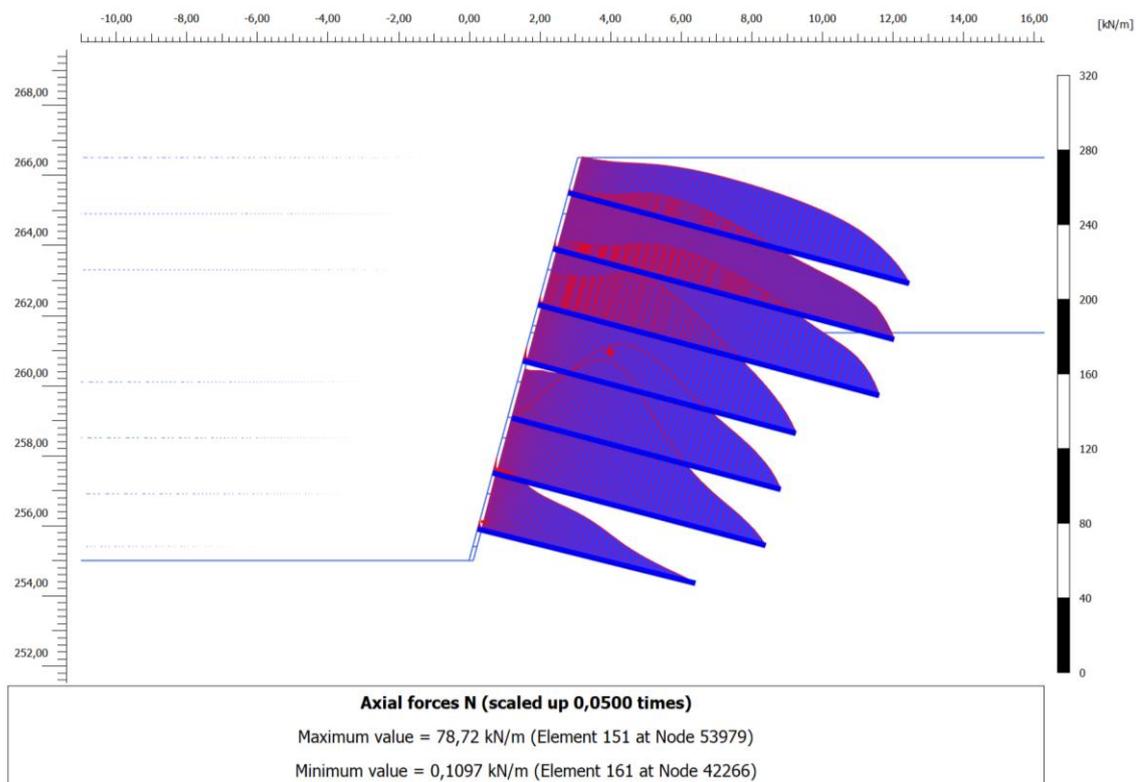


Figura 14.5 Andamento dello sforzo normale sui chiodi con applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 17).

Nella seguente tabella è riportata la sollecitazione massima per ogni ordine di chiodatura. Il valore agli SLU è ottenuto moltiplicando lo sforzo ricavato dal modello di calcolo per il coefficiente amplificativo sulle azioni pari a 1.3 (gruppo A1).

PARETE CHIODATA CON INTERASSE ORIZZONTALE PARI A 1.6 m				
Ordine chiodatura	Lungh. (m)	N _{MAX} (kN/m)	N _{SLU} (kN/m)	N _{chiodo} (kN)
1 [^]	10	31,6	41,0	65,6
2 [^]	10	45,5	59,1	94,6
3 [^]	10	51,0	66,3	106,0
4 [^]	8	63,7	82,8	132,6
5 [^]	8	57,4	74,6	119,3
6 [^]	8	78,7	102,3	163,7
7 [^]	6	36,5	47,5	76,0

Tabella 14.1 Sforzo normale sui chiodi.

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisoriale all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

15 Parete chiodata – sezione N-N

Si illustra di seguito il modello di calcolo della parete chiodata in corrispondenza della sezione N-N, sul lato Sud-Ovest della zona di imbocco tunnel. A seguire si riportano i risultati in termini di deformazioni e sollecitazioni sugli elementi strutturali.

15.1 Modello di calcolo

Nella sezione in oggetto le fasi di costruzione considerate nella modellazione numerica sono le seguenti:

- 1) Fase iniziale
- 2) Scavo 1
- 3) Installazione 1^a ordine di chiodatura
- 4) Scavo 2
- 5) Installazione 2^a ordine di chiodatura
- 6) Scavo 3
- 7) Installazione 3^a ordine di chiodatura
- 8) Scavo 4
- 9) Installazione 4^a ordine di chiodatura
- 10) Scavo 5 – fondo scavo (quota 258.15 m)
- 11) Installazione 5^a ordine di chiodatura
- 12) Applicazione carico treno

Si precisa che per ciascuna fase di scavo l'approfondimento dello stesso è pari a 1.60 m. È prevista, inoltre, la contestuale realizzazione di uno strato di spritz beton sulla parete per ciascun step di scavo.

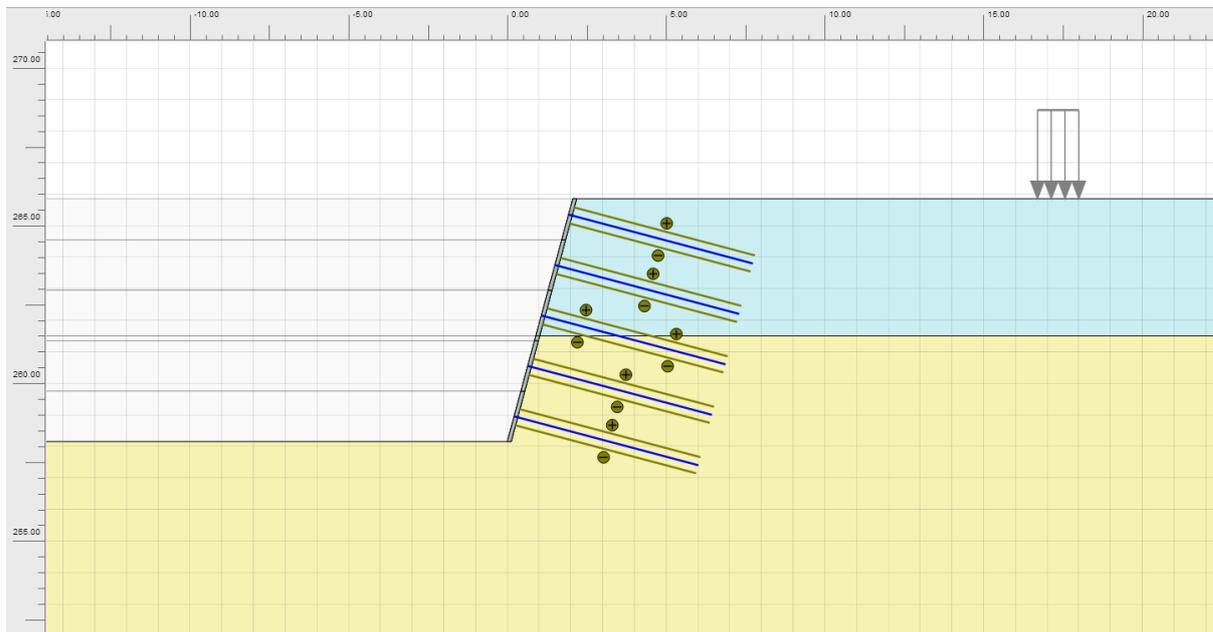


Figura 15.1 Vista del modello di calcolo nella configurazione finale a fondo scavo (fase 11).

15.2 Risultati

Si riportano di seguito i risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni agenti sulle strutture facendo riferimento alle fasi di costruzione più critiche dal punto di vista deformativo e tensionale.

15.2.1 Analisi degli spostamenti della parete chiodata

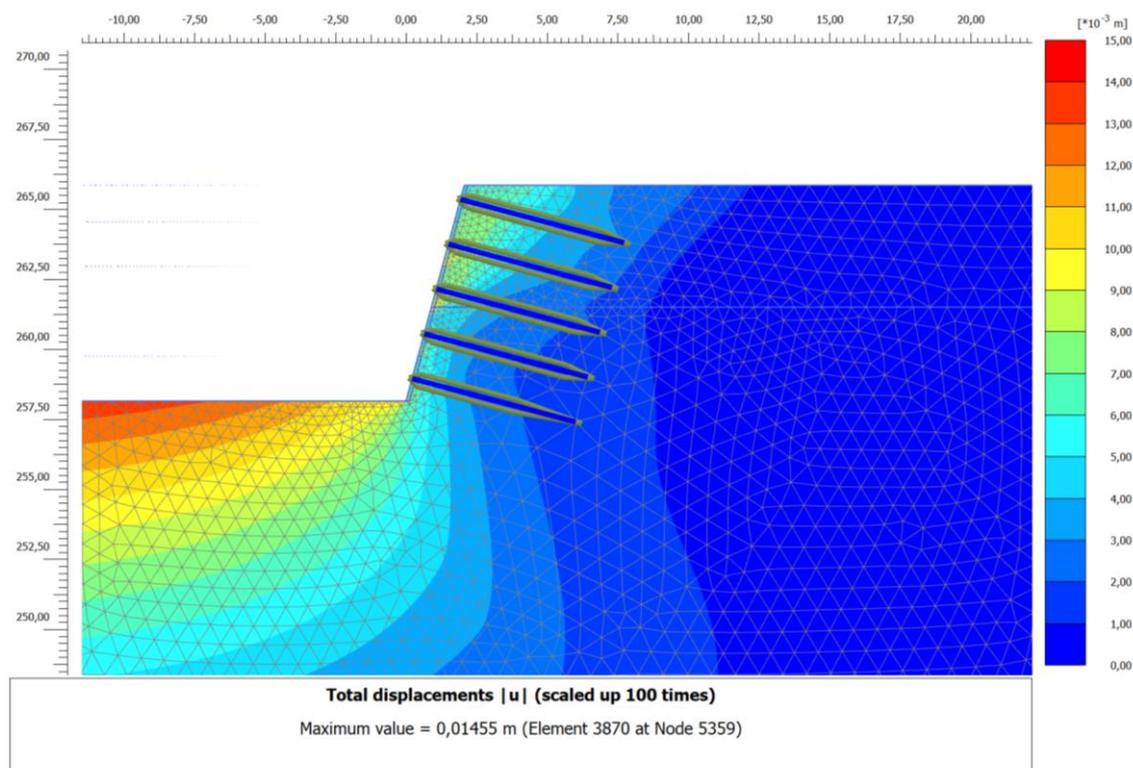


Figura 15.2 Spostamenti della parete chiodata nella configurazione finale (fase 11).

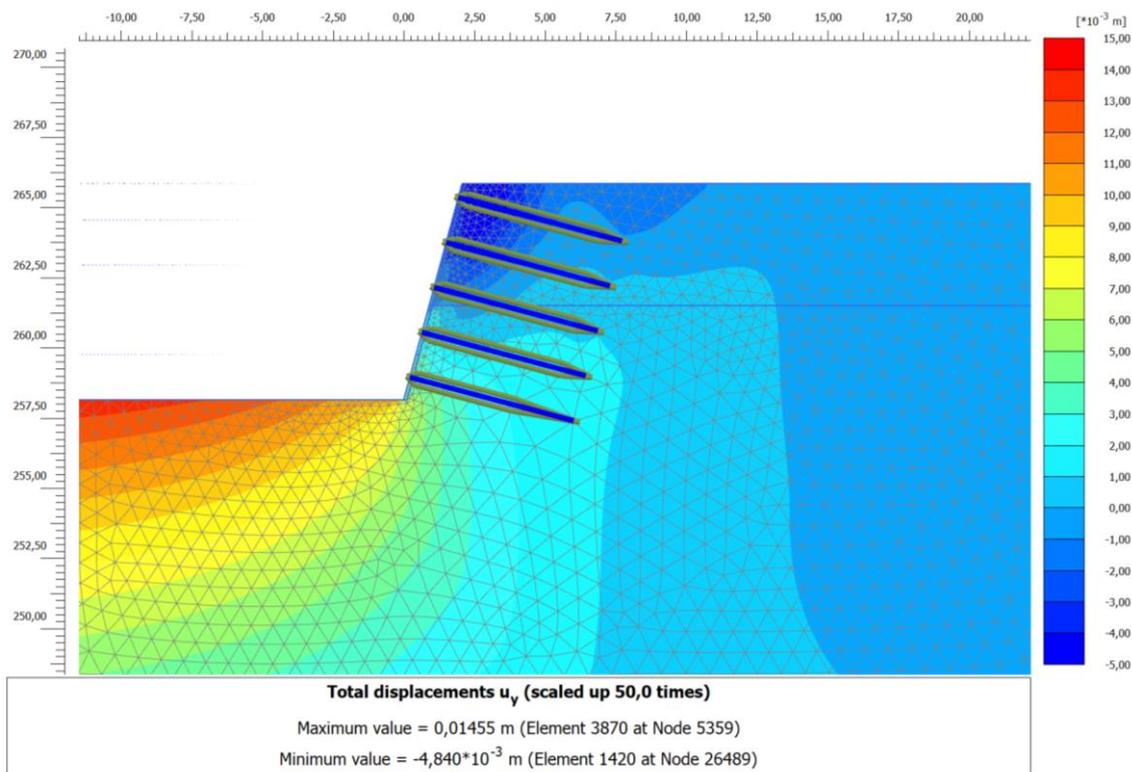


Figura 15.3 Spostamenti verticali della parete chiodata nella configurazione finale (fase 11).

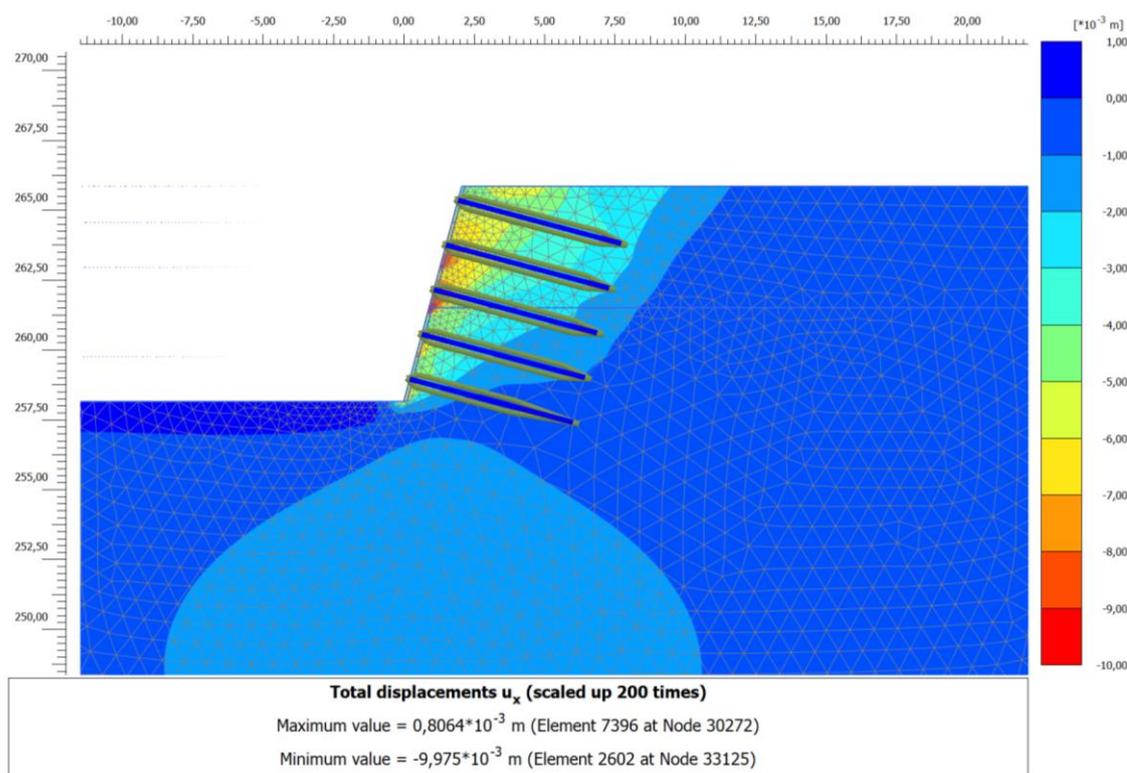


Figura 15.4 Spostamenti orizzontali della parete chiodata nella configurazione finale (fase 11).

Con riferimento alla fase di fondo scavo con si osserva che lo spostamento massimo stimato è pari a 1.5 cm ed è localizzato sul terreno di fondo scavo a causa del rigonfiamento del terreno stesso dopo lo scavo. A tal proposito si osserva che lo spostamento massimo verticale è pari a 1.5 cm.

Nella medesima fase lo spostamento orizzontale massimo stimato della parete chiodata è pari a 1 cm circa. Considerata la tridimensionalità dell'opera in relazione al modello di calcolo in stato piano si possono stimare gli spostamenti reali della parete chiodata dell'ordine di 7÷8 mm.

15.2.2 Analisi delle sollecitazioni sulle chiodature

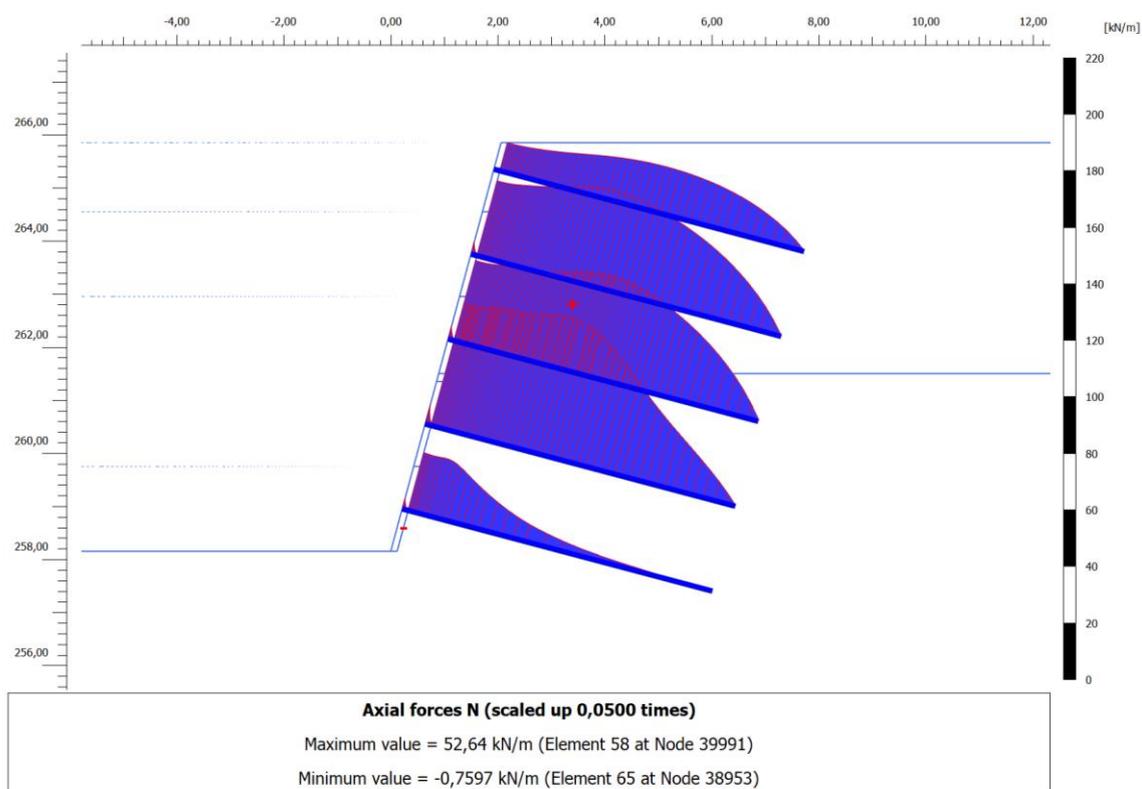
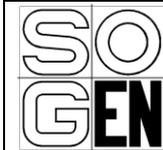


Figura 15.5 Andamento dello sforzo normale sui chiodi nella configurazione finale (fase 11).

Nella seguente tabella è riportata la sollecitazione massima per ogni ordine di chiodatura. Il valore agli SLU è ottenuto moltiplicando lo sforzo ricavato dal modello di calcolo per il coefficiente amplificativo sulle azioni pari a 1.3 (gruppo A1).

PARETE CHIODATA SEZ. N-N CON INTERASSE ORIZZONTALE PARI A 1.6 m				
Ordine chiodatura	Lungh. (m)	N_{MAX} (kN/m)	N_{SLU} (kN/m)	N_{chiodo} (kN)
1 [^]	6	17,6	22,8	36,5
2 [^]	6	36,9	47,9	76,7
3 [^]	6	38,7	50,3	80,5
4 [^]	6	52,6	68,4	109,5
5 [^]	6	22,6	29,4	47,0

Tabella 15.1 Sforzo normale sui chiodi.



SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE

FILE NR.
20004C1110B

LAVORO:
PROGETTO COSTRUTTIVO
Relazione di calcolo delle opere provvisoriale all'imbocco del tunnel e
sottoattraversamento Piazza Verdi

CLIENTE:
CMB - Cooperativa Muratori e
Braccianti di Carpi

FOGLIO
78 di 157

16 Tunnel attraversamento Piazza Verdi – sezione O-0

Si illustra di seguito il modello di calcolo della sezione L-L inerente al tratto di galleria artificiale che attraversa Piazza Verdi.

16.1 Modello di calcolo

Nella sezione in oggetto le fasi di costruzione considerate nella modellazione numerica sono le seguenti:

- 1) Fase iniziale
- 2) Scavo fino alla quota di 260.40 m
- 3) Realizzazione berlinese di micropali
- 4) Scavo fino alla quota di 259.80 m e realizzazione cordolo di testa
- 5) Scavo fino al 1^a ordine di puntellazione (quota 256.80 m)
- 6) Installazione puntello idraulico
- 7) Realizzazione soletta di copertura tunnel
- 8) Ritombamento e ripristino sede stradale
- 9) Scavo fino alla quota di fondo scavo (252.50 m)
 - 9.1) Applicazione sovraccarico al p.c.
- 10) Realizzazione platea di fondazione
- 11) Realizzazione pareti tunnel fino al cordolo del puntello idraulico
- 12) Rimozione puntello idraulico
 - 12.1) Applicazione sovraccarico al p.c.
- 13) Completamento pareti tunnel
- 14) Applicazione sovraccarico al p.c.

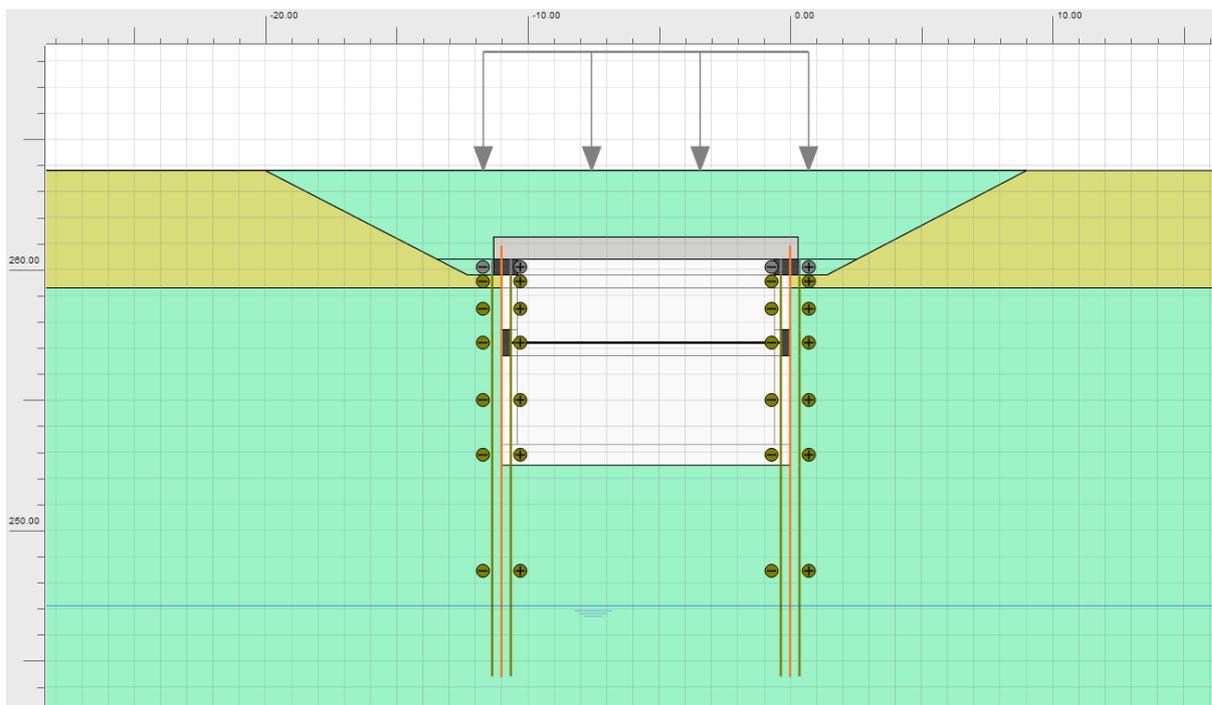


Figura 16.1 Vista del modello di calcolo nella fase di fondo scavo (fase 9).

16.2 Risultati

Si riportano di seguito i risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni agenti sulle strutture facendo riferimento alle fasi di costruzione più critiche dal punto di vista deformativo e tensionale.

