

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

OPERE D'ARTE

FV03 – Fermata di Ponte San Pietro

Relazione di calcolo opere provvisionali

SCALA:

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
N B 1 R	0 2	D	2 6	C L	F V 0 3 0 0	0 0 3	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	F. Serrau	Marzo 2020	A. Maran	Marzo 2020	M. Berlinger	Marzo 2020	A. Perego Marzo 2020



File: NB1R02D26CLFV0300003A

n. Elab.:

SOMMARIO

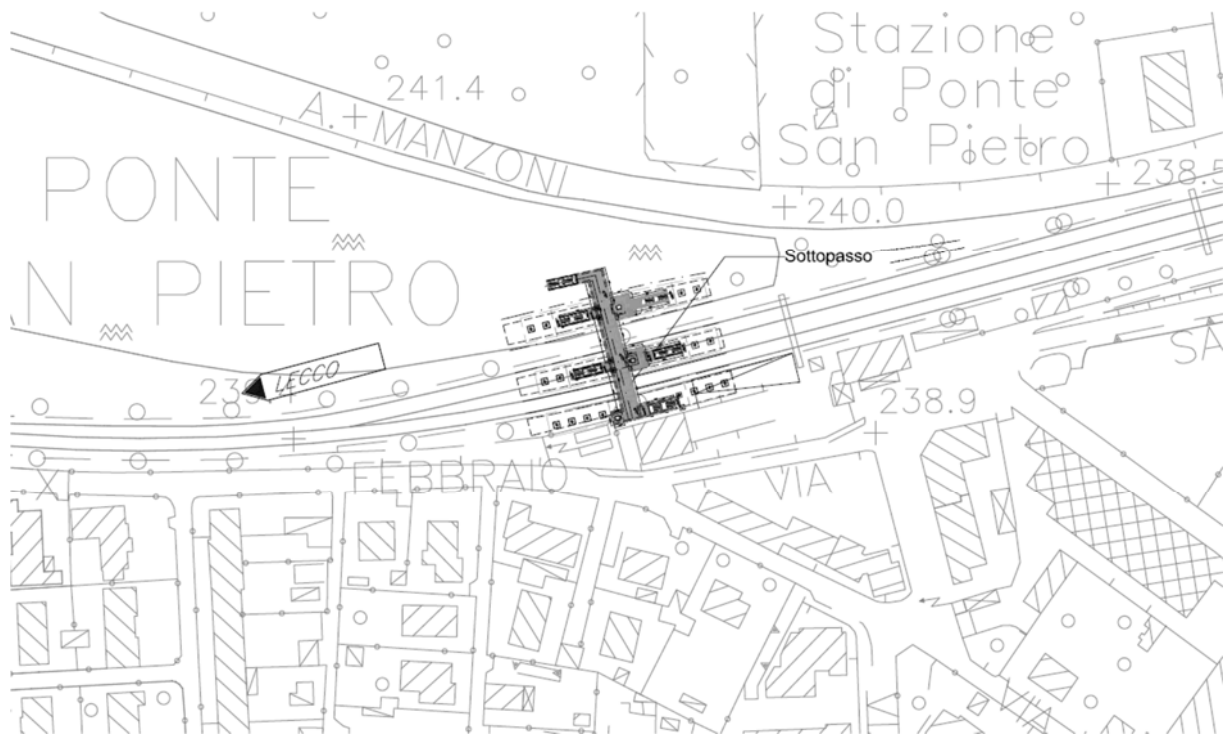
1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
4.1	CALCESTRUZZO	8
4.1.1	Miscele cementizie per micropali	8
4.1.2	Cordolo in c.a. C28/35.....	8
4.2	ACCIAIO PER C.A. TIPO B450C	8
4.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA.....	9
5	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	10
6	MODELLO DI CALCOLO	12
6.1	PARAMETRI DI SPINTA DEL TERRENO.....	12
6.2	PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ DEL TERRENO	13
6.3	PROPRIETÀ DELLE PARATIE.....	14
6.3.1	Fasi esecutive	16
7	ANALISI DEI CARICHI	20
7.1	PESO PROPRIO	20
7.2	SPINTA DEL TERRENO	20
7.3	CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO FERROVIARIO	20
7.3.1	Effetti dinamici	20
7.3.2	Distribuzione dei carichi ferroviari	21
7.3.3	Treno di carico LM71.....	21
7.4	CARICHI ACCIDENTALI PER MEZZI D'OPERA.....	21
7.5	AZIONI SISMICHE	22
8	COMBINAZIONI DI CARICO	23
9	ANALISI E VERIFICHE SEZIONE "A"	25
9.1	SPOSTAMENTI E SOLLECITAZIONI.....	25
9.2	VERIFICHE GEOTECNICHE	28
9.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	29
10	ANALISI E VERIFICHE SEZIONE "B"	31
10.1	SPOSTAMENTI E SOLLECITAZIONI	31
10.2	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	34
10.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	35
11	ANALISI E VERIFICHE SEZIONE "C"	38
11.1	SPOSTAMENTI E SOLLECITAZIONI	38
11.2	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	41
11.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	42

12	ANALISI E VERIFICHE SEZIONE “D”	45
12.1	SPOSTAMENTI E SOLLECITAZIONI	45
12.2	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	48
12.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	49

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito del Progetto Definitivo dei nuovi sottopassi di stazione e dei manufatti di accesso inerenti il progetto di raddoppio ferroviario tra Ponte S. Pietro e Bergamo.

In questa relazione di calcolo sono riportate le analisi e le verifiche strutturali e geotecniche delle opere di stazione in progetto, realizzate ai sensi del D.M. 17/01/2018 e relativa Circolare esplicativa n. 7 del 21/01/2019, con particolare riferimento alle opere provvisoriali del nuovo sottopasso della stazione Ponte San Pietro (BG).



2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Per la stazione di Ponte San Pietro è prevista la realizzazione di un sottopasso scatolare per l'accesso alle due banchine previste in stazione. L'intervento prevede, inoltre, la realizzazione delle relative rampe scale, vani ascensori e relativi locali tecnici, al fine di migliorare e rendere più sicura la fruibilità dei servizi di trasporto.

In particolare, nel presente documento sono trattate le analisi e le verifiche geotecniche e strutturali delle paratie provvisionali, previste per la costruzione del nuovo sottopasso di stazione, costituite da berlinesi di micropali collegate in testa da cordoli di coronamento in c.a. libere o stabilizzate da puntoni orizzontali provvisori.

Nello specifico, vengono nel seguito analizzate e verificate da un punto di vista geotecnico e strutturale le paratie di micropali puntonate necessarie per predisporre gli scavi delle rampe scale. Si sono identificate quattro diverse sezioni di scavo per cui si prevede di realizzare altrettanti diversi tipi di paratia provvisoriale.

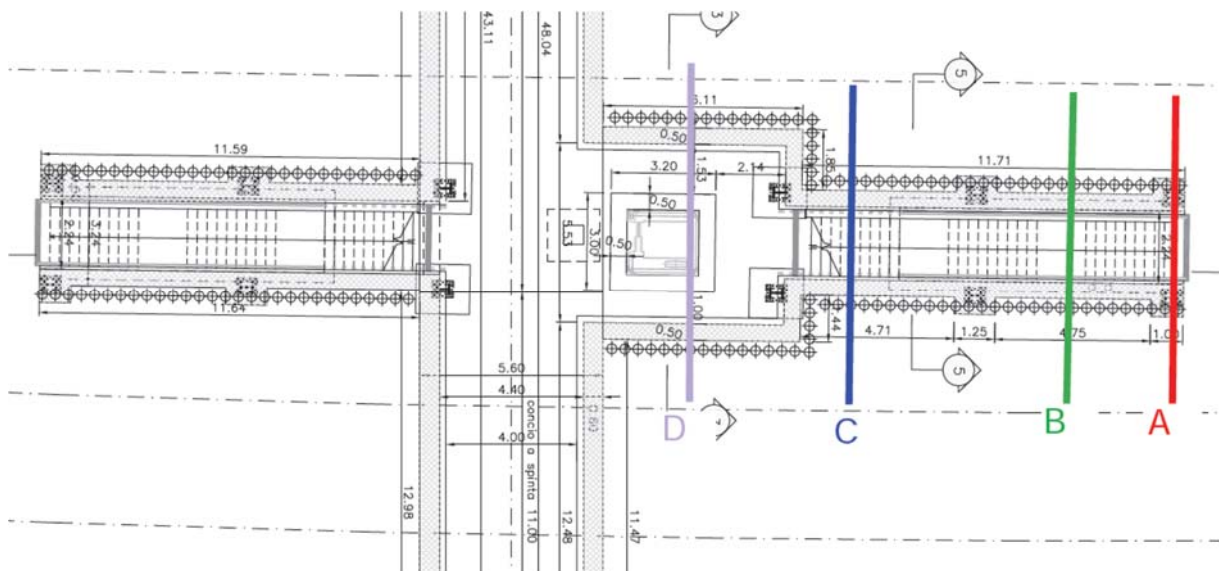


Figura 1 – Pianta opere provvisionali e sezioni di calcolo

Segue un riassunto delle principali caratteristiche delle sezioni tipo individuate:

- Sezione tipo "A"
 - Pali $\phi 300$, interasse 0.40 m
 - Tubolare: $\phi 193.7$ mm sp. 12 mm
 - Lunghezza totale pali: 8.0 m

- Altezza massima fuori terra: 1.90 m
- Dimensioni Cordolo (BxH): 0.5 m x 0.3 m
- Sezione tipo “B”
 - Pali $\phi 300$, interasse 0.40 m
 - Tubolare: $\phi 193.7$ mm sp. 12 mm
 - Lunghezza totale pali: 8.0 m
 - Altezza massima fuori terra: 3.55 m
 - Puntoni ad interasse 2.0m
 - 1° fila $\phi 168.3$ sp. 10 mm: a quota -0.15 da testa cordolo
 - Dimensioni Cordolo (BxH): 0.5 m x 0.3 m
- Sezione tipo “C”
 - Pali $\phi 300$, interasse 0.40 m
 - Tubolare: $\phi 193.7$ mm sp. 12 mm
 - Lunghezza totale pali: 12.0 m
 - Altezza massima fuori terra: 5.35 m
 - Puntoni ad interasse 2.0 m
 - 1° fila $\phi 168.3$ sp. 10 mm: a quota -0.15 da testa cordolo
 - 2° fila $\phi 168.3$ sp. 10 mm: a quota -2.70 da testa cordolo
 - Dimensioni Cordolo (BxH): 0.5 m x 0.3 m
- Sezione tipo “D”
 - Pali $\phi 300$, interasse 0.40 m
 - Tubolare: $\phi 193.7$ mm sp. 12 mm
 - Lunghezza totale pali: 14.0 m
 - Altezza massima fuori terra: 7.40 m
 - Puntoni ad interasse 2.0 m
 - 1° fila $\phi 168.3$ sp. 10 mm: a quota -0.15 da testa cordolo
 - 2° fila $\phi 168.3$ sp. 10 mm: a quota -2.70 da testa cordolo
 - Dimensioni Cordolo (BxH): 0.5 m x 0.3 m

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli sono svolti in conformità alle normative vigenti con particolare riferimento a:

- D.M. 17/01/2018 (NTC18): “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21/01/2019, n.7 CSLLP
- Norma Europea UNI ENV 1990: “Eurocodice 0 – Basi di calcolo”;
- Norma Europea UNI ENV 1991: “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture”;
- Norma Europea UNI ENV 1992: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
- Norma Europea UNI ENV 1997: “Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica”;
- Norma Europea UNI EN 1198: “Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”.

Inoltre si sono tenute presenti le indicazioni e restrizioni di cui alle norme ferroviarie in particolare:

- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C: “Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture”, e Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale”;
- RFI DTC SI SP IFS 001 C: “Capitolato Generale Tecnico di Appalto OOCC RFI”.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Miscele cementizie per micropali

Tipologia esecutiva: cementazione semplice

Classe di resistenza	C25/30
Classe di esposizione	XF4
Resistenza caratteristica cubica a 28gg	R _{ck} =30MPa
Contenuto minimo cemento	340 kg/m ³

4.1.2 Cordolo in c.a. C28/35

Peso Specifico	$\gamma =$	25 kN/m ³
Resistenza Cubica Caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	35MPa
Resistenza Cilindrica Caratteristica a compressione	$f_{ck} =$	28MPa
Resistenza Cilindrica Media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	36MPa
Modulo Elastico	$E = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} =$	32837MPa
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU	$\gamma_C =$	1.5
Resistenza Cilindrica media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} =$	2.90MPa
Resistenza Cilindrica Caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} =$	2.03MPa
Resistenza di Calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.35MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} =$	3.48MPa
Resistenza Cilindrica caratteristica a trazione	$f_{ctfk} = 0,7 \cdot f_{ctfm} =$	2.43MPa
Classe di esposizione:	XC2	

4.2 ACCIAIO PER C.A. TIPO B450C

Peso Specifico	$\gamma =$	78.5 kN/m ³
Modulo Elastico	$E =$	206000 MPa
Resistenza caratteristica allo snervamento	$f_{yk} =$	450 MPa
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} =$	540 MPa
Coefficiente di sicurezza allo SLU	$\gamma_S =$	1,15
Resistenza di calcolo allo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391,3 MPa

4.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA

Classe

S 275

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensione di rottura

$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

5 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

In accordo con le analisi geognostiche effettuate nell'area oggetto di intervento, di seguito si riportano i parametri geotecnici di progetto utilizzati per terreni interessati

Le indagini di riferimento sono: e PNBGF1F01, L1-S17, DHBGF1P02 e L1-S16.

Strato	Profondità media	Profondità media	Descrizione	
	Da [m da p.c.]	A [m da p.c.]		
Ug1	2	25	S(G), S,G	Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia
Ug4	25	30	Congl	Conglomerato

Strato	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità					
	γ_n	K_0	ϕ'	c'	c_u	G_0	E_0	E_{op1}	E_{op2}	ν'	$k_v^{(*)}$
	[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]
Ug1	20	0.41	36	0	-	120 - 240	300 - 600	30 - 60	45 - 90	0.25	1.00E-06
Ug4	20	0.42	40	0	-	400	1000	150	250	0.25	1.00E-10

Note:

- Gli intervalli, dove presenti, fanno riferimento a valori crescenti con la profondità.
- (*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale $k_h = 10 k_v$ per tutti i materiali tranne Ug1 per cui adottare $k_h = k_v$.
- I moduli E_{op1} ed E_{op2} sono da adottarsi rispettivamente E_{op1} per problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati) ed E_{op2} per problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non).

Assunta quota p.c. corrispondente circa con il piano di regolamento del ballast, i terreni interagenti con l'opera sono sostanzialmente costituiti da sabbie ghiaiose e/o sabbie con ghiaia.

In particolare, si assume l'unità **UG1** come unità geotecnica di riferimento per il calcolo.

Dalle indagini geotecniche è stata desunta una quota di falda posta a profondità media di 20 metri da p.c., per cui può ritenersi non interferente con le opere in esame.

Ai fini della definizione della categoria sismica del sottosuolo, nei pressi dell'opera è stata eseguita una prova MASW, dalla quale è stata estrapolata una velocità $V_{s,30} = 555$ m/s. Il terreno di fondazione rientra quindi in categoria stratigrafica B.

Prova	Vs(eq)	H(eq)	Suolo
R15	555	30	B

A causa delle norme regionali valide in Lombardia, più restrittive, i valori di soglia per il fattore di amplificazione risultano superati e perciò bisogna prendere la categoria di suolo superiore (Suolo tipo C).

6 MODELLO DI CALCOLO

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

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

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

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

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

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

6.1 PARAMETRI DI SPINTA DEL TERRENO

I parametri di spinta sono:

pressione a riposo: $P'_o = K_o \cdot \sigma'_v$

con:

K_o = coefficiente di spinta a riposo.

