



COMUNE DI MONZA
PROVINCIA DI MONZA E BRIANZA
Settore Mobilità, Viabilità, Reti

SOTTOPASSO CICLOPEDONALE VIA DE
MARCHI/EINSTEIN FERMATA MONZA EST

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

TAVOLA:
CL_003_00

DATA:
NOVEMBRE 2018

SCALA:
-

nome_file :

MB_SLDE_CL_003_D_00.DWG

R.T.P.



Il Responsabile
(Dott. Ing. V. Aiello)
ALBO PROVINCIALE INGEGNERI VERONA
iscrizione N° 1553

Dott. Ing. Vito Aiello

MiTo ingegneria srl

Geologo Dr. Nucci Enrico

Dott. Ing. Giulia Melchiori

II R.U.P.

Arch. Luciana Rigaglia

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3.	CRITERI DI CALCOLO	5
3.1.	CRITERI E DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA.....	5
3.2.	COMBINAZIONE DI CARICO.....	5
3.2.1.	<i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i>	<i>5</i>
3.2.2.	<i>Combinazioni per la verifica allo SLE.....</i>	<i>6</i>
4.	CRITERI DI VERIFICA.....	7
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
5.1.	CALCESTRUZZO.....	8
5.2.	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	8
5.3.	ACCIAIO STRUTTURALE.....	8
6.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE.....	9
6.1.	PARATIA DI MICROPALI	9
6.2.	PARATIA DI PALI.....	9
7.	PARAMETRI GEOTECNICI.....	10
7.1.	STRATIGRAFIA DI PROGETTO	10
7.2.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	10
7.3.	PROFONDITÀ DELLA FALDA.....	10
8.	ANALISI STRUTTURALE	11
8.1.	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	11
8.2.	APPROCCI DI PROGETTO E FATTORI DI COMBINAZIONE.....	11
9.	BERLINESE DI MICROPALI	13
9.1.	FASI DI SCAVO.....	13
9.2.	DIAGRAMMI DI OUTPUT.....	14
9.2.1.	<i>Diagrammi di spostamento in esercizio.....</i>	<i>14</i>

9.2.2.	Diagramma momento flettente allo SLU-STR.....	14
9.2.3.	Diagramma sforzo taglio allo SLU-STR.....	15
9.3.	VERIFICHE GLOBALI DELLA PARATIA	16
9.4.	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA TUBOLARE.....	16
9.4.1.	Verifiche a flessione.....	16
9.4.2.	Verifiche a taglio.....	17
10.	PARATIA DI PALI	18
10.1.	FASI DI SCAVO.....	18
10.2.	DIAGRAMMI DI OUTPUT.....	20
10.2.1.	Diagrammi di spostamento in esercizio.....	20
10.2.2.	Diagramma momento flettente allo SLU-STR.....	21
10.2.3.	Diagramma sforzo taglio allo SLU-STR.....	22
10.3.	VERIFICHE GLOBALI DELLA PARATIA	23
10.4.	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA	23
10.4.1.	Verifiche a flessione.....	23
10.4.2.	Verifiche a taglio.....	24
11.	FASE DI SPINTA.....	26
11.1.	DIMENSIONAMENTO SPINTA MARTINETTI IDRAULICI.....	26

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è relativa al calcolo delle opere provvisorie necessarie per la “Costruzione del sottopasso ciclopeditone Via De Marchi – Einstein – fermata ferroviaria Monza Est – Parco” finalizzato ad espletare la gara tramite appalto integrato ai sensi dell’art. 59 c 1-bis del D.Lgs 50/2016 e s.m.i., così come risulta dalla Determina Dirigenziale n. 1514 del 28/6/2018.

L’intervento consentirà la realizzazione di un sottopasso pedonale da realizzare tra le Vie De Marchi – Confalonieri e le Vie Molino San Michele – Einstein per sottopassare il tracciato ferroviario che si sviluppa a nord-ovest della città, parallelamente all’asse urbano della Via Lecco, nelle immediate adiacenze del Parco di Monza e per potere quindi consentire il transito pedonale tra le due vie.

Si riporta nel presente documento il calcolo delle seguenti tipologie di paratia:

- *Berlinese di micropali*: micropali ϕ 250/0.30m L=10.0m calcolata per un’altezza di scavo di 4.00m.
- *Paratia di pali*: paratia di pali ϕ 800/0.90m L=14.0m calcolata per un’altezza di scavo di 6.20m.

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104 luglio 2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1:Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 1993-5 (Eurocodice 3) – Maggio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 5: Pali e Palancole”;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni.

3. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

3.1. Criteri e definizione dell'azione sismica

Poiché le opere di sostegno in esame sono opere provvisionali, l'azione sismica non viene considerata al fine del dimensionamento e della verifica strutturale.

3.2. Combinazione di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle N.T.C..

3.2.1. Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche strutturali agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU), collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche vengono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e le relative combinazioni previste:

- combinazione 1 (A1+M1+R1) STR;
- combinazione 2 (A2+M2+R2) GEO.

Le combinazioni di carico di tipo A1 STR e A2 GEO vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati nelle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza ferroviari indicati in tabella 5.2.V e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C.

