

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO - MONTELLO

LOTTO 9: Opere Civili e Impianti Tecnologici di Piazzale per il completamento del raddoppio della linea Ponte SP – Bergamo e per lo spostamento provvisorio della linea Treviglio – Bergamo

PIAZZALE FA06A4

PARATIA DI SOSTEGNO LINEA BG-TREVIGLIO DA PK 20+550 A PK 20+660 (PARATIA A)

RELAZIONE DI CALCOLO

SCALA:

-

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

N B 1 R 0 9 D 2 6 C L F A 0 6 A 4 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	G. Grimaldi 	Febbraio 2021	A. Maran 	Febbraio 2021	M. Berlingieri 	Febbraio 2021	A. Perego DOTT. ING. PEREGO ANDREA Settori: a) civile ambientale b) industriale c) dell'informazione N. A. 32428 MILANO

File: NBR09D26CLFA06A4001A

n. Elab.:

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>LOTTO 9</p> <p>PIAZZALE FA06A4</p>					
	<p>PARATIA A RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NBIR</p>	<p>LOTTO</p> <p>09</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>FA 06 A4 001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	Normative e standard di riferimento.....	4
2.2	Elaborati di riferimento.....	5
3	MATERIALI.....	6
3.1	Calcestruzzo per pali, diaframmi di fondazione, cordoli.....	6
3.1.1	<i>Calcestruzzo magro per getti di livellamento</i>	6
3.1.2	<i>Calcestruzzo pali, diaframmi di fondazione, cordoli</i>	6
3.2	Acciaio	6
3.2.1	<i>Acciaio per armatura strutture in c.a.</i>	6
3.2.2	<i>Profilati e piastre metalliche</i>	7
4	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	8
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	10
5.1	Unità Ug1 – Sabbie ghiaiose e sabbie con ghiaia	10
5.2	Unità Ug3b – Argille sabbiose e argille con sabbia.....	10
5.3	Unità Ug4 – Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia.....	11
5.4	Rilevato ferroviario	11
5.5	Stratigrafia	11
6	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI.....	13
6.1	Metodologia di calcolo	13
7	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018	16
7.1	Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto	16
7.2	Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto	20
7.3	Modello geometrico di riferimento	21
8	ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO.....	22
8.1	Sezione di calcolo per lo scavo della Paratia A in affiancamento alla linea storica (Paratia ø800).....	22
8.1.1	<i>Risultati e Verifiche strutturali della Paratia Ø800 e del muro in sommità</i>	34
8.1.1.1	Risultati (Combinazione SLE)	34
8.1.1.2	Risultati e verifiche SLU-STR.....	36
8.1.1.3	Verifica SLU-GEO paratia di pali	50
8.1.2	<i>Verifica dei tiranti</i>	52

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 PIAZZALE FA06A4					
PARATIA A RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 06 A4 001	REV. A	FOGLIO A2 di A51

8.1.3 *Stima dei cedimenti a tergo dell'opera di sostegno*..... 54

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 PIAZZALE FA06A4					
PARATIA A RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 06 A4 001	REV. A	FOGLIO A3 di A51

1 PREMESSA

Nella relazione di calcolo sono espone le metodologie e i risultati delle verifiche geotecnico-strutturali delle opere di sostegno necessarie alla realizzazione degli scavi di sbancamento per la realizzazione delle vasche di laminazione acque di Via dei Caniana.

Tale lavoro si individua nell'ambito del progetto del prolungamento del raddoppio della linea ferroviaria S. Piero – Bergamo – Montello, Lotto 9.

In particolare, lo scopo della presente relazione è il calcolo geotecnico-strutturale la paratia A a monte della vasca di laminazione delle acque di sede, ovvero della paratia prossima alla linea BG-Treviglio.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 PIAZZALE FA06A4					
	PARATIA A RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 06 A4 001	REV. A

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative e standard di riferimento

Sono state prese a riferimento le seguenti Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento:

- [1] *Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*
- [2] *Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019), «Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»*
- [3] *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture*
- [4] *Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale*
- [5] *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 modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) n° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.*

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 PIAZZALE FA06A4					
PARATIA A RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 06 A4 001	REV. A	FOGLIO A5 di A51

2.2 Elaborati di riferimento

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 PIAZZALE FA06A4					
	PARATIA A RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 06 A4 001	REV. A

3 MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei seguenti paragrafi.

3.1 Calcestruzzo per pali, diaframmi di fondazione, cordoli

3.1.1 Calcestruzzo magro per getti di livellamento

- Classe di resistenza: C12/15
- Classe di esposizione: X0

3.1.2 Calcestruzzo pali, diaframmi di fondazione, cordoli

- Classe di resistenza: C25/30
- classe di esposizione: XC2
- classe di consistenza: S4-S5
- dimensione massima dell'inerte : $D_{max} = 32 \text{ mm}$
- copriferro minimo: $c_{f,min} \geq 60 \text{ mm}$

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre a aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

- tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- allungamento caratteristico: $\geq 7.5 \%$
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento: $1.15 < f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

3.2.2 Profilati e piastre metalliche

- Acciaio tipo: EN 10025-S275 JR
- Tensione di rottura a trazione: $f_{tk} \geq 430$ MPa
- Tensione di snervamento: $f_{yk} \geq 275$ MPa

4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La paratia a monte della vasca di laminazione acque di sede (Paratia A) è costituita da pali in calcestruzzo armato $\varnothing 800$ mm posti ad interasse 90 cm collegati in testa da un cordolo a sezione quadrata 1.0x1.0m. Durante le fasi di sbancamento e successiva costruzione della vasca, compresa la fase di spostamento temporaneo del traffico ferroviario (deviata provvisoria) la paratia è sostenuta da una fila di tiranti pretesi (200 kN) ad interasse 1.80m. Al di sopra del cordolo è presente un muro a sostegno del rilevato necessario alla deviata provvisoria.

Infine, l'opera verrà completata mediante la realizzazione del riempimento al di sopra della vasca di laminazione acque di sede fino a quota piazzale.

Per i dettagli si rimanda agli elaborati grafici di pertinenza dai quali sono state estratte le immagini riportate di seguito.

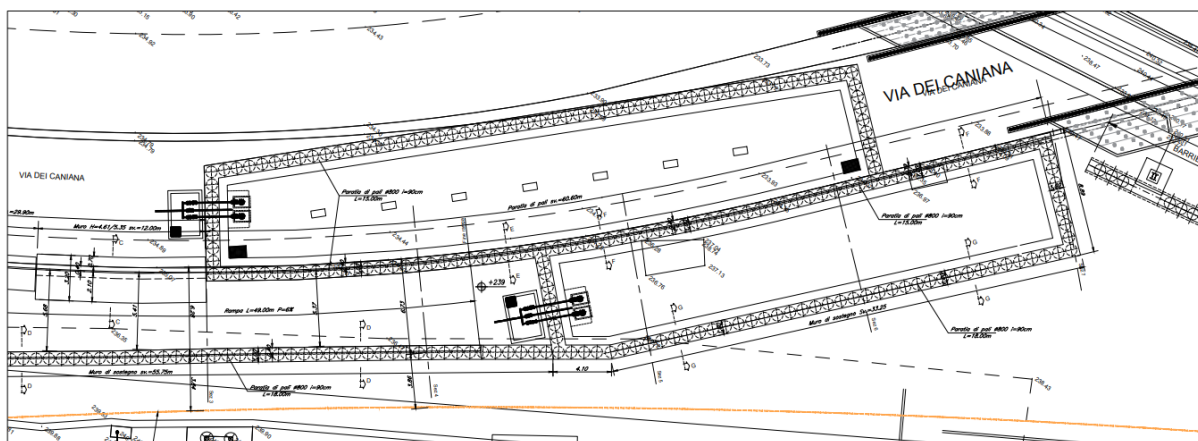


Figura 1 – Vasche di laminazione acque piana

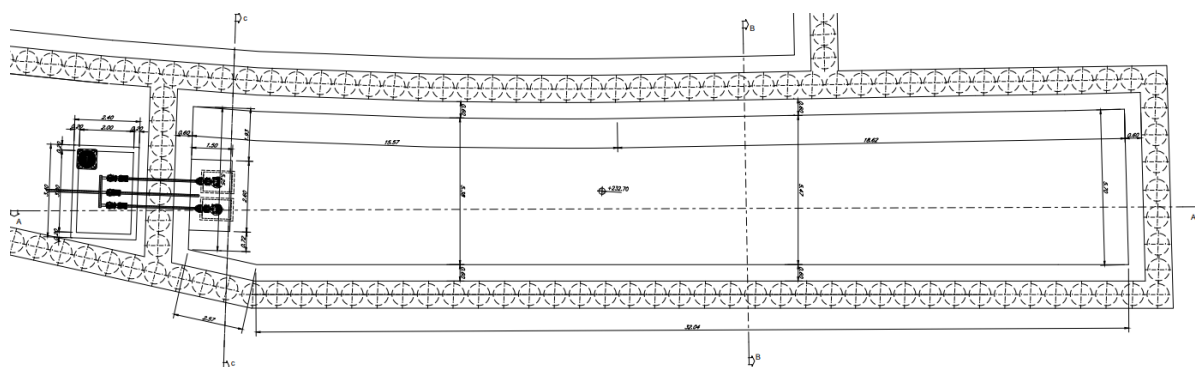


Figura 2 – Vasca di laminazione acque di sede piana

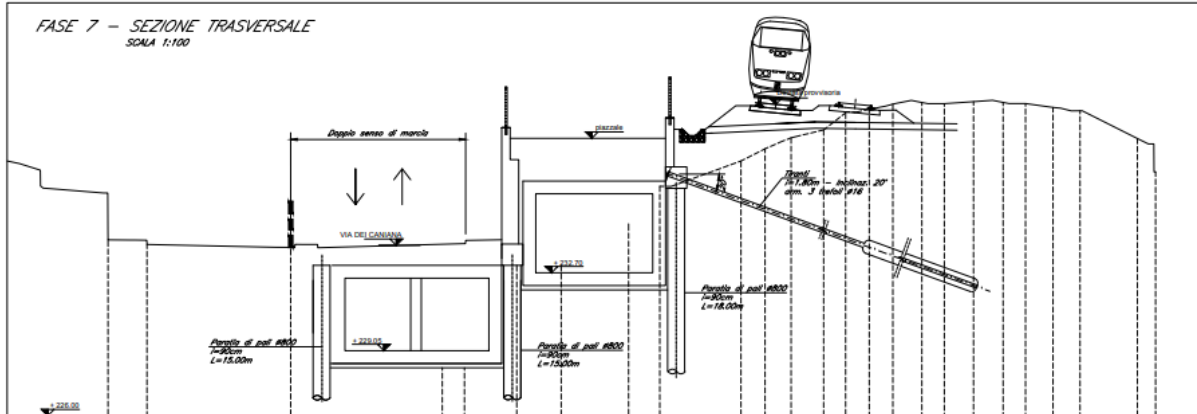


Figura 3 – Vasche di laminazione acque – Fase deviata provvisoria sezione

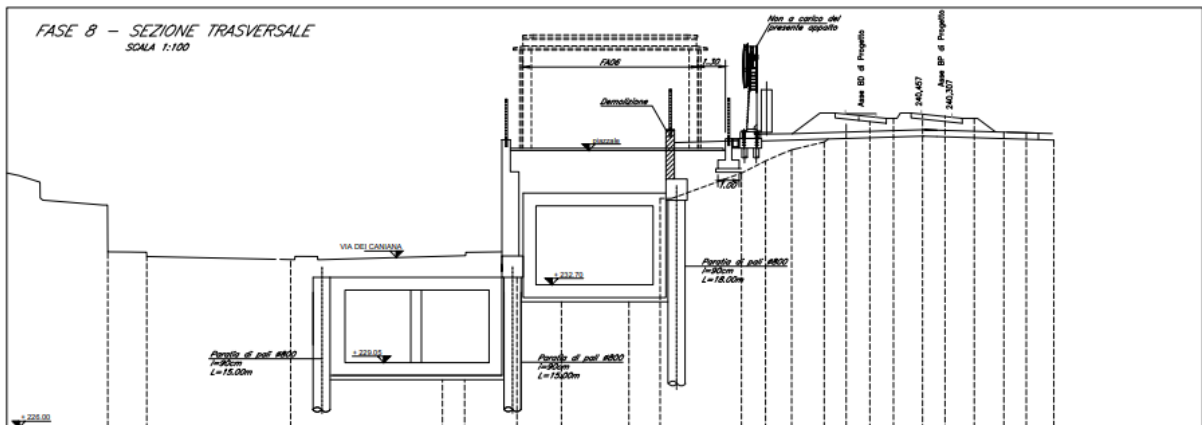


Figura 4 – Vasche di laminazione acque – Configurazione finale - sezione

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel seguito si riporta la stratigrafia di progetto ed i valori dei parametri geotecnici caratteristici delle unità presenti nel tratto di linea interessato dal progetto.

5.1 Unità Ug1 – Sabbie ghiaiose e sabbie con ghiaia

Sabbie medio-grosse e ghiaie eterometriche, talvolta limose, nella parte più superficiale si ha anche la presenza di resti vegetali, di colore marrone grigio, umide. Sono caratterizzate da resistenze medio – alte, con SPT mediamente tra 15 e 50 colpi/30 cm e Vs da prove Masw variabili tra 150 e 400 m/s.

	Ug1
γ (kN/m ³)	20
ϕ (°)	35
c' (kPa)	0
c _u (kPa)	-
E _{op} (MPa)	27.5
k _v (m/s)	1.00E-06

5.2 Unità Ug3b – Argille sabbiose e argille con sabbia

Argille sabbiose e argille con sabbia, a volte limose, debolmente ghiaiose, di colore nocciola, da consistenti a molto consistenti. Sono caratterizzate da valori di N_{spt} medio alti (generalmente da 20 a 50), valori di pocket penetrometers da 1.0 a 2.5 kg/cm²) e Vs da prove Masw nell'ordine dei 300-400 m/s.

	Ug3b
γ (kN/m ³)	19
ϕ (°)	24
c' (kPa)	0
c _u (kPa)	100
E _{op} (MPa)	50
k _v (m/s)	1.0E-10

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 PIAZZALE FA06A4					
	PARATIA A RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 06 A4 001	REV. A

5.3 Unità Ug4 – Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia

Conglomerato poligenico completamente alterato e molto fratturato. Ghiaia, sabbia ghiaiosa, ciottolosa e limosa, di colore nocciola e grigio. E' caratterizzato da resistenze alte, con valori di N_{sp} tipicamente a rifiuto

	Ug4
γ (kN/m ³)	20
φ (°)	38
c' (kPa)	0
c_u (kPa)	-
E_{op} (MPa)	80
k_v (m/s)	1.0E-06

5.4 Rilevato ferroviario

Per i materiali costituenti il rilevato ferroviario sono stati assunti i seguenti parametri

	R
γ (kN/m ³)	19
φ (°)	35
c' (kPa)	0
c_u (kPa)	-
E_{op} (MPa)	50
k_v (m/s)	-

5.5 Stratigrafia

Nel dimensionamento delle opere è stata considerata la seguente stratigrafia

Paratia A Ø800

- per profondità comprese tra 0.0 e 4.5m Unità R
- per profondità comprese tra 4.5 e 22m Unità Ug1
- per profondità comprese tra 22 e 26m Unità Ug3b
- per profondità maggiori di 26m Unità Ug4



PROGETTO DEFINITIVO
RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO
LOTTO 9
PIAZZALE FA06A4

PARATIA A
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	FA 06 A4 001	A	A12 di A51

Il livello idrico è stato considerato a 22 m da pc.