16.2.1 Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali

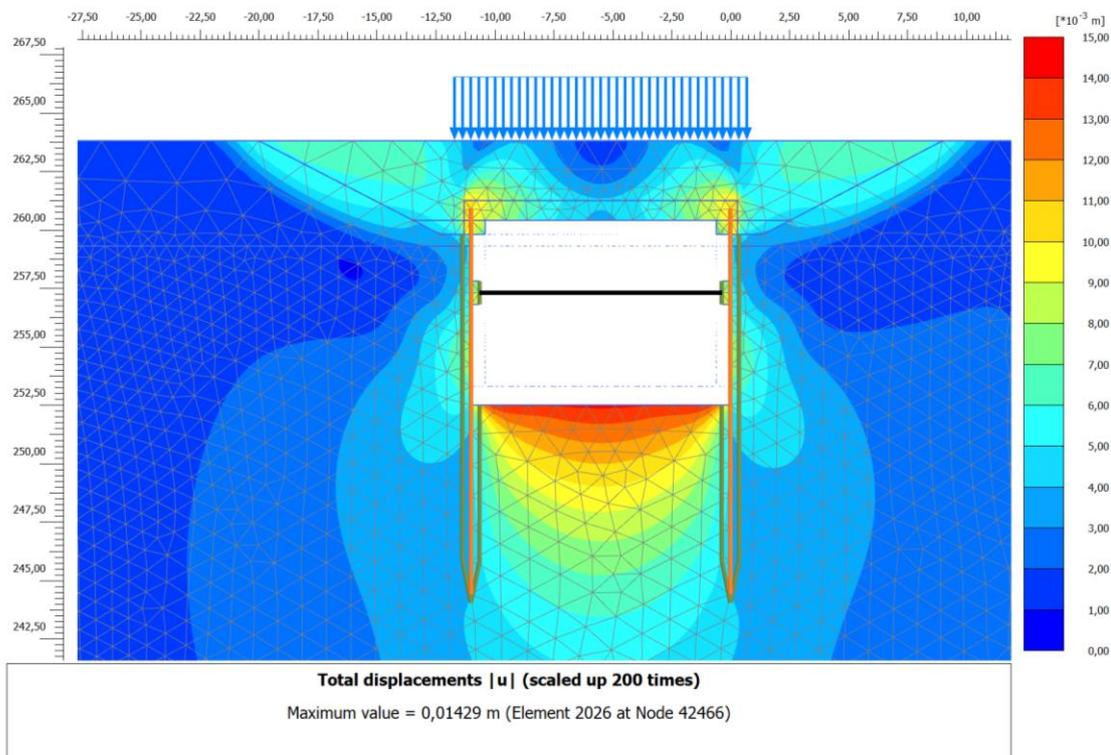


Figura 16.2 Spostamenti nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 9.1).

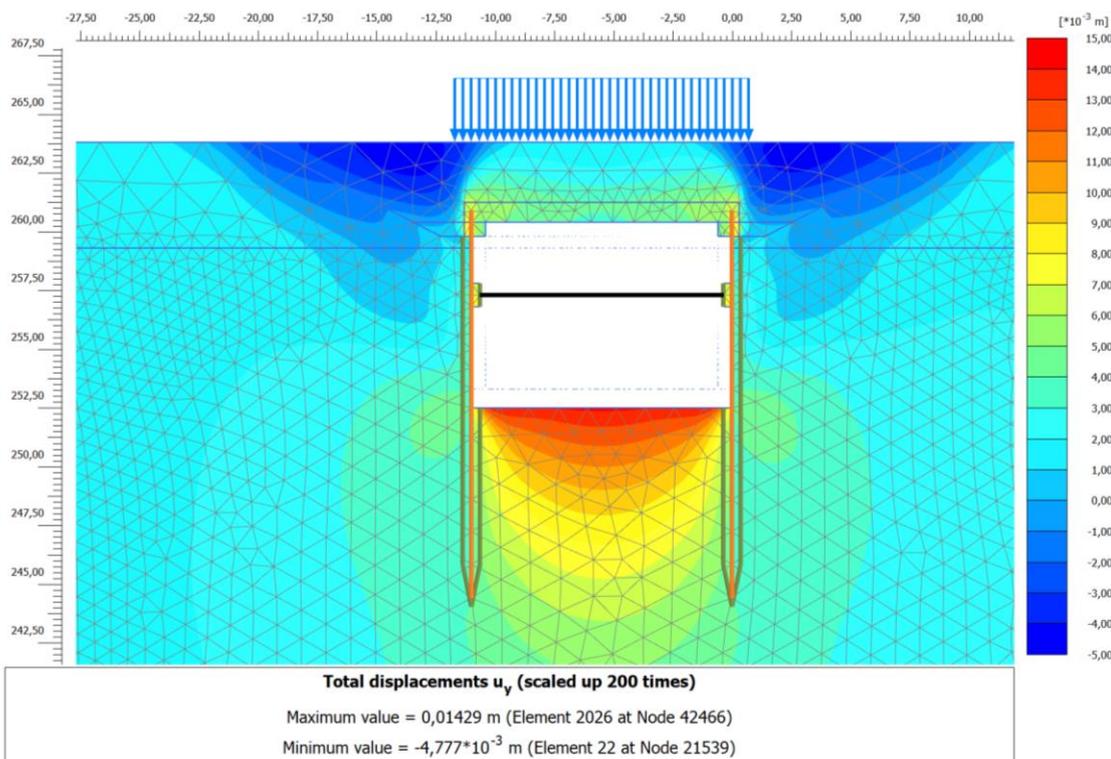


Figura 16.3 Spostamenti verticali nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 9.1).

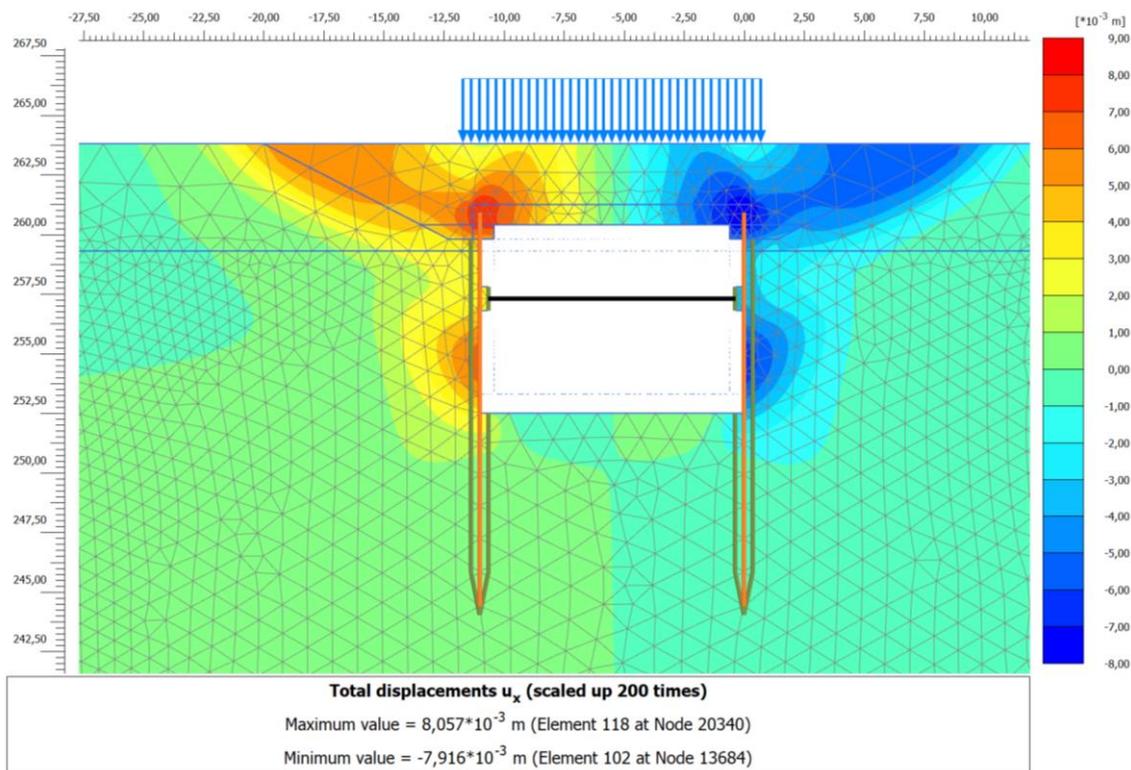


Figura 16.4 Spostamenti orizzontali nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 9.1).

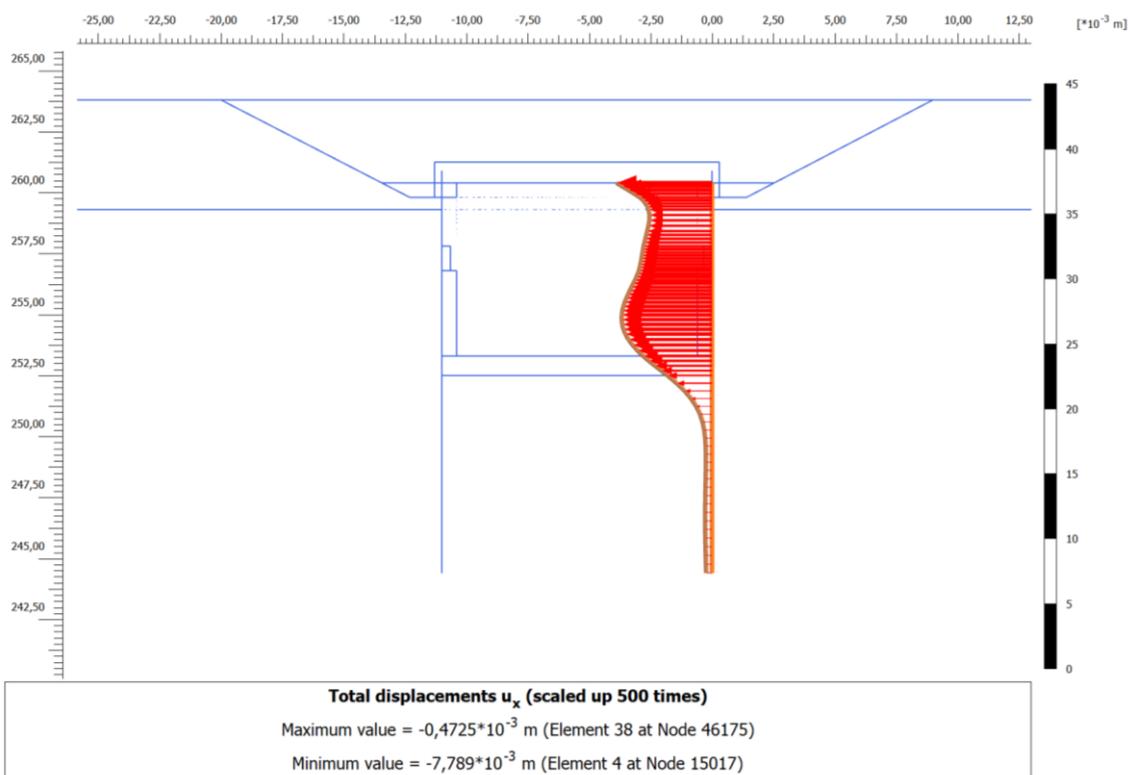


Figura 16.5 Spostamenti della berlinese DX nella fase di rimozione del puntello (fase 12).

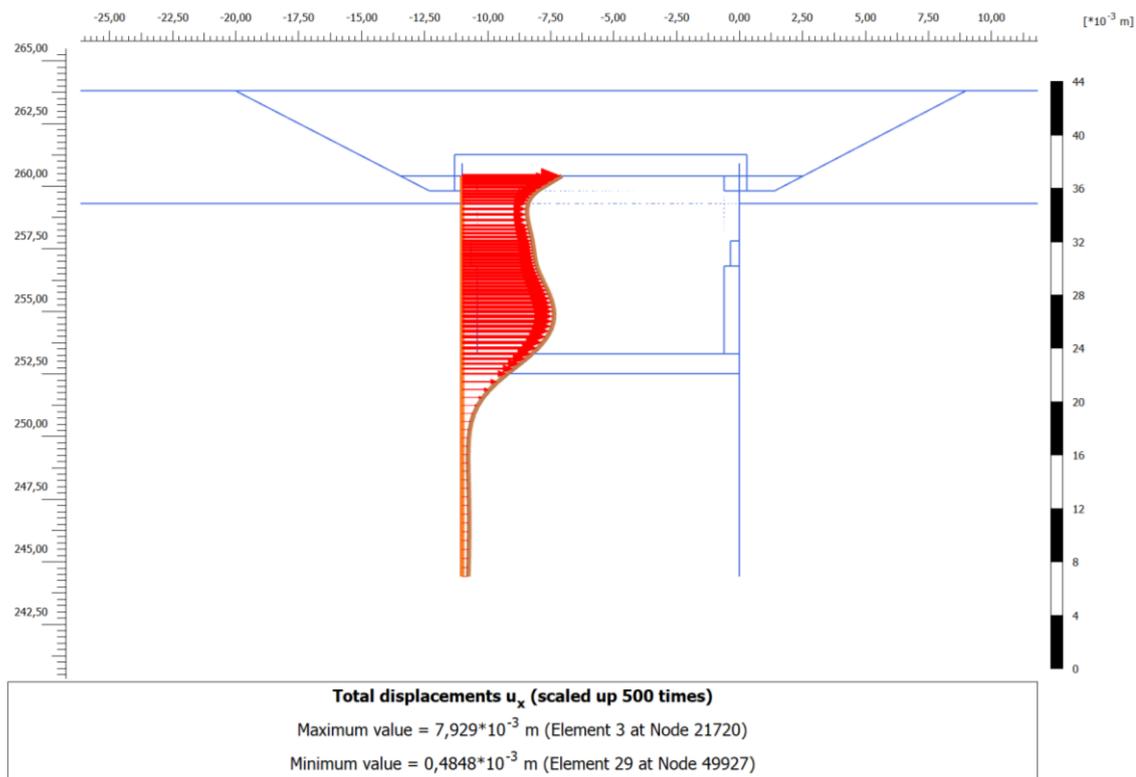


Figura 16.6 Spostamenti della berlinese SX nella fase di rimozione del puntello (fase 12).

Con riferimento alla fase di fondo scavo con applicazione del sovraccarico al p.c., si osserva che lo spostamento massimo stimato è pari a 1.4 cm. Tale spostamento coincide con il massimo spostamento verticale causato dal rigonfiamento del terreno a seguito dello scavo.

Lo spostamento orizzontale massimo stimato della berlinese di micropali è pari a 8 mm. Considerata la tridimensionalità dell'opera in relazione al modello di calcolo in stato piano si possono stimare gli spostamenti reali della berlinese di micropali pari a circa 6 mm.

16.2.2 Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali

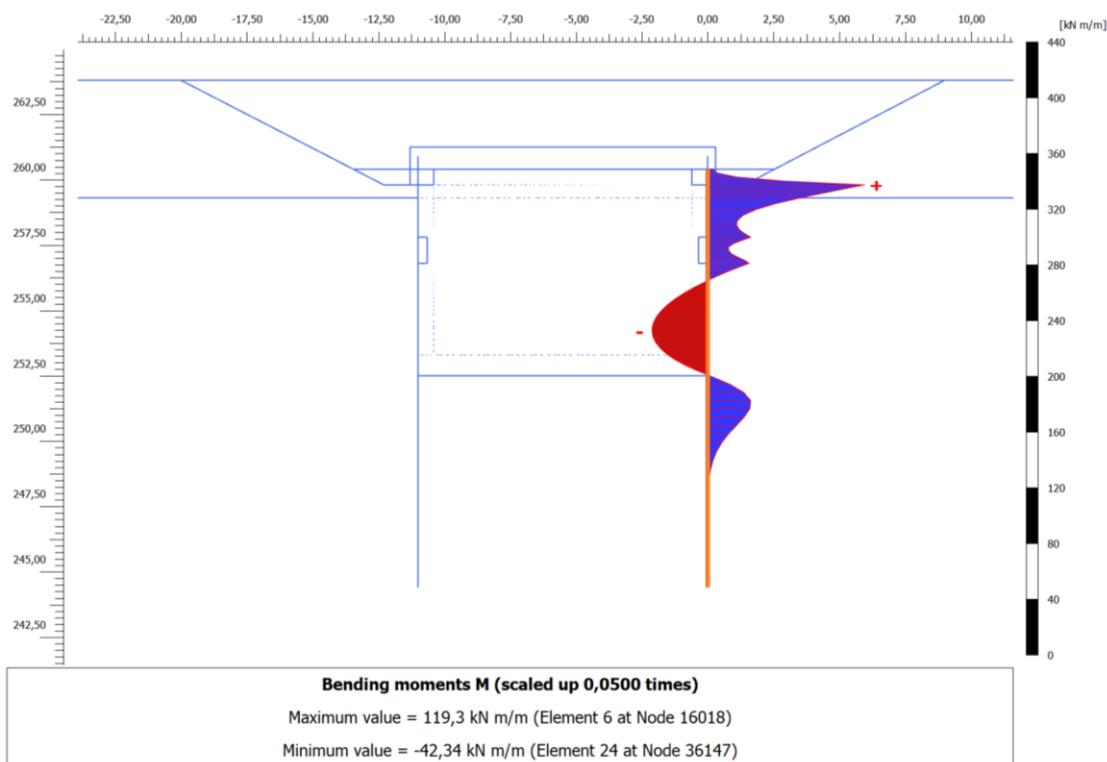


Figura 16.7 Andamento del momento sulla berlinese DX con sovraccarico al p.c. nella fase di fondo scavo (fase 9.1).

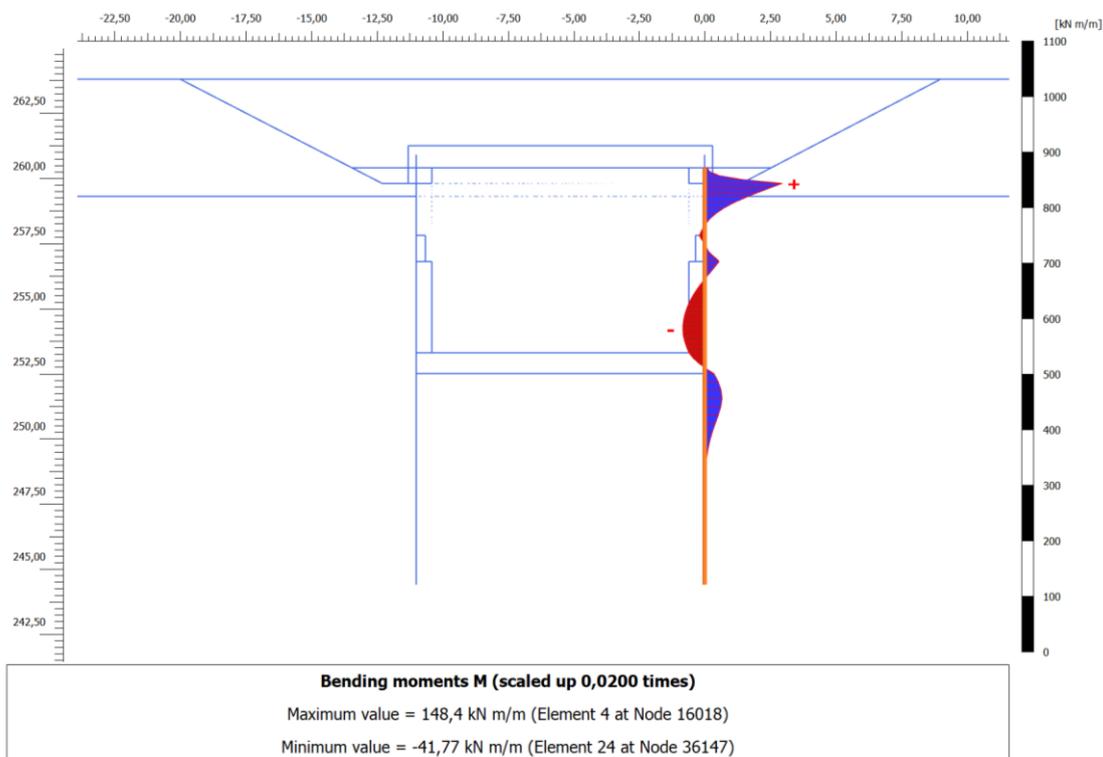


Figura 16.8 Andamento del momento sulla berlinese DX con sovraccarico al p.c. dopo la rimozione del puntello (fase 12.1).

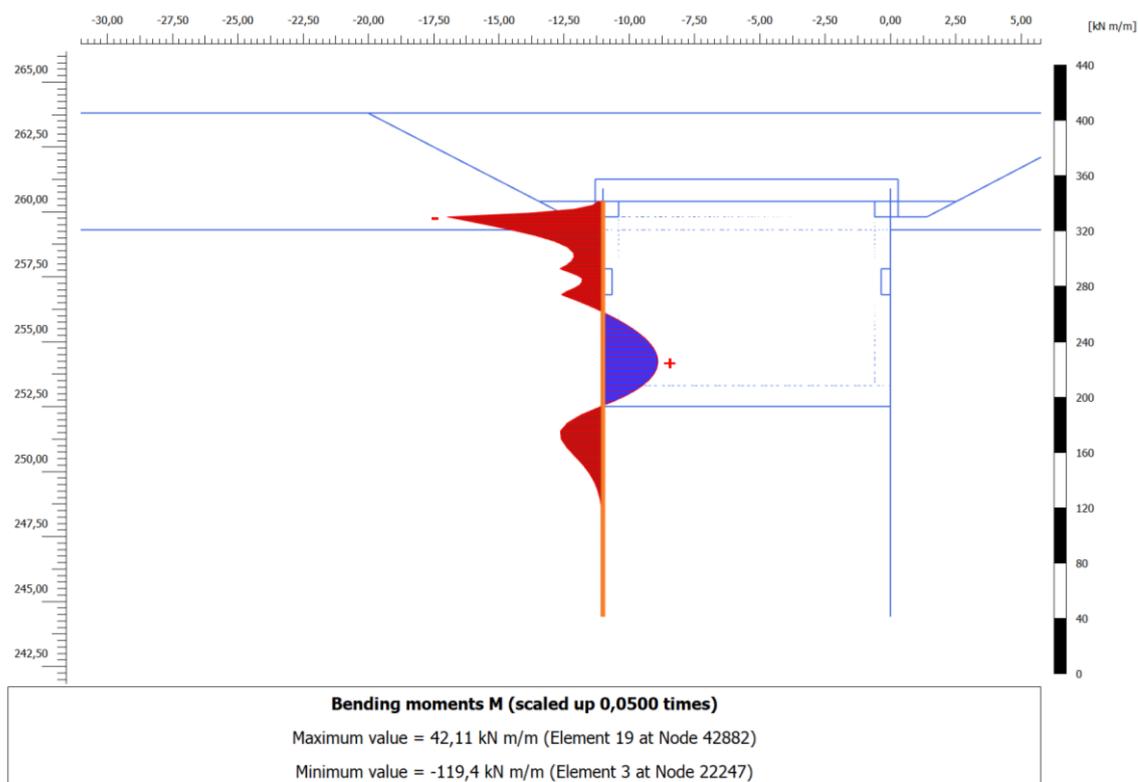


Figura 16.9 Andamento del momento sulla berlinese SX con sovraccarico al p.c. nella fase di fondo scavo (fase 9.1).

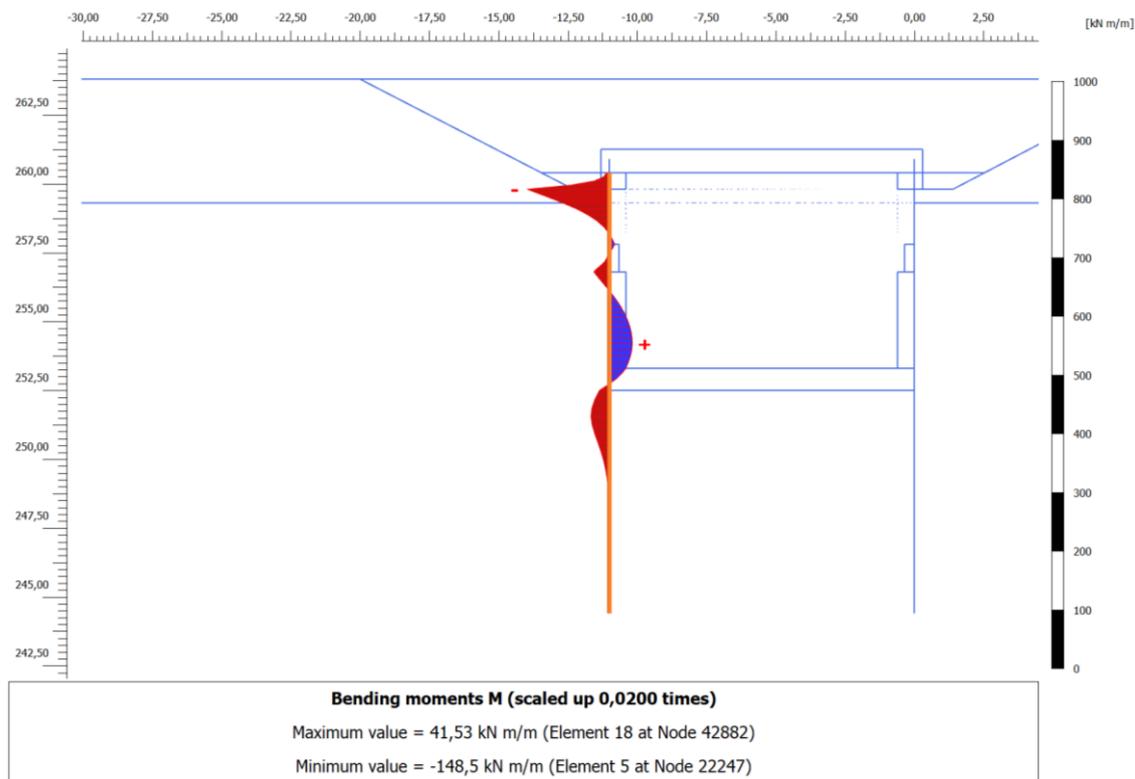


Figura 16.10 Andamento del momento sulla berlinese SX con sovraccarico al p.c. dopo la rimozione del puntello (fase 12.1).