Per quanto riguarda i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno, si fa riferimento alla tabella 6.2.II delle N.T.C. mentre per quanto riguarda i coefficienti parziali per le verifiche agli stati limiti ultimi (γ_R) si fa riferimento alla tabella 6.5.I delle N.T.C..

Ai fini delle verifiche degli stati limiti ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali.

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

3.2.2. Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

Quasi permanente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$

Frequente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$

Rara $\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$

4. CRITERI DI VERIFICA

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.17.01.2018 con l'UNI EN 1993-5 (Eurocodice 3 Parte 5: Pali e palancole).

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali:

5.1. Calcestruzzo

Per la realizzazione dei pali, dei micropali e dei cordoli di sommità, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85^* f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media $\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0.60 \times f_{ck} = 14.93 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 11.21 \text{ N/mm}^2$

5.2. Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

- Tensione di snervamento caratteristica $\rightarrow f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento totale al carico massimo $\rightarrow A_{gt} \geq 7.5\%$
- Rapporto f_t/f_y $\rightarrow 1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
- Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$ $\rightarrow \leq 1,25$
- Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_s = 0.80^* f_{yk} = 360.00 \text{ N/mm}^2$
- Fattore di sicurezza acciaio $\rightarrow \gamma_s = 1.15$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$

5.3. Acciaio strutturale

Per i tubolari che costituiscono l'armatura dei micropali si adotta un acciaio S275, che presenta le seguenti caratteristiche:

- Tensione di snervamento caratteristica $\rightarrow f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $\rightarrow E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Fattore di sicurezza acciaio $\rightarrow \gamma_{M0} = 1.05$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 261.90 \text{ N/mm}^2$

6. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

6.1. Paratia di micropali

La paratia è costituita da micropali ϕ 250 ad interasse 30cm con tubo ϕ 168.30 di spessore 12.50mm. La lunghezza dei tubi è pari a 10.00m e l'altezza di scavo è pari a 4.00m. Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche del tubo in acciaio:

Tubolare	W [cm³]	I [cm⁴]	A [cm²]
Tubo ϕ 168.3 sp 12.5mm	222,0	1868	61.18

6.2. Paratia di pali

La paratia è costituita da pali D800 ad interasse 90cm di lunghezza pari a 14.00m e l'altezza di scavo è pari a 6.20m. Nella seguente tabella si riportano le proprietà strutturali dei pali:

Diametro pali [m]	Interasse [m]	I [cm⁴]	A [cm²]
0.80	0.90	2010619	5026.55

7. PARAMETRI GEOTECNICI

Si riporta di seguito la stratigrafia e la caratterizzazione del terreno in situ; per ulteriori dettagli si rimanda allo specifica Relazione Geotecnica.

7.1. Stratigrafia di progetto

Si riporta di seguito la stratigrafia del terreno in corrispondenza dell'opera a partire da una quota di piano campagna posta circa a +165÷167 m s.l.m.m.:

- Strato 1 – ghiaie con terre eterogenee fino a circa 3.00÷5.00 m circa dal p.c.;
- Strato 2 – ghiaie e ghiaie sabbiose fino a circa 15.00÷17.00 m circa dal p.c.

7.2. Caratterizzazione geotecnica

I valori caratteristici dei principali parametri geotecnici del terreno sono caratterizzati come segue:

Strato 1

- peso di volume naturale γ_k = 18.8 kN/m³
- peso di volume sommerso γ'_k = 8.8 kN/m³
- angolo di attrito ϕ'_k = 30°
- coesione in termini di sforzi efficaci $c'_{operativo,k}$ = 0 kPa
- coefficiente di spinta del terreno a riposo $k_{0,k}$ = 0.5
- Modulo di taglio G_0 = 73 MPa
- Modulo elastico E_{vc} = 18.3 MPa

Strato 2

- peso di volume naturale γ_k = 19.5 kN/m³
- peso di volume sommerso γ'_k = 9.5 kN/m³
- angolo di attrito ϕ'_k = 35°
- coesione in termini di sforzi efficaci $c'_{operativo,k}$ = 0 kPa
- coefficiente di spinta del terreno a riposo $k_{0,k}$ = 0.4264
- Modulo di taglio G_0 = 120 MPa
- Modulo elastico E_{vc} = 30 MPa

7.3. Profondità della falda

Da fonti bibliografiche la falda freatica è presente alla quota di circa 148 m s.l.m.

La falda è da ritenersi non interferente con le opere in oggetto, sia in fase di costruzione che in esercizio.

8. ANALISI STRUTTURALE

8.1. Modellazione strutturale

Per il calcolo delle sollecitazioni nelle opere di sostegno è stato utilizzato un programma di calcolo automatico agli elementi finiti che risolve paratie (Paratie Plus 18.0.2 di CeAS) con uno o più ordini di puntoni.

La verifica di resistenza della paratia viene condotta nella sezione più significativa, determinando le sollecitazioni lungo il fusto per una fascia di larghezza unitaria. La determinazione del complesso delle sollecitazioni è ricavata discretizzando la fascia di paratia in un certo numero di elementi finiti monodimensionali caratterizzati dalla propria rigidità trasversale.

