

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.**

CUP: J14H20000440001

U.O. COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

NUOVO SOTTOPASSO DI VIA CARNIA

SL02 - SOTTOPASSO VIA CARNIA

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

SCALA:

-

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

I N 1 0 1 0 D 2 6 C L S L 0 2 0 0 0 0 9 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Cucino	Set 2021	M. Rigo	Set 2021	C. Mazzocchi	Set 2021	A. Perego Set 2021



File:IN1010D26CLSL0200009A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
2.2	ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO.....	6
3	CARATTERISTICHE MATERIALI.....	7
3.1	CALCESTRUZZO.....	7
3.1.1	<i>Magrone</i>	7
3.1.2	<i>Calcestruzzo per pali e cordolo</i>	7
3.2	ACCIAIO.....	8
3.2.1	<i>Acciaio di armatura per c.a.</i>	8
3.3	TIRANTI	8
3.4	TRAVE DI RIPARTIZIONE	8
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA	9
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	13
6	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	14
7	DEFINIZIONE DELL'AZIONE VARIABILI.....	17
8	CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE.....	19
8.1	APPROCCI PROGETTUALI E METODI DI VERIFICA	23
9	VERIFICA DELLE OPERE PROVVISORIALI DI SOTTOPASSO VIA CARNIA "SL02"	24
	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO: SEZIONE 1	26
9.1.1	<i>Fasi di calcolo</i>	28
9.1.2	<i>Verifica del complesso opera – terreno</i>	29
9.1.3	<i>Verifica del spostamento del terreno sotto ferrovia</i>	31
9.1.4	<i>Verifica Di Barre</i>	33
9.1.5	<i>Verifica strutturali di pali</i>	34

9.1.6	Verifica resistenza strutturale delle trave di ripartizione.....	39
9.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO: SEZIONE 2.....	41
9.2.1	Fasi di calcolo.....	43
9.2.2	Verifica del complesso opera – terreno	44
9.2.3	Verifica del spostamento dell terreno sotto ferrovia.....	46
9.2.4	Verifica strutturali di pali	48
9.3	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO: SEZIONE 3.....	53
9.3.1	Fasi di calcolo.....	55
9.3.2	Verifica del complesso opera – terreno	56
9.3.3	Verifica del spostamento dell terreno sotto ferrovia.....	58
9.3.4	Verifica strutturali di pali	60
9.4	VERIFICA STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO	65
9.4.1	MODELLO DI CALCOLO DELLA SEZIONE 1	65
9.4.2	MODELLO DI CALCOLO DELLA SEZIONE 3	68

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la progettazione definitiva di opere strutturali relative all'Ingresso Ovest al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona.

L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'intersezione con l'Autostrada del Brennero A22 e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Nuova, per una estensione di circa 10km. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Brescia Est – Verona.

Il progetto prevede la rilocazione della Linea Storica leggermente più a nord al fine di lasciare spazio all'inserimento dei binari della Linea AV/AC. Viene anche prevista la realizzazione di una ulteriore linea denominata "indipendente merci" per il collegamento con la Linea Brennero.

Sono previsti interventi di potenziamento e riconfigurazione della stazione di Verona Porta Nuova e realizzazione di una nuova Sottostazione Elettrica con conseguenti interventi tecnologici per la gestione delle modifiche.

Il progetto comprende tutte le opere atte a consentire l'allaccio e l'interfaccia con le linee storiche esistenti e la risoluzione delle interferenze tra la parte di progetto stesso e l'esistente (viabilità, idrografia, ecc).

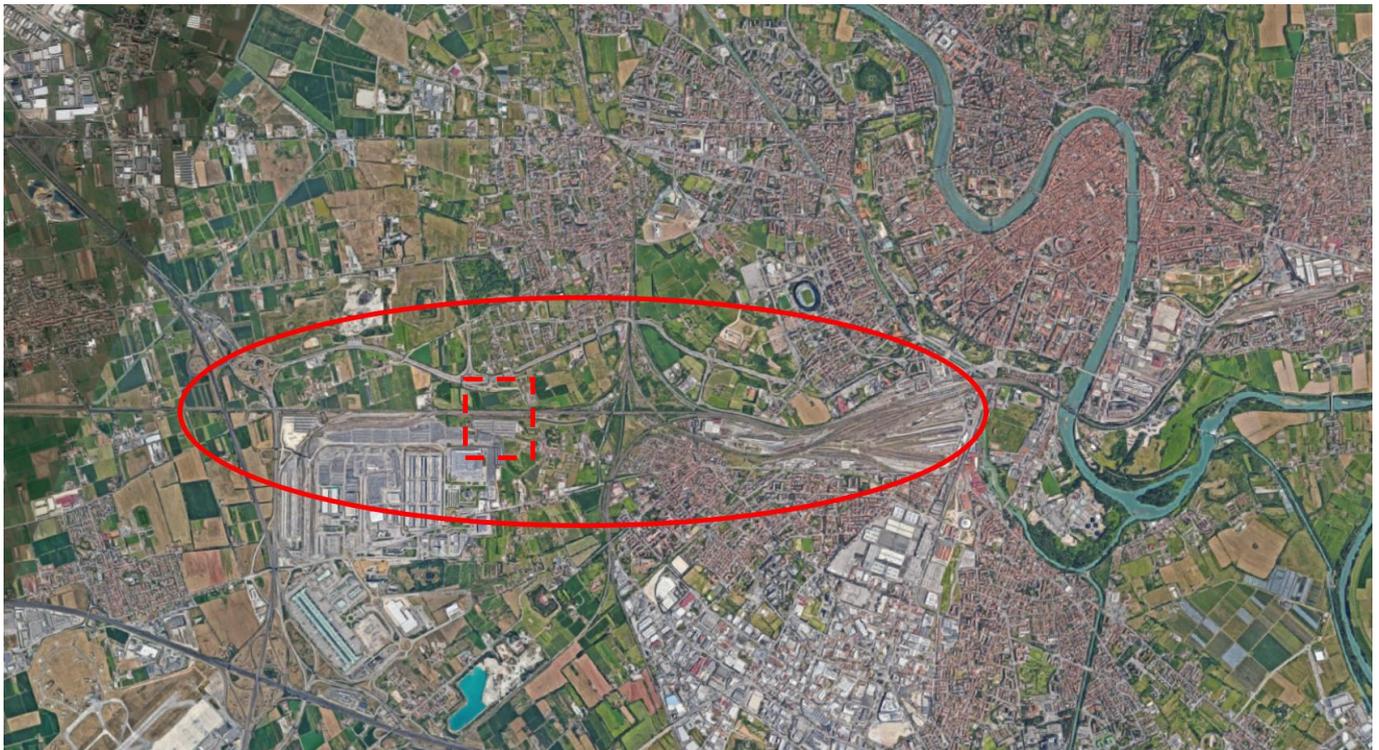


Figura 1 – Individuazione area d'intervento

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARI IN OPERA	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 02 00 009	REV. A

2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono effettuate in accordo con le prescrizioni di seguito elencate è conformi alle normative vigenti:

- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 11 febbraio 2019, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2. Ponti e strutture, e relativi allegati (A, B, C)
- ✓ Istruzione RFI DTC INC CS SP IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 3. Corpo stradale, e relativi allegati (A, B, C, D, E)
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 002 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 003 - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 004 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 005 - Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprighiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- ✓ Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- ✓ 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
- ✓ UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- ✓ UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.

- ✓ UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1:
 Regole generali e regole per gli edifici

2.2 Elaborati di progetto di riferimento

FASI COSTRUTTIVE	IN1010D26BBSL0200001A
FASI COSTRUTTIVE	IN1010D26BBSL0200002A
FASI COSTRUTTIVE DI STRUTTURE IN METODO MILANO	IN1010D26BBSL0200003A
FASI COSTRUTTIVE DI STRUTTURE IN METODO MILANO	IN1010D26BBSL0200004A
OPERE PROVVISORIALI - PLANIMETRIA E PROFILO	IN1010D26BZSL0200003A
OPERE PROVVISORIALI - SEZIONE	IN1010D26BZSL0200004A
OPERE PROVVISORIALI - PLANIMETRIA E PROFILO	IN1010D26BZSL0200005A
OPERE PROVVISORIALI - SEZIONE	IN1010D26BZSL0200006A

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

Per la realizzazione del cordolo, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 25/30 ($R_{ck} \geq 30$ N/mm²) che presenta le seguenti caratteristiche:

3.1.1 Magrone

Classe di resistenza = C12/15

3.1.2 Calcestruzzo per pali e cordolo

γ_c = peso specifico = 25.00 kN/m³

Classe di resistenza = C25/30

R_{ck} = resistenza cubica = 30.00 N/mm²

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 R_{ck} = 25.00 N/mm²

f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8$ = 33.00 N/mm²

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione = $\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$ = 0.85 * 30/1.5 = 17.0 N/mm²

f_{ctm} = resistenza a trazione media = 0.30 * $f_{ck}^{(2/3)}$ = 2.56 N/mm²

f_{cfm} = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 * f_{ctm} = 3.07 N/mm²

f_{ctk} = resistenza a traz. per flessione caratt. = 0.70 * f_{cfm} = 1.79 N/mm²

E_{cm} = modulo elast. tra 0 e 0.40 f_{cm} = 22000 * ($f_{cm}/10$)^{0.3} = 31475 N/mm²

σ_c = Resistenza a compressione (Comb. Rara) = 0.6 * f_{ck} = 15.0 N/mm²

σ_c = Resistenza a compressione (Comb. Quasi Permanente) = 0.45 * f_{ck} = 11.25 N/mm²

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio di armatura per c.a.

Tipo = B 450 C

γ_a = peso specifico = 78.50 kN/m³

$f_{y \text{ nom}}$ = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm²

$f_{t \text{ nom}}$ = tensione nominale di rottura = 540 N/mm²

$f_{yk \text{ min}}$ = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm²

$f_{tk \text{ min}}$ = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²

$(f_t/f_y)_{k \text{ min}}$ = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.15

$(f_t/f_y)_{k \text{ max}}$ = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.35

$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$ = massimo rapporto tra i valori nominali = 1.25

$(A_{gt})_k$ = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7.5 %

φ_{min} = minimo diametro consentito delle barre = 6 mm

φ_{max} = massimo diametro consentito delle barre = 40 mm

E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm²

α_T = coefficiente di dilatazione termica = 0.00001 °C⁻¹

3.3 Tiranti

Acciaio tipo Dywidag: carico di rottura $f_{tk} = 1050$ MPa

Carico di snervamento $f_{yk} = 950$ MPa

3.4 Trave di Ripartizione

Profili Metallici – Acciaio :S275

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera oggetto della presente relazione è uno scatolare realizzato interamente in cmeneto armato gettato in opera, caratterizzato da cinque vani. I due vani inferiori sono destinati alla viabilità stradale, mentre i vani superiori sono da considerarsi come un'intercapedine utilizzati come spazio a disposizione da Rfi quale stazione appaltante. L'estradosso dell'opera è invece sede del traffico ferroviario.

L'altezza netta interna dello scatolare è 9.05m, 5.08. Lo spessore della soletta superiore è 1.00m, dei piedritti è pari a 1.00m, 1.30m e del solettone di fondo è pari a 1.50m. Il manufatto è gettato in uno concio di dimensioni in pianta pari a 49.12x29.80 metri ed ha un'altezza complessiva di 18.85 m; il calcolo è stato effettuato considerando i lavori provvisori per la costruzione del sottopassaggio