6 CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

6.1 Metodologia di calcolo

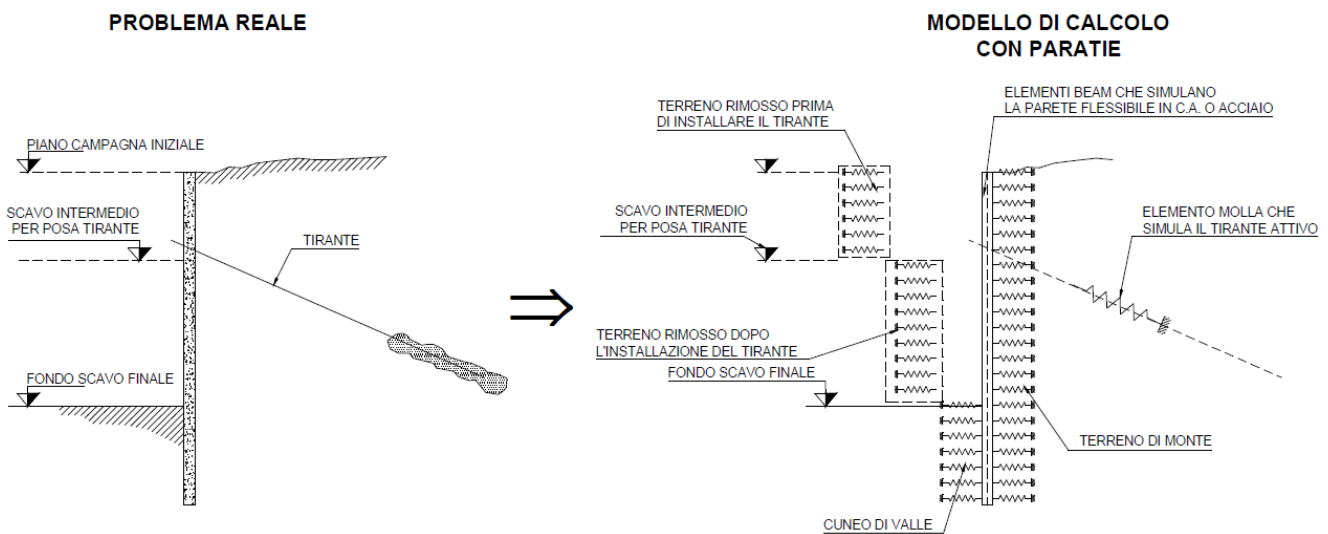
Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le varie fasi di lavoro (scavi e/o eventuale inserimento degli elementi di contrasto), è necessario l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

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".



Al fine di ottenere informazioni attendibili sull'entità delle sollecitazioni e delle deformazioni nelle paratie è necessario poterne seguire il comportamento durante le principali fasi esecutive.

A tal riguardo, l'interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidità flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di rigidità proporzionale al modulo di rigidità del terreno. Inoltre, è possibile modellare eventuali elementi di sostegno della paratia (tiranti, puntoni) con molle dotate di opportuna rigidità. In particolare, la paratia è schematizzata attraverso un diaframma di spessore equivalente ricavato attraverso la seguente espressione:

$$s_{eq} = \sqrt[3]{12E_m J_p}$$

dove:

Em: modulo elastico del materiale costituente la paratia

Jp: inerzia della sezione della paratia

Il terreno si comporta come un mezzo elastico sino a che il rapporto tra la tensione orizzontale efficace (σ'_h) e la tensione verticale efficace (σ'_v) risulta compreso tra il coefficiente di spinta attivo (k_a) e passivo (k_p), mentre quando il rapporto è pari a k_a o a k_p il terreno si comporta come un mezzo elasto-plastico. Questo modello, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidità delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidità di ciascuna di esse, k , è data da: $k = E / L$

ove E è un modulo di rigidità del terreno mentre L è una grandezza geometrica caratteristica. Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite Δ , la rigidità di ogni molla è: $k = E\Delta / L$

ove E è un modulo di rigidità del terreno mentre L è una grandezza geometrica caratteristica. Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite Δ , la rigidità di ogni molla è: $k = E\Delta / L$.

Il valore di Δ è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti. Il valore di L è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva. Si è scelto: in zona attiva (uphill):

$$L_A = \frac{2}{3} \ell_A \tan(45^\circ - \phi' / 2)$$

in zona passiva (downhill):

$$L_P = \frac{2}{3} \ell_P \tan(45^\circ + \phi' / 2)$$

Dove: $\ell_A = \min\{l, 2H\}$;

Dove: $\ell_P = \min\{l - H, H\}$

con

l = altezza totale della paratia

H = altezza corrente dello scavo.

La logica di questa scelta è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987). Si assume in ogni caso un valore di H non minore di 1/10 dell'altezza totale della parete.

Il programma consente di seguire le fasi evolutive degli scavi a valle dell'opera, determinando, per ciascuna fase di scavo prevista, la deformata dell'opera e le sollecitazioni e gli stati tensionali nel terreno con essa interagente.

Il software consente di tener conto anche della presenza di vincoli lungo la paratia, sia di tipo elastico (molle /tiranti) che di tipo rigido.

La presenza dei tiranti viene infine schematizzata dal software come dei vincoli elastici, la cui deformabilità dipende dalle caratteristiche della sezione resistente in acciaio dei tiranti e dalla lunghezza libera degli stessi, eventualmente incrementata di una quantità funzione dell'efficienza (≤ 1) associata al bulbo di ancoraggio.

7 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche, oltre a specifiche da adottare per il caso delle Paratie di Sostegno.

7.1 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/08, con i criteri del metodo **semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. La normativa distingue inoltre tra **Stati Limite Ultimi** e **Stati Limite di Esercizio**.

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

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

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e $\gamma_{Fj} = \gamma_{Ej}$, 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.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione $R_d \geq E_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo Approccio progettuale (**Approccio 1**) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

- **EQU** perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.
- **STR** raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.
- **GEO** raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;
- **UPL** perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).
- **HYD** erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 17.01.18 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 PIAZZALE FA06A4					
	PARATIA A RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 06 A4 001	REV. A

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite di esercizio** viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 17.01.18, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa, di seguito riportati per completezza:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_s .

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto come già illustrati al paragrafo precedente:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera. (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera. (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..). Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (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}

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 PIAZZALE FA06A4					
	PARATIA A RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 06 A4 001	REV. A

7.2 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Per le paratie, al § 6.5.3.1.2 del DM 17.01.18 viene specificato che si devono considerare almeno i seguenti **Stati Limite Ultimi**, accertando che la condizione $R_d \geq E_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnica (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;

instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Con riferimento infine agli **Stati Limite di Esercizio**, bisogna controllare che gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di eventuali manufatti adiacenti, oltre che verificare, nei riguardi degli aspetti strutturali, la compatibilità degli stati tensionali dei materiali costituenti l'opera.

In aggiunta a quanto sopra, al § C6.5.3.1.2 della Circolare Applicativa n 7 del 21 gennaio 2019 viene inoltre specificato quanto segue:

Nelle verifiche nei confronti di stati limite ultimi geotecnici delle paratie, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed eventualmente della struttura e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia o con parte di essa. Le analisi devono essere condotte con la Combinazione 2 (A2+M2+R1),

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 PIAZZALE FA06A4					
PARATIA A RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 06 A4 001	REV. A	FOGLIO A21 di A51

Nelle verifiche nei confronti di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali l'analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1.

In relazione a tali specifiche integrative contenute nella Circolare Applicativa, ciascuno degli Stati Limite di verifica previsti per le Paratie, è stato esaminato riferendosi alla Combinazioni 1 per il caso deli Stati Limite STR ed alla Combinazione 2 per gli Stati Limite (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

7.3 Modello geometrico di riferimento

Secondo quanto indicato al paragrafo 6.5.2.2 delle NTC2018, il modello geometrico deve tenere conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali. Nel caso in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al 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;
- 0,50 m.

Cautelativamente in fase di analisi la quota di fondo scavo è stata incrementata di 0.50 m.

Il suddetto paragrafo non si applica per le verifiche idrauliche.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 PIAZZALE FA06A4					
	PARATIA A RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 06 A4 001	REV. A

8 ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO

8.1 Sezione di calcolo per lo scavo della Paratia A in affiancamento alla linea storica (Paratia ø800)

Paratia di pali in c.a.:

- $D_p = 800$ mm diametro di perforazione
- $i = 0.9$ m interasse longitudinale tra i pali
- $L = 18.0$ m lunghezza del palo

Tirante provvisorio

- $L_{libera} = 10$ m
- $L_{bulbo} = 10$ m
- Inclinazione = 20°
- Interasse = 1.8m
- Tensione = 200 kN
- Diam foro = 200 mm
- Armatura = 3 trefoli 0.6" acciaio armonico

Geometria Sezione Di Calcolo

La massima altezza di scavo è di 8.8 m rispetto alla quota binari della linea treviglio-Bergamo. Tale valore è stato incrementato rispetto a quello nominale di 0.5 m. Nel modello sono stati simulati anche il cordolo di testa e il muro soprastante a sostegno del piazzale.

Altezza muro	2.30	[m]
Altezza cordolo	1.0	[m]
Altezza paratia fuori terra	5.2	[m]
Profondità di infissione	12.8	[m]
Altezza totale della paratia	18.0	[m]
Numero di file di pali	1	[m]

Interasse fra i pali della fila 0.90 [m]

Diametro pali 0.8 [m]

Nel calcolo si è tenuto conto del carico accidentale dovuto al transito dei convogli ferroviari sulla linea Treviglio-Bergamo pari a $q_{acc} = 56.4$ kPa uniformemente distribuito a cavallo dei due assi della linea storica. Di seguito si esplicitano i calcoli per la sua valutazione. Il sovraccarico accidentale, rappresentato dal transito di un treno di categoria LM71, è caratterizzato da 4 assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60m in direzione longitudinale e da un carico distribuito pari a 80kN/m in entrambe le direzioni.

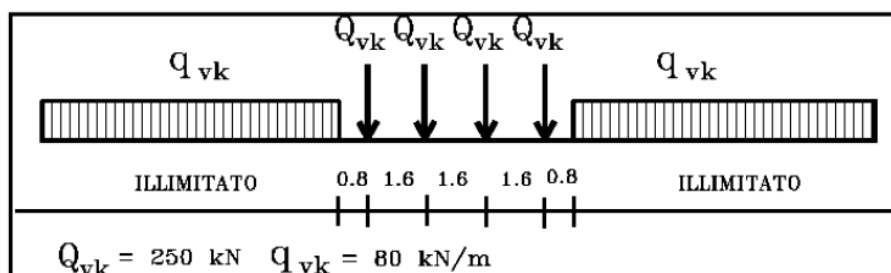


Figura 5 – Modello di carico LM71

Tale carico viene ripartito in senso trasversale al rilevato, su una traversa ($L = 2.60$ m) e dunque sulla superficie di riferimento definita dalla figura che segue:

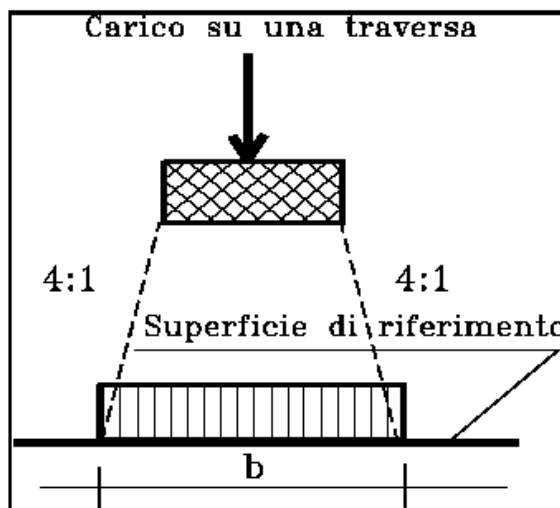


Figura 6 – Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 PIAZZALE FA06A4					
	PARATIA A RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 06 A4 001	REV. A

Sulla base dello schema la larghezza complessiva risulta pari a $b = 2.60 + 2 \cdot 0.35 / 4 = 2.77$ m, avendo assunto per il ballast uno spessore di 35 cm. Il carico sulla superficie di riferimento (estradosso dello strato supercompattato), risulta dunque pari a: $q_{acc} = (4 \times 250) / (4 \times 1.6) / 2.77 = 56.4$ kPa.

Nel calcolo lo stesso carico ferroviario è stato considerato anche nella configurazione deviata.

Infine, durante tutte le fasi di costruzione, è stato considerato un carico accidentale $q_{acc} = 10$ kPa corrispondente al transito di mezzi di cantiere.

Le verifiche in condizioni sismiche sono state eseguite secondo il metodo pseudostatico utilizzando i seguenti parametri:

$$a_g = 0.114g \text{ (SLV)}$$

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

$$CU = 1$$

$$S = S_S \times S_T = 1.2$$

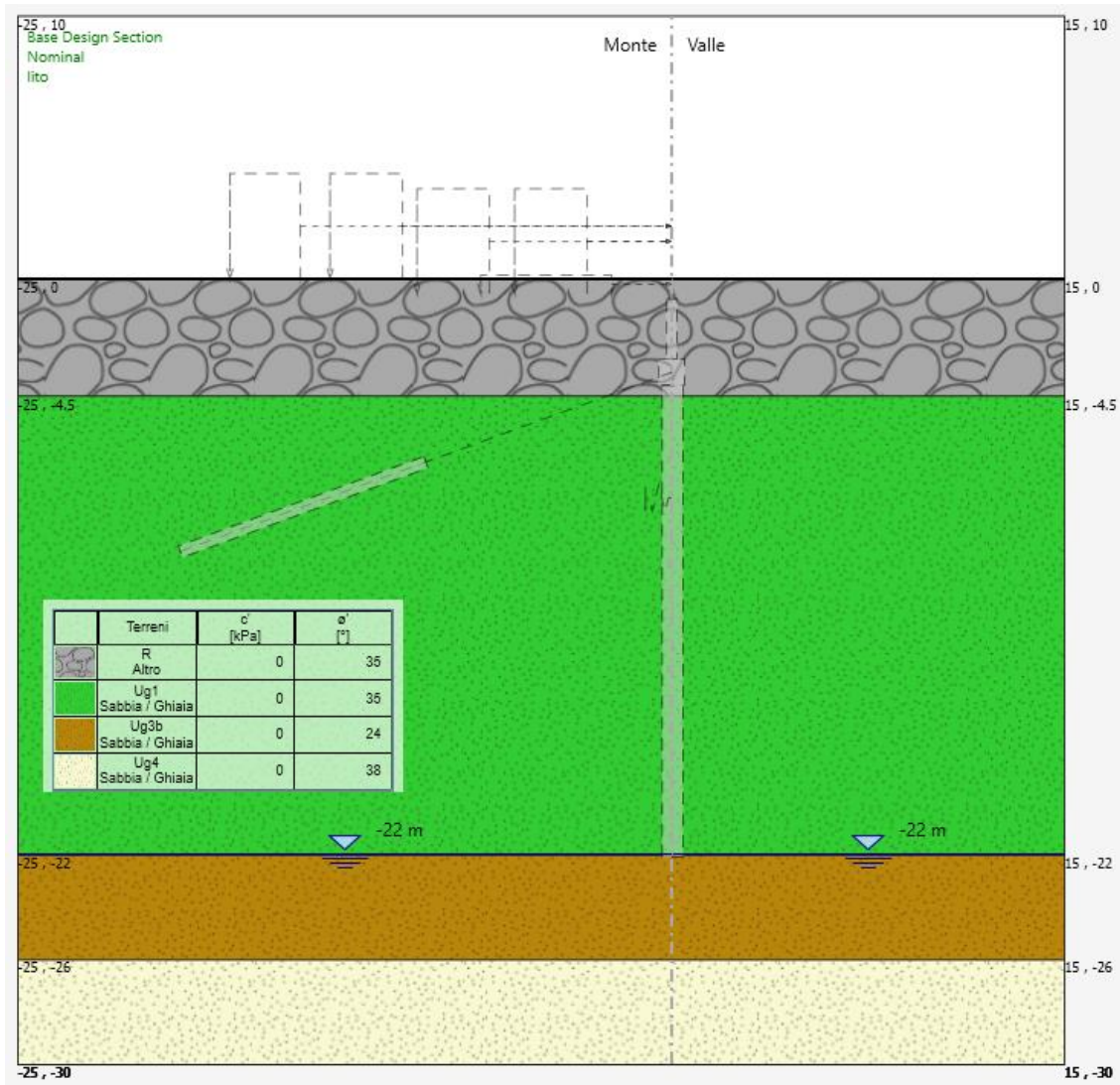
Il carico sismico è stato applicato alla porzione di struttura fuori terra ipotizzando un comportamento rigido della paratia (metodo di Wood) dato dalla presenza a lungo termine della vasca di laminazione.