σ'_v = tensione verticale efficace;

pressione attiva:

$P'_a = K_a \cdot \sigma'_v - c' \cdot K_{ac}$.

con:

K_a = coefficiente di spinta attiva, funzione di φ' e δ_a ;

$$K_{ac} = 2 \cdot (K_a)^{0.5};$$

δ_a = angolo di attrito terreno-paratia;

pressione passiva: $P'_p = K_p \cdot \sigma'_v + c' \cdot K_{pc}$.

con: K_p = coefficiente di spinta attiva, funzione di φ' e δ_p ;

$$K_{pc} = 2 \cdot (K_p)^{0.5};$$

δ_p = attrito terreno-paratia;

Il coefficiente di spinta a riposo è stato calcolato con la relazione di Mayne&Kulhavy:

$$k_{0,NC} = (1 - \sin \varphi')$$

Mentre i coefficienti di spinta attiva e passiva sono stati calcolati con la relazione di

Lancellotta (2002) considerando un valore dell'angolo di attrito parete terreno pari a 2/3 di φ' :

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

$$\theta_{p,a} = \arcsen \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi'} \right) \pm \delta$$

6.2 PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ DEL TERRENO

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

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

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

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

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

$$\text{con } A = \min(2H_{scavo}; H_{paratia})$$

Il valore del modulo in fase di scarico si assume pari a tre volte il modulo di primo carico:

$$E_{ur} = 3 \cdot E_{vc}$$

6.3 PROPRIETÀ DELLE PARATIE

Per le analisi e le verifiche della paratia lungo il suo sviluppo sono state individuate quattro diverse sezioni di calcolo (A, B, C, D), già richiamate e geometricamente descritte al paragrafo

Secondo quanto prescritto al paragrafo 6.5.2.2 delle NTC 2018, l'altezza di scavo di verifica per le paratie deve essere aumentata del minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0.5 m.

Pertanto, nel caso in esame, l'altezza di scavo da utilizzare in progetto viene differentemente valutata in funzione della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo.

In particolare:

▪ **Sezione tipo "A"**

- Pali $\phi 300$, interasse 0.40 m
- Tubolare: $\phi 193.7$ mm sp. 12 mm
- Lunghezza totale pali: 8.0 m
- Altezza massima fuori terra: 1.90 m
- Dimensioni Cordolo (BxH): 0.5 m x 0.3 m
- **Altezza di scavo di progetto: $1.90 + \min(0.19; 0.50) \approx 2.10$ m**

▪ **Sezione tipo "B"**

- Pali $\phi 300$, interasse 0.40 m
- Tubolare: $\phi 193.7$ mm sp. 12 mm
- Lunghezza totale pali: 8.0 m
- Altezza massima fuori terra: 3.55 m
- Puntoni ad interasse 2.0 m
 - 1° fila $\phi 168.3$ sp. 10 mm: a quota -0.15 da testa cordolo
- Dimensioni Cordolo (BxH): 0.5 m x 0.3 m
- **Altezza di scavo di progetto: $3.55 + \min(0.34; 0.50) \approx 3.90$ m**

▪ **Sezione tipo "C"**

- Pali $\phi 300$, interasse 0.40 m
- Tubolare: $\phi 193.7$ mm sp. 12 mm

- Lunghezza totale pali: 12.0 m
 - Altezza massima fuori terra: 5.35 m
 - Puntoni ad interasse 2.0 m
 - 1° fila $\phi 168.3$ sp. 10 mm: a quota -0.15 da testa cordolo
 - 2° fila $\phi 168.3$ sp. 10 mm: a quota -2.70 da testa cordolo
 - Dimensioni Cordolo (BxH): 0.5 m x 0.3 m
 - **Altezza di scavo di progetto: $5.35 + \min(0.27;0.50) \approx 5.70$ m**
-
- **Sezione tipo “D”**
 - Pali $\phi 300$, interasse 0.40 m
 - Tubolare: $\phi 193.7$ mm sp. 12 mm
 - Lunghezza totale pali: 14.0 m
 - Altezza massima fuori terra: 7.40 m
 - Puntoni ad interasse 2.0 m
 - 1° fila $\phi 168.3$ sp. 10 mm: a quota -0.15 da testa cordolo
 - 2° fila $\phi 168.3$ sp. 10 mm: a quota -2.70 da testa cordolo
 - Dimensioni Cordolo (BxH): 0.5 m x 0.3 m
 - **Altezza di scavo di progetto: $7.40 + \min(0.47;0.50) \approx 7.85$ m**

All'interno del software vengono, inoltre, utilizzati specifici elementi strutturali per simulare la presenza dei puntoni provvisori (ove previsti).

Si specifica che i tubolari di armatura dei micropali sono stati scelti in riferimento principalmente ai requisiti prestazionali di limitazione delle deformazioni orizzontali agli SLE e non alla resistenza strutturale agli SLU.

6.3.1 Fasi esecutive

Per la sezione tipo A il modello prevede le seguenti fasi realizzative:

0. Condizione iniziale;
1. Applicazione dei carichi ferroviari e per mezzi d'opera a monte della paratia e primo scavo a quota fondo scavo -2.1 m

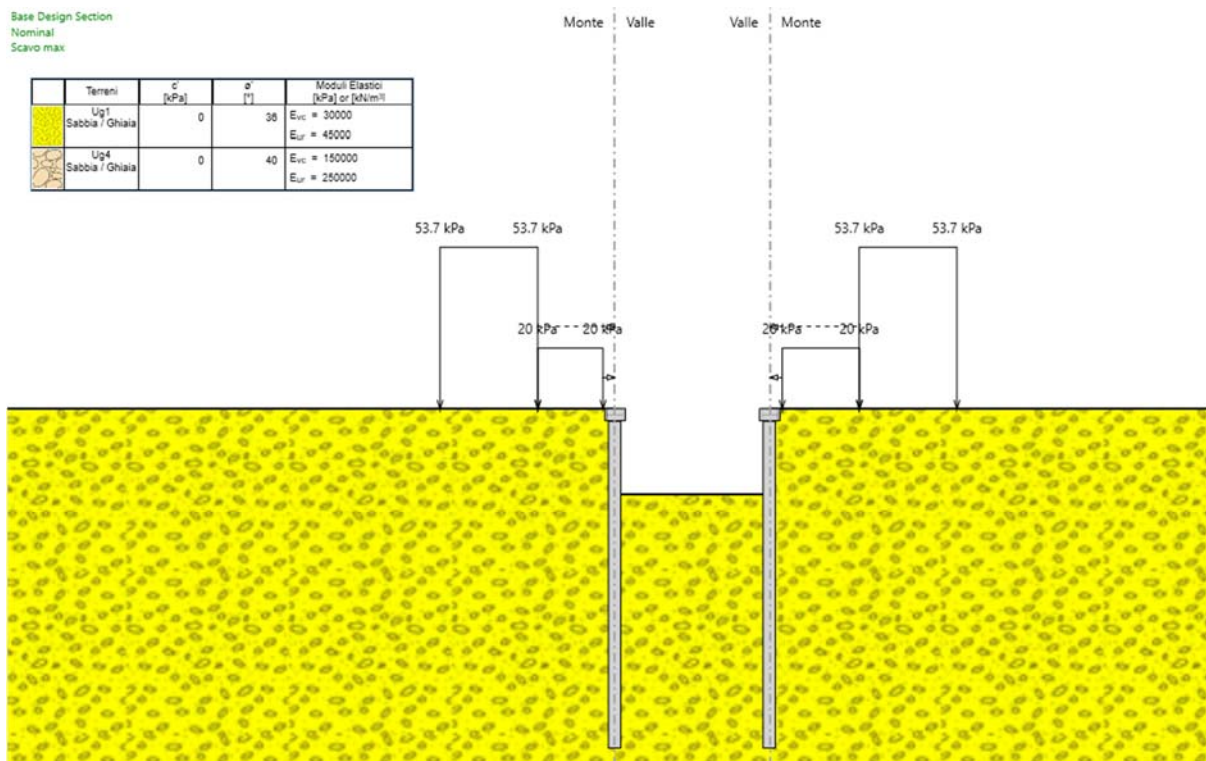


Figura 2 – Sezione tipo A – Fase finale

Per la sezione tipo B il modello prevede le seguenti fasi realizzative:

0. Condizione iniziale;
1. Applicazione dei carichi ferroviari e per mezzi d'opera a monte della paratia e primo scavo a quota -0.5 m
2. Installazione prima fila di puntoni a quota -0.15 m
3. Scavo a quota fondo scavo -3.9 m;

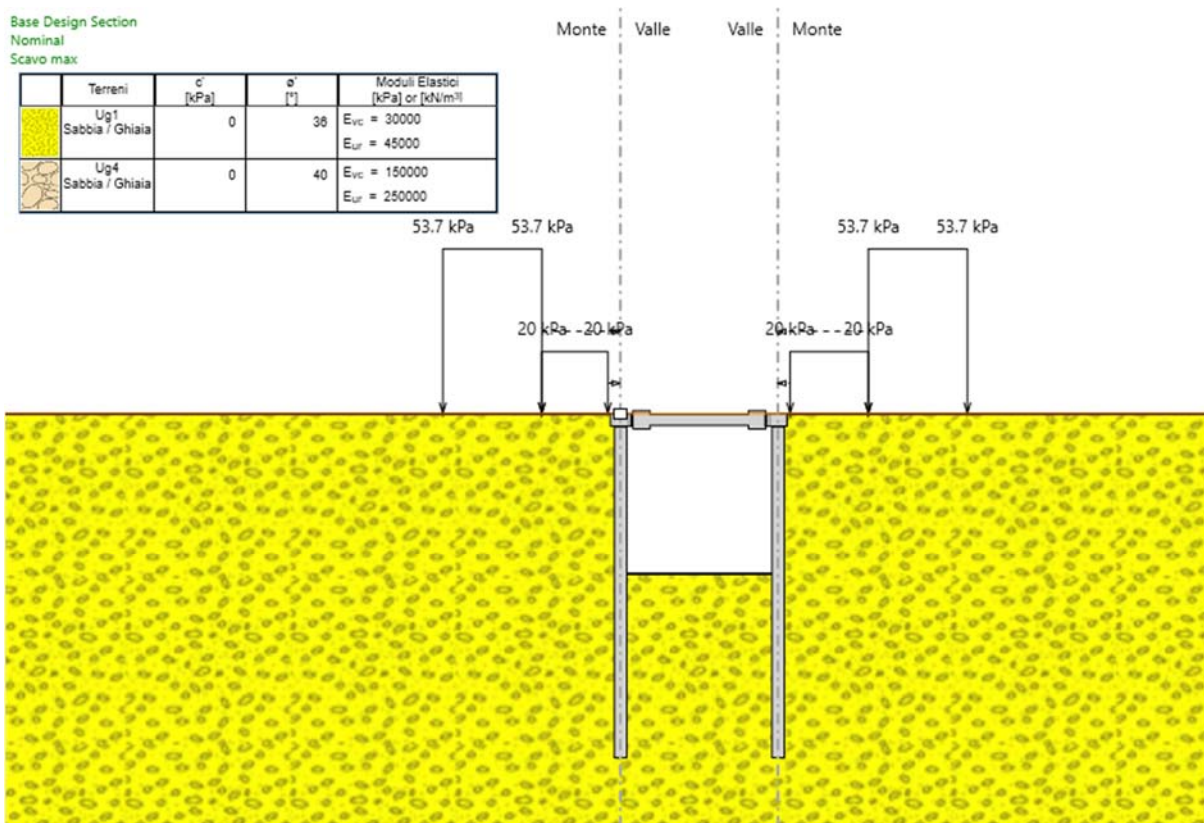


Figura 3 – Sezione tipo B – Fase finale

Per la sezione tipo C il modello prevede le seguenti fasi realizzative:

0. Condizione iniziale;
1. Applicazione dei carichi per mezzi d'opera a monte della paratia e primo scavo a quota -0.50 m
2. Installazione prima fila di puntoni a quota -0.15 m
3. Scavo a quota -3.20 m
4. Installazione seconda fila di puntoni a quota -2.70 m
5. Scavo a quota fondo scavo -5.70 m;

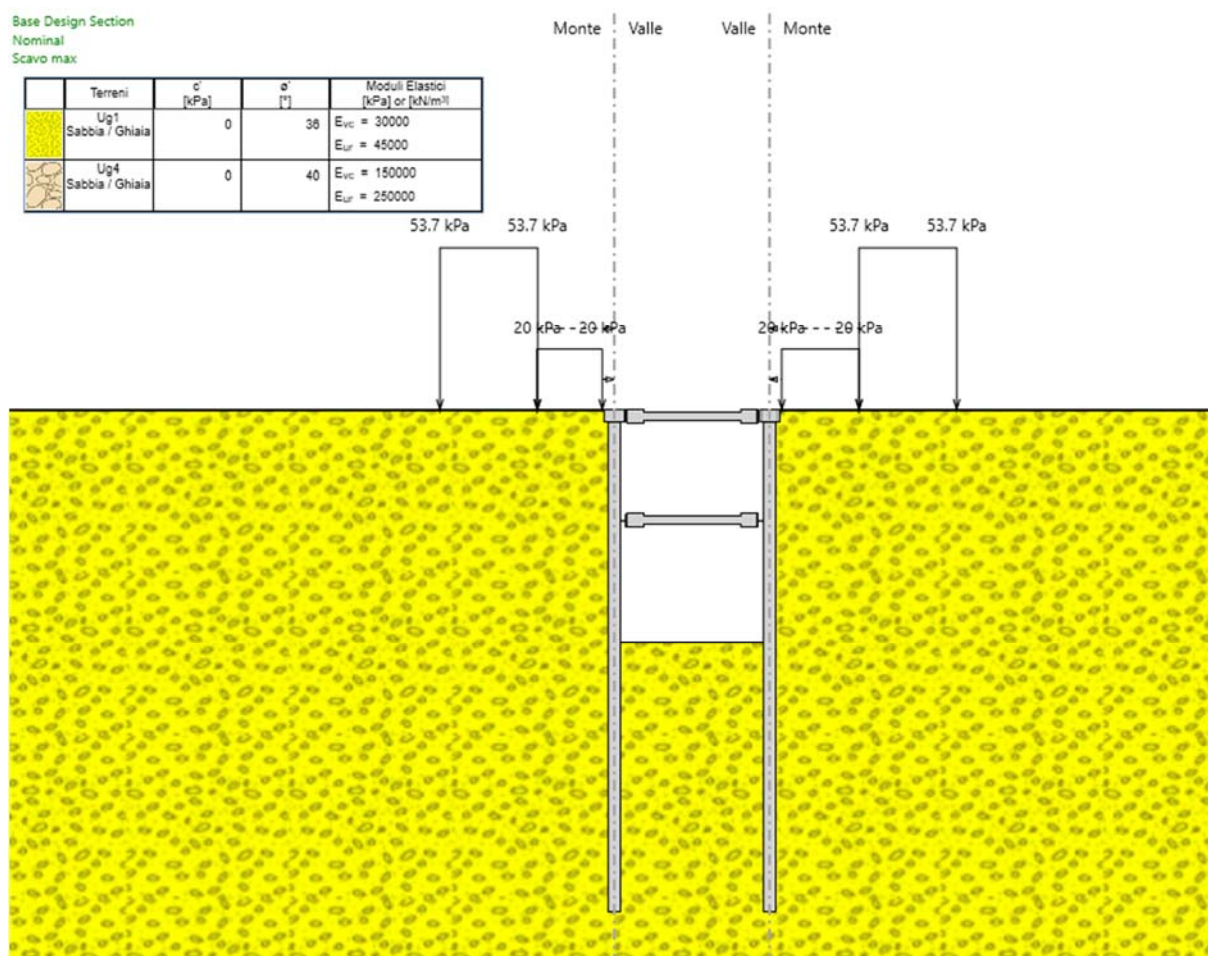


Figura 4 – Sezione tipo C – Fase finale

Per la sezione tipo D il modello prevede le seguenti fasi realizzative:

0. Condizione iniziale;
1. Applicazione dei carichi per mezzi d'opera a monte della paratia e primo scavo a quota -0.50 m
2. Installazione prima fila di puntoni a quota -0.15 m
3. Scavo a quota -3.20 m
4. Installazione seconda fila di puntoni a quota -2.70 m
5. Scavo a quota fondo scavo -7.85 m;

A favore di sicurezza, si sono trascurati il contributo del cordolo di collegamento con il tratto ortogonale di paratia e il contributo delle puntonature inclinate.

