

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J41C09000000005

U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA

ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 3A: CIRCONVALLAZIONE DI TRENTO

OPERE CIVILI

Trincea TR04: relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento

SCALA:

-

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

I B 0 Q 3 A R 1 0 R H T R 0 4 0 0 0 0 1 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Quadrino	Gen 2021	G. Scasserra	Gen 2021	C. Mazzocchi	Gen 2021	L. Berardi Giu 2021
B	Aggiornamento a seguito richieste RFI	P. Quadrino	Giu 2021	L. Cospiotti	Giu 2021	C. Mazzocchi	Giu 2021	

File: IB0Q3AR10RHTR0400001B.docx

Sommario

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
2	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	9
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
3.1	CALCESTRUZZO	10
3.1.1	Calcestruzzo per diaframmi.....	10
3.1.1	Calcestruzzo per scatolare	10
3.2	ACCIAIO	11
3.2.1	Acciaio per cemento armato	11
3.2.1	Acciaio per tubolari	11
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	12
5	CRITERI DI VERIFICA DEI DIAFRAMMI	13
5.1	VERIFICHE SLV	13
5.2	VERIFICHE GEOTECNICHE SLE	13
6	ANALISI DEI CARICHI DIAFRAMMI	15
6.1	SPINTA DEL TERRENO	15
6.2	CARICHI PERMANENTI	15
6.3	CARICHI ACCIDENTALI	16
6.4	CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO.....	16
6.5	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	17
7	COMBINAZIONI DI CARICO	18
8	PROGETTO E VERIFICA: TRATTA 12+338.79 km– 12+475.79 km	19
8.1	DATI DI INPUT	19
8.2	FASI DI CALCOLO	21
8.3	RISULTATI.....	26
9	PROGETTO E VERIFICA: TRATTA 12+475.79 km – 12+760.92 km	30
9.1	DATI DI INPUT	30
9.2	FASI DI CALCOLO	32
9.3	RISULTATI.....	37

Trincea TR04: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IBOQ	3A R 10	RH	TR 0400 001	B	3 DI 52

10	PROGETTO E VERIFICA – TRATTA 12+760.92 km – 13+078.03 km	41
10.1	DATI DI INPUT	41
10.2	FASI DI CALCOLO	43
10.3	RISULTATI.....	47
11	VERIFICHE AL SOLLEVAMENTO	51
11.1	TAPPO DI FONDO	51
11.2	SOLETTA DI FONDO.....	51
11.3	STRUTTURA DEFINITIVA	51

1 PREMESSA

Il Lotto 3 “Circonvallazione di Trento e Rovereto” fa parte dei quattro lotti prioritari del progetto di Quadruplicamento della linea Fortezza – Verona, tratta di Accesso sud alla galleria di Base del Brennero, che ricade nel Corridoio della rete centrale europea denominato “Scandinavia – Mediterraneo”.

Il presente progetto sviluppa la sola circonvallazione ferroviaria della Città di Trento, denominata lotto 3A, ricadente interamente nel Comune di Trento, come parte integrante dei progetti di riqualificazione urbana e potenziamento della mobilità all’interno della città di Trento.

Gli interventi in progetto mirano al raggiungimento di importanti obiettivi in termini di incremento di capacità del corridoio e canalizzazione dei flussi, con il massimo beneficio per il territorio, dato dall’eliminazione del transito dei treni merci all’interno dell’abitato.

Il nuovo tracciato ferroviario si sviluppa per circa 13 km sulla sinistra orografica della Val d’Adige, tra i confini della Val Lagarina fino al tessuto insediativo della città di Trento, tra le località Acquaviva a sud e Roncafort a Nord. L’opera è costituita principalmente da una galleria naturale di linea, a doppia canna a singolo binario per uno sviluppo circa 10.5 km.



Figura 1 – Inquadramento generale dell’area d’intervento.

Nel presente elaborato è riportato il dimensionamento delle opere necessarie per la realizzazione della trincea TR04.

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La trincea TR04 si estende dalla progressiva 12+338.79 km alla 13+078.03 km, per uno sviluppo complessivo di circa 740 m, con altezze di scavo che variano tra 4.70 e 11.80 m (intesi come valori massimi in fase provvisoria). Sono previsti diaframmi di spessore 1.20 m, con lunghezze di 21 m dalla progressiva 12+338.79 km alla 12+760.92 km e di 16 m dalla progressiva 12+760.92 km alla 13+078.03 km, l'esecuzione di un tappo di fondo con *jet-grouting*, lo scavo fino alla quota necessaria per la successiva realizzazione della soletta di fondo (h=1.5m) e delle pareti interne di spessore di 1 m, per la configurazione definitiva. Dove necessario sono stati inseriti puntoni provvisori e/o definitivi, come dettagliato nel seguito.

Si riportano di seguito la pianta, il profilo, e le sezioni rappresentative dell'opera, come stralci grafici estratti dallo specifico elaborato IBOQ 3A R 10 PZ TR 04 00 001 - IBOQ 3A R 10 PZ TR 04 00 002:

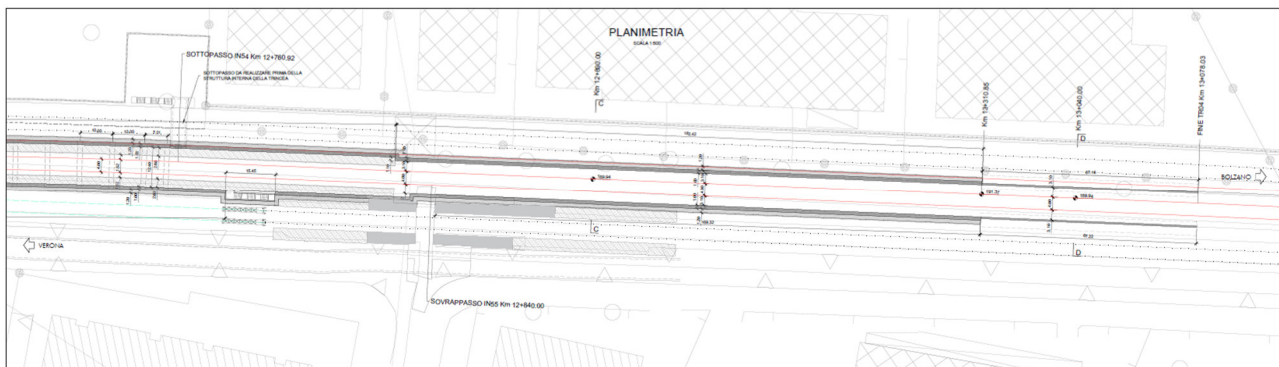
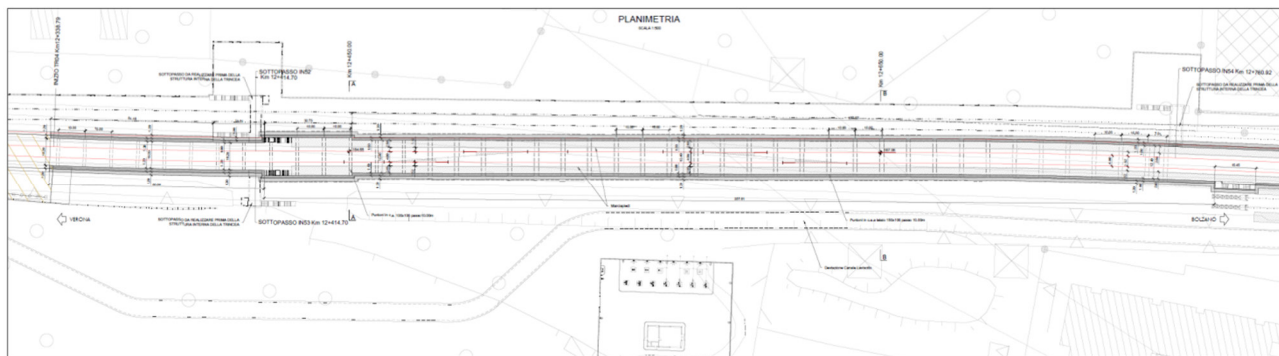


Figura 2 - Pianta TR04.

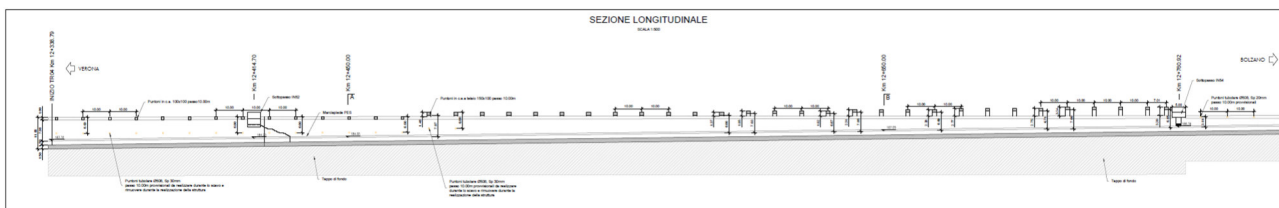
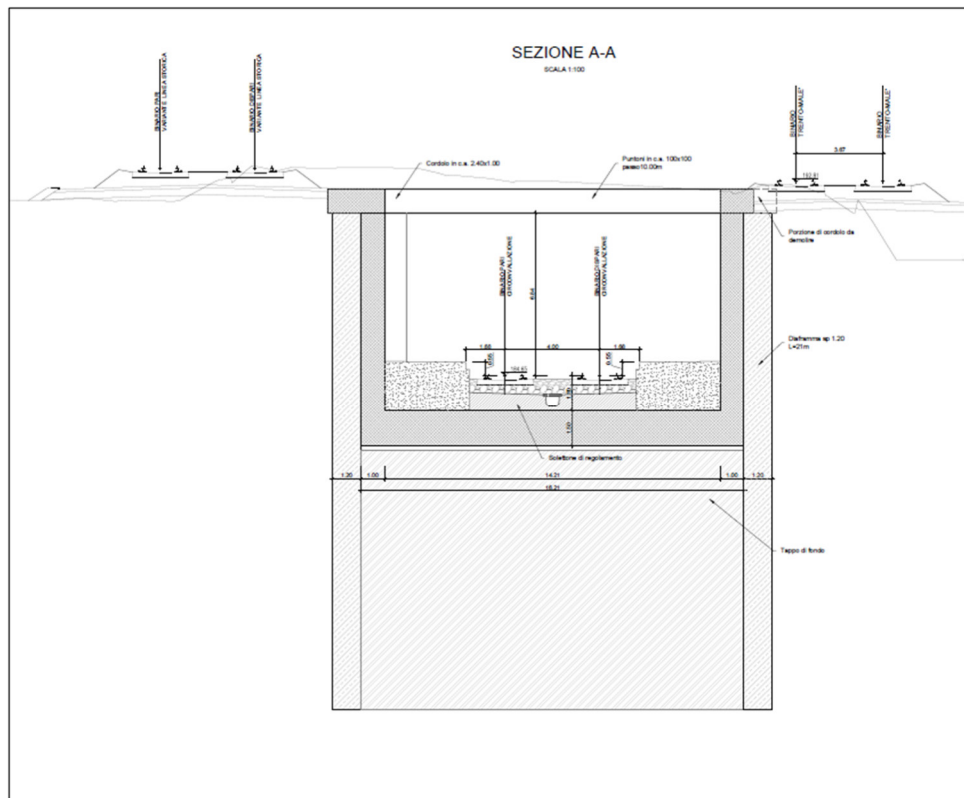




Figura 3 - Profilo TR04.



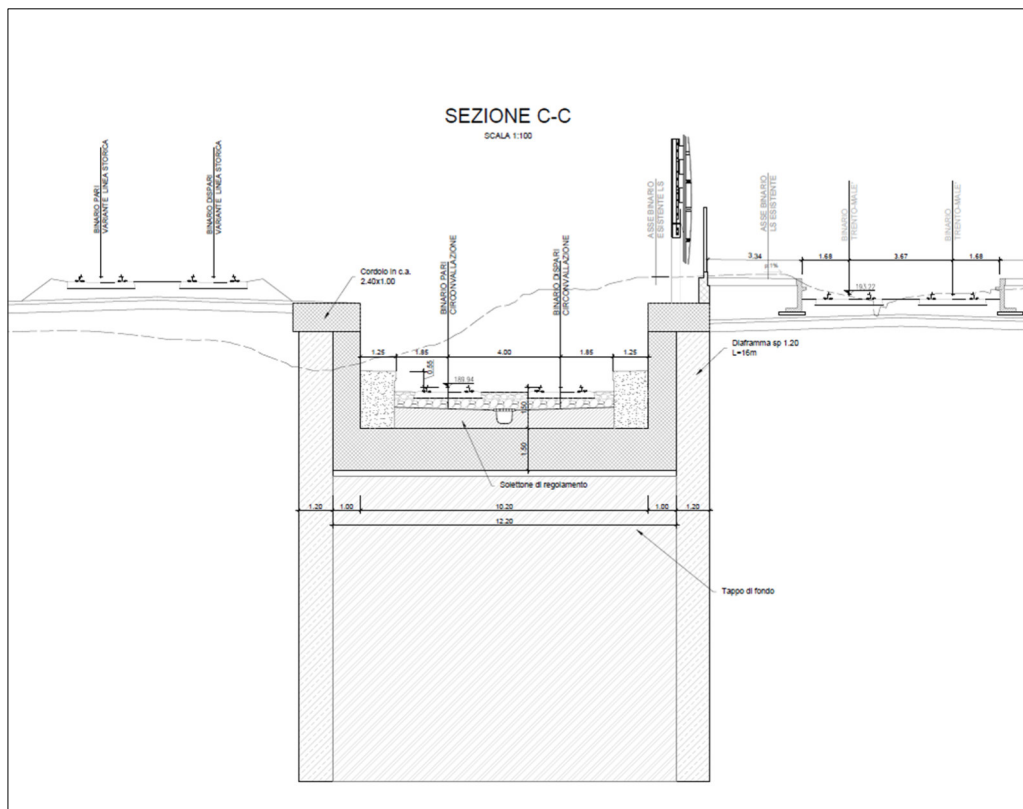
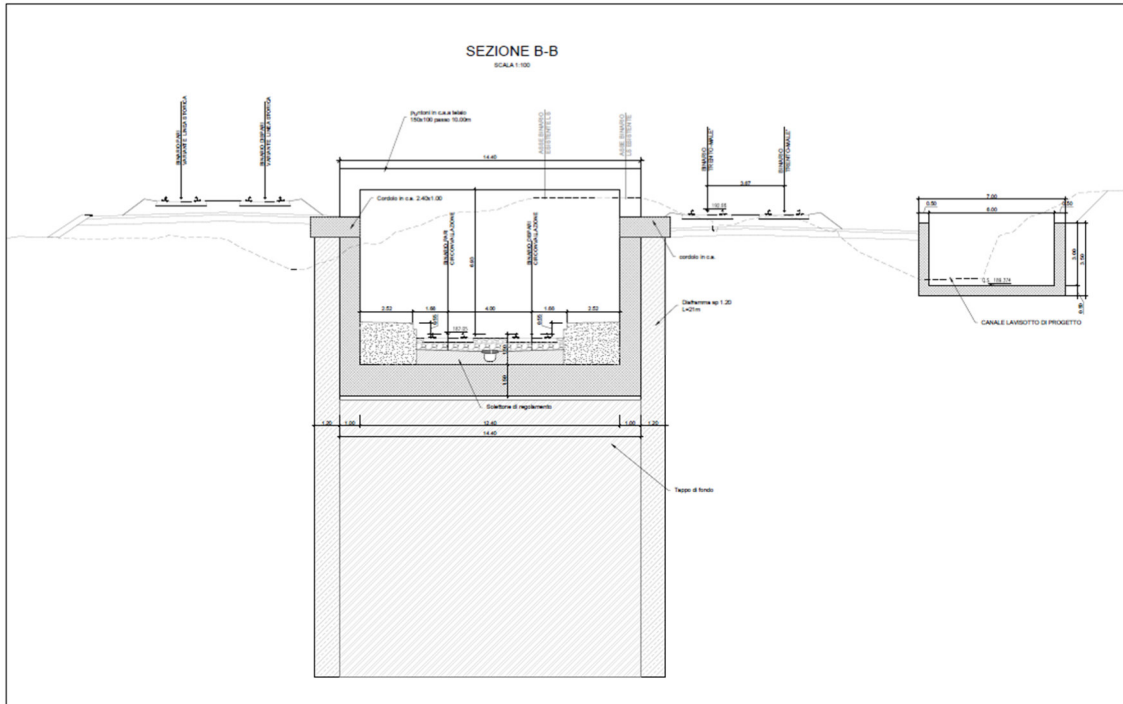


Figura 4 - Sezioni TR04.

Per la realizzazione della TR04 si prevedono tre soluzioni progettuali differenziate in base alle altezze di scavo:

- nel primo tratto, dalla progressiva 12+338.79 km alla 12+475.79 km (per uno sviluppo di circa 137 m), le altezze di scavo sono comprese tra 10 m e 11.8 m e la soluzione progettuale è caratterizzata da diaframmi vincolati in testa da un puntone in calcestruzzo armato (sia in configurazione provvisoria, sia definitiva) e nella mezzera dello scavo da un puntone provvisorio da dismettere a seguito della realizzazione della soletta di fondo (vedi Sez A-A Figura 4);
- nel secondo tratto, dalla progressiva 12+475.79 km alla 12+760.92 km (per uno sviluppo di circa 285 m), le altezze di scavo sono comprese tra 7.5 m e 10 m e la soluzione progettuale è caratterizzata da diaframmi che lavorano con un puntone a telaio in testa, sia in configurazione provvisoria, sia definitiva (vedi Sez B-B Figura 4);
- nel tratto finale, dalla progressiva 12+760.92 km alla 13+078.03 km (per uno sviluppo di circa 317 m), le altezze di scavo sono comprese tra 4.7 m e 7.5 m e la soluzione progettuale è caratterizzata da diaframmi a sbalzo (vedi Sez C-C Figura 4). Solo durante l'esecuzione dello scavo i diaframmi sono vincolati in testa da puntoni provvisori in acciaio.

Trincea TR04: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO IB0Q	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO TR 0400 001	REV. B	FOGLIO 9 DI 52
---	------------------	------------------	----------------	--------------------------	-----------	-------------------

2 **NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

2.1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore e delle Raccomandazioni di seguito elencate.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificata dal Regolamento (UE) N° 776/2019.