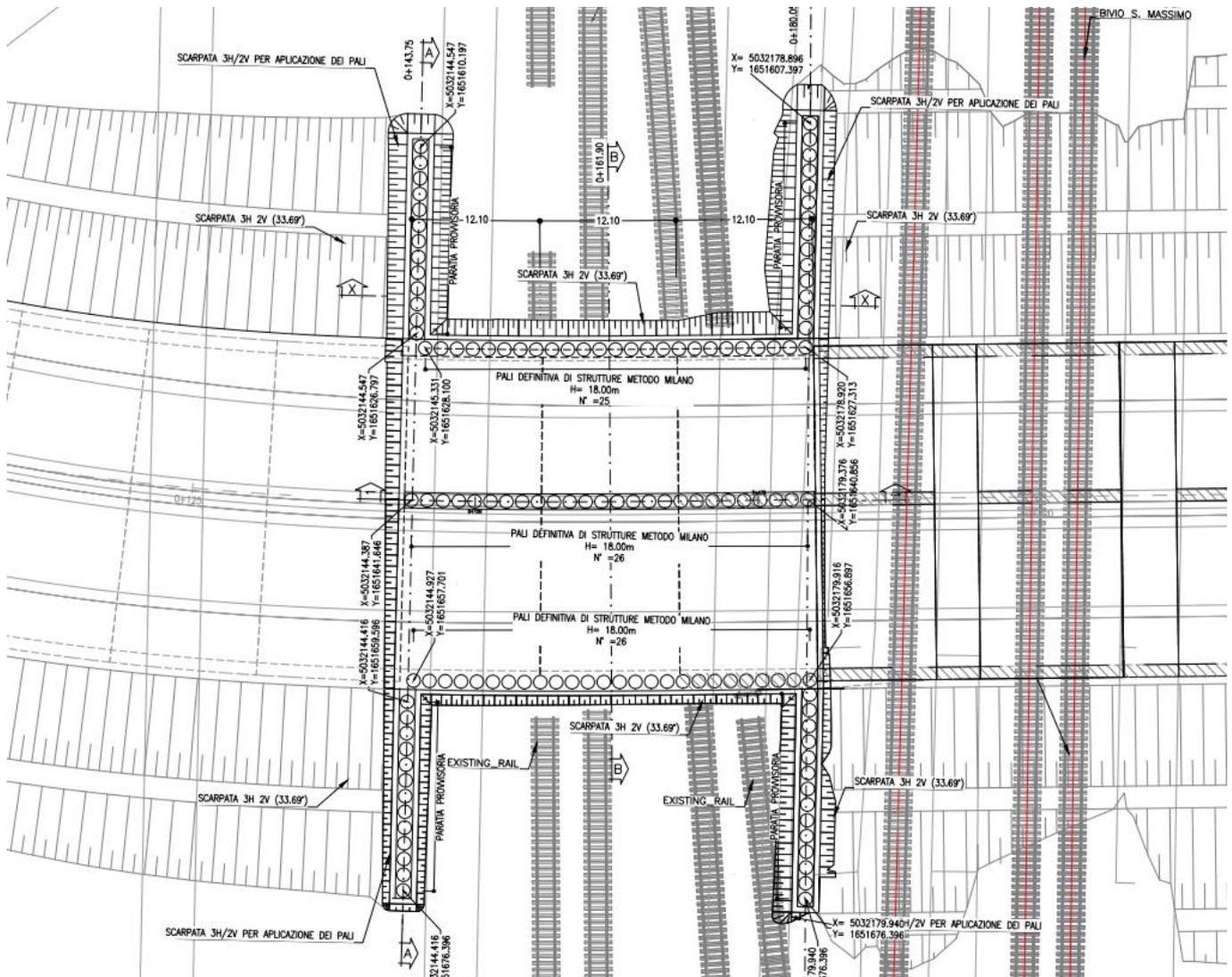


Figura 2 – Planimetria generale di Struttura - 1

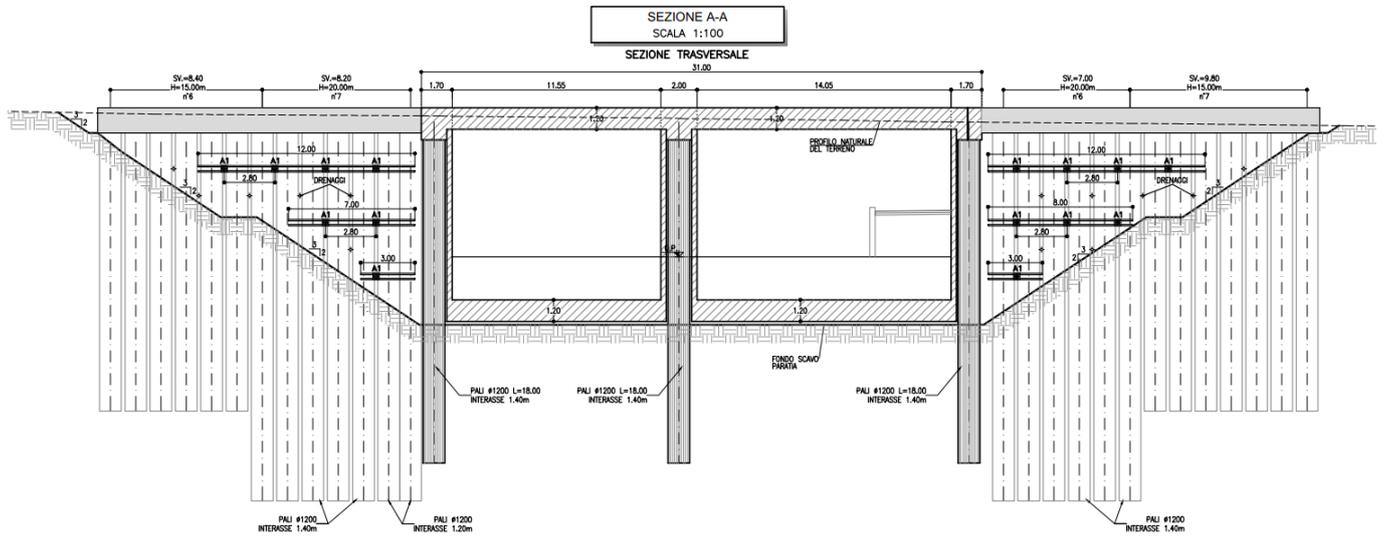


Figura 3 – Sezione trasversale di Struttura -1 – Tavole 1/2

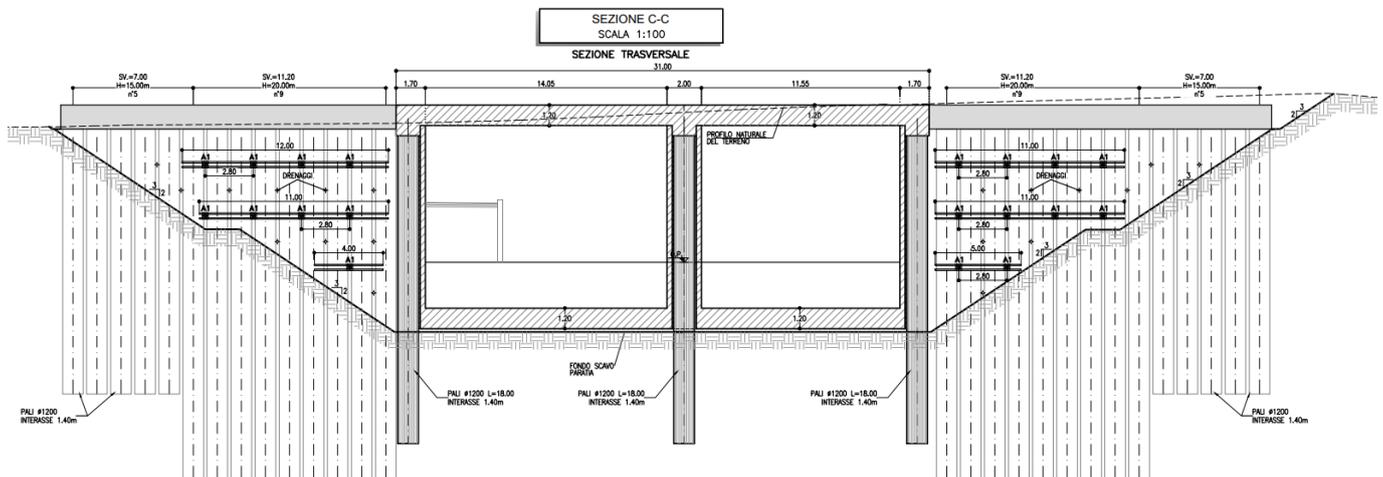


Figura 4 – Sezione trasversale di Struttura -1 – Tavole 2/2

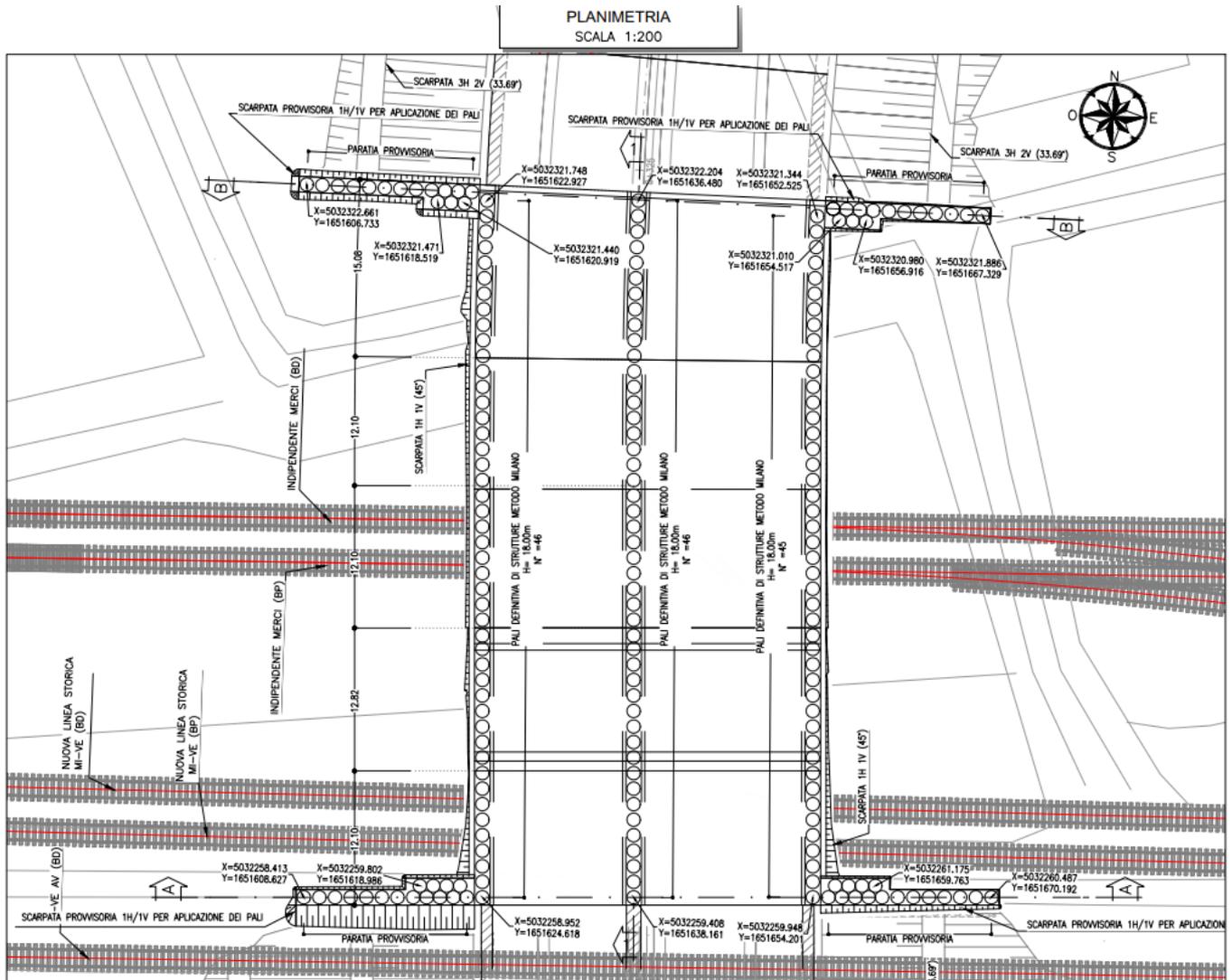


Figura 5 – Planimetria generale di Struttura – 2

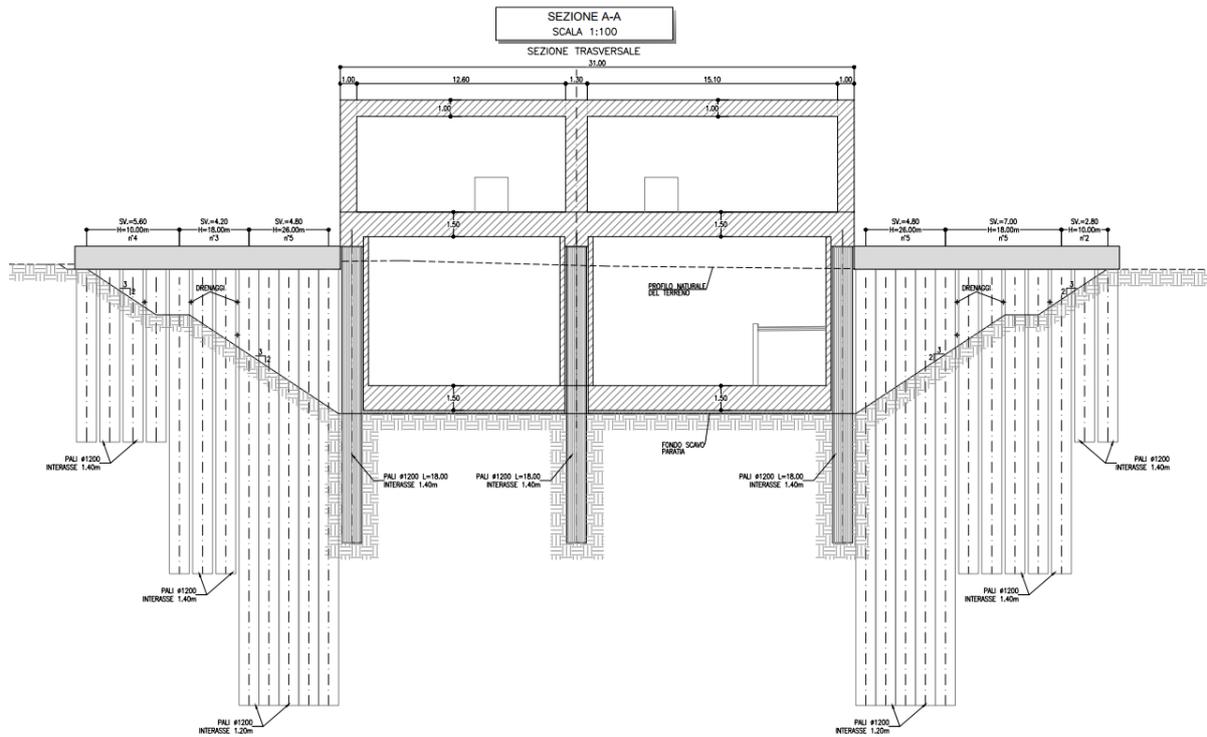


Figura 6 – Sezione trasversale di Struttura -2 – Tavole 1/2

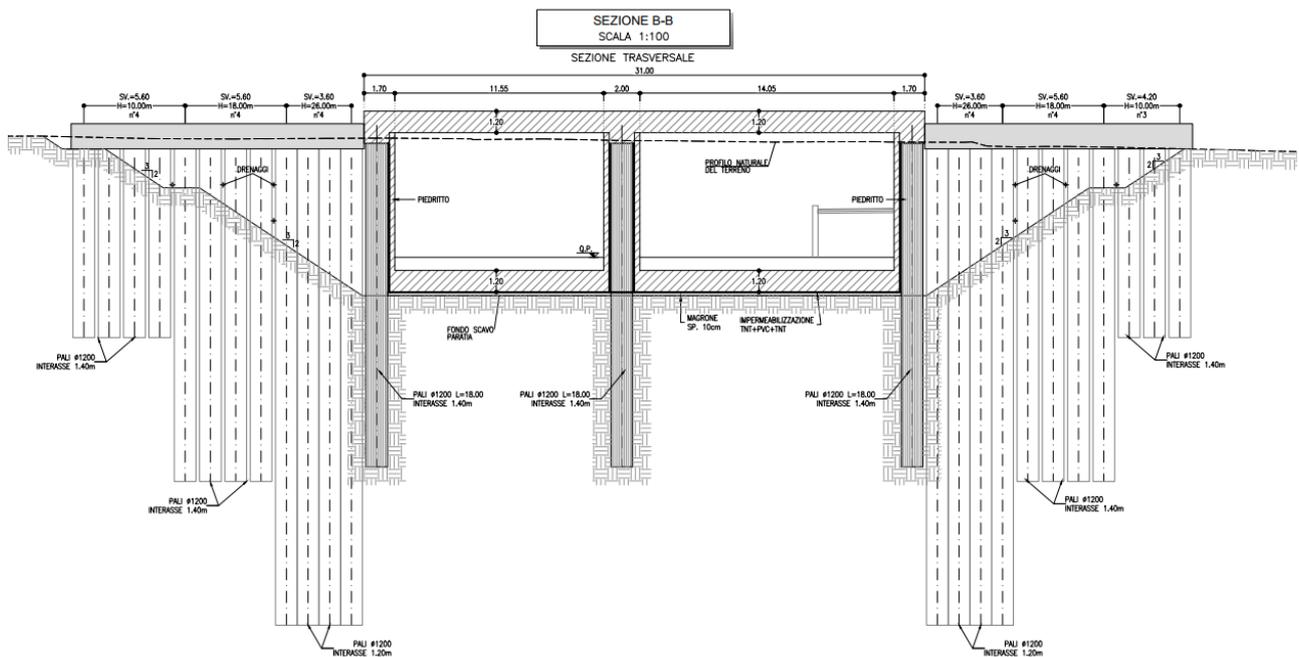


Figura 7 – Sezione trasversale di Struttura -2 – Tavole 2/2

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento geotecnico dell'opera si riporta l'estratto dell'elaborato Relazione Geotecnica da cui si riportano i dati geotecnici fondamentali di interesse.

Tablelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo:

Tabella 1 Caratteristiche meccaniche del terreno

Strato	Profondità da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione	Peso di volume γ [kN/m ³]	Formazione	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	Coesione c' (kPa)	Modulo elastico E_{oc} (MPa)
1	0.00	5.00	Materiale rimaneggiato e/o di riporto antropico	19.00	MR	42.00	0.00	47.00
2	5.00	15.00	Ghiaia Poligenica	19.00	GP-1	40.00	0.00	70.00
3	15.00	Sotto	Ghiaia Poligenica	19.00	GP-2	38.00	0.00	80.00

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARI IN OPERA	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 02 00 009	REV. A

6 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato dal D.M. 17 Gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

Le opere in progetto per la Sottopasso Via Carnia "SL02", in un sito con le seguenti coordinate geografiche: Latitudine 45.42695; Longitudine 10.93887.

Per la galleria artificiale si definisce una vita nominale VN pari a 35 anni e una classe d'uso III a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 1,5 (§ 2.4.2, DM 17/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell'azione sismica risulta pari a VR = VN · Cu = 35 anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell'azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell'opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, sopra definito, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale :

- ag: accelerazione orizzontale massima
- F0: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T*C: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il periodo di ritorno si determina con l'espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

- ag è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- S_s è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F0 e ag/g (Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/2018);

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

- S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall'ubicazione dell'opera (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018).

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La categoria di sottosuolo è stata valutata sulla base dei risultati della caratterizzazione geotecnica, in particolare sulla base della velocità delle onde di taglio ponderata sui primi 30 metri di profondità. Sulla base degli andamenti delle suddette grandezze con la profondità, con riferimento al documento "Relazione geotecnica e di calcolo" (Rif. [9]) cui si rimanda per maggiori approfondimenti, si individua come categoria di sottosuolo la classe sismica "B". I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica per le opere d'imbocco sono riassunti nei paragrafi seguenti.

	Strutture di sostegno	
Coordinate geografiche	Latitudine: 45.42695; Longitudine 10.93887	
Condizione	SLV	SLD
T_R	332	332
a_g/g	0.136	0.045
F_0	2.421	2.515
Categoria di sottosuolo	B	B
S_s	1.200	1.200
Categoria topografica	T1	T1
S_T	1,00	1,00
a_{max}/g	0.163	0.054

7 DEFINIZIONE DELL'AZIONE VARIABILI

Il carico verticale ferroviario è definito per mezzo di diversi modelli di carico: in particolare sono forniti due treni di carico distinti, il primo rappresentativo del traffico normale LM71, il secondo rappresentativo del traffico pesante SW2.

Coefficiente di adattamento α

I valori dei suddetti carichi relativi alla configurazione LM71 e SW2 dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento, variabile in ragione della tipologia dell'Infrastruttura (ferrovia ordinaria, ferrovia leggera metropolitana), viene di seguito riportata la tabella con la variabilità del coefficiente in base al tipo di linea o categoria di linea.

Tabella 2 Coefficiente di adattamento

Tipi di linea o categorie di linea STI	Valore minimo del fattore alfa (α)
IV	1.1
V	1.0
VI	1.1
VII-P	0.83
VII-F, VII-M	0.91

Per completezza di informazioni viene di seguito riportata la tabella attinente alla categorie di linea STI per il sottosistema Infrastruttura del sistema ferroviario convenzionale:

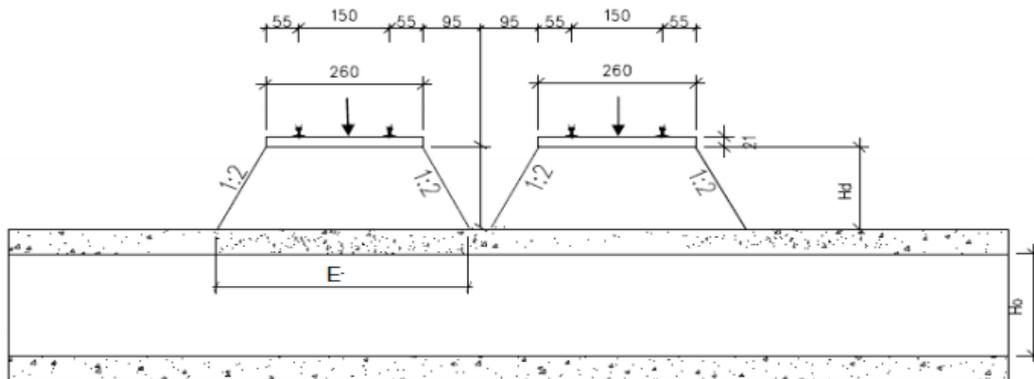


Figura 8 – Diffusione del carico ferroviario

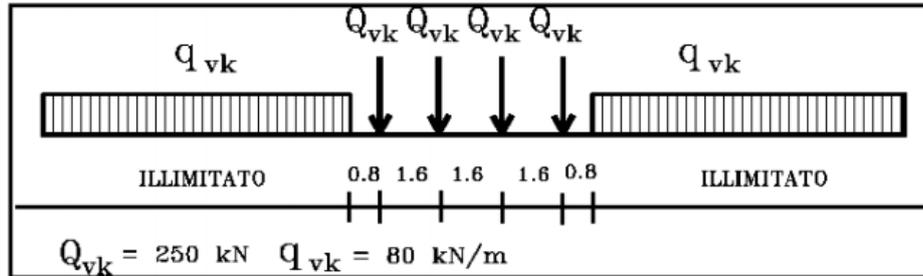


Figura 9 – Modello di carico LM71

$H_d \approx 1.5 \text{ m}$

$L_{net} = 11.6 \text{ m}$

$\Phi_1 = 1.4$

$\Phi_2 = [2.16 / (L_{clear}^{0.5} - 0.2)] + 0.73 = 1.40$

diffondere il carico del treno = $80 \times 1.4 \times 1.4 = 156.8 \text{ kN/m}$

carico del treno singolo = $250 \times 1.4 \times 1.4 = 490 \text{ kN}$

$E = 4.1 \text{ m}$

$A = 4.1 \times 1.6 = 6.56 \text{ m}$

Carico LM71 $\rightarrow W_{trn}(\text{singolo}) = 490 / 6.56 = 75 \text{ kN/m}^2$

8 CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE

Le azioni considerate per la verifica delle strutture di sostegno dell'imbocco sono le seguenti:

- **Azioni permanenti strutturali (G1):** peso proprio degli elementi strutturali;
- **Azioni permanenti non strutturali (G2):** spinta del terreno a monte e a valle dell'opera; carico distribuito sul piano campagna a monte della struttura di sostegno al fine di simulare il piano campagna non orizzontale

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo PARATIE, 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 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. I coefficienti di spinta a riposo sono stati presi dall'equazione di Jacky come segue:

$$K_0 = 1 - \tan \phi'$$

In condizioni statiche, per la valutazione del coefficiente di spinta attiva, è stata utilizzata la formulazione proposta da Muller-Breslau (1924). Per la valutazione del coefficiente di spinta passiva, è stata seguita la formulazione proposta da Lancellotta (2007), per tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

Formulazione di Muller-Breslau (1924):

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

dove:

ϕ' è l'angolo di attrito del terreno

β è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ è l'angolo di attrito paratia-terreno

i è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

Formulazione di Lancellotta (2007):

$$k_p = \left[\frac{\cos(\delta) \cdot (\cos(\delta) + \sqrt{\sin^2(\phi) - \sin^2(\delta)})}{\cos(i) - \sqrt{\sin^2(\phi) - \sin^2(i)}} \right] \cdot e^{2\theta \tan(\phi)}$$

$$2\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin(\delta)}{\sin(\phi)} \right) + \sin^{-1} \left(\frac{\sin(i)}{\sin(\phi)} \right) + \delta + i$$

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARI IN OPERA	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 02 00 009	REV. A

dove:

φ' è l'angolo di attrito del terreno

β è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ è l'angolo di attrito paratia-terreno

i è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

Il valore limite della tensione orizzontale sarà pari a

$$\sigma'h = K_a \cdot \sigma'v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma'h = K_p \cdot \sigma'v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente, e dove c' è la componente della coesione drenata del terreno.

- **Azioni variabili (Q_k):** carico variabile sul piano campagna atto a simulare la presenza di sovraccarichi variabili in fase costruttiva legato alle varie fasi realizzative
- **Azione sismica (E):** Accelerazione orizzontale e verticale come definita al Cap. 6

L'effetto del sisma si ottiene applicando un incremento di spinta del terreno (cfr § 7.11.6.3.1 del D.M. 17/01/2018 e § C7.11.6.3 della Circolare 7/19) valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe, agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera.

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

Dove:

γ : rappresenta il peso dell'unità di volume della formazione con la quale l'opera interagisce

H : rappresenta l'altezza totale dell'opera (comprensiva del tratto infisso)

K_{aE} e K_a : rappresentano i coefficienti di spinta attiva in condizioni sismiche e statiche rispettivamente

Per la valutazione della spinta passiva si assume $\alpha=1$ (§7.11.6.3 del D.M.17/01/2018). Il coefficiente sismico verticale, k_v , si assume pari a 0 (§7.11.6.3 del D.M.17/01/2018).

Per la definizione dell'incremento di spinta secondo la teoria di Mononobe-Okabe, il coefficiente di spinta attiva (Mononobe (1929) e Okabe (1926)) può valutarsi ponendo ancora δ pari a $2/3 \varphi'$, ma considerandone solo la componente orizzontale (ortogonale all'opera di sostegno). Per il coefficiente di spinta passiva (Lancellotta (2007)) in condizioni sismiche, da inserire direttamente nel modello numerico, si ponga invece $\delta = 0$.

Formulazione di Mononobe (1929) e Okabe (1926):

Per $i \leq \varphi' - \theta$;

$$K_{aE} = \frac{\sin^2(\beta + \varphi' - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i - \theta)}{\sin(\beta - \theta - \delta) \cdot \sin(\beta + i)}}\right]^2}$$

Per $i > \varphi' - \theta$;

$$K_{aE} = \frac{\sin^2(\beta + \varphi' - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \theta - \delta)}$$

Dove,

φ' : l'angolo di attrito del terreno

β : l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ : l'angolo di attrito paratia-terreno

i : l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right)$$

kh: coefficiente di accelerazione sismica orizzontale

kv: coefficiente di accelerazione sismica verticale

Formulazione di Lancellotta (2007):

$$k_p = \left[\frac{\cos(\delta) \cdot (\cos(\delta) + \sqrt{\sin^2(\varphi) - \sin^2(\delta)})}{\cos(i - \theta) - \sqrt{\sin^2(\varphi) - \sin^2(i - \theta)}} \right] \cdot e^{2\theta \tan(\varphi)}$$

$$2\theta = \sin^{-1}\left(\frac{\sin(\delta)}{\sin(\varphi)}\right) + \sin^{-1}\left(\frac{\sin(i - \theta)}{\sin(\varphi)}\right) + \delta + (i - \theta) + 2\theta$$

dove:

φ' : l'angolo di attrito del terreno

β : l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ : l'angolo di attrito paratia-terreno

i : l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right)$$

kh: coefficiente di accelerazione sismica orizzontale

kv: coefficiente di accelerazione sismica verticale

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 17/01/2018, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

- Combinazione fondamentale (SLU)
- Combinazione sismica (SLV): il coefficiente di combinazione per il carico variabile Q1 è assunto pari a 0.2.

8.1 Approcci progettuali e metodi di verifica

In accordo con il § 6.5.3 di NTC2018, le verifiche delle strutture di sostegno sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU GEO e SLU STR):

- collasso del complesso opera-terreno;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.
- controllo dello stato tensionale e fessurativo degli elementi strutturali

Come prescritto dal DM 17/01/2018 per le strutture in oggetto, è stato adottato l'Approccio 1 con le due combinazioni di coefficienti parziali (tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I del DM 17/01/2018):

- Combinazione 1: $A1 + M1 + R1$
- Combinazione 2: $A2 + M2 + R1$.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto con la verifica di stati limite ultimi GEO, applicando la Combinazione 2 ($A2+M2+R1$); per quanto riguarda le verifiche di stati limite ultimi STR l'analisi è stata condotta la Combinazione 1 ($A1+M1+R1$).

Per le verifiche di stabilità globale è stato applicato l'Approccio 1- Combinazione 2 ($A2+M2+R2$ – Tabb. 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del DM 17/01/2018).

Il corretto dimensionamento nei confronti degli SLU GEO assicura che gli spostamenti dell'opera siano compatibili con le esigenze di funzionalità della stessa.