Lo stato di deformazione di ogni elemento finito risulta funzione dell'ipotesi di conservazione delle proprietà elastiche del materiale costituente.

La paratia, così schematizzata, è soggetta alle azioni derivanti dalla variazione delle pressioni litostatiche per effetto delle diverse fasi di scavo e dalla differenza delle pressioni idrostatiche.

Le azioni e le reazioni offerte dal terreno tengono conto della successione delle fasi esecutive, e discendono dall'ipotesi di comportamento elasto - plastico del materiale.

Il problema d'interazione terreno-struttura di contenimento viene affrontato discretizzando il terreno in strati elementari indipendenti, corrispondenti alla suddivisione della struttura in elementi finiti.

8.2. Approcci di progetto e fattori di combinazione

Combinazioni SLU

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali di Tab. 6.2.I delle N.T.C., e i coefficienti Ψ di Tab. 5.1.VI delle N.T.C. per il sovraccarico stradale.

Stage	Design Code Name	Design Case	F(tan fr)	F (c')	F(perm load)	F(temp load)	F Earth (Dstab)	F Earth (stab)
0	DM18_ITA	1: A1+M1+R1	1	1	1.3	1.5	1.3	1
1	DM18_ITA	1: A1+M1+R1	1	1	1.3	1.5	1.3	1
2	DM18_ITA	1: A1+M1+R1	1	1	1.3	1.5	1.3	1

Stage	Design Code Name	Design Case	F(tan fr)	F (c')	F(perm load)	F(temp load)	F Earth (Dstab)	F Earth (stab)
0	DM18_ITA	2: A2+M2+R1	1.25	1.25	1	1.3	1	1
1	DM18_ITA	2: A2+M2+R1	1.25	1.25	1	1.3	1	1
2	DM18_ITA	2: A2+M2+R1	1.25	1.25	1	1.3	1	1

Combinazioni SLE

Viene effettuata solamente la combinazione SLE Caratteristica per le verifiche di deformabilità e tensione in esercizio. Non saranno effettuate le verifiche di fessurazione in quanto l'opera è provvisoria.

Stage	Design Code Name	Design Case	F(tan fr)	F (c')	F(perm load)	F(temp load)	F Earth (Dstab)	F Earth (stab)
0	Default	Service Factors	1	1	1	1	1	1
1	Default	Service Factors	1	1	1	1	1	1
2	Default	Service Factors	1	1	1	1	1	1

- Stage = Fase di scavo
- Design Code = Codice di verifica
- Ftan fr = fattore moltiplicatore tangente angolo di attrito
- F C' = fattore moltiplicatore coesione efficace
- F perm load = fattore moltiplicatore carichi permanenti
- F temp load = fattore moltiplicatore carichi accidentali/variabili
- F earth Dstab = fattore moltiplicatore per spinta attiva nel caso sfavorevole
- F earth stab = fattore moltiplicatore per spinta attiva nel caso favorevole

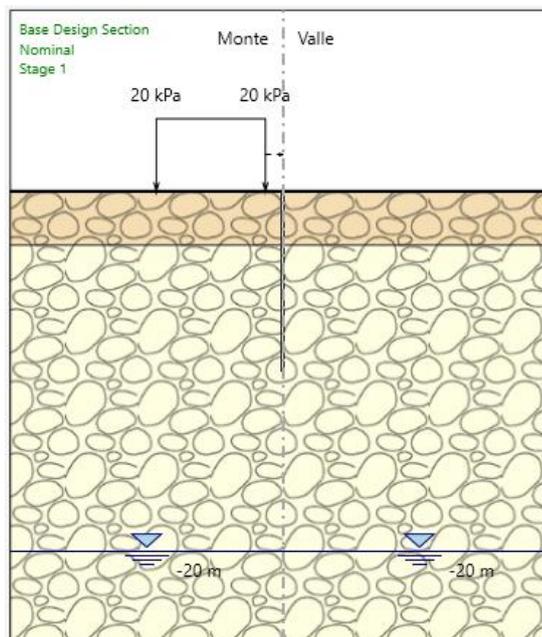
9. BERLINESE DI MICROPALI

La berlinese è costituita da micropali $\phi 250/30\text{cm}$ di lunghezza 10m con altezza media di scavo pari a 4.00m, e le cui fasi realizzative sono di seguito descritte.

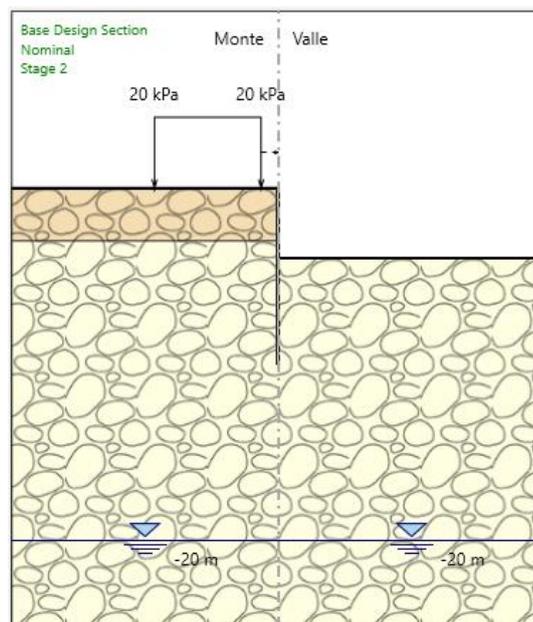
9.1. Fasi di scavo

Si riportano di seguito le fasi di scavo dell'opera:

- STAGE 1: realizzazione micropali (quota sommità +0.00m)

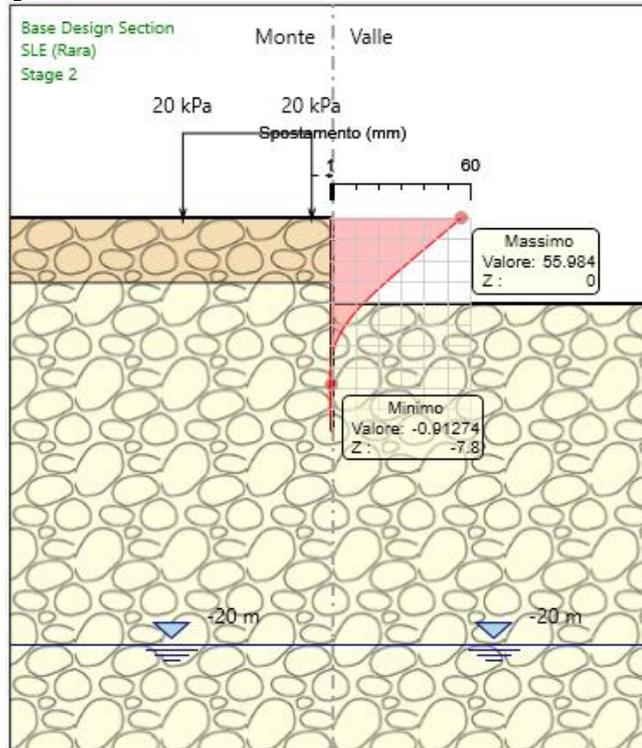


- STAGE 2: scavo a quota -4.00 m

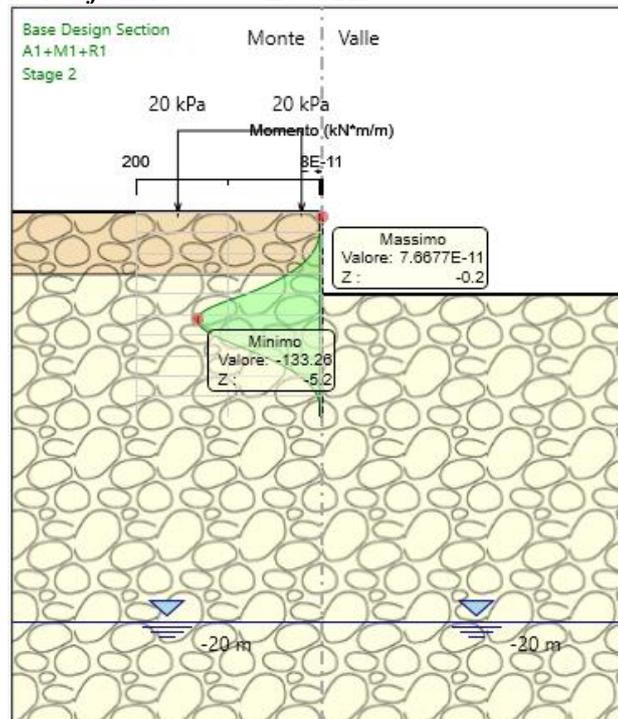


9.2. Diagrammi di output

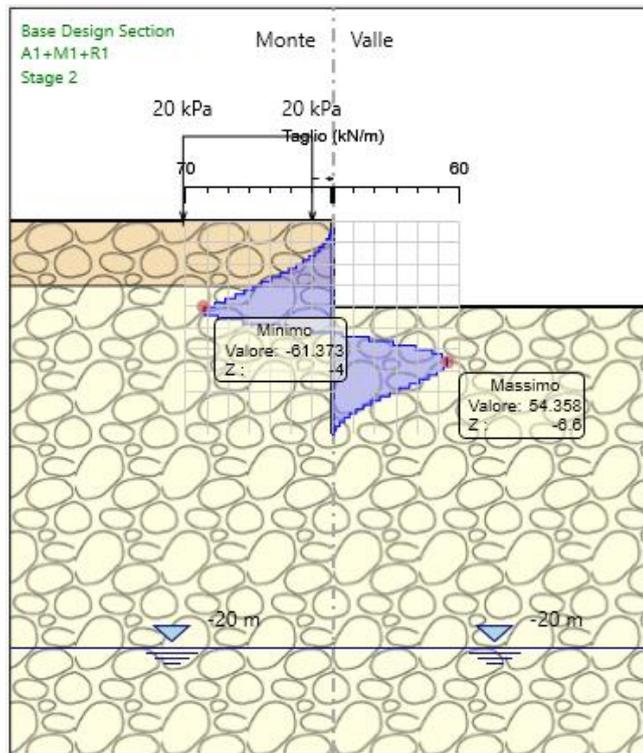
9.2.1. Diagrammi di spostamento in esercizio



9.2.2. Diagramma momento flettente allo SLU-STR



9.2.3. Diagramma sforzo taglio allo SLU-STR



L'analisi svolta con il programma ad elementi finiti fornisce le seguenti sollecitazioni e deformazioni massime:

Combinazioni SLE:

- Spostamento: $d = 5.60 \text{ cm}$ a quota -0.00 m (STAGE 2 - Comb. Car.)