Tabella 26: Valori di a_g (accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale) e dei coefficienti di sito S ($S_T=1$) e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento. Linea ferroviaria ($V_R = 50$ anni)

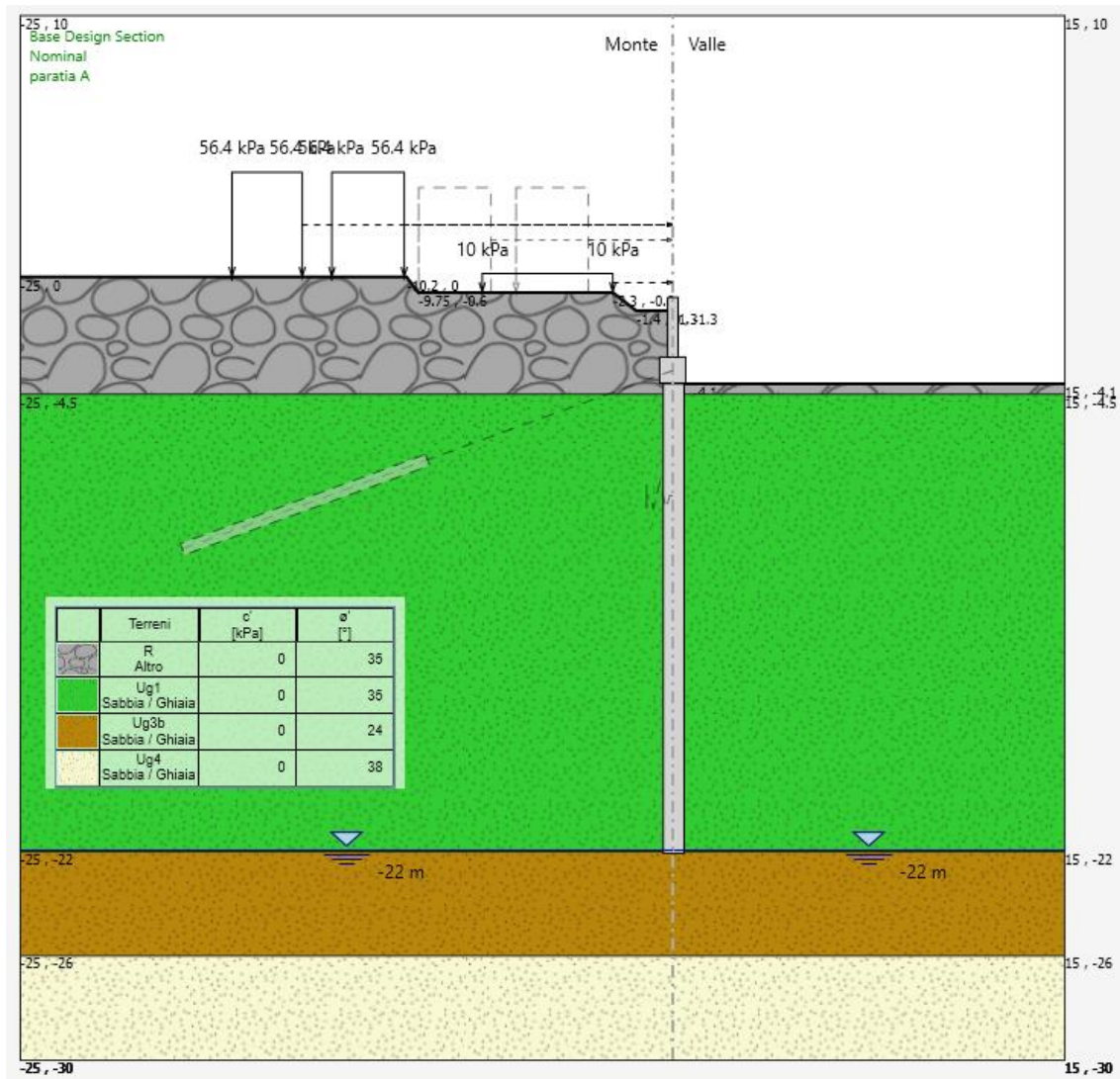
Nome di sito	SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
Tratto A1 (Da Prog. 00+000 km a Prog. 4+000 km del tratto Bergamo – Ponte San Pietro)	SLO	30	0.031	1.2	0.037
	SLD	50	0.040	1.2	0.048
	SLV	475	0.114	1.2	0.137
	SLC	975	0.149	1.2	0.179

Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione.

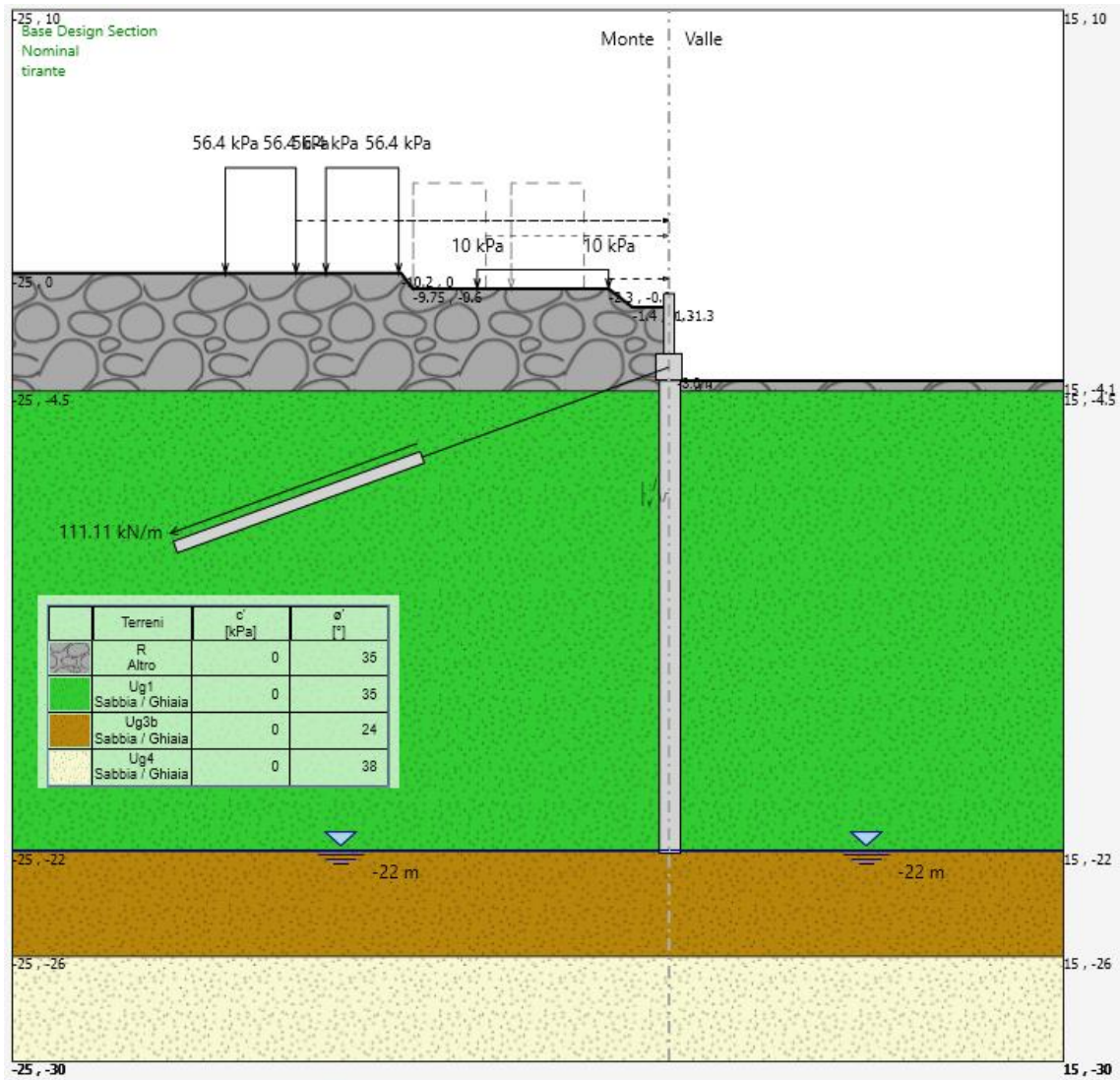
FASE 0: Generazione stato tensionale iniziale



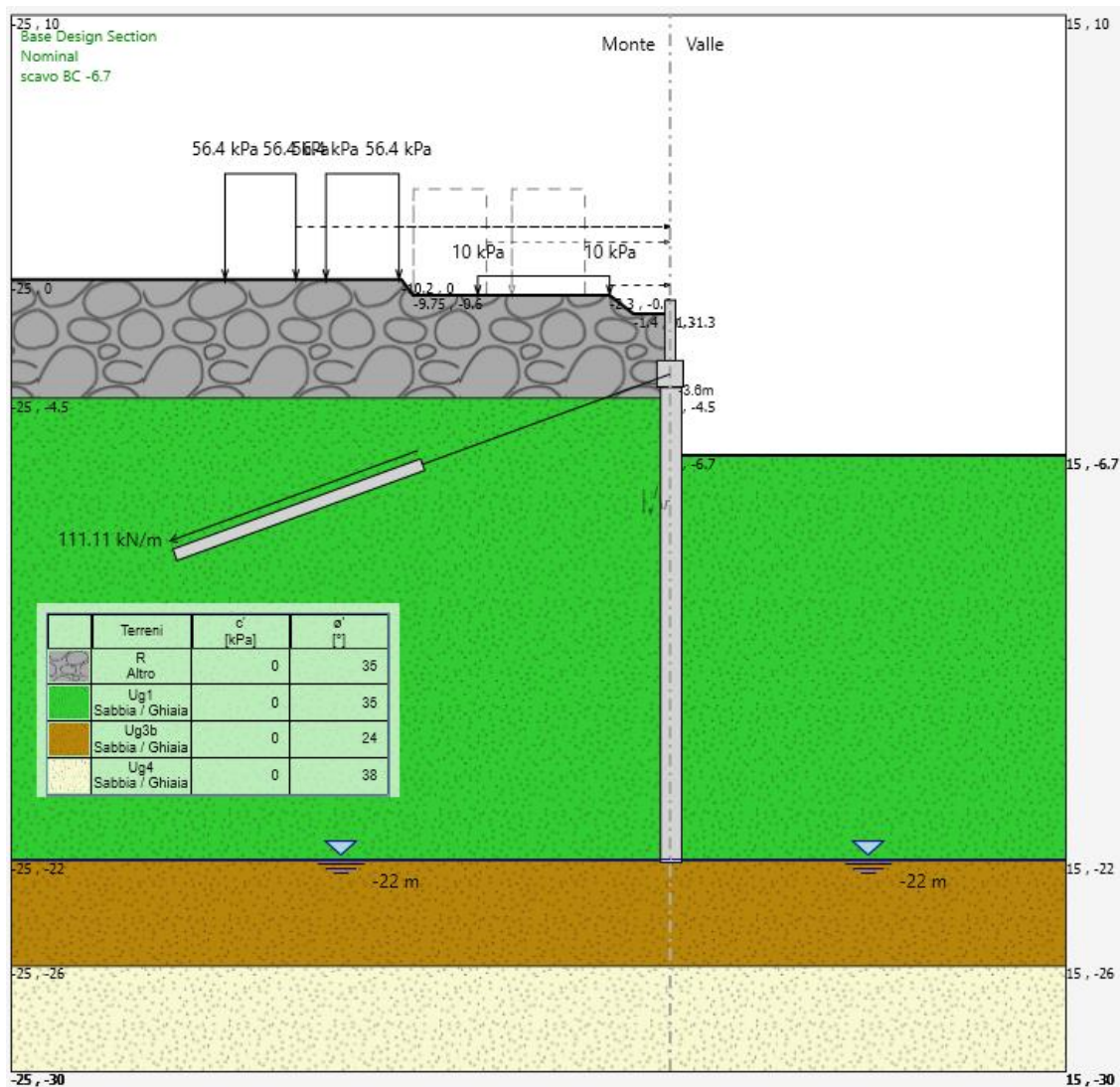
FASE 1: Installazione della paratia di pali e attivazione dei sovraccarichi (treno Trev-Bg+mezzi)