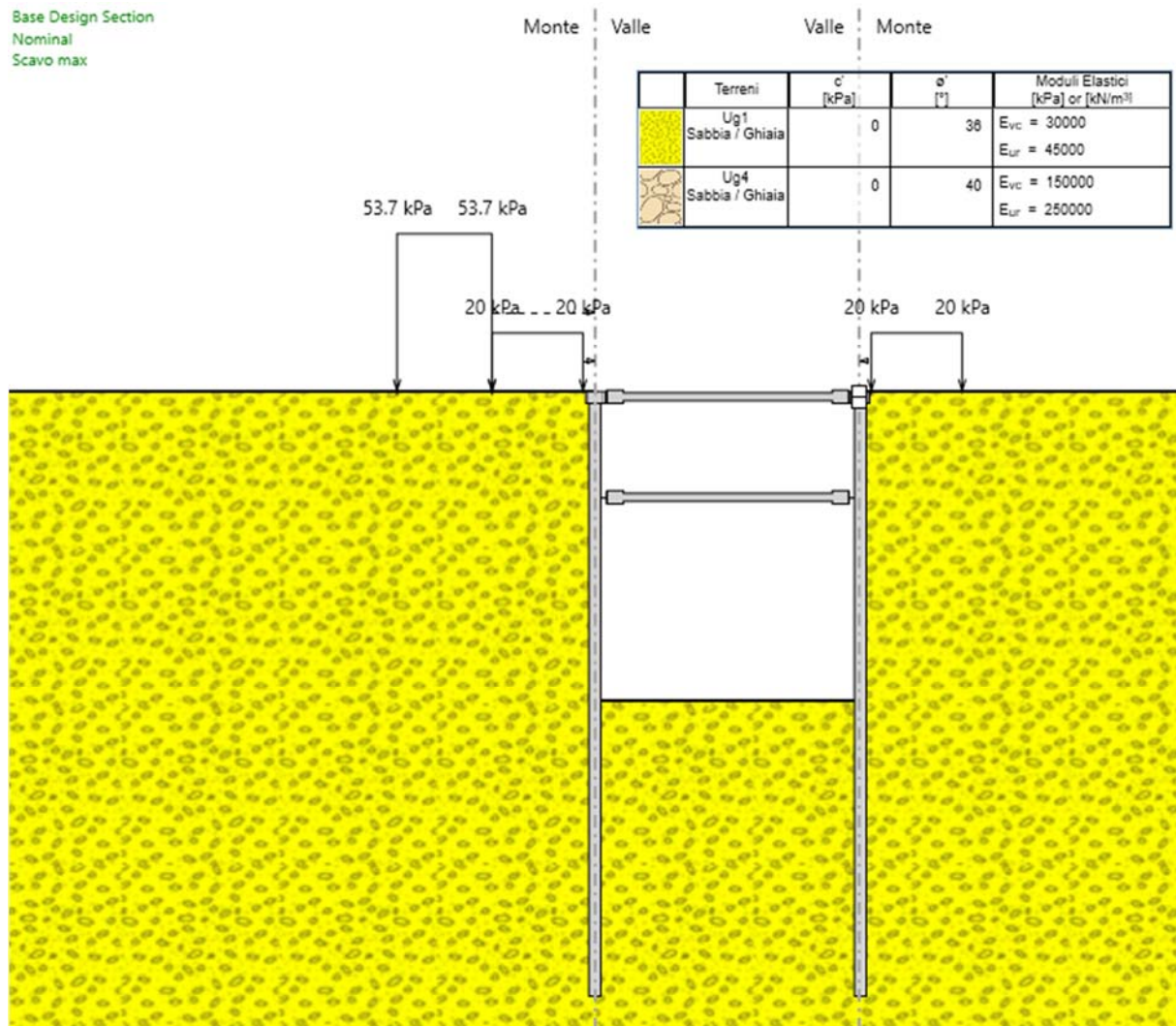


Figura 5 – Sezione tipo D – Fase finale

7 ANALISI DEI CARICHI

Il dimensionamento delle strutture viene effettuato sulla base delle azioni elementari riportate nei successivi paragrafi.

7.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio degli elementi strutturali viene tenuto in conto direttamente dai software di calcolo di riferimento una volta definite le geometrie ed il materiale.

7.2 SPINTA DEL TERRENO

L'azione della spinta del terreno, che porta in conto anche la presenza della falda, è stata calcolata in automatico dal codice di calcolo in funzione dei dati immessi in input, ossia i parametri geotecnici di progetto precedentemente definiti.

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe, applicato su tutta la lunghezza della paratia.

7.3 CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Nell'ambito del sottopasso ferroviario, si è fatto riferimento al D.M. 17/01/2018 (§5.2), considerando i carichi variabili da azioni da traffico ferroviario:

"I carichi verticali associati al transito dei convogli ferroviari sono definiti per mezzo di diversi modelli di carico rappresentativi delle diverse tipologie di traffico ferroviario: normale (LM71) e pesante (SW).

I valori dei suddetti carichi dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento "α", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.)", come definito in Tab. 2.5.1.4.1-1 Coefficiente "α" del MdP RFI 2019 e di seguito riportata.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

7.3.1 Effetti dinamici

Nel caso in esame, i carichi ferroviari sono applicati lateralmente alle strutture in esame. Per tale motivo, non è necessario tener conto di incrementi dinamici del carico ferroviario.

7.3.2 Distribuzione dei carichi ferroviari

I sovraccarichi ferroviari verticali ed orizzontali si distribuiscono, a partire dalla larghezza delle traversine (2.4 m) con pendenza 4 a 1 all'interno del ballast e con pendenza a 45° negli eventuali strati di sub-ballast, super compattato, rinterro e all'interno del semispessore della soletta superiore di calcestruzzo.

$$L_d = 2.4 + 2 \cdot 0.8/4 + 2 \cdot 0.4/2 = 3.2\text{m}$$

7.3.3 Treno di carico LM71

Il treno di carico LM71 è costituito da 4 assi verticali da 250 kN con interasse di 1,60 m e carico distribuito (segmentabile) di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,80 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata. La distribuzione dei carichi del treno LM71 è rappresentata di seguito.

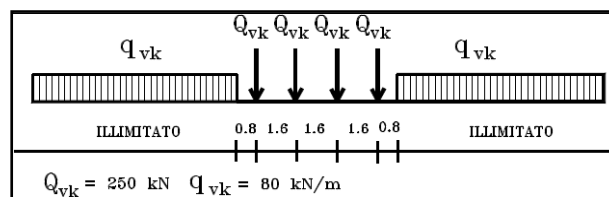


Figura 6 – Treno di carico LM71

Treno	Tipo	Q_{vk}	q_{vk}	L_{long}	L_d	q_{vk}	α	Φ_3	q_{vd}
		[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[kN/m]
LM71	Carico concentrato	1000	-	6.40	3.20	48.8	1.1	1.0	53.7

Tabella 1 –Treno di carico LM71

7.4 CARICHI ACCIDENTALI PER MEZZI D'OPERA

Durante le fasi realizzative della paratia, viene applicato, per una lunghezza pari a 10 m dall'asse della paratia, laddove non presente il carico ferroviario, un carico convenzionale simulante i mezzi di cantiere transitanti a monte dell'opera, posto cautelativamente pari a 20 kN/m².

7.5 AZIONI SISMICHE

Trattandosi di opere provvisoriali con vita nominale inferiore ai 2 anni, l'azione sismica non viene presa in considerazioni nelle analisi (Tabella 2.4.I dal NTC2018).

8 COMBINAZIONI DI CARICO

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza è stata effettuata con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right];$$

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. I coefficienti parziali di sicurezza, $\gamma_{M,i}$ e $\gamma_{F,j}$, associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ con $\gamma_E = \gamma_F$:

$$E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right];$$

La verifica della relazione $R_d \geq E_d$ è stata effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali (cfr tabelle sotto), rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_{ϕ}	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

Tabella 3 – Coefficienti parziali per le resistenze

Nel caso specifico le verifiche tipo geotecniche (GEO), di equilibrio di corpo rigido (EQU) e strutturali (STR) sono state condotte sulla base dell'Approccio 2, che prevede la combinazione dei seguenti coefficienti:

- A1+M1+R3

Per le verifiche agli stati limite si considerano le combinazioni di carico previste nel DM del 17/01/2018 al punto 2.5.3 ("Combinazioni delle azioni") che descrivono le combinazioni in generale.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_2 \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara) impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE) impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

9 ANALISI E VERIFICHE SEZIONE “A”

Nei paragrafi successivi vengono sinteticamente risultati i principali risultati delle verifiche geotecniche e strutturali.

Nella seguente tabella sono riportate le armature previste in progetto:

Elemento	Armature longitudinali	Armatura trasversale
Cordolo	1 ϕ 12/20	Spilli ϕ 6/200x400
Micropali	Tubolare ϕ 193.7 mm sp. 12 mm	-

9.1 SPOSTAMENTI E SOLLECITAZIONI

Il massimo spostamento orizzontale che si ottiene per la paratia si manifesta a quota 0.00 m e risulta pari a **4.5 mm**. Lo spostamento in testa, inferiore ad 1 cm, risulta compatibile con l'esercizio ferroviario.

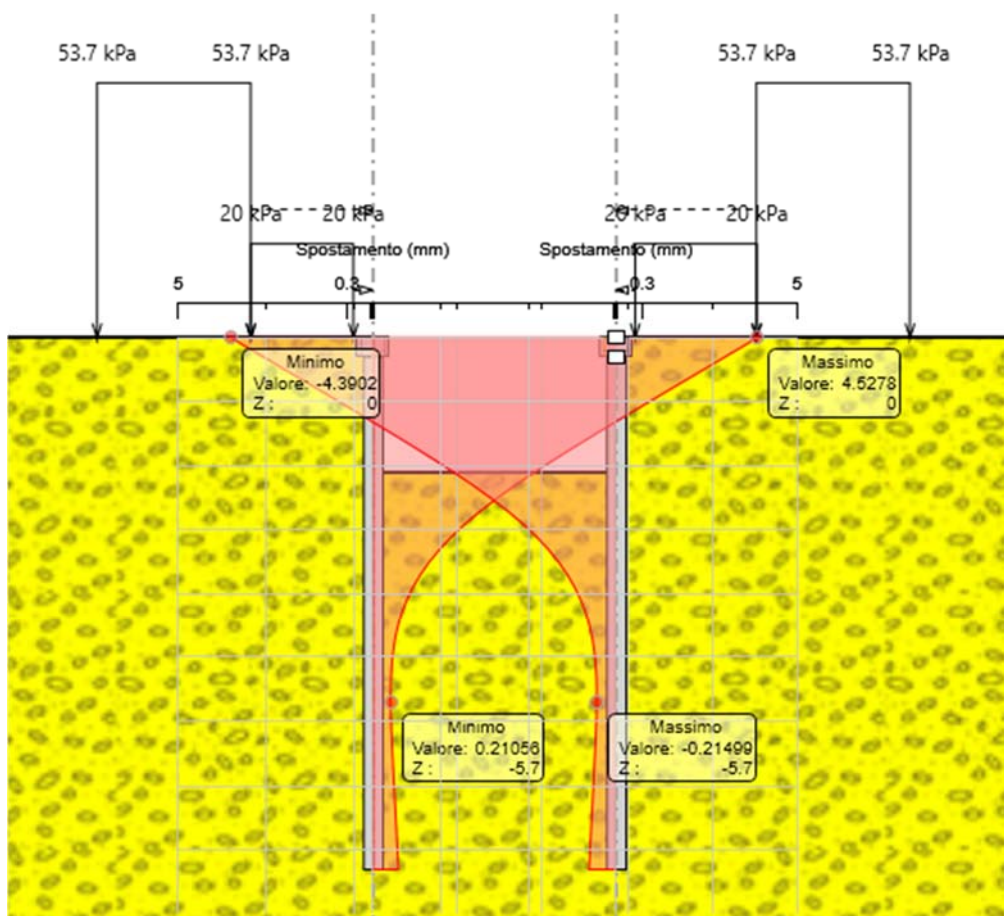


Figura 7 – Spostamenti SLE

Il massimo momento che si ottiene per la paratia si manifesta a quota -3.5 m e risulta pari a **34 kNm/m**.

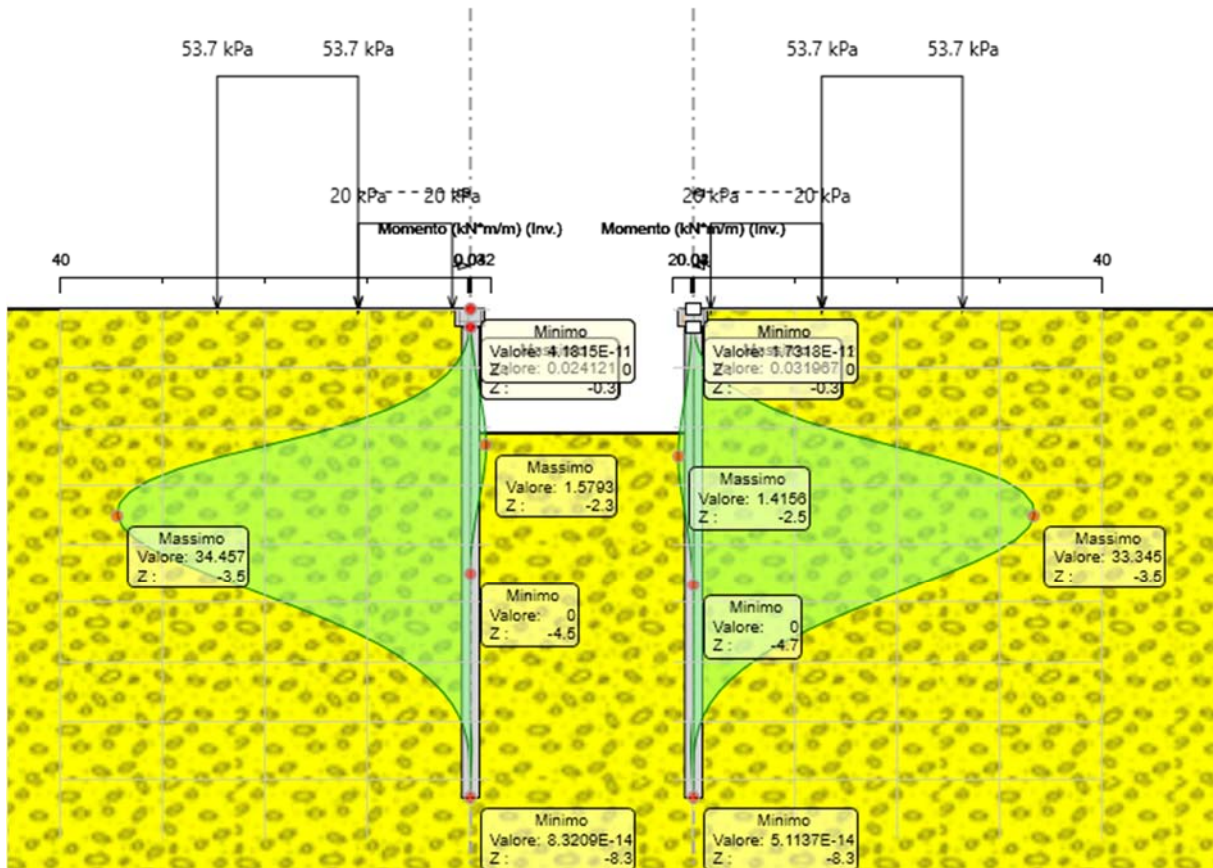


Figura 8 – Involuppo Momento Flettente

Il massimo taglio che si ottiene per la paratia si manifesta a quota -2.3 m e risulta pari a **23kN/m**.

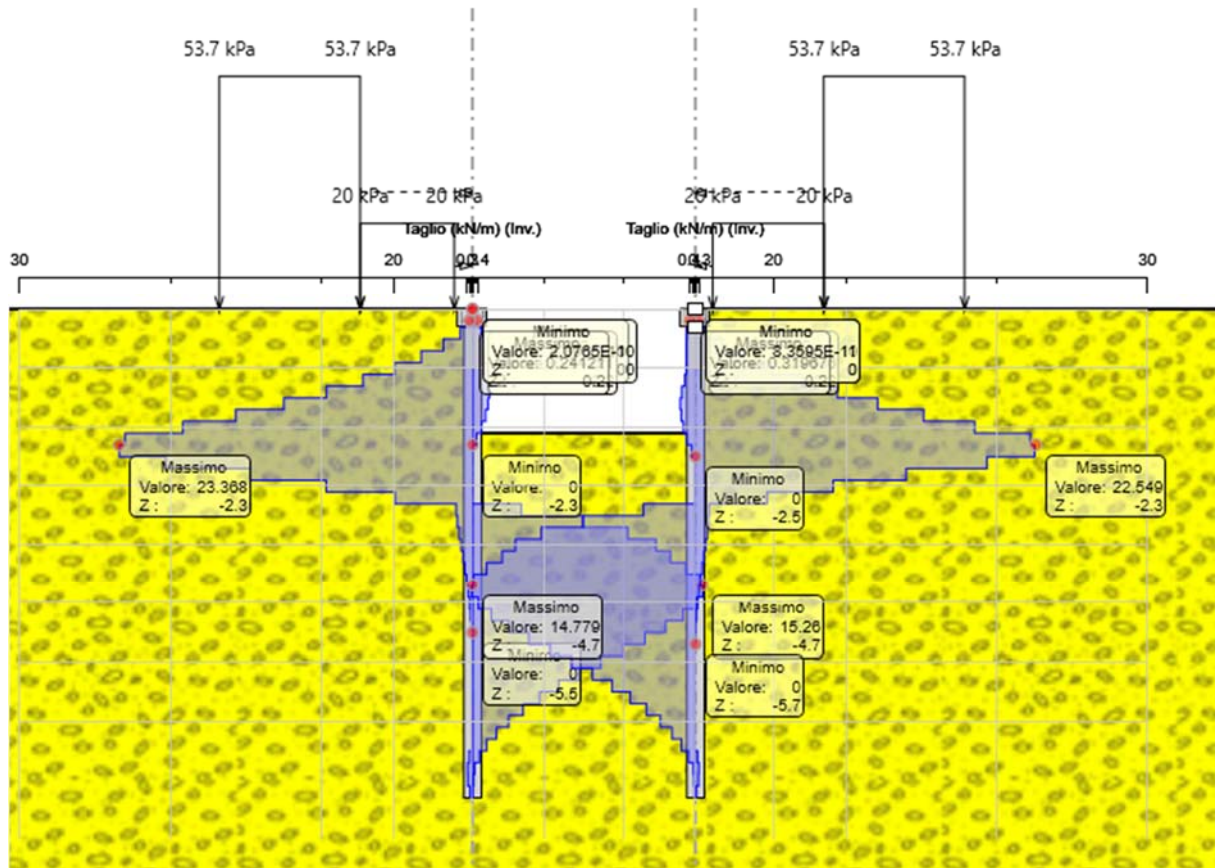


Figura 9 – Involuppo Taglio

9.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è pari a **0.18**.