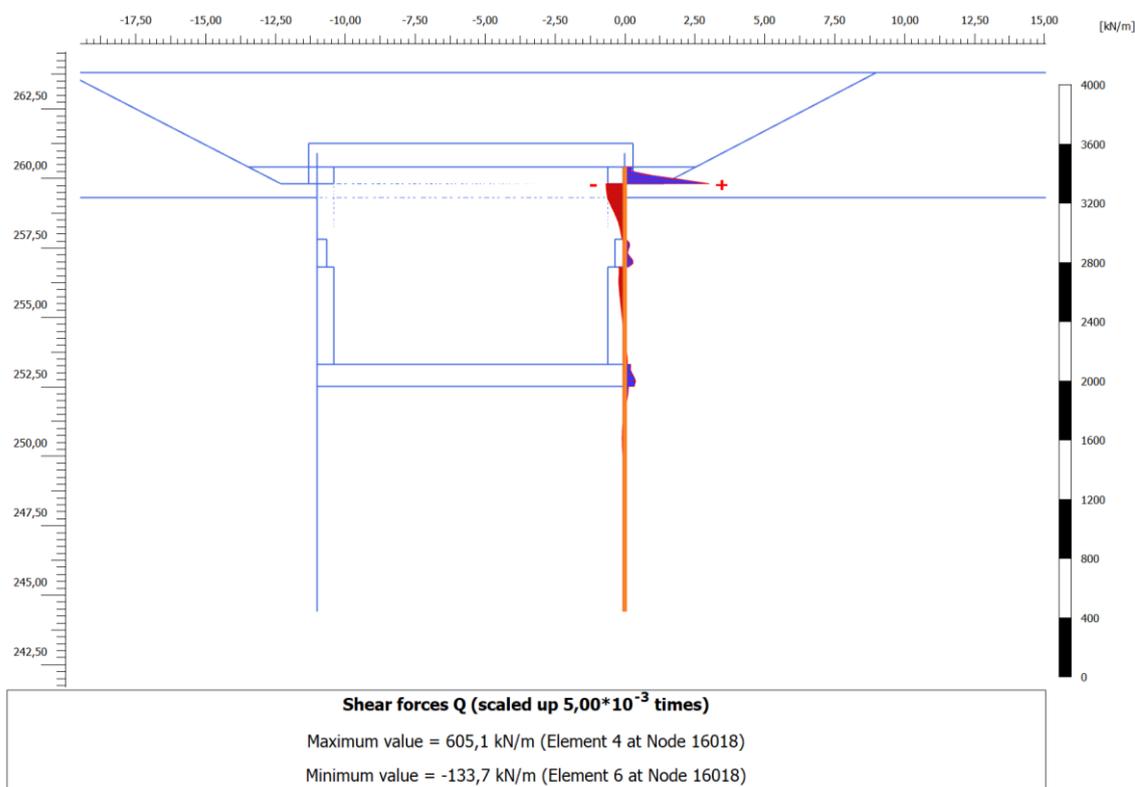


Figura 16.11 Andamento del taglio sulla berlinese DX con sovraccarico al p.c. dopo la rimozione del puntello (fase 12.1).

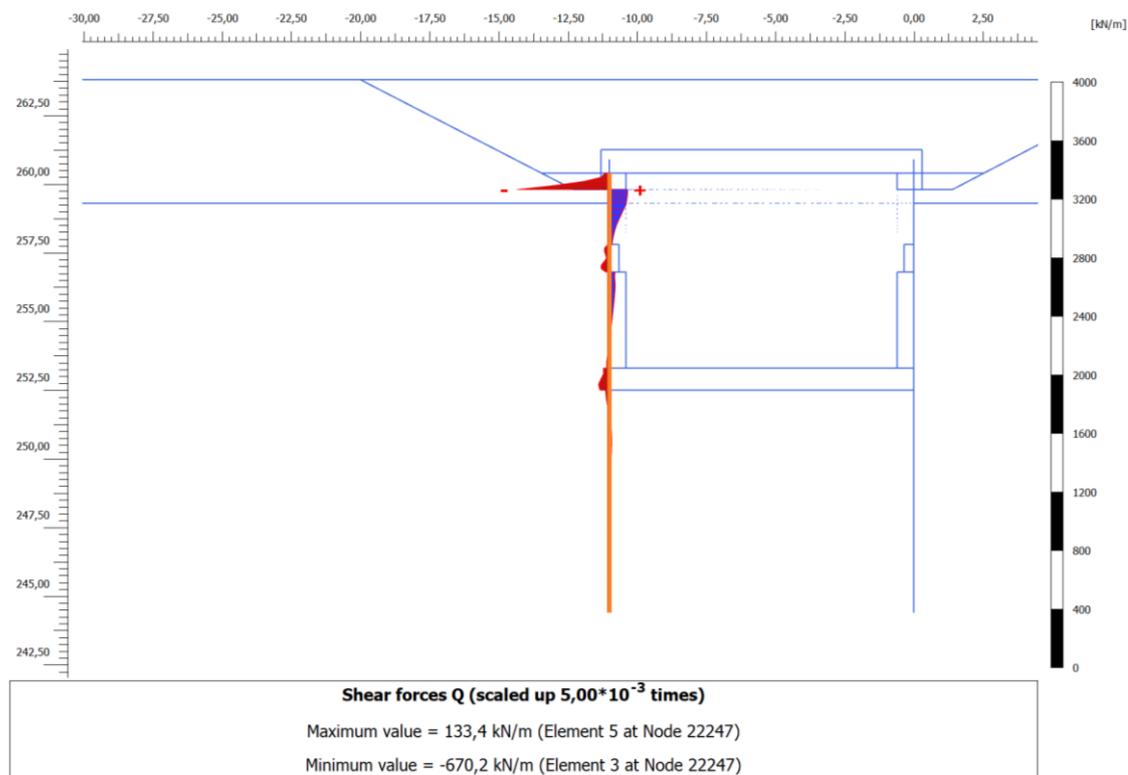


Figura 16.12 Andamento del taglio sulla berlinese SX con sovraccarico al p.c. dopo la rimozione del puntello (fase 12.1).

16.2.2.1 Sforzo normale sui micropali

Lo sforzo normale sui micropali è stato calcolato considerando il carico gravante sugli stessi per un tratto di tunnel di lunghezza 6 metri, corrispondente a cinque travi prefabbricate larghe ciascuna 1.20 m impiegate per la realizzazione del solaio di copertura.

Il carico agente sui micropali è dato dalla ripartizione sugli stessi della somma del peso proprio della soletta di copertura e del terreno riportato per ritombare l'opera fino al piano stradale di Piazza Verdi, alla quale si aggiunge il sovraccarico variabile pari a 20 kPa.

Nella sezione in esame la soletta di copertura ha una larghezza di 11.60 m e lo spessore pari a 85 cm (60 cm di trave prefabbricata e 25 cm di getto di ricoprimento).

Il peso proprio della trave prefabbricata impiegata (Top Bridge N di 1^a categoria o equivalente) è pari a 690 kg/m (dato dedotto dalla scheda tecnica del prodotto fornita dal produttore). Pertanto, il peso proprio della soletta di copertura risulta pari alla somma del peso delle travi prefabbricate e del getto di ricoprimento:

$$PP_{\text{SOLETTA}} = PP_{\text{TRAVI}} + PP_{\text{GETTO CLS}} = 5 \times (6.9 \times 11.60) + (0.25 \times 11.60 \times 6) \times 25 = 835.2 \text{ kN}$$

L'altezza media di rinterro della copertura del tunnel è pari a 2.50 m. Assunto $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ il peso proprio del terreno risulta:

$$PP_{\text{RINTERRO}} = 20 \times (2.50 \times 11.60 \times 6) = 3480 \text{ kN}$$

Infine, sull'impronta di carico considerata, il sovraccarico stradale grava per:

$$Q = 20 \times 11.60 \times 6 = 1392 \text{ kN}$$

Considerati i coefficienti prescritti dalle Norme Tecniche per le azioni $\gamma_G = 1.3$ per i carichi permanenti strutturali e non, e $\gamma_Q = 1.5$ per i carichi variabili, si calcola il carico complessivo agli SLU:

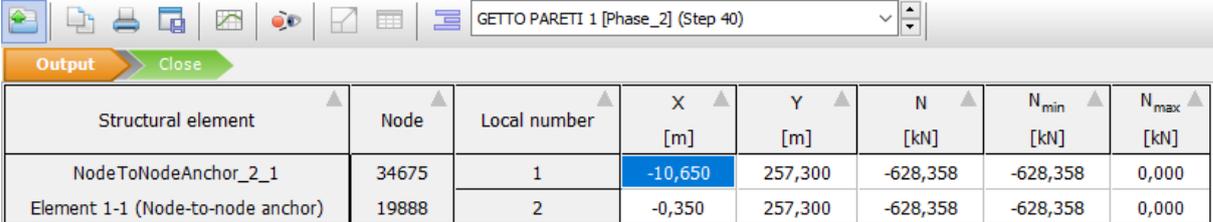
$$(Q_{\text{tot}})_{\text{SLU}} = (PP_{\text{SOLETTA}} + PP_{\text{RINTERRO}}) \times \gamma_G + Q \times \gamma_Q = 4315.2 \times 1.3 + 1392 \times 1.5 = 7697.76 \approx 7698 \text{ kN}$$

Il carico agente sul singolo micropalo è pari al carico totale suddiviso tra le due berlinesi ed il numero di pali presenti per il tratto di tunnel considerato di lunghezza 6 m (16 micropali):

$$N_{\text{SLU}} = 7698 / 2 / 16 = 240.6 \text{ kN}$$

16.2.3 Analisi delle sollecitazioni sui puntelli

Si riportano di seguito gli output relativi alla reazione massima dei puntelli idraulici previsti a progetto.



Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	34675	1	-10,650	257,300	-628,358	-628,358	0,000
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	19888	2	-0,350	257,300	-628,358	-628,358	0,000

Figura 16.13 Reazione massima sul puntello.

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisorie all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

17 Berlinese W201 – sezione P-P

Si illustra di seguito il modello di calcolo della sezione P-P inerente alla berlinese trasversale W201.

A seguire si riportano i risultati in termini di deformazioni e sollecitazioni sugli elementi strutturali.

17.1 Modello di calcolo

Nella sezione in oggetto le fasi di costruzione considerate nella modellazione numerica sono le seguenti:

- 1) Fase iniziale
- 2) Prescavo
- 3) Realizzazione berlinese di micropali e cordolo di testa
- 4) Scavo in pendenza fino alla quota 259.80 m (*per realizzazione cordolo di testa micropali tunnel*)
 - 4.1) Applicazione sovraccarico al p.c.
- 5) Installazione puntello inclinato
- 6) Rimozione berma
 - 6.1) Applicazione sovraccarico al p.c.
- 7) Posa travi di copertura tunnel a contrasto sulla berlinese
- 8) Scavo fino alla quota di fondo scavo pari a 256.80 m (*per installazione puntello idraulico tunnel*)
 - 8.1) Applicazione sovraccarico al p.c.
- 9) Rimozione puntello inclinato
 - 9.1) Applicazione sovraccarico al p.c.
- 10) Realizzazione copertura tunnel
 - 10.1) Applicazione sovraccarico al p.c.

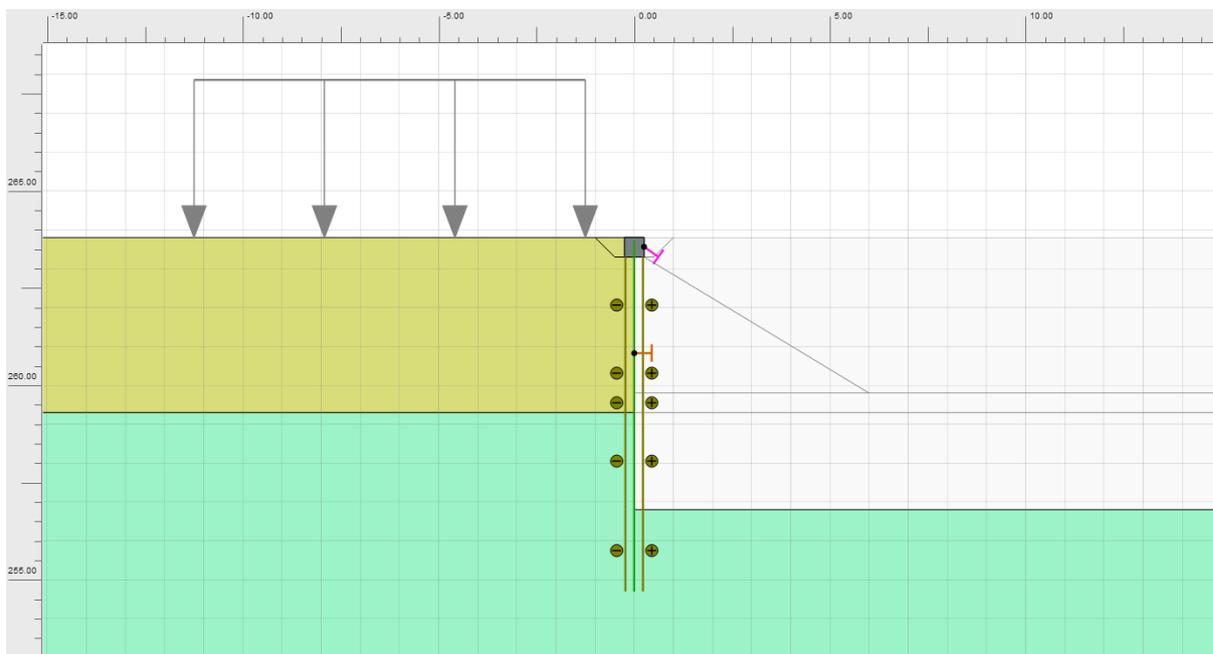


Figura 17.1 Vista del modello di calcolo nella fase di fondo scavo (fase 8).

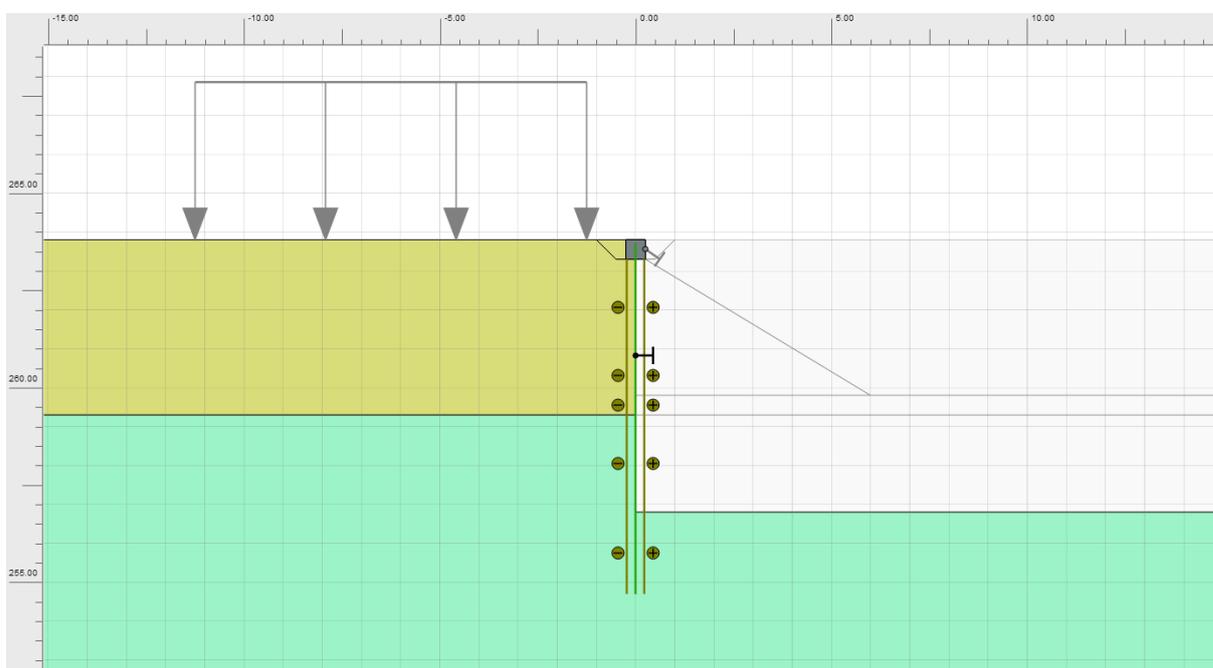


Figura 17.2 Vista del modello di calcolo nella fase con copertura tunnel a contrasto della berlinese (fase 10).

17.2 Risultati

Si riportano di seguito i risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni agenti sulle strutture facendo riferimento alle fasi di costruzione più critiche dal punto di vista deformativo e tensionale.

17.2.1 Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali

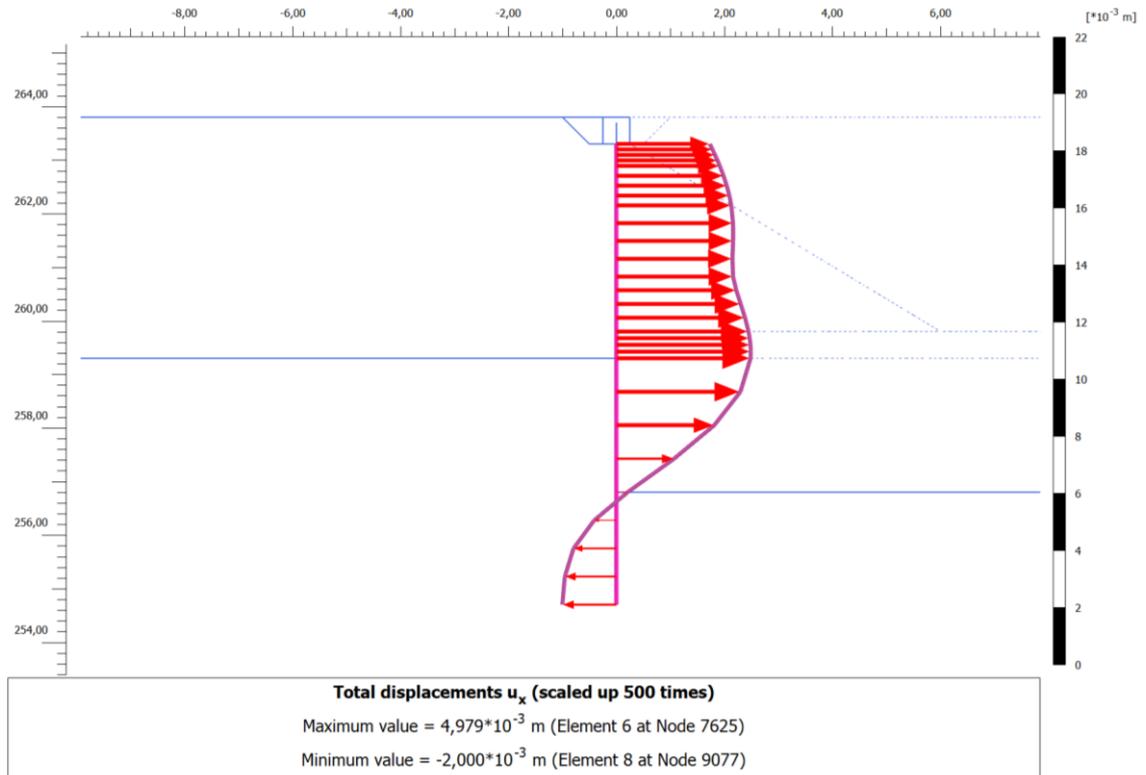


Figura 17.3 Spostamenti orizzontali della berlinese a fondo scavo (fase 9).

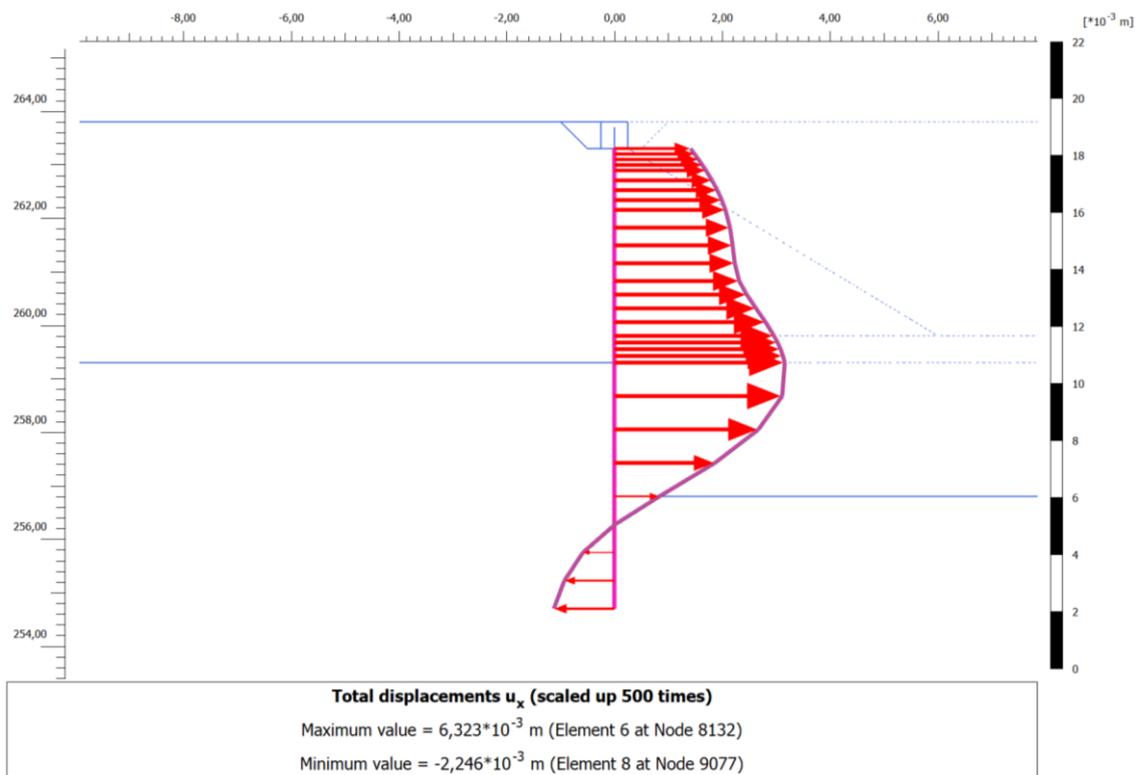


Figura 17.4 Spostamenti orizzontali della berlinese con sovraccarico al p.c. dopo la rimozione del puntello (fase 9.1).

Con riferimento alla fase di applicazione del sovraccarico al p.c. dopo la rimozione del puntello, si osserva che lo spostamento orizzontale massimo stimato della berlinese è pari a 6.3 mm.

Considerata la tridimensionalità dell'opera in relazione al modello di calcolo in stato piano si possono stimare gli spostamenti reali della berlinese di micropali pari a circa 5 mm. Tale valore risulta compatibile con le opere previste a progetto e non altera la funzionalità della strada a monte della berlinese nella fase in cui il traffico sarà deviato su Piazza Verdi Nord.

17.2.2 Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali

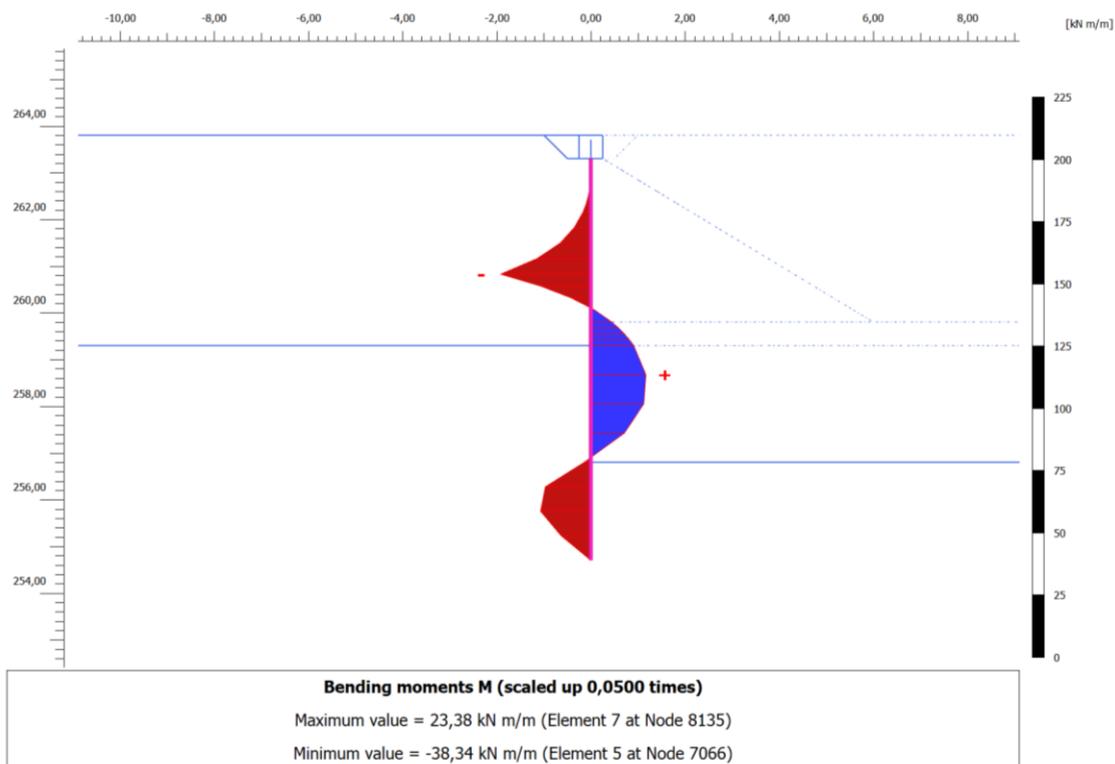


Figura 17.5 Andamento del momento sulla berlinese con sovraccarico al p.c. e copertura del tunnel a contrasto (fase 10.1).