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), con riferimento alla configurazione finale dell'opera di sostegno. Per le verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni sono pari all'unità.

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo PARATIE (versione 21.0.3).

9 VERIFICA DELLE OPERE PROVVISORIE DI SOTTOPASSO VIA CARNIA "SL02"

Le verifiche statiche delle paratie sono state condotte mediante il codice di calcolo Paratie Plus 2020. Le sezioni di calcolo implementate nel codice sono di seguito indicate con riferimento alla figura seguente:

- Sez. 1: paratia di pali, H=20.0 m: Pali con tre ordine di barre dywidag.
- Sez. 2: Paratia di pali, H=18.0 m
- Sez. 3: Paratia di pali, H=26.0 m

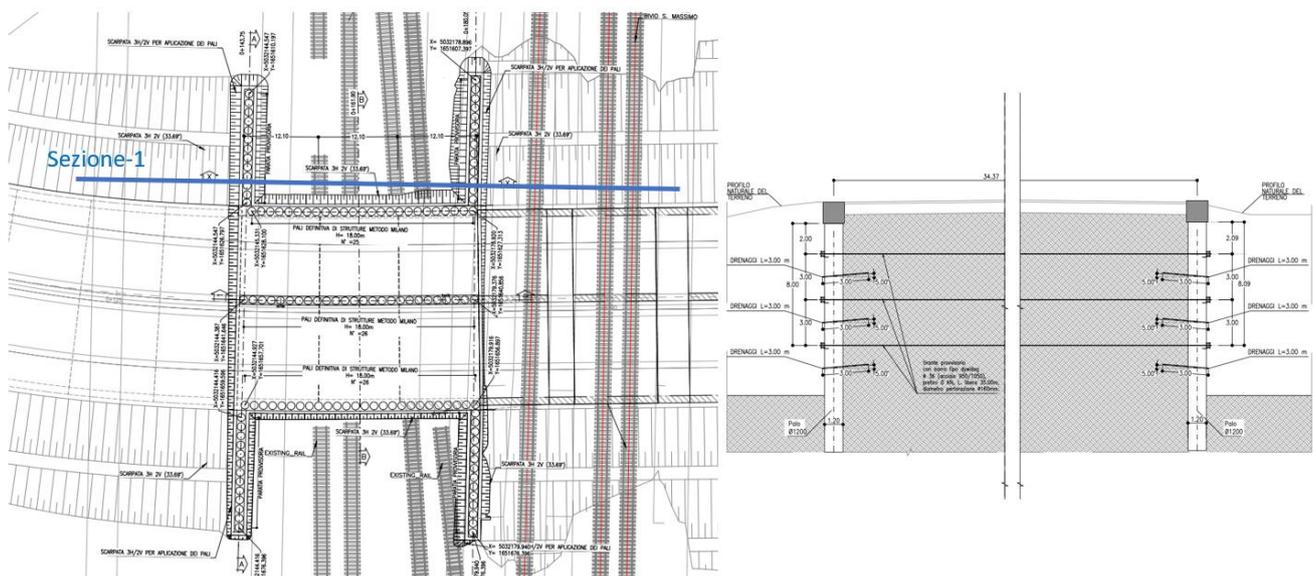


Figura 10 – Modello di Calcolo- Sezione 1

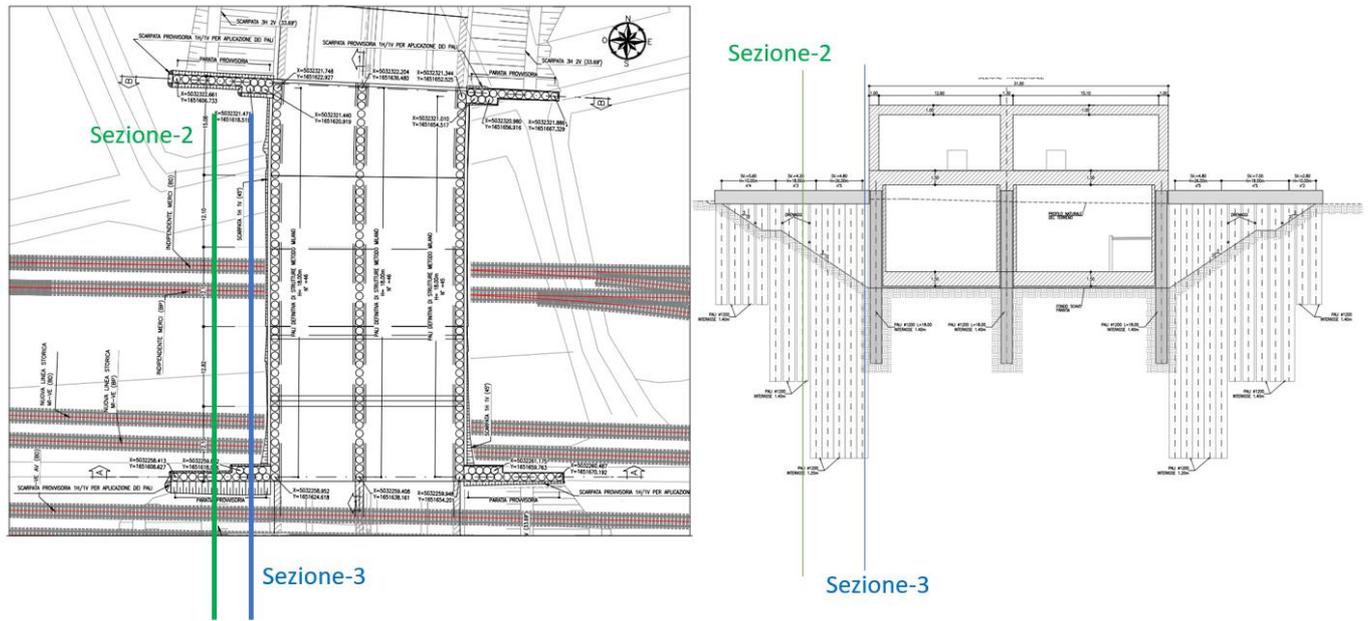


Figura 11 – Modello di Calcolo- Sezione 2 e 3

Descrizione del modello di calcolo: Sezione 1

La Figura 12 mostra la sezione di calcolo; si può osservare, per esempio, come l'inclinazione del pendio a monte dell'opera sia stata modellata applicando un eventuale carico fittizio equivalente o come i carichi di sovraccarico si applichino su un piano del terreno orizzontale.

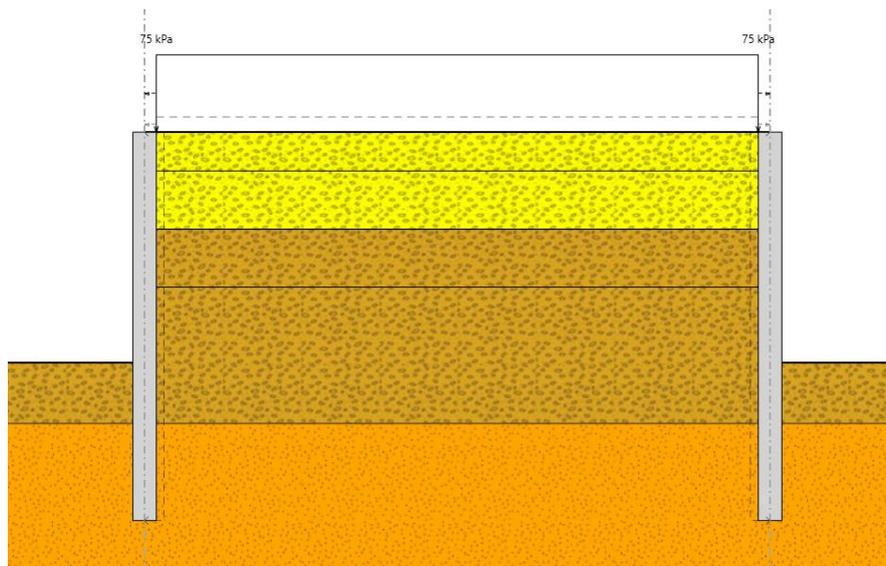


Figura 12 – Modello di Calcolo

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

Tabella 3: Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Tipologia struttura di sostegno	Paratia di pali, diametro di perforazione $\phi = 1200$ mm con armati ad interasse $i = 1.40$ m
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 20.00$ m
Altezza libera paratia	$H = 11.50$ m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 §6.5.2.2)	$H1 = H + \min[0.5; 10\% (11.50 - 8)] = 11.85$ m
Ordini di barre con dywidag (n°)	3
Passo orizzontale di barre	2.8 m
Passo verticale di barre	3.0 m
Inclinazione del piano campagna a monte	terreno naturale circa $0^\circ - 5^\circ$
Inclinazione del piano campagna a valle	$0^\circ - 5^\circ$
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	Carico Ferroviario: $Q_{1,k} = 75$ kPa, estensione 35 m
Sovraccarichi variabili a valle	-

I parametri geotecnici adottati nelle analisi variano a seconda della combinazione di riferimento adottata in considerazione della specifica verifica prevista dal D.M. 17/01/2018 così come riportato nel prospetto che segue.

Tabella 4: Parametri geotecnici di calcolo

Terreno	Gruppo coeff. parziali	Condizione	γ	$c'a$	$\phi'a$	δ	E'	E'_{ur}	k_o	K_{ah}	K_{ph}
			(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	(-)
MR (da p.c. a 5 m)	M1	SLU	19	0	42	28.00	47	75.2	0.331	0.162	11.348
		SLV				0			0.331	0.200	4.831
	M2	SLU				23.8			0.416	0.217	6.884
		SLV				0			0.416	0.200	4.831
GP-1 (5 – 15m)	M1	SLU	19	0	40	26.67	70	112	0.357	0.179	9.573
		SLV				0			0.357	0.218	4.395
	M2	SLU				22.58			0.443	0.236	6.008
		SLV				0			0.443	0.218	4.395
GP-1 (>15m)	M1	SLU	19	0	38	25.3	80	128	0.384	0.196	8.153
		SLV				0			0.384	0.238	4.009
	M2	SLU				21.3			0.470	0.256	5.286
		SLV				0			0.470	0.238	4.009

γ = peso dell'unità di volume

$c'a$ = coesione efficace (valore di calcolo)

$\phi'a$ = angolo di resistenza al taglio (valore di calcolo)

δ = angolo d'attrito struttura/terreno

E' = modulo di Young

E'_{ur} = modulo di Young (scarico/ricarico)

k_o = coefficiente di spinta a riposo

K_a = coefficiente di spinta attiva

K_p = coefficiente di resistenza passiva

Con riferimento alla valutazione del coefficiente sismico orizzontale k_h , i valori di α e β sono stati assunti rispettivamente pari a 0.960 e 0.520 avendo considerato un sottosuolo di tipo B e uno spostamento massimo ammissibile μ_s pari a $0.005 \times 20 = 0.1$ m (cfr. § 7.11.6.3.2 del D.M. 17/01/2018).

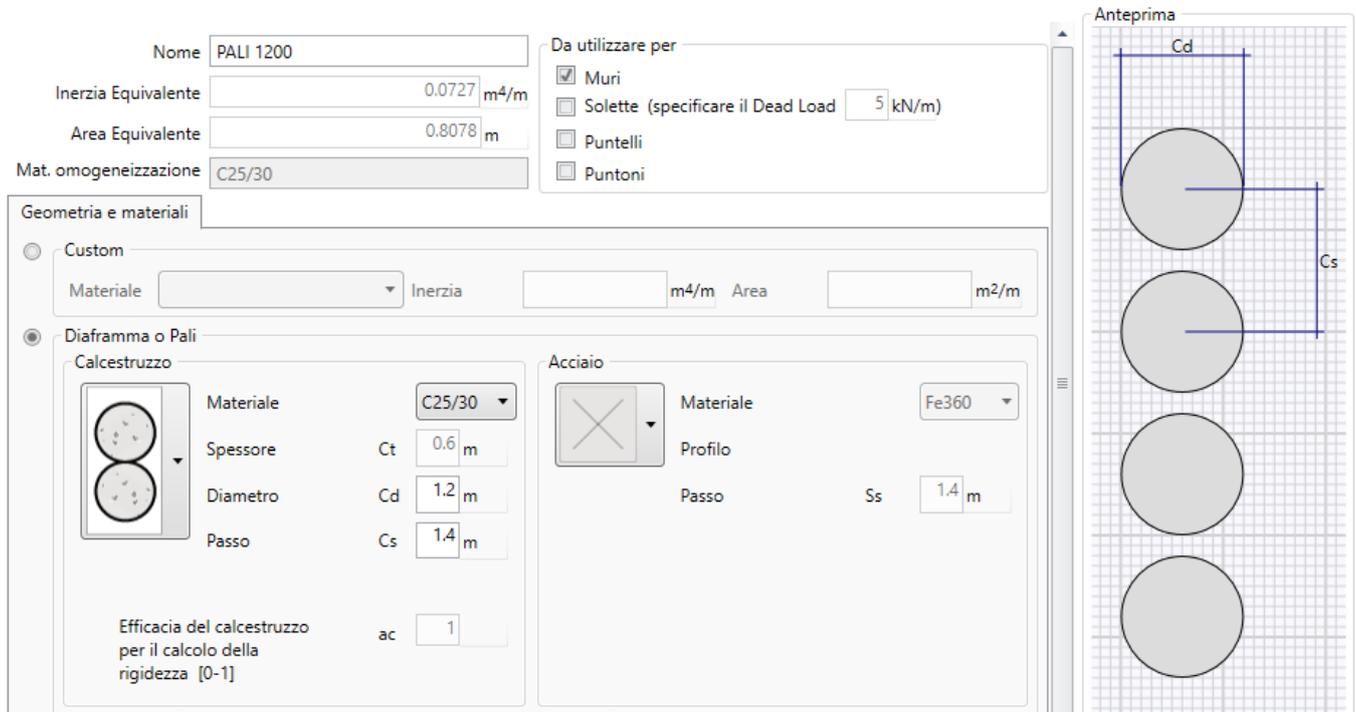
Si sottolinea che i coefficienti di spinta sono stati determinati considerando orizzontale il piano campagna a monte dell'opera.