2.2 **DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

- [1]. Geotecnica – Relazione geotecnica generale– IB0Q 3A R 10 RH GE 00 06 001;
- [2]. Geotecnica - Profilo geotecnico lato nord – IB0Q 3A R 10 F5 GE 00 06 002;
- [3]. Opere civili – TR04: pianta, prospetto e sezioni – Tavola 1 – IB0Q 3A R 10 PZ TR 04 00 001;
- [4]. Opere civili – TR04: pianta, prospetto e sezioni – Tavola 2 – IB0Q 3A R 10 PZ TR 04 00 002;
- [5]. Opere civili – TR04: fasi costruttive – IB0Q 3A R 10 PZ TR 04 00 003.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel presente capitolo vengono riportate le principali caratteristiche dei materiali utilizzati per la realizzazione delle strutture.

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 Calcestruzzo per diaframmi

- Classe di resistenza C25/30:
- Copriferro 60 mm
- $R_{ck} = 30$ MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9$ N/mm² Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cd} / \gamma_c = 14.11$ N/mm² Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} = 2.55$ N/mm² Resistenza media a trazione del cls;
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79$ N/mm² Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19$ N/mm² Resistenza di calcolo a trazione del cls.
- $f_{bk} = 2.25 \eta \cdot f_{ctk} = 4.00$ N/mm² Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls.
- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2.68$ N/mm² Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9$ N/mm² Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
- $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3} = 31447.16$ N/mm² Modulo elastico del calcestruzzo
- $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 13.69$ N/mm² Tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
- $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 5.64$ N/mm² Tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

3.1.1 Calcestruzzo per scatolare

- Classe di resistenza C32/40:
- Copriferro 40 mm
- $R_{ck} = 40$ MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.2$ N/mm² Resistenza caratteristica a compressione;

- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 18.81 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} = 3.09 \text{ N/mm}^2$ Resistenza media a trazione del cls;
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.44 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a trazione del cls.
- $f_{bk} = 2.25 \eta \cdot f_{ctk} = 4.88 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls.
- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.25 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ N/mm}^2$ Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
- $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33642.78 \text{ N/mm}^2$ Modulo elastico del calcestruzzo
- $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 18.26 \text{ N/mm}^2$ Tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
- $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 7.52 \text{ N/mm}^2$ Tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

3.2 ACCIAIO

3.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- acciaio B450C
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
- modulo elastico $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$;
- tensione massima di esercizio per l'acciai $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2$.

3.2.1 Acciaio per tubolari

- Acciaio S355
- Tensione di snervamento $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
- Tensione ultima a rottura $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$

Trincea TR04: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IBOQ	3A R 10	RH	TR 0400 001	B	12 DI 52

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella Relazione Geotecnica [1] e nel Profilo Geotecnico [2], allegati al presente progetto e ai quali si rimanda per le trattazioni di dettaglio. Si riporta a seguire uno stralcio del citato profilo in cui ricade l'opera qui esaminata e la tabella che riassume i parametri geotecnici caratteristici assunti nel calcolo.

Unità	Prof. da p.c. (m) da - a	Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	E' (MPa)
L	0-5	Limi, limi con argille e argillosi	19	0	25	10
G	5-7	Ghiaie poligeniche con sabbia e sabbiose	20	0	36	30
S	7-40	Sabbie, sabbie con ghiaie e ghiaiose	20	0	33	20

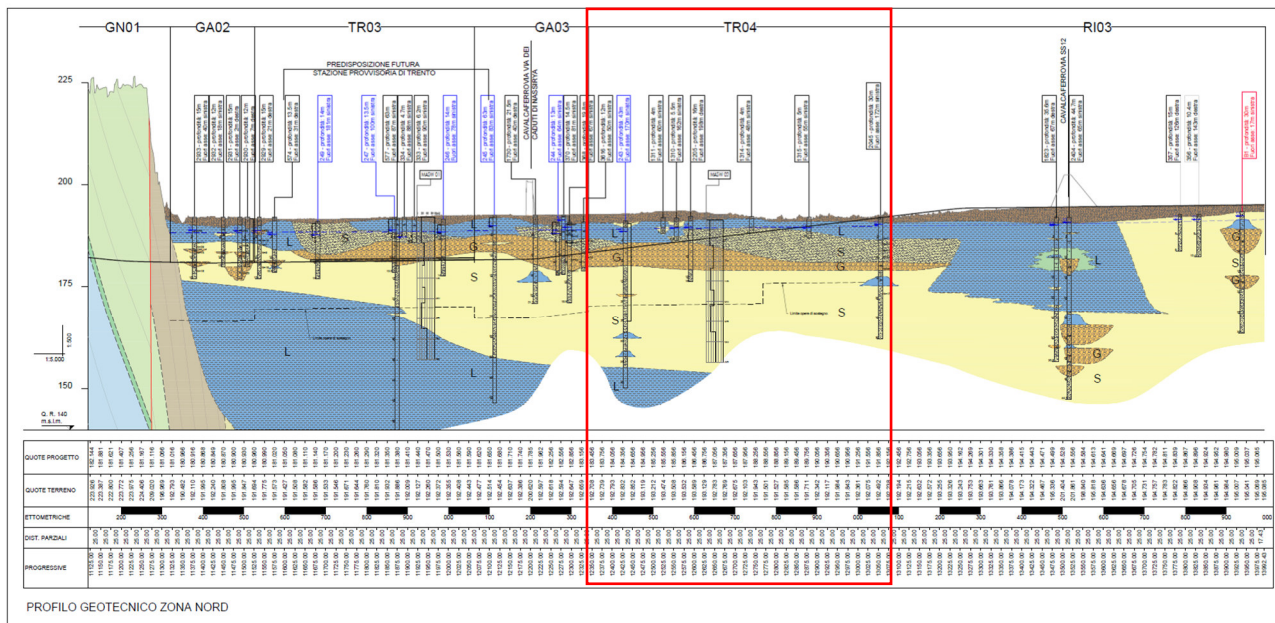


Figura 5 – Profilo geotecnico.

La falda si trova ad una profondità di circa 2.5 m da piano campagna.

A favore di sicurezza è stata trascurata la lingua di ghiaia le cui caratteristiche geotecniche risultano migliori rispetto a quelle delle altre due unità.

	ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI TRENTO					
	Trincea TR04: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO IBOQ	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO TR 0400 001	REV. B

5 CRITERI DI VERIFICA DEI DIAFRAMMI

5.1 VERIFICHE SLV

Le verifiche delle paratie sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

- collasso del complesso opera-terreno;
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto applicando la Combinazione 2 (A2+M2+R1), mentre per le verifiche strutturali l'analisi è stata condotta con la combinazione 1 (A1+M1+R1). È stata altresì considerato anche il caso sismico.

Le verifiche sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo Paratie Plus 20.1, un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da una paratia e permette di valutare il comportamento delle pareti durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

La verifica strutturali sono state condotte in maniera speditiva e conservativa (trascurando lo sforzo assiale nella sezione ed il contributo delle pareti della fodera interna) per assicurarsi il corretto funzionamento dell'elemento strutturale. Nelle successive fasi progettuali, analisi più accurate consentiranno di ottimizzare le strutture e le quantità di materiali.

5.2 VERIFICHE GEOTECNICHE SLE

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$Ed \leq Cd$$

essendo Ed e Cd rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

Nel presente progetto è stata posta particolare attenzione, per le sezioni che lo richiedessero, alla valutazione dei cedimenti indotti sui binari in esercizio, verificando che il valore massimo degli stessi non fosse superiore ad 1 cm.

In particolare, tali cedimenti sono valutati applicando la correlazione di Kung et al. (2007), implementata nel codice di calcolo Paratie Plus, che consente di stimare i cedimenti verticali per diverse configurazioni di opera di sostegno con una serie di equazioni in forma chiusa.

Nota δv_{max} , il massimo cedimento verticale, il profilo dei cedimenti a monte dello scavo è valutato sulla base del seguente schema trilineare:

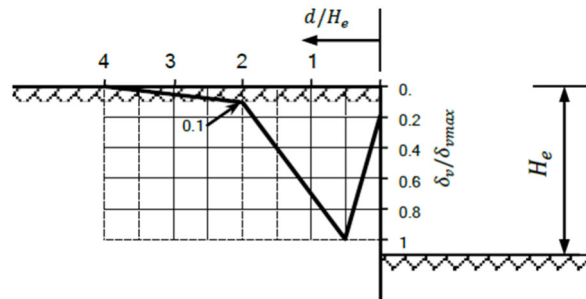


Figura 6 – Schematizzazione del Metodo di Kung et al. (2007) Implementato in Paratie Plus.

6 ANALISI DEI CARICHI DIAFRAMMI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agisce sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo dell'opera, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

6.1 SPINTA DEL TERRENO

Nel modello di calcolo impiegato dal *software* di calcolo Paratie Plus, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra il terreno e la struttura deformabile, a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

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

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

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

$$K_0 = K_{0,NC} \cdot (OCR)^m$$

Dove

- $K_{0,NC} = 1 - \text{sen } \varphi'$ è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$),

- OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

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

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi'/2)$$

6.2 CARICHI PERMANENTI

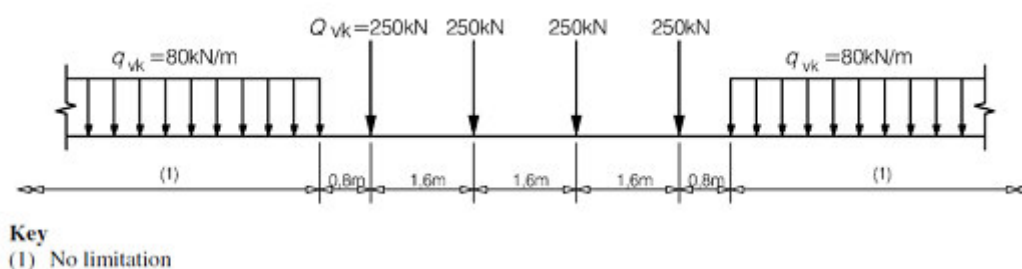
Si considera un carico permanente a monte dell'opera pari a 14.40 kPa, rappresentante il carico esercitato dalla presenza di 0.8 m di spessore di ballast ($\gamma = 18$ m).

6.3 CARICHI ACCIDENTALI

Si considera un carico di 10 kPa generato dai macchinari di cantiere presenti in fase di realizzazione.

6.4 CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO

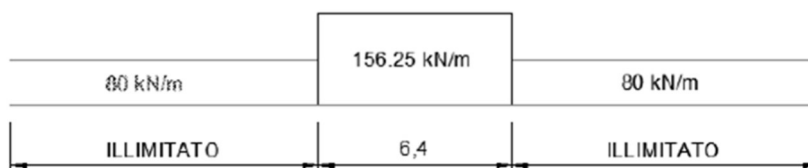
A favore di sicurezza si considera il modello di carico LM71.



Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

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



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza pari alla somma della traversina (2.40 m) e la distribuzione all'interno di metà spessore di ballast ($2 \times 0.4 = 0.8$), si ha una larghezza di diffusione pari a di 3.20 m; si ottiene quindi:

$$156.25/3.20 = 48.83 \text{ kPa}$$

che, moltiplicato per il relativo coefficiente pari a 1.1, diviene:

$$Q_{LM71} = 48.83 \times 1.1 = 53.71 \text{ kPa}$$

6.5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Per l'opera in esame si è considerata una vita nominale di 75 anni e una classe d'uso III ($C_U = 1.5$), pertanto si ottiene una vita di riferimento pari a $V_R = 112.5$ anni.

Considerando una Categoria di sottosuolo C e una categoria topografica pari a T1, si ottengono i seguenti parametri sismici:

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.092 g
F_G	2.702
T_G	0.348 s
S_S	1.500
C_G	1.488
S_T	1.000
q	1.000

Tabella 1 – Parametri sismici.

quindi con $a_{max} = a_g \cdot S = 0.092 \cdot 1.5 = 0.138$ g.

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), con riferimento alla sola configurazione finale dell'opera. Per le verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici sono pari all'unità. Si adotta il metodo pseudo-statico, calcolando il coefficiente sismico orizzontale secondo le prescrizioni della normativa (DM 17/01/2018):

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right)$$

In cui α è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e β è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per i primi due modelli, considerando l'opera nella configurazione finale come struttura rigida che non ammette spostamenti, l'incremento di spinta del terreno dovuto all'azione sismica è stato calcolato attraverso la trattazione di Wood valida per pareti che accettano piccoli spostamenti e come una sollecitazione uniformemente distribuita:

$$\Delta F_E = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot H^2$$

Per l'ultimo modello, considerando l'opera nella configurazione finale come struttura che ammette spostamenti (i diaframmi lavorano a sbalzo), il metodo di calcolo assunto è quello di Mononobe – Okabe.

$$\Delta S_E = \left[\frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (K_{aE} - K_a) \right] / H$$

È opportuno evidenziare che, in questa fase, è stato completamente trascurato l'effetto delle pareti interne della struttura nella sua configurazione definitiva. Considerando lo spessore delle stesse (1 m), analogo a quello dei diaframmi, tale assunzione assume un carattere molto cautelativo.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
 - Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
 - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
 - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]
- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:
- $$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$
- [2.5.7]

Per le verifiche si deve tenere conto dei coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_r (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 2 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 3 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Come da NTC18 al par 2.5.3, le combinazioni sismiche sono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con gli opportuni coefficienti parziali γ_R .

8 PROGETTO E VERIFICA: TRATTA 12+338.79 KM– 12+475.79 KM

8.1 DATI DI INPUT

L'opera è costituita da una coppia di diaframmi di spessore pari a 1.20 m e lunghezza di 21 m. In testa è presente un cordolo con sezione 2.40 m x 1 m. I due elementi strutturali sono collegati tra loro tramite un ordine di puntoni in calcestruzzo disposti in corrispondenza del cordolo e un ordine di puntoni provvisorio posto a metà altezza di scavo.

I principali dati di input sono riassunti nella tabella seguente nella quale si evidenzia anche il valore dell'altezza di scavo di calcolo H_1 che tiene conto delle indicazioni di normativa sull'incremento da assumere secondo il par. 6.5.2.2.

Tipologia struttura di sostegno	Diaframmi $sp=1.20$ m
Altezza totale diaframma	$H_{tot} = 21 \text{ m} + 1 \text{ m cordolo} = 22 \text{ m}$
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	$H = 11.8 \text{ m}$
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2) (da estradosso cordolo)	$H_1 = H + \min [0.5; 10\% \Delta t] = 12.30 \text{ m}$
Inclinazione del piano campagna a monte	0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi permanenti destra	$g = 0 \text{ kPa}$
Sovraccarichi permanenti sinistra	$g = 14.4 \text{ kPa (ballast)}$
Sovraccarichi accidentali destra	$q = 10 \text{ kPa (cantiere)}$
Sovraccarichi accidentali sinistra	$q = 53.71 \text{ kPa (doppio binario)}$
Contrasti	Puntoni provvisori in acciaio e definitivi in CLS in testa

Tabella 4 – Caratteristiche generali relative all'opera.

Nel calcolo è stato considerato il miglioramento del terreno per lo spessore interessato dal *jet-grouting*, mentre è stata trascurata, con approccio conservativo, la presenza delle pareti della struttura interna nella configurazione definitiva.

Per simulare la presenza del tappo di fondo sono state assegnate al terreno trattato a fondo scavo le seguenti caratteristiche:

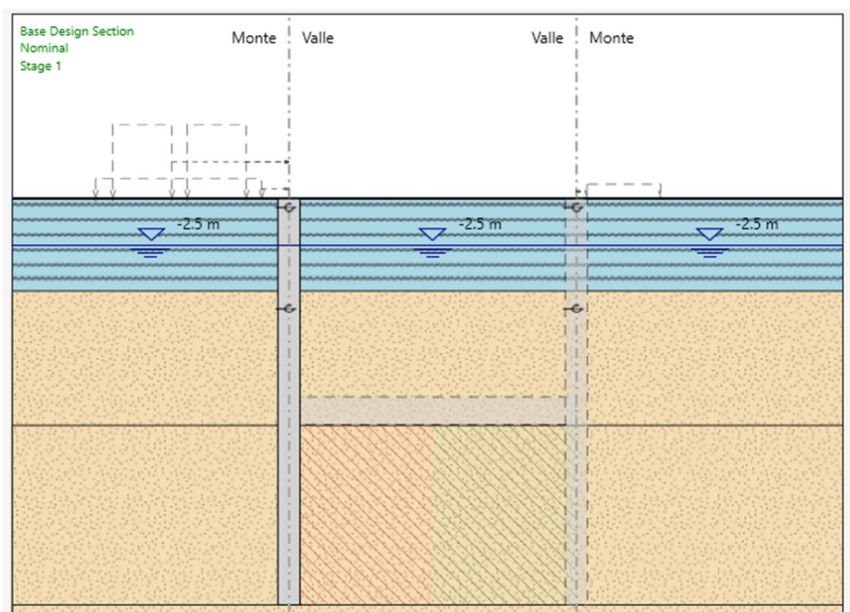
- Coesione efficace: $c' = 100 \text{ kPa}$

- Angolo di resistenza al taglio: ϕ' a favore di sicurezza di assume coincidente con ϕ' del terreno non trattato
- Coefficiente di permeabilità: $k = 0.00001$ m/s
- Coefficiente moltiplicativo del modulo di Young E: 5.