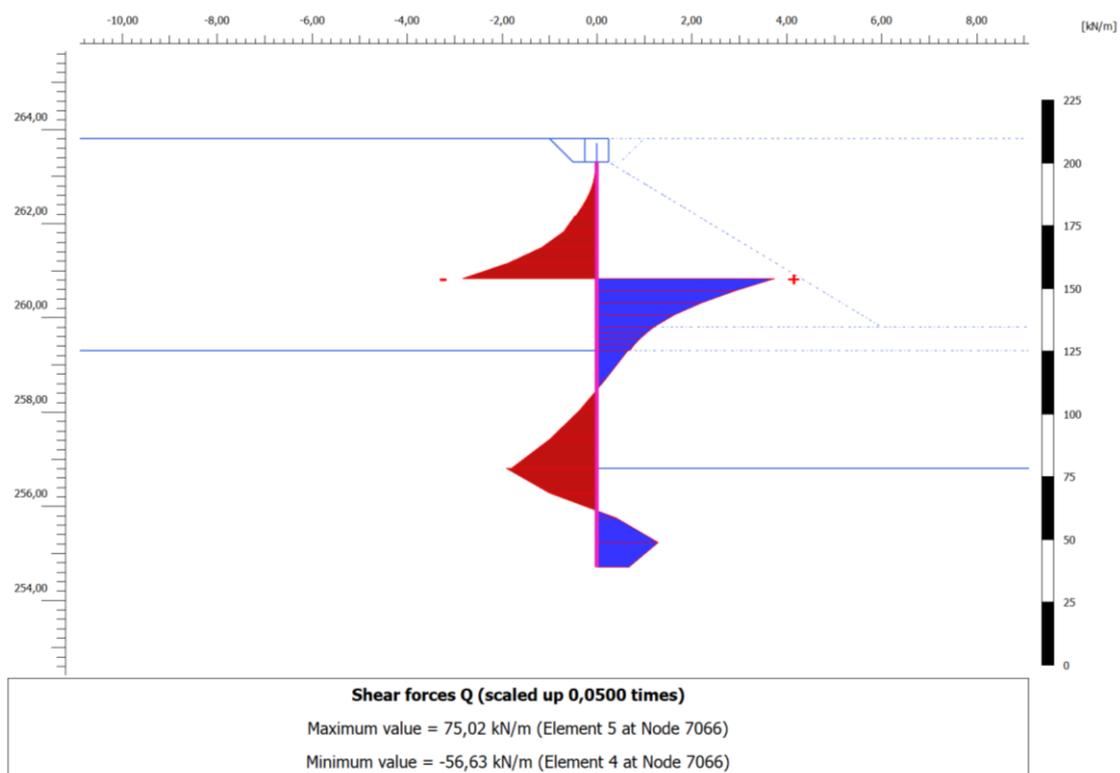
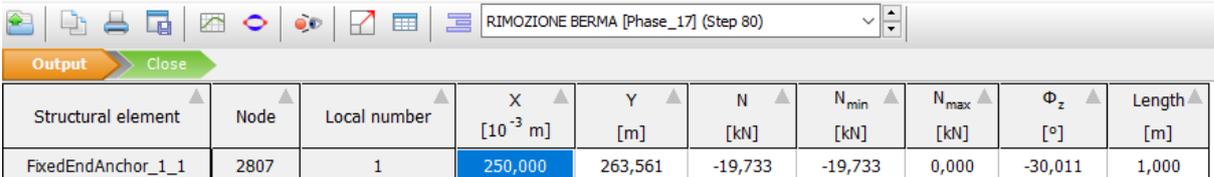


Figura 17.6 Andamento del taglio sulla berlinese al p.c. e copertura del tunnel a contrasto (fase 10.1).

17.2.3 Analisi delle sollecitazioni sul puntello e sul cordolo di testa dei micropali

Si riporta di seguito l'output relativo al vincolo di testa dei micropali.



Structural element	Node	Local number	X [10 ⁻³ m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	Φ _z [°]	Length [m]
FixedEndAnchor_1_1	2807	1	250,000	263,561	-19,733	-19,733	0,000	-30,011	1,000

Figura 17.7 Reazione massima sul puntello.

Per determina la reazione agli SLU si applica il coefficiente amplificativo pari a 1.3 (gruppo A1), come previsto dalle vigenti NTC:

$$N_{SLU} = 19.73 \times 1.3 = 25.65 \text{ kN}$$

Come già riportato al paragrafo 7.5 – Elementi strutturali, al vincolo suddetto è stata assegnata la rigidità dei puntelli distribuita sulla lunghezza del cordolo di testa dei micropali, pertanto si procede al calcolo delle sollecitazioni effettive sui puntelli e sul cordolo considerando lo schema statico di trave su doppio appoggio con sbalzo alle estremità con carico uniformemente distribuito q (Figura 16.11).

Dato che i puntelli sono inclinati di circa 30° rispetto all'orizzontale si scompone il carico secondo le direzioni (x, y); risulta:

$$q_x = 25.65 \times \cos 30^\circ = 22.21 \text{ kN/m}$$

$$q_y = 25.65 \times \sin 30^\circ = 12.83 \text{ kN/m}$$

Il carico q_y costituisce un carico normale di trazione sui micropali. Noto l'interasse tra i micropali pari a 45 cm, lo sforzo normale ripartito sui micropali presenti per metro lineare di paratia risulta:

$$N_{palo} = 12.83 / n. 2 \text{ pali} = 6.42 \text{ kN}$$

Visto il valore piuttosto esiguo, si omette nel seguito la verifica geotecnica a trazione dei micropali della berlinese in oggetto.

Al fine di valutare le sollecitazioni massime sui puntelli e sul cordolo di testa dei micropali, è stato usato il programma F-TOOL il quale consente la risoluzione di schemi strutturali bidimensionali.

In Figura 16.11 è illustrata la trave di lunghezza pari a quella del cordolo con applicato il carico uniformemente distribuito q_y . In Figura 16.12 e 16.13 sono riportati gli andamenti rispettivamente del momento flettente e del taglio.

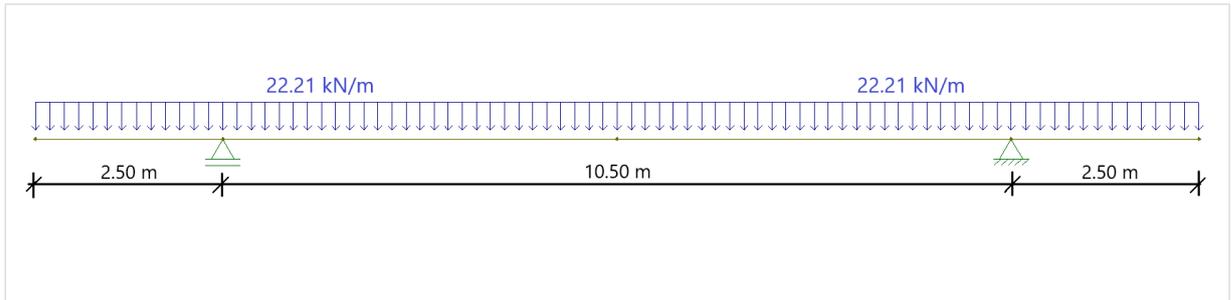


Figura 17.8 Schema statico cordolo berlinese.

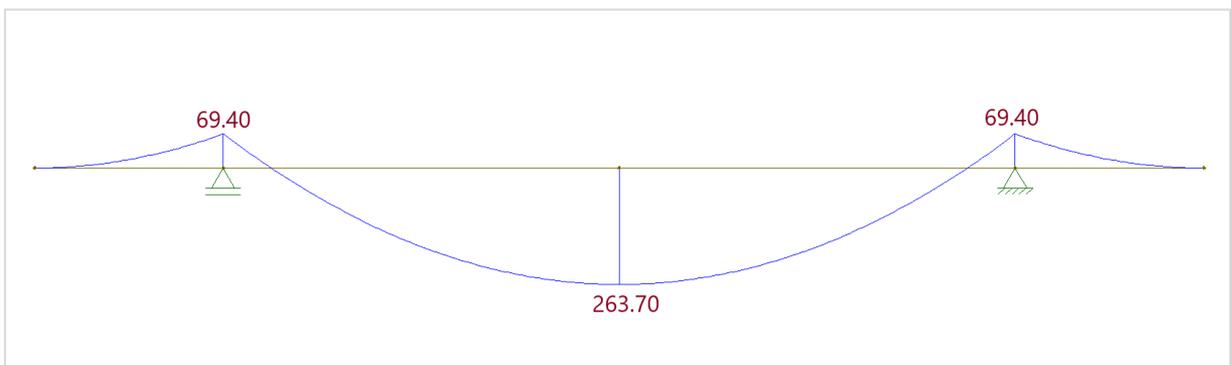


Figura 17.9 Andamento del momento flettente.

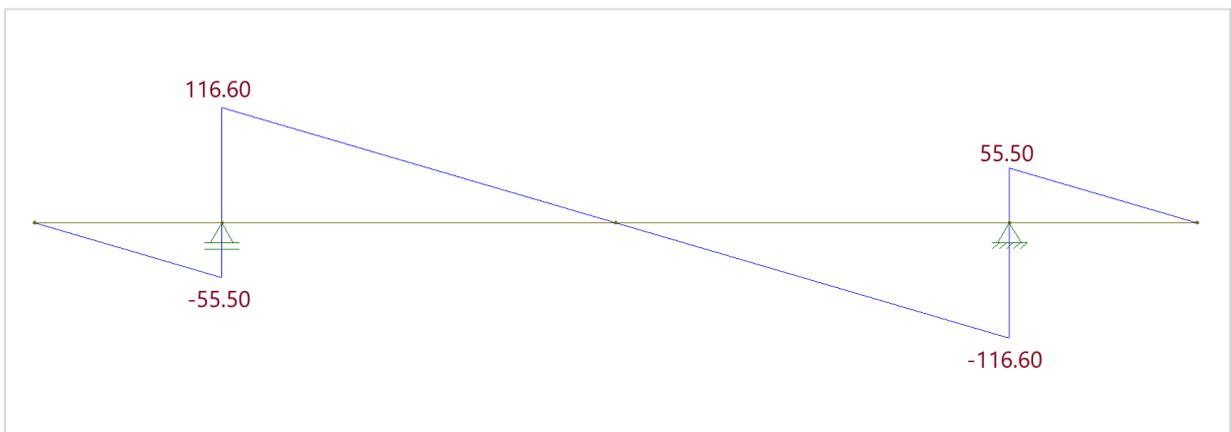


Figura 17.10 Andamento del taglio.

La reazione massima dei vincoli risulta:

$$V_{\max} = 172.10 \text{ kN}$$

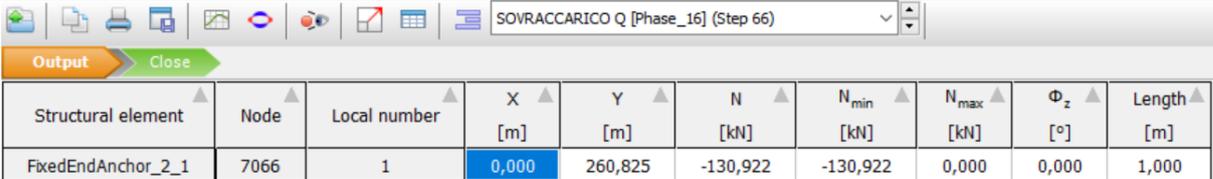
Pertanto, la sollecitazione sui puntelli vale:

$$N_{\max} = 172.10 / \cos 30^\circ = 198.80 \text{ kN}$$

Nel capito 17 – Verifiche opere di sostegno sono riportate le verifiche strutturali dei puntelli e del cordolo di testa della berlinese W201.

17.2.4 Analisi delle sollecitazioni sulla copertura del tunnel

Si riporta di seguito la sollecitazione massima agente sulla copertura del tunnel che contrasta la berlinese.



Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	Φ _z [°]	Length [m]
FixedEndAnchor_2_1	7066	1	0,000	260,825	-130,922	-130,922	0,000	0,000	1,000

Figura 17.11 Reazione massima sulla copertura del tunnel.

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisoriale all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

18 VERIFICHE OPERE DI SOSTEGNO

18.1 Berlinese di micropali

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei micropali considerando le massime sollecitazioni per ciascuna delle sezioni di calcolo considerata.

Per i micropali della sezione L-L si riporta inoltre la verifica geotecnica dei micropali, ovvero di capacità portante, in quanto nella fase intermedia sostengono la copertura ed il terreno di ritombamento del tunnel che attraversa Piazza Verdi.

18.1.1 Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali vengono condotte sulla sezione ridotta dell'armatura del tubolare, ovvero laddove i tubi sono giuntati mediante manicotto esterno. Si considera pertanto uno spessore del tubo ridotto dell'altezza del filetto (1.5 mm).

Per il profilo tubolare $\Phi 168.3/7.1$ mm si considera una sezione ridotta di diametro 165.3 mm e spessore 5.6 mm, mentre per il profilo $\Phi 219.1/8$ mm si considera una sezione ridotta di diametro 216.1 mm e spessore 6.5 mm.

18.1.1.1 Berlinese W214 – sezione A-A

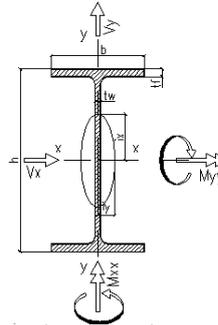
Noto l'interasse tra i micropali pari a 0.45 m, si applica il coefficiente amplificativo 1.3 (gruppo A1) per ricavare le sollecitazioni (momento flettente e taglio) agli SLU.

$$M_{SLU} = 41.88 \times 0.45 \times 1.3 = 24.50 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU} = 31.20 \times 0.45 \times 1.3 = 18.25 \text{ kN}$$

Con un foglio di elaborazione interna, si verifica l'armatura del micropalo. VERIFICA SODDISFATTA

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3							
Geometrics Dimensions		Statics Characteristic					
Shape	Ø 165,3x5,6	A=	28,1	cm2	Weight=	22,0	kg/m
		Avx =	28,1	cm2	Avy=	28,1	cm2
		Jxx =	897,0	cm4	Jyy =	897,0	cm4
		Wxx =	108,5	cm3	Wyy =	108,5	cm3
		Wpl,xx =	142,9	cm3	Wpl,yy =	142,9	cm3
		Sx =	71,4	cm3	Sy =	71,4	cm3
		ix =	5,65	cm	iy =	5,65	cm
		ψx =	1,32		ψy =	1,32	
Material Property and Partial Factor							
Steel grade	S355J0						
E =	2060000	daN/cm2					
fyk=	3550	daN/cm2					
γM0=	1,05						
γM1=	1,05						
Axial Force		Nsd=	0	daN			
Internal Force Acting in xx direction		Internal Force Acting in YY direction					
Shape of bending moment	Linear	Shape of bending moment	Linear				
Msd,xx,A=	0	daNm	Msd,yy,A=	2450	daNm		
Msd,xx,B=	0	daNm	Msd,yy,B=	0	daNm		
Msd,xx =	0	daNm	Msd,yy =	2450	daNm		
Vsd,x=	0	daN	Vsd,y=	1825	daN		
Axial Force Resistance							
Npl,rd = A fy/γM0 =	94942,71	daN	Nsd/Nrd =	0,000	< 1		
Shear Plastic Resistance							
Vpl,rd,x=	54.815	daN	Vsd,x < 0.5 Vpl,rd,x	ρ x =	0,000		
Vpl,rd,y=	54.815	daN	Vsd,x < 0.5 Vpl,rd,y	ρ y =	0,000		
		Vsd,x / Vpl,rd,x =		0,000	< 1		
		Vsd,y / Vpl,rd,y =		0,033	< 1		
Bending Moment Resistance							
Mcrd,xx = Wpl,x(1- ρx) fy/γM0	4830,8	daNm	Msd,xx / Mcrd,xx =	0,000	< 1		
Mcrd,yy = Wpl,y(1- ρy) fy/γM0	4830,8	daNm	Msd,yy / Mcrd,yy =	0,507	< 1		
Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance							
Nsd/Npl,rd + Msd,xx/Mcrd,xx + Msd,yy/Mcrd,yy =		0 + 0 + 0,507		0,507	< 1		



$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_x}$$

$$\sigma_{crit,x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}, \quad \sigma_{crit,y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}}, \quad \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$$

18.1.1.2 Berlinese W001 - sezione B-B

Noto l'interasse tra i micropali pari a 0.45 m, si applica il coefficiente amplificativo 1.3 (gruppo A1) per ricavare le sollecitazioni (momento flettente e taglio) agli SLU.

$$M_{SLU} = 48.14 \times 0.45 \times 1.3 = 28.16 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU} = 190.6 \times 0.45 \times 1.3 = 111.50 \text{ kN}$$

Con un foglio di elaborazione interna, si verifica l'armatura del micropalo. **VERIFICA SODDISFATTA**

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3							
Geometrics Dimensions		Statics Characteristic					
Shape	Ø 165,3x5,6	A=	28,1	cm ²	Weight=	22,0	kg/m
		Avx =	28,1	cm ²	Avy=	28,1	cm ²
		Jxx =	897,0	cm ⁴	Jyy =	897,0	cm ⁴
		Wxx =	108,5	cm ³	Wyy =	108,5	cm ³
		Wpl,xx =	142,9	cm ³	Wpl,yy =	142,9	cm ³
		Sx =	71,4	cm ³	Sy =	71,4	cm ³
		ix =	5,65	cm	iy =	5,65	cm
		ψx =	1,32		ψy =	1,32	
Material Property and Partial Factor		$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_x}$ $\sigma_{crit,x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}, \quad \sigma_{crit,y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$ $\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}}, \quad \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$					
Steel grade	S355J0						
E =	2060000 daN/cm ²						
f _{yk} =	3550 daN/cm ²						
γ _{M0} =	1,05						
γ _{M1} =	1,05						
Axial Force		N _{sd} =	0	daN			
Internal Force Acting in xx direction			Internal Force Acting in YY direction				
Shape of bending moment	Linear	Shape of bending moment	Linear				
M _{sd,xx,A} =	0 daNm	M _{sd,yy,A} =	2816 daNm				
M _{sd,xx,B} =	0 daNm	M _{sd,yy,B} =	0 daNm				
M _{sd,xx} =	0 daNm	M _{sd,yy} =	2816 daNm				
V _{sd,x} =	0 daN	V _{sd,y} =	11150 daN				
Axial Force Resistance		N _{sd} /N _{rd} =					
N _{pl,rd} = A f _y /γ _{M0} =	94942,71 daN			0,000	< 1		
Shear Plastic Resistance		V _{sd,x} / V _{pl,rd,x} =					
V _{pl,rd,x} =	54.815 daN	V _{sd,x} < 0.5 V _{pl,rd,x}	ρ _x =	0,000	0,000 < 1		
V _{pl,rd,y} =	54.815 daN	V _{sd,x} < 0.5 V _{pl,rd,y}	ρ _y =	0,000	0,203 < 1		
Bending Moment Resistance		M _{sd,xx} / M _{crd,xx} =					
M _{crd,xx} = W _{pl,x} (1- ρ _x) f _y /γ _{M0}	4830,8 daNm			0,000	< 1		
M _{crd,yy} = W _{pl,y} (1- ρ _y) f _y /g _{M0}	4830,8 daNm			0,583	< 1		
Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance		N _{sd} /N _{pl,rd} + M _{sd,xx} /M _{crd,xx} + M _{sd,yy} /M _{crd,yy} =					
				0 + 0 + 0,583	0,583 < 1		

18.1.1.3 Berlinese W001 - sezione D-D

Noto l'interasse tra i micropali pari a 0.45 m, si applica il coefficiente amplificativo 1.3 (gruppo A1) per ricavare le sollecitazioni (momento flettente e taglio) agli SLU.

$$M_{SLU} = 22.09 \times 0.45 \times 1.3 = 12.92 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU} = 37.89 \times 0.45 \times 1.3 = 22.17 \text{ kN}$$

Con un foglio di elaborazione interna, si verifica l'armatura del micropalo. VERIFICA SODDISFATTA

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3							
Geometrics Dimensions		Statics Characteristic					
Shape	Ø 165,3x5,6	A=	28,1	cm ²	Weight=	22,0	kg/m
		Avx =	28,1	cm ²	Avy=	28,1	cm ²
		Jxx =	897,0	cm ⁴	Jyy =	897,0	cm ⁴
		Wxx =	108,5	cm ³	Wyy =	108,5	cm ³
		Wpl,xx =	142,9	cm ³	Wpl,yy =	142,9	cm ³
		Sx =	71,4	cm ³	Sy =	71,4	cm ³
		ix =	5,65	cm	iy =	5,65	cm
		ψx =	1,32		ψy =	1,32	
Material Property and Partial Factor		$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_x}$ $\sigma_{crit,x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}, \quad \sigma_{crit,y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$ $\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}}, \quad \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$					
Steel grade	S355J0						
E =	2060000 daN/cm ²						
fyk=	3550 daN/cm ²						
γM0=	1,05						
	γM1= 1,05						
Axial Force		Nsd=	0	daN			
Internal Force Acting in xx direction		Internal Force Acting in YY direction					
Shape of bending moment	Linear	Shape of bending moment	Linear				
Msd,xx,A=	0 daNm	Msd,yy,A=	1292 daNm				
Msd,xx,B=	0 daNm	Msd,yy,B=	0 daNm				
Msd,xx =	0 daNm	Msd,yy =	1292 daNm				
Vsd,x=	0 daN	Vsd,y=	2217 daN				
Axial Force Resistance		Npl,rd = A fy/γM0 = 94942,71 daN				Nsd/Nrd = 0,000 < 1	
Shear Plastic Resistance		Vpl,rd,x= 54.815 daN	Vsd,x < 0.5 Vpl,rd,x	ρ x= 0,000	Vsd,x / Vpl,rd,x = 0,000 < 1		
	Vpl,rd,y= 54.815 daN	Vsd,y < 0.5 Vpl,rd,y	ρ y= 0,000	Vsd,y / Vpl,rd,y = 0,040 < 1			
Bending Moment Resistance		Mcrd,xx = Wpl,x(1- ρx) fy/γM0	4830,8 daNm	Msd,xx / Mcrd,xx = 0,000 < 1			
	Mcrd,yy = Wpl,y(1- ρy) fy/γM0	4830,8 daNm	Msd,yy / Mcrd,yy = 0,267 < 1				
Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance		Nsd/Npl,rd + Msd,xx/Mcrd,xx + Msd,yy/Mcrd,yy = 0 + 0 + 0,267				0,267 < 1	

18.1.1.4 Berlinese W001 - sezione E-E

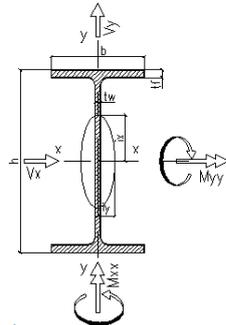
Noto l'interasse tra i micropali pari a 0.45 m, si applica il coefficiente amplificativo 1.3 (gruppo A1) per ricavare le sollecitazioni (momento flettente e taglio) agli SLU.

$$M_{SLU} = 23.87 \times 0.45 \times 1.3 = 13.96 \approx 14 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU} = 40.15 \times 0.45 \times 1.3 = 23.50 \text{ kN}$$

Con un foglio di elaborazione interna, si verifica l'armatura del micropalo. VERIFICA SODDISFATTA

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3							
Geometrics Dimensions		Statics Characteristic					
Shape	Ø 165,3x5,6	A=	28,1	cm ²	Weight=	22,0	kg/m
		Avx =	28,1	cm ²	Avy =	28,1	cm ²
		Jxx =	897,0	cm ⁴	Jyy =	897,0	cm ⁴
		Wxx =	108,5	cm ³	Wyy =	108,5	cm ³
		Wpl,xx =	142,9	cm ³	Wpl,yy =	142,9	cm ³
		Sx =	71,4	cm ³	Sy =	71,4	cm ³
		ix =	5,65	cm	iy =	5,65	cm
		ψx =	1,32		ψy =	1,32	
Material Property and Partial Factor							
Steel grade	S355J0						
E =	2060000 daN/cm ²						
fyk =	3550 daN/cm ²						
γM0 =	1,05						
γM1 =	1,05						
Axial Force	Nsd =	0	daN				
Internal Force Acting in xx direction		Internal Force Acting in YY direction					
Shape of bending moment	Linear	Shape of bending moment	Linear				
Msd,xx,A =	0 daNm	Msd,yy,A =	1400 daNm				
Msd,xx,B =	0 daNm	Msd,yy,B =	0 daNm				
Msd,xx =	0 daNm	Msd,yy =	1400 daNm				
Vsd,x =	0 daN	Vsd,y =	2350 daN				
Axial Force Resistance							
Npl,rd = A fy/γM0 =	94942,71	daN	Nsd/Nrd =		0,000 < 1		
Shear Plastic Resistance							
Vpl,rd,x =	54.815	daN	Vsd,x < 0.5 Vpl,rd,x	ρ x =	0,000		
Vpl,rd,y =	54.815	daN	Vsd,x < 0.5 Vpl,rd,y	ρ y =	0,000		
		Vsd,x / Vpl,rd,x =		0,000	< 1		
		Vsd,y / Vpl,rd,y =		0,043	< 1		
Bending Moment Resistance							
Mcrd,xx = Wpl,x(1- ρx) fy/γM0	4830,8	daNm	Msd,xx / Mcrd,xx =		0,000 < 1		
Mcrd,yy = Wpl,y(1- ρy) fy/γM0	4830,8	daNm	Msd,yy / Mcrd,yy =		0,290 < 1		
Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance							
Nsd/Npl,rd + Msd,xx/Mcrd,xx + Msd,yy/Mcrd,yy =		0 + 0 + 0,29		0,290 < 1			



$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_x}$$

$$\sigma_{crit,x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}, \quad \sigma_{crit,y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}}, \quad \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$$

18.1.1.5 Berlinese W101b – sezione F-F

Noto l'interasse tra i micropali pari a 0.45 m, si applica il coefficiente amplificativo 1.3 (gruppo A1) per ricavare le sollecitazioni (momento flettente e taglio) agli SLU.

$$M_{SLU} = 56.19 \times 0.45 \times 1.3 = 32.9 \approx 33 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU} = 50.27 \times 0.45 \times 1.3 = 29.4 \text{ kN}$$

Con un foglio di elaborazione interna, si verifica l'armatura del micropalo. VERIFICA SODDISFATTA