Combinazioni SLU - STR:

- Momento flettente: $M = 133.26 \text{ kNm/m}$ a quota -5.20 m (STAGE 2 - Comb. A1+M1+R1);
- Azione di taglio: $V = 61.37 \text{ kN/m}$ a quota -4.00 m (STAGE 2 - Comb. A1+M1+R1).

9.3. Verifiche globali della paratia

Si riportano di seguito i valori minimi dei fattori di sicurezza nei confronti dei seguenti stati limite ultimi:

- collasso per rotazione (stabilità al piede della paratia), espresso come rapporto tra la resistenza passiva disponibile sotto lo scavo e la reazione passiva del terreno mobilitata sotto lo scavo (GEO);

I valori sono riferiti all'approccio A2+M2+R1 in quanto risulta il più sfavorevole.

	FS
Rotazione	3.23

9.4. Verifiche di resistenza ultima tubolare

La sezione del tubo ϕ 168.30 di spessore 12.50mm ha le seguenti caratteristiche geometriche:

- $A = 61.20 \text{ cm}^2$
- $I_{yy} = 1868 \text{ cm}^4$
- $W_{el,yy} = 222 \text{ cm}^3$

Si verifica la classe del profilo secondo quanto previsto dalla tabella 4.2.III delle NTC per profili tubolari:

$$\varepsilon = (235/f_{yk})^{0.5} = (235/275)^{0.5} = 0.924$$

$$(d/t) = 13.46 < 50 \varepsilon^2 = 42.69$$

Il profilo ricade in classe 1. Essendo l'opera di tipo provvisoria, le verifiche vengono comunque svolte adottando il modulo resistente elastico.

9.4.1. Verifiche a flessione

Azioni sollecitanti:

Load Case: A1+M1+R1 (STR)

$$M_{Ed} = 133.26 \times 0.30 = 39.98 \text{ kNm}$$

Azioni resistenti:

$$M_{c,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0} = 222 \times 1000 \times 275 / 1.05 = 58.14 \times 10^6 \text{ Nmm/m} = 58.15 \text{ kNm/m} > M_{Ed}$$

9.4.2. Verifiche a taglio

Azioni sollecitanti:

Load Case: A1+M1+R1 (STR)

$$V_{Ed} = 61.37 \text{ kN/m} \times 0.30 = 18.41 \text{ kN}$$

Azioni resistenti:

$$A_v = 2 A / \pi = 3895 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times f_y / (3^{0.5} \times \gamma_{M0}) = 3895 \times 275 / (3^{0.5} \times 1.05) = 588966 \text{ N/m} = 589 \text{ kN/m} \gg V_{Ed}$$

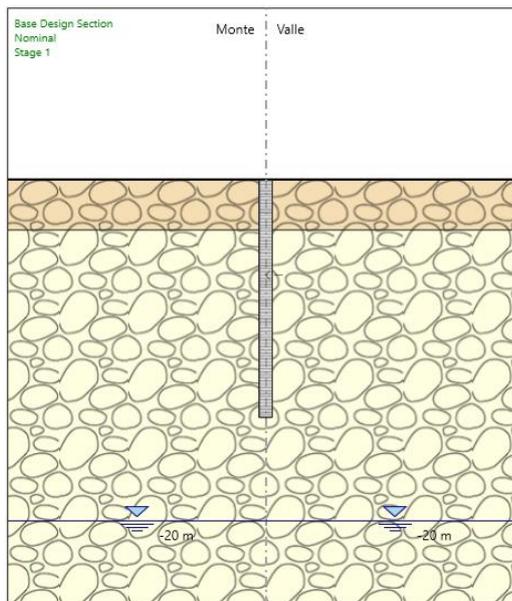
10. PARATIA DI PALI

La paratia di pali è costituita da pali $\phi 800/90\text{cm}$ di lunghezza 14m con altezza di scavo pari a 6.20m, e le cui fasi realizzative sono di seguito descritte.

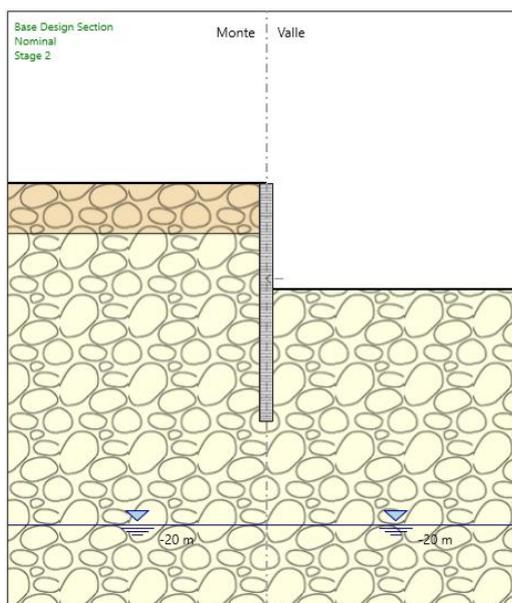
10.1. Fasi di scavo

Si riportano di seguito le fasi di scavo dell'opera:

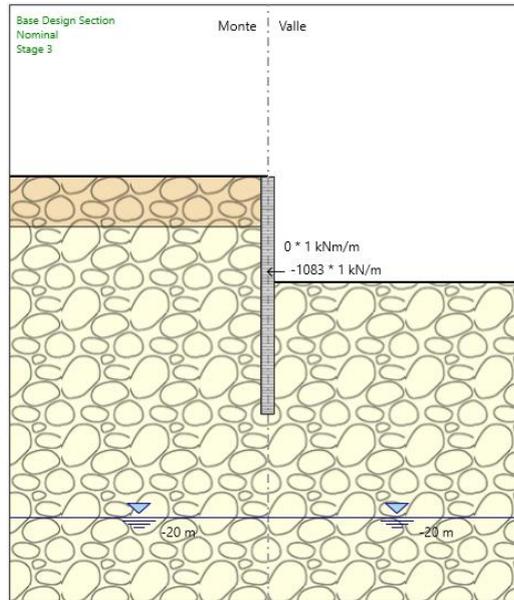
- STAGE 1: realizzazione pali (quota sommità +0.00m)



- STAGE 2: scavo a quota -4.00 m

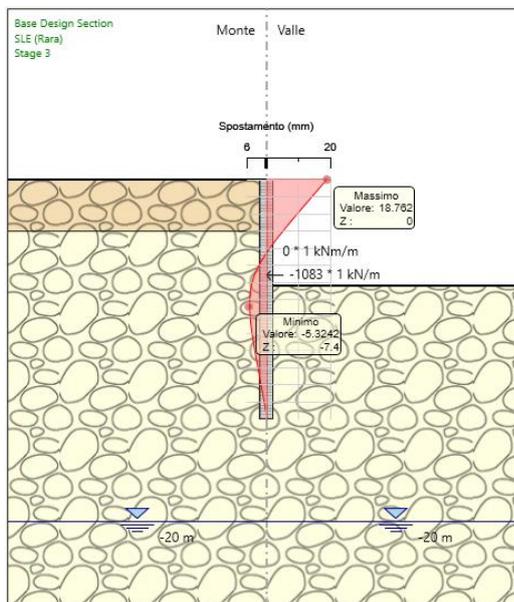
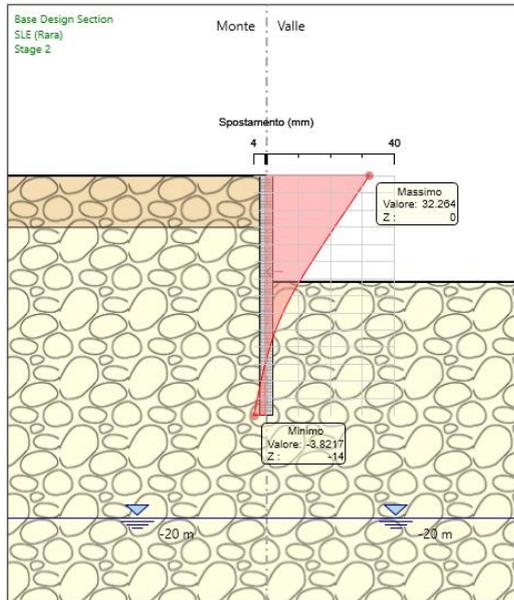


- STAGE 3: spinta del monolite ($F \cong 1083 \text{ kN/m}$)

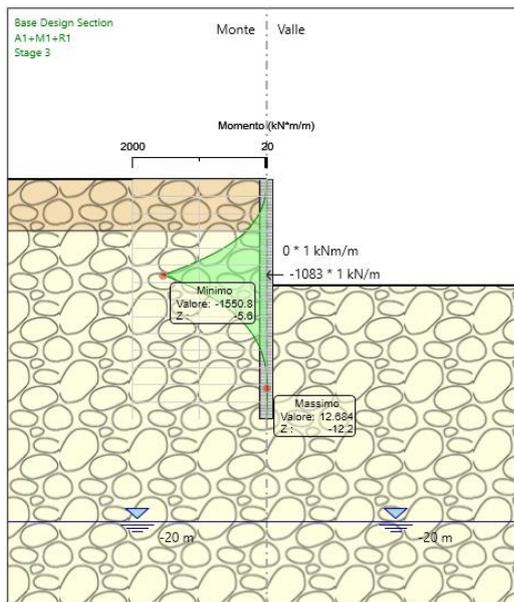
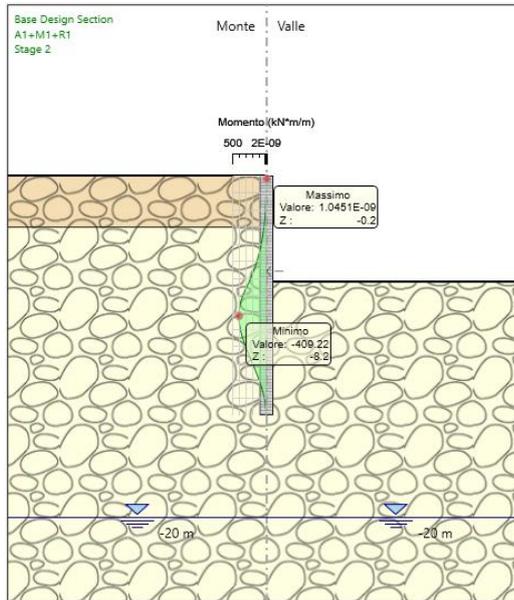