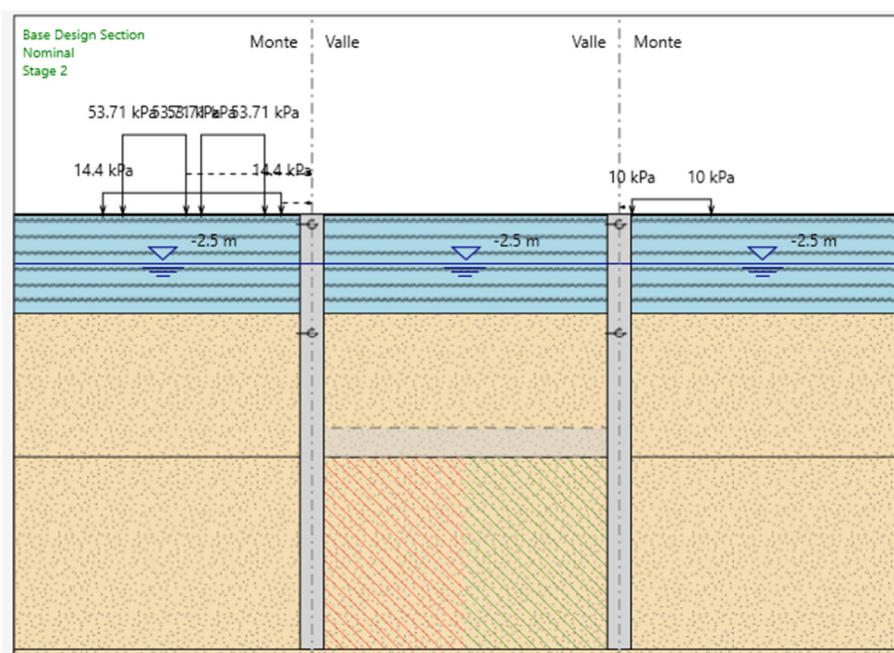
8.2 FASI DI CALCOLO

Nel presente paragrafo vengono brevemente descritte e indicate in forma grafica le fasi assunte nel calcolo, nella fattispecie gli step prevedono:

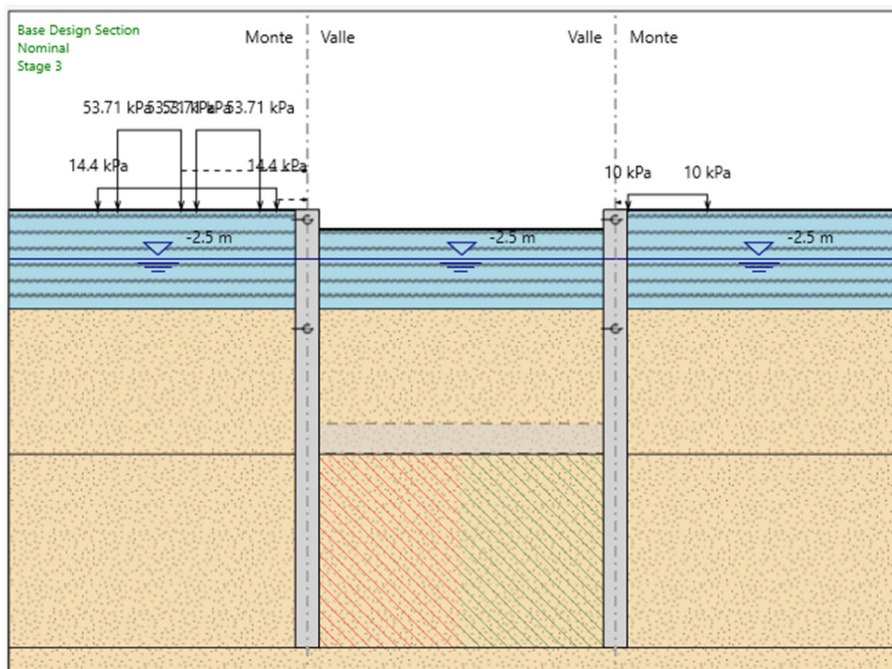
a) Realizzazione diaframmi e tappo di fondo (con caratteristiche come sopra descritte);



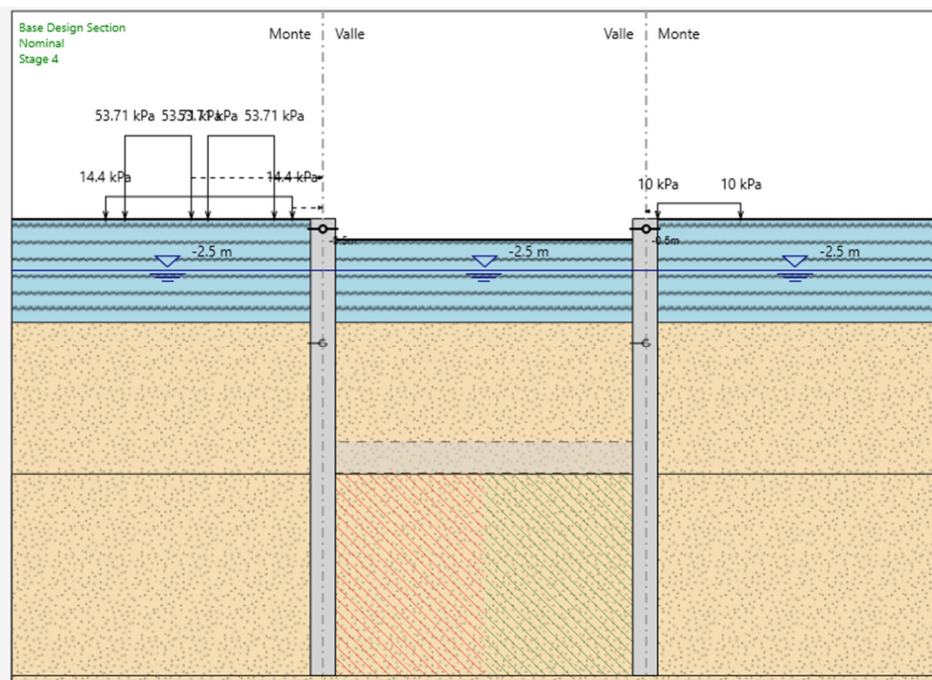
b) Applicazione del sovraccarico accidentale a monte relativo ai macchinari da cantiere (10 kPa), del carico accidentale del sovraccarico ferroviario in esercizio su entrambi i binari (53.71 kPa) e del carico permanente associato allo spessore di ballast (14.4 kPa);



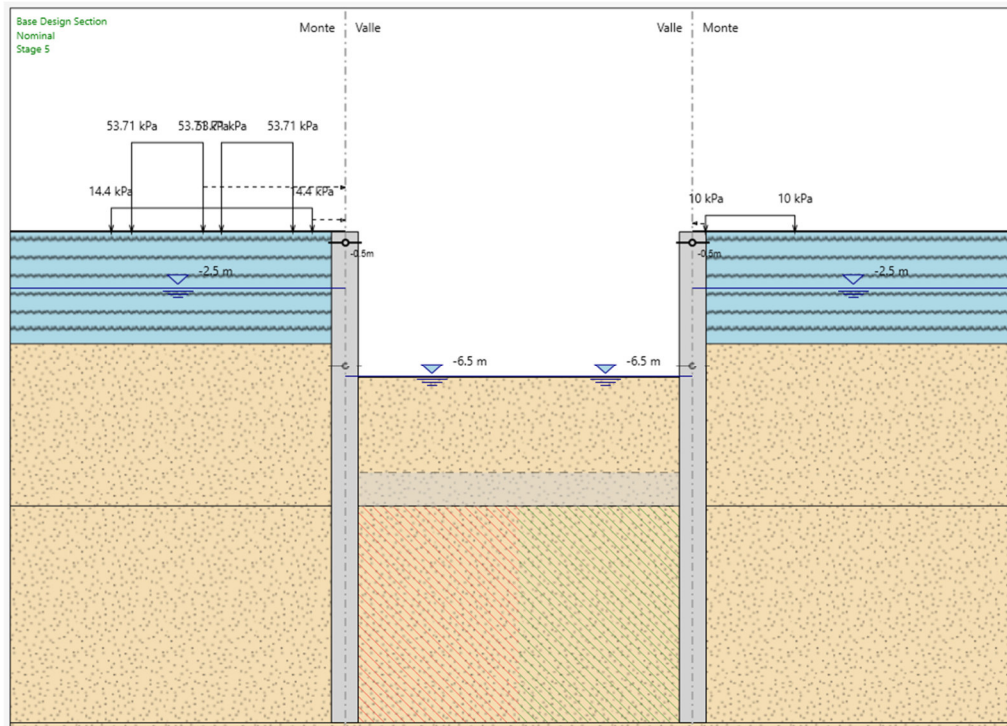
c) Scavo fino a quota -1 m da p.c.;



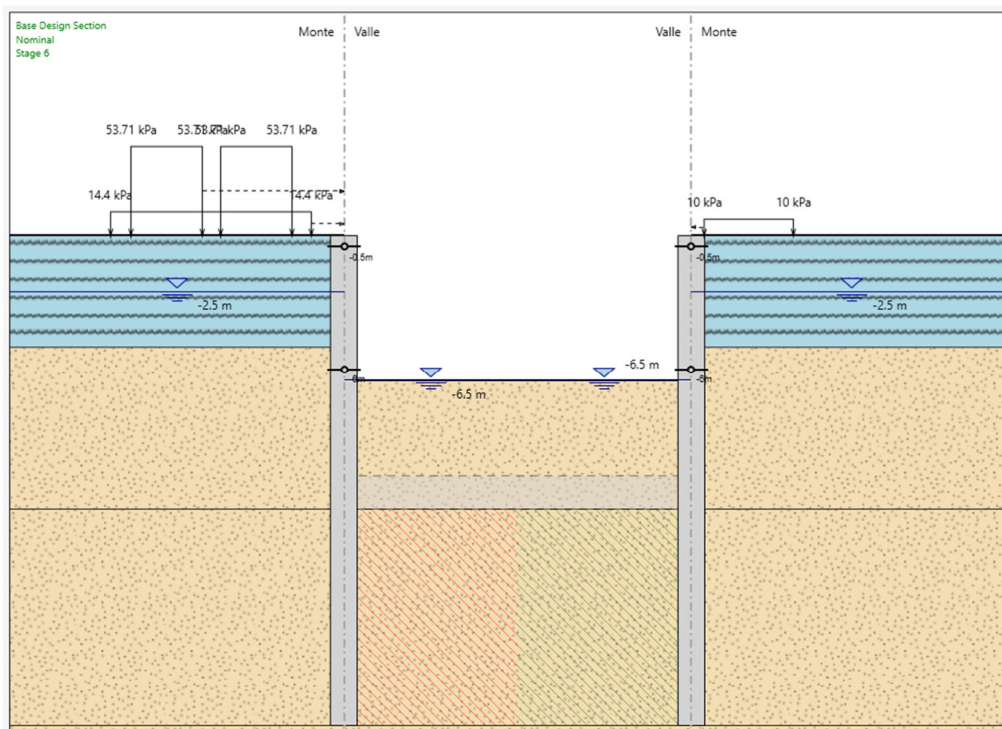
d) Realizzazione ordine di puntoni definitivi a quota -0.50 m da p.c.;



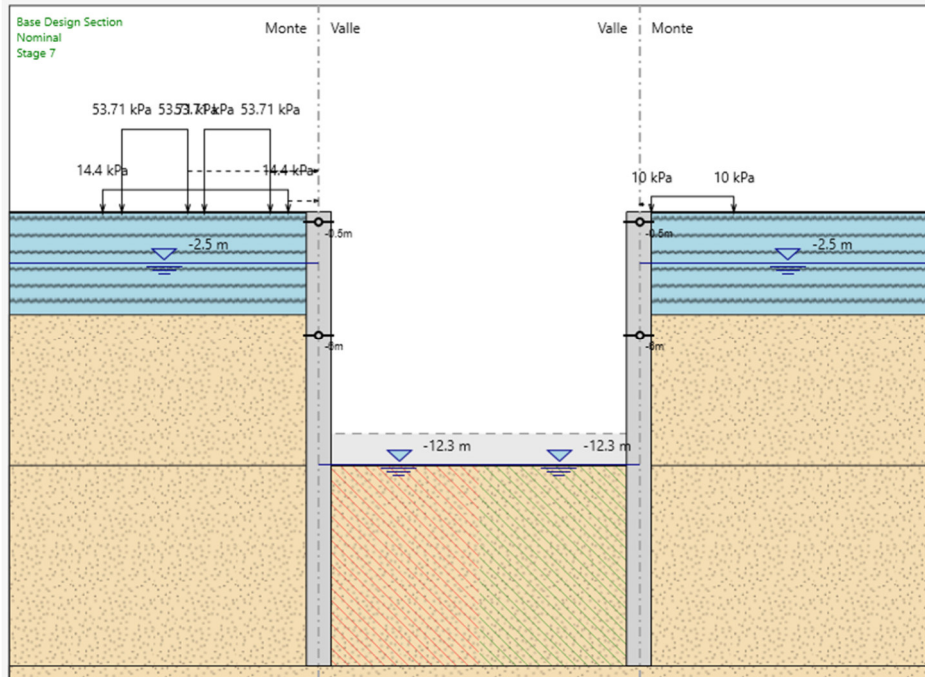
e) Scavo fino a quota -6.50 m da p.c. e abbassamento della falda a fondo scavo;



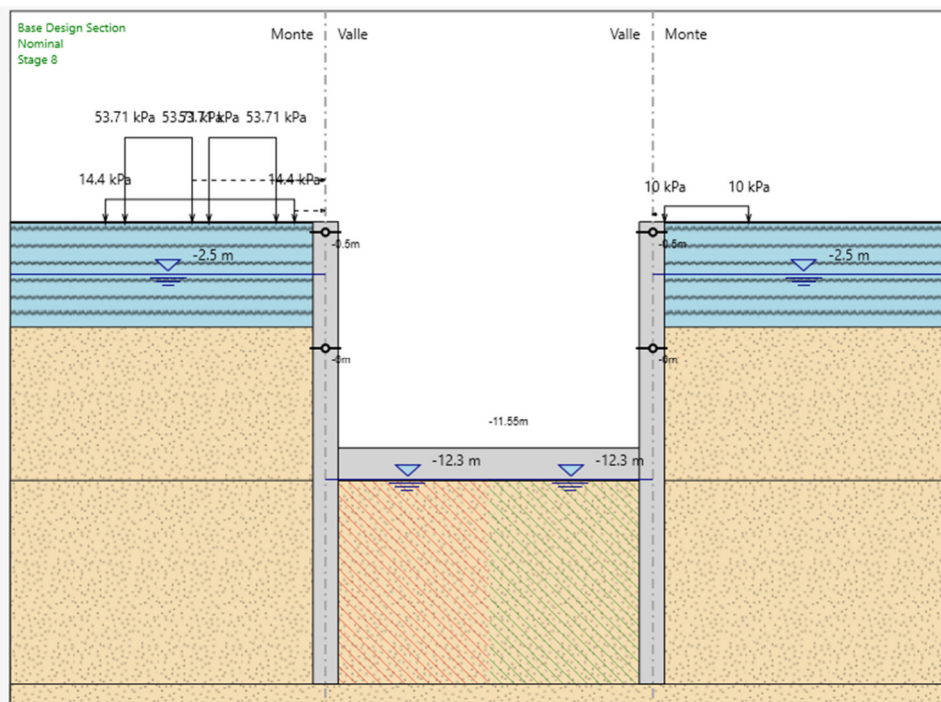
f) Realizzazione ordine di puntoni provvisionali a quota -6.00 m da p.c.;



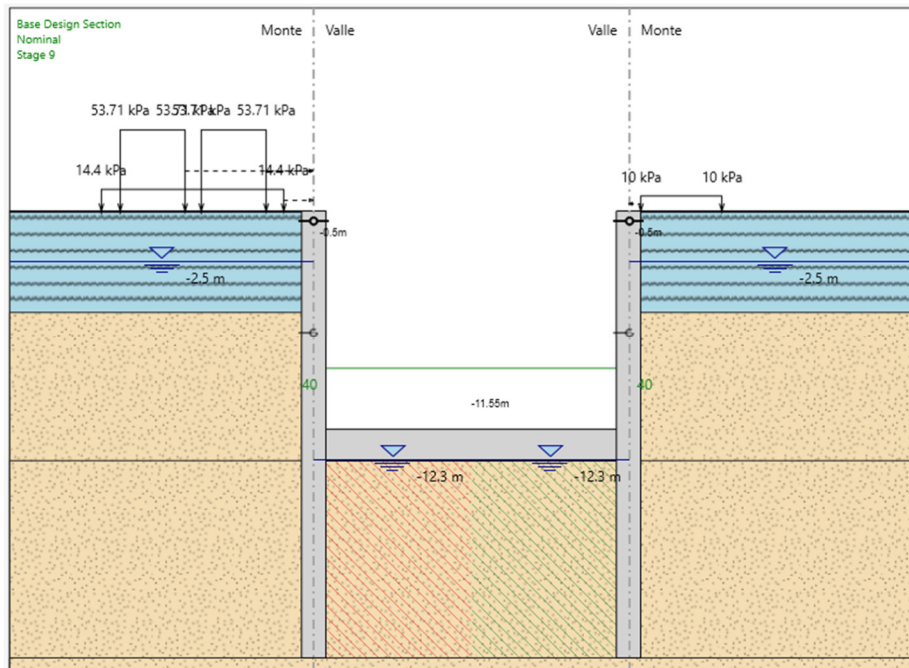
g) Scavo fino a quota fondo scavo ($H_1 = 12.30$ m da p.c.) e abbassamento della falda;



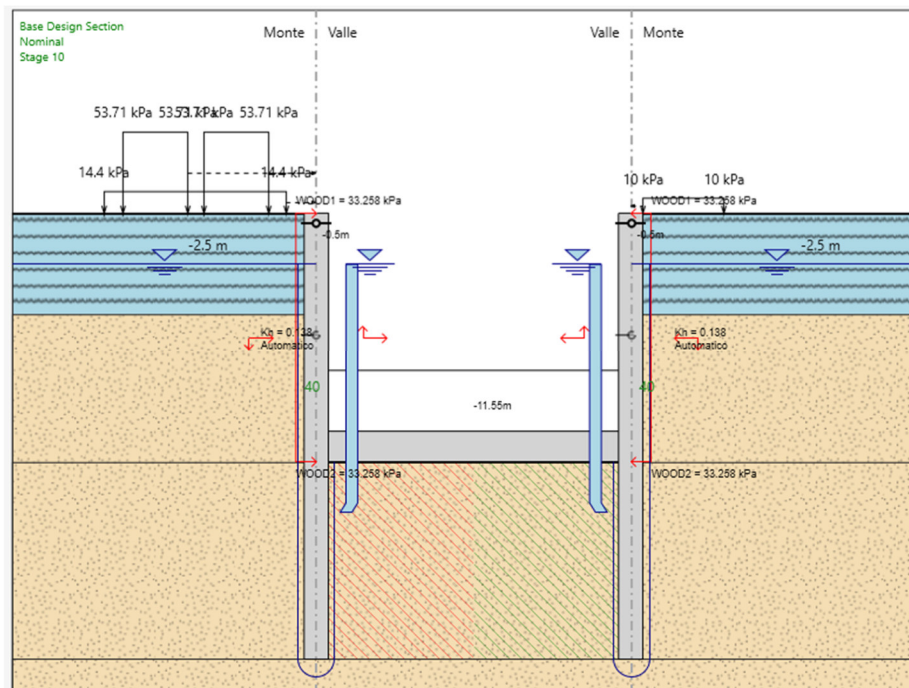
h) Realizzazione della soletta di fondo (spessore 1.50 m);



i) Rimozione ordine di puntoni provvisionali e applicazione del carico sulla soletta di fondo derivante dall'armamento ferroviario;



l) Applicazione azione sismica, in cui si tiene conto dell'incremento della pressione idrostatica al di sotto della soletta di fondo.