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3							
Geometrics Dimensions		Statics Characteristic					
Shape	Ø 165,3x8,5	A=	41,8	cm2	Weight=	32,9	kg/m
		Avx =	41,8	cm2	Avy=	41,8	cm2
		Jxx =	1290,9	cm4	Jyy =	1290,9	cm4
		Wxx =	156,2	cm3	Wyy =	156,2	cm3
		Wpl,xx =	209,2	cm3	Wpl,yy =	209,2	cm3
		Sx =	104,6	cm3	Sy =	104,6	cm3
		ix =	5,55	cm	iy =	5,55	cm
		ψx =	1,34		ψy =	1,34	
Material Property and Partial Factor		$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_x}$ $\sigma_{crit,x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}, \quad \sigma_{crit,y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$ $\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}}, \quad \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$					
Steel grade	S355J0						
E =	2060000 daN/cm2						
fyk=	3550 daN/cm2						
γM0=	1,05						
	γM1= 1,05						
Axial Force		Nsd=	0	daN			
Internal Force Acting in xx direction		Internal Force Acting in YY direction					
Shape of bending moment	Linear	Shape of bending moment	Linear				
Msd,xx,A=	0 daNm	Msd,yy,A=	3300	daNm			
Msd,xx,B=	0 daNm	Msd,yy,B=	0	daNm			
Msd,xx =	0 daNm	Msd,yy =	3300	daNm			
Vsd,x=	0 daN	Vsd,y=	2940	daN			
Axial Force Resistance		Npl,rd = A fy/γM0 =	141492,6	daN	Nsd/Nrd =	0,000	< 1
Shear Plastic Resistance		Vpl,rd,x=	81.691	daN	Vsd,x < 0.5 Vpl,rd,x	ρ x =	0,000
		Vpl,rd,y=	81.691	daN	Vsd,x < 0.5 Vpl,rd,y	ρ y =	0,000
					Vsd,x / Vpl,rd,x =	0,000	< 1
					Vsd,y / Vpl,rd,y =	0,036	< 1
Bending Moment Resistance		Mcrd,xx = Wpl,x(1- ρx) fy/γM0	7072,5	daNm	Msd,xx / Mcrd,xx =	0,000	< 1
		Mcrd,yy = Wpl,y(1- ρy) fy/γM0	7072,5	daNm	Msd,yy / Mcrd,yy =	0,467	< 1
Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance		Nsd/Npl,rd + Msd,xx/Mcrd,xx + Msd,yy/Mcrd,yy =	0 + 0 + 0,467			0,467	< 1

18.1.1.6 Berlinese W101a - sezione H-H

Noto l'interasse tra i micropali pari a 0.45 m, si applica il coefficiente amplificativo 1.3 (gruppo A1) per ricavare le sollecitazioni (momento flettente e taglio) agli SLU.

$$M_{SLU} = 23.77 \times 0.45 \times 1.3 = 13.91 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU} = 39.81 \times 0.45 \times 1.3 = 23.29 \text{ kN}$$

Con un foglio di elaborazione interna, si verifica l'armatura del micropalo. VERIFICA SODDISFATTA

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3							
Geometrics Dimensions		Statics Characteristic					
Shape	Ø 165,3x5,6	A=	28,1	cm ²	Weight=	22,0	kg/m
		Avx =	28,1	cm ²	Avy=	28,1	cm ²
		Jxx =	897,0	cm ⁴	Jyy =	897,0	cm ⁴
		Wxx =	108,5	cm ³	Wyy =	108,5	cm ³
		Wpl,xx =	142,9	cm ³	Wpl,yy =	142,9	cm ³
		Sx =	71,4	cm ³	Sy =	71,4	cm ³
		ix =	5,65	cm	iy =	5,65	cm
		ψx =	1,32		ψy =	1,32	
Material Property and Partial Factor		$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_x}$ $\sigma_{crit,x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}, \quad \sigma_{crit,y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$ $\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}}, \quad \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$					
Steel grade	S355J0						
E =	2060000 daN/cm ²						
f _{yk} =	3550 daN/cm ²						
γ _{M0} =	1,05						
γ _{M1} =	1,05						
Axial Force		N _{sd} =	0	daN			
Internal Force Acting in xx direction		Internal Force Acting in YY direction					
Shape of bending moment	Linear	Shape of bending moment	Linear				
M _{sd,xx,A} =	0 daNm	M _{sd,yy,A} =	1391 daNm				
M _{sd,xx,B} =	0 daNm	M _{sd,yy,B} =	0 daNm				
M _{sd,xx} =	0 daNm	M _{sd,yy} =	1391 daNm				
V _{sd,x} =	0 daN	V _{sd,y} =	2329 daN				
Axial Force Resistance		N _{pl,rd} = A f _y /γ _{M0} = 94942,71 daN				N _{sd} /N _{rd} =	0,000 < 1
Shear Plastic Resistance		V _{pl,rd,x} = 54.815 daN	V _{sd,x} < 0.5 V _{pl,rd,x}	ρ _x = 0,000	V _{sd,x} / V _{pl,rd,x} =	0,000 < 1	
	V _{pl,rd,y} = 54.815 daN	V _{sd,y} < 0.5 V _{pl,rd,y}	ρ _y = 0,000	V _{sd,y} / V _{pl,rd,y} =	0,042 < 1		
Bending Moment Resistance		M _{crd,xx} = W _{pl,x} (1-ρ _x) f _y /γ _{M0}	4830,8 daNm	M _{sd,xx} / M _{crd,xx} =		0,000 < 1	
	M _{crd,yy} = W _{pl,y} (1-ρ _y) f _y /γ _{M0}	4830,8 daNm	M _{sd,yy} / M _{crd,yy} =		0,288 < 1		
Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance		N _{sd} /N _{pl,rd} + M _{sd,xx} /M _{crd,xx} + M _{sd,yy} /M _{crd,yy} =				0 + 0 + 0,288	0,288 < 1

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisorie all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

18.1.1.7 Berlinese tunnel – sezione O-O

Nota l'interasse tra i micropali pari a 0.40 m, si applica il coefficiente amplificativo 1.3 (gruppo A1) per ricavare le sollecitazioni (momento flettente e taglio) agli SLU. Lo sforzo normale è già stato calcolato agli SLU nel relativo paragrafo 15.2.2.1.

$$(M_{SLU})^+ = 148.5 \times 0.40 \times 1.3 = 77.22 \text{ kNm}$$

$$(M_{SLU})^- = -42.34 \times 0.40 \times 1.3 = 22.02 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU} = 670.2 \times 0.40 \times 1.3 = 348.50 \text{ kN}$$

$$N_{SLU} = 240.60 \text{ kN}$$

Per la verifica di stabilità della sezione presso-inflessa si considera la lunghezza libera di inflessione l_0 distinguendo il fattore β in funzione della condizione di vincolo:

- Per il tratto di palo dall'innesto nel cordolo di testa al puntello idraulico si assume $\beta=0.7$;
- Per il tratto di palo dal puntello alla quota di fondo scavo si assume $\beta=1.2$.

Pertanto, si verifica il tubolare assumendo i seguenti parametri:

$$1) (M_{SLU})^+ = 77.22 \text{ kNm}$$

$$N_{SLU} = 240.60 \text{ kN}$$

$$l_0 = 1.75 \text{ m}$$

$$2) (M_{SLU})^+ = 22.02 \text{ kNm}$$

$$N_{SLU} = 240.60 \text{ kN}$$

$$l_0 = 5.76 \text{ m}$$

Si precisa che per la verifica con le sollecitazioni riportate al punto 1) non si adotta la sezione ridotta del tubolare bensì la sezione intera 219.1/8 mm. Infatti, ove si verifica tale condizione di carico ovvero all'incastro con il cordolo di sommità, si esclude la presenza della giunzione tra i tubolari e, quindi, del filetto che riduce la sezione resistente.

Con un foglio di elaborazione interna, si verifica l'armatura del micropalo. VERIFICA SODDISFATTA

18.1.1.8 Berlinese W201 - sezione P-P

Noto l'interasse tra i micropali pari a 0.45 m, si applica il coefficiente amplificativo 1.3 (gruppo A1) per ricavare le sollecitazioni (momento flettente e taglio) agli SLU.

$$M_{SLU} = 38.34 \times 0.45 \times 1.3 = 22.43 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU} = 75.02 \times 0.45 \times 1.3 = 43.89 \text{ kN}$$

Con un foglio di elaborazione interna, si verifica l'armatura del micropalo. VERIFICA SODDISFATTA

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3							
Geometrics Dimensions		Statics Characteristic					
Shape	Ø 165,3x5,6	A=	28,1	cm ²	Weight=	22,0	kg/m
		A _{vx} =	28,1	cm ²	A _{vy} =	28,1	cm ²
		J _{xx} =	897,0	cm ⁴	J _{yy} =	897,0	cm ⁴
		W _{xx} =	108,5	cm ³	W _{yy} =	108,5	cm ³
		W _{pl,xx} =	142,9	cm ³	W _{pl,yy} =	142,9	cm ³
		S _x =	71,4	cm ³	S _y =	71,4	cm ³
		i _x =	5,65	cm	i _y =	5,65	cm
		ψ _x =	1,32		ψ _y =	1,32	
Material Property and Partial Factor		$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_x}$ $\sigma_{crit,x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}, \quad \sigma_{crit,y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$ $\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}}, \quad \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$					
Steel grade	S355J0						
E =	2060000 daN/cm ²						
f _{yk} =	3550 daN/cm ²						
γ _{M0} =	1,05						
γ _{M1} =	1,05						
Axial Force		N _{sd} =	0	daN			
Internal Force Acting in xx direction		Internal Force Acting in YY direction					
Shape of bending moment	Linear	Shape of bending moment	Linear				
M _{sd,xx,A} =	0 daNm	M _{sd,yy,A} =	2243 daNm				
M _{sd,xx,B} =	0 daNm	M _{sd,yy,B} =	0 daNm				
M _{sd,xx} =	0 daNm	M _{sd,yy} =	2243 daNm				
V _{sd,x} =	0 daN	V _{sd,y} =	4389 daN				
Axial Force Resistance		N _{pl,rd} = A f _y / γ _{M0} = 94942,71 daN				N _{sd} / N _{rd} = 0,000 < 1	
Shear Plastic Resistance		V _{pl,rd,x} = 54.815 daN	V _{sd,x} < 0.5 V _{pl,rd,x}	ρ _x = 0,000	V _{sd,x} / V _{pl,rd,x} = 0,000 < 1		
	V _{pl,rd,y} = 54.815 daN	V _{sd,y} < 0.5 V _{pl,rd,y}	ρ _y = 0,000	V _{sd,y} / V _{pl,rd,y} = 0,080 < 1			
Bending Moment Resistance		M _{crd,xx} = W _{pl,x} (1 - ρ _x) f _y / γ _{M0} = 4830,8 daNm			M _{sd,xx} / M _{crd,xx} = 0,000 < 1		
	M _{crd,yy} = W _{pl,y} (1 - ρ _y) f _y / γ _{M0} = 4830,8 daNm			M _{sd,yy} / M _{crd,yy} = 0,464 < 1			
Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance		N _{sd} / N _{pl,rd} + M _{sd,xx} / M _{crd,xx} + M _{sd,yy} / M _{crd,yy} = 0 + 0 + 0,464			0,464 < 1		

18.1.2 Verifica geotecnica di capacità portante

Si esegue il calcolo della capacità portante di progetto dei micropali secondo la combinazione (A1+M1+R3). Si considera il diametro di perforazione d pari a 300 mm.

La verifica in oggetto viene eseguita per la sezione di calcolo L-L considerando lo sforzo normale agente sui micropali pari a:

$$N_{SLU} = 240.6 \text{ kN}$$

La capacità portante dei micropali viene definita attraverso l'approccio di Bustamante-Doix.

Con riferimento al grafico di Figura 13.1, in funzione al terreno di tipo A1 riportato al capitolo 3 – Parametri Geotecnici e al valore N_{spt} , la tensione tangenziale limite individuata è pari a 150 kPa (per N_{spt} medio pari a 30). A favore di sicurezza si assume un valore limite ridotto pari a 120 kPa.

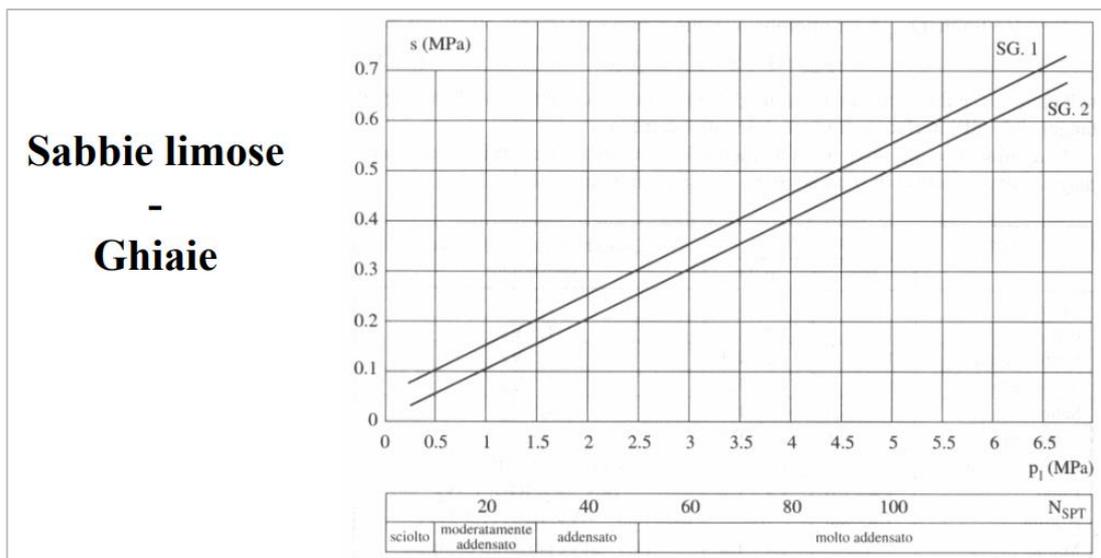


Figura 18.1 Andamento di s in funzione di p_1 per sabbie e ghiaie.

La capacità portante assiale (Q_{lim}) viene pertanto calcolata come la somma della capacità portante laterale (Q_L) e della capacità portante di punta (Q_P):

$$Q_{lim} = Q_L + Q_P = \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s + 0.15 \cdot Q_L$$

dove d_s è il diametro del micropalo, L_s è lo spessore di ciascun strato attraversato dal micropalo e s è la resistenza laterale valutata come sopra. Il contributo della resistenza alla punta è assunto come un'aliquota (15%) della portata laterale.

Considerata la profondità di infissione del palo pari a 8.10 m, la portata laterale risulta:

$$Q_L = \pi \times 0.30 \times 8.10 \times 120 = 916.1 \text{ kN}$$

La portata di punta, assunta pari al 15% della portata laterale, è pari a:

$$Q_P = 0.15 \times 916.1 = 137.4 \text{ kN}$$

Considerato il coefficiente di correlazione ξ_3 definito dalle NTC-2018 in funzione del numero di verticali indagate (pari a 3) il valore caratteristico delle resistenze ($R_{c,k}$) risulta:

$$(R_{c,k})_L = 916.1 / 1.6 = 572.6 \text{ kN}$$

$$(R_{c,k})_P = 137.4 / 1.6 = 85.9 \text{ kN}$$

Con riferimento alle vigenti NTC-2018 la resistenza di progetto a compressione ($R_{c,d}$) dei pali soggetti a carichi assiali è definita a partire dal valore caratteristico $R_{c,k}$ applicando i coefficienti parziali γ_R prescritti alla Tab. 6.4.II (§6.4.3.1.1). Nel caso specifico si considera i coefficienti riduttivi indicati per i pali trivellati, ovvero $\gamma_R = 1.15$ per la capacità laterale e $\gamma_R = 1.35$ per la portata di punta.

$$R_{c,d} = 572.6 / 1.15 + 85.9 / 1.35 = 497.9 + 63.6 = 561.5 \text{ kN} > N_{Ed} = 240.6 \text{ kN}$$

VERIFICA SODDISFATTA

18.2 Puntelli idraulici

Si riporta di seguito la verifica strutturale dei puntelli idraulici la cui installazione è prevista via via che si procede con lo scavo in profondità del tunnel. Trattandosi di puntelli idraulici tipo ALBONSYSTEM serie A.H.P. 1500 o equivalenti il carico massimo assiale dichiarato dal costruttore è pari a 1500 kN.

Con riferimento alla sezione O-O, il carico agente sui puntelli agli SLU si ricava moltiplicando la reazione massima ricavata dal modello Plaxis per il coefficiente amplificativo 1.3. Risulta:

$$(N_{Ed})_{SLU} = 628.36 \times 1.3 = 816.87 \text{ kN} < N_{Rd} = 1500 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

18.2.1 Cordolo di ancoraggio

Si verifica la sezione del cordolo di ancoraggio dei puntelli idraulici previsto lungo il tunnel. Il cordolo ha dimensioni 35 x 100 cm. Nel caso specifico si considera la sollecitazione massima N_{SLU} pari a circa 817 kN.

Lo schema statico a cui ci si può ricondurre per analizzare le sollecitazioni agenti sul cordolo è quello di trave su più appoggi, con luce massima pari a circa $L=4.50$ metri, caricata con un carico uniformemente distribuito (q) pari alla reazione dei puntelli per metro lineare:

$$q_{max} = 817 / 4.5 = 181.6 \text{ kN/m}$$

Per una trave con carico distribuito su più appoggi la flessione ed il taglio massimi risultano:

$$M_{Sd,max} = 1/8 \times l^2 \times q_{max} = 1/8 \times 181.6 \times 4.50^2 = 459.68 \approx 460 \text{ kNm}$$

$$T_{sd,max} = 1/2 \times l \times q_{max} = 1/2 \times 181.6 \times 4.50 = 408.60 \text{ kN}$$

Il cordolo risulta armato con correnti 10 $\phi 24$ + 10 $\phi 24$ e staffe $\phi 12/20$ cm a 4 bracci. In corrispondenza dei puntelli si incrementa l'armatura, per un tratto di lunghezza 1 m, prevedendo staffe $\phi 12/10$ cm a 4 bracci. Si riportano di seguito le verifiche a flessione e taglio del cordolo.

Risulta in ogni caso $M_{Rd} > M_{Sd}$ e $T_{Rd} > T_{Sd} \rightarrow$ VERIFICA SODDISFATTA.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	5
2	45,24	30

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con barre e centro di gravità.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	19,83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

M_{xRd} 466,5 kNm

σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 12,67 ‰
 d 30 cm
 x 6,492 x/d 0,2164
 δ 0,7105

VERIFICA A TAGLIO - Rif. DM 14/01/2008
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo

classe di resistenza del calcestruzzo		C35/45	
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck}	45,00	MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	37,35	MPa
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_M	1,50	
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	21,17	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f_{cd}	10,58	MPa

Acciaio da c.a.

tipo di acciaio		B450C	
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450,00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540,00	MPa
coeff. parziale per le resistenze SLU	γ_M	1,15	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

larghezza minima	b_w	100,00	cm
altezza	h	35,00	cm
coprifero al centro barra	c	5,00	cm
altezza utile	d	30,00	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	3500,00	cmq

AREA ARMATURA LONGITUDINALE TESA			
	n° barre	Φ (mm)	A _{SL} (cmq)
armatura longitudinale tesa	10	24	45,239
	0	0	0,000
	0	0	0,000
	A _{SL,tot}		45,239
SOLLECITAZIONI			
sforzo di taglio sollecitante	V _{Ed}	408,60	kN
sforzo assiale sollecitante (+ comp, - traz)	N _{Ed}	0,00	kN

RESISTENZA DI ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO			
Sollecitazioni			
sforzo di taglio sollecitante	V _{Ed}	408,60	kN
sforzo assiale sollecitante (+ comp, - traz)	N _{Ed}	0,00	kN
Geometria della sezione			
larghezza minima	b _w	100,00	cm
altezza	h	35,00	cm
copriferro al centro barra	c	5,00	cm
altezza utile	d	30,00	cm
area totale di calcestruzzo	A _c	3500,00	cmq
Resistenza a taglio			
classe di resistenza del calcestruzzo		C35/45	
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck}	37,35	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	21,17	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f _{cd}	10,58	MPa
tipo di acciaio		B450C	
resistenza di calcolo	f _{yd}	391,30	MPa
n° bracci armatura trasversale	n _{b,sw}	4	
diametro armatura trasversale	Φ _{sw}	12	mm
passo armatura trasversale	s	20,00	cm
area armatura trasversale	A _{sw}	452,39	mmq
angolo armatura trasversale rispetto asse elemento	α	90,00	°
angolo puntoni di cls rispetto asse elemento	θ	30,00	°
	ctg α	0,00	
1 ≤ cot θ ≤ 2.50	ctg θ	1,73	
σ _{cp} = N _{Ed} / A _c ≤ 0,2 x f _{cd}	σ _{cp}	0,00	MPa
coeff. maggiorativo	α _c	1	
coeff. riduttivo per fessurazione a taglio	v	0,5	
resistenza a taglio-trazione	V _{Rsd}	413,92	kN
resistenza a taglio-compressione	V _{Rcd}	1237,24	kN
limite superiore della resistenza a taglio	V _{Rd,max}	1587,38	kN
Resistenza a taglio con armatura specifica	V _{Rd}	413,92	kN
≥ V_{Ed} - VERIFICATO			

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisoriale all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

18.3 Puntelli

Si verificano i puntelli previsti nella sezione F-F e nella sezione P-P e i relativi cordoli di ancoraggio.

18.3.1 Verifica strutturale

Si riporta di seguito la verifica strutturale dei puntelli $\Phi 244.5/10$ mm impiegati nelle sezioni F-F e P-P.

18.3.1.1 Sezione F-F

Nota la reazione sul puntello, si applica il coefficiente amplificativo 1.3 (gruppo A1) per ricavare la sollecitazione agli SLU. Essendo il puntello inclinato di 45° , risulta:

$$N = 426.8 / \cos 45^\circ = 603.6 \text{ kN}$$

$$N_{SLU} = 603.6 \times 1.3 = 784.7 \text{ kN}$$

Si calcola inoltre il momento dovuto al peso proprio del puntello stesso.

$$\text{Lunghezza puntello} = 3.85 \text{ m}$$

$$M_{SLU} = (1/8 \times 0.578 \times 3.85^2) \times 1.3 = 1.40 \text{ kNm}$$

Con un foglio di elaborazione interna, si verifica l'armatura del micropalo. VERIFICA SODDISFATTA

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3							
Geometrics Dimensions		Statics Characteristic					
Shape	Ø 244,5x10	A=	73,6	cm ²	Weight=	57,8	kg/m
		Avx =	73,6	cm ²	Avy =	73,6	cm ²
		Jxx =	5074,5	cm ⁴	Jyy =	5074,5	cm ⁴
		Wxx =	415,1	cm ³	Wyy =	415,1	cm ³
		Wpl,xx =	550,2	cm ³	Wpl,yy =	550,2	cm ³
		Sx =	275,1	cm ³	Sy =	275,1	cm ³
		ix =	8,30	cm	iy =	8,30	cm
		ψx =	1,33		ψy =	1,33	
Material Property and Partial Factor		$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_x}$ $\sigma_{crit,x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{x,c}^2}, \quad \sigma_{crit,y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{y,c}^2}$ $\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}}, \quad \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$					
Steel grade	S355J0						
E =	2060000 daN/cm ²						
fyk =	3550 daN/cm ²						
γM0 =	1,05						
γM1 =	1,05						
Axial Force		Nsd =	78.460	daN			
Internal Force Acting in xx direction		Internal Force Acting in YY direction					
Shape of bending moment	Linear	Shape of bending moment	Linear				
Msd,xx,A =	0 daNm	Msd,yy,A =	140	daNm			
Msd,xx,B =	0 daNm	Msd,yy,B =	0	daNm			
Msd,xx =	0 daNm	Msd,yy =	140	daNm			
Vsd,x =	0 daN	Vsd,y =	0	daN			
Effective length for flexural buckling							
Buckling curve	c						
Imperfection Factor α =	0,49						
Effective length in X direction		Effective length in Y direction					
l _{0,x} =	385	cm	l _{0,y} =	385	cm		
λ _x =	46,4		λ _y =	46,4			
σ _{cr,x} =	9443	daN/cm ²	σ _{cr,y} =	9443	daN/cm ²		
χ _x =	0,778		χ _y =	0,778			
k _x =	1,500		k _y =	1,500			
Axial Force Resistance							
Npl,rd = A fy/γM0 =	248949,7	daN	Nsd/Nrd =	0,315	< 1		
Shear Plastic Resistance							
Vpl,rd,x =	143.731	daN	Vsd,x < 0.5 Vpl,rd,x	ρ _x =	0,000		
Vpl,rd,y =	143.731	daN	Vsd,y < 0.5 Vpl,rd,y	ρ _y =	0,000		
		Vsd,x / Vpl,rd,x =	0,000	< 1			
		Vsd,y / Vpl,rd,y =	0,000	< 1			
Bending Moment Resistance							
Mcrd,xx = Wpl,x(1- ρx) fy/γM0	18603,2	daNm	Msd,xx / Mcrd,xx =	0,000	< 1		
Mcrd,yy = Wpl,y(1- ρy) fy/γM0	18603,2	daNm	Msd,yy / Mcrd,yy =	0,008	< 1		
Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance							
Nsd/Npl,rd + Msd,xx/Mcrd,xx + Msd,yy/Mcrd,yy =		0,315 + 0 + 0,008		0,323	< 1		
Buckling resistance							
$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A f_{yk} / \gamma_{M1}} + \frac{k_x M_{sd,x}}{W_{pl,yy} f_{yk} / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{sd,y}}{W_{pl,xx} f_{yk} / \gamma_{M1}}$		0,405 + 0 + 0,011		0,416	< 1		

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisoriale all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

18.3.1.2 Sezione P-P

La reazione massima sul puntello calcolata al §17.2.3 è pari a:

$$N_{SLU} = 198.80 \text{ kN} \approx 200 \text{ kN}$$

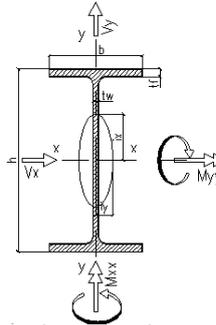
Si calcola inoltre il momento dovuto al peso proprio del puntello stesso.

$$\text{Lunghezza puntello} = 6.40 \text{ m}$$

$$M_{SLU} = (1/8 \times 0.578 \times 6.4^2) \times 1.3 = 3.85 \text{ kNm}$$

Con un foglio di elaborazione interna, si verifica l'armatura del micropalo. VERIFICA SODDISFATTA

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3							
Geometrics Dimensions		Statics Characteristic					
Shape	Ø 244,5x10	A=	73,6	cm ²	Weight=	57,8	kg/m
		Avx =	73,6	cm ²	Avy=	73,6	cm ²
		Jxx =	5074,5	cm ⁴	Jyy =	5074,5	cm ⁴
		Wxx =	415,1	cm ³	Wyy =	415,1	cm ³
		Wpl,xx =	550,2	cm ³	Wpl,yy =	550,2	cm ³
		Sx =	275,1	cm ³	Sy =	275,1	cm ³
		ix =	8,30	cm	iy =	8,30	cm
		ixx =	1,33		ixy =	1,33	
Material Property and Partial Factor							
Steel grade	S355J0						
E =	2060000	daN/cm ²					
fyk =	3550	daN/cm ²					
γM0 =	1,05						
γM1 =	1,05						
Axial Force		Nsd=	20.000	daN			
Internal Force Acting in xx direction		Internal Force Acting in YY direction					
Shape of bending moment	Linear	Shape of bending moment	Linear				
Msd,xx,A=	0	daNm	Msd,yy,A=	385	daNm		
Msd,xx,B=	0	daNm	Msd,yy,B=	0	daNm		
Msd,xx =	0	daNm	Msd,yy =	385	daNm		
Vsd,x=	0	daN	Vsd,y=	0	daN		
Effective lenght for flexural buckling							
Buckling curve	c						
Imperfection Factor α =	0,49						
Effective lenght in X direction		Effective lenght in Y direction					
lo,x =	640	cm	lo,y =	640	cm		
λx =	77,1		λy =	77,1			
σcr,x =	3417	daN/cm ²	σcr,y =	3417	daN/cm ²		
χx =	0,529		χy =	0,529			
kx =	1,500		ky =	1,500			
Axial Force Resistance							
Npl,rd = A fy/γM0 =	248949,7	daN	Nsd/Nrd =	0,080	< 1		
Shear Plastic Resistance							
Vpl,rd,x =	143.731	daN	Vsd,x < 0.5 Vpl,rd,x	ρ x =	0,000		
Vpl,rd,y =	143.731	daN	Vsd,x < 0.5 Vpl,rd,y	ρ y =	0,000		
		Vsd,x / Vpl,rd,x =		0,000	< 1		
		Vsd,y / Vpl,rd,y =		0,000	< 1		
Bending Moment Resistance							
Mcrd,xx = Wpl,x(1- ρx) fy/γM0	18603,2	daNm	Msd,xx / Mcrd,xx =	0,000	< 1		
Mcrd,yy = Wpl,y(1- ρy) fy/γM0	18603,2	daNm	Msd,yy / Mcrd,yy =	0,021	< 1		
Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance							
Nsd/Npl,rd + Msd,xx/Mcrd,xx + Msd,yy/Mcrd,yy =		0,08 + 0 + 0,021		0,101	< 1		
Buckling resistance							
$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A f_{yk} / \gamma_{M1}} + \frac{k_x M_{sd,x}}{W_{pl,yy} f_{yk} / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{sd,y}}{W_{pl,xx} f_{yk} / \gamma_{M1}}$		0,152 + 0 + 0,031		0,183	< 1		



$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_x}$$

$$\sigma_{crit,x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}, \quad \sigma_{crit,y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}}, \quad \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$$

18.3.2 Cordolo di ancoraggio

Si riporta di seguito la verifica strutturale dei cordoli di ancoraggio dei puntelli previsti a progetto nelle sezioni E-E e M-M.