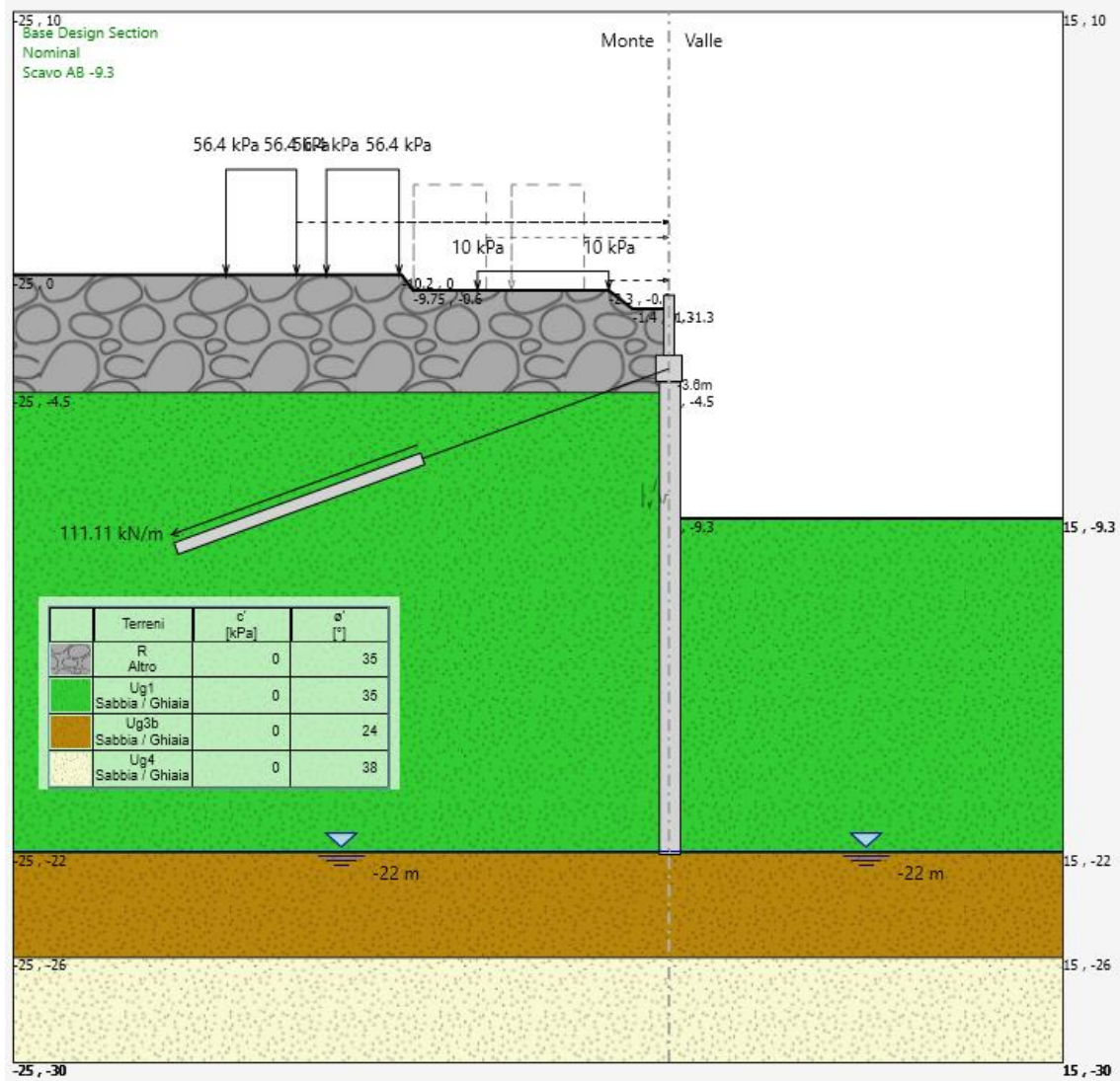
FASE 2: Installazione tirante



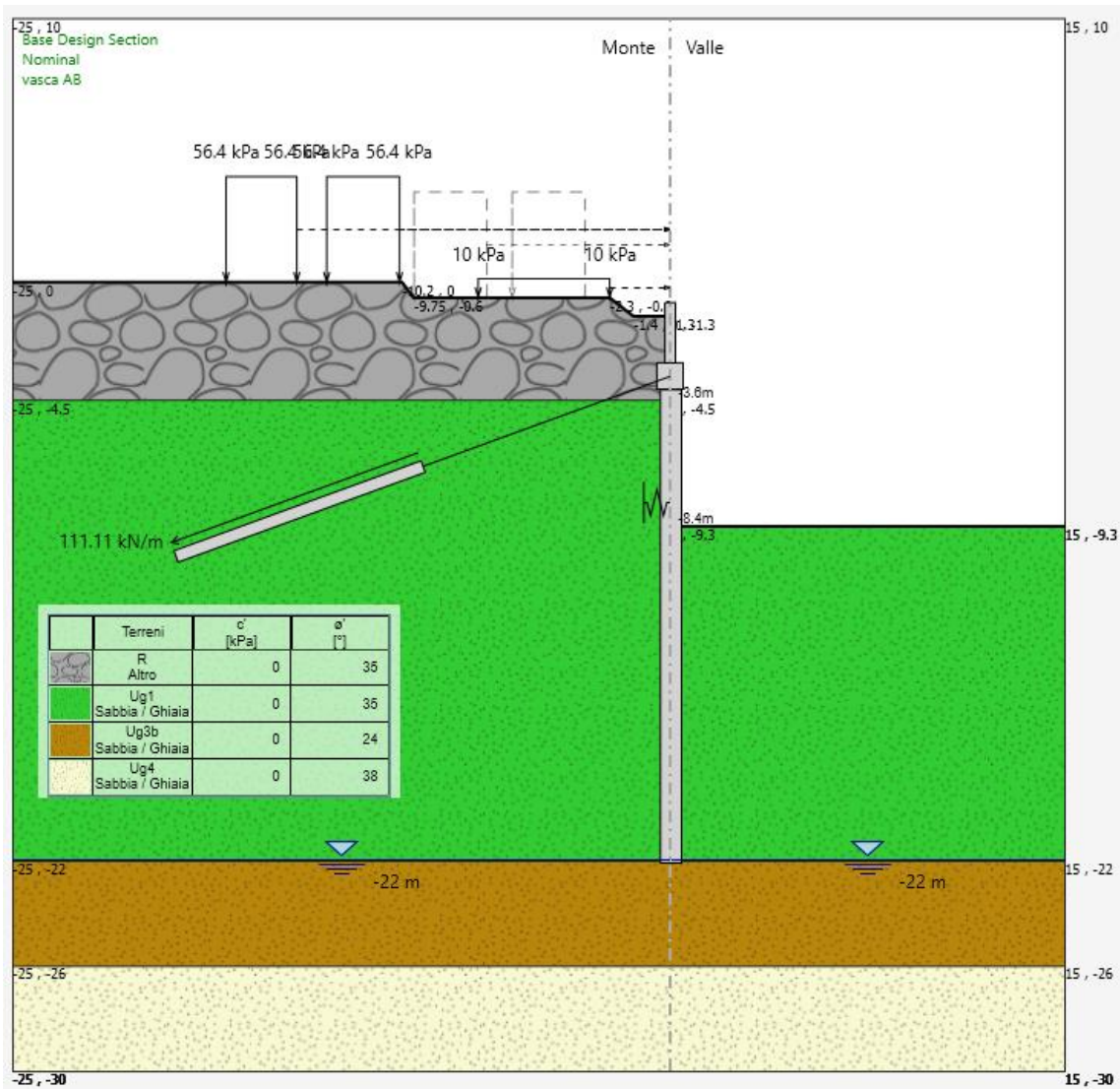
FASE 3: Scavo fino ad una profondità di 6.70 m dal p corrispondente al cordolo dela paratia centrale (Paratia B).



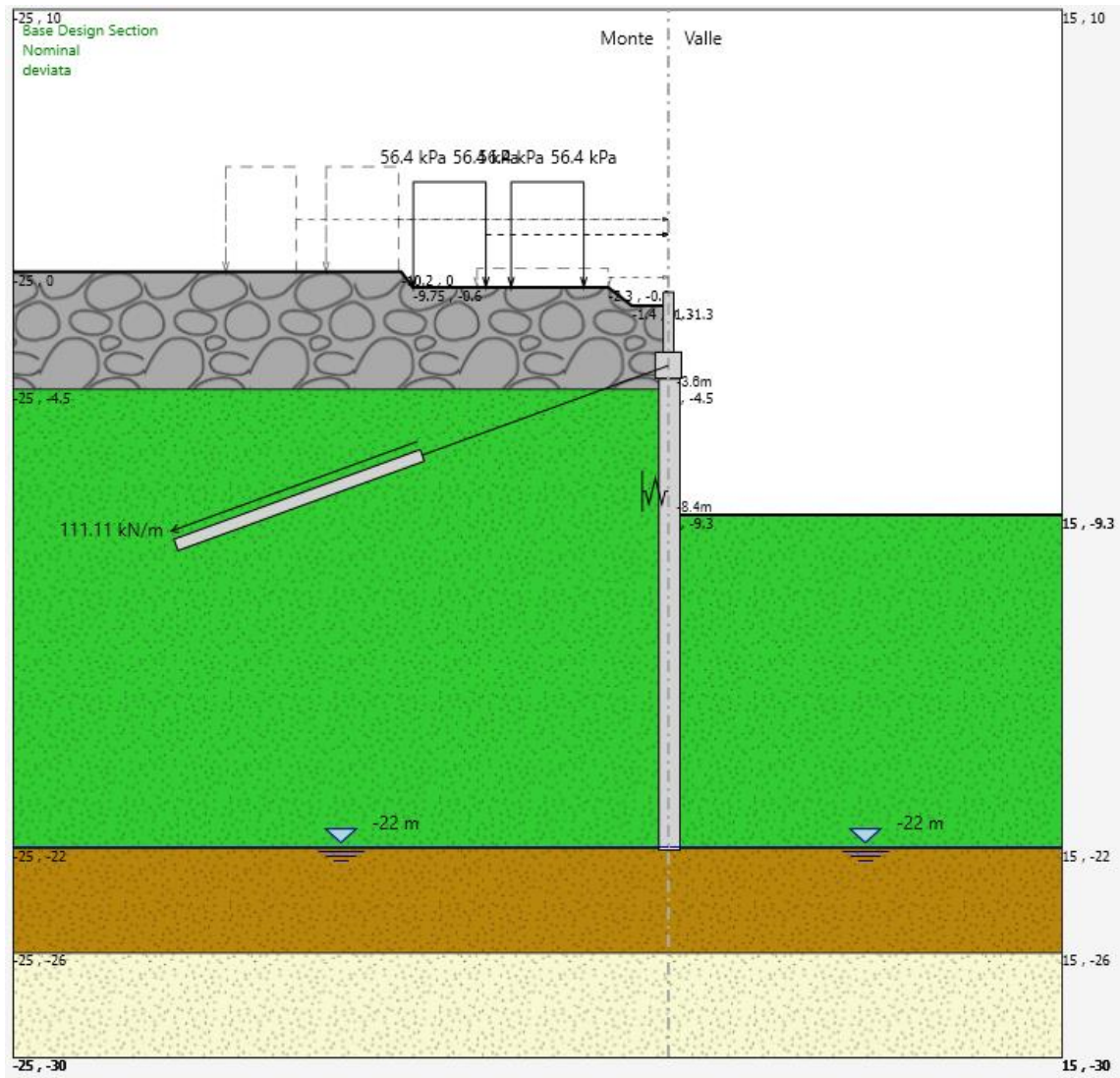
FASE 4: Scavo fino ad una profondità di 9.30 m dal p.c



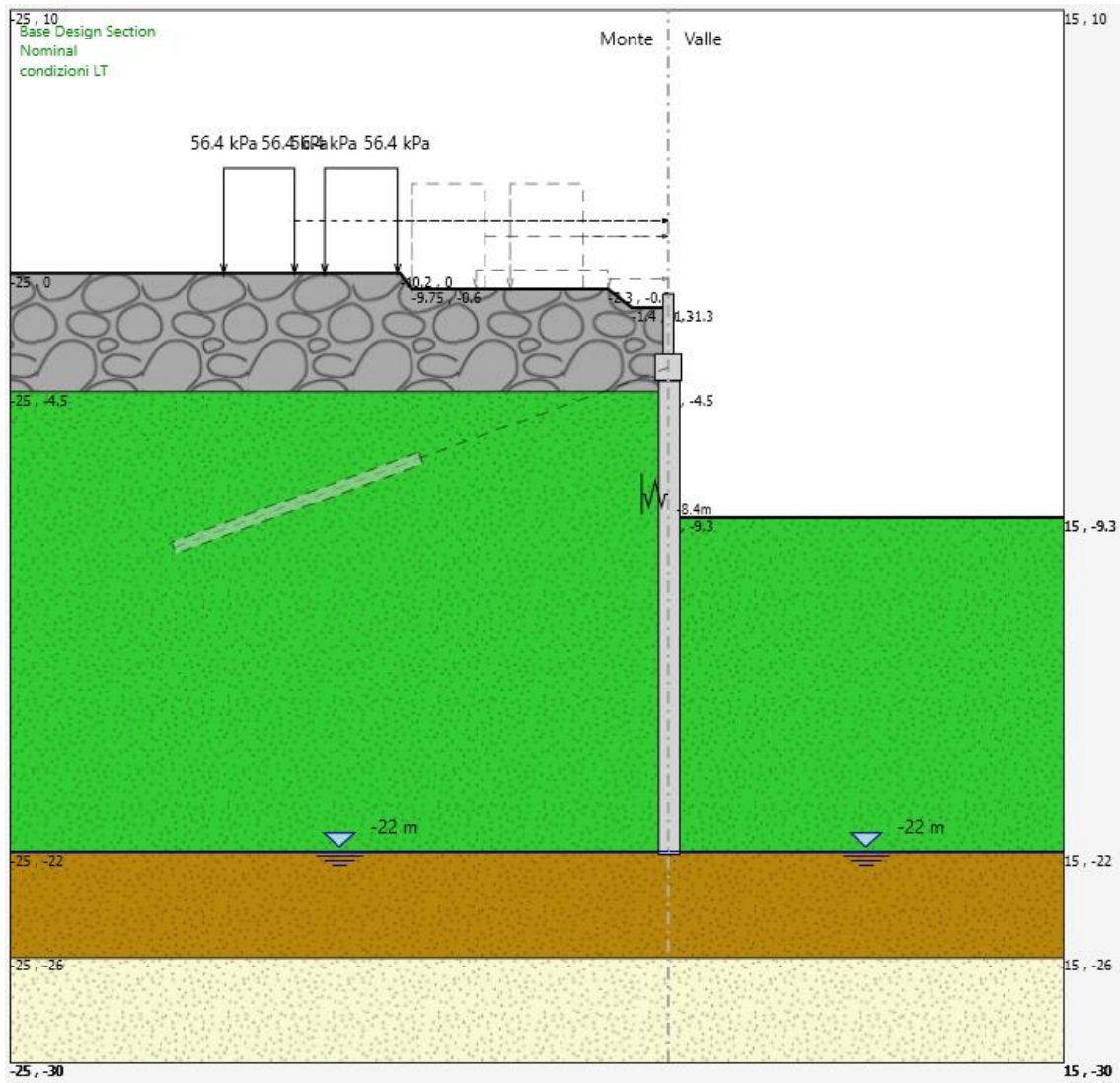
FASE 5: Realizzazione della vasca di laminazione (tra le paratie A e B)