L'incremento di spinta del terreno, dovuto all'azione sismica, valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe e agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera è pari a:

Tabella 5: Azione sismica

SLU	ΔS
STR	7.70 kPa/m
GEO	7.70 kPa/m

Le strutture componenti l'opera sono state modellate all'interno del software come segue:



Nome: PALI 1200

Inerzia Equivalente: 0.0727 m⁴/m

Area Equivalente: 0.8078 m

Mat. omogeneizzazione: C25/30

Da utilizzare per:

- Muri
- Solette (specificare il Dead Load: 5 kN/m)
- Puntelli
- Puntoni

Geometria e materiali

Custom

Materiale: Inerzia: m⁴/m Area: m²/m

Diaframma o Pali

Calcestruzzo

Materiale: C25/30

Spessore: Ct: 0.6 m

Diametro: Cd: 1.2 m

Passo: Cs: 1.4 m

Acciaio

Materiale: Fe360

Profilo:

Passo: Ss: 1.4 m

Efficacia del calcestruzzo per il calcolo della rigidezza [0-1]: ac: 1

Anteprima

Cd

Cs

Figura 13 – Caratteristiche dei micropali inserite in Paratie Plus

9.1.1 Fasi di calcolo

Si riportano, infine, le fasi di calcolo in cui è articolata l'analisi numerica:

- Fase 1.** Inizializzazione dello stato tensionale geostatico;
- Fase 2.** Simulazione della paratia di pali, applicazione del carico variabile Q_1 (rappresentativo dei mezzi di cantiere);
- Fase 3.** Scavo di ribasso fino a quota -2.50 m rispetto alla testa dell'opera;
- Fase 4.** Realizzazione del primo ordine di barre a quota -2.00 m rispetto alla testa dell'opera;
- Fase 5.** Scavo di ribasso fino a quota -5.50 m rispetto alla testa dell'opera;
- Fase 6.** Realizzazione del secondo ordine di barre a quota -5.00 m rispetto alla testa dell'opera;
- Fase 7.** Scavo di ribasso fino a quota -8.50 m rispetto alla testa dell'opera;
- Fase 8.** Realizzazione del terzo ordine di barre a quota -8.00 m rispetto alla testa dell'opera;
- Fase 9.** Scavo di ribasso fino a quota -11.85 m rispetto alla testa dell'opera;
- Fase 10.** Applicazione dell'azione sismica come definita in Tabella 5: Azione sismica

9.1.2 Verifica del complesso opera – terreno

La verifica è volta a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di inserimento della paratia, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLV). A tal fine, nelle figure seguenti, sono riportati gli output in termini di deformazione dell'opera e di percentuale di spinta mobilitata. La percentuale di spinta mobilitata (rapporto tra la spinta effettiva agente e la spinta massima possibile) è sempre inferiore all'unità.

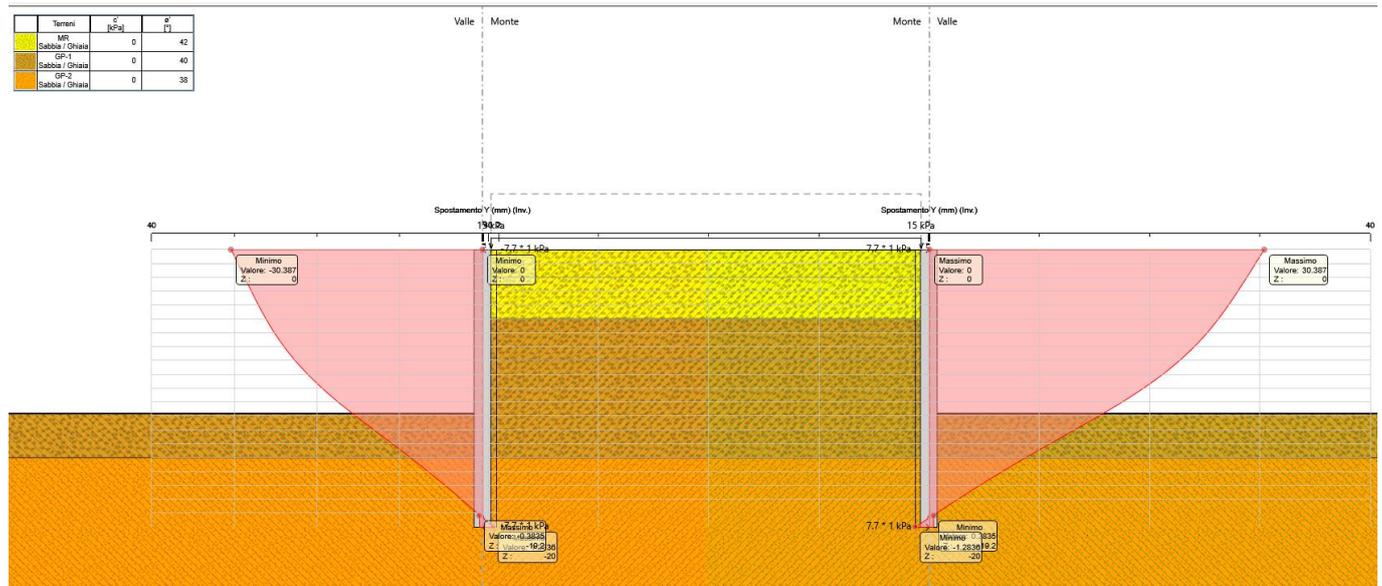


Figura 14 – Sezione 1: Involuppo della deformata dell'opera (SLU) nelle varie fasi di calcolo

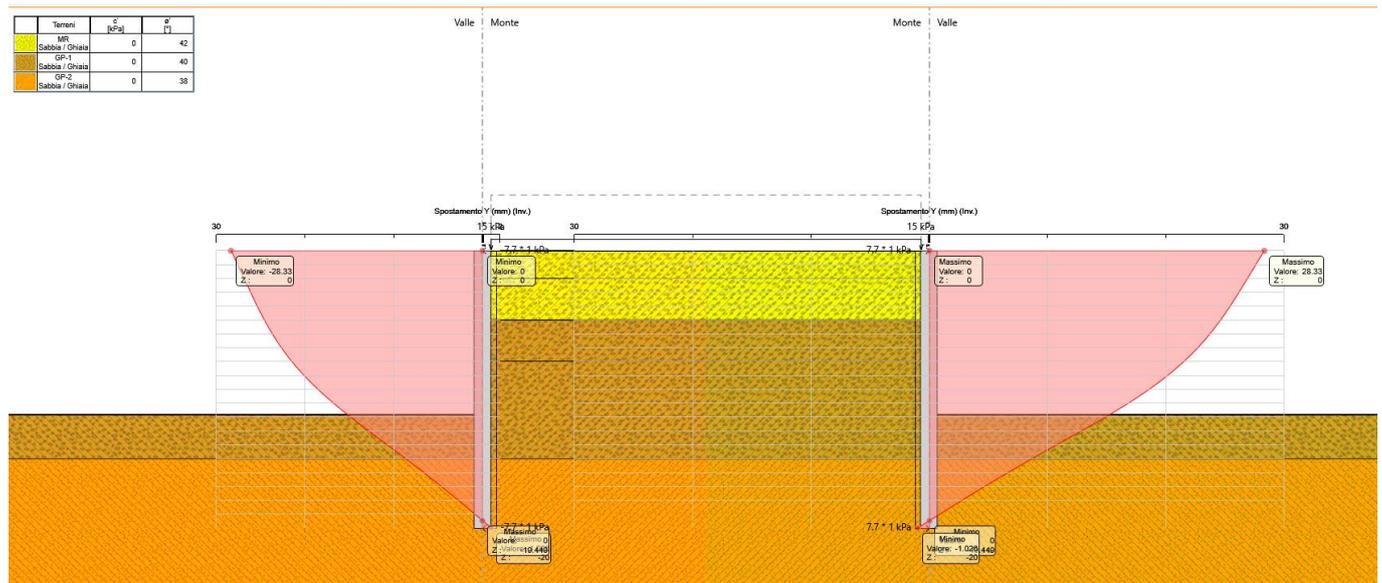


Figura 15 – Sezione 1: Involuppo della deformata dell'opera (SLV) nelle varie fasi di calcolo

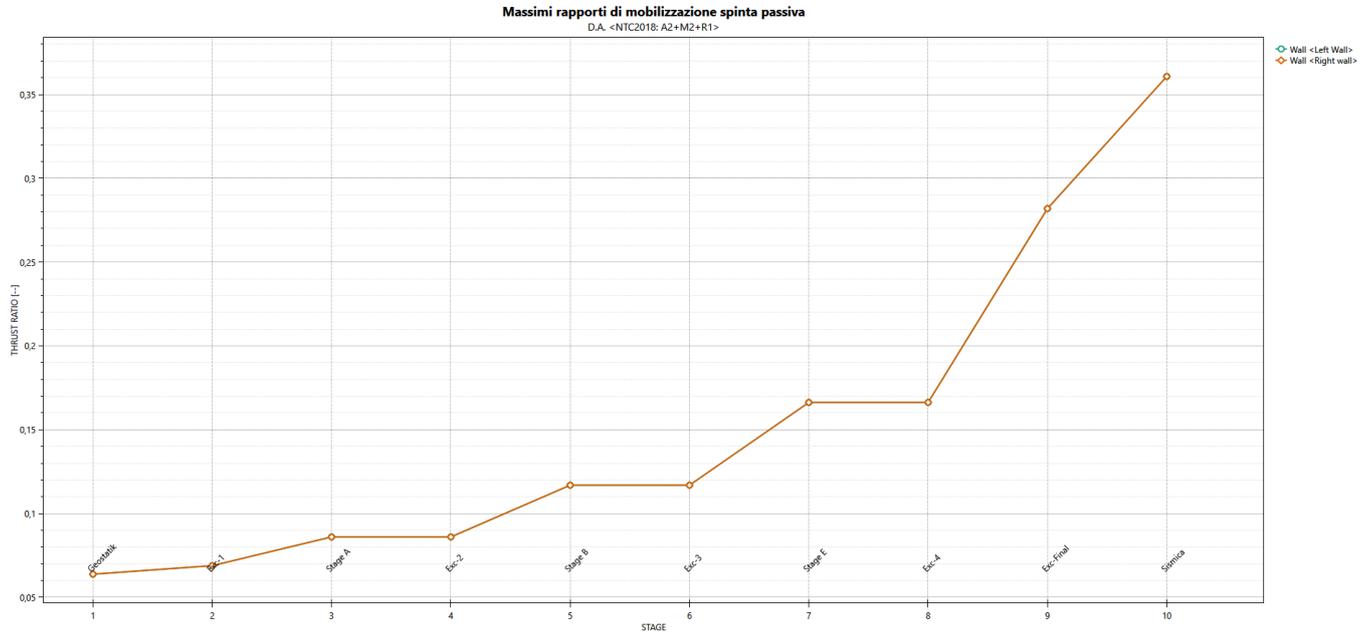


Figura 16 – Sezione 1: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLU)

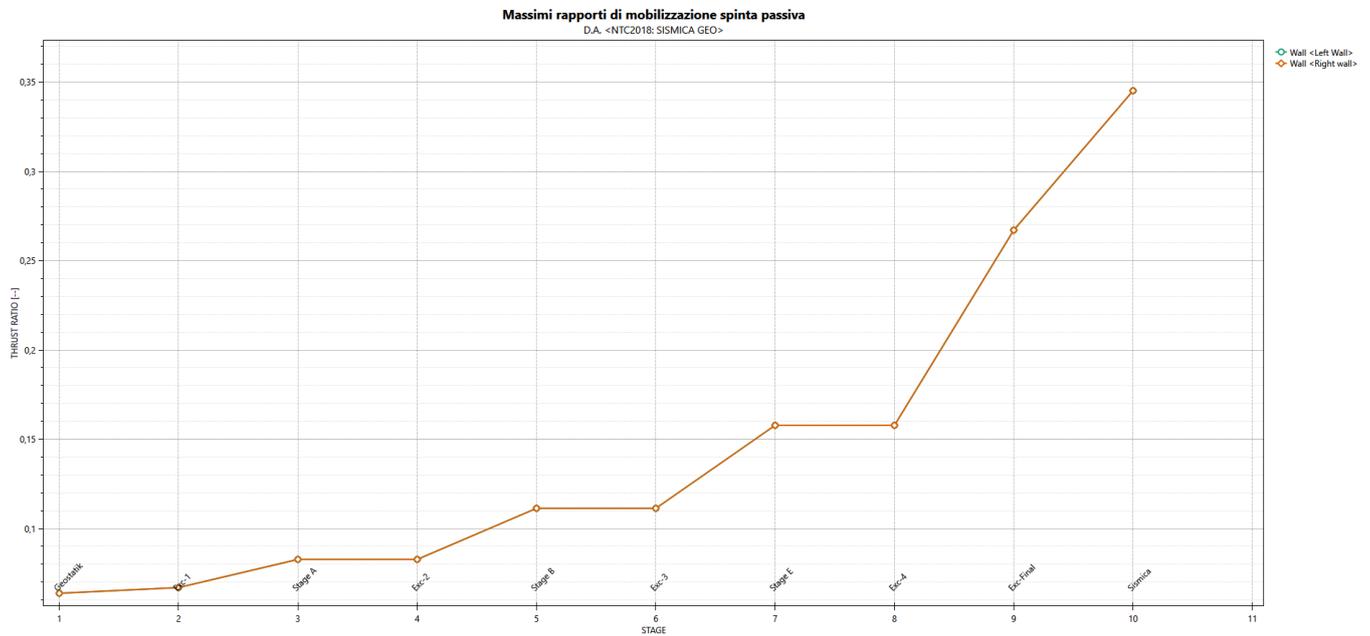


Figura 17 – Sezione 1: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLV)

9.1.3 Verifica del spostamento del terreno sotto ferrovia

I calcoli sono stati fatti per SLE in condizione statica e SLD per la condizione sismica secondo le NTC 2018 (§6.5.3.2 e §7.11.1). Le verifiche sono state fatte per il secondo livello di qualità delle tolleranze geometriche di "RFI TCAR ST AR 01 001 D". È stato valutato che gli assestamenti differenziali inferiori a 10 mm sono adeguati, e gli assestamenti tra 10 mm e 15 mm dovrebbero essere controllati installando un sistema di monitoraggio appropriato sul campo.