18.3.2.1 Sezione F-F

Si verifica la sezione del cordolo di ancoraggio dei puntelli $\Phi 244.5/10$ mm previsto sulla berlinese W101b. Il cordolo ha dimensioni 50 x 100 cm. Nel caso specifico si considera la sollecitazione massima pari a:

$$N_{SLU} = 426.8 \times 1.3 = 554.8 \text{ kN}$$

Lo schema statico a cui ci si può ricondurre per valutare le sollecitazioni agenti sul cordolo è quello di trave su doppio appoggio con luce massima pari a circa 6.00 metri e sbalzo ai lati di lunghezza 2.60 m, caricata con un carico uniformemente distribuito (q) pari alla reazione dei puntelli per metro lineare. Il carico risulta pari a:

$$q = 554.8 / 5.6 = 99.1 \approx 100 \text{ kN/m}$$

Per una trave con schema statico come sopradescritto il momento massimo in appoggio e in campata risultano rispettivamente pari a:

$$M_{\text{appoggio}} = 1/2 \times q \times a^2 = 1/2 \times 100 \times 2.60^2 = 338 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{campata}} = 1/8 \times q \times (l^2 - 4a^2) = 1/8 \times 100 \times (6.00^2 - 4 \times 2.6^2) = 112 \text{ kNm}$$

Il taglio in appoggio vale:

$$T_{sx} = q \times a = 100 \times 2.6 = 260 \text{ kN}$$

$$T_{dx} = 560 - 260 = 300 \text{ kN}$$

Il cordolo risulta armato con correnti 5 $\phi 24$ + 5 $\phi 24$ e staffe $\phi 12/20$ cm a 2 braccia. In corrispondenza dei puntelli si incrementa l'armatura, per un tratto di lunghezza 1 m, prevedendo staffe $\phi 12/10$ cm a 2 braccia. Si riportano di seguito le verifiche a flessione e taglio del cordolo.

Risulta in ogni caso $M_{Rd} > M_{Sd}$ e $T_{Rd} > T_{Sd} \rightarrow$ VERIFICA SODDISFATTA.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _____

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22,62	5
2	22,62	45

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C **C25/30**

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

**VERIFICA A TAGLIO - Rif. DM 14/01/2008****CARATTERISTICHE DEI MATERIALI****Calcestruzzo**

classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck}	30,00	MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	24,90	MPa
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_M	1,50	
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,11	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f'_{cd}	7,06	MPa

Acciaio da c.a.

tipo di acciaio		B450C	
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450,00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540,00	MPa
coeff. parziale per le resistenze SLU	γ_M	1,15	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

larghezza minima	b_w	50,00	cm
altezza	h	100,00	cm
copriferro al centro barra	c	5,00	cm
altezza utile	d	95,00	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	5000,00	cmq

AREA ARMATURA LONGITUDINALE TESA

	n° barre	Φ (mm)	A_{SL} (cmq)
armatura longitudinale tesa	5	24	22,619
	0	0	0,000
	0	0	0,000
		$A_{SL,tot}$	22,619

SOLLECITAZIONI

sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	300,00	kN
sforzo assiale sollecitante (+ comp. - traz)	N_{Ed}	0,00	kN

RESISTENZA DI ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO			
Sollecitazioni			
sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	300,00	kN
sforzo assiale sollecitante (+ comp, - traz)	N_{Ed}	0,00	kN
Geometria della sezione			
larghezza minima	b_w	50,00	cm
altezza	h	100,00	cm
copriferro al centro barra	c	5,00	cm
altezza utile	d	95,00	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	5000,00	cmq
Resistenza a taglio			
classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	24,90	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,11	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f'_{cd}	7,06	MPa
tipo di acciaio		B450C	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa
n° bracci armatura trasversale	$n_{b,sw}$	2	
diámetro armatura trasversale	Φ_{sw}	12	mm
passo armatura trasversale	s	20,00	cm
area armatura trasversale	A_{sw}	226,19	mmq
angolo armatura trasversale rispetto asse elemento	α	90,00	°
angolo puntoni di cls rispetto asse elemento	θ	30,00	°
	$ctg \alpha$	0,00	
$1 \leq cot \theta \leq 2.50$	$ctg \theta$	1,73	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \times f_{cd}$	σ_{cp}	0,00	MPa
coeff. maggiorativo	α_c	1	
coeff. riduttivo per fessurazione a taglio	v	0,5	
resistenza a taglio-trazione	V_{Rsd}	655,38	kN
resistenza a taglio-compressione	V_{Rcd}	1305,97	kN
limite superiore della resistenza a taglio	$V_{Rd,max}$	1675,56	kN
Resistenza a taglio con armatura specifica	V_{Rd}	655,38	kN
$\geq V_{Ed}$ - VERIFICATO			

18.3.2.1 Sezione P-P

Si verifica la sezione del cordolo di ancoraggio dei puntelli $\Phi 244.5/10$ mm previsto in testa alla berlinese W101b. Il cordolo ha dimensioni 50 x 60 cm. Nel caso specifico si considerano le sollecitazioni massime calcolate al 16.2.3:

$$(M_{Ed})_x = 263.70 \text{ kNm}$$

$$(T_{Ed})_x = 116.60 \text{ kN}$$

Il cordolo risulta armato con correnti $6\phi 20 + 6\phi 20$ e staffe $\phi 10/20$ cm a 2 braccia. In corrispondenza dei puntelli si incrementa l'armatura, per un tratto di lunghezza 1 m, prevedendo staffe $\phi 10/10$ cm a 2 braccia. Si riportano di seguito le verifiche a flessione e taglio del cordolo.

Risulta in ogni caso $M_{Rd} > M_{Sd}$ e $T_{Rd} > T_{Sd} \rightarrow$ VERIFICA SODDISFATTA

Verifica C.A. S.L.U. - File: [] [] []

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: []

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18,85	5
2	18,85	45

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 263,70 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67,5 % ε_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 % σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 305,3 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 ε_c 3,5 %
 ε_s 20,98 %
 d 45 cm
 x 6,435 x/d 0,143
 δ 0,7

**VERIFICA A TAGLIO - Rif. DM 14/01/2008****CARATTERISTICHE DEI MATERIALI****Calcestruzzo**

classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck}	30,00	MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	24,90	MPa
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_M	1,50	
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,11	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f'_{cd}	7,06	MPa

Acciaio da c.a.

tipo di acciaio		B450C	
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450,00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540,00	MPa
coeff. parziale per le resistenze SLU	γ_M	1,15	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

larghezza minima	b_w	60,00	cm
altezza	h	50,00	cm
copriferro al centro barra	c	5,00	cm
altezza utile	d	45,00	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	3000,00	cmq

AREA ARMATURA LONGITUDINALE TESA

	n° barre	Φ (mm)	A_{SL} (cmq)
armatura longitudinale tesa	5	24	22,619
	0	0	0,000
	0	0	0,000
		$A_{SL,tot}$	22,619

SOLLECITAZIONI

sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	116,60	kN
sforzo assiale sollecitante (+ comp, - traz)	N_{Ed}	0,00	kN

RESISTENZA DI ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO			
Sollecitazioni			
sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	116,60	kN
sforzo assiale sollecitante (+ comp, - traz)	N_{Ed}	0,00	kN
Geometria della sezione			
larghezza minima	b_w	60,00	cm
altezza	h	50,00	cm
copriferro al centro barra	c	5,00	cm
altezza utile	d	45,00	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	3000,00	cmq
Resistenza a taglio			
classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	24,90	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,11	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f'_{cd}	7,06	MPa
tipo di acciaio		B450C	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa
n° bracci armatura trasversale	$n_{b,sw}$	2	
diámetro armatura trasversale	Φ_{sw}	10	mm
passo armatura trasversale	s	20,00	cm
area armatura trasversale	A_{sw}	157,08	mmq
angolo armatura trasversale rispetto asse elemento	α	90,00	°
angolo puntoni di cls rispetto asse elemento	θ	30,00	°
	$ctg \alpha$	0,00	
$1 \leq cot \theta \leq 2.50$	$ctg \theta$	1,73	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \times f_{cd}$	σ_{cp}	0,00	MPa
coeff. maggiorativo	α_c	1	
coeff. riduttivo per fessurazione a taglio	v	0,5	
resistenza a taglio-trazione	V_{Rsd}	215,59	kN
resistenza a taglio-compressione	V_{Rcd}	742,34	kN
limite superiore della resistenza a taglio	$V_{Rd,max}$	952,43	kN
Resistenza a taglio con armatura specifica	V_{Rd}	215,59	kN
$\geq V_{Ed}$ - VERIFICATO			

18.3.3 Inghisaggi

Si riporta di seguito la verifica dell'inghisaggio per ancorare il puntello di contrasto al cordolo di ripartizione nelle sezioni F-F e P-P.

18.3.3.1 Sezione F-F

Si assumono n. 10 barre M24 – classe 8.8 tipo HILTI (HIT-V 8.8) o equivalenti. Le barre sono inghisate chimicamente con resina tipo HIT-RE 500-SD.

Lo sforzo di taglio massimo, con riferimento alla reazione massima del puntello (rif. §12.2.3), è pari a:

$$V_{Ed} = (426.8 \cdot 1.3) / 10 = 554.8 / 10 = 55.5 \text{ kN}$$

Secondo le specifiche HILTY la resistenza a taglio delle barre M24 inghisate per almeno 250 mm nel cordolo è data da:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rd,c} ; V_{Rd,s})$$

$$\text{Con } V_{Rd,c} = V^0_{Rd,c} \cdot f_B \cdot f_{\beta} \cdot f_h \cdot f_4 \cdot f_{hef} \cdot f_c$$

Dove: $V^0_{Rd,c}$ = resistenza di progetto rispetto il bordo del cls = 36.6 kN

f_B = influenza della resistenza del calcestruzzo = 1.1 (C25/30)

f_{β} = influenza della direzione di carico rispetto il bordo = 2.50 (con $\beta=90^\circ$)

f_h = influenza dello spessore del materiale rispetto il bordo = 1.00

f_4 = influenza dell'interasse e della distanza dal bordo = 0.30

(con $c/h_{ef}=100/250=0.4$ e $s/h_{ef}=200/250=0.8$)

f_{hef} = influenza della profondità di immorsamento rispetto il diametro = 2.56

(con $h_{ef}/d=250/24=10.4$)

f_c = influenza della distanza dal bordo rispetto il diametro = 0.80

(con $c/d=100/24=4.17$)

$$\text{Risulta: } V_{Rd,c} = 36.6 \cdot 1.1 \cdot 2.5 \cdot 1.00 \cdot 0.30 \cdot 2.56 \cdot 0.80 = 61.8 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio $V_{Rd} = \min (61.8; 112.8) = 61.8 \text{ kN}$

Risulta $V_{Rd} = 61.8 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 55.5 \text{ kN}$ VERIFICA SODDISFATTA

18.3.3.2 Sezione P-P

Si assumono n. 6 barre M20 – classe 8.8 tipo HILTI (HIT-V 8.8) o equivalenti. Le barre sono inghisate chimicamente con resina tipo HIT-RE 500-SD.

Lo sforzo di taglio massimo, con riferimento alla reazione massima del puntello (rif. §17.2.3), è pari a:

$$V_{Ed} = (200 \cdot \cos 30^\circ) / 6 = 173.2 / 6 = 28.9 \text{ kN}$$

Secondo le specifiche HILTY la resistenza a taglio delle barre M20 inghisate per 200 mm nel cordolo è data da:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rd,c} ; V_{Rd,s})$$

$$\text{Con } V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_\beta \cdot f_h \cdot f_4 \cdot f_{hef} \cdot f_c$$

Dove: $V_{Rd,c}^0$ = resistenza di progetto rispetto il bordo del cls = 27.0 kN

f_B = influenza della resistenza del calcestruzzo = 1.1 (C25/30)

f_β = influenza della direzione di carico rispetto il bordo = 2.50 (con $\beta=90^\circ$)

f_h = influenza dello spessore del materiale rispetto il bordo = 0.95
(con $h/c=200/150=1.33$)

f_4 = influenza dell'interasse e della distanza dal bordo = 0.43
(con $c/h_{ef}=150/200=0.75$ e $s/h_{ef}=150/200=0.75$)

f_{hef} = influenza della profondità di immersione rispetto il diametro = 2.39
(con $h_{ef}/d=200/20=10$)

f_c = influenza della distanza dal bordo rispetto il diametro = 0.67
(con $c/d=150/20=7.5$)

$$\text{Risulta: } V_{Rd,c} = 27.0 \cdot 1.1 \cdot 2.5 \cdot 0.95 \cdot 0.43 \cdot 2.39 \cdot 0.67 = 48.6 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio vale: $V_{Rd} = \min (48.6; 78.4) = 48.6 \text{ kN}$

Risulta $V_{Rd} = 48.6 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 28.9 \text{ kN}$ VERIFICA SODDISFATTA

18.4 Soletta di copertura tunnel – berlinese W201

Nella berlinese W201, posta trasversale al tunnel, il contrasto alla berlinese stessa è garantito dalla copertura del tunnel composta dalle travi prefabbricate in c.a.p. di altezza 60 cm e dal getto di completamento di spessore 25 cm.

Dal modello di calcolo (rif. §17.2.4) si ricava la massima reazione del vincolo costituito dalla soletta di copertura:

$$N_{max} = 130.9 \text{ kN}$$

Applicando il coefficiente amplificativo 1.3 (gruppo A1) si ricava la suddetta reazione agli SLU:

$$N_{SLU} = 130.9 \times 1.3 = 170.2 \text{ kN}$$

Per la verifica strutturale si ipotizza che il contrasto alla berlinese sia garantito dal solo getto di completamento di spessore 25 cm armato, come da progetto strutturale, con $\phi 16/20$ cm superiori e inferiori.

Risulta $\sigma_c = 0.61 \text{ MPa} < f_{cd} = 21.2 \text{ MPa}$ VERIFICA SODDISFATTA

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** [Empty field]
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5
2	10,05	20
- Tipologia Sezione:** Rettan.re (selected), Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.
- Diagramma:** A cross-section diagram showing a rectangular section with a red hatched area representing the reinforcement.
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n.
- Materiali:**
 - B450C: $\epsilon_{su} = 67.5$ ‰, $f_{yd} = 391.3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1.957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm²
 - C35/45: $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3.5$, $f_{cd} = 19.83$, $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$, $\sigma_{c,adm} = 13.5$, $\tau_{co} = 0.8$, $\tau_{c1} = 2.257$
- Carichi:**
 - N: 170.2 kN
 - M: 0 kNm
 - Moment components: 0
- Verifica:**
 - $\sigma_c = -0.6075$ N/mm²
 - $\epsilon_s = -0.04556$ ‰
 - N° iterazioni: 0
 - Precompresso: [unchecked]

18.5 Chiodature berlinesi

Si verificano le chiodature previste per le diverse berlinesi tirantate a perimetro della zona di imbocco del tunnel. Sono previsti chiodi autopercoranti R38 Sirive o equivalenti di lunghezza 10 m, interasse 1.35 m, inclinazione 20° (o 10°) rispetto all'orizzontale e diametro medio reso 150 mm.

Si riassumono nelle seguenti tabelle le reazioni dei chiodi ricavati nei modelli di calcolo delle diverse sezioni considerate. Il valore N_{SLU} è stato calcolato applicando il coefficiente amplificativo sulle azioni pari a 1.3 (gruppo A1).

BERLINESE	SEZIONE	LUNGH. CHIODI (m)	INTERASSE CHIODI (m)	REAZIONE DA MODELLO PLAXIS (kN)	N_{SLU} (kN)
W001	B - B	10.0	1.35	64.9	84.4
W001	D - D	10.0	1.35	105.3	136.9
W001	E - E	10.0	1.35	116.1	150.9
W101a	H - H	10.0	1.35	108.6	141.2
		10.0	1.3	97.1	126.2

Tabella 18.1 Reazioni sui chiodi delle berlinesi.

Per le verifiche geotecniche e strutturali dei chiodi si considera la reazione massima pari a 265.1 kN.

18.5.1 Verifiche geotecniche

18.5.1.1 Verifica a sfilamento (pullout)

Per la verifica a sfilamento dei chiodi occorre considerare un valore di attrito laterale ultimo tra il singolo chiodo ed il suolo da esso attraversato. Tale parametro è definito attraverso la trattazione di Bustamante-Doix.

Con riferimento a quanto riportato per la verifica geotecnica dei micropali (paragrafi 13.1.2 e 13.2.2), la tensione tangenziale limite è assunta pari a 120 kN.

Il valore caratteristico R_k della resistenza si ottiene dalla seguente formula:

$$R_k = \pi \cdot D \cdot L \cdot s / \xi_3 = Q_{lim} / \xi_3$$

dove ξ_3 è un coefficiente adimensionale posto pari a 1.70, derivante dal numero di prove in sito (3) e D è il diametro medio reso dei chiodi, pari a 0.15 metri.

Nel caso in esame risulta:

$$R_k = (\pi \cdot 0.15 \cdot 10 \cdot 120) / 1.70 = 332.6 \text{ kN}$$

Con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 si adotta il coefficiente parziale $\gamma_R=1,2$ per gli ancoraggi permanenti e $\gamma_R=1,1$ per gli ancoraggi temporanei. Nel caso in esame si tratta di ancoraggi temporanei e, pertanto, la resistenza di progetto a "pullout" (R_{Pd}) risulta:

$$R_{Pd} = R_k / \gamma_R = 332.6 / 1.1 = 302.4 \text{ kN} > (N_{Ed})_{\max} = 150.9 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

18.5.1.1 Verifica a sfilamento delle barre di acciaio

Si calcola il valore f_{bk} con la seguente formula:

$$f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk} = 2,25 \cdot 0.94 \cdot 1,59 = 3.36 \text{ MPa} \quad \text{con } \eta = (132 - \emptyset) / 100 \text{ per barre con } \emptyset > 32 \text{ mm } (\emptyset = 38 \text{ mm})$$

Il valore di progetto della tensione tangenziale di aderenza acciaio calcestruzzo (f_{bd}) vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.36 / 1,5 = 2.24 \text{ MPa} \quad \text{per barre con } \emptyset > 32 \text{ mm } (\emptyset = 38 \text{ mm}) \text{ con } \gamma_c = 1,5$$

La resistenza di progetto a sfilamento della barra (R_{Bd}) di lunghezza 10 m, risulta essere la seguente:

$$R_{Bd} = (\pi \emptyset L_d) f_{bd} = \pi \cdot 0.038 \cdot 10 \cdot 2.24 = 2674 \text{ kN}$$

La resistenza a sfilamento delle barre in acciaio risulta superiore all'azione considerata:

$$R_{Bd} = 2674 \text{ kN} > (N_{Ed})_{\max} = 150.9 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

18.5.2 Verifica strutturale

La trazione massima di progetto della barra d'acciaio si determina fattorizzando la trazione massima di snervamento caratteristica con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.05$. Tale resistenza dev'essere superiore alla sollecitazione di progetto. Risulta:

$$R_{Td} = 368 / 1.05 = 350.5 \text{ kN} > (N_{Ed})_{\max} = 150.9 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

18.5.3 Trave di ripartizione

Le travi di ripartizione delle chiodature sono composte da 2 profili UPN140 accoppiati.

Per la verifica della trave di ripartizione composta da due UPN140 si considera la reazione massima sui chiodi pari a 150.9 kN, relativa alla sezione di calcolo E-E.

Lo schema statico a cui ci si può ricondurre per analizzare le sollecitazioni agenti sulla trave di ripartizione è quello di trave su più appoggi, con luce massima $L=1.35$ m pari all'interasse tra i chiodi, caricata con un carico uniformemente distribuito (q) pari alla reazione dei puntelli per metro lineare.

Dato che i chiodi son inclinati di 20° rispetto all'orizzontale si scompone la reazione nelle due direzioni (x, y) e la si dimezza in quanto si verifica di seguito un singolo profilo UPN140:

$$q_x = 150.9 \times \cos 20^\circ / 1.35 / 2 = 52.5 \text{ kN/m}$$

$$q_y = 150.9 \times \sin 20^\circ / 1.35 / 2 = 19.1 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni agenti sulla trave sono pari a:

$$M_x = 1/8 \times 52.5 \times 1.35^2 = 12.0 \text{ kNm}$$

$$T_x = 1/2 \times 52.5 \times 1.35 = 35.4 \text{ kN}$$

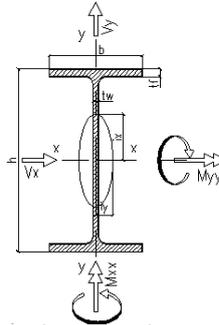
$$M_y = 1/8 \times 19.1 \times 1.35^2 = 4.4 \text{ kNm}$$

$$T_y = 1/2 \times 19.1 \times 1.35 = 12.9 \text{ kN}$$

Con un foglio di elaborazione interna, si verifica il profilo UPN140 della trave di ripartizione.

VERIFICA SODDISFATTA

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3							
Geometrics Dimensions		Statics Characteristic					
Shape	C60x140x10x7	A=	20,4	cm ²	Weight=	16,0	kg/m
		Avx =	9,8	cm ²	Avy=	12,0	cm ²
		Jxx =	608,8	cm ⁴	Jyy =	103,1	cm ⁴
		Wxx =	87,0	cm ³	Wyy =	64,5	cm ³
		Wpl,xx =	100,0	cm ³	Wpl,yy =	74,1	cm ³
		Sx =	50,0	cm ³	Sy =	37,1	cm ³
		ix =	5,46	cm	iy =	2,25	cm
		ix =	1,15		iy =	1,15	
Material Property and Partial Factor							
Steel grade	S355J0						
E =	2060000	daN/cm ²					
fyk=	3550	daN/cm ²					
γM0=	1,05						
γM1=	1,05						
Axial Force		Nsd=	0	daN			
Internal Force Acting in xx direction		Internal Force Acting in YY direction					
Shape of bending moment	Linear	Shape of bending moment		Linear			
Msd,xx,A=	440	daNm	Msd,yy,A=	1200	daNm		
Msd,xx,B=	0	daNm	Msd,yy,B=	0	daNm		
Msd,xx =	440	daNm	Msd,yy =	1200	daNm		
Vsd,x=	1290	daN	Vsd,y=	3540	daN		
Axial Force Resistance		Npl,rd = A fy/γM0 =		68971,43	daN	Nsd/Nrd =	0,000 < 1
Shear Plastic Resistance		Vpl,rd,x=	19.130	daN	Vsd,x < 0.5 Vpl,rd,x	ρ x =	0,000
		Vpl,rd,y=	23.424	daN	Vsd,x < 0.5 Vpl,rd,y	ρ y =	0,000
					Vsd,x / Vpl,rd,x =	0,067	< 1
					Vsd,y / Vpl,rd,y =	0,151	< 1
Bending Moment Resistance		Mcrd,xx = Wpl,x(1- ρx) fy/γM0		2506,0	daNm	Msd,xx / Mcrd,xx =	0,176
		Mcrd,yy = Wpl,y(1- ρy) fy/γM0		3381,5	daNm	Msd,yy / Mcrd,yy =	0,355
Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance		Nsd/Npl,rd + Msd,xx/Mcrd,xx + Msd,yy/Mcrd,yy =		0 + 0,176 + 0,355		0,531 < 1	



$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_x}$$

$$\sigma_{crit,x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}, \quad \sigma_{crit,y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}}, \quad \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$$

18.6 Chiodature parete chiodata

Con riferimento alle sezioni di calcolo della parete chiodata (paragrafi 14 e 15), si verificano le chiodature previste per la parete stessa. Sono previsti chiodi autopercoranti R32N – 280 o equivalenti di lunghezza variabile da 6 a 10 m, interasse orizzontale 1.60 m, inclinazione 15° rispetto all'orizzontale e diametro medio reso 150 mm.