8.3 RISULTATI

Nelle figure che seguono si riportano i grafici delle sollecitazioni di maggior interesse ottenuti nelle fasi di calcolo più significative.

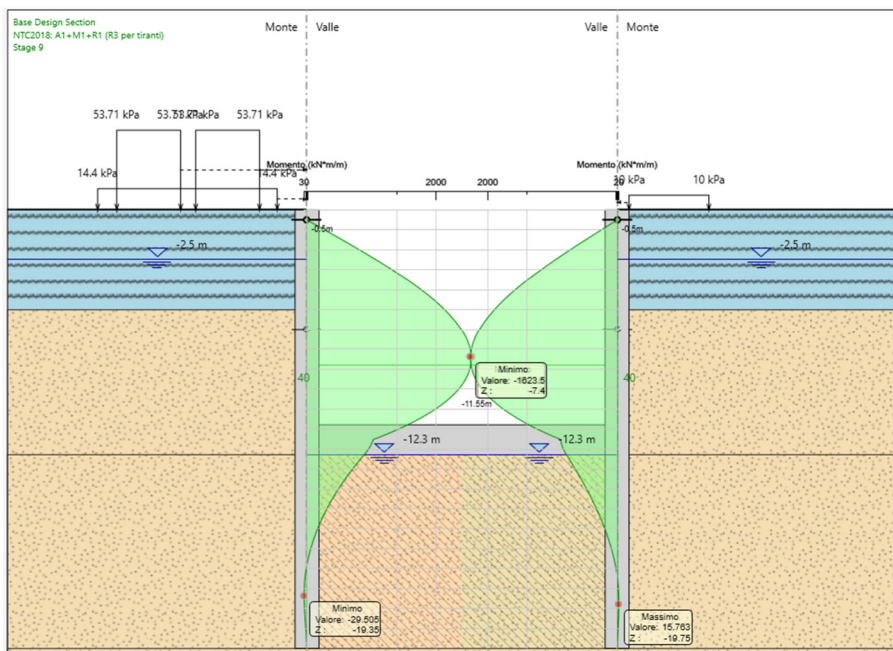


Figura 7 – Momento SLU – Stage i.

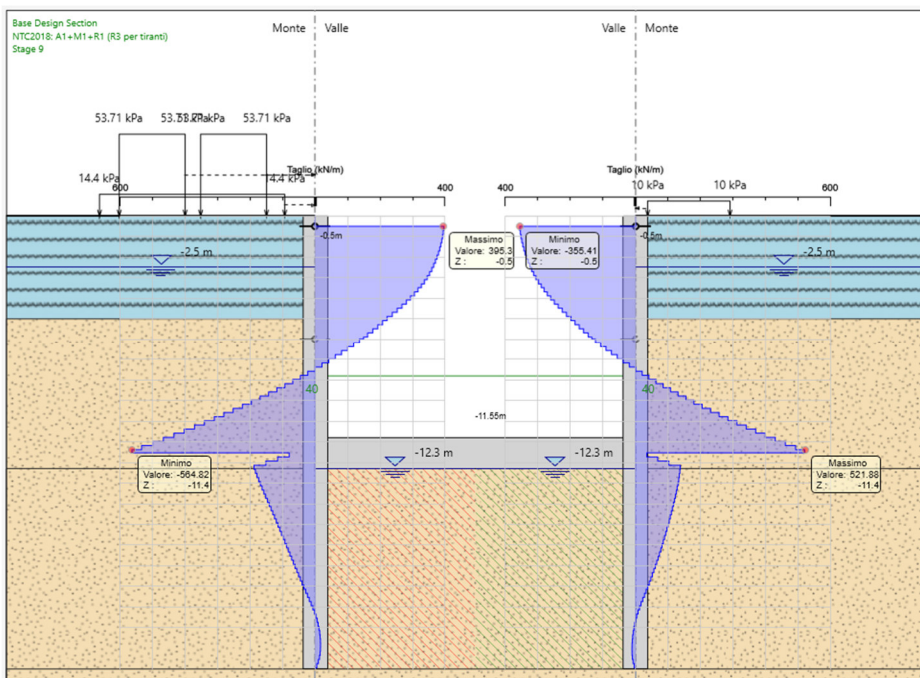


Figura 8 – Taglio SLU – Stage i.

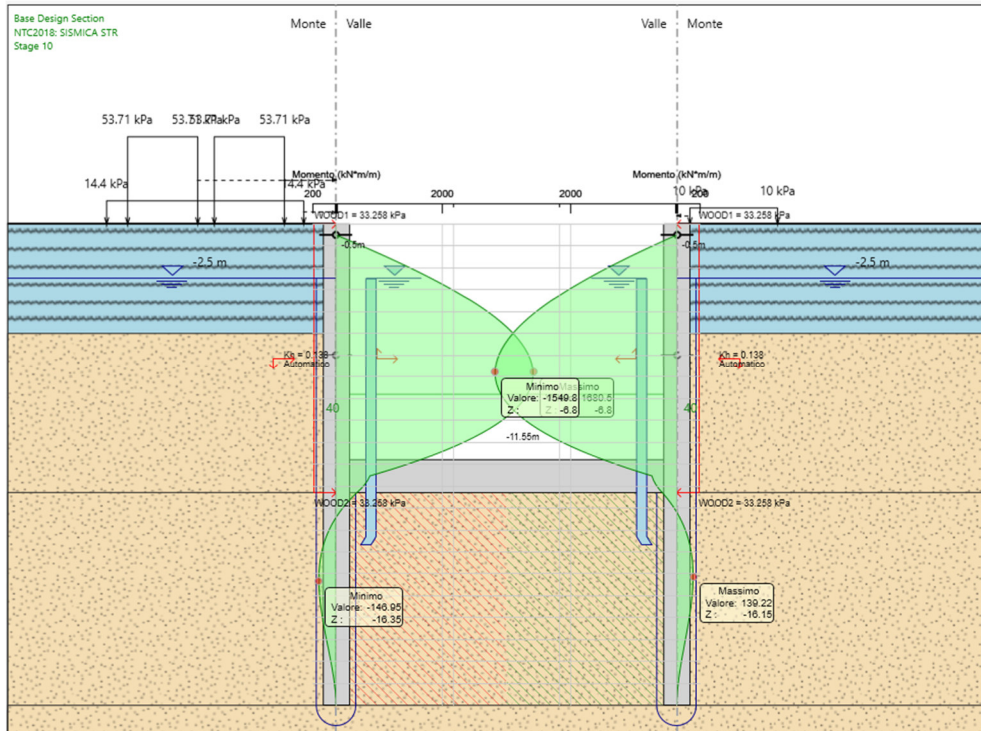


Figura 9 – Momento SLV – Stage I.

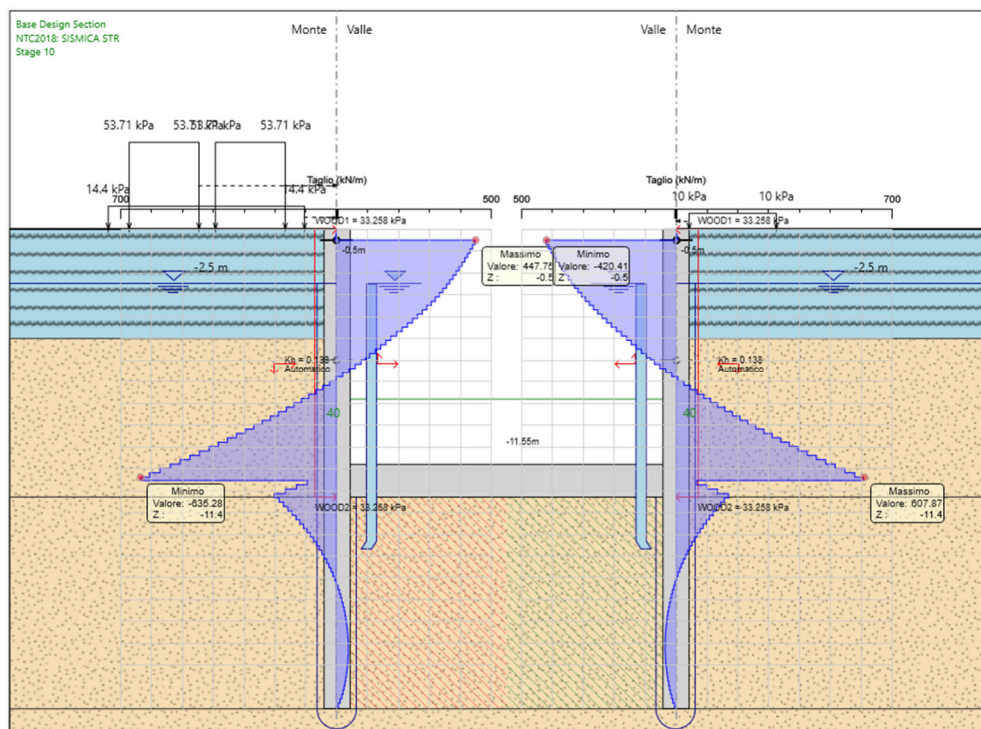


Figura 10 – Taglio SLV - Stage I.

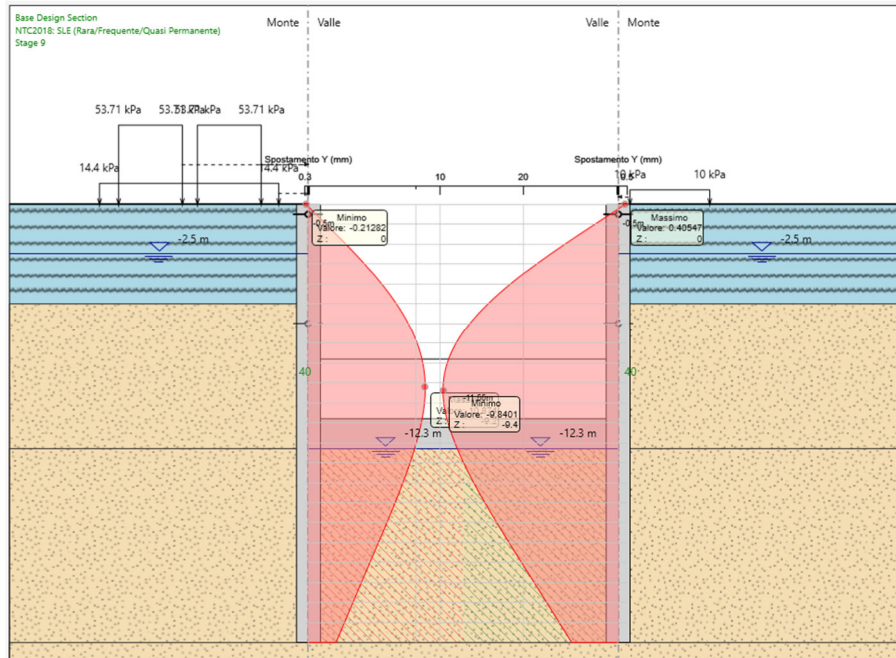


Figura 11 – Spostamento SLE – Stage i.

Lo spostamento orizzontale massimo assoluto si registra nello stage *i* e vale 10.8 mm.

Lo spostamento massimo che l'opera può subire è pari a:

$$0.005 H_{\text{scavo}} = 0.005 * 12 = 60 \text{ mm}$$

Condizione soddisfatta

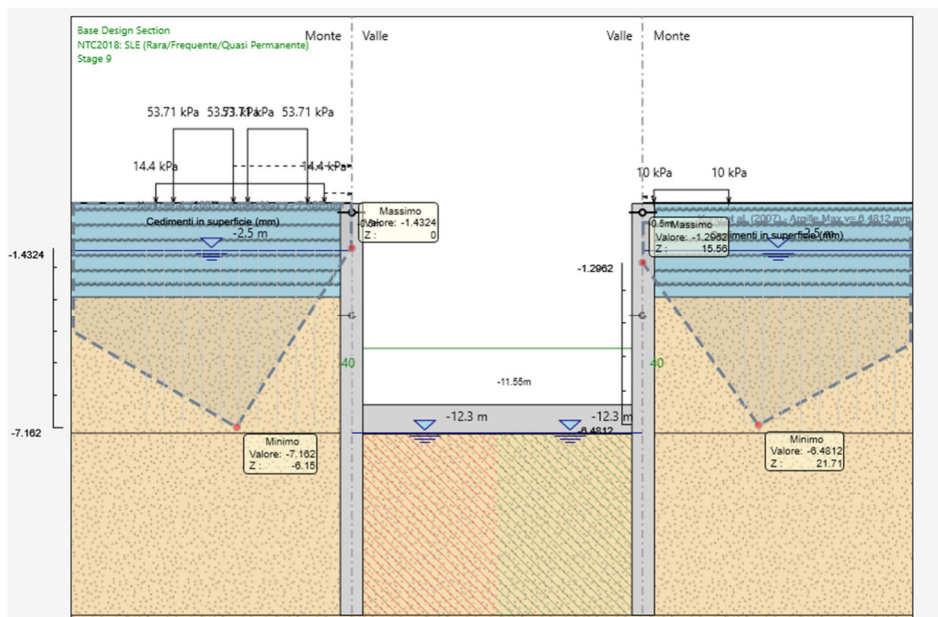


Figura 12 – Cedimento sotto al binario – Stage i.



ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA

**ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA**

**LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI
TRENTO**

Trincea TR04: Relazione tecnico
descrittiva e di predimensionamento

PROGETTO

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IB0Q

3A R 10

RH

TR 0400 001

B

29 DI 52

Il cedimento massimo stimato sotto al binario, in corrispondenza dello Stage *i*, risulta inferiore a 1 cm.

Dalle sollecitazioni ricavate, la combinazione statica risulta la più gravosa. L'opera modellata è cautelativa rispetto alla condizione reale, in quanto le sollecitazioni sono state assegnate completamente al diaframma, senza tener conto dell'ausilio della fodera interna. Tuttavia, i diaframmi analizzati sono correttamente dimensionati in quanto le sollecitazioni ricavate sono compatibili con le caratteristiche inerziali e di resistenza degli stessi.

Per garantire la verifica dell'opera come esplicitato nelle fasi di calcolo sono stati inseriti due ordini di puntoni, definitivi in CLS in testa e provvisori in acciaio circa a metà scavo, delle seguenti caratteristiche:

1° ORDINE DI PUNTONI: Puntoni definitivi, caratterizzati da una trave in CLS di dimensioni 1m x 1m posti a passo 10 m;

2° ORDINE DI PUNTONI: Puntoni provvisori, caratterizzati da tubolari in acciaio di diametro 508 mm e spessore 40 mm, disposti con un passo di 10 m.

9 PROGETTO E VERIFICA: TRATTA 12+475.79 KM – 12+760.92 KM

9.1 DATI DI INPUT

L'opera è costituita da una coppia di diaframmi di spessore pari a 1.20 m e lunghezza di 21 m. In testa è presente un cordolo con sezione 2.40 m x 1 m. I due elementi strutturali sono collegati tra loro tramite un ordine di puntoni in calcestruzzo disposti in corrispondenza del cordolo.

I principali dati di input sono riassunti nella tabella seguente nella quale si evidenzia anche il valore dell'altezza di scavo di calcolo H_1 che tiene conto delle indicazioni di normativa sull'incremento da assumere secondo il par. 6.5.2.2.

Tipologia struttura di sostegno	Diaframmi $sp=1.20$ m
Altezza totale diaframma	$H_{tot} = 21$ m + 1m cordolo = 22 m
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	$H = 10$ m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2) (da estradosso cordolo)	$H_1 = H + \min [0.5; 10\% \Delta t] = 10.50$ m
Inclinazione del piano campagna a monte	0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi permanenti destra	$g = 0$ kPa
Sovraccarichi permanenti sinistra	$g = 14.4$ kPa (ballast)
Sovraccarichi accidentali destra	$q = 10$ kPa (cantiere)
Sovraccarichi accidentali sinistra	$q = 53.71$ kPa (doppio binario)
Contrasti	Puntone definitivo in CLS in testa

Tabella 5 – Caratteristiche generali relative all'opera.

Nel calcolo è stato considerato il miglioramento del terreno per lo spessore interessato dal *jet-grouting*, mentre è stata trascurata, con approccio conservativo, la presenza delle pareti della struttura interna nella configurazione definitiva.

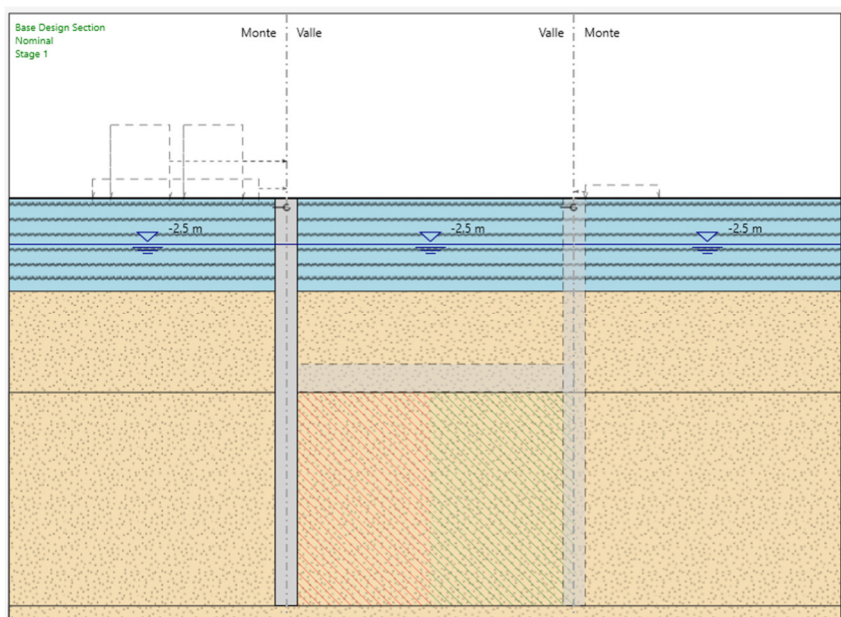
Per simulare la presenza del tappo di fondo sono state assegnate al terreno trattato a fondo scavo le seguenti caratteristiche:

- Coesione efficace: $c' = 100$ kPa
- Angolo di resistenza al taglio: ϕ' a favore di sicurezza si assume coincidente con ϕ' del terreno non trattato
- Coefficiente di permeabilità: $k = 0.00001$ m/s
- Coefficiente moltiplicativo del modulo di Young E: 5.