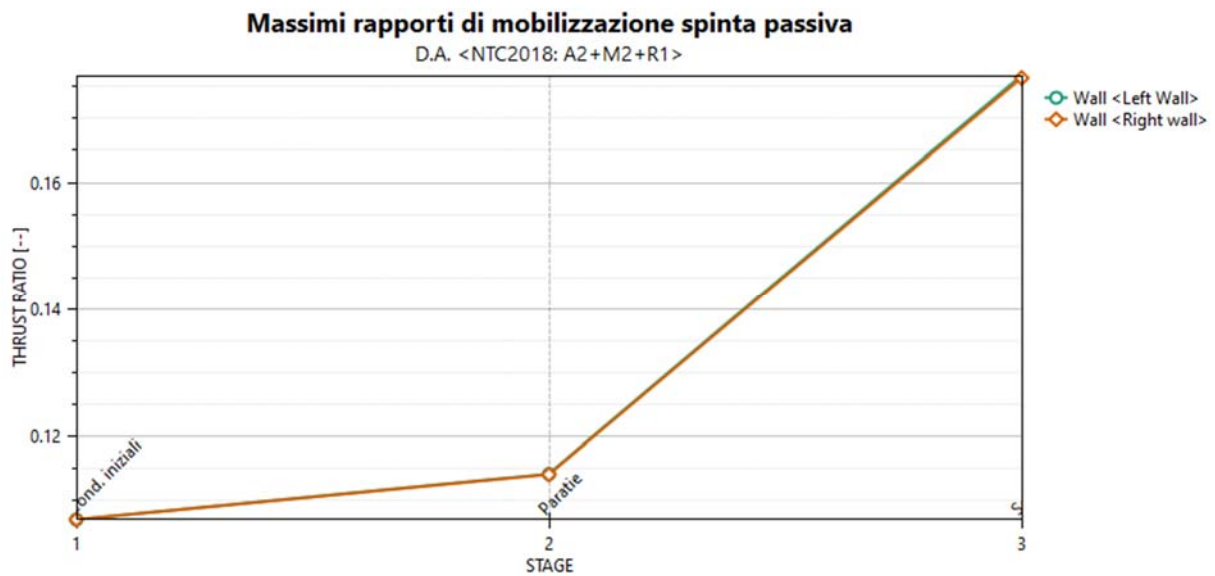


Figura 10 – Massimi rapporti di mobilitazione della spinta passiva combinazione A2+M2+R1

9.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Il massimo coefficiente di sfruttamento a flessione che si ottiene per la paratia risulta pari a **0.13**.

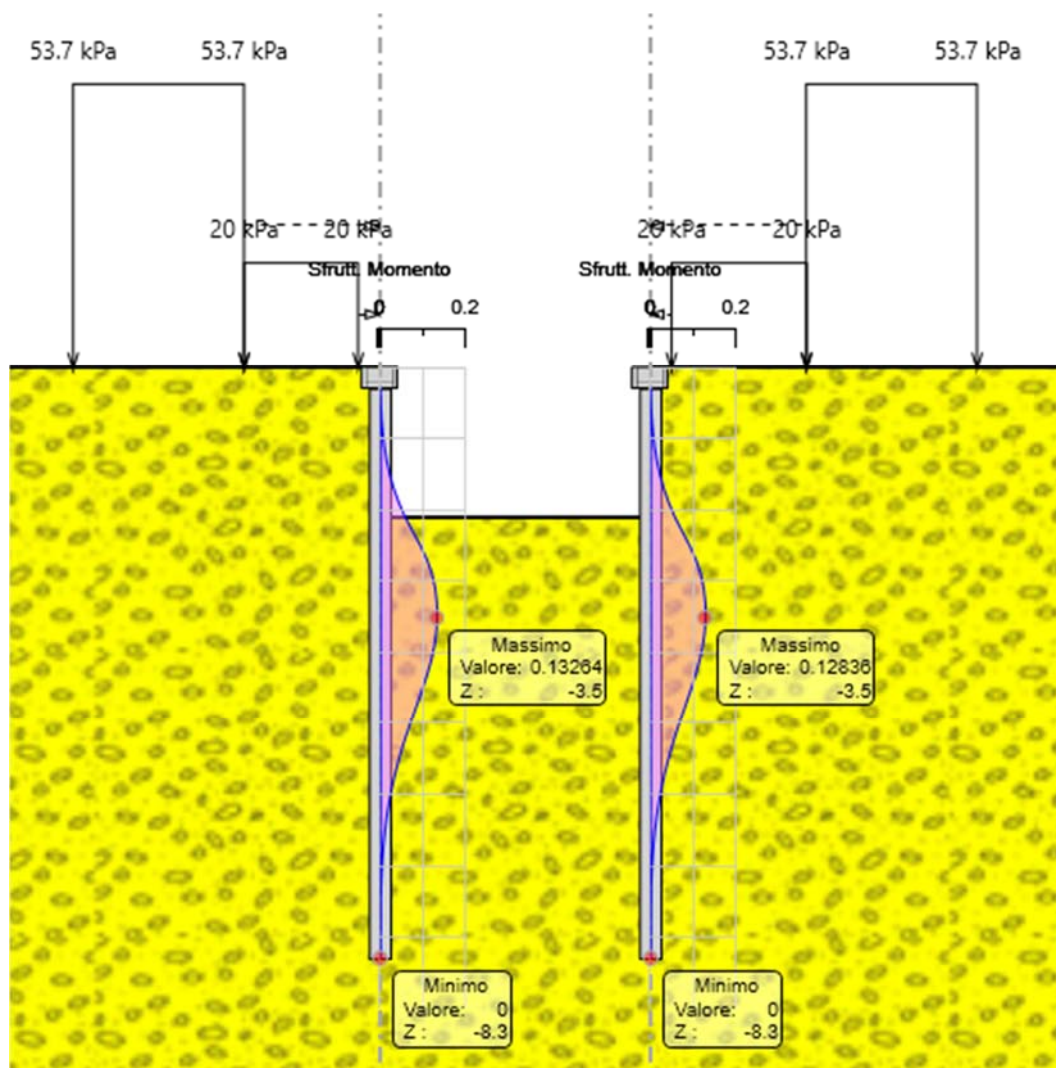


Figura 11 – Involuppo coefficiente di sfruttamento a flessione

Il massimo coefficiente di sfruttamento a taglio che si ottiene per la paratia risulta pari a **0.01**.

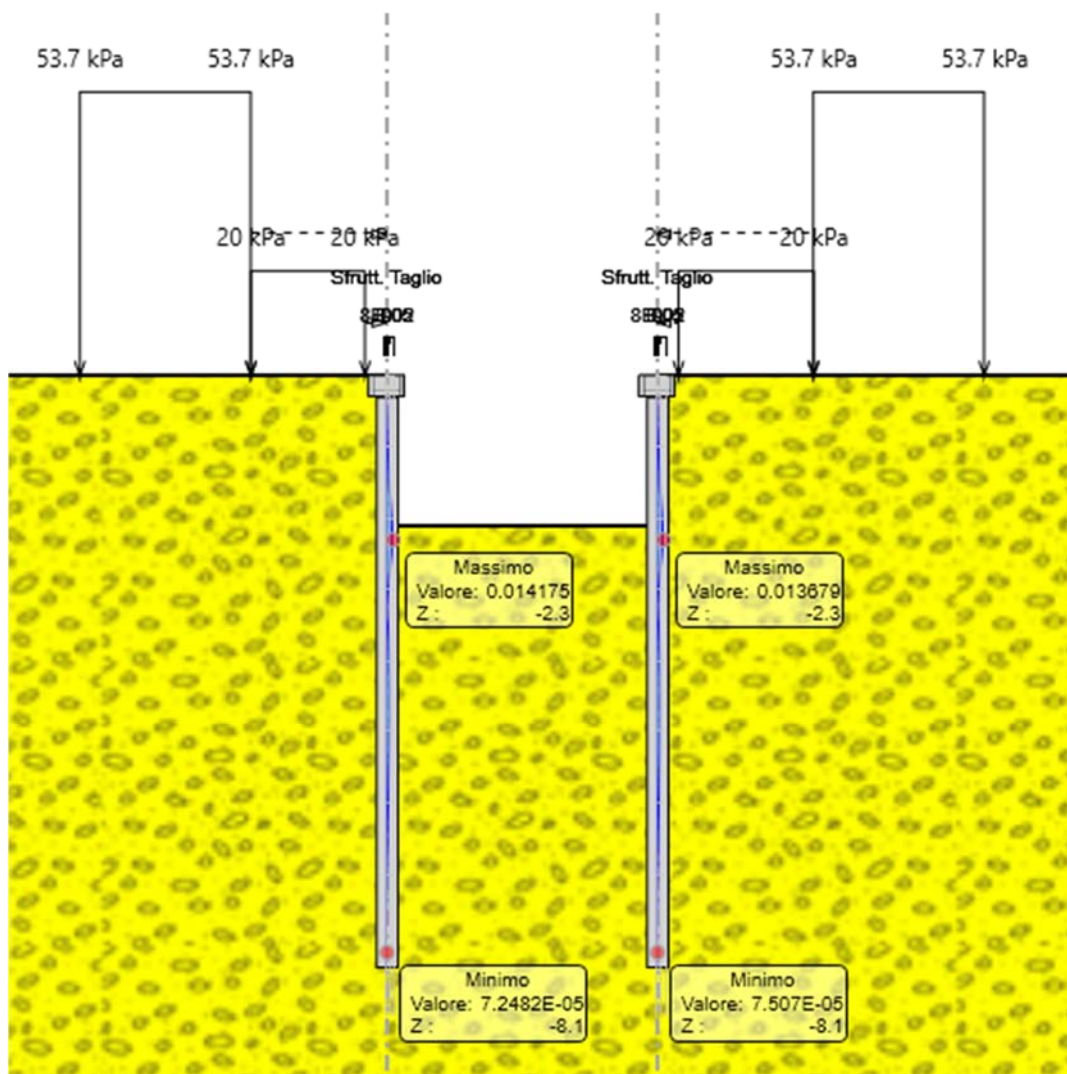


Figura 12 – Involuppo coefficiente di sfruttamento a taglio

10 ANALISI E VERIFICHE SEZIONE “B”

Nei paragrafi successivi vengono sinteticamente risultati i principali risultati delle verifiche geotecniche e strutturali.

Nella seguente tabella sono riportate le armature previste in progetto:

Elemento	Armature longitudinali	Armatura trasversale
Cordolo	1 ϕ 12/20	Spilli ϕ 6/200x400
Micropali	Tubolare ϕ 193.7 mm sp. 12 mm	-
Puntoni	Tubolare ϕ 168.3 mm sp. 10 mm	

10.1 SPOSTAMENTI E SOLLECITAZIONI

Il massimo spostamento orizzontale che si ottiene per la paratia si manifesta a quota -2.9 m e risulta pari a **2.9 mm**. Lo spostamento in testa, invece, è inferiore ad 1 mm, risultando compatibile con l'esercizio ferroviario (limite 1 cm).

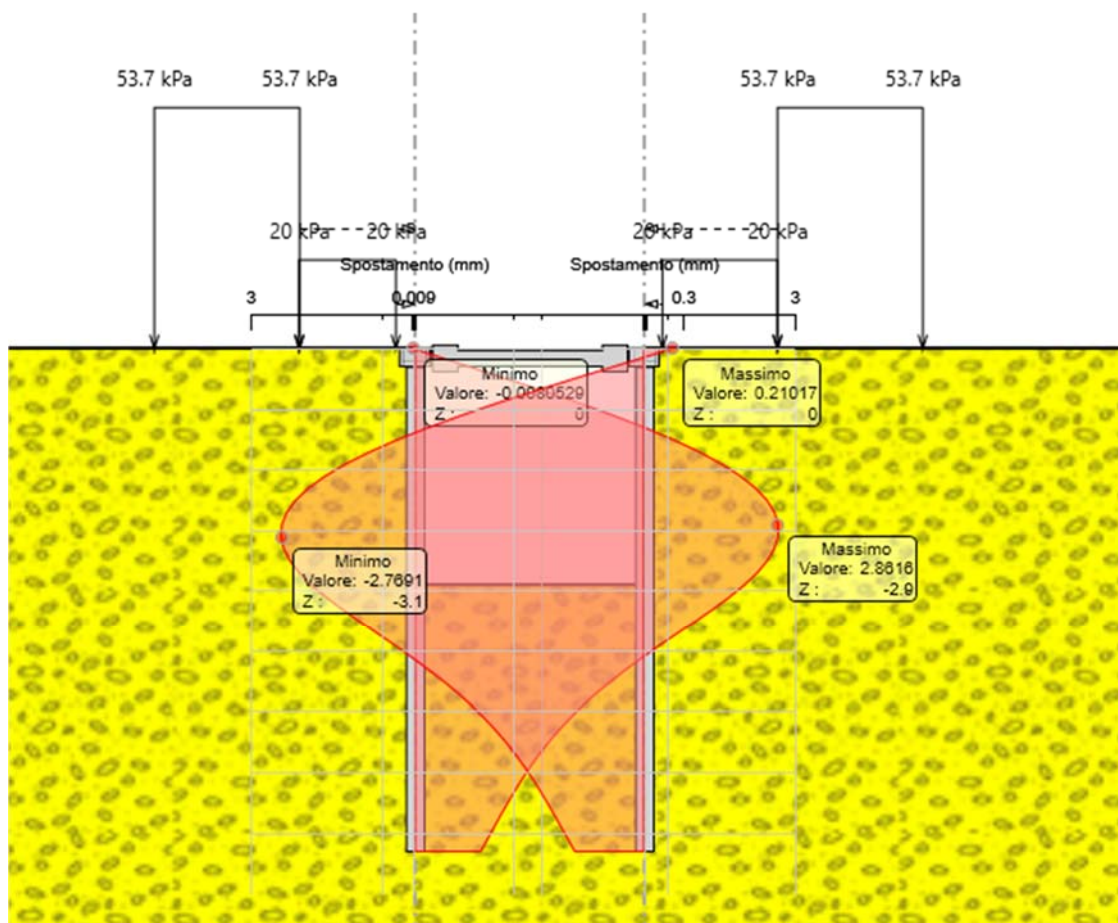


Figura 13 – Spostamenti SLE

Il massimo momento che si ottiene per la paratia si manifesta a quota -2.7 m e risulta pari a **51 kNm/m**.