Si riassumono in Tabella 18.2 la sollecitazione massima (SLU) dei chiodi per le diverse lunghezze previste.

LUNGH. CHIODI (m)	INTERASSE ORIZZONTALE (m)	REAZIONE DA MODELLO PLAXIS (kN/m)	N _{SLU} (kN)
6.0	1.60	52.6	109.5
8.0	1.60	78.7	163.7
10.0	1.60	51.0	106.0

Tabella 18.2 Reazioni sui chiodi della parete chiodata.

18.6.1 Verifiche geotecniche

18.6.1.1 Verifica a sfilamento (pullout)

Per la verifica a sfilamento dei chiodi occorre considerare un valore di attrito laterale ultimo tra il singolo chiodo ed il suolo da esso attraversato. Tale parametro è definito attraverso la trattazione di Bustamante-Doix.

Con riferimento a quanto riportato per la verifica geotecnica dei micropali (paragrafi 13.1.2 e 13.2.2), la tensione tangenziale limite è assunta pari a 120 kN.

Il valore caratteristico R_k della resistenza si ottiene dalla seguente formula:

$$R_k = \pi \cdot D \cdot L \cdot s / \xi_3 = Q_{lim} / \xi_3$$

dove ξ_3 è un coefficiente adimensionale posto pari a 1.70, derivante dal numero di prove in sito (3) e D è il diametro medio reso dei chiodi, pari a 0.15 metri.

Per il calcolo della resistenza di progetto a "pullout" (R_{Pd}) si applica il coefficiente $\gamma_R=1,1$ previsto per ancoraggi temporanei:

$$R_{Pd} = R_k / \gamma_R$$

Nel caso in esame risulta:

- Chiodature di lunghezza 6.0 m

$$R_k = (\pi \cdot 0.15 \cdot 6 \cdot 120) / 1.70 = 199.6 \text{ kN}$$

$$R_{Pd} = 199.6 / 1.1 = 181.5 \text{ kN} > (N_{Ed})_{max} = 109.5 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

- Chiodature di lunghezza 8.0 m

$$R_k = (\pi \cdot 0.15 \cdot 8 \cdot 120) / 1.70 = 266.1 \text{ kN}$$

$$R_{Pd} = 266.1 / 1.1 = 241.9 \text{ kN} > (N_{Ed})_{max} = 163.7 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

- Chiodature di lunghezza 10.0 m

$$R_k = (\pi \cdot 0.15 \cdot 10 \cdot 120) / 1.70 = 332.6 \text{ kN}$$

$$R_{Pd} = 332.6 / 1.1 = 302.4 \text{ kN} > (N_{Ed})_{max} = 106.0 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

18.6.1.2 Verifica a sfilamento delle barre di acciaio AGG!!

Si calcola il valore f_{bk} con la seguente formula:

$$f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk} = 2,25 \cdot 1.0 \cdot 1,59 = 3.58 \text{ MPa} \quad \text{con } \eta = (132 - \emptyset) / 100 \text{ per barre con } \emptyset > 32 \text{ mm } (\emptyset = 32 \text{ mm})$$

Il valore di progetto della tensione tangenziale di aderenza acciaio calcestruzzo (f_{bd}) vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.58 / 1,5 = 2.39 \text{ MPa} \quad \text{per barre con } \emptyset > 32 \text{ mm } (\emptyset = 32 \text{ mm}) \text{ con } \gamma_c = 1,5$$

La resistenza di progetto a sfilamento della barra (R_{Bd}) risulta essere la seguente:

$$R_{Bd} = (\pi \emptyset L_d) f_{bd}$$

La resistenza a sfilamento delle barre in acciaio risulta superiore all'azione considerata per le diverse lunghezze dei chiodi:

- Chiodature di lunghezza 6.0 m

$$R_{Bd} = (\pi \emptyset L_d) f_{bd} = \pi \cdot 0.032 \cdot 6 \cdot 2.39 \cdot 10^3 = 1441.6 \text{ kN}$$

$$R_{Bd} = 1441.6 \text{ kN} > (N_{Ed})_{max} = 109.5 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

- Chiodature di lunghezza 8.0 m

$$R_{Bd} = (\pi \emptyset L_d) f_{bd} = \pi \cdot 0.032 \cdot 8 \cdot 2.39 \cdot 10^3 = 1922.2 \text{ kN}$$

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisoriale all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

$R_{Bd} = 1922.2 \text{ kN} > (N_{Ed})_{max} = 163.7 \text{ kN}$ VERIFICA SODDISFATTA

- Chiodature di lunghezza 10.0 m

$$R_{Bd} = (\pi \cdot \emptyset \cdot L_d) \cdot f_{bd} = \pi \cdot 0.032 \cdot 10 \cdot 2.39 \cdot 10^3 = 2402.7 \text{ kN}$$

$R_{Bd} = 2402.7 \text{ kN} > (N_{Ed})_{max} = 106 \text{ kN}$ VERIFICA SODDISFATTA

18.6.2 Verifica strutturale

La trazione massima di progetto della barra d'acciaio si determina fattorizzando la trazione massima di snervamento caratteristica con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.05$. Tale resistenza dev'essere superiore alla sollecitazione di progetto. Risulta:

$R_{Td} = 220 / 1.05 = 209.5 \text{ kN} > (N_{Ed})_{max} = 163.7 \text{ kN}$ VERIFICA SODDISFATTA

18.7 Muri di sostegno W301 e W303

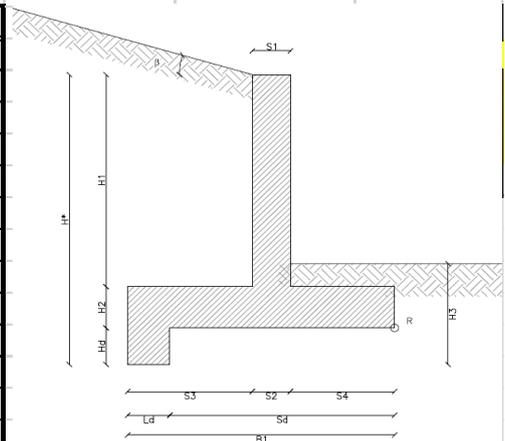
Si riportano di seguito le verifiche geotecniche e strutturali dei muri di sostegno W301 e W303 previsti in Piazza Verdi, al fine di consentire il ripristino della sede stradale sul lato Sud ed il conseguente spostamento dell'area di cantiere a Nord.

18.7.1 Verifiche geotecniche

Con un foglio di elaborazione interna si procede alle verifiche geotecniche secondo NTC-2018.

18.7.1.1 Muro W301

Verifiche Geotecniche muro di sostegno NTC2018		
Caratteristiche geometriche		
S1 =	0,30	(m)
S2 =	0,30	(m)
S3 =	1,70	(m)
S4 =	0,00	(m)
H1 =	1,64	(m)
H2 =	0,30	(m)
H3 =	0,00	(m)
H* =	1,94	(m)
B1 =	2,00	(m)
L lunghezza fond. =	1,00	(m)
Hd =	0,00	(m)
Ld =	0,00	(m)
Sd =	2,00	(m)
Pesi dei materiali		
	M1	
γ_{cls} =	25	(kN/m ³)
γ_t =	20	(kN/m ³)
Terreno di monte		
	M1	
β monte =	0	(°)
ϕ' monte =	40	(°)
c' monte =	0	(kPa)
δ monte =	0	(°)
Terreno di valle		
	M1	
β valle =	0	(°)
ϕ' valle =	40	(°)
c' valle =	0	(kPa)
δ valle =	26,67	(°)
Terreno di fondazione		
	M1	
ϕ' terreno fond	40	(°)
c' terreno fond	0	(kPa)
v' (attrito c.a. terreno fond.)	26,67	(°)





Sollecitazioni esterne		
Sovraccarico a monte (al netto dei coefficienti parziali sulle azioni γQ):		
qs =	20	(kPa)
Scarichi in sommità muro (già coefficientati con i coefficienti parziali sulle azioni γi)		
	SLU A1+M1+R3	SLV
N sommità =	0	(kN/m)
H sommità =	0	(kN/m)
M sommità =	0	(kNm/m)
X soll =	0,00	(m)
Y soll =	0,00	(m)
Coefficienti di Meyerhof per la capacità portante		
relativi a ϕ =	40	(°)
Nc	75,31	
Nq	64,20	
Ng	109,41	
D fond. Muro	0	(m)
Calcolo caratteristiche muro		
Pp c.a. =	27,3	(kN/m)
Pp muro (Wtot) =	83,06	(kN/m)
Xg PP muro =	0,97	(m)
Yg PP muro =	0,94	(m)
Spinta statica sul muro		
Ka =	0,22	
Kp =	18,72	
K0 =	0,36	
S attiva statica =	8,18	(kN/m)
S passiva statica =	0,00	(kN/m)
Spinta sismica sul muro		
kh =	0,076	
<td>0,038</td> <td></td>	0,038	
Spinta sismica Ssism =	0,90	(kN/m)
CALCOLO SPINTE IN COMBINAZIONE STATICA		
A1+M1		
Forze instabilizzanti		
S statica x $\cos\delta$ x γF	10,6	(kN/m)
H	0,0	(kN/m)
S qs (spinta sovracc) x γF	20,8	(kN/m)
H risultante azioni inst.	31,4	(kN/m)
Forze stabilizzanti		
S passiva statica/ 2 x γF	0,0	(kN/m)
S statica x $\sin\delta$ x $\tan v$ x γF	0,0	(kN/m)
(N+Wtot) x $\tan v$	41,7	(kN/m)
Coesione: B1 x c'	0,0	(kN/m)
T risultante azioni stab.	41,7	(kN/m)
Momenti instabilizzanti		
S stat x $\cos\delta$ x γF x H ² /3	6,9	(kNm/m)
H x Ysoll	0,0	(kNm/m)
M	0,0	(kNm/m)
S qs (sp. sovracc) x γF x H ² /2	20,2	(kNm/m)
MH risultante azioni inst.	27,0	(kNm/m)



Momenti stabilizzanti		
S passiva statica/ $2 \times \gamma_F \times H3/3$	0,0	(kNm/m)
S statica $\times \sin \delta \times \gamma_F \times B1$	0,0	(kNm/m)
$N \times X \text{ soll} + W_{tot} \times X_g$	81,0	(kNm/m)
MT risultante azioni stab.	81,0	(kNm/m)
Azioni in fondazione (rispetto riferimento posto al baricentro zattera):		
M fondazione	-29,1	(kNm/m)
N fondazione	108,0	(kN/m)
S fondazione	10,3	(kN/m)
e eccentricità rispetto R	0,27	(m)
B'	1,46	(m)
L'	1,00	(m)
Coeff. correttivi forma della fondazione:		
Sc	2,24	
Sq	2,23	
Sy	0,42	
Coeff. correttivi inclinazione carico:		
incl. carico (rad)	0,09	
dc	1,00	
dq	0,87	
dγ	0,79	
qlim =	522,2	(kPa)
Qlim	762,6	(kN/m)

Coefficienti sulle azioni per le combinazioni:		
	statiche	sismiche
	A1	
Permanenti Fav.	1	1
Permanenti Sfav.	1,3	1
Permanenti non strutt. Fav.	0	1
Permanenti non strutt. Sfav.	1,5	1
Variabili Fav.	0	1
Variabili Sfav.	1,5	1

VERIFICHE STATICHE SLU - "NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI" - D.M. 17-01-2018					
Ribaltamento:					
Combinazione: A1+ M1+ R3					
R/Ed =	2,99	>	γR =	1,15	VERIFICATO
Scorrimento:					
Approccio 2:A1+ M1+ R3					
R/Ed =	1,33	>	γR =	1,1	VERIFICATO
Capacità portante:					
Approccio 2:A1+ M1+ R3					
R/Ed =	7,06	>	γR =	1,4	VERIFICATO

18.7.1.2 Muro W303
Verifiche Geotecniche muro di sostegno NTC2018

Caratteristiche geometriche			
S1 =	0,30	(m)	
S2 =	0,30	(m)	
S3 =	1,70	(m)	
S4 =	0,00	(m)	
H1 =	2,18	(m)	
H2 =	0,30	(m)	
H3 =	0,00	(m)	
H* =	2,48	(m)	
B1 =	2,00	(m)	
L lunghezza fond. =	1,00	(m)	
Hd =	0,00	(m)	
Ld =	0,00	(m)	
Sd =	2,00	(m)	

Pesi dei materiali			
	M1		
γ cls =	25	(kN/m ³)	
γ t =	20	(kN/m ³)	

Terreno di monte			
	M1		
β monte =	0	(°)	
ϕ' monte =	40	(°)	
c' monte =	0	(kPa)	
δ monte =	0	(°)	

Terreno di valle			
	M1		
β valle =	0	(°)	
ϕ' valle =	40	(°)	
c' valle =	0	(kPa)	
δ valle =	26,67	(°)	

Terreno di fondazione			
	M1		
ϕ' terreno fond	40	(°)	
c' terreno fond	0	(kPa)	
ν' (attrito c.a. terreno fond.)	26,67	(°)	

Sollecitazioni esterne			
Sovraccarico a monte (al netto dei coefficienti parziali sulle azioni γQ):			
qs =	20	(kPa)	
Scarichi in sommità muro (già coefficientati con i coefficienti parziali sulle azioni γI)			
	SLU A1+M1+R3	SLV	
N sommità =	0		(kN/m)
H sommità =	0		(kN/m)
M sommità =	0		(kNm/m)
X soll =	0,00		(m)
Y soll =	0,00		(m)

Coefficienti di Meyerhof per la capacità portante			
relativi a $\phi =$	40		(°)
Nc	75,31		
Nq	64,20		
Ng	109,41		
D fond. Muro	0		(m)



Calcolo caratteristiche muro		
Pp c.a. =	31,35	(kN/m)
Pp muro (Wtot) =	105,47	(kN/m)
Xg PP muro =	0,97	(m)
Yg PP muro =	1,21	(m)
Spinta statica sul muro		
Ka =	0,22	
Kp =	18,72	
K0 =	0,36	
S attiva statica =	13,37	(kN/m)
S passiva statica =	0,00	(kN/m)
Spinta sismica sul muro		
kh =	0,000	
kv =	0,000	
Spinta sismica Ssism =	0,01	(kN/m)
CALCOLO SPINTE IN COMBINAZIONE STATICA		
A1+M1		
Forze instabilizzanti		
S statica x cosδ x γF	17,4	(kN/m)
H	0,0	(kN/m)
S qs (spinta sovracc) x γF	26,6	(kN/m)
H risultante azioni inst.	44,0	(kN/m)
Forze stabilizzanti		
S passiva statica/ 2 x γF	0,0	(kN/m)
S statica x sinδ x tan v x γF	0,0	(kN/m)
(N+Wtot) x tanv	53,0	(kN/m)
Coesione: B1 x c'	0,0	(kN/m)
T risultante azioni stab.	53,0	(kN/m)
Momenti instabilizzanti		
S stat x cosδ x γF x H ² /3	14,4	(kNm/m)
H x Ysoll	0,0	(kNm/m)
M	0,0	(kNm/m)
S qs (sp. sovracc) x γF x H ² /2	33,0	(kNm/m)
MH risultante azioni inst.	47,3	(kNm/m)
Momenti stabilizzanti		
S passiva statica/ 2 x γF x H ³ /3	0,0	(kNm/m)
S statica x sinδ x γF x B1	0,0	(kNm/m)
N x X soll + Wtot x Xg	102,7	(kNm/m)
MT risultante azioni stab.	102,7	(kNm/m)
Azioni in fondazione (rispetto riferimento posto al baricentro zattera):		
M fondazione	-50,1	(kNm/m)
N fondazione	137,1	(kN/m)
S fondazione	9,0	(kN/m)
e eccentricità rispetto R	0,37	(m)
B'	1,27	(m)
L'	1,00	(m)
Coeff. correttivi forma della fondazione:		
Sc	2,08	
Sq	2,06	
Sγ	0,49	

Coeff. correttivi inclinazione carico:		
incl. carico (rad)	0,07	
dc	1,00	
dq	0,91	
d γ	0,85	
qlim =	579,2	(kPa)
Qlim	735,0	(kN/m)

Coefficienti sulle azioni per le combinazioni:		
	statiche	sismiche
	A1	
Permanenti Fav.	1	1
Permanenti Sfav.	1,3	1
Permanenti non strutt. Fav.	0	1
Permanenti non strutt. Sfav.	1,5	1
Variabili Fav.	0	1
Variabili Sfav.	1,5	1

VERIFICHE STATICHE SLU - "NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI" - D.M. 17-01-2018					
Ribaltamento:					
Combinazione: A1+ M1+ R3					
R/Ed =	2,17	>	$\gamma_R =$	1,15	VERIFICATO
Scorrimento:					
Approccio 2:A1+ M1+ R3					
R/Ed =	1,20	>	$\gamma_R =$	1,1	VERIFICATO
Capacità portante:					
Approccio 2:A1+ M1+ R3					
R/Ed =	5,36	>	$\gamma_R =$	1,4	VERIFICATO

18.7.2 Verifiche strutturali

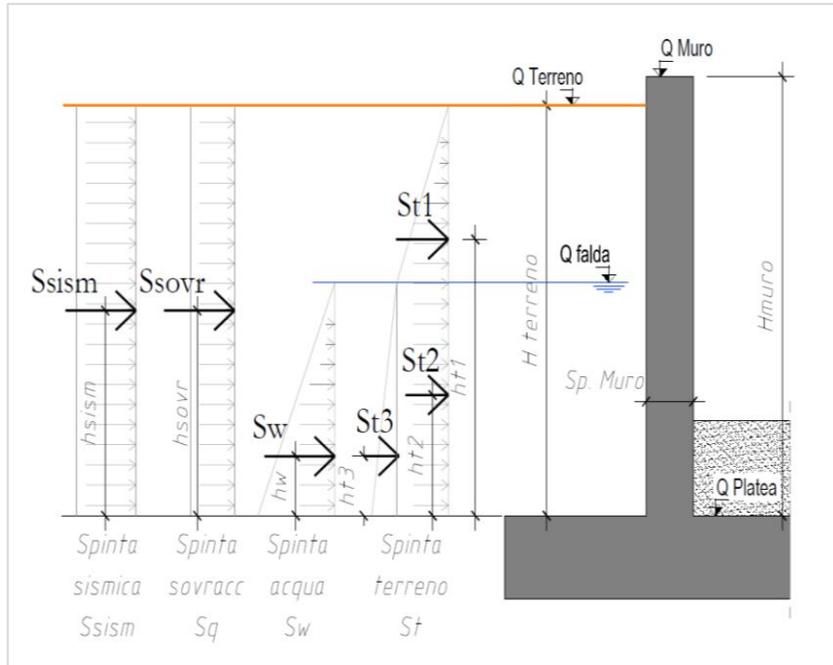
Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei muri W301 e W303.

Trattandosi di muri a L si ha continuità strutturale tra l'elevazione e la fondazione. L'elevazione risulta inflessa per effetto della spinta delle terre e dei sovraccarichi che possono instaurarsi a tergo dell'opera, lavorando con schema statico di mensola incastrata alla base. Per continuità strutturale la fondazione risulterà inflessa con valore di picco della sollecitazione di flessione posta nella sezione a filo con l'elevazione: tale valore di picco risulta essere il medesimo della base dell'elevazione.

Con un foglio di elaborazione interna si calcola la massima sollecitazione del muro in elevazione per ambo le sezioni in esame.

18.7.2.1 Muro W301

Si considera l'altezza massima del muro pari a circa 1.65 m e lo spessore di parete pari a 30 cm. Le sollecitazioni sono calcolate con riferimento allo schema illustrato in Figura 17.2.


Figura 18.2 Schema di calcolo sollecitazioni muro.

Muro W301				
Dati di input				
Quota testa muro QM =	264,05	m	H _{muro} =	1,65 m
Quota platea QP =	262,40	m	ht ₁ =	0,55 m
Quota terreno QT =	264,05	m	ht ₂ =	0,00 m
Quota falda QW =	262,40	m	ht ₃ =	0,00 m
Sp. muro =	0,30	m	hw =	0,00 m
			hq =	0,83 m
			h _{sism} =	0,83 m
			γG/γQ combo SLE	γG/γQ combo SLU
			γG/γQ combo Sisma	
St ₁ =	6,0	kN/m	1	1,3
St ₂ =	0,0	kN/m	1	1,3
St ₃ =	0,0	kN/m	1	1,3
Sw =	0,0	kN/m	1	1,3
Sq _{acc} =	7,3	kN/m	1	1,5
S _{sism} =	0,0	kN/m	0	0
Ned testa muro SLE	0	kN/m	1	1,3
Ted testa muro SLE	0	kN/m	1	1,5
Med testa muro SLE	0	kNm/m	1	1,5
			M _{max} combo SLE	M _{max} Combo SLU
			M _{max} combo Sisma	
M _{max} (Momento flettente a base muro) =			9,3	13,3
			T _{max} combo SLE	T _{max} combo SLU
			T _{max} combo Sisma	
T _{max} (Taglio a base muro) =			13,2	18,7
			N _{max} combo SLE	N _{max} combo SLU
			N _{max} combo Sisma	
N _{max} (compressione a base muro) =			12,4	12,4

Armando il muro con armatura pari a $\phi 16/20$ e correnti $\phi 12/20$ si ha quanto segue. Tutte le verifiche a flessione, taglio e agli SLE tensioni e fessurazione sono soddisfatte.

- Verifica a flessione (SLU)

Verifica C.A. S.L.U. - File: [] [] [X]

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: []

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10,05	5
			2	10,05	25

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baicentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
 τ_{c1} 1,829 ‰

M_{xRd} 94,56 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 16,63 ‰
 d 25 cm
 x 4,347 x/d 0,1739
 δ 0,7

- Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO - Rif. DM 14/01/2008			
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck}	30,00	MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	24,90	MPa
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_M	1,50	
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,11	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f'_{cd}	7,06	MPa
Acciaio da c.a.			
tipo di acciaio		B450C	
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450,00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540,00	MPa
coeff. parziale per le resistenze SLU	γ_M	1,15	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa
GEOMETRIA DELLA SEZIONE			
larghezza minima	b_w	100,00	cm
altezza	h	30,00	cm
copriferro al centro barra	c	5,00	cm
altezza utile	d	25,00	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	3000,00	cmq
AREA ARMATURA LONGITUDINALE TESA			
armatura longitudinale tesa	n° barre	Φ (mm)	A_{SL} (cmq)
	5	16	10,053
	0	0	0,000
	0	0	0,000
		$A_{SL,tot}$	10,053
SOLLECITAZIONI			
sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	18,70	kN
sforzo assiale sollecitante (+ comp, - traz)	N_{Ed}	0,00	kN
RESISTENZA DI ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO			
Sollecitazioni			
sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	18,70	kN
sforzo assiale sollecitante (+ comp, - traz)	N_{Ed}	0,00	kN
Geometria della sezione			
larghezza minima	b_w	100,00	cm
altezza	h	30,00	cm
copriferro al centro barra	c	5,00	cm
altezza utile	d	25,00	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	3000,00	cmq
Resistenza a taglio			
classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	24,90	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,11	MPa
tipo di acciaio		B450C	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa
armatura longitudinale tesa	$A_{SL,tot}$	10,053	cmq
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$	k	1,89	
$V_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$	V_{min}	0,46	MPa
$\rho_L = A_{SL} / (b_w \times d) \leq 0,02$	ρ_L	0,0040	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \times f_{cd}$	σ_{cp}	0,00	MPa
limite inferiore della resistenza a taglio	$V_{Rd,min}$	113,85	kN
Resistenza a taglio senza armatura specifica	V_{Rd}	122,50	kN
$\geq V_{Ed}$ - VERIFICATO			

- Verifica a fessurazione (SLE)

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	9,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	250	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	69,63	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	608931859,6	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q,p.}$	11,25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,06	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	41,32	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$S_{rif,max}$	240	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q,p.}$	9,3	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	69,63	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	41,32	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	76,7908888	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	76790,8888	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01309	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,35	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000218	[-]
		0,000124	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	343,77	[mm]
		343,77	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0426	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

- Verifica a flessione (SLU)

Verifica C.A. S.L.U. - File: — □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10,05	5
			2	10,05	25

Sollecitazioni

S.L.U. → **Metodo n** ←

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN

yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

Precompresso

Materiali

B450C	C25/30
ε _{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3,5"/> ‰
E _s <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="14,17"/> ‰
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="9,75"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0,6"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="1,829"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

- Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO - Rif. DM 14/01/2008			
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck}	30,00	MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	24,90	MPa
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_M	1,50	
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,11	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f'_{cd}	7,06	MPa
Acciaio da c.a.			
tipo di acciaio		B450C	
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450,00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540,00	MPa
coeff. parziale per le resistenze SLU	γ_M	1,15	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa
GEOMETRIA DELLA SEZIONE			
larghezza minima	b_w	100,00	cm
altezza	h	30,00	cm
copriferro al centro barra	c	5,00	cm
altezza utile	d	25,00	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	3000,00	cmq
AREA ARMATURA LONGITUDINALE TESA			
armatura longitudinale tesa	n° barre	Φ (mm)	A_{SL} (cmq)
	5	16	10,053
	0	0	0,000
	0	0	0,000
		$A_{SL,tot}$	10,053
SOLLECITAZIONI			
sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	28,40	kN
sforzo assiale sollecitante (+ comp, - traz)	N_{Ed}	0,00	kN

RESISTENZA DI ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO			
Sollecitazioni			
sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	28,40	kN
sforzo assiale sollecitante (+ comp, - traz)	N_{Ed}	0,00	kN
Geometria della sezione			
larghezza minima	b_w	100,00	cm
altezza	h	30,00	cm
copriferro al centro barra	c	5,00	cm
altezza utile	d	25,00	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	3000,00	cmq
Resistenza a taglio			
classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	24,90	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,11	MPa
tipo di acciaio		B450C	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa
armatura longitudinale tesa	$A_{SL,tot}$	10,053	cmq
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$	k	1,89	
$V_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$	V_{min}	0,46	MPa
$\rho_L = A_{SL} / (b_w \times d) \leq 0,02$	ρ_L	0,0040	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \times f_{cd}$	σ_{cp}	0,00	MPa
limite inferiore della resistenza a taglio	$V_{Rd,min}$	113,85	kN
Resistenza a taglio senza armatura specifica	V_{Rd}	122,50	kN
$\geq V_{Ed}$ - VERIFICATO			

- Verifica a fessurazione (SLE)

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	18,5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	250	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	69,63	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	608931859,6	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q,p.}$	11,25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,12	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	82,20	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	250 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1005 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1005 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s _{rif,max}	240 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	18,5 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	69,63 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	82,20 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	76,7908888 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	76790,8888 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01309 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000013 [-] 0,000247 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	343,77 [mm] 343,77 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0848 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

19 PARETE CHIODATA: VERIFICA DI STABILITÀ

19.1 Premessa

Le analisi di stabilità globale dell'insieme terreno-opera relative alla parete chiodata sono state condotte con il codice di calcolo Slide, definendo per ciascuna sezione considerata il relativo coefficiente di sicurezza (FS).