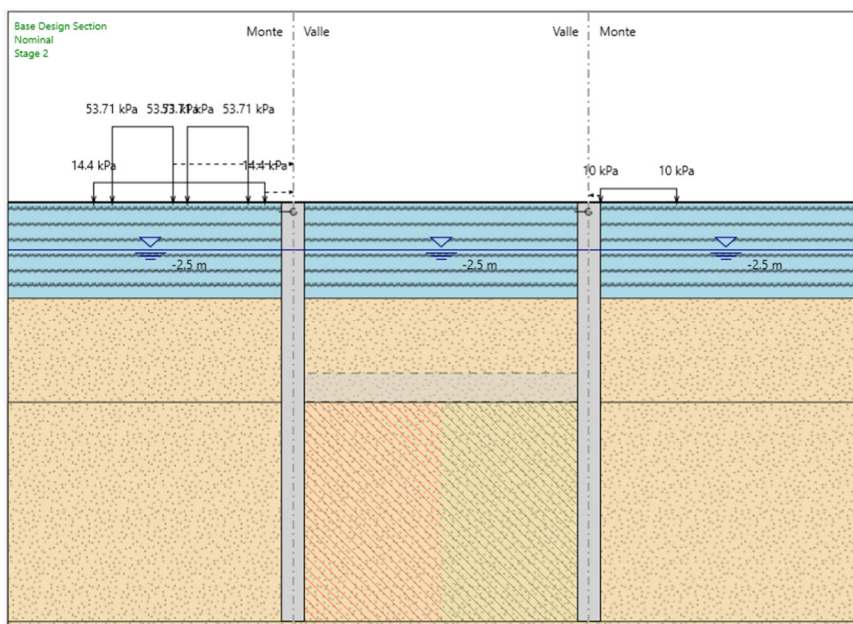
9.2 FASI DI CALCOLO

Nel presente paragrafo vengono brevemente descritte e indicate in forma grafica le fasi assunte nel calcolo, nella fattispecie gli step prevedono:

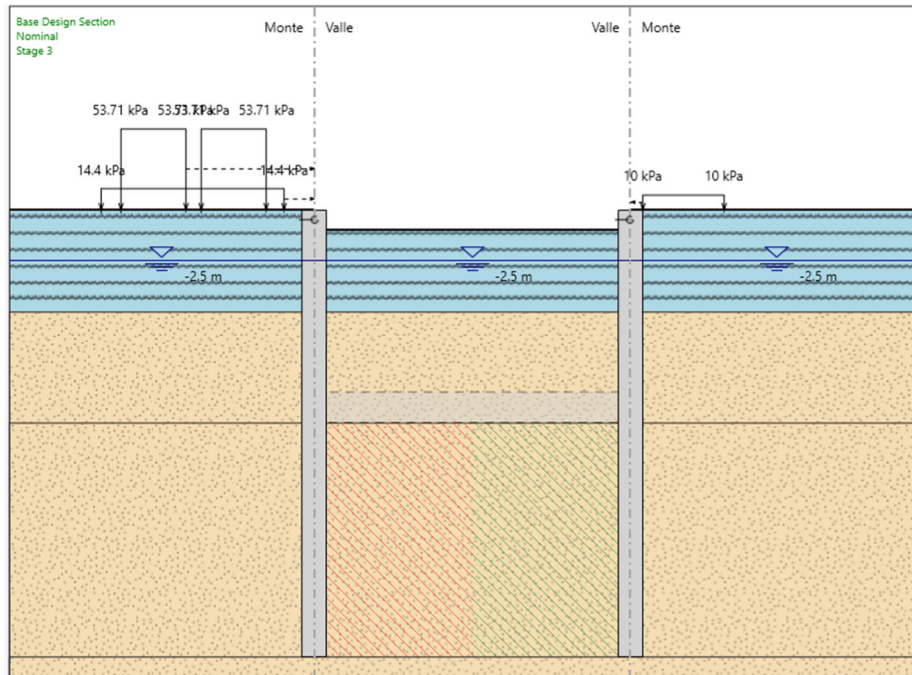
a) Realizzazione diaframmi e tappo di fondo (con caratteristiche come sopra descritte);



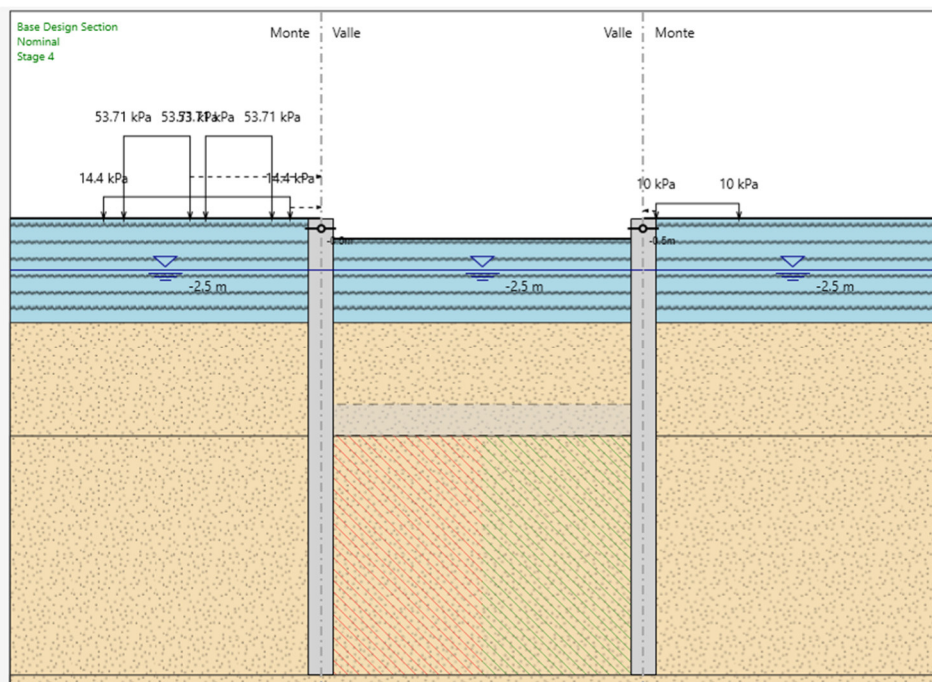
b) Applicazione del sovraccarico accidentale a monte relativo ai macchinari da cantiere (10 kPa), del carico accidentale del sovraccarico ferroviario in esercizio su entrambi i binari (53.71 kPa) e del carico permanente associato allo spessore di ballast (14.4 kPa);



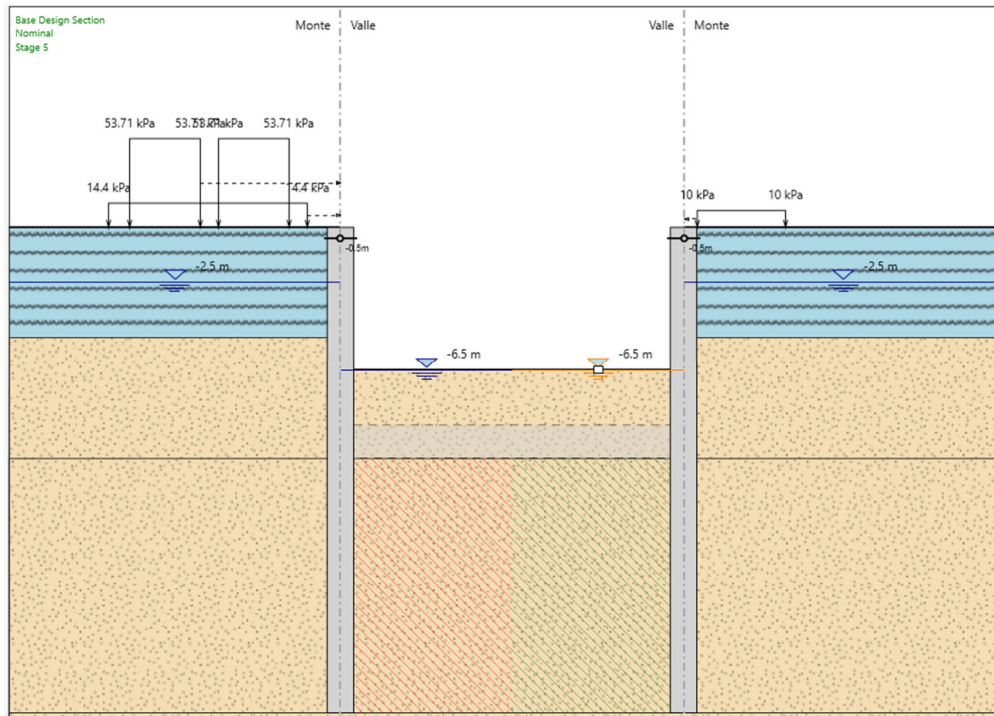
c) Scavo fino a quota -1 m da p.c.;



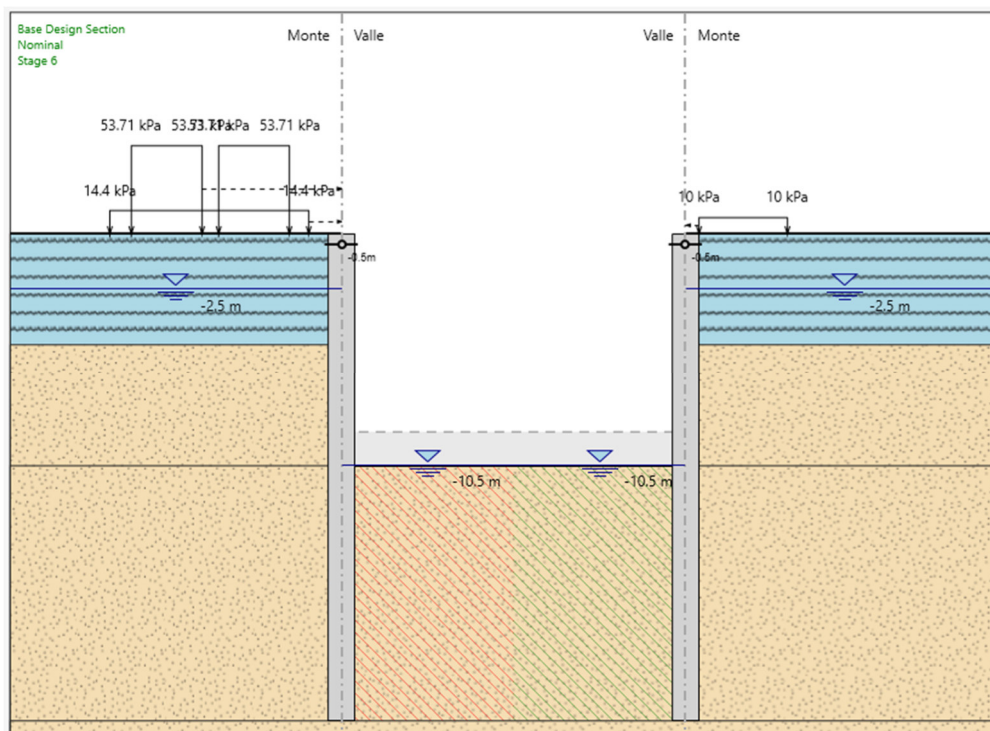
d) Realizzazione ordine di puntoni definitivi a quota -0.50 m da p.c.;



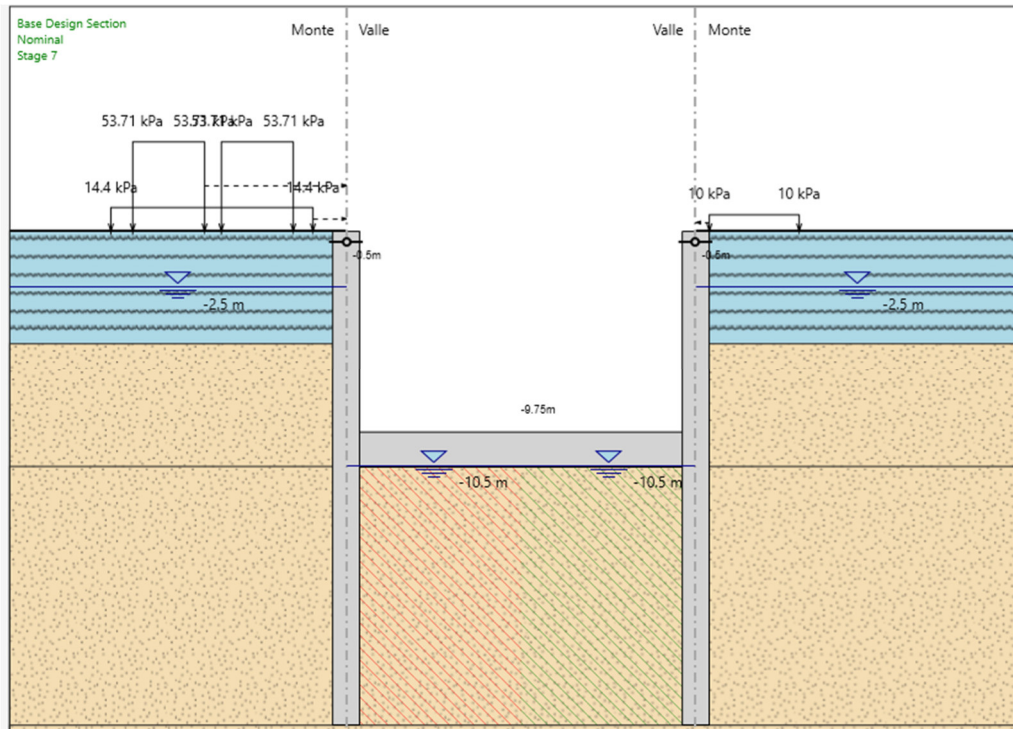
e) Scavo fino a quota -6.5 m da p.c. ed abbassamento della falda a fondo scavo;



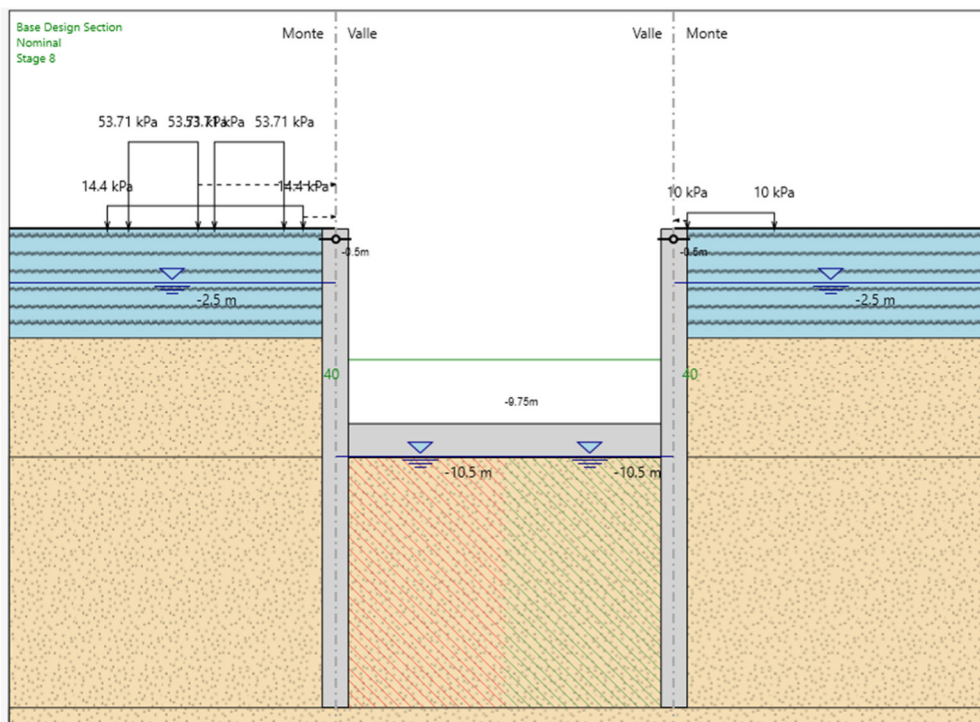
f) Scavo fino a quota fondo scavo ($H_1 = 10.50$ m da p.c.) ed abbassamento della falda;



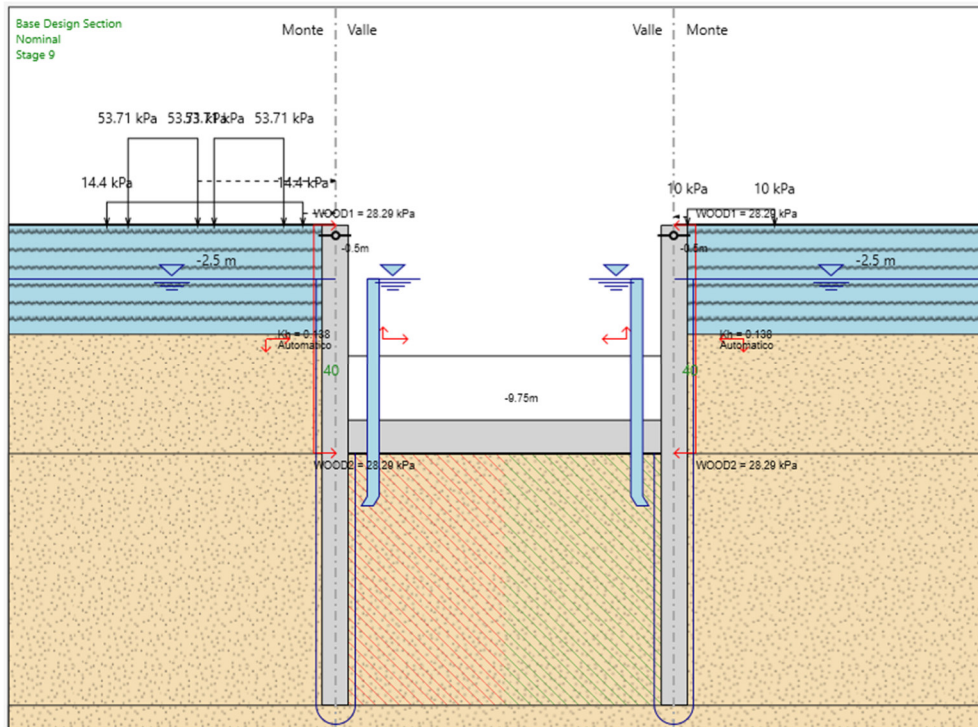
g) Realizzazione della soletta di fondo (spessore 1.50 m);



h) Applicazione del carico sulla soletta di fondo derivante dall'armamento ferroviario;



i) Applicazione azione sismica, in cui si tiene conto dell'incremento della pressione idrostatica al di sotto della soletta di fondo.