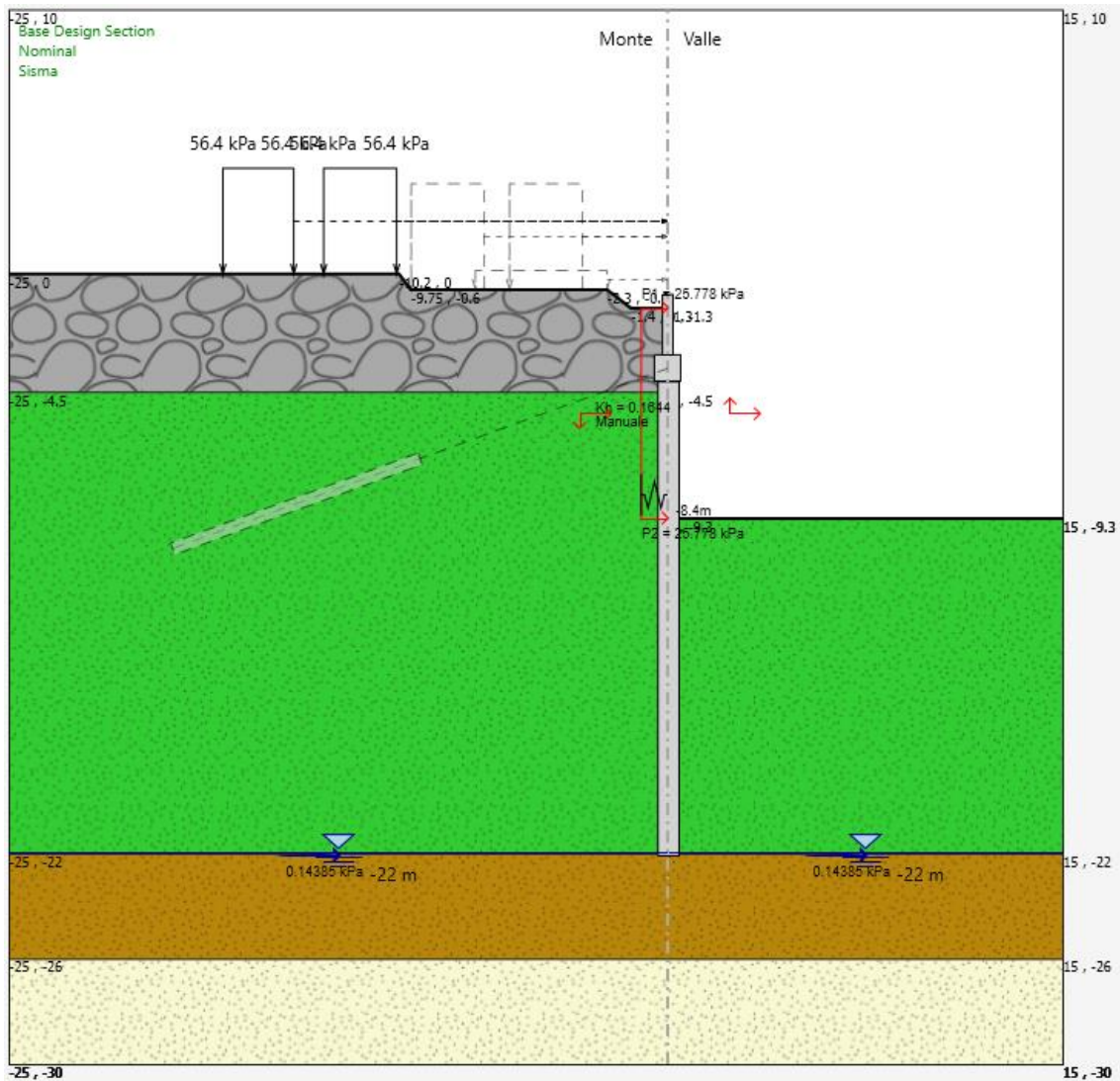
FASE 6: Spostamento treni sulla linea deviata



FASE 7: Condizioni Lungo termine (no tirante, treni sulla linea Treviglio-Bergamo)



FASE 8: Condizioni sismiche

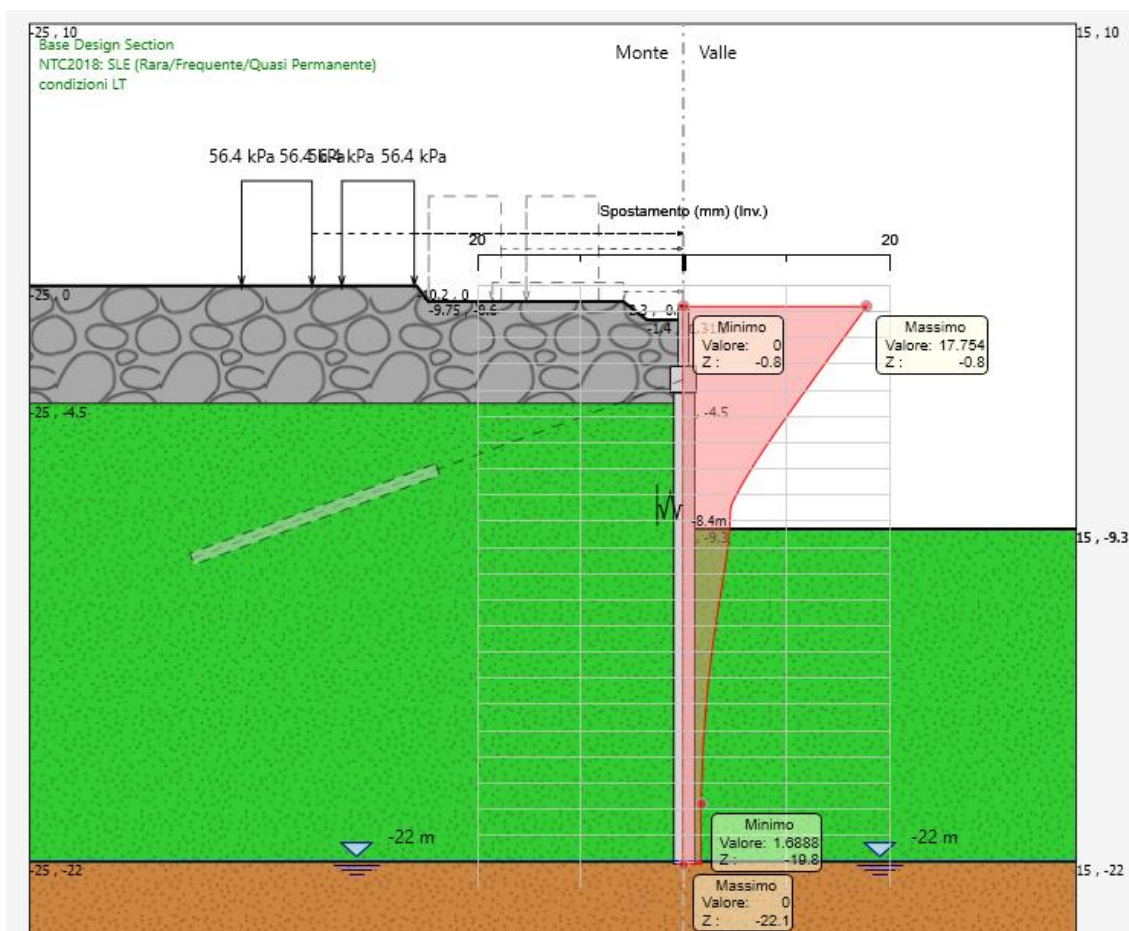


8.1.1 Risultati e Verifiche strutturali della Paratia Ø800 e del muro in sommità

Nel seguito si espongono, in sintesi, i principali risultati di interesse progettuale.

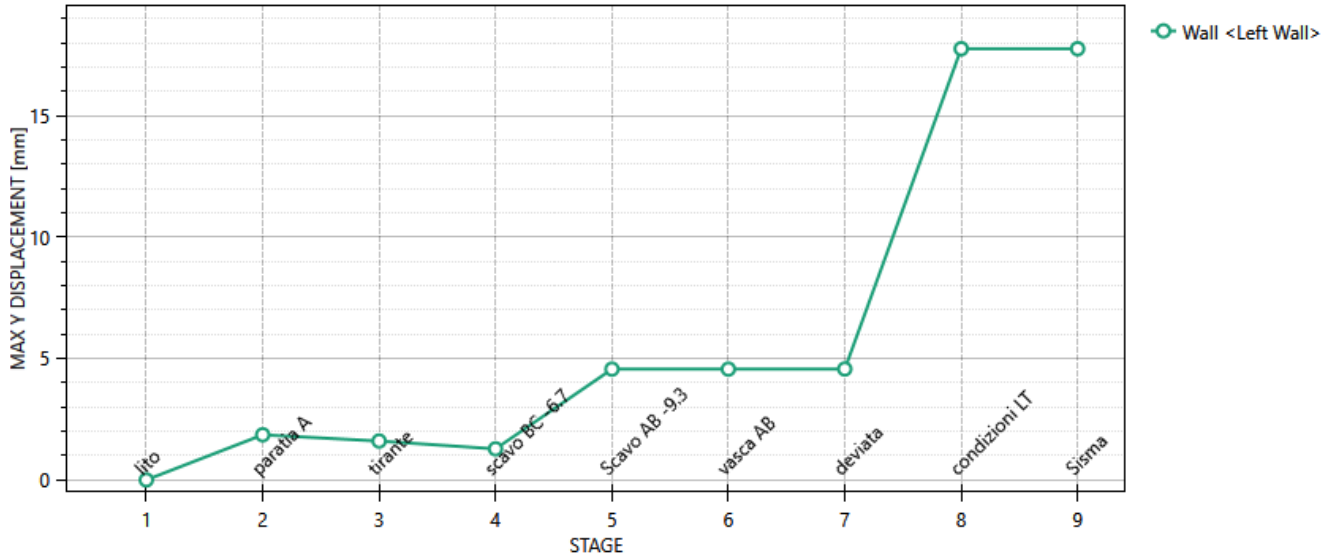
8.1.1.1 Risultati (Combinazione SLE)

Dall'involuppo degli spostamenti in combinazione SLE si osserva che lo spostamento massimo orizzontale della paratia risulta pari a circa 17 mm. Tale spostamento si ottiene nelle condizioni di lungo termine (fase 7) allorquando i tiranti si considerano non più attivi. Durante le fasi di costruzione (fasi 1-6) gli spostamenti SLE in testa alla paratia sono praticamente nulli.



Spostamenti laterali massimi (assoluti)

D.A. <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>



8.1.1.2 Risultati e verifiche SLU-STR

Dall'involuppo del momento flettente in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia si ha ad una quota di 8.4 m da testa muro, ovvero a 5.1 m da testa palo, e risulta pari a 352.8 kNm/m.