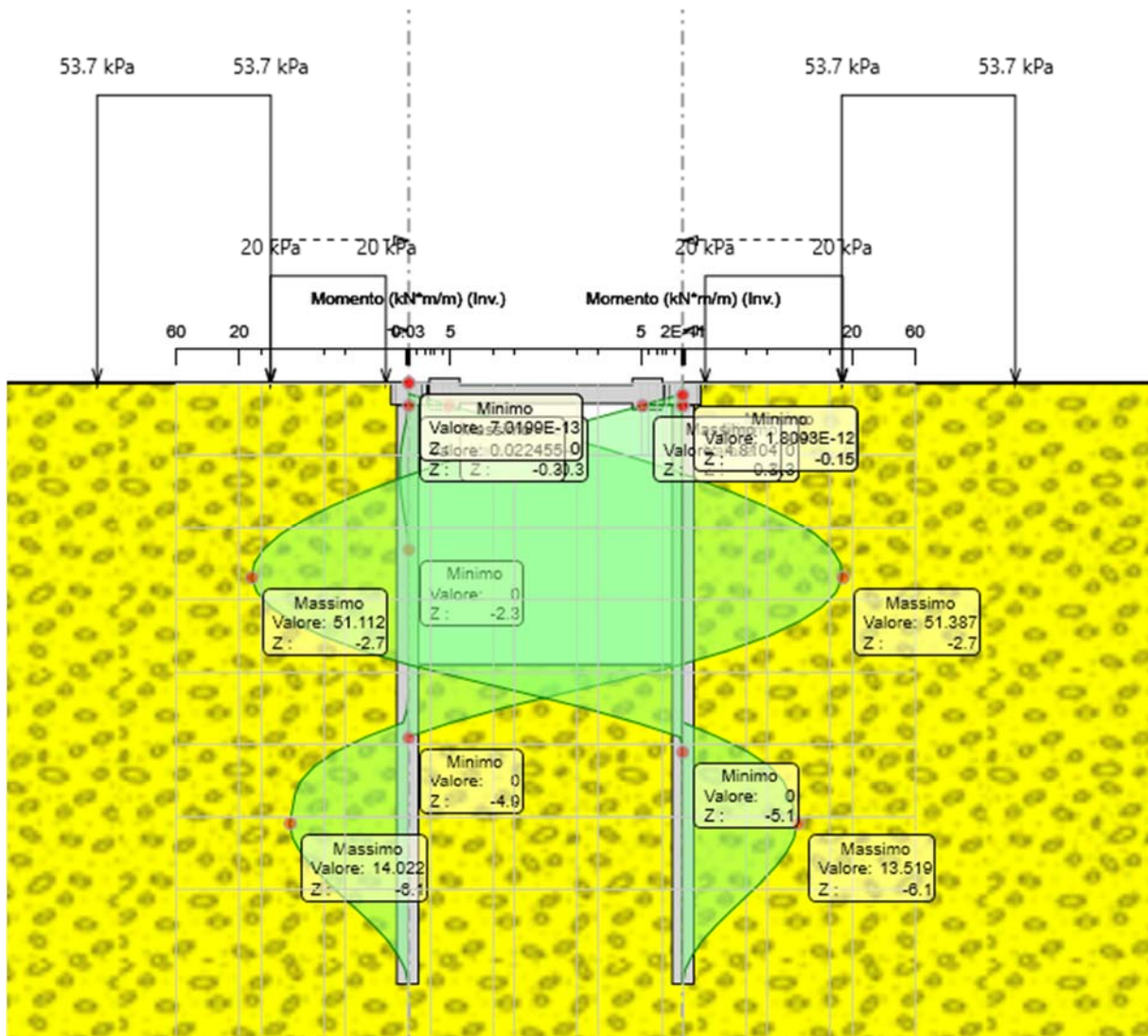


Figura 14 – Involuppo Momento Flettente

Il massimo taglio che si ottiene per la paratia si manifesta a quota -3.9 m e risulta pari a **36 kN/m**.

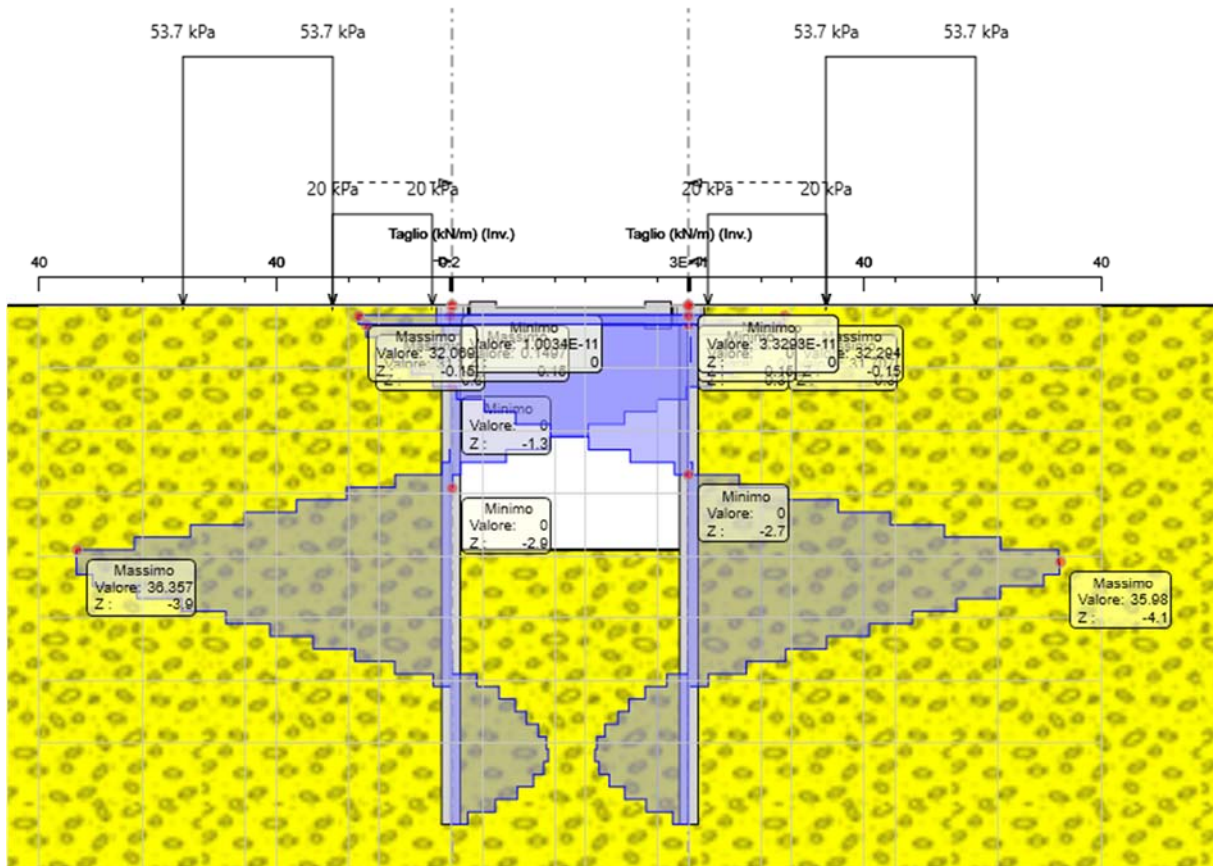


Figura 15 – Involuppo Taglio

10.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è pari a **0.26**.

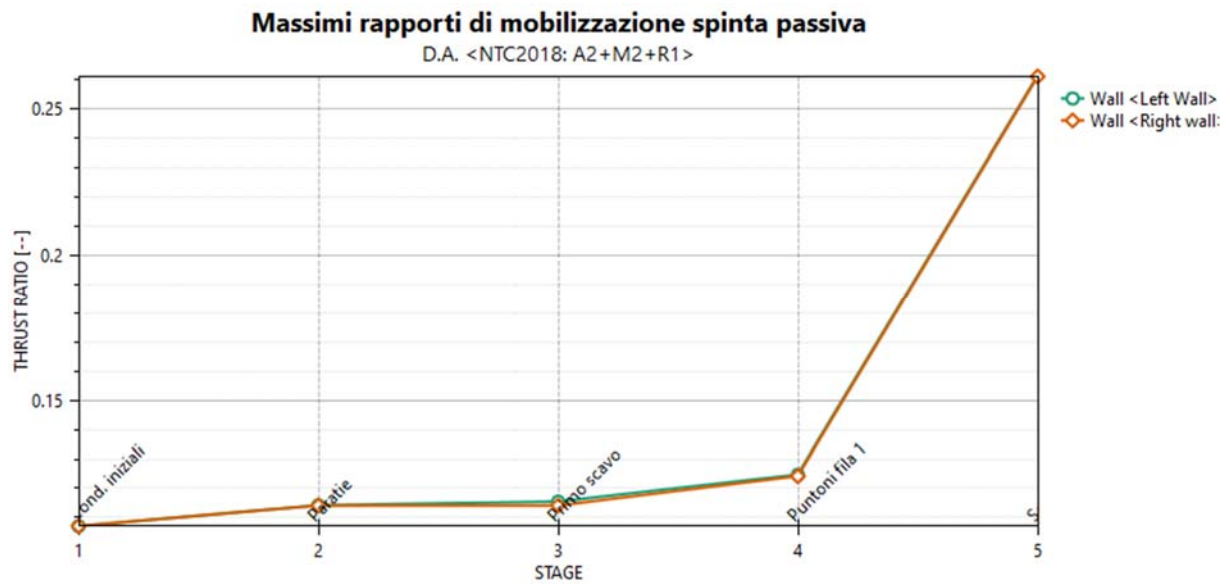


Figura 16 – Massimi rapporti di mobilitazione della spinta passiva combinazione A2+M2+R1

10.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Il massimo coefficiente di sfruttamento a flessione che si ottiene per la paratia risulta pari a 0.20.

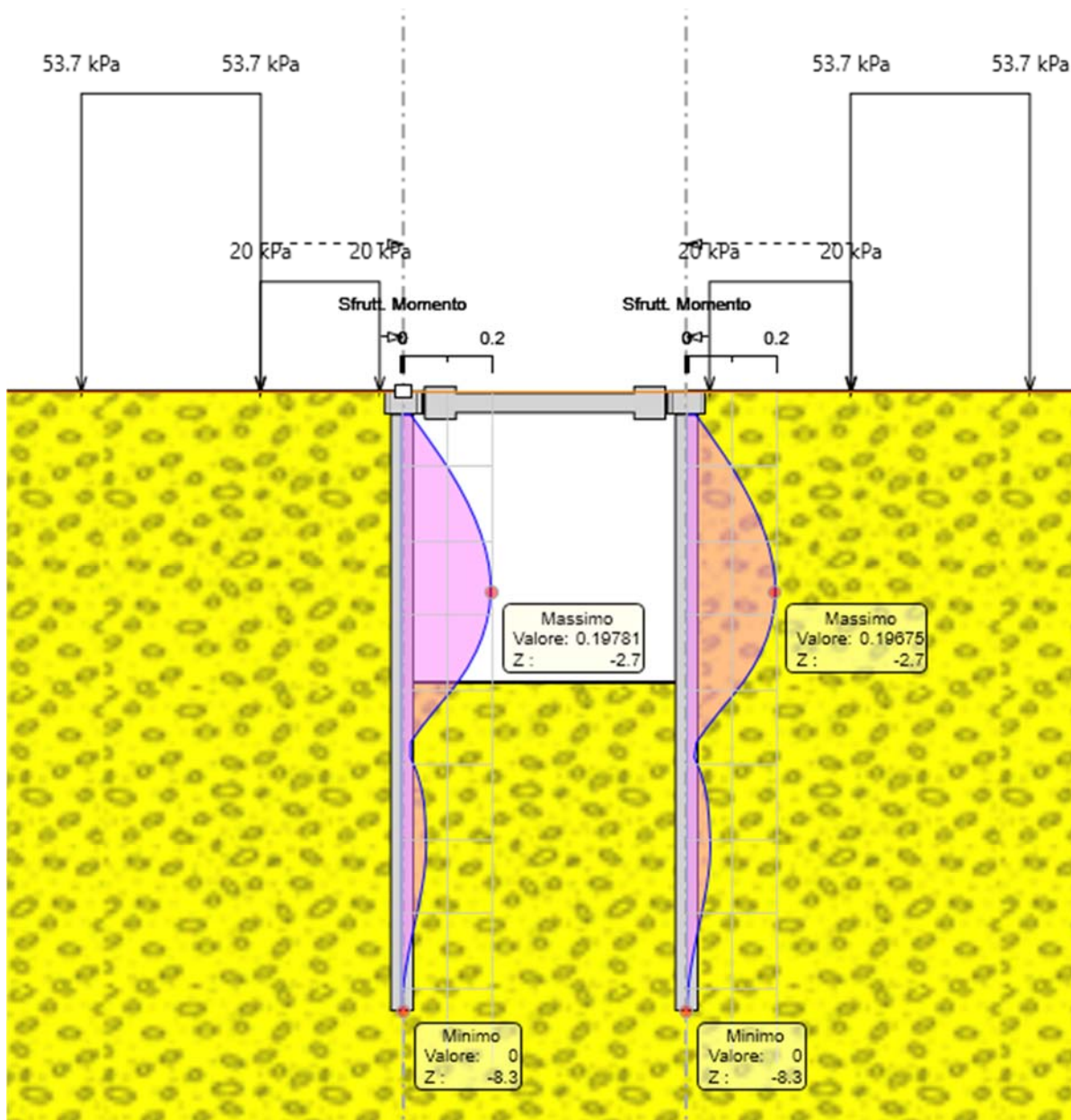


Figura 17 – Involuppo coefficiente di sfruttamento a flessione

Il massimo coefficiente di sfruttamento a taglio che si ottiene per la paratia risulta pari a **0.02**

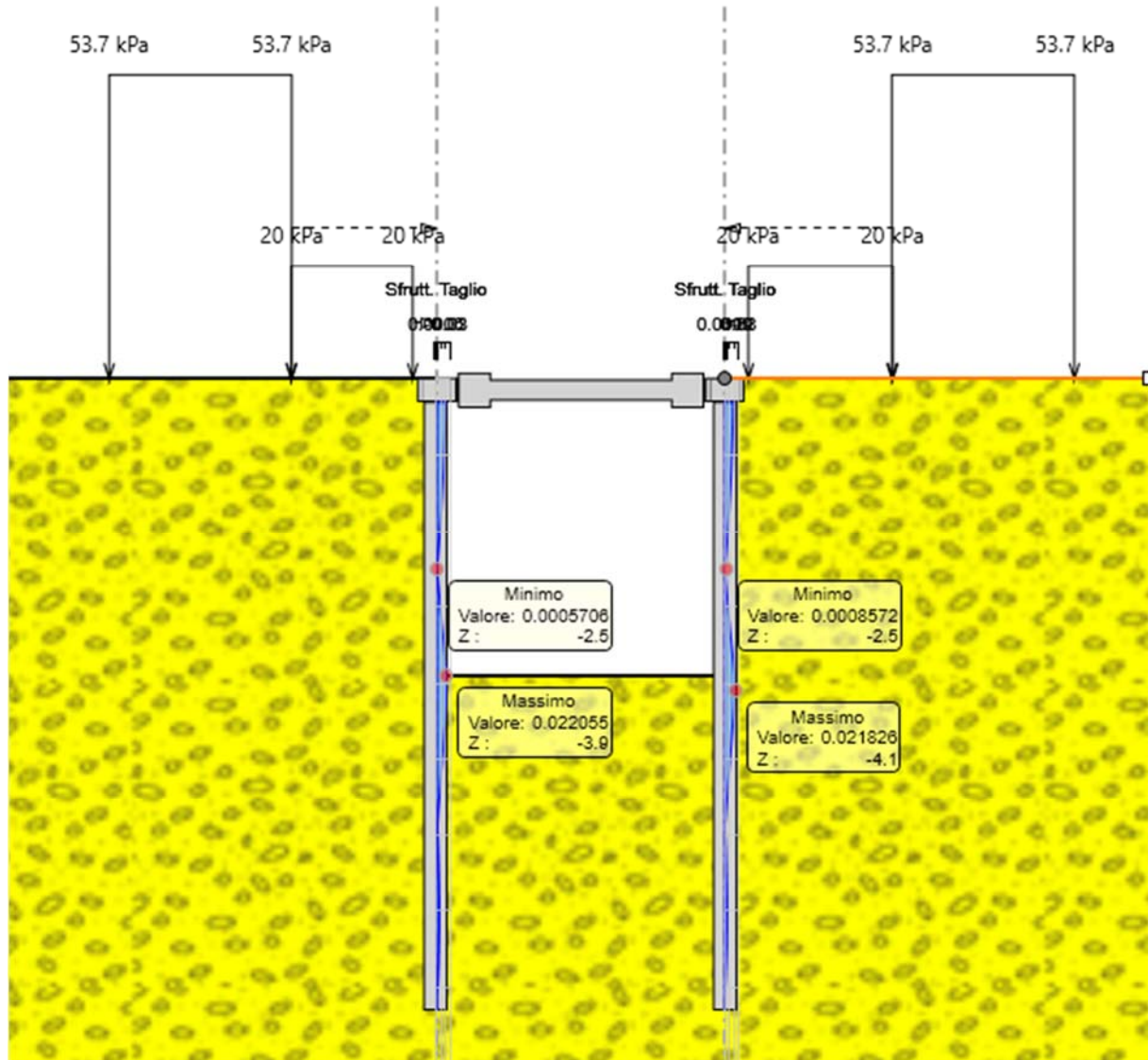


Figura 18 – Involuppo coefficiente di sfruttamento a taglio

Nella seguente tabella si riportano gli sforzi normali e i coefficienti di sfruttamento per i puntone provvisori in acciaio disposti in fase transitoria

Puntone	Sezione	Materiale	Passo [m]	Lunghezza [m]	Stage	Carico distribuito [kN/m]	Azione assiale [kN]	CS Flessione	CS Taglio	Instabilità	λ_y	λ_z	λ_{lat}
Puntone	CHS168.3*10	S275	2	3.8	Puntone fila 1	-2	-3	0.002	0.002	0.013	68	68	0
Puntone	CHS168.3*10	S275	2	3.8	Scavo max	-32.9	-65.8	0.05	0.002	0.073	68	68	0

Infine, si riportano i risultati delle verifiche strutturali delle travi di ripartizione HEA100, per le quali è stato cautelativamente assunto uno schema di trave appoggiata-appoggiata in corrispondenza dei puntone.