9.3 RISULTATI

Nelle figure che seguono si riportano i grafici delle sollecitazioni di maggior interesse ottenuti nelle fasi di calcolo più significative.

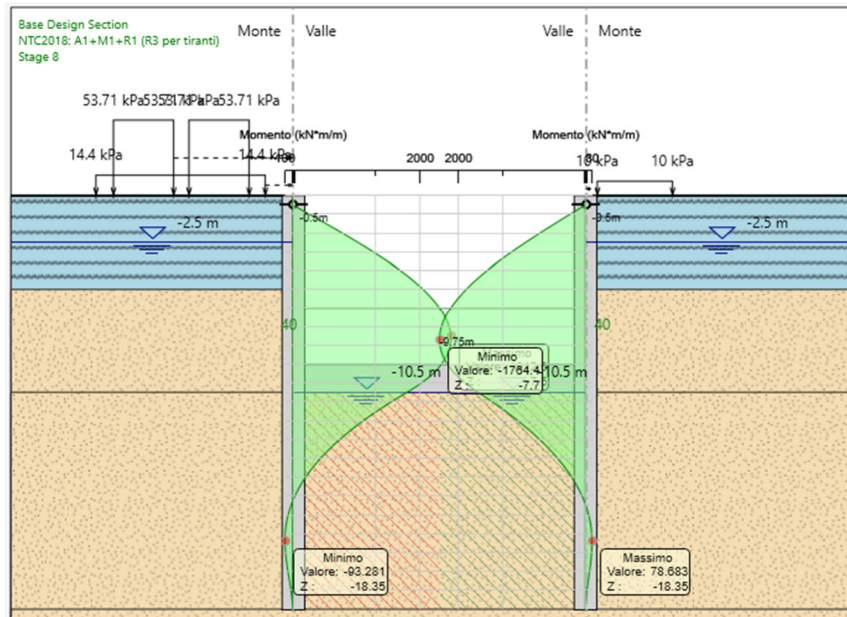


Figura 13 – Momento SLU – Stage h.

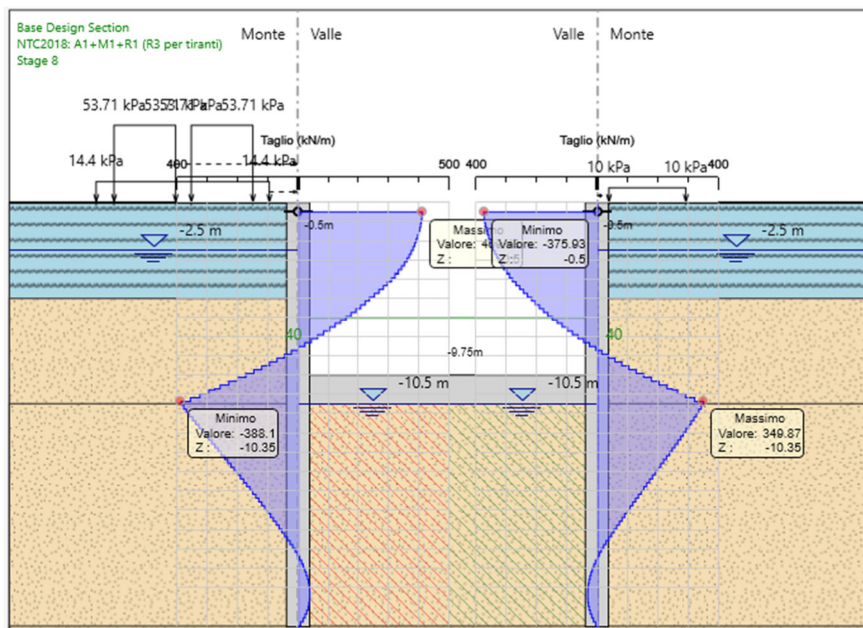


Figura 14 – Taglio SLU – Stage h.

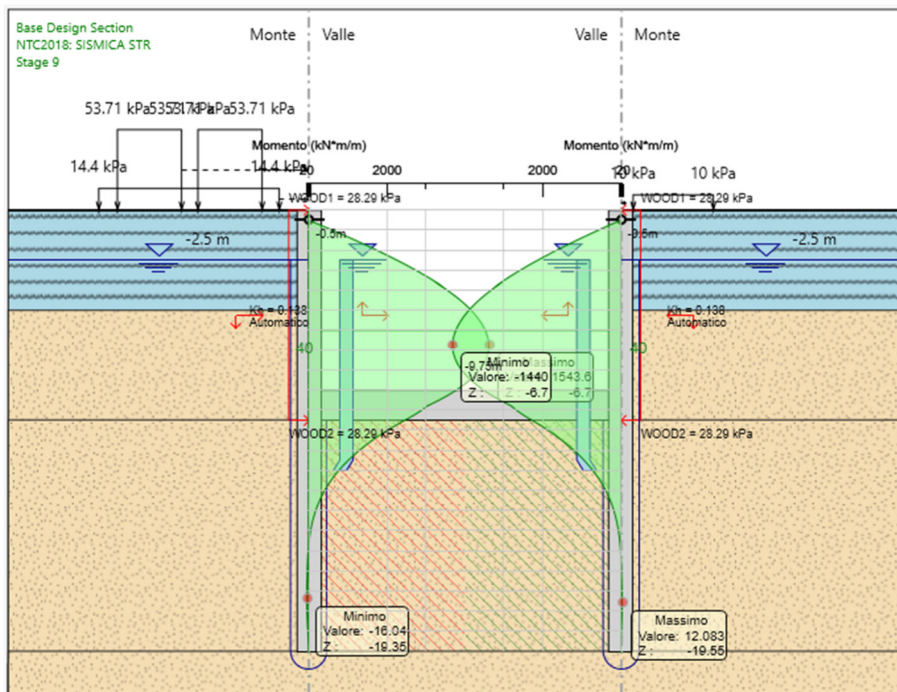


Figura 15 – Momento SLV – Stage i.

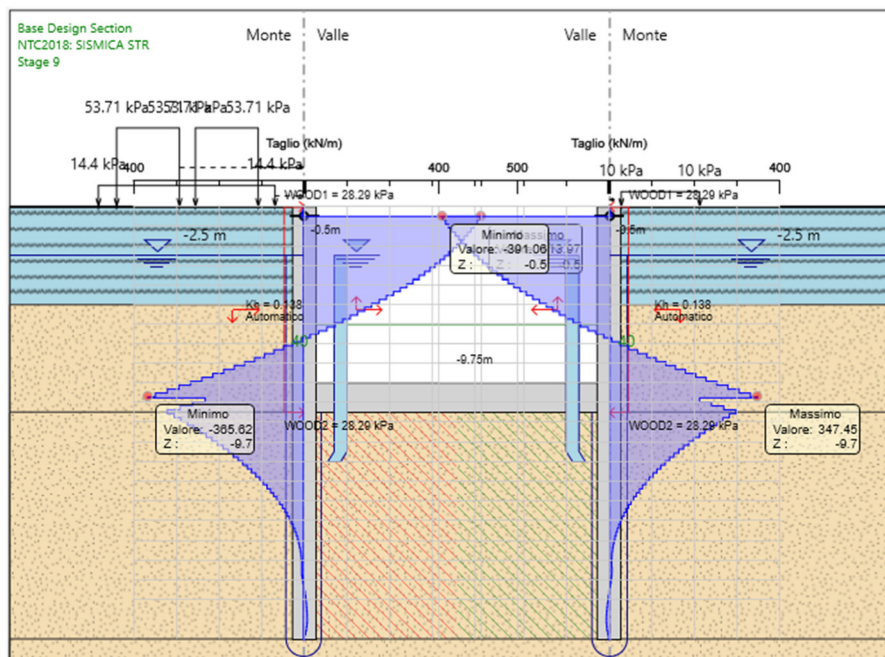


Figura 16 – Taglio SLV - Stage i.

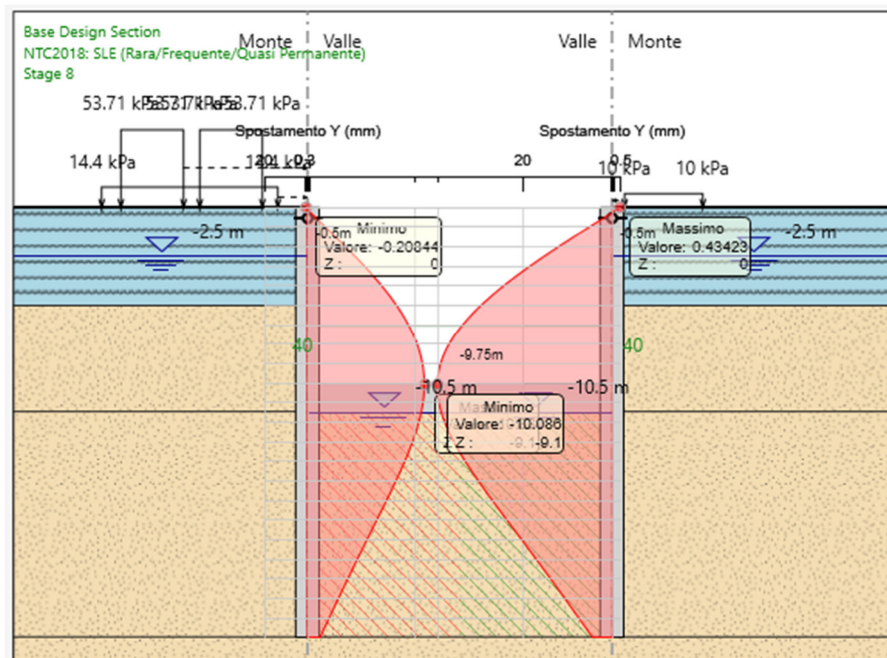
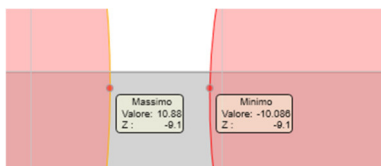


Figura 17 – Spostamento SLE – Stage h.

Lo spostamento orizzontale massimo assoluto si registra allo stage h ed è pari a 10.9 mm circa



Lo spostamento massimo che l'opera può subire è pari a:

$$0.005 H_{scavo} = 0.005 * 10.50 = 52 \text{ mm}$$

Condizione soddisfatta

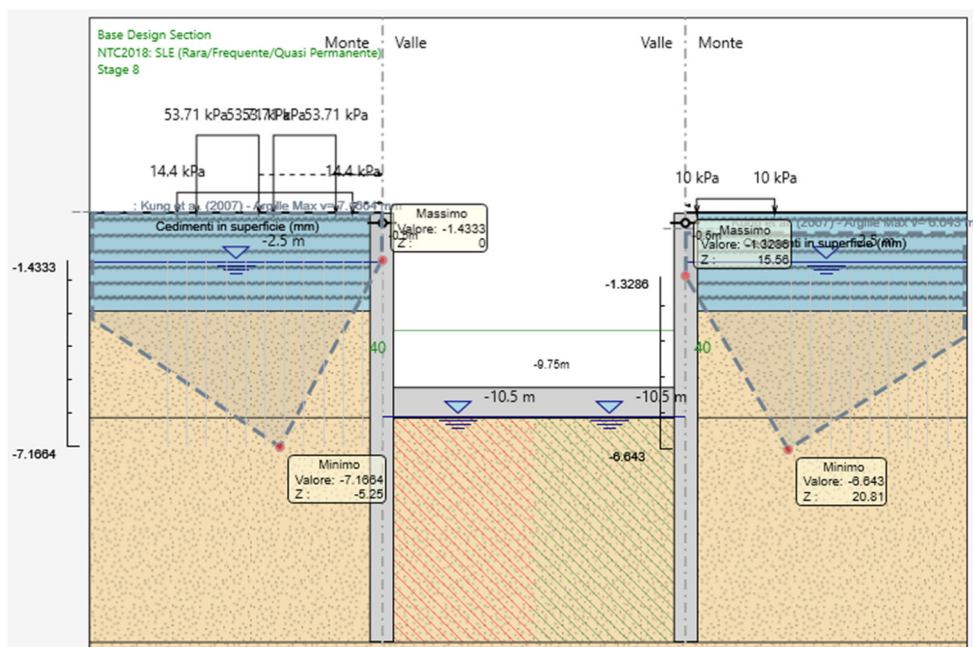


Figura 18 – Cedimento sotto al binario – Stage h.

Il cedimento massimo stimato sotto al binario, in corrispondenza dello Stage h, risulta inferiore a 1 cm.

Dalle sollecitazioni ricavate, la combinazione statica risulta la più gravosa. L'opera modellata è cautelativa rispetto alla condizione reale, in quanto le sollecitazioni sono state assegnate completamente al diaframma, senza tener conto dell'ausilio della fodera interna. Tuttavia, i diaframmi analizzati sono correttamente dimensionati in quanto le sollecitazioni ricavate sono compatibili con le caratteristiche inerziali e di resistenza degli stessi.

Per garantire la verifica dell'opera come esplicitato nelle fasi di calcolo è stato inserito in testa all'opera un ordine di puntone definitivi in CLS delle seguenti caratteristiche:

1° ORDINE DI PUNTONI: Il puntone a telaio ha dimensioni di 1.50m x 1m e sono disposti con passo pari a 10 m. All'aumentare della progressiva il piano del ferro aumenta di quota, l'altezza di scavo diminuisce, pertanto il puntone in acciaio si innalza, aumentano così l'altezza dei piedritti. Tale soluzione progettuale si è resa necessaria per garantire la distanza minima tra intradosso puntone e piano ferro di 6.60 m.

10 PROGETTO E VERIFICA – TRATTA 12+760.92 KM – 13+078.03 KM

10.1 DATI DI INPUT

L'opera è costituita da una coppia di diaframmi di spessore pari a 1.20 m e lunghezza di 16 m. In testa è presente un cordolo con sezione 2.40 m x 1 m. I due elementi strutturali sono collegati tra loro tramite un ordine di puntone provvisori disposti in corrispondenza del cordolo.

I principali dati di input sono riassunti nella tabella seguente nella quale si evidenzia anche il valore dell'altezza di scavo di calcolo H_1 che tiene conto delle indicazioni di normativa sull'incremento da assumere secondo il par. 6.5.2.2.

Tipologia struttura di sostegno	Diaframmi $sp=1.20$ m
Altezza totale diaframma	$H_{tot} = 16 \text{ m} + 1 \text{ m cordolo} = 17 \text{ m}$
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	$H = 7.5 \text{ m}$
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2) (da estradosso cordolo)	$H_1 = H + \min [0.5; 10\% \Delta t] = 8.00 \text{ m}$
Inclinazione del piano campagna a monte	0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi permanenti destra	$g = 0 \text{ kPa}$
Sovraccarichi permanenti sinistra	$g = 14.4 \text{ kPa (ballast)}$
Sovraccarichi accidentali destra	$q = 10 \text{ kPa (cantiere)}$
Sovraccarichi accidentali sinistra	$q = 53.71 \text{ kPa (doppio binario)}$
Contrasti	Puntone provvisorio in acciaio

Tabella 6 – Caratteristiche generali relative all'opera.

Nel calcolo è stato considerato il miglioramento del terreno per lo spessore interessato dal *jet-grouting*, mentre è stata trascurata, con approccio conservativo, la presenza delle pareti della struttura interna nella configurazione definitiva.

Per simulare la presenza del tappo di fondo sono state assegnate al terreno trattato a fondo scavo le seguenti caratteristiche:

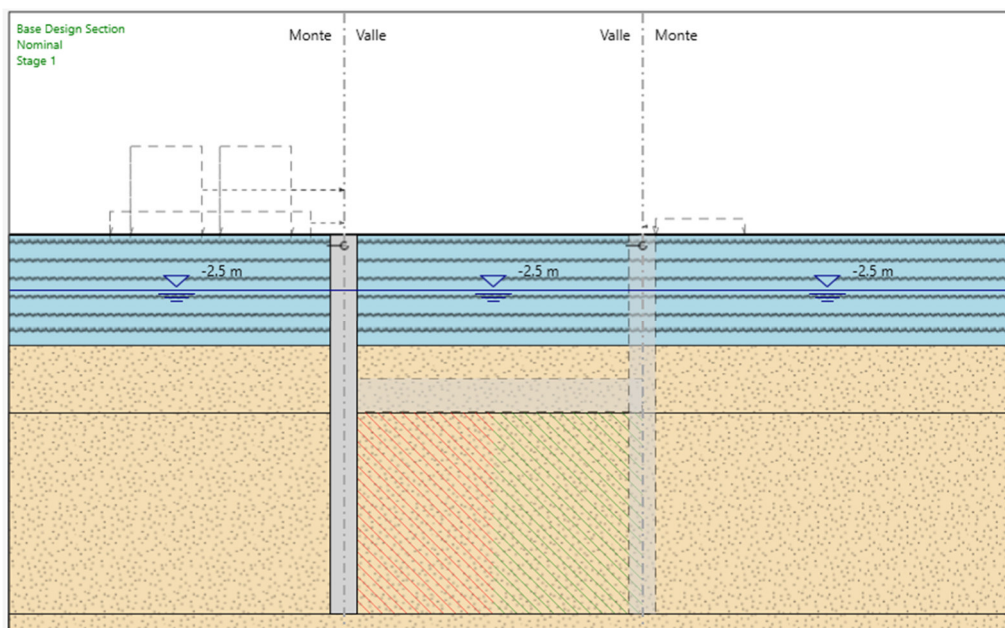
- Coesione efficace: $c' = 100 \text{ kPa}$

- Angolo di resistenza al taglio: ϕ' a favore di sicurezza di assume coincidente con ϕ' del terreno non trattato
- Coefficiente di permeabilità: $k = 0.00001$ m/s
- Coefficiente moltiplicativo del modulo di Young E: 5.