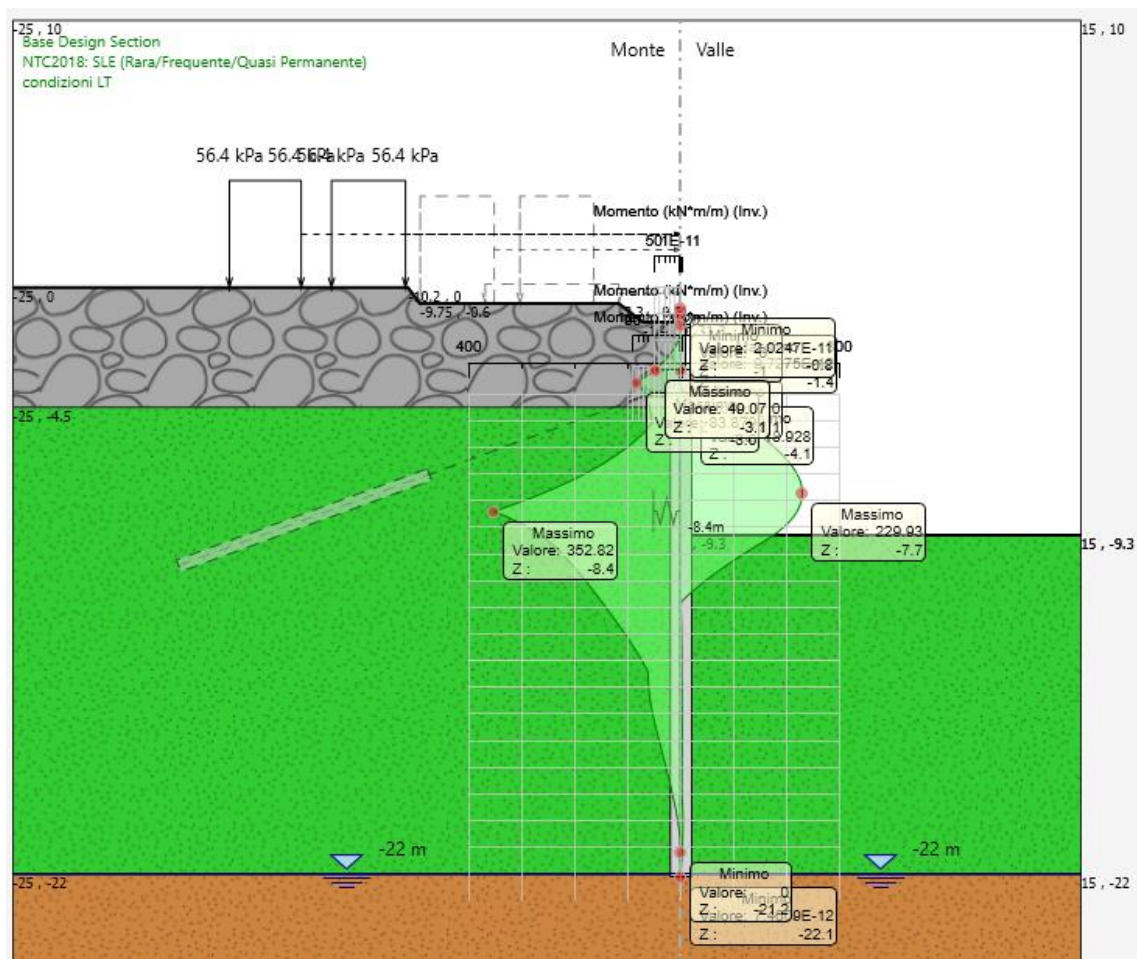


Figura 7: momento flettente allo SLU-STR

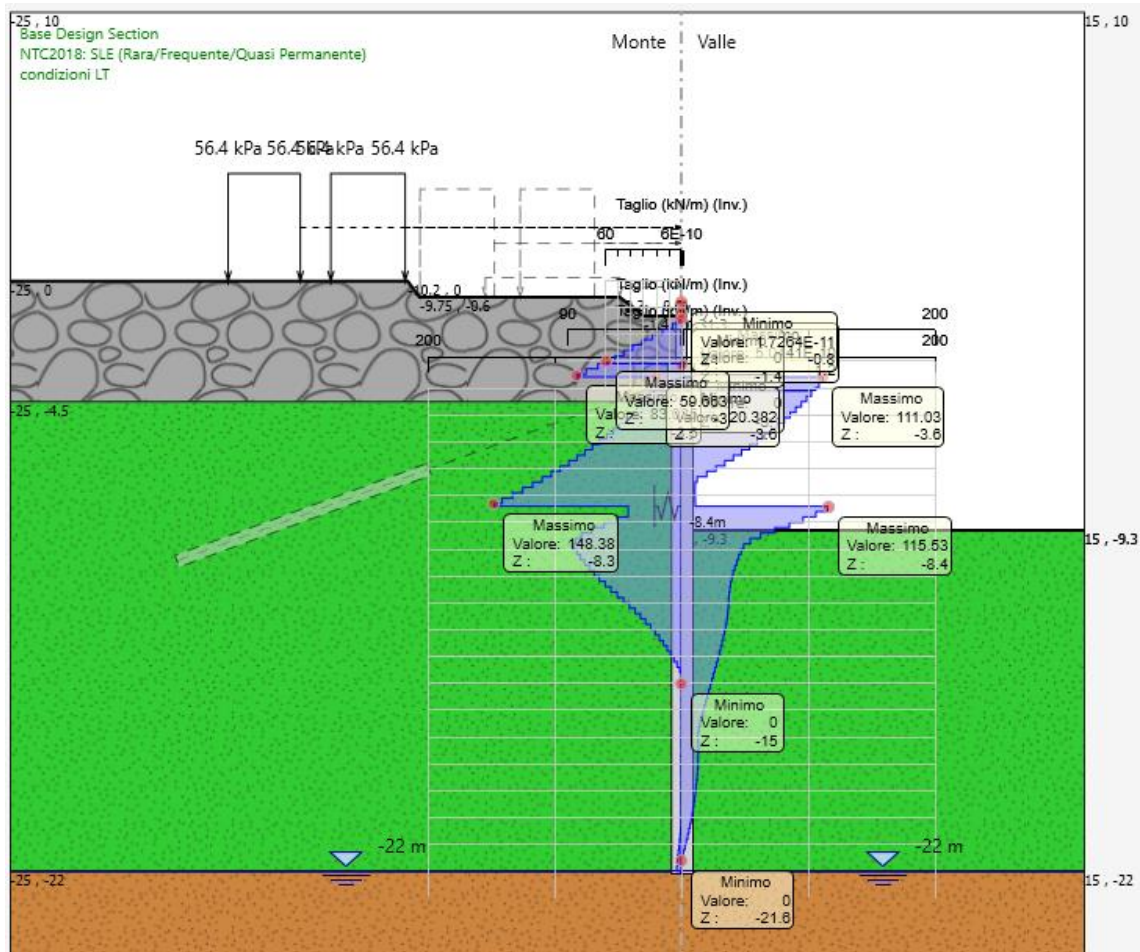


Figura 8: forza di taglio allo SLU-STR

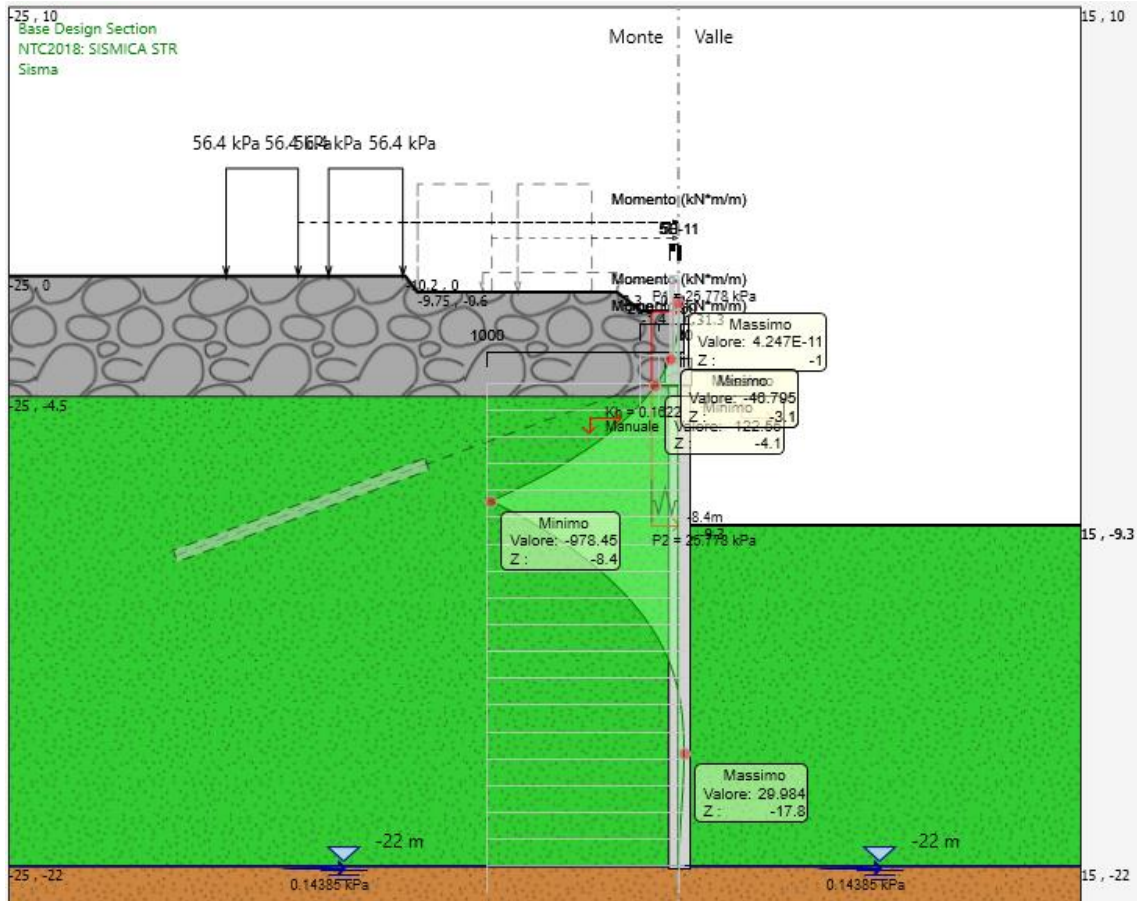


Figura 9: momento flettente allo SISMICA-STR

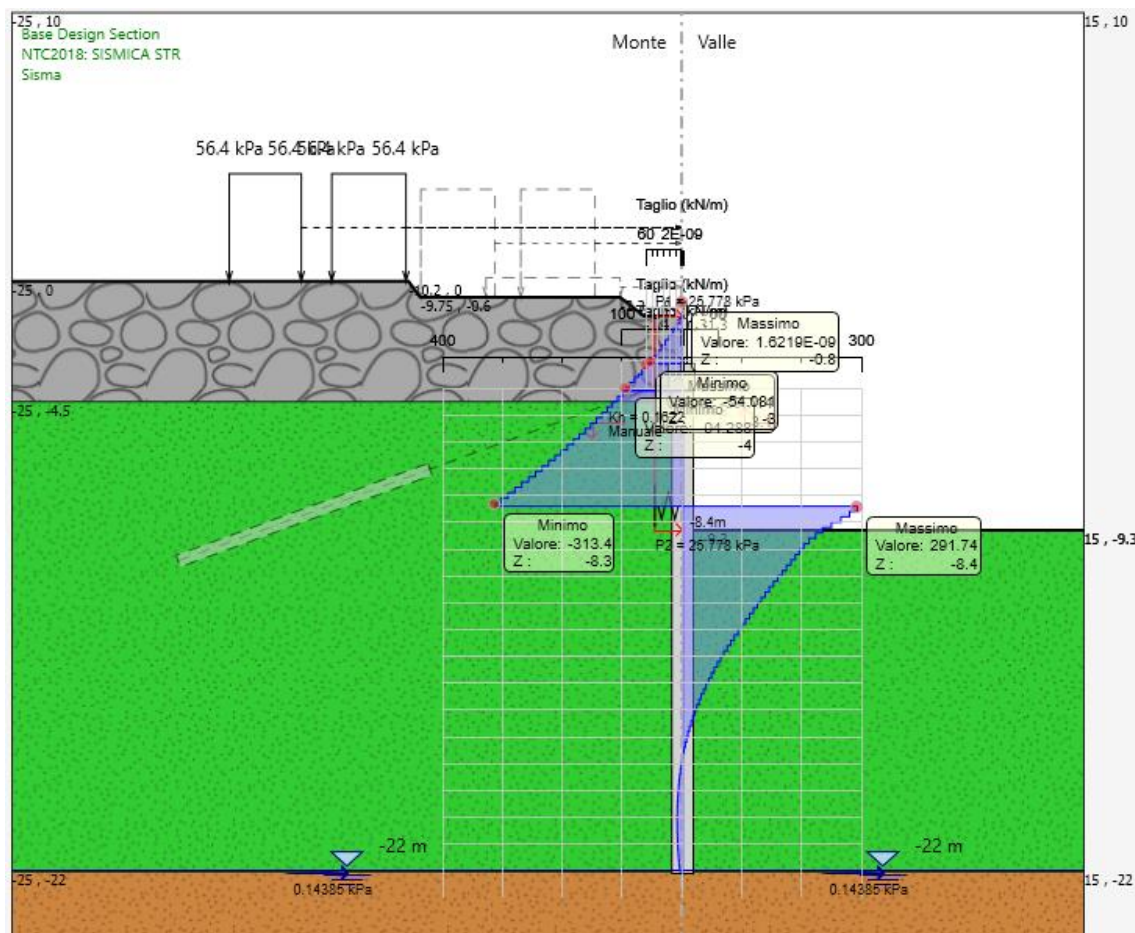


Figura 10: forza di taglio allo SISMICA-STR

combinazione (-)	M (kN*m/m)	profondità (m)	V (kN/m)	combinazione (-)	D _{palo} (m)	i _{palo} (m)	M (kN*m)	N (kN)	V (kN)
SLU-STR	352.8	8.4	148.4	SLU-STR	0.8	0.9	317.5	41.4	133.6
SLE	271.0	8.4	-	SLE	0.8	0.9	243.9	41.4	-
SISMICA	978.4	8.4	313.4	SISMICA	0.8	0.9	880.6	41.4	282.1

Tabella 1: riepilogo delle sollecitazioni sulla paratia di pali

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali dei pali condotte mediante l'ausilio del software RC-SEC. L'armatura del palo è costituita da 20 ϕ 26 e spirale ϕ 12/20.

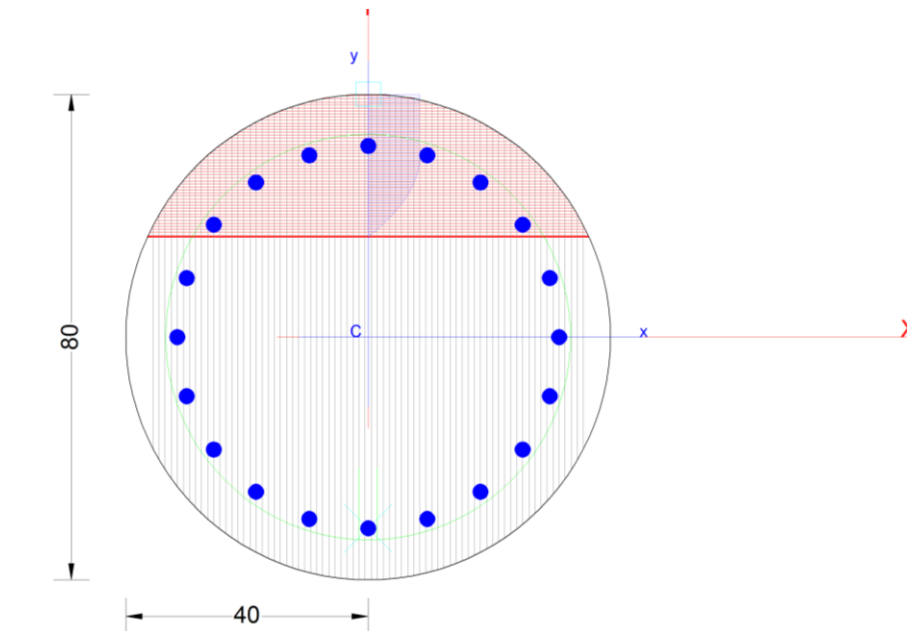
Fattore di sicurezza minimo a pressoflessione= 1.23

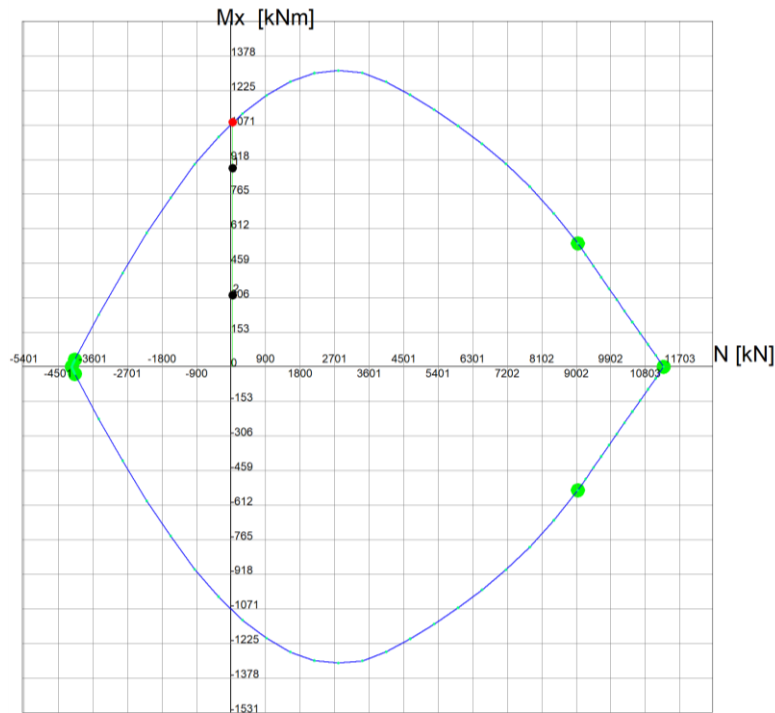
Fattore di sicurezza a taglio= 2.34

Max tensione acciaio= 115.8 MPa

Max tensione cls= 5.3 MPa

Max apertura fessure cls= 0.074 mm





Grid spacing Mx = 153 kNm

Grid spacing N = 900 kN

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section description:	
Section type:	Beam
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Type of bending:	Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C25/30
	Design compressive strength fcd:	14.2 MPa
	Shear reduced compressive strength v1*fcd:	7.1 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0111 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	31475.8 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.6 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	11.25 Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.300 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	450.0 MPa

Design yield stress fyd:	391.3	MPa
Design strength ftd:	391.3	MPa
Design ultimate strain esu:	0.068	
Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Circular
Concrete Class: C25/30

Radius: 40.0 cm
X center: 0.0 cm
Y center: 0.0 cm

CIRCULAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

Gen.N. Number of generated bars of the current linear generation
Xcenter X-Coordinate [cm] center of circle along which are disposed the generated bars
Ycenter Y-Coordinate [cm] center of circle along which are disposed the generated bars
Radius Radius [cm] of circle along which are disposed the generated bars
N. Bars Number of equidistant generated bars
Ø Diameter [mm] of each generated bar

Gen.N.	Xcenter	Ycenter	Radius	N. Bars	Ø
1	0.0	0.0	31.5	20	26

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 12 mm
Spacing of stirrups: 20.0 cm
Stirrups: One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N d	Mx d	Vy d
1	41.40	880.60	282.10
2	41.40	317.50	133.60

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.	N	Mx	My
1	41.40	243.90 (182.89)	0.00 (0.00)

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 7.2 cm

Min distance between longitudinal bars: 7.3 cm
Min edge cover of stirrups: 6.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult, My ult) to (N, Mx, My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	41.40	880.60	41.11	1083.72	1.231	58.4(0.0)
2	OK	41.40	317.50	41.11	1083.72	3.413	58.4(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00128	0.0	40.0	0.00232	0.0	31.5	-0.00647	0.0	-31.5
2	0.00350	-0.00128	0.0	40.0	0.00232	0.0	31.5	-0.00647	0.0	-31.5