Trave	Connessione	Sezione	Materiale	Passo [m]	Stage	Carico distribuito [kN/m]	Azione assiale [kN]	CS Flessione	CS Taglio	Instabilità
Trave sx	Puntone	HE 300A	S275	2	Puntone fila 1	-2	0	0.003	0.004	0
Trave dx	Puntone	HE 300A	S275	2	Puntone fila 1	-2	0	0.003	0.004	0
Trave sx	Puntone	HE 300A	S275	2	Scavo max	-32.9	0	0.053	0.086	0
Trave dx	Puntone	HE 300A	S275	2	Scavo max	-32.9	0	0.053	0.086	0

11 ANALISI E VERIFICHE SEZIONE “C”

Nei paragrafi successivi vengono sinteticamente risultati i principali risultati delle verifiche geotecniche e strutturali. Nella seguente tabella sono riportate le armature previste in progetto:

Elemento	Armature longitudinali	Armatura trasversale
Cordolo	1 ϕ 12/20	Spilli ϕ 6/200x400
Micropali	Tubolare ϕ 193.7 mm sp. 12 mm	-
Puntoni	Tubolare ϕ 168.3 mm sp. 10 mm	

11.1 SPOSTAMENTI E SOLLECITAZIONI

Il massimo spostamento orizzontale che si ottiene per la paratia si manifesta a quota -5.1 m e risulta pari a **3.3 mm**. Lo spostamento in testa, invece, è inferiore ad 1 mm, risultando compatibile con l’esercizio ferroviario (limite 1 cm).

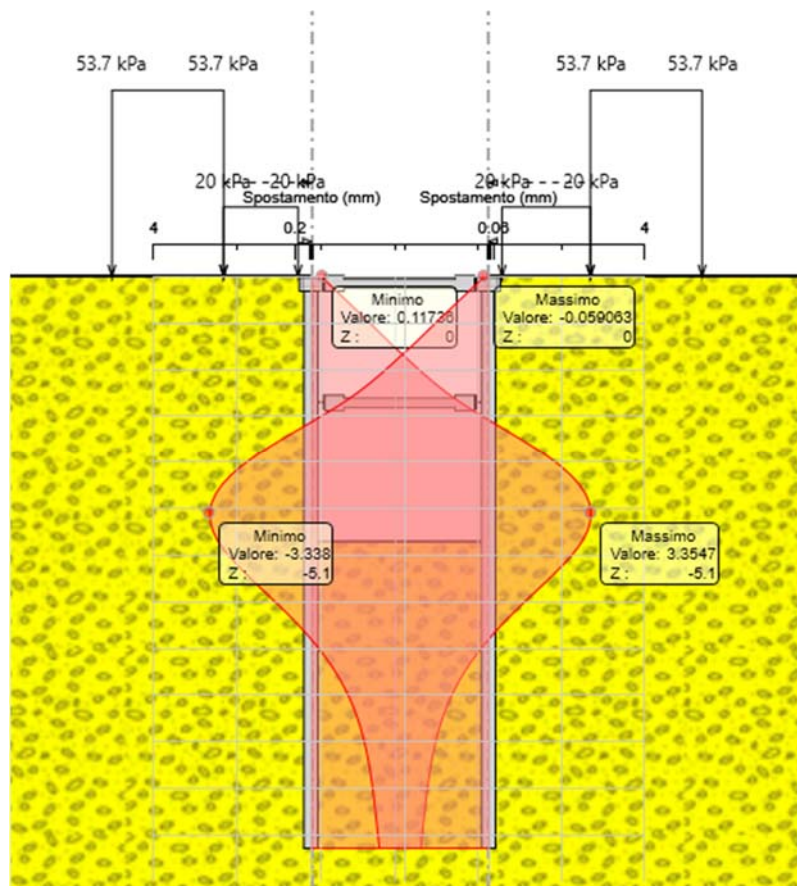


Figura 19 – Spostamenti SLE

Il massimo momento che si ottiene per la paratia si manifesta a quota -4.9 m e risulta pari a **46 kNm/m**.

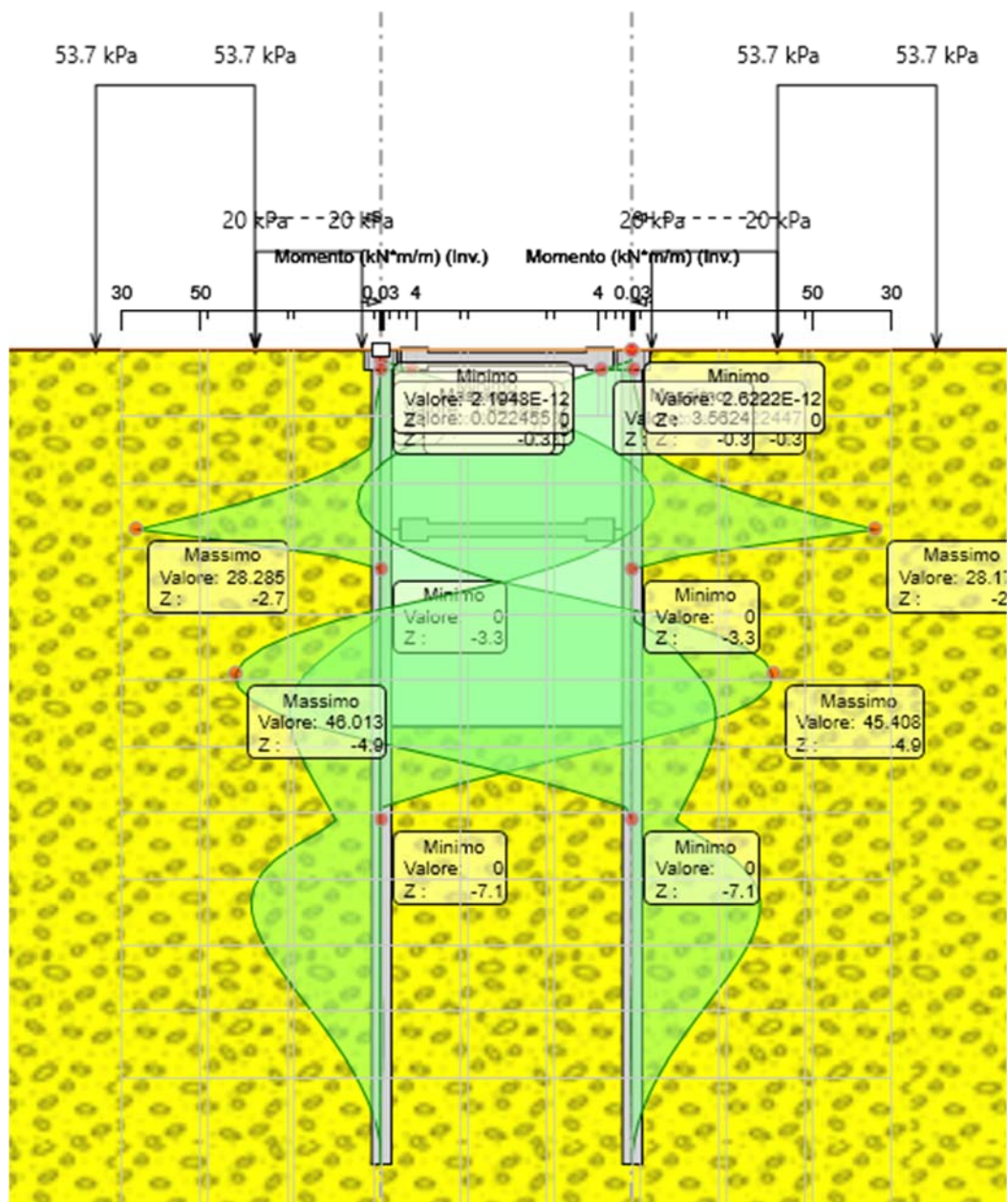


Figura 20 – Involuppo Momento Flettente

Il massimo taglio che si ottiene per la paratia si manifesta a quota -2.7 m e risulta pari a **60** kN/m.

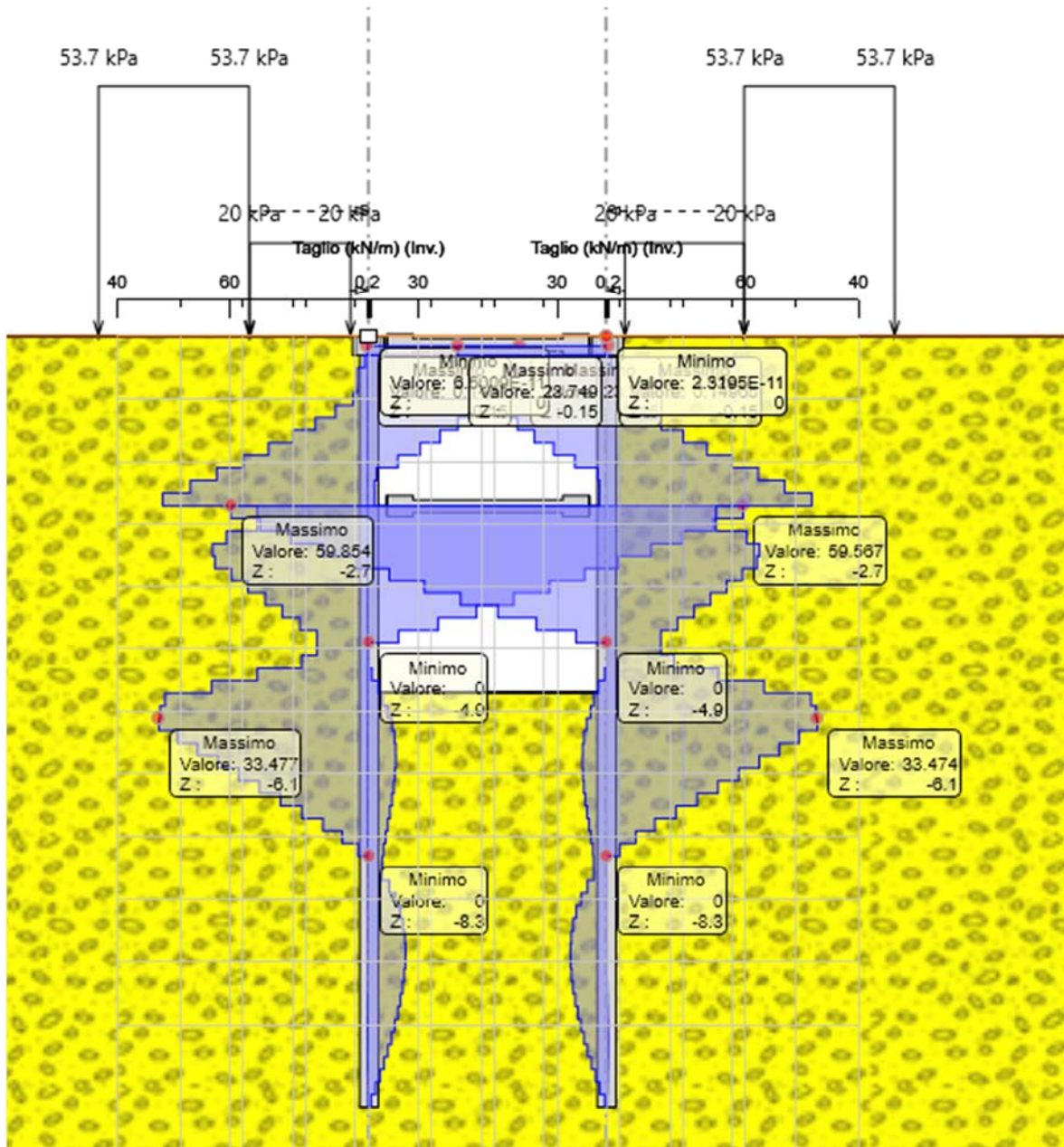


Figura 21 – Inviluppo Taglio

11.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è pari a **0.23**.

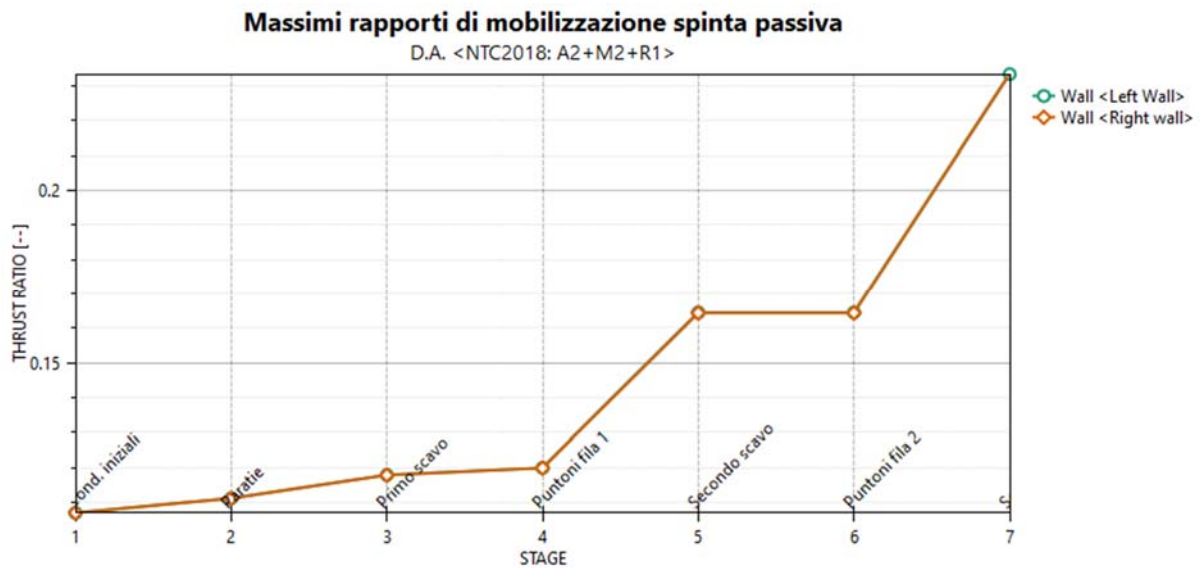


Figura 22 – Massimi rapporti di mobilitazione della spinta passiva combinazione A2+M2+R1

11.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Il massimo coefficiente di sfruttamento a flessione che si ottiene per la paratia risulta pari a 0.18.