In particolare, la stabilità dell'insieme terreno-opera è stata valutata sia nella sezione di massimo scavo, in prossimità alla sezione L-L di progetto, sia nella sezione N-N nella quale l'altezza di scavo è ridotta ma i chiodi sono in numero e di lunghezza inferiori.

Nell'analisi dello stato finale di progetto si considera la combinazione di calcolo statica, applicando gli approcci di calcolo previsti dalle NTC-18, in quanto si considera l'opera provvisoria e con fase di costruzione di durata prevista inferiore ai 2 anni.

In particolare, la combinazione statica è sviluppata secondo l'approccio 1 – combinazione 2 (A2+M2+R2), per il quale si opera una demagnificazione dei parametri di resistenza dei terreni in accordo con i coefficienti M2, mentre i carichi applicati vengono amplificati secondo i coefficienti A2.

Il coefficiente di sicurezza FS deve risultare superiore al minimo $\gamma_R = 1.1$.

19.2 Codice di calcolo SLIDE

La valutazione dei fattori di sicurezza è stata condotta mediante il programma di calcolo "SLIDE", redatto a cura di Rocscience Inc., Indiana, 1986. Il programma rappresenta un pre e post processore del codice STABL (R.A. Siegel, 1975) e STABL4 (C.W. Lovell, S.S. Sharma, J.R. Carpenter, 1984) sviluppati nella School of Civil Engineering, Purdue Univ., West Lafayette, Indiana, 1986, ed è largamente utilizzato sia nella ricerca che in campo progettuale.

In particolare, viene utilizzato il metodo dei conci per la ricerca del coefficiente di sicurezza alla stabilità globale F. Tale coefficiente è un indice della stabilità del pendio in oggetto ed è definito come il rapporto tra la somma delle forze (o dei momenti) risultanti che tendono a opporsi al movimento della massa, e la somma delle forze risultanti destabilizzanti che tendono a provocarlo, cioè:

$$F = \text{Forze Agenti} / \text{Forze resistenti}$$

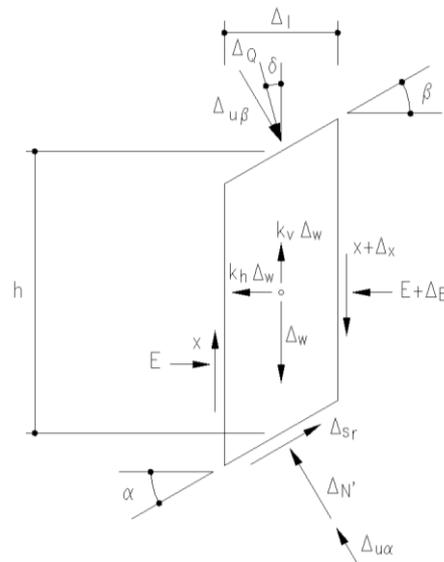
Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo, espressa in termini del criterio di rottura Mohr-Coulomb.

Per procedere con il calcolo di F la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in conci. Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti. L'insieme delle forze agenti sul concio singolo è presentato nella figura seguente.

Le forze sono W=Peso del concio, S=Forza di taglio mobilitata sulla base del concio, P=Forza peso normale alla base del concio, U=Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base, T=Forza verticale laterale al concio, E=Forza orizzontale laterale al concio.

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisoriale all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

Le forze T ed E di interazione tra i conci adiacenti rimangono solitamente incognite. Nelle procedure di calcolo più rigorose esse non vengono trascurate, tuttavia vengono fatte alcune assunzioni per permettere ugualmente la risoluzione della equazione che definisce F. Le varie procedure di calcolo nell'ambito del metodo dell'equilibrio limite si diversificano proprio per il tipo di assunti per eliminare alcune incognite nella equazione che permette il calcolo di F. Tale equazione deve essere risolta sempre in modo iterativo, essendo espressa in forma implicita con l'incognita (F) in entrambi i membri, assumendo un valore di tentativo iniziale per F nel membro di destra e ripetendo i calcoli fino a convergenza quando la differenza tra i due F diventa minore di un certo valore assunto.



dove:

- h = altezza media del conco
- Δ_l = larghezza del conco
- $\alpha ; \beta$ = inclinazione delle superfici inferiore e superiore rispetto all'orizzontale
- Δ_Q = risultante dei carichi distribuiti sulla superficie, inclinati di un angolo qualsiasi δ rispetto alla verticale
- $\Delta_{u\alpha}; \Delta_{u\beta}$ = risultante della pressione neutra sulle facce inferiore e superiore
- Δ_w = peso totale del conco
- x = azione di taglio verticale tra i conco
- Δ_x = incremento dell'azione tagliante verticale
- E = forza orizzontale agente sulla superficie verticale del conco
- ΔE = incremento della forza orizzontale
- $k_h + k_v$ = coefficienti moltiplicatori del peso Δ_w per tener conto di eventuali sollecitazioni sismiche orizzontali e verticali
- s_r = risultante delle azioni tangenziali agenti alla base del conco
- N' = sforzo normale agente alla base

Figura 19.1. Forze agenti sul singolo conco.

Quando tutti i parametri di interesse sono noti si passa al calcolo di F . L'algoritmo di calcolo può implementare uno dei diversi metodi esistenti nell'ambito dei modelli dell'equilibrio limite. I procedimenti di calcolo avvengono in modo iterativo, come già visto in precedenza, facendo uso di espressioni del tipo della (2). I vari metodi, BISHOP (1955), MORGESTERN & PRICE (1965), SPENCER (1967), JANBU (1954), JANBU (1973) sono tutti riconducibili al "General equilibrium method" di FREDLUND et

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 20004C1110B	LAVORO: PROGETTO COSTRUTTIVO Relazione di calcolo delle opere provvisoriale all'imbocco del tunnel e sottoattraversamento Piazza Verdi	CLIENTE: CMB - Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

al. (1981), abbreviato con GLE. Questi metodi si diversificano in base alle assunzioni e semplificazioni fatte per ridurre il numero delle incognite nel problema, tuttavia come mostrato in numerosi studi comparativi DUNCAN & WRIGHT (1980), FREDLUND et al. (1981), la differenza percentuale tra i valori di F calcolati generalmente non supera il 10%, il che è perfettamente compatibile con il grado di incertezza insito in tale tipo di analisi.

Valori di F minori od uguali ad 1 sono indicativi di condizioni di instabilità, mentre per valori maggiori di 1 le condizioni sono a favore della stabilità. Questo è il concetto di base di tutti i modelli per la verifica di stabilità che si rifanno al concetto dell'equilibrio limite.

F deve essere valutato entro un preciso riferimento spaziale. È perciò necessario considerare una potenziale superficie di scorrimento nella massa del pendio e valutare tutte le forze agenti e resistenti su detta superficie. In pratica, essendo infinite le superfici di scivolamento possibili, F viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio.

In tal modo il fattore di sicurezza F del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con F più basso. Tale superficie è detta anche superficie critica. Una superficie di scivolamento assunta divide in due parti distinte il pendio. Superiormente abbiamo una massa potenzialmente instabile supposta rigida e inferiormente una massa rigida stabile.

In questo lavoro il coefficiente di sicurezza si determina con il metodo di calcolo di Janbu (corretto) ed il metodo di Spencer.

19.2.1 Analisi dei carichi

Sovraccarico accidentale

Al fine di simulare la presenza del carico di un treno sul binario di linea più prossimo alla parete chiodata, è stato applicato un carico uniformemente distribuito pari a 40 kPa. Tale carico è stato opportunamente coefficientato in accordo con le NTC2018 ed in funzione delle combinazioni studiate.

19.2.2 Parametri principali di input

Tutti i terreni sono stati simulati con modello costitutivo del tipo Mohr-Coulomb con parametri c' e ϕ' così come definiti nel capitolo geotecnico.

Per ciascun modello di calcolo di seguito illustrato si riporta la tabella con i valori dei parametri geotecnici assunti nell'analisi.

19.2.3 Elementi strutturali

I chiodi sono stati inseriti come elementi "soil nailing" ai quali sono stati assegnati i seguenti parametri:

interasse = 1.60 m

Resistenza a trazione = 191 kN

19.2.4 Sezioni di riferimento

Per lo studio della stabilità globale terreno-opera sono state considerate la sezione L-L, ovvero con la massima altezza di scavo (Figura 19.2), e la sezione N-N (Figura 19.3) del Progetto Costruttivo.

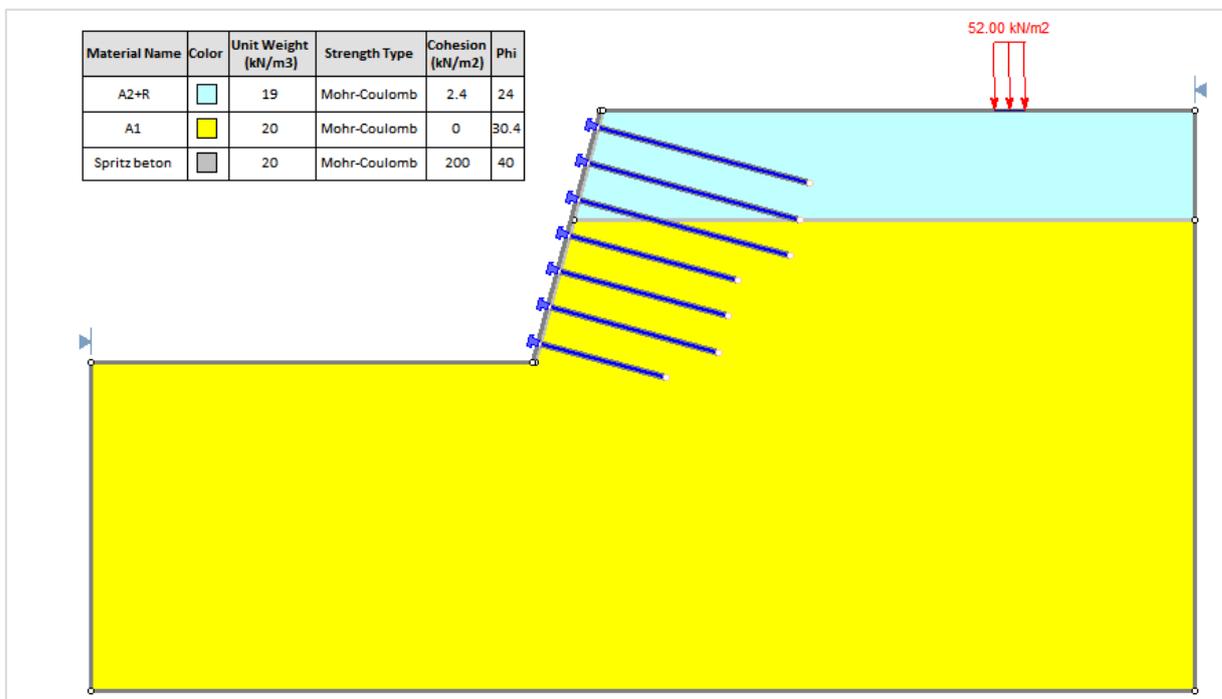


Figura 19.2 Sezione di massima profondità scavo

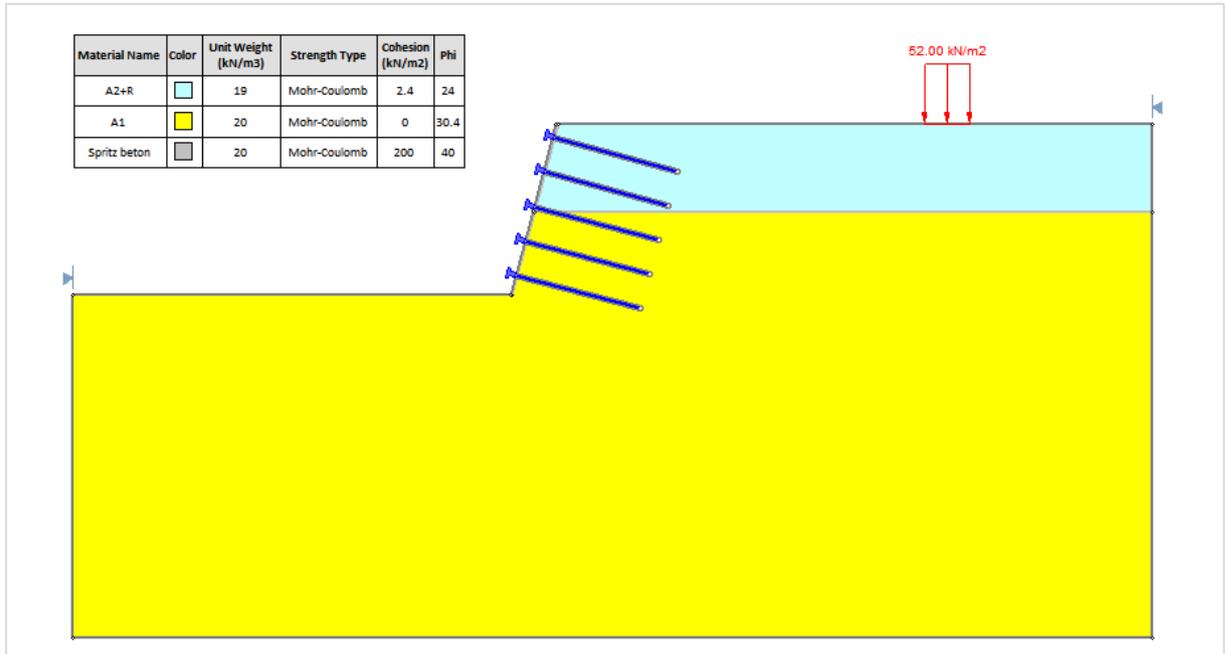


Figura 19.3 Sezione N-N

19.3 Risultati analisi di stabilità globale

Si illustrano nel seguito i risultati in termini di fattore di sicurezza (FS) per ambo le sezioni di calcolo.

19.3.1 Sezione L-L

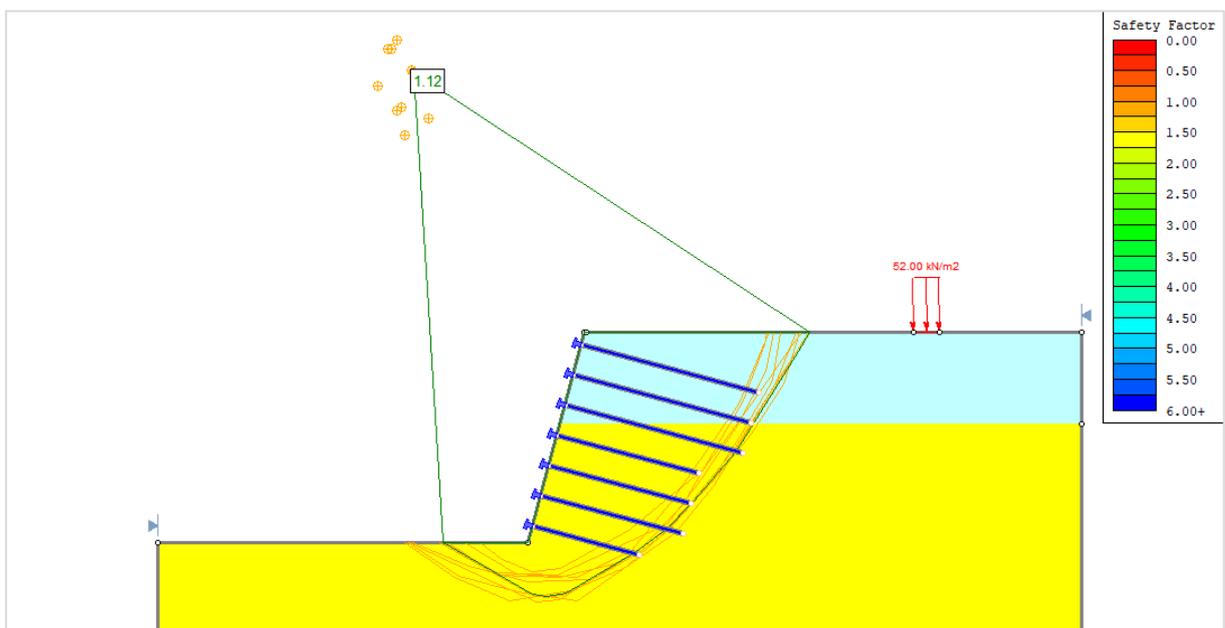


Figura 19.4 Superfici di rottura - metodo di Janbu (corretto).

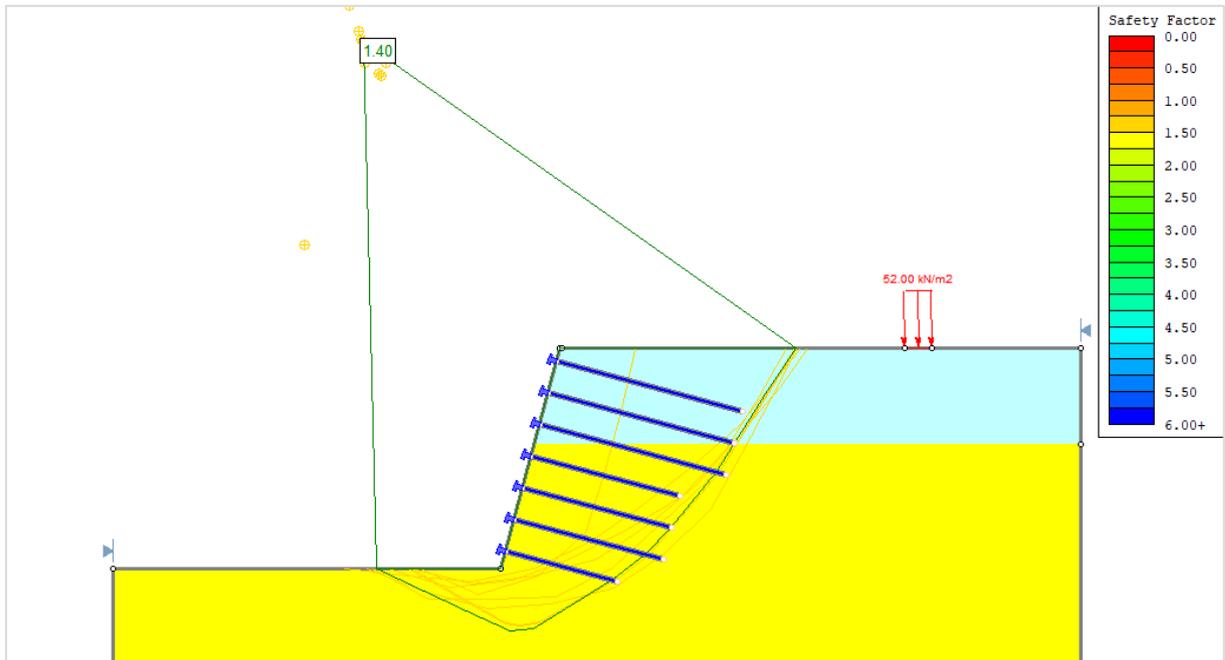


Figura 19.5 Superfici di rottura - metodo di Spencer.

In entrambi i casi, metodo di Janbu (corretto) e metodo di Spencer, risulta $FS > 1.1$.

VERIFICA SODDISFATTA

19.3.2 Sezione N-N

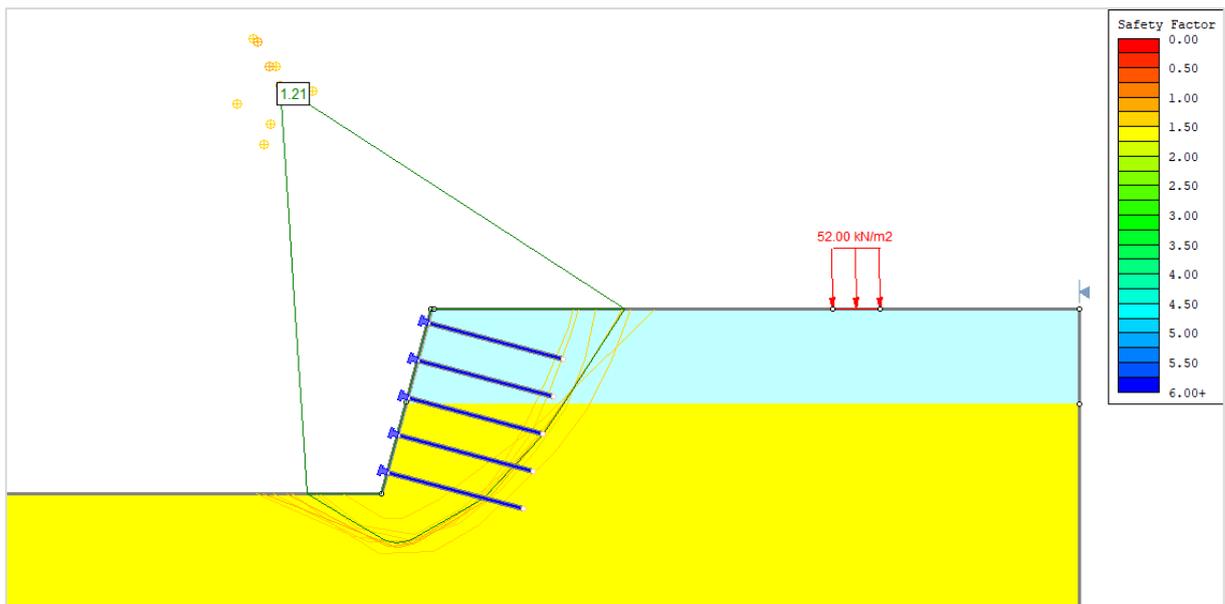


Figura 19.6 Superfici di rottura – metodo di Janbu (corretto).

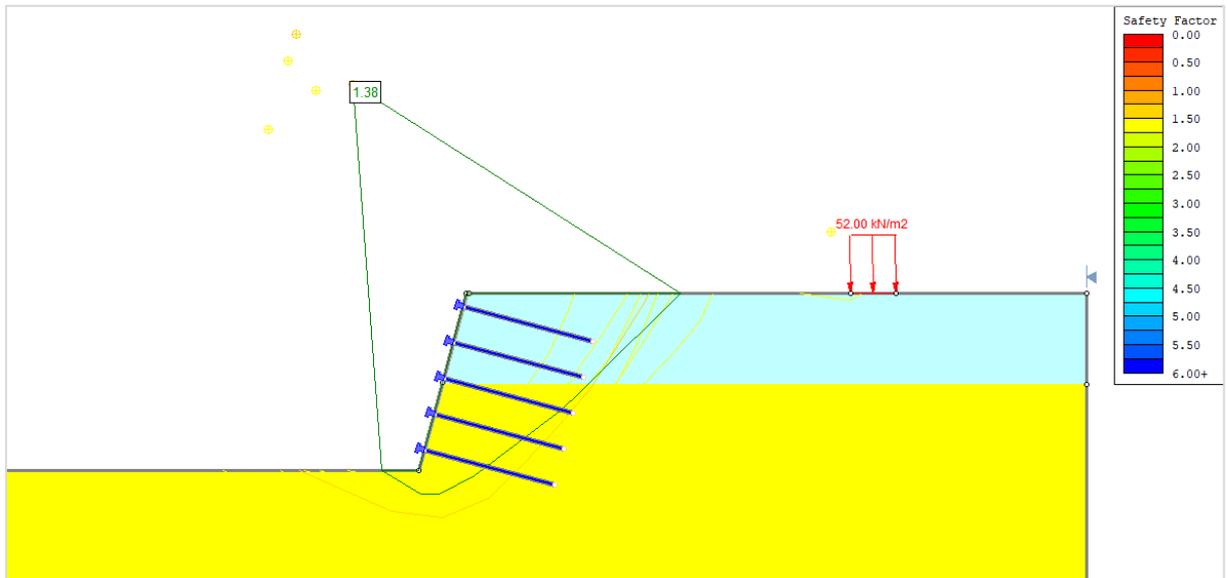


Figura 19.7 Superfici di rottura - metodo di Spencer.

In entrambi i casi, metodo di Janbu (corretto) e metodo di Spencer, risulta $FS > 1.1$.

VERIFICA SODDISFATTA