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000139377	-0.002075070	0.351	0.879
2	0.000000000	0.000139377	-0.002075070	0.351	0.879

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Stirrup diameter:	12	mm	
Stirrups spacing(pitch):	20.0	cm	< Max spacing for code = 39.0 cm
Area stirrup/m:	11.7	cm ² /m	> Stirrup area strictly necessary for shear = 5.0cm ² /m
Area stirrups/m:	11.7	cm ² /m	> Min. Area stirrup bars (9.5N) = 6.3cm ² /m

Check	Result of check
Ved	Design Shear Vy [kN] orthogonal to neutral axis
Vrd,max	Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]
Vrd,s	Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]
Zm	Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis: are not included strips without an extreme compressed.
	The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.
Dm	Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.

bw Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis =
= ratio of area of resistant strips to Zmed value

Ctg Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)

Ast min Min area [cm²/m] of stirrups: Ast min = 100*rw*bw. In wich rw is given from (9.5N) EC2

Ast Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm²/m]

A.Eff Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm²/m]

Comb.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Ctg	Ast min	Ast	A.Eff
1	OK	282.10	1011.76	661.77	58.1 66.0	71.3	2.50	6.3	5.0	11.7
2	OK	133.60	1011.76	661.77	58.1 66.0	71.3	2.50	6.3	2.4	11.7

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Considered if not less than -fctm

Check Result of Check

Reg Number of current concrete sub-region of the cross section

Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets

Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)

Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets

Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)

Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)

As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)

r eff Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	5.26 (11.3)	0.0	0.0	-115.8 (360.0)	0.0	-31.5	781	26.5	0.034

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds fctm in at least one combination

Check Result of check

e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section

e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -)assessed in cracked section

k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]

kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q,perm SLS [see eq.(7.9) EC2]

k2 = 0.5 for bending; =(e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]

k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

Ø Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]

e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]

Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es

sr max Max final crack [mm] spacing

wk Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets

MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]

MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00069	0	0.500	26.0	0.00040 (0.00035)	188	0.074 (0.30)	182.89	0.00

valori a estradosso cordolo		
combinazione (-)	M (kN*m/m)	V (kN/m)
SLU-STR	49.1	59.7
SLE	37.7	-
SISMICA	64.4	54.1

La forza assiale agente sulla soletta di fondo della vasca risulta pari a:

- SLU-STR: $N = 270.3 \text{ kN/m}$
- SLE: $N = 207.7 \text{ kN/m}$
- SISMICA: $N = 614.4 \text{ kN/m}$

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali del muro situato sul cordolo di testa dei pali condotte mediante l'ausilio del software RC-SEC. L'armatura del muro (sezione 40x100) è costituita da 5+5 ϕ 20/metro e spille 1 ϕ 10/20x40.

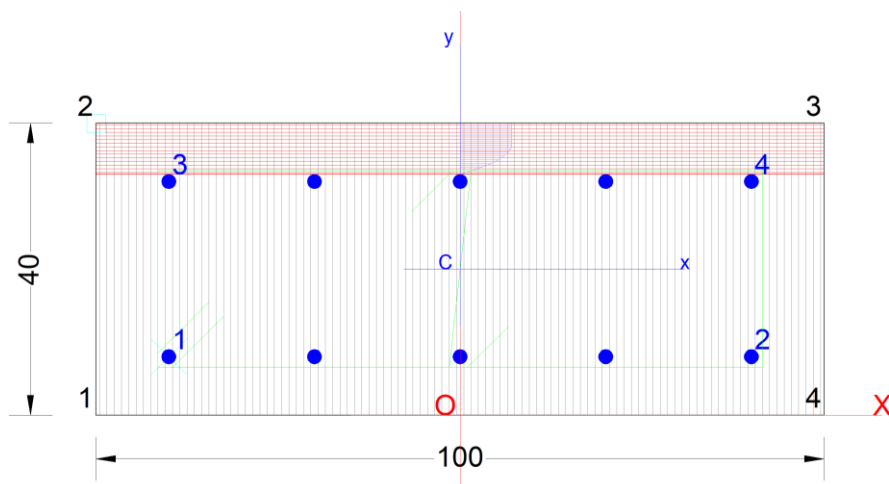
Fattore di sicurezza minimo a pressoflessione= 3.92

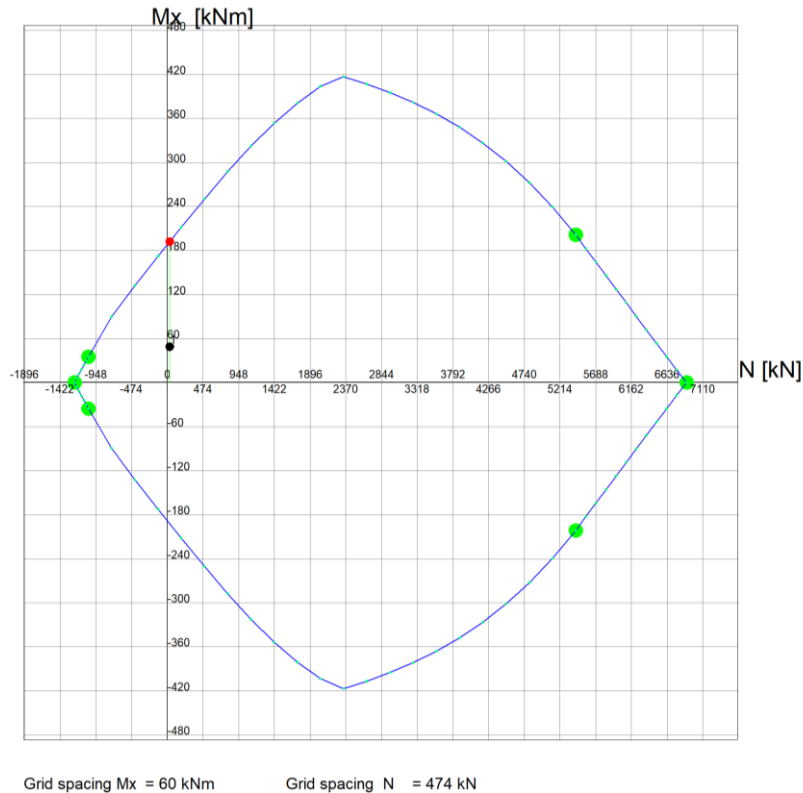
Fattore di sicurezza a taglio= 3.76

Max tensione acciaio= 10.5 MPa

Max tensione cls= 1.31 MPa

Max apertura fessure cls= 0.00 mm





GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: muro testa cordolo.secEC

Section description:

Section type:	Beam
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Type of bending:	Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C25/30
	Design compressive strength fcd:	14.2 MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	7.1 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0111 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	31475.8 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.6 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	11.25 Mpa

Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.: 0.300 mm

STEEL -

Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
Characteristic yield stress f_{yk} :	450.00 MPa
Tensile strength f_{tk} :	450.0 MPa
Design yield stress f_{yd} :	391.3 MPa
Design strength f_{td} :	391.3 MPa
Design ultimate strain ϵ_{su} :	0.068
Mean elastic modulus E_s :	200000.0 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C25/30

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	8.0	20
2	40.0	8.0	20
3	-40.0	32.0	20
4	40.0	32.0	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	3	20
2	3	4	3	20

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 10 mm
Spacing of hoops and cross-ties: 20.0 cm

Stirrups: One hoop
Cross-tie: 1

Order number of two end bars defining each cross-tie:

Cross-tie	Bar 1	Bar 2
1	9	6

Coordinates of generate bars defining the two ends of each cross-ties:

Bar	X[cm]	Y[cm]
9	0.0	32.0
6	0.0	8.0

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N d	Mx d	Vy d
1	32.30	49.00	59.70

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N	Mx	My
1	23.30	37.70 (80.44)	0.00 (0.00)

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	7.0 cm
Min distance between longitudinal bars:	18.0 cm
Min edge cover of stirrups:	6.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult, My ult) to (N, Mx, My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	NotOK	32.30	49.00	32.36	192.25	3.923	15.7

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

Comb.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00507	-50.0	40.0	-0.00050	-40.0	32.0	-0.01250	-40.0	8.0

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
 x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
 D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000499857	-0.016494293	0.219	0.714

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Considered if not less than $-f_{ctm}$
 Check Result of Check
 Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
 Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
 Xc max, Yc max X-coordinate, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
 Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets
 Xs min, Ys min X-coordinate, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
 Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
 As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
 r eff Geometrical ratio $Ac\ eff/As\ eff$ [eq.(7.10) EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.31 (11.3)	-50.0	40.0	-10.5 (360.0)	20.0	----	0	----	----

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds f_{ctm} in at least one combination
 Check Result of check
 e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
 e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
 k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
 kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
 k2 = 0.5 for bending; $= (e1 + e2)/(2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
 k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
 Ø Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
 e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
 Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6\ S_{max} / E_s$
 sr max Max final crack [mm] spacing
 wk Calculated value [mm] of crack width = $sr\ max * (e\ sm - e\ cm)$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
 MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]
 MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	0.00000	0	----	----	----	----	----	80.44	0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb. Order numbers assigned to SLS combination
 Comb.Type Frequent or Quasi-Permanent combination
 Region Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
 k Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresses [eq.(7.1) EC2]
 kc Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
 Act Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
 Ned Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
 Sc = Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
 k1 Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
 Fcr Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
 As reg Area [cm²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region

As,min Minimum Area [cm²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.72	0.39	1900	---	---	---	-115.20	15.7	3.8

8.1.1.3 Verifica SLU-GEO paratia di pali

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è circa il 28% in condizioni LT (Fase 8). In condizioni sismiche, il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è circa il 24%

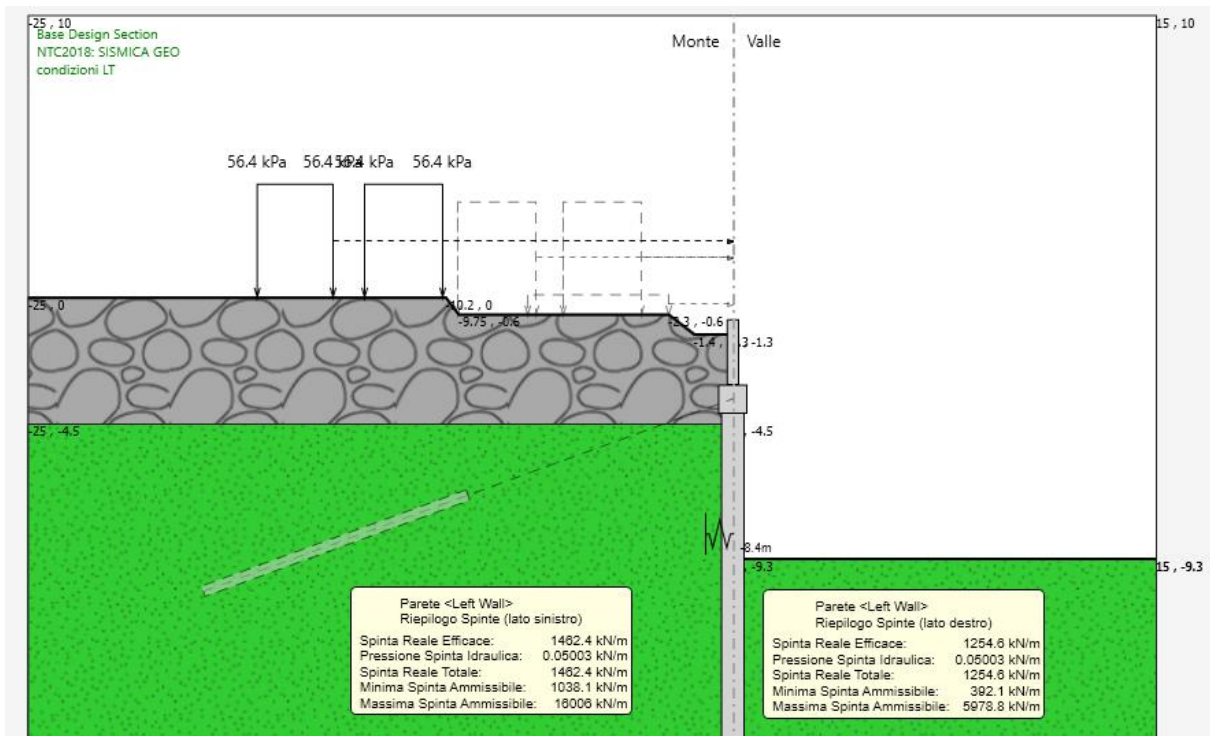


Figura 11: Riepilogo spinte – Condizioni statiche

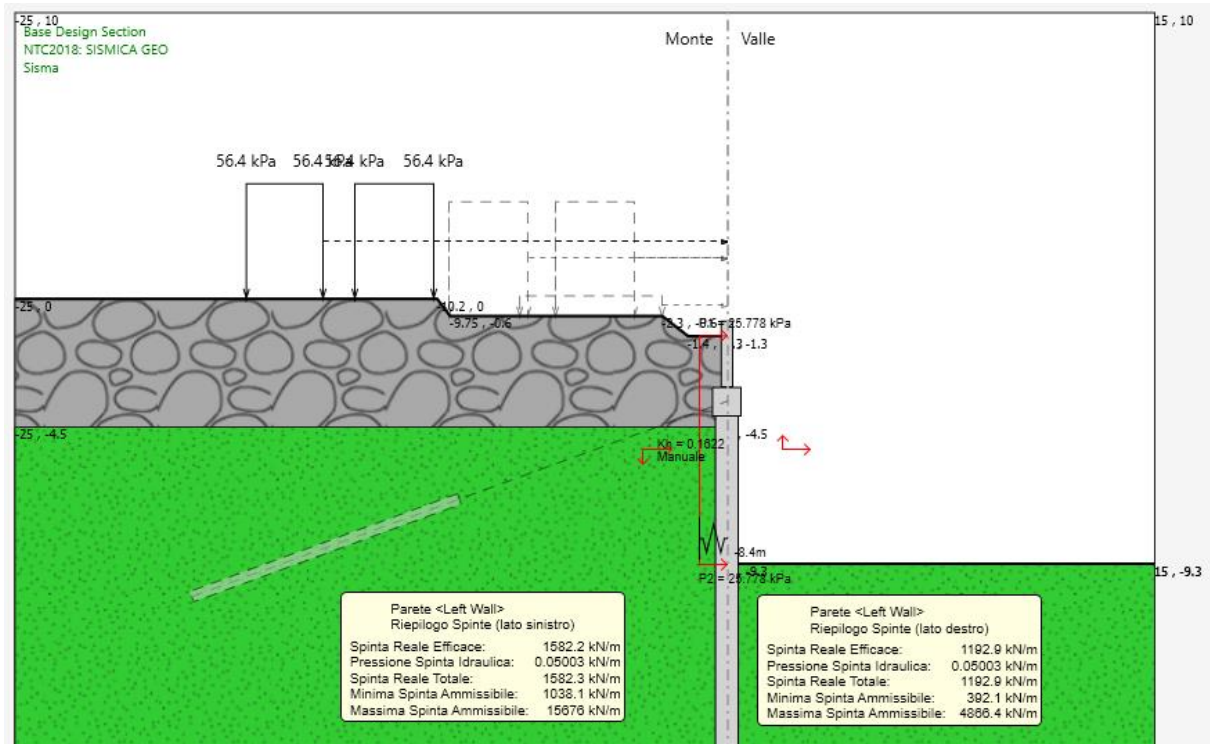


Figura 12: Riepilogo spinte – Condizioni sismiche

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva (condizioni statiche)