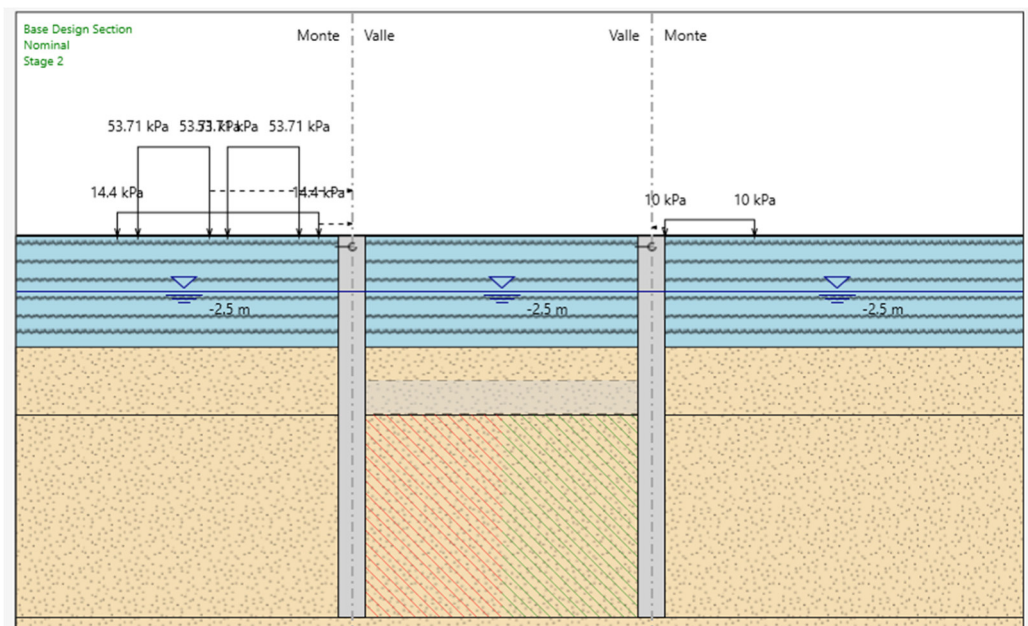
10.2 FASI DI CALCOLO

Nel presente paragrafo vengono brevemente descritte e indicate in forma grafica le fasi assunte nel calcolo, nella fattispecie gli step prevedono:

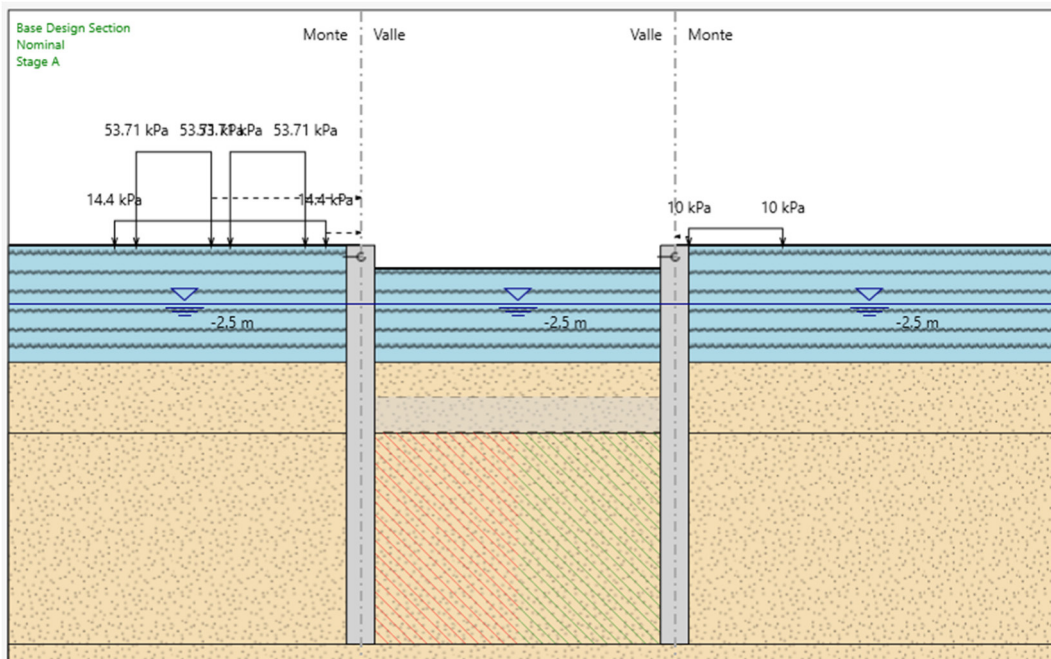
a) Realizzazione diaframmi e tappo di fondo (con caratteristiche come sopra descritte);



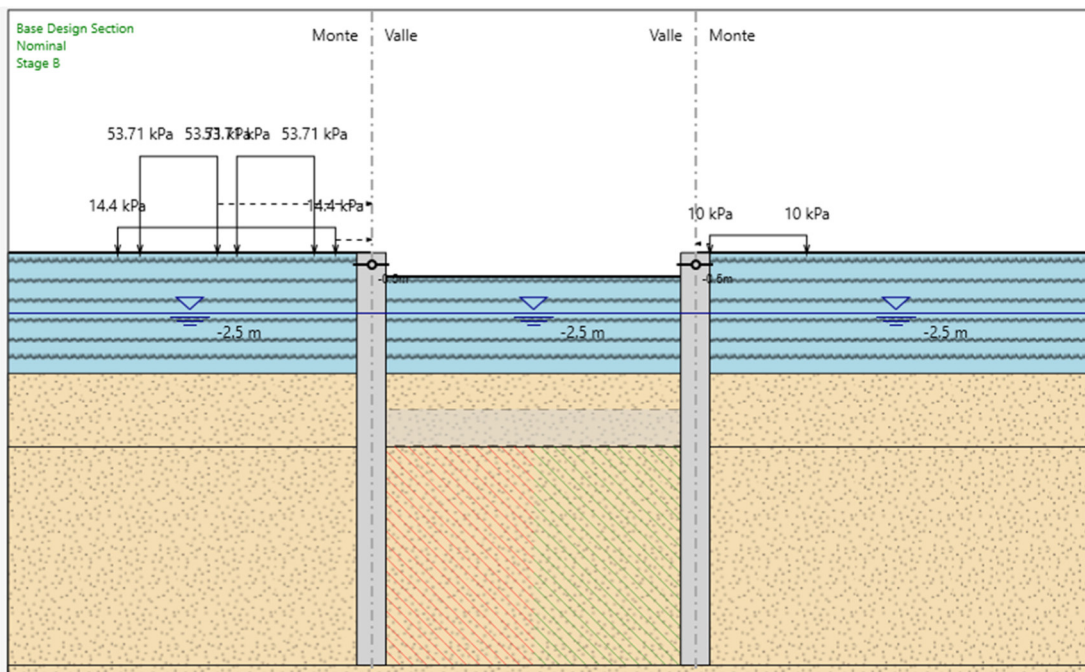
b) Applicazione del sovraccarico accidentale a monte relativo ai macchinari da cantiere (10 kPa), del carico accidentale del sovraccarico ferroviario in esercizio su entrambi i binari (53.71 kPa) e del carico permanente associato allo spessore di ballast (14.4 kPa);



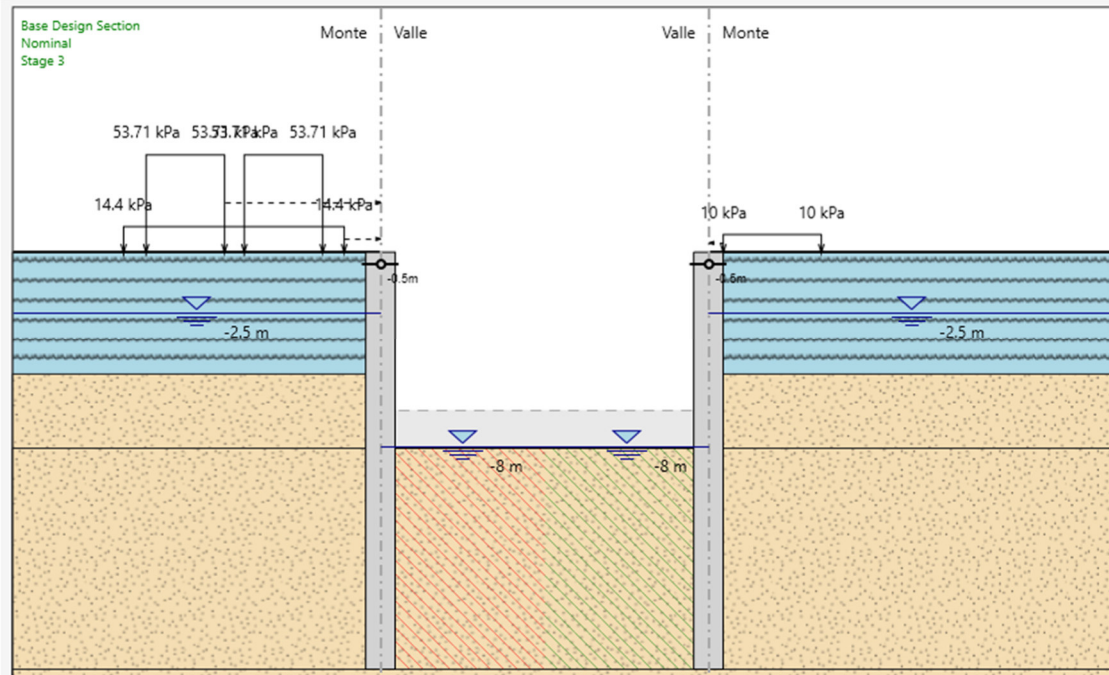
c) Scavo fino a quota -1 m da p.c.;



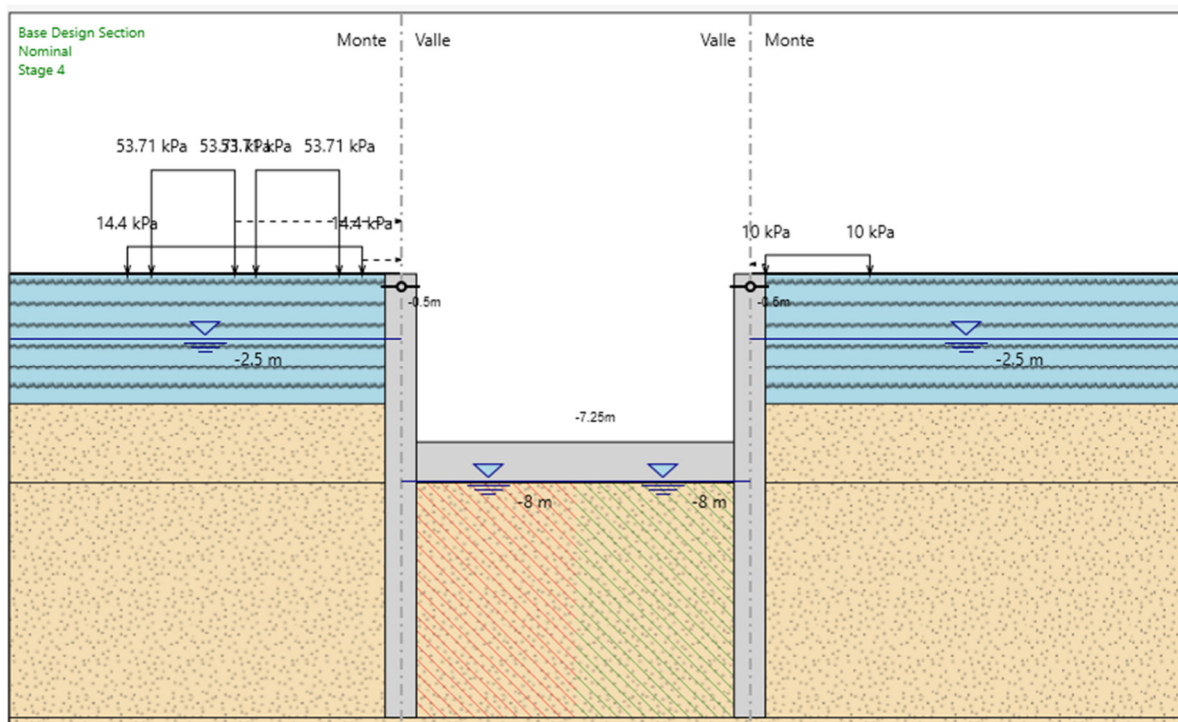
d) Realizzazione ordine di puntoni provvisori a quota -0.50 m da p.c.;



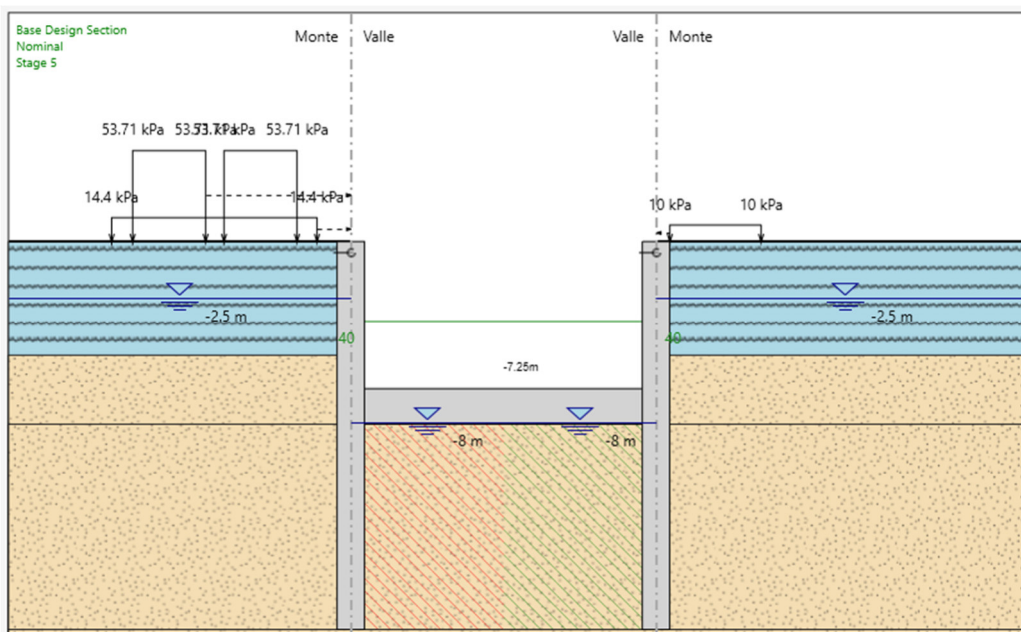
e) Scavo fino a quota fondo scavo ($H_1 = 8.00$ m da p.c.) ed abbassamento falda;



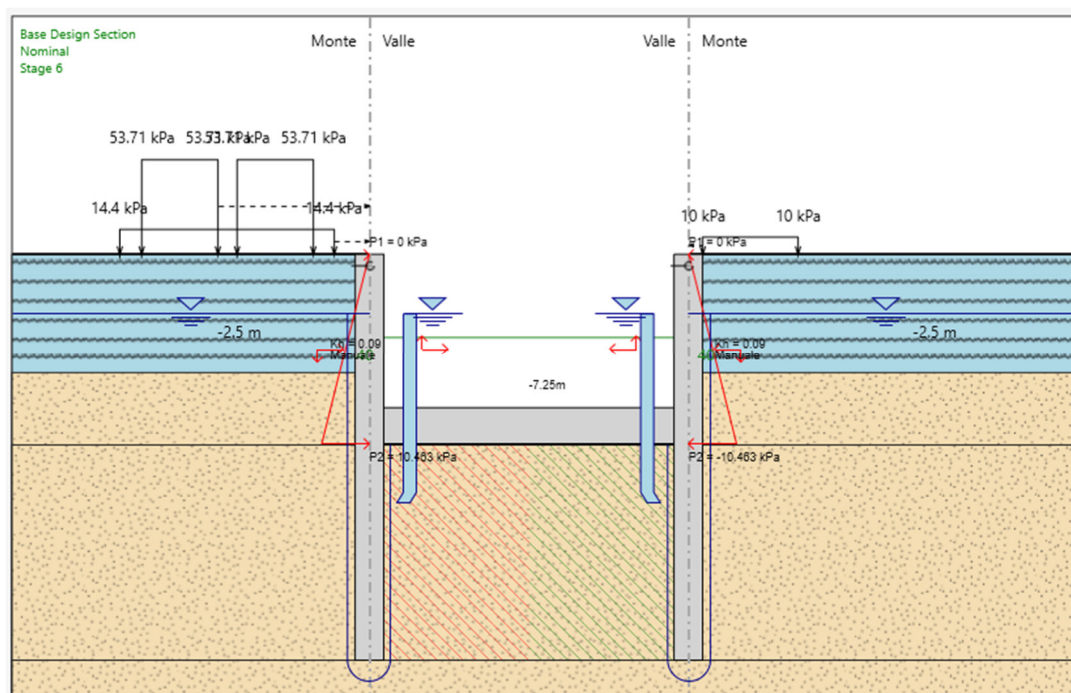
f) Realizzazione della soletta di fondo (spessore 1.50 m);



g) Rimozione puntoni provvisori e applicazione del carico sulla soletta di fondo derivante armamento ferroviario;



h) Applicazione azione sismica, in cui si tiene conto dell'incremento della pressione idrostatica al di sotto della soletta di fondo.



10.3 RISULTATI

Nelle figure che seguono si riportano i grafici delle sollecitazioni di maggior interesse ottenuti nelle fasi di calcolo più significative.

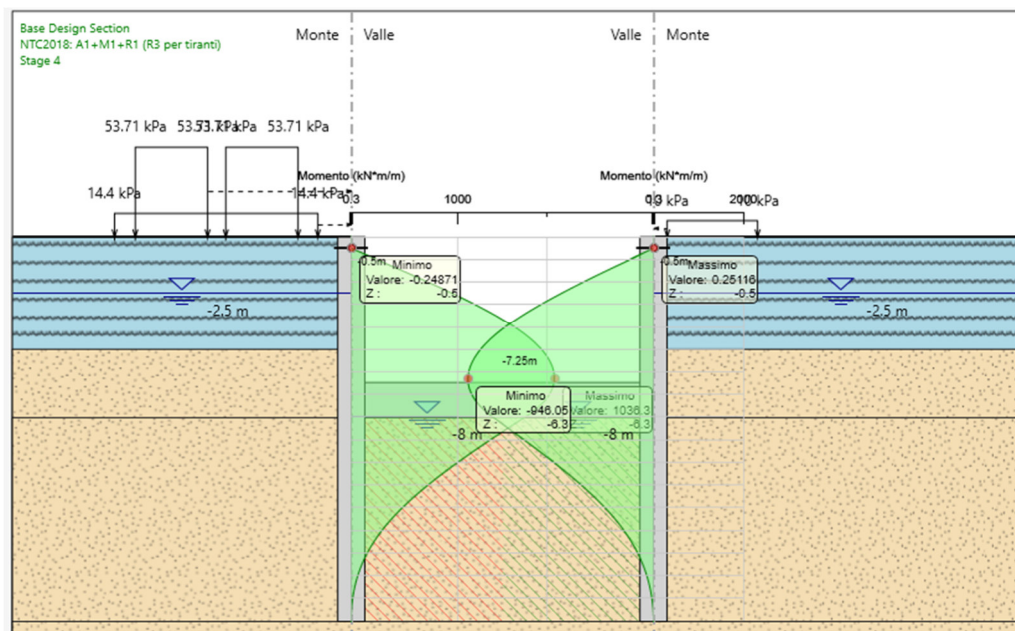


Figura 19 – Momento SLU – Stage f.