Nelle figure seguenti, sono mostrati i risultati in termini della cedimenti superficiali dietro il muro sia per SLE che per SLD rispettivamente.

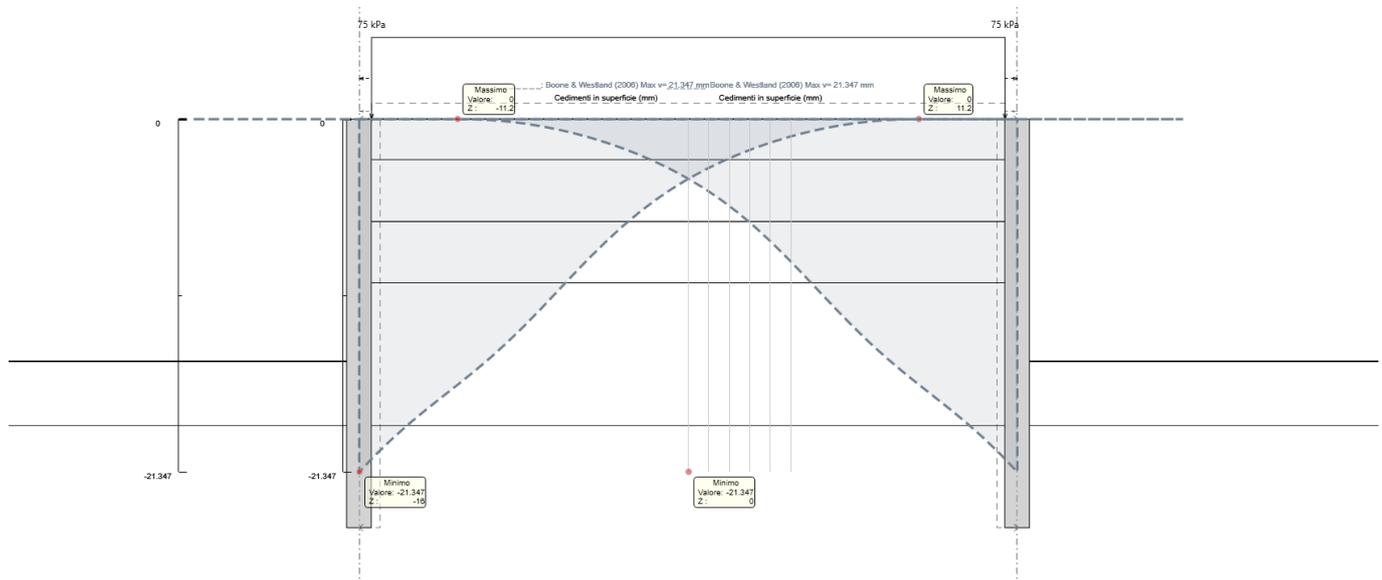


Figura 18 – Sezione 1: Cedimenti superficiali dietro il muro (SLE) nella ultima fase

Ci sono 2 binari ferroviari dietro la paratia.

L'assestamento differenziale tra le 2 rotaie del primo binario è: $13,5 - 11,5 = 2$ mm

L'assestamento differenziale tra le 2 rotaie del secondo binario è: $8,3 - 6,5 = 1,8$ mm in condizione SLE

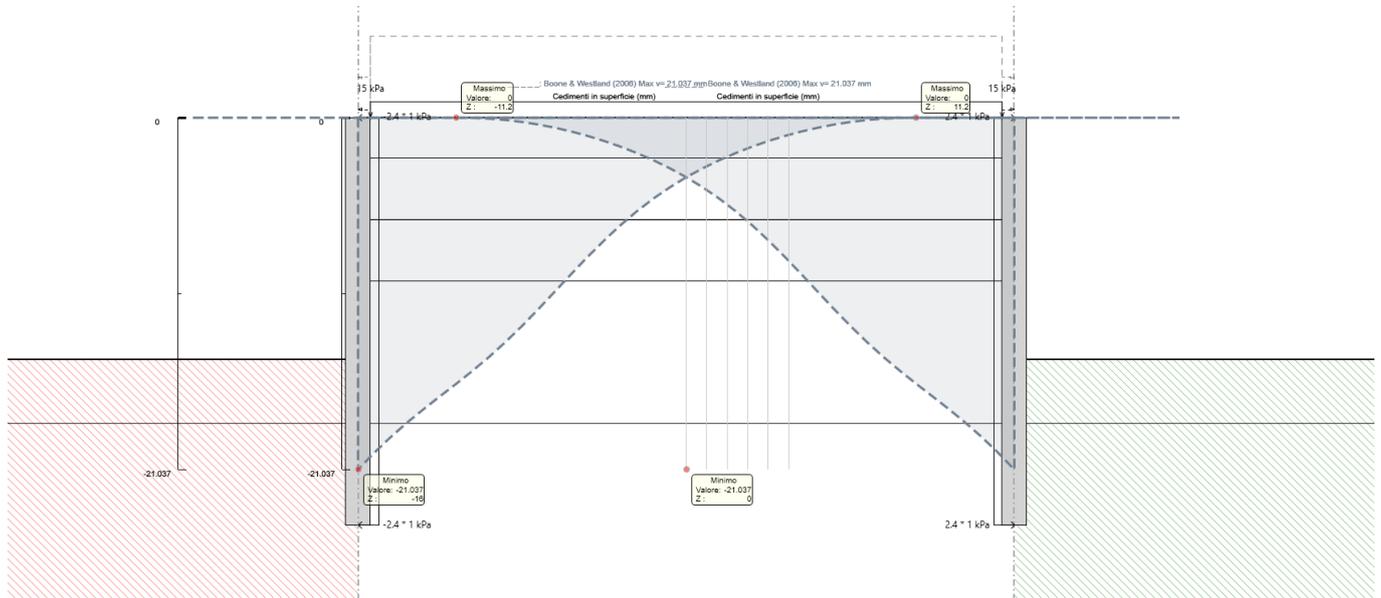


Figura 19 – Sezione 1: Cedimenti superficiali dietro il muro (SLD) nella ultimo fase

Ci sono 2 binari ferroviari dietro la paratia.

L'assestamento differenziale tra le 2 rotaie del primo binario è: $13,3 - 11,4 = 1,9$ mm

L'assestamento differenziale tra le 2 rotaie del secondo binario è: $8,3 - 6,5 = 1,8$ mm in condizione SLD

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARI IN OPERA	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 02 00 009	REV. A

9.1.4 Verifica Di Barre

Nei prospetti che seguono, per ciascun ordine di tiranti, sono riportate le principali caratteristiche geometriche e strutturali e gli involuppi dell'azione assiale in combinazione statica e sismica.

Si sottolinea che la lunghezza libera del tirante è da intendersi comprensiva dell'incremento valutato in condizioni sismiche secondo la formulazione proposta dal D.M. 17/01/2018 nel §7.11.6.4 in funzione della massima accelerazione sismica di progetto.

Tabella 6: Caratteristiche geometriche di barre – Sezione di calcolo 1

Caratteristiche geometriche di barre					
Ordine barre [-]	i [°]	Quota da testa paratia [m]	Diametro di barre [mm]	L _{totale} [m]	Pretiro [kN]
I	0	2	36	32	0
II	0	5	36	32	0
III	0	8	36	32	0

Verifica strutturale di barre

La resistenza a trazione di calcolo di barre è valutata secondo la seguente relazione:

$$N_{R,pd} = f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

f_{yk} :carico di snervamento di barre

γ_s : è il coefficiente parziale dell'acciaio.

La verifica viene condotta nel rispetto della seguente disuguaglianza:

Tabella 7: Verifiche Strutturali dell'armatura di barre – Sezione di calcolo 1

Verifica strutturale di barre								
Ordine Barre [-]	f_{yk} [MPa]	A_{tr} [mm ²]	γ_s [-]	$N_{R,pk}$ [kN]	$N_{R,pd}$ [kN]	Condiz. [-]	$N_{S,d}$ [kN]	R_d / E_d [-]
1	950	1017.876	1.15	967.0	840.9	Inviluppo SLU + SLV	322.0	2.61
2	950	1017.876	1.15	967.0	840.9	Inviluppo SLU + SLV	243.6	3.45
3	950	1017.876	1.15	967.0	840.9	Inviluppo SLU + SLV	140.0	6.01

$$N_{R,pd} \geq N_{S,d}$$

Nella tabella che segue è riassunto il calcolo per la determinazione di $N_{R,pd}$ per le verifiche strutturali dei differenti ordini di tiranti e l'esito della verifica, che risulta sempre soddisfatta.

9.1.5 Verifica strutturali di pali

Nei prospetti che seguono, per le combinazioni STR statica e sismica, si riportano gli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione sulla paratia di pali per tutte le fasi di calcolo ed i valori delle sollecitazioni massime, utilizzate per le verifiche strutturali.

Tabella 8: Sezione 1 – Sollecitazioni SLU e SLV

Condizione [-]	Fase di calcolo [-]	Soll. Max. [-]	Quota [m]	M_{Sd} [kNm/m]	T_{Sd} [kN/m]	N_{Sd} [kN/m]
SLU	Fondo Scavo	Momento	-8.2	323.01	16.16	231.85
	Fondo Scavo	Taglio	-5	87.37	94.16	141.37
SLV	Sisma	Momento	-8.4	323.84	1.67	237.50
	Sisma	Taglio	-5.2	82.93	84.90	147.03

The shear and bending moment values shown in the previous table must be multiplied by the distance between the piles in order to obtain the stress acting on the single pile.

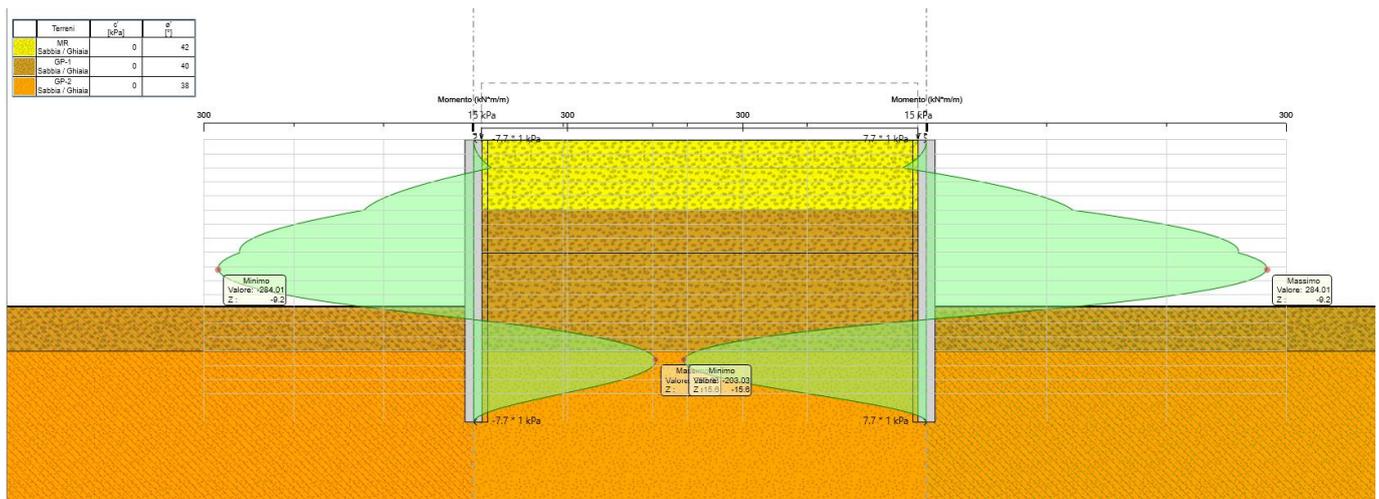


Figura 20 – Modello SLV: Involuppo Diagramma del Momento

Terreni	c [kPa]	φ [°]
MR	0	42
Sabbia / Ghiaia	0	40
GP1	0	40
Sabbia / Ghiaia	0	38
GP2	0	38
Sabbia / Ghiaia	0	38

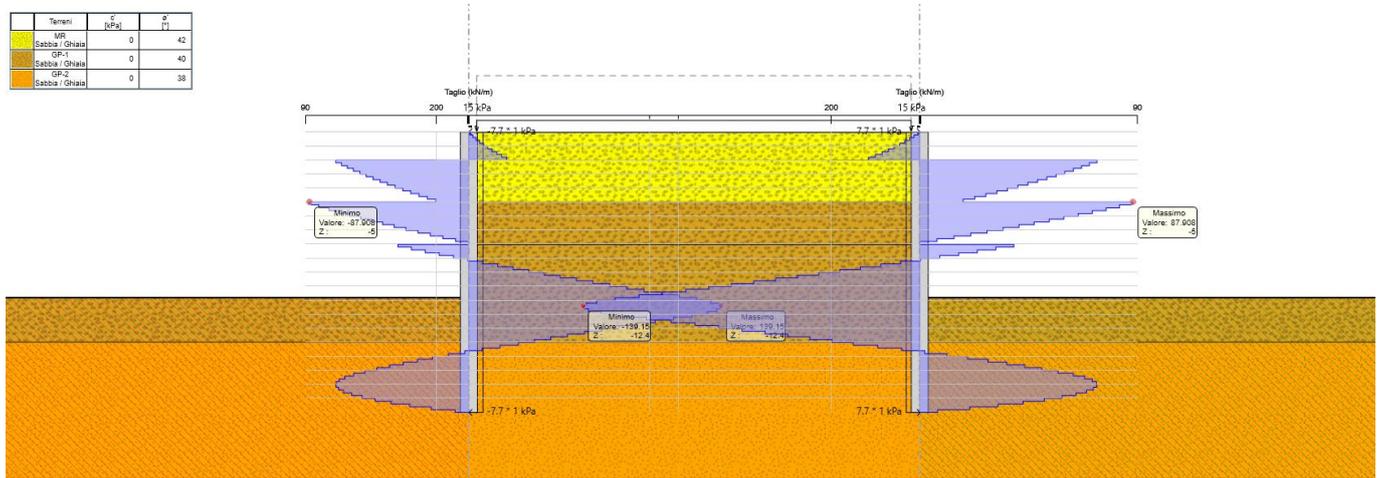


Figura 21 – Modello SLV: Involuppo Diagramma del Taglio

Terreni	c [kPa]	φ [°]
MR	0	42
Sabbia / Ghiaia	0	40
GP1	0	40
Sabbia / Ghiaia	0	38
GP2	0	38
Sabbia / Ghiaia	0	38