Result Title :Wall <Left Wall>

STAGE THRUST_RATIO [--]

1	0.148
2	0.19
3	0.189
4	0.227
5	0.292
6	0.292
7	0.293
8	0.279

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva (condizioni sismiche)

Result Title :Wall <Left Wall>

STAGE THRUST_RATIO [--]

9	0.279
---	-------

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 PIAZZALE FA06A4					
	PARATIA A RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 06 A4 001	REV. A

8.1.2 Verifica dei tiranti

I valori di sforzo assiale del tirante sono di seguito riportati

N (combinazione SLE caratteristica) = 115.6 kN/m

N (combinazione A1+M1+R3) = 150.5 kN/m

L'interasse dei tiranti è pari a 1.8m e pertanto i valori da verificare sono i seguenti:

N (combinazione A1+M1+R3) = 150.5x1.8 = 270.9 kN

Verifica armatura tirante

Massima forza di trazione $T_{STR} = 2709$ kN

Resistenza tirante:

$T_{res} = n \cdot \text{trefoli} \cdot A_{tr} \cdot f_{p(0.1)k} / \gamma_s = 3 \cdot 139 \cdot 1670 / 1.15 / 1000 = 605.5$ kN

Risulta pertanto: $T_{res} > T_{STR}$

Verifica allo sfilamento tirante

Massima forza di trazione $T_{GEO} = 270.9$ kN

Per la verifica geotecnica del tirante è stato assunto un valore di aderenza terreno bulbo pari a 150 kPa. Tale valore deriva dalla formulazione di Bustamante e Doix per i micropali ed è stato ottenuto dal diagramma sottostante che correla il numero di colpi SPT al valore dell'aderenza bulbo-terreno per terreni granulari quali quelli che interesseranno il bulbo del tirante al di sotto del rilevato esistente. Si è assunta cautelativamente la curva SG1 per terreni moderatamente addensati ($N_{SPT} = 20$).

T Resistenza laterale del bulbo:

$$T = \pi \times \alpha \times D_a \times L_a \times s_d$$

nella quale:

α = fattore empirico di amplificazione del diametro del bulbo (assunto cautelativamente pari 1 in questo caso);

D_a = diametro di perforazione = 200 mm;

L_a = lunghezza bulbo = 10 m

s_d = valore di aderenza di progetto = $150/1.8 = 83.3$ kPa

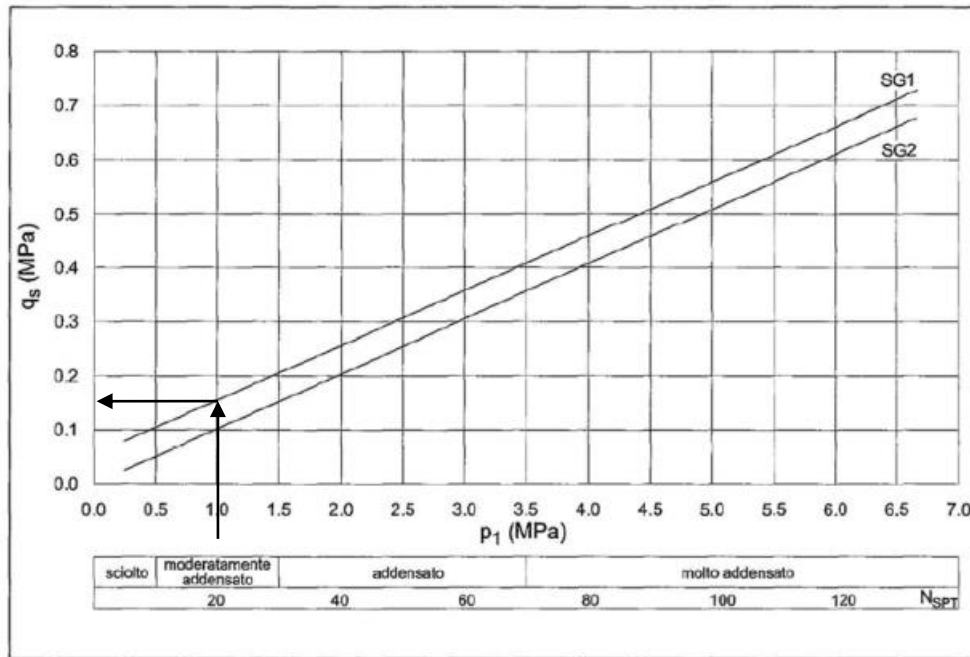


Figura 13: Resistenza unitaria limite per terreni incoerenti (AGI, AICAP, Ancoraggio nei Terreni e nelle Rocce, 2012)

L'utilizzo di metodi analitici prevede inoltre, in accordo con le raccomandazioni AGI-AICAP 2012, che il valore caratteristico R_{ak} della resistenza allo sfilamento, sia calcolato applicando un fattore di correlazione ξ sul valore medio $R_{a,c}$ ottenuto dal calcolo. Per la valutazione del fattore ξ occorre prendere in conto il numero di verticali indagate che hanno condotto alla identificazione del modello geotecnico del terreno di fondazione dell'ancoraggio. In questo caso è stato applicato cautelativamente un fattore ξ pari a 1.8 corrispondente ad un numero di verticali indagate pari a 1.

Il valore di resistenza allo sfilamento (combinazione A1+M1+R3) risulta pertanto pari a:

$$T = \pi \times \alpha \times D_a \times L_a \times s_d / \gamma_R = 3.14 \times 1 \times 0.2 \times 10 \times 83.3 / 1.1 = 476 \text{ kN}$$

$$T_d = 270.9 \text{ kN}$$

$$\text{Fattore di sicurezza} = 476 / 270.9 = 1.76 > 1$$

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 PIAZZALE FA06A4					
	PARATIA A RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 06 A4 001	REV. A

8.1.3 Stima dei cedimenti a tergo dell'opera di sostegno

Considerato che nel presente caso a monte dell'opera di sostegno è presente la linea in esercizio Treviglio-Bergamo (doppio binario), si è provveduto ad eseguire una valutazione dell'entità dei cedimenti indotti dagli scavi verificando che gli stessi non ne compromettessero la sicurezza e la funzionalità.

Perché la funzionalità del binario possa considerarsi mantenuta è necessario che i cedimenti a piano campagna indotti dallo spostamento della paratia siano contenuti entro i seguenti limiti (documento di riferimento: RFI TCAR ST AR 01 001 D – Standard di qualità geometrica del binario e parametri di dinamica di marcia per velocità fino a 300 km/h):

Livello di qualità 3 e $120 \leq V \leq 160$ km/h

Livello longitudinale (L) ≤ 17 mm

Livello trasversale (XL) ≤ 20 mm

Sghembo su base 3 m (γ_{3m}) ≤ 5.8 mm

Per il calcolo dei cedimenti indotti a piano campagna si è utilizzato il metodo di Boone e Westland (2006) implementato nel codice di calcolo Paratie Plus. Tale metodo consente una stima indiretta di prima approssimazione dei cedimenti verticali, e si basa su valutazioni di tipo volumetrico: i cedimenti della superficie libera del terreno a monte e a valle possono essere stimati calcolando il volume di terreno che subisce uno spostamento orizzontale a seguito della deformata dell'opera di sostegno.

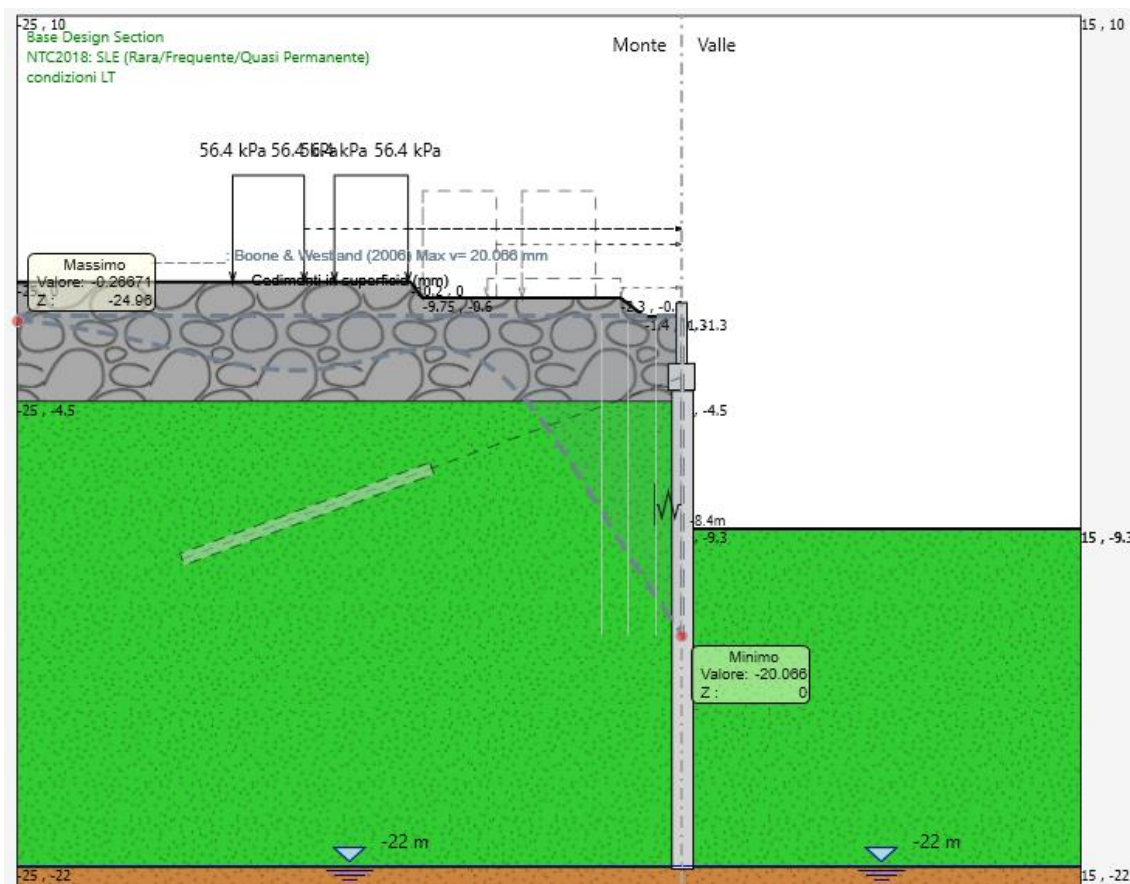


Figura 14: Cedimenti a tergo della paratia in condizioni lungo termine

Tenuto conto che la sezione di calcolo è quella per la quale la paratia è alla minima distanza dai binari, per il calcolo del livello longitudinale (L) è stato considerato il massimo cedimento calcolato in come la differenza tra i cedimenti dei binari in corrispondenza della sezione di calcolo e quelli in corrispondenza della sezione posta a distanza di 10 metri.

Allo stesso modo, ai fini del calcolo dello sghembo (γ_3m), sono stati confrontati i cedimenti in corrispondenza della sezione di calcolo, ed i cedimenti in corrispondenza di una sezione posta a 3m.

Nelle immagini riportate di seguito sono riportati il profilo di cedimento ottenuti a piano campagna e la posizione dei binari in corrispondenza della sezione di calcolo.

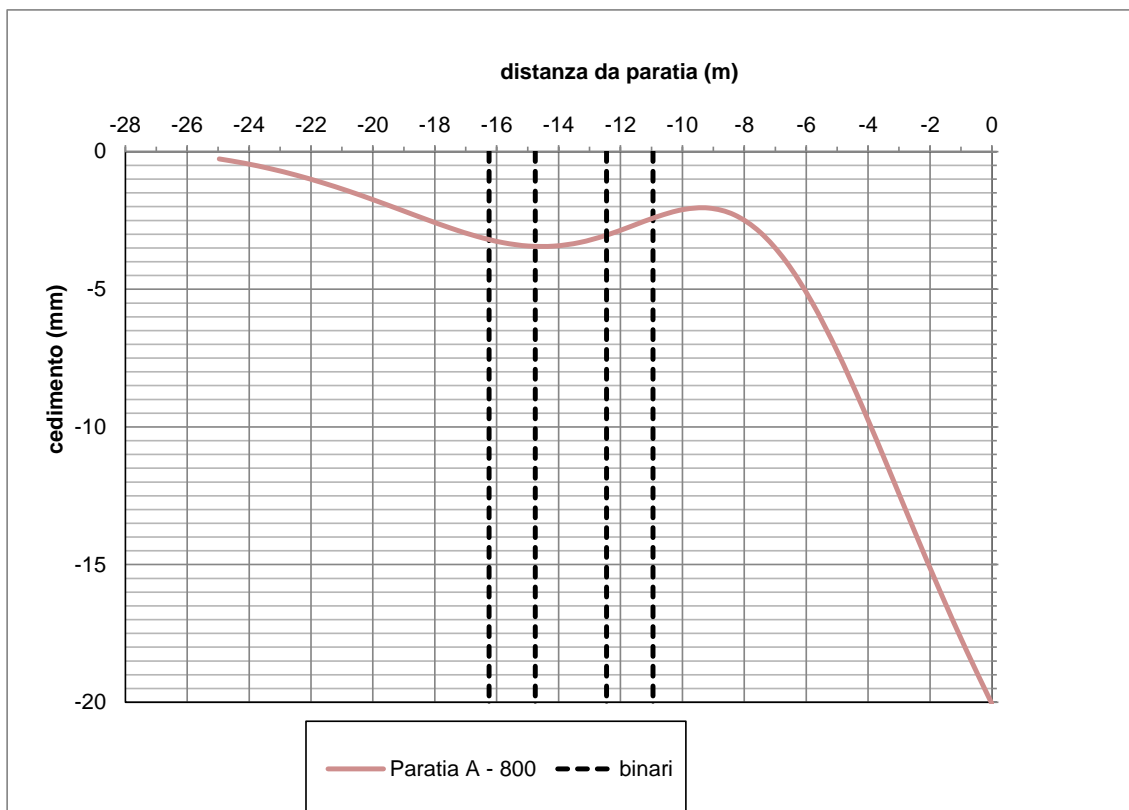


Figura 15: andamento dei cedimenti a tergo dell'opera di sostegno

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche le quali sono soddisfatte.

	sez calc.	sez + 3m	sez + 10m	
asse 1				
cedimento bin. sx=	3.03	3.43	3.32	mm
cedimento bin. dx=	2.42	3.28	2.83	mm
Asse 2				
cedimento bin. sx=	3.18	2.35	2.86	mm
cedimento bin. dx=	3.43	2.93	3.31	mm
LIVELLO TRASVERSALE MAX (XL)=		0.61		mm ok<=20 mm
LIVELLO LONGITUDINALE (XL)=			0.41	mm ok<=17 mm
SGHEMBO MAX su base 3 m (Υ_{3m}) =		0.46		mm ok<=5.8 mm