10.2. Diagrammi di output

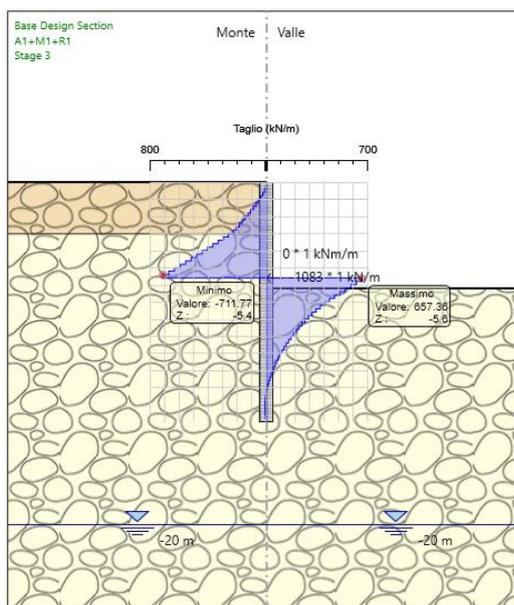
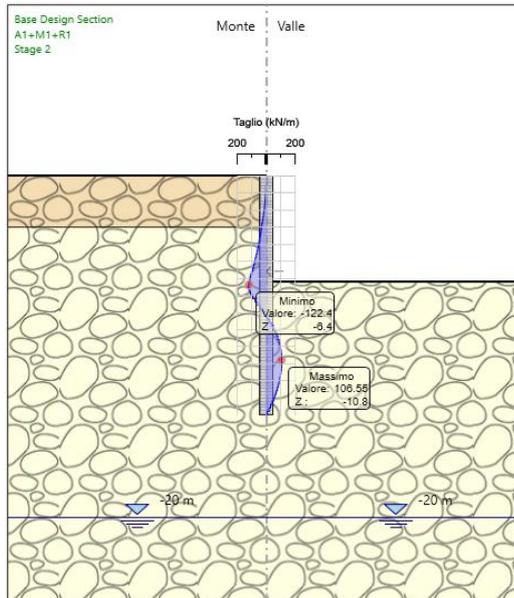
10.2.1. Diagrammi di spostamento in esercizio



10.2.2. Diagramma momento flettente allo SLU-STR



10.2.3. Diagramma sforzo taglio allo SLU-STR



10.3. Verifiche globali della paratia

Si riportano di seguito i valori minimi dei fattori di sicurezza nei confronti dei seguenti stati limite ultimi:

- collasso per rotazione (stabilità al piede della paratia), espresso come rapporto tra la resistenza passiva disponibile sotto lo scavo e la reazione passiva del terreno mobilitata sotto lo scavo (GEO);

I valori sono riferiti all'approccio A2+M2+R1 in quanto risulta il più sfavorevole.

	FS
Rotazione	3.13

10.4. Verifiche di resistenza ultima

Caratteristiche geometriche della sezione:

Diametro palo	80	cm
Armatura verticale, A_a (cm^2) (1° strato)	14 \emptyset 26 =	74.33 cm^2
Copriferro (cm)	5.4 + $\emptyset/2$ =	6.7 cm
INFITTIMENTO		
Armatura verticale, A_a (cm^2) (1° strato)	14 \emptyset 26 =	74.33 cm^2
Copriferro (cm)	5.4 + $\emptyset/2$ =	6.7 cm
Armatura elicoidale, A_a (cm^2)	1 \emptyset 14/20" =	
Copriferro	4.0 + $\emptyset/2$ =	

Le verifiche sono svolte trascurando, a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione.

10.4.1. Verifiche a flessione

Azioni sollecitanti:

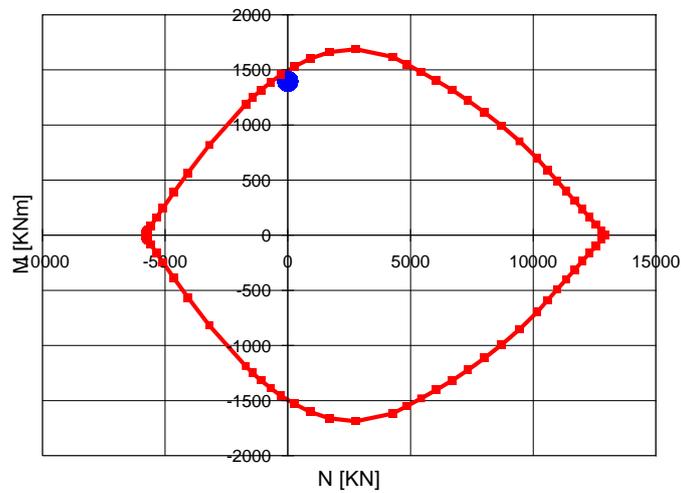
Load Case: A1+M1+R1 (STR)

$$M_{Ed} = 1550.80 \times 0.90 = 1395.72 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