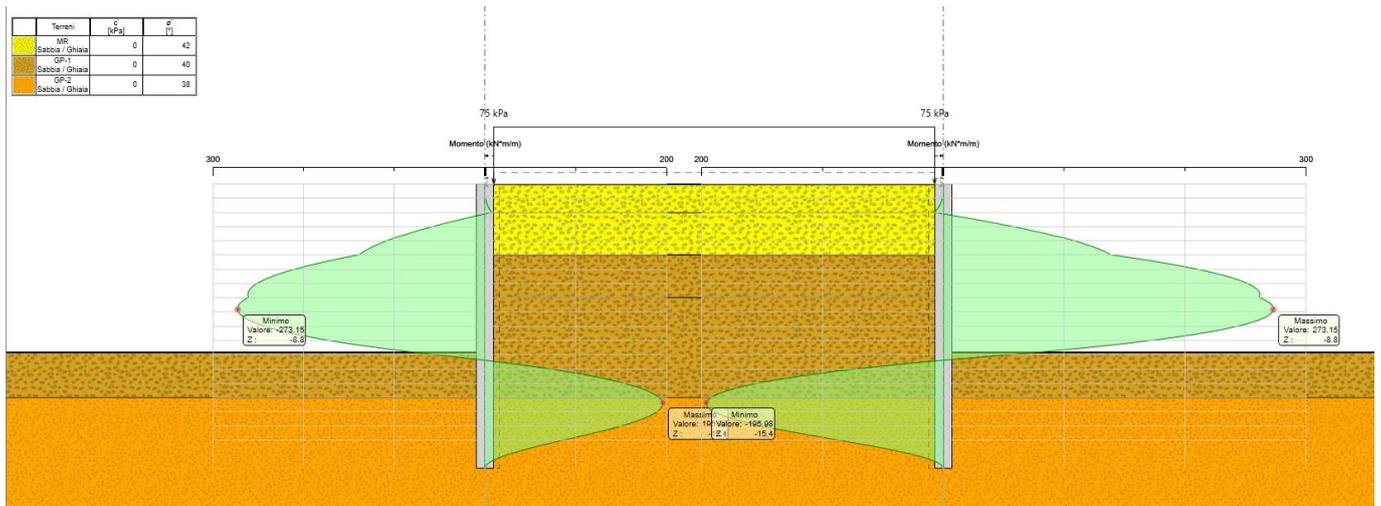


Figura 22 – Modello SLU: Involuppo Diagramma del Momento

SLE			SLU/SLV		
M_{Ek}	0.00	[kNm]	M_{Ed}	506.90	[kNm]
N_{Ek}	0.00	[kN]	N_{ed}	-339.29	[kN]
Quota asse neutro			V_{ed}	258.19	[kN]
$y_{a.n.}$	30.06	[cm]	Presso-flessione		
Tensioni			M_{Rd}	898	[kNm]
$\sigma_{c,max}$	4.4	[MPa]	FS	1.77	-
$\sigma_{s,min}$	-48.15	[MPa]	Taglio		
$\sigma_{s,max}$	180.1	[MPa]	V_{Rd}	337.0	[kN]
Fessurazione			Non necessita di armatura a taglio		
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.54	[%]	V_{Rsd}	626.5	[kN]
$s_{r,max}$	57.7	[cm]	V_{Rcd}	2089.2	[kN]
w_k	0.312	[mm]	θ	21.8	°

SLU/SLV	
M_{Ed}	506.90 [kNm]
N_{ed}	0.0 [kN]
V_{ed}	258.19 [kN]
Presso-flessione	
M_{Rd}	745 [kNm]
FS	1.47 -
Taglio	
V_{Rd}	337.0 [kN]
Non necessita di armatura a taglio	
V_{Rsd}	626.5 [kN]
V_{Rcd}	2089.2[kN]
θ	21.8 °

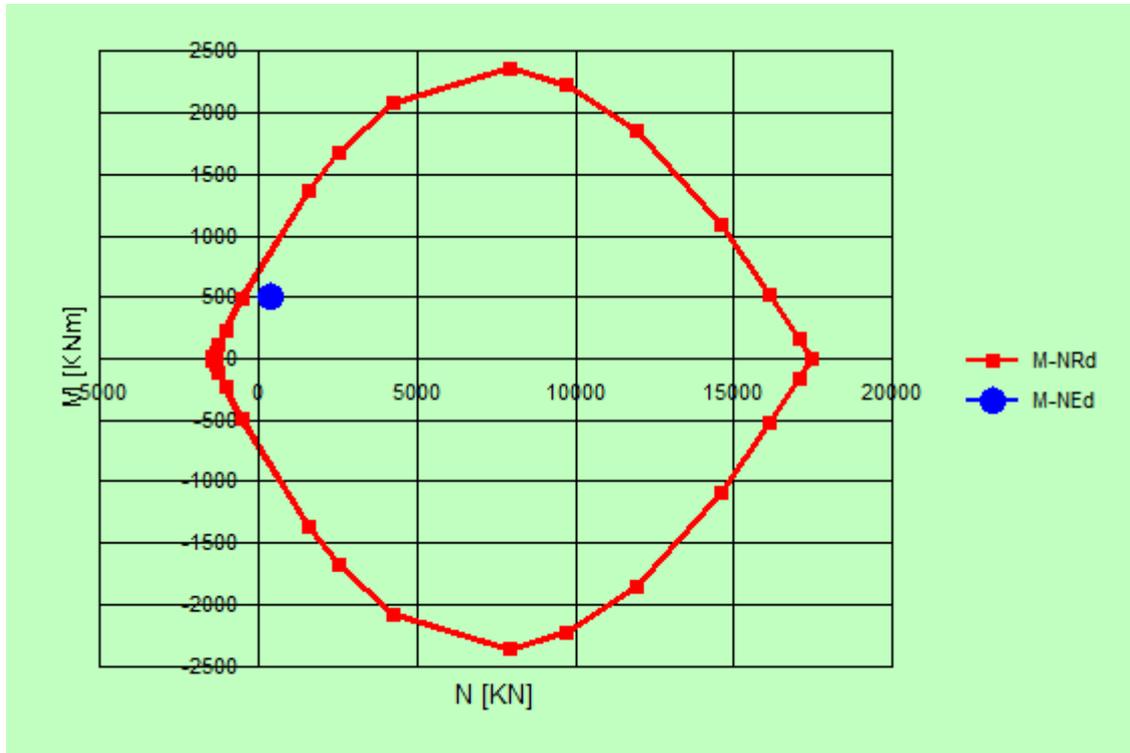


Figura 24 – Dominio di interazione

Le verifiche strutturali sono pertanto tutte soddisfatte. Per la sezione in esame l'incidenza è di 50 kg/m³.

9.1.6 Verifica resistenza strutturale delle trave di ripartizione

Le caratteristiche della sollecitazione sono determinate modellando gli elementi strutturali oggetto di verifica alla stregua di travi continue su più appoggi; la luce delle campate è data dall'interasse dei tiranti ed il carico, uniformemente distribuito, è determinato ripartendo le reazioni offerte dagli ancoraggi, ottenute del modello di calcolo dell'opera di sostegno. Definito $N_{S,d}$ $N_{S,d}$ il massimo tiro di calcolo corrispondente all'i-esimo ordine di tiranti, il suddetto carico è così calcolato: $q_{Sd} = N_{S,d} / l$ $q_{Sd} = N_{S,d} / l$ (con l interasse tiranti).

Secondo tale modello le massime azioni di calcolo sull'elemento strutturale saranno:

$$M_{S,d} = \frac{1}{10} \cdot q_{Sd} \cdot l^2;$$

$$T_{S,d} = 0.6 \cdot q_{Sd} \cdot l \quad T_{S,d} = \frac{1}{2} \cdot q_{Sd} \cdot l.$$

Le travi di ripartizione costituite da profili metallici accoppiati UPN 220.

La tensione resistente di calcolo dell'acciaio è ottenuta mediante riduzione della tensione resistente caratteristica, f_{yk} attraverso il coefficiente parziale $\gamma_{M0} = 1.05$: $f_{yd} = 261.90$ MPa.

Nella tabella seguente è riportata la verifica strutturale delle travi di ripartizione calcolata per il massimo valore della reazione dei tiranti ottenuto dal modello di calcolo.

Tabella 9: Verifica strutturale delle travi di ripartizione
Dati del profilo

Tipo di profilato	UPN	220	-
Altezza del profilato	h	220	mm
Base del profilato	b	80	mm
Spessore dell'anima	a=t _w	9	mm
Spessore delle ali	e=t _f	12.5	mm
Raggio di curvatura	r	12.5	mm
Area della sezione	A	3740	mm ²

Definizione dell'azione di calcolo

Sforzo massimo agente	N _{ED}	468.9	-
Interasse degli elementi di contrasto	i	2	m
Momento agente sul profilato	M _{ED}	61.604	kNm
Taglio agente sul profilato	V _{ED}	154.01	Kn

Calcolo della resistenza di progetto a taglio(\$4.2.4.1.2.4 - NTC 2018)

Tipologia di acciaio	S	275	Mpa
Coefficiente di sicurezza	γ _{MO}	1.05	-
Piano di carico del profilato	Carico nel piano dell'anima		
n° di profilati considerati	n°	2	-
Area a taglio del singolo profilato	A _v	2165	mm ²
Resistenza di progetto a taglio	R _{C,RD}	654.7	kN

Definizione della tipologia di verifica da condurre(\$4.2.4.1.2.6 - NTC 2018)

Taglio agente sul profilato	V _{ED}	154.01	kN
Resistenza di progetto a taglio	V _{C,RD}	654.7	kN
Rapporto V _{RD} / V _{C,RD}	V _{C,RD} /V _{ED}	4.25	-
Tipo di verifica	Flessione a taglio		

Verifica strutturale per profilato soggetto a flessione e taglio

Momento plastico nel piano dell'anima	W _{pl}	292000	mm ³
Coefficienti di riduzione	ρ	0.000	-
Momento agente sul profilato	M _{ED}	61.6	kNm
Resistenza di progetto	M _{V,RD}	153.0	kNm
	M _{C,RD}	153.0	kNm
Condizione M _{y,V,RD} ≤ M _{y,C,RD}	OK		
Fattore di sicurezza della sezione	M _{V,RD} / M _{ED}	2.48	-

9.2 Descrizione del modello di calcolo: Sezione 2

La Figura 25 mostra la sezione di calcolo; si può osservare, per esempio, come l'inclinazione del pendio a monte dell'opera sia stata modellata applicando un eventuale carico fittizio equivalente o come i carichi di sovraccarico si applichino su un piano del terreno orizzontale.

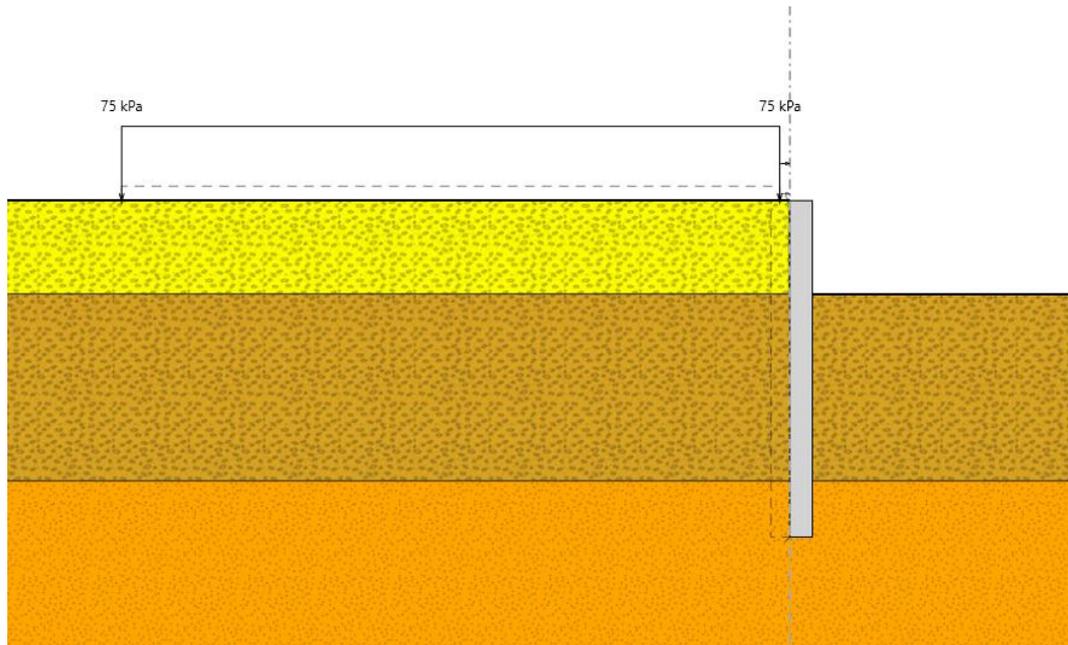


Figura 25 – Modello di Calcolo

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.,

Tabella 10: Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Tipologia struttura di sostegno	Paratia di pali, diametro di perforazione $\phi = 1200$ mm con armati ad interasse $i = 1.40$ m
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 18.00$ m
Altezza libera paratia	$H = 5.00$ m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 §6.5.2.2)	$H1 = H + \min[0.5; 10\% (5.00 - 0)] = 5.50$ m
Inclinazione del piano campagna a monte	terreno naturale circa $0^\circ - 5^\circ$
Inclinazione del piano campagna a valle	$0^\circ - 5^\circ$
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	Carico Ferroviario: $Q_{1,k} = 75$ kPa, estensione 35 m
Sovraccarichi variabili a valle	-

I parametri geotecnici adottati nelle analisi variano a seconda della combinazione di riferimento adottata in considerazione della specifica verifica prevista dal D.M. 17/01/2018 così come riportato nel prospetto che segue.