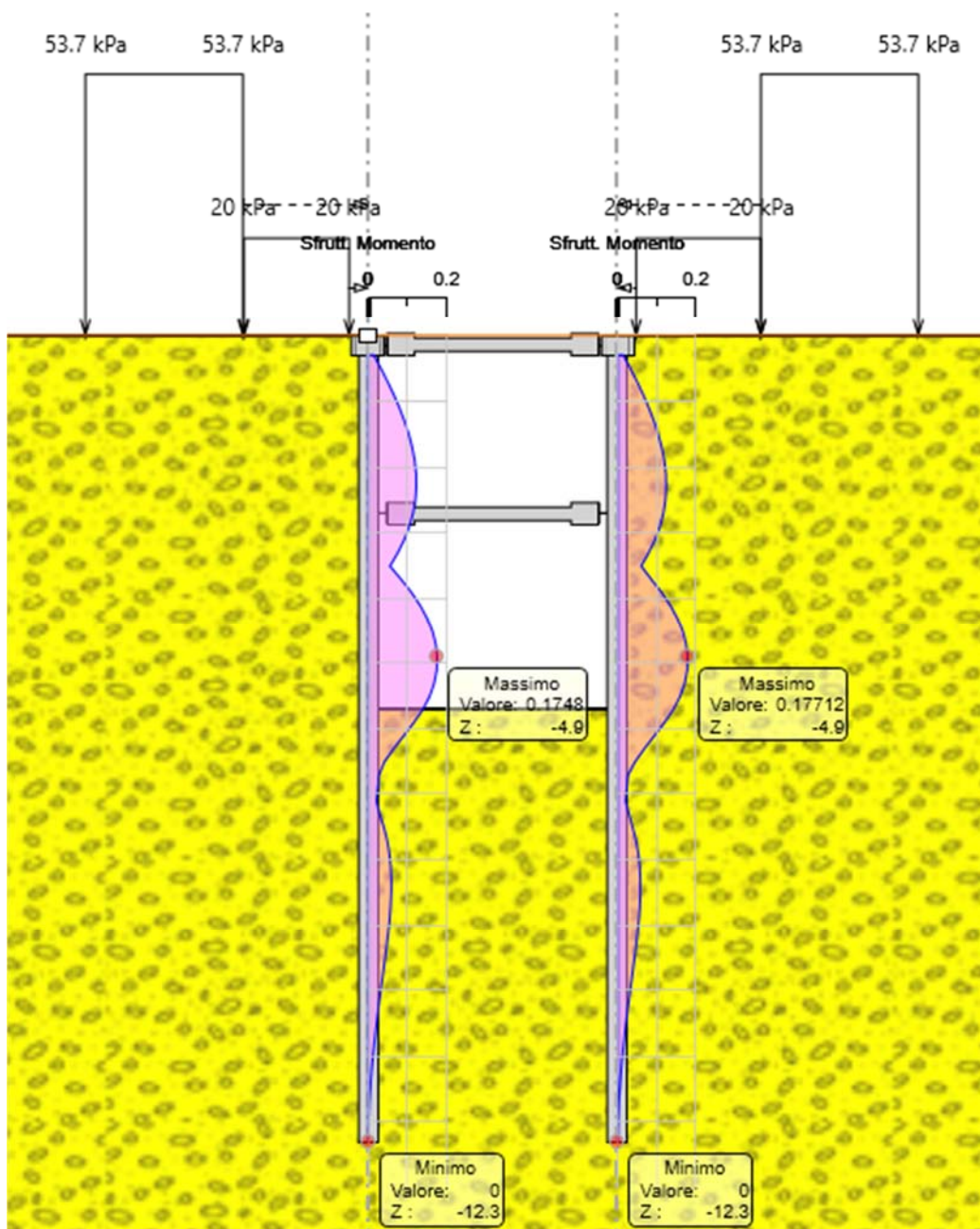


Figura 23 – Involuppo coefficiente di sfruttamento a flessione

Il massimo coefficiente di sfruttamento a taglio che si ottiene per la paratia risulta pari a **0.04**

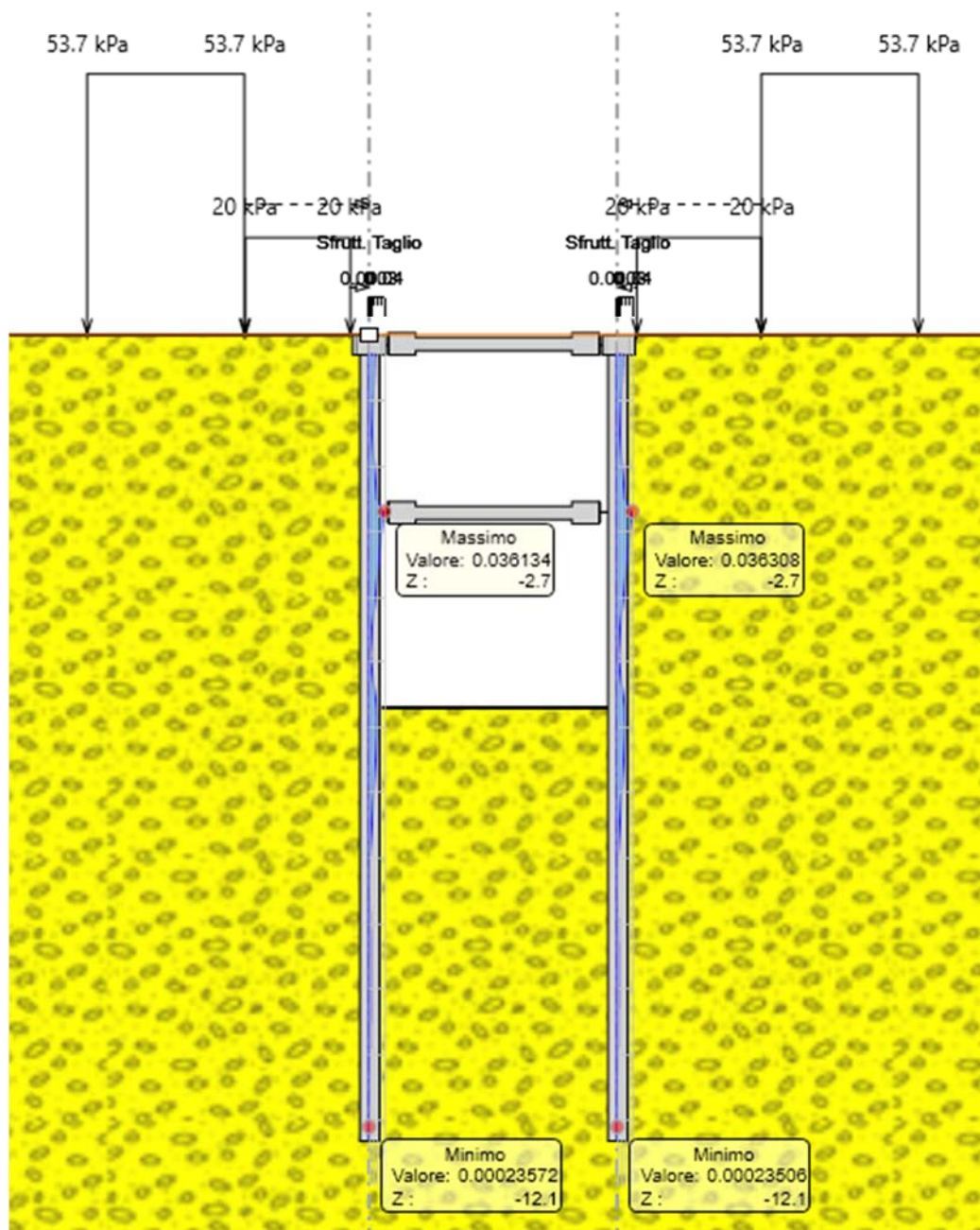


Figura 24 – Involuppo coefficiente di sfruttamento a taglio

Nella seguente tabella si riportano gli sforzi normali e i coefficienti di sfruttamento per i puntoni provvisori in acciaio disposti in fase transitoria

Puntone	Sezione	Materiale	Passo [m]	Lunghezza [m]	Stage	Carico distribuito [kN/m]	Azione assiale [kN]	CS Flessione	CS Taglio	Instabilità	λ_y	λ_z	λ_{lat}
Puntone fila 1	CHS168.3*10	S275	2	3.8	Puntone fila 1	-1	-2	0.001	0.002	0.012	68	68	0
Puntone fila 1	CHS168.3*10	S275	2	3.8	Secondo scavo	-24.1	-48.2	0.037	0.002	0.056	68	68	0
Puntone fila 1	CHS168.3*10	S275	2	3.8	Puntone fila 2	-24	-48	0.037	0.002	0.056	68	68	0
Puntone fila 2	CHS168.3*10	S275	2	3.8	Puntone fila 2	0.0	0.0	0	0.002	0.01	68	68	0
Puntone fila 1	CHS168.3*10	S275	2	3.8	Scavo max	-5	-10	0.008	0.002	0.02	68	68	0
Puntone fila 2	CHS168.3*10	S275	2	3.8	Scavo max	-97.0	-194.0	0.149	0.002	0.196	68	68	0

Infine, si riportano i risultati delle verifiche strutturali delle travi di ripartizione HEA100, per le quali è stato cautelativamente assunto uno schema di trave appoggiata-appoggiata in corrispondenza dei puntoni.

Trave	Connessione	Sezione	Materiale	Passo [m]	Stage	Carico distribuito [kN/m]	Azione assiale [kN]	CS Flessione	CS Taglio	Instabilità
Trave sx 1	Puntone fila 1	HE 300A	S275	2	Puntone fila 1	-1	0	0.002	0.002	0
Trave dx 1	Puntone fila 1	HE 300A	S275	2	Puntone fila 1	-1	0	0.002	0.002	0
Trave sx 1	Puntone fila 1	HE 300A	S275	2	Secondo scavo	-24.1	0	0.039	0.063	0
Trave dx 1	Puntone fila 1	HE 300A	S275	2	Secondo scavo	-24.1	0	0.039	0.063	0
Trave sx 1	Puntone fila 1	HE 300A	S275	2	Puntone fila 2	-24.1	0	0.039	0.063	0
Trave dx 1	Puntone fila 1	HE 300A	S275	2	Puntone fila 2	-24.1	0	0.039	0.063	0
Trave sx 2	Puntone fila 2	HE 300A	S275	2	Puntone fila 2	0.0	0	0	0	0
Trave dx 2	Puntone fila 2	HE 300A	S275	2	Puntone fila 2	0.0	0	0	0	0
Trave sx 1	Puntone fila 1	HE 300A	S275	2	Scavo max	-5.0	0	0.008	0.013	0
Trave dx 1	Puntone fila 1	HE 300A	S275	2	Scavo max	-5.0	0	0.008	0.013	0
Trave sx 2	Puntone fila 2	HE 300A	S275	2	Scavo max	-97.0	0	0.156	0.255	0
Trave dx 2	Puntone fila 2	HE 300A	S275	2	Scavo max	-97.0	0	0.156	0.255	0

12 ANALISI E VERIFICHE SEZIONE “D”

Nei paragrafi successivi vengono sinteticamente risultati i principali risultati delle verifiche geotecniche e strutturali. Nella seguente tabella sono riportate le armature previste in progetto:

Elemento	Armature longitudinali	Armatura trasversale
Cordolo	1 ϕ 12/20	Spilli ϕ 6/200x400
Micropali	Tubolare ϕ 193.7 mm sp. 12 mm	-
Puntoni	Tubolare ϕ 168.3 mm sp. 10 mm	

12.1 SPOSTAMENTI E SOLLECITAZIONI

Il massimo spostamento orizzontale che si ottiene per la paratia si manifesta a quota -5.1 m e risulta pari a **11.9 mm**. Lo spostamento in testa, invece, è inferiore ad 1 mm, risultando compatibile con l’esercizio ferroviario (limite 1 cm).

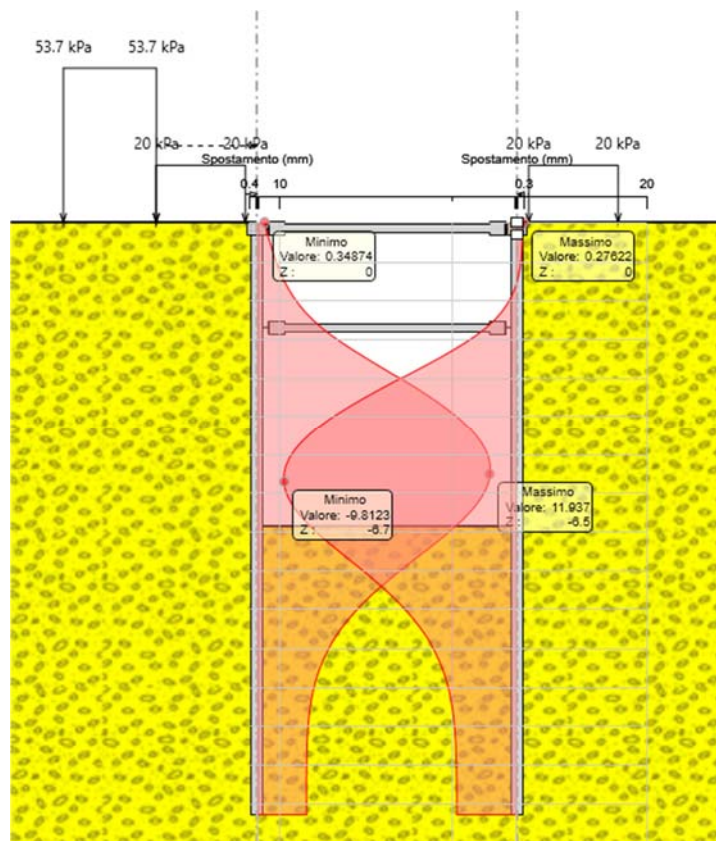


Figura 25 – Spostamenti SLE

Il massimo momento che si ottiene per la paratia si manifesta a quota -2.7 m e risulta pari a **121kNm/m**.

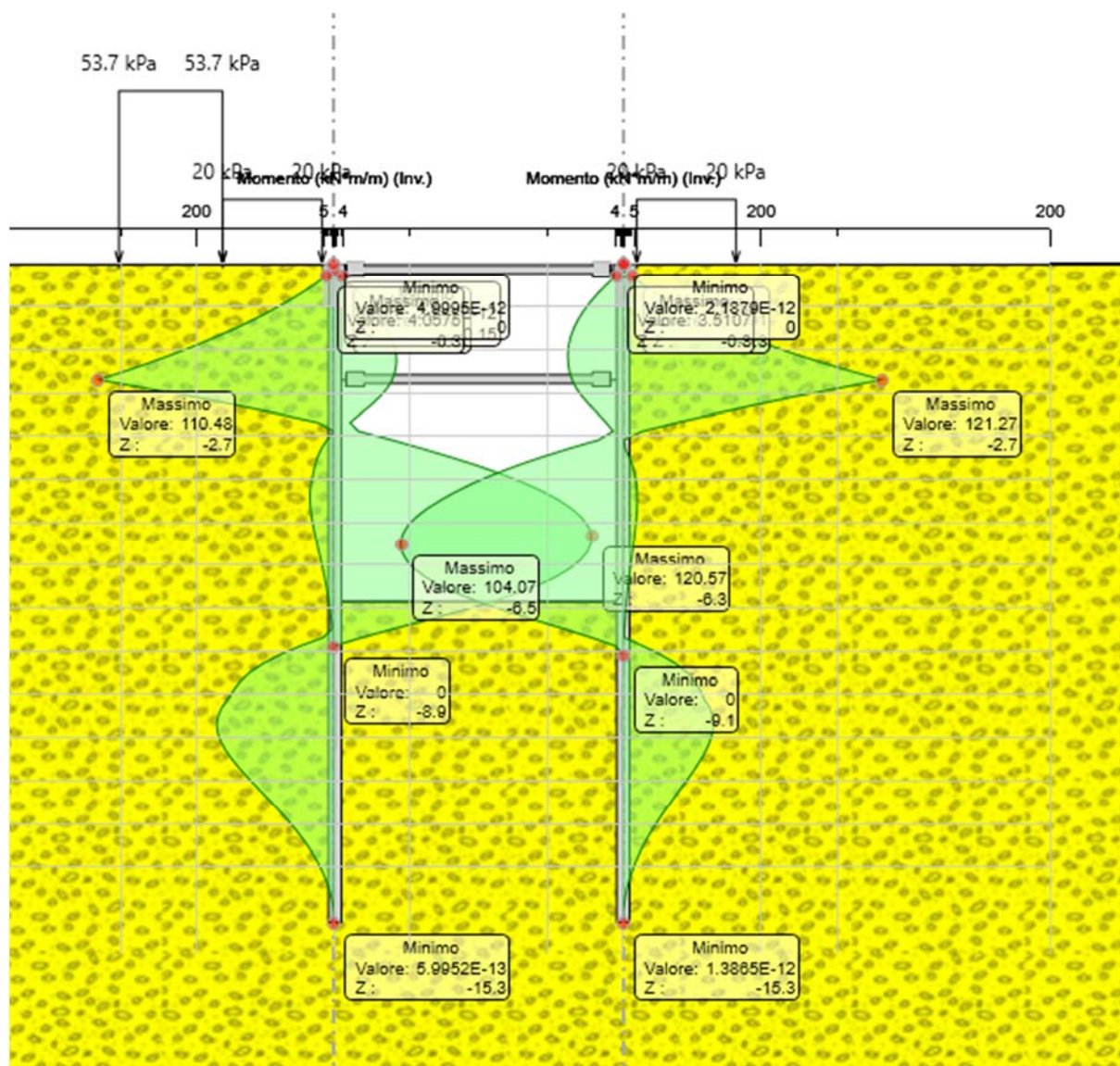


Figura 26 – Involucro Momento Flettente

Il massimo taglio che si ottiene per la paratia si manifesta a quota -2.7 m e risulta pari a 103 kN/m.