Azioni resistenti:

$$M_{Rd} = 1494.00 \text{ kNm}$$



10.4.2. Verifiche a taglio

Load Case: A1+M1+R1 (STR)

$$V_{Ed} = 711.77 \times 0.90 = 640.59 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

La verifica a taglio della sezione circolare viene svolta considerando una sezione rettangolare equivalente di dimensioni:

$$b = 0.9 \times D = 0.9 \times 800 = 720 \text{ mm}$$

$$h = 0.45 \times D + 0.64 \times (d - D/2) = 0.45 \times 800 + 0.64 \times (800 - 67 - 400) = 573 \text{ mm}$$

CALCESTRUZZO			
Calcestruzzo			C25/30
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck}		30,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}		24,9 Mpa
ACCIAIO			
Tipologia			B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento			450 Mpa
COEFFICIENTI MATERIALE			
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ _c		1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α _{cc}		0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ _s		1,15
GEOMETRIA SEZIONE C.A.			
Base	b		720 mm
Altezza	h		573 mm
Barre tese			
	numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]
strato1	9	26	60
strato2	0	0	0
strato3	0	0	0
strato4	0	0	0
strato5	0	0	0
Area barre tese	A _s		4778 mm ²
Posizione della barra equivalente	c*		60 mm
SOLLECITAZIONI			
Load Case			
Frame			
Azione assiale (+ di compressione)	N _{Ed}		0 kN
Taglio	V _{Ed}		640,59 kN
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO			
Altezza utile della sezione	d		513 mm
Coefficiente	k		1,62
Rapporto di armatura longitudinale	ρ _l		1,29%
Tensione assiale media	σ _{cp}		0,00 N/mm ²
	0.2 x f _{cd}		2,82 N/mm ²
	v _{min}		0,36 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	V _{rd,min}		133,55 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V_{rd}		229,09 kN
Verifica			2,80 <i>E' necessario prevedere armatura a taglio</i>
ARMATURA A TAGLIO			
Diametro staffe	φ		14 mm
Numero braccia	n		2
Passo staffe	s		100 mm
Inclinazione staffe (rispetto all'orizzontale)	α		90 °
Inclinazione del puntone in calcestruzzo	θ		40 °
Valore minimo di inclinazione del puntone in calcestruzzo	θ _{min}		29,14 °
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE CON ARMATURA A TAGLIO			
Coefficiente di riduzione per fessurazione	v ₁		0,5
Resistenza cilindrica di progetto	f _{cd}		14,11 N/mm ²
Area armatura a taglio	A _{st}		307,88 mm ²
	σ _{cp} /f _{cd}		0
Coefficiente di interazione	α _{cw}		1
Resistenza a taglio per rottura delle armature	V _{rd,s}		662,88 kN
Resistenza a taglio per rottura del puntone in calcestruzzo	V _{rd,c}		1154,81 kN
Resistenza al taglio	V_{rd}		662,88 kN
Verifica			0,97 <i>Verifica soddisfatta</i>

E' necessario prevedere armatura a taglio costituita da una spirale ø14/10 cm.

11. FASE DI SPINTA

11.1. Dimensionamento spinta martinetti idraulici

La spinta necessaria per varare il manufatto viene calcolata in due fasi di esecuzione:

- *Al momento della spinta iniziale (fase1 - distacco)*

configurazione che si ha all'inizio delle operazioni di spinta in cui i martinetti di spinta devono vincere l'attrito tra l'intradosso fondazione e la platea di varo; il coefficiente di attrito di primo distacco si assume pari all'unità, e non è invece presente alcun attrito del terreno sulle pareti laterali; questa configurazione risulta significativa per il dimensionamento dell'armatura della platea di varo, soggetta a prevalenti azioni di sforzo normale di trazione; è generato dalle azioni di attrito con la fondazione del monolite ed è parzialmente limitato dalle azioni di attrito tra la soletta ed il terreno sottostante.

P ₁ peso monolite [kN]	5164.50
coefficiente d'attrito platea-monolite	1.00
Resistenza totale in fase di distacco [kN]	5164.50

- *Fine corsa dell'infissione (fase2)*

fase in cui il monolite è totalmente immerso nel terreno e la spinta è nelle fasi finali; oltre alla resistenza dovuta al peso del monolite, si hanno quindi anche le resistenze dovute all'attrito laterale tra lo scatolare ed il terreno.

γ rilevato [kN/mc]	19.00
ϕ rilevato [°]	35.00
$\delta = 2/3 \phi$ [°]	23.33
S _L superficie laterale [mq]	$82.60 \times 2 = 165.20$
pressione media laterale a riposo [kN/mq]	21.75
R ₁ attrito laterale [kN]	1549.91
P ₁ peso monolite [kN]	5164.50
Coefficiente d'attrito platea-monolite	1.00 (cautelativo)
R ₂ attrito sul fondo	5164.50
Resistenza massima in fase di spinta [kN]	6714.41