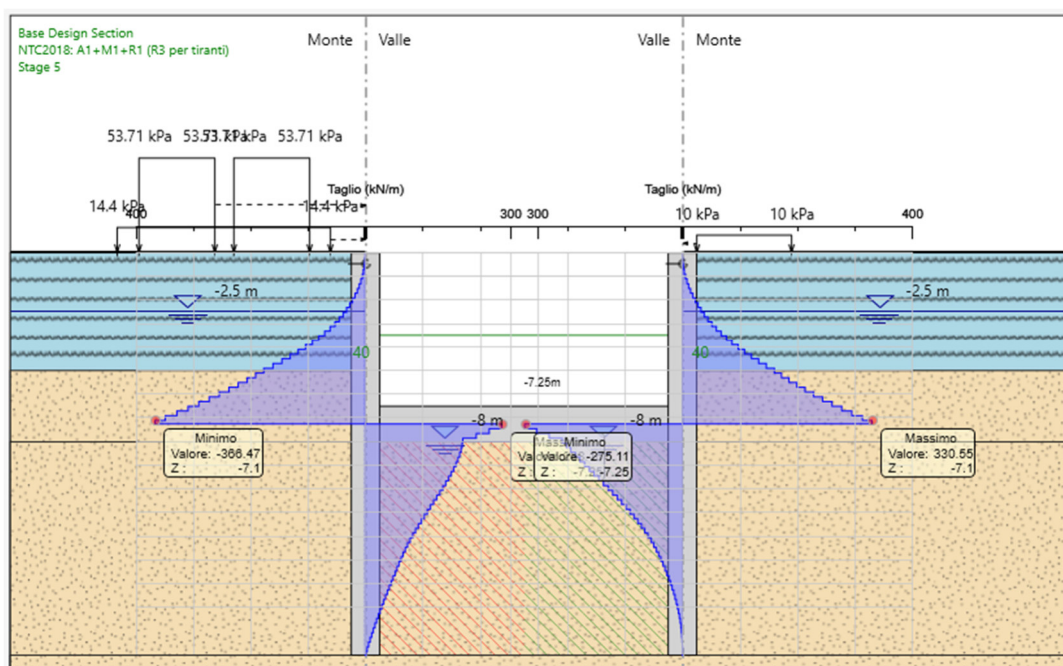


Figura 20 – Taglio SLU – Stage g.

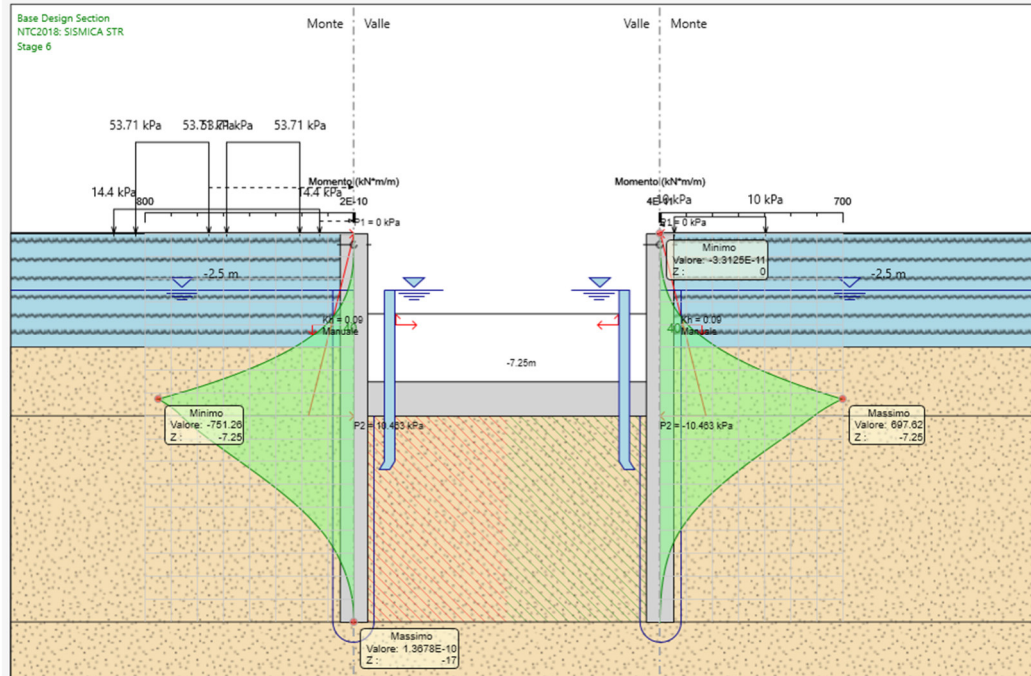


Figura 21 – Momento SLV – Stage h.

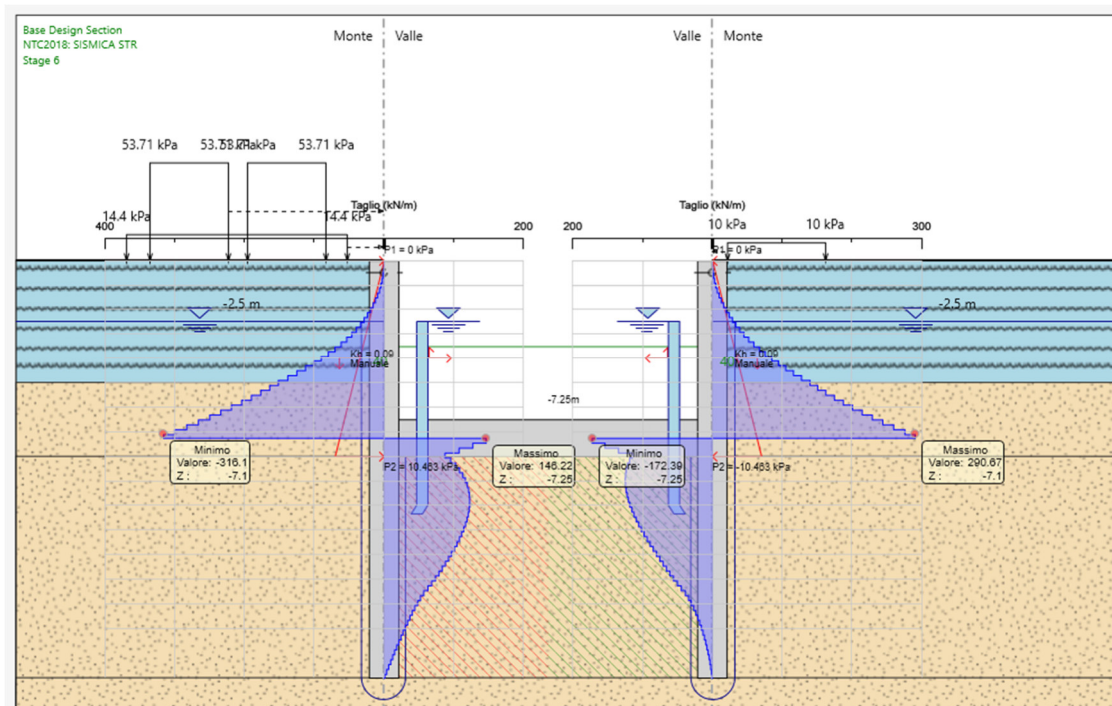


Figura 22 – Taglio SLV - Stage h.

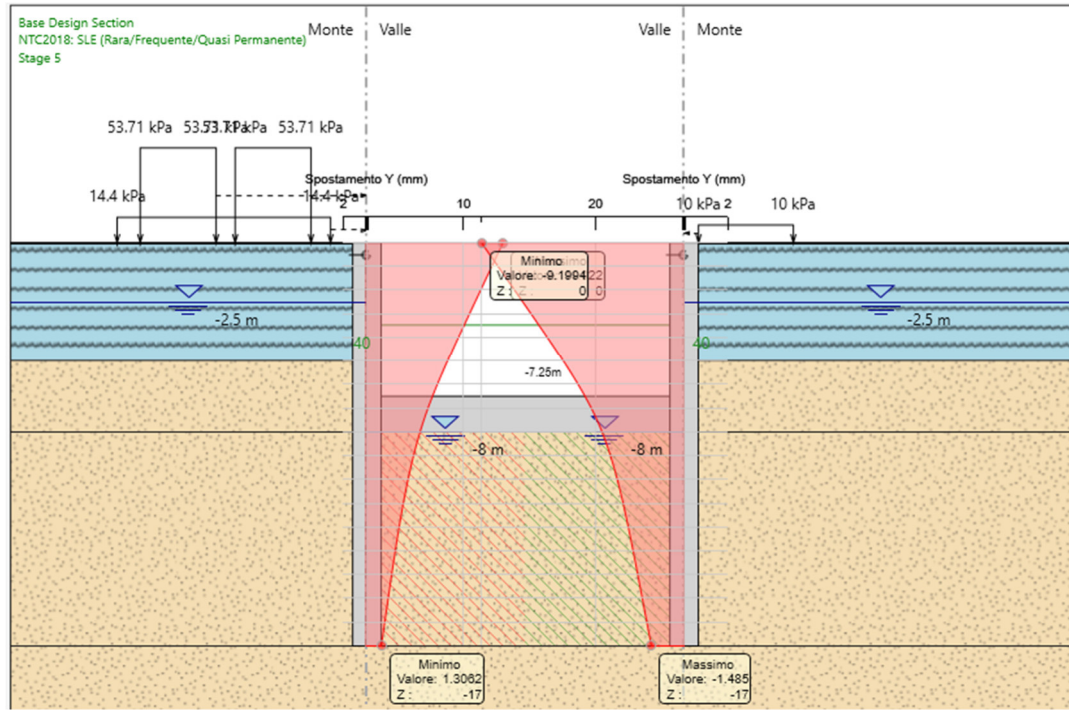
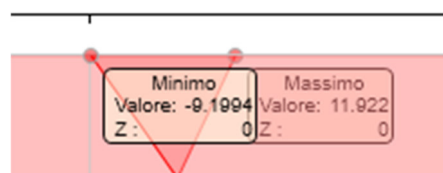


Figura 23 – Spostamento SLE – Stage g.

Lo spostamento orizzontale massimo assoluto si registra in corrispondenza dello stage g ed è pari a 11 mm circa.



Lo spostamento massimo che l'opera può subire è pari a:

$$0.005 H_{scavo} = 0.005 * 8 = 40 \text{ mm}$$

Condizione soddisfatta

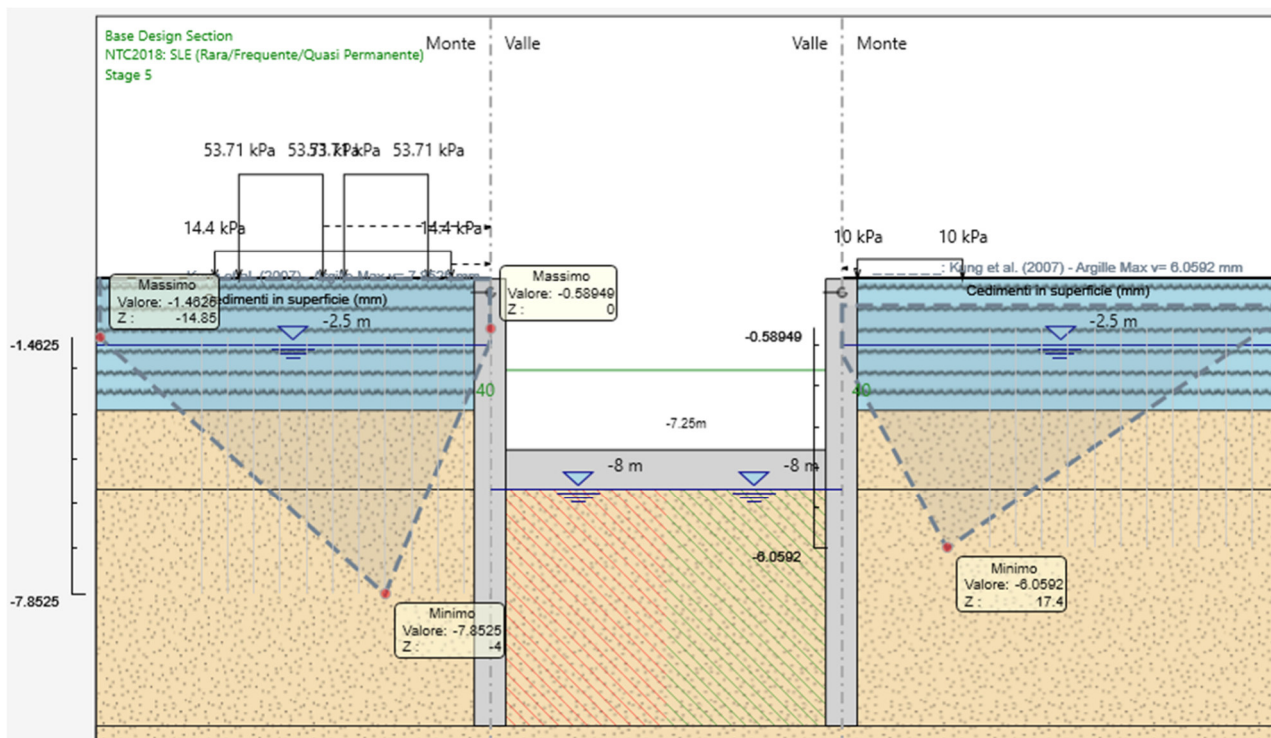


Figura 24 – Cedimento sotto al binario – Stage g.

Il cedimento massimo stimato sotto al binario, in corrispondenza dello Stage g, risulta inferiore a 1 cm.

Dalle sollecitazioni ricavate, la combinazione statica risulta la più gravosa. L'opera modellata è cautelativa rispetto alla condizione reale, in quanto le sollecitazioni sono state assegnate completamente al diaframma, senza tener conto dell'ausilio della fodera interna. Tuttavia i diaframmi analizzati sono correttamente dimensionati in quanto le sollecitazioni ricavate sono compatibili con le caratteristiche inerziali e di resistenza degli stessi.

Per garantire la verifica dell'opera come esplicitato nelle fasi di calcolo è stato inserito in testa all'opera un ordine di puntoni provvisionali in acciaio delle seguenti caratteristiche:

1° ORDINE DI PUNTONI: tubolari in acciaio di diametro 508 mm e spessore 20 mm, disposti con un passo di 10 m.

11 VERIFICHE AL SOLLEVAMENTO

11.1 TAPPO DI FONDO

Lo spessore del tappo di fondo dei modelli sopraccitati è stato valutato in maniera speditiva senza ricorrere a calcoli accurati, che invece dovranno essere svolti nelle successive fasi progettuali.

Tuttavia, è verosimile immaginare che sarà necessario prevedere un opportuno sistema di sfiati e relativo aggotamento locale dell'acqua di falda, al fine di ridurre la sottospinta idraulica e, di conseguenza, contenere lo spessore del tappo di fondo.

11.2 SOLETTA DI FONDO

Nelle fasi costruttive, quando ancora non sono state completate le pareti interne della struttura, per garantire la stabilità al sollevamento della soletta di fondo è necessario effettuare il drenaggio delle acque di sottospinta.

Nelle successive fasi di progettazione verrà definito nel dettaglio il sistema di drenaggio e aggotamento delle acque.

11.3 STRUTTURA DEFINITIVA

Nella sua configurazione finale la struttura risulta verificata nei confronti del galleggiamento. Considerando la condizione più gravosa, con battente idraulico e larghezza di scavo maggiori, la verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA GALLEGGIAMENTO - TR04		
γ_w	10 kN/mc	peso specifico volume d'acqua
γ_{cls}	25 kN/mc	peso specifico struttura in c.a.
γ_r	20 kN/mc	peso specifico volume di terreno ricoprimento
h_{w1}	9.8 m	altezza del battente idraulico fondo scavo
h_{w2}	19.5 m	altezza del battente idraulico piede diaframmi
B	16.2 m	larghezza base scatolare
H	10 m	altezza totale scatolare
b	14.2 m	larghezza netta scatolare
h	8.5 m	altezza netta scatolare
s_{sol_inf}	1.5 m	spessore soletta inferiore
s_{pied}	1 m	spessore piedritti
$h_{BALLAST}$	1.5 m	spessore ballast
$L_{DIAFRAMMA}$	22 m	lunghezza diaframma
$s_{DIAFRAMMA}$	1.2 m	spessore diaframma
$P_{SCATOLARE}$	1032.5 kN/m	peso struttura scatolare
P_{RICOPR}	486 kN/m	peso ricoprimento
$P_{DIAFRAMMA}$	1320 kN/m	peso diaframmi
S_{W1}	1587.6 kN/m	spinta acqua su fondo scavo
S_{W2}	468 kN/m	spinta acqua su piede diaframmi
γ_{STAB}	0.9	coefficiente azione stabilizzante
γ_{INSTAB}	1.1	coefficiente azione instabilizzante
F_{STAB}	2554.65 kN/m	forza stabilizzante
F_{INSTAB}	2261.16 kN/m	forza instabilizzante

Trincea TR04: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IBOQ	3A R 10	RH	TR 0400 001	B	52 DI 52

- L'altezza del battente idraulico è pari a 9.8 m fino a fondo scavo e 19.5 fino al piede dei diaframmi;
- La sottospinta idraulica vale 98 kN/mq a fondo scavo e 195 kN/mq e fondo diaframmi che, moltiplicati rispettivamente per la larghezza dello scavo e lo spessore dei diaframmi, valgono 1587.6 kN/m e 468 kN/m;
- Il peso dello scatolare è pari alla somma della soletta inferiore e dei piedritti, 1032.5 kN/m;
- Il peso del ricoprimento è dato dal ballast di spessore 1.50 m (pari a 486 kN/m);
- Il peso dei diaframmi, di spessore 1.2 m, è pari a 1587.6 kN/m.

Moltiplicando le azioni instabilizzanti per il coefficiente $\gamma = 1.1$ e le azioni stabilizzanti per il coefficiente $\gamma = 0.9$, si ottiene $F_{STAB} = 2554 \text{ kN/m} > F_{INSTAB} = 2262 \text{ kN/m}$, pertanto la verifica a galleggiamento risulta soddisfatta.

Nelle fasi costruttive, come per la soletta di base, quando ancora non è stato completato lo scatolare interno, per garantire la stabilità al sollevamento della struttura è necessario effettuare il drenaggio e l'aggottamento delle acque di sottospinta.