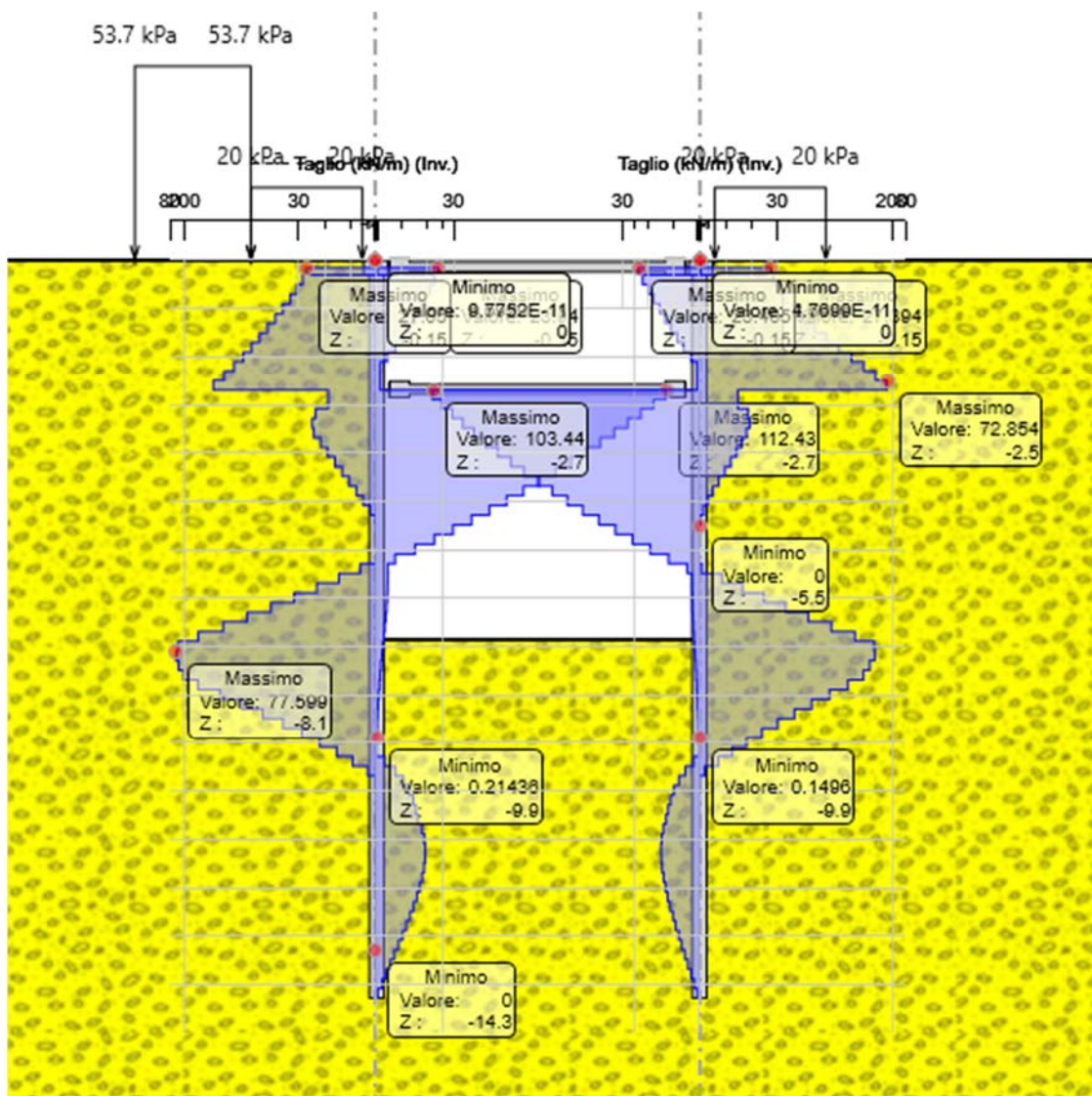


Figura 27 – Involuppo Taglio

12.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è pari a **0.27**.

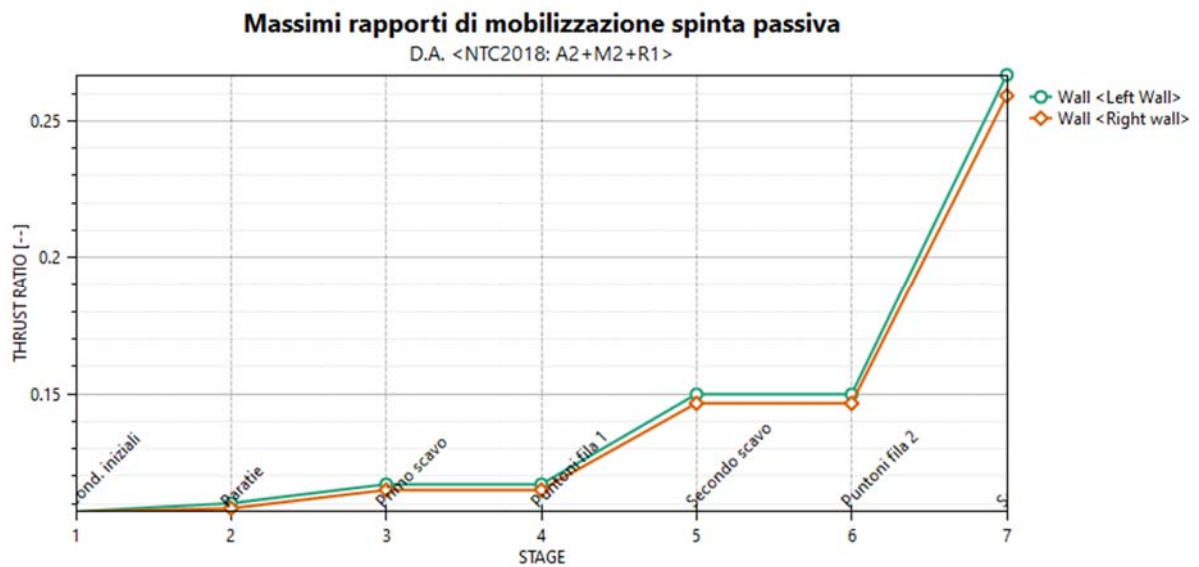


Figura 28 – Massimi rapporti di mobilitazione della spinta passiva combinazione A2+M2+R1

12.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Il massimo coefficiente di sfruttamento a flessione che si ottiene per la paratia risulta pari a **0.47**.

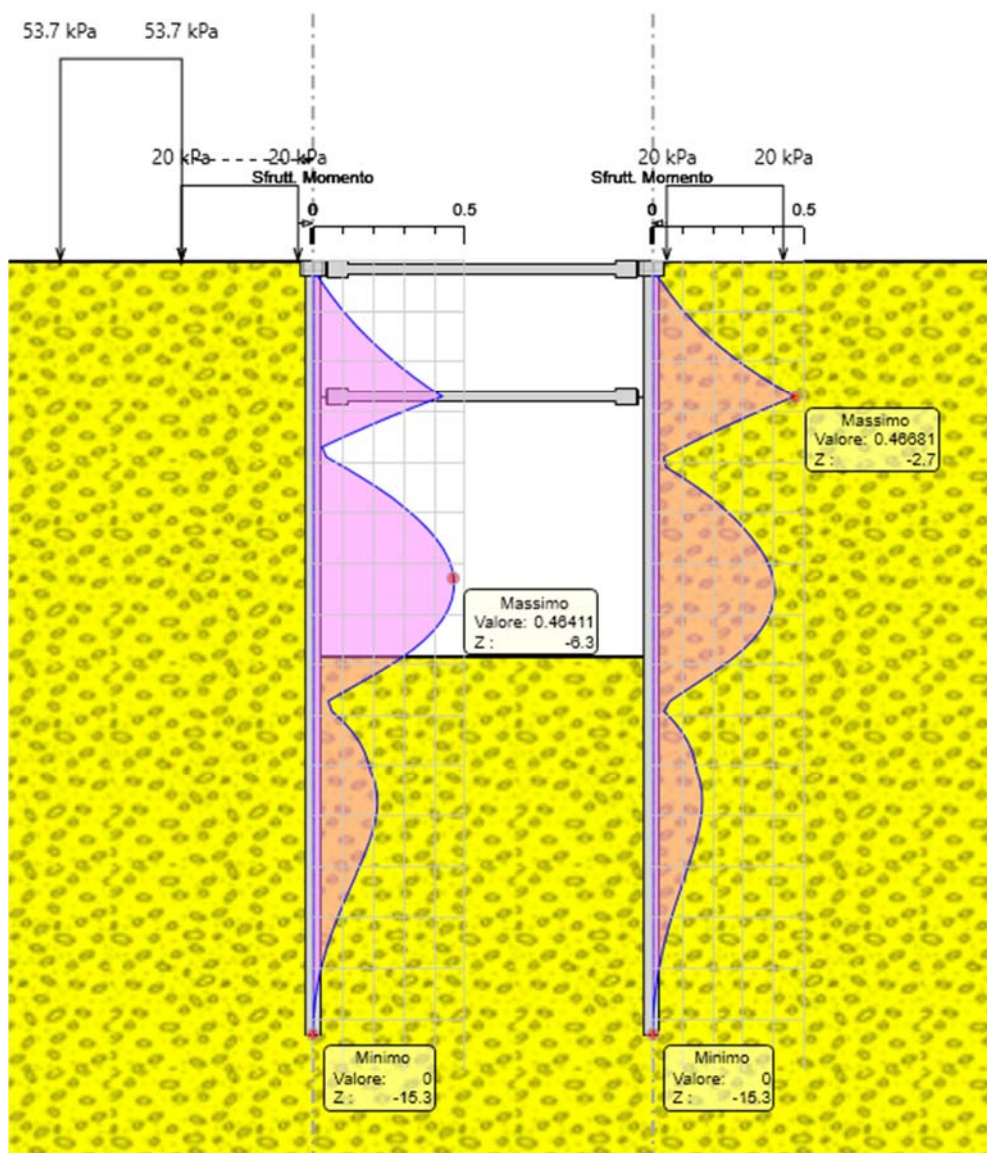


Figura 29 – Involuppo coefficiente di sfruttamento a flessione

Il massimo coefficiente di sfruttamento a taglio che si ottiene per la paratia risulta pari a **0.07**

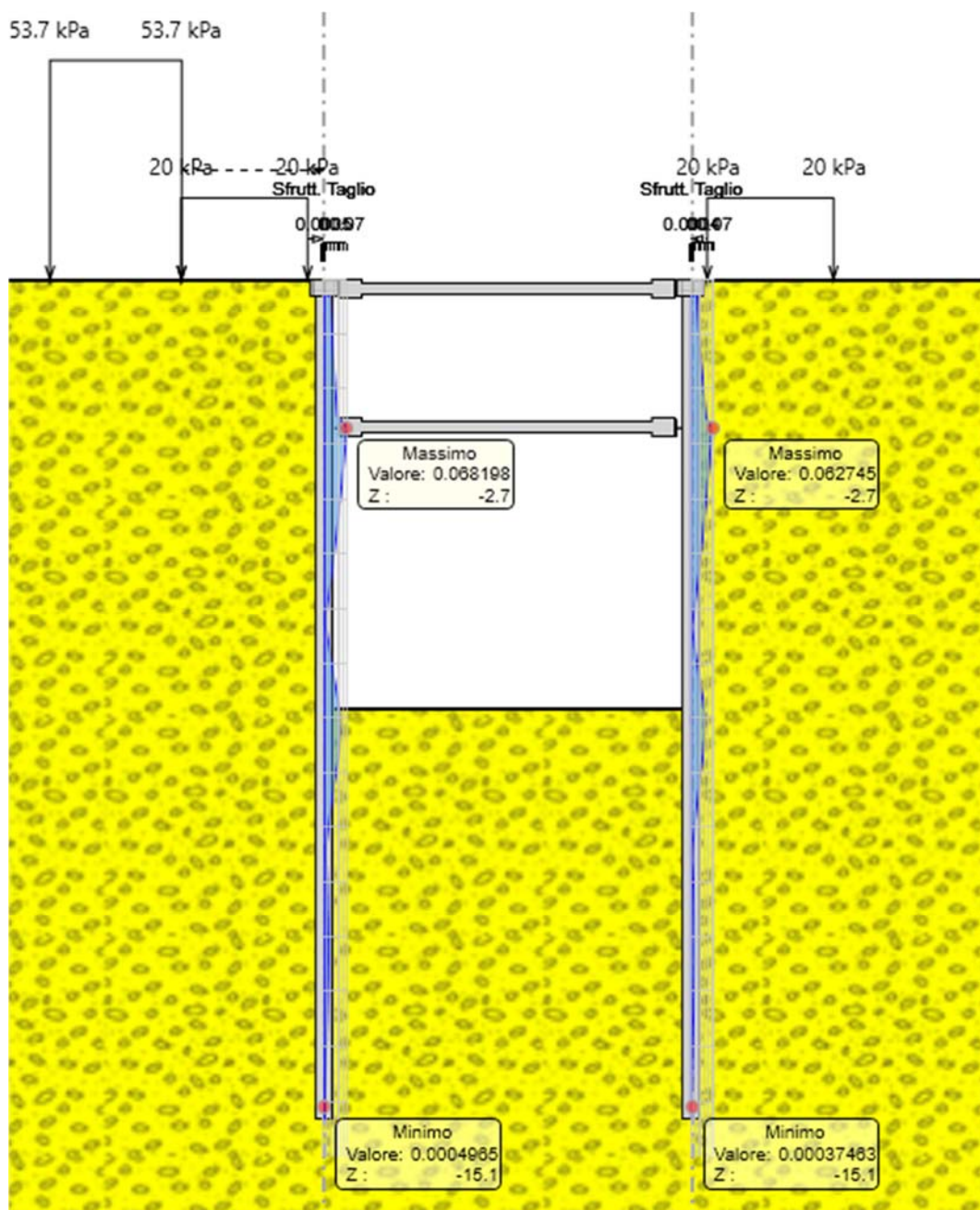


Figura 30 – Involuppo coefficiente di sfruttamento a taglio

Nella seguente tabella si riportano gli sforzi normali e i coefficienti di sfruttamento per i puntoni provvisori in acciaio disposti in fase transitoria

Puntone	Sezione	Materiale	Passo [m]	Lunghezza [m]	Stage	Carico distribuito [kN/m]	Azione assiale [kN]	CS Flessione	CS Taglio	Instabilità	λ_y	λ_z	λ_{lat}
Puntoni fila 1	CHS168.3*10	S275	2	6.7	Puntoni fila 1	0	0	0	0.003	0.031	119	119	0
Puntoni fila 1	CHS168.3*10	S275	2	6.7	Secondo scavo	-22.4	-44.7	0.034	0.003	0.113	119	119	0
Puntoni fila 1	CHS168.3*10	S275	2	6.7	Puntoni fila 2	-22	-45	0.034	0.003	0.113	119	119	0
Puntoni fila 2	CHS168.3*10	S275	2	6.7	Puntoni fila 2	0.0	0.0	0	0.003	0.031	119	119	0
Puntoni fila 1	CHS168.3*10	S275	2	6.7	Scavo max	26	53	0.04	0.003	0	0	0	0
Puntoni fila 2	CHS168.3*10	S275	2	6.7	Scavo max	-180.0	-360.1	0.276	0.003	0.69	119	119	0

Infine, si riportano i risultati delle verifiche strutturali delle travi di ripartizione HEA100, per le quali è stato cautelativamente assunto uno schema di trave appoggiata-appoggiata in corrispondenza dei puntoni.

Trave	Connessione	Sezione	Materiale	Passo [m]	Stage	Carico distribuito [kN/m]	Azione assiale [kN]	CS Flessione	CS Taglio	Instabilità
Trave sx 1	Puntoni fila 1	HE 300A	S275	2	Puntoni fila 1	0	0	0	0	0
Trave dx 1	Puntoni fila 1	HE 300A	S275	2	Puntoni fila 1	0	0	0	0	0
Trave sx 2	Puntoni fila 2	HE 300A	S275	2	Puntoni fila 2	0.0	0	0	0	0
Trave dx 2	Puntoni fila 2	HE 300A	S275	2	Puntoni fila 2	0.0	0	0	0	0
Trave sx 2	Puntoni fila 2	HE 300A	S275	2	Scavo max	-180.0	0	0.29	0.473	0
Trave dx 2	Puntoni fila 2	HE 300A	S275	2	Scavo max	-180.0	0	0.29	0.473	0