Tabella 11: Parametri geotecnici di calcolo

Terreno	Gruppo coeff. parziali	Condizione	γ	$c'a$	$\phi'a$	δ	E'	E'_{ur}	k_o	K_{ah}	K_{ph}
			(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	(-)
MR (da p.c. a 5 m)	M1	SLU	19	0	42	28.00	47	75.2	0.331	0.162	11.348
		SLV				0			0.331	0.202	4.825
	M2	SLU				23.8			0.416	0.217	6.884
		SLV				0			0.416	0.202	4.825
GP-1 (5 – 15m)	M1	SLU	19	0	40	26.67	70	112	0.357	0.179	9.573
		SLV				0			0.357	0.221	4.389
	M2	SLU				22.58			0.443	0.236	6.008
		SLV				0			0.443	0.221	4.389
GP-1 (>15m)	M1	SLU	19	0	38	25.3	80	128	0.384	0.196	8.153
		SLV				0			0.384	0.240	4.003
	M2	SLU				21.3			0.470	0.256	5.286
		SLV				0			0.470	0.240	4.003

γ = peso dell'unità di volume

$c'a$ = coesione efficace (valore di calcolo)

$\phi'a$ = angolo di resistenza al taglio (valore di calcolo)

δ = angolo d'attrito struttura/terreno

E' = modulo di Young

E'_{ur} = modulo di Young (scarico/ricarico)

k_o = coefficiente di spinta a riposo

K_a = coefficiente di spinta attiva

K_p = coefficiente di resistenza passiva

Con riferimento alla valutazione del coefficiente sismico orizzontale k_h , i valori di α e β sono stati assunti rispettivamente pari a 0.982 e 0.534 avendo considerato un sottosuolo di tipo B e uno spostamento massimo ammissibile μ_s pari a $0.005 \times 18 = 0.09$ m (cfr. § 7.11.6.3.2 del D.M. 17/01/2018).

Si sottolinea che i coefficienti di spinta sono stati determinati considerando orizzontale il piano campagna a monte dell'opera.

L'incremento di spinta del terreno, dovuto all'azione sismica, valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe e agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera è pari a:

Tabella 12: Azione sismica

SLU	ΔS
STR	7.26 kPa/m
GEO	7.26 kPa/m

Le strutture componenti l'opera sono state modellate all'interno del software come segue:

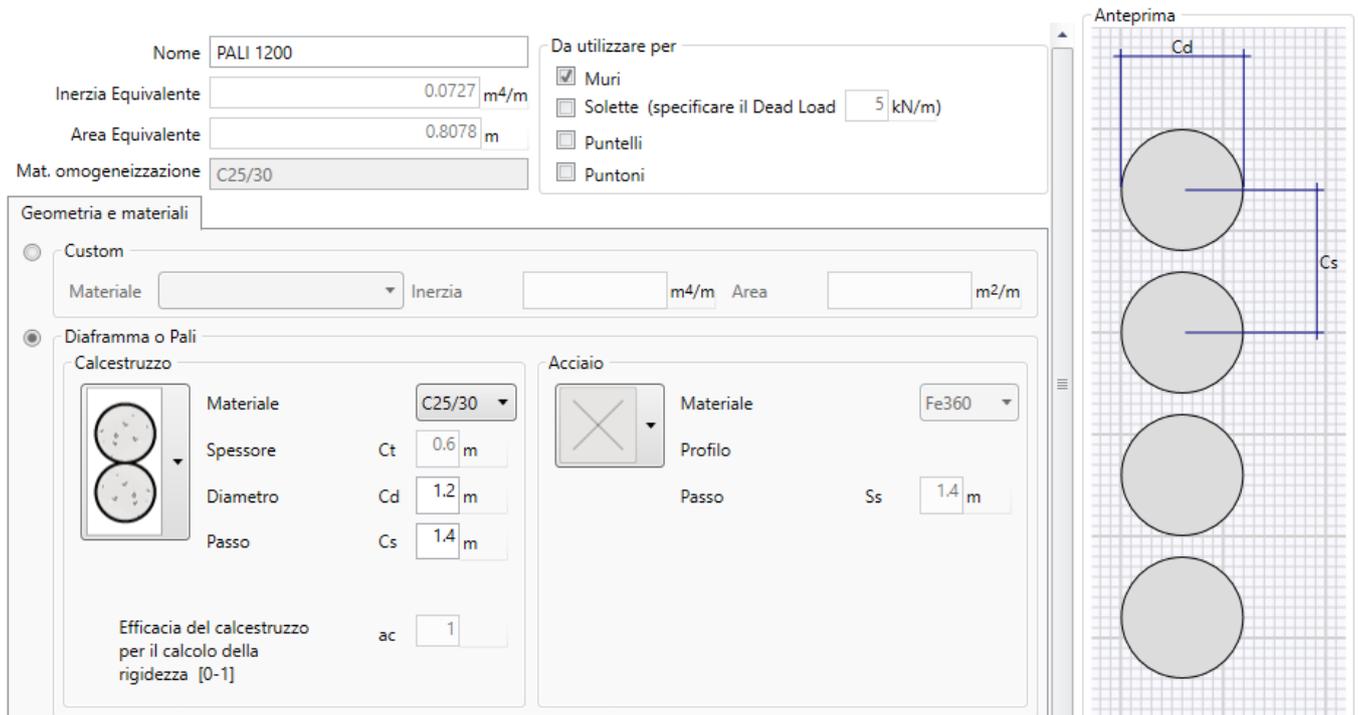


Figura 26 : Caratteristiche dei micropali inserite in Paratie Plus

9.2.1 Fasi di calcolo

Si riportano, infine, le fasi di calcolo in cui è articolata l'analisi numerica:

- Fase 1.** Inizializzazione dello stato tensionale geostatico;
- Fase 2.** Scavo di ribasso fino a quota -2.50 m rispetto alla testa dell'opera; Simulazione della paratia della pila, applicazione del carico variabile Q1 (rappresentativo del carico ferroviario);
- Fase 3.** Scavo di ribasso fino a quota -5.50 m rispetto alla testa dell'opera
- Fase 4.** Applicazione dell'azione sismica come definita in Tabella 12: Azione sismica

9.2.2 Verifica del complesso opera – terreno

La verifica è volta a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di inserimento della paratia, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLV). A tal fine, nelle figure seguenti, sono riportati gli output in termini di deformazione dell'opera e di percentuale di spinta mobilitata. La percentuale di spinta mobilitata (rapporto tra la spinta effettiva agente e la spinta massima possibile) è sempre inferiore all'unità.

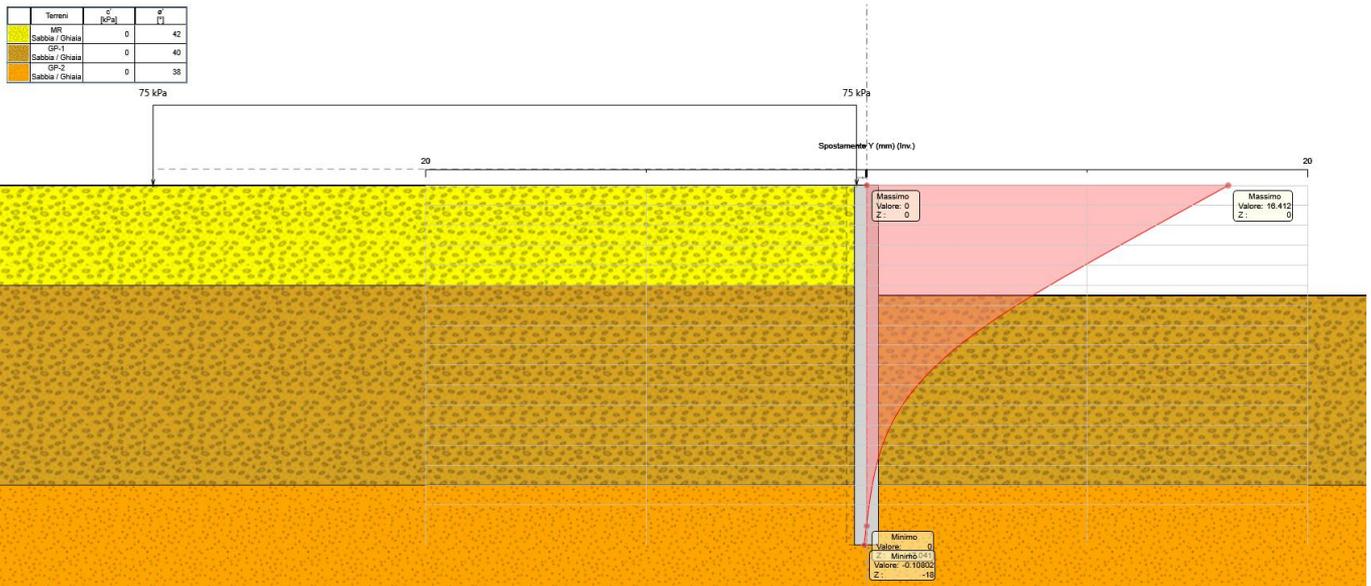


Figura 27 – Sezione 2: Involuppo della deformata dell'opera (SLU) nelle varie fasi di calcolo

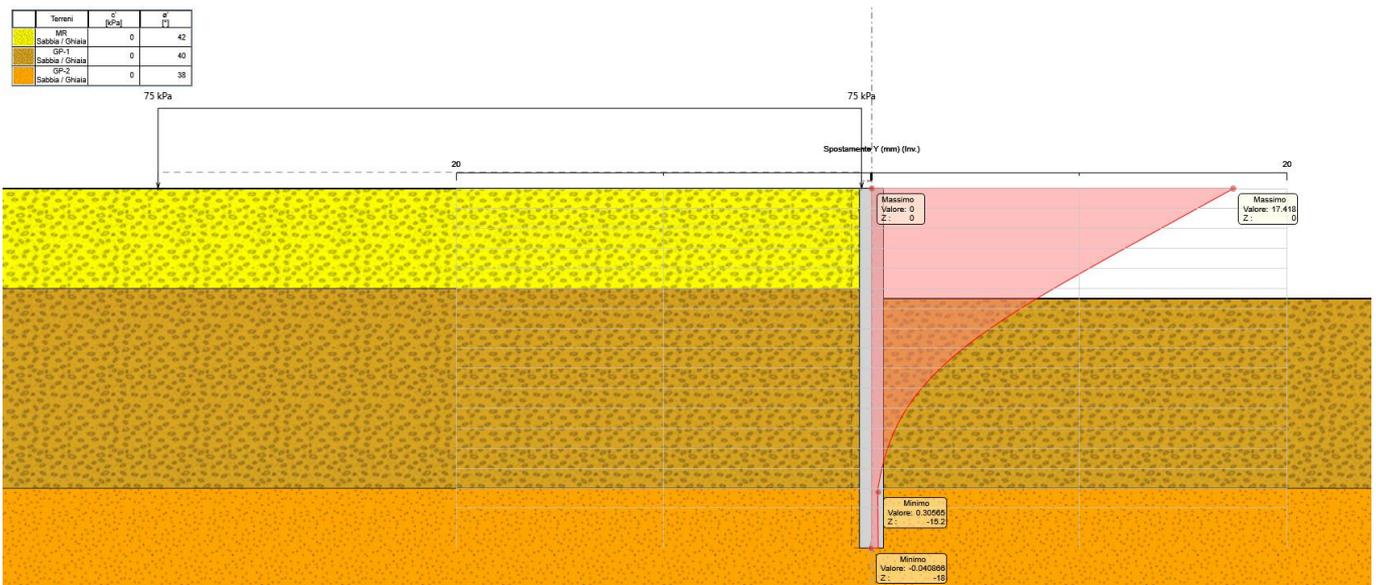


Figura 28 – Sezione 2: Involuppo della deformata dell'opera (SLV) nelle varie fasi di calcolo

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>

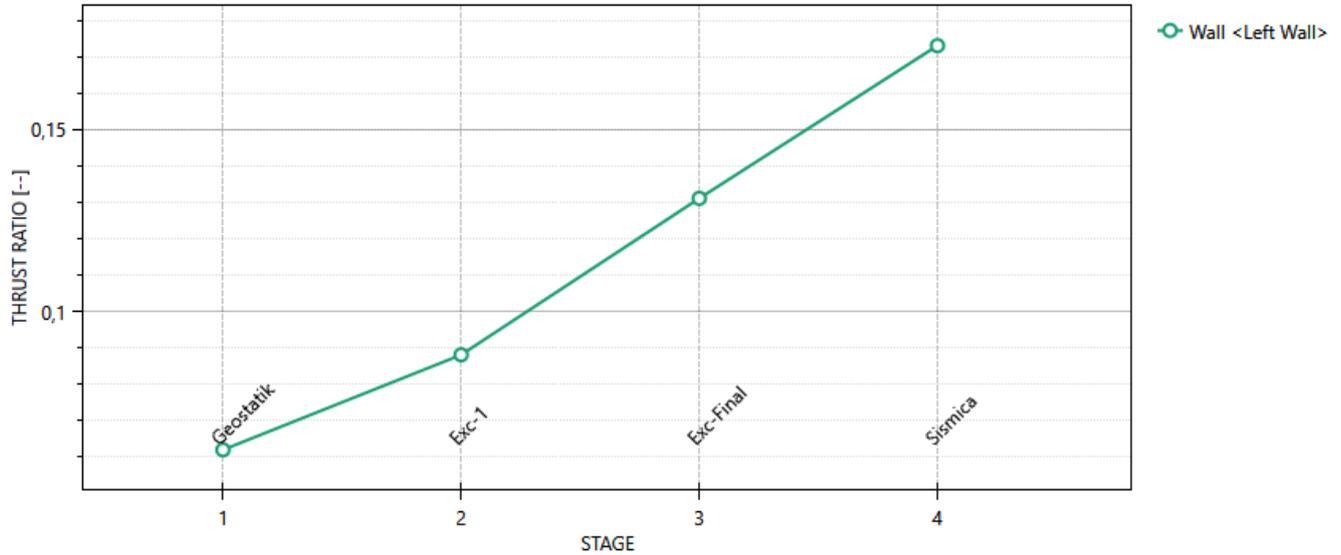


Figura 29 – Sezione 2: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLU)

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: SISMICA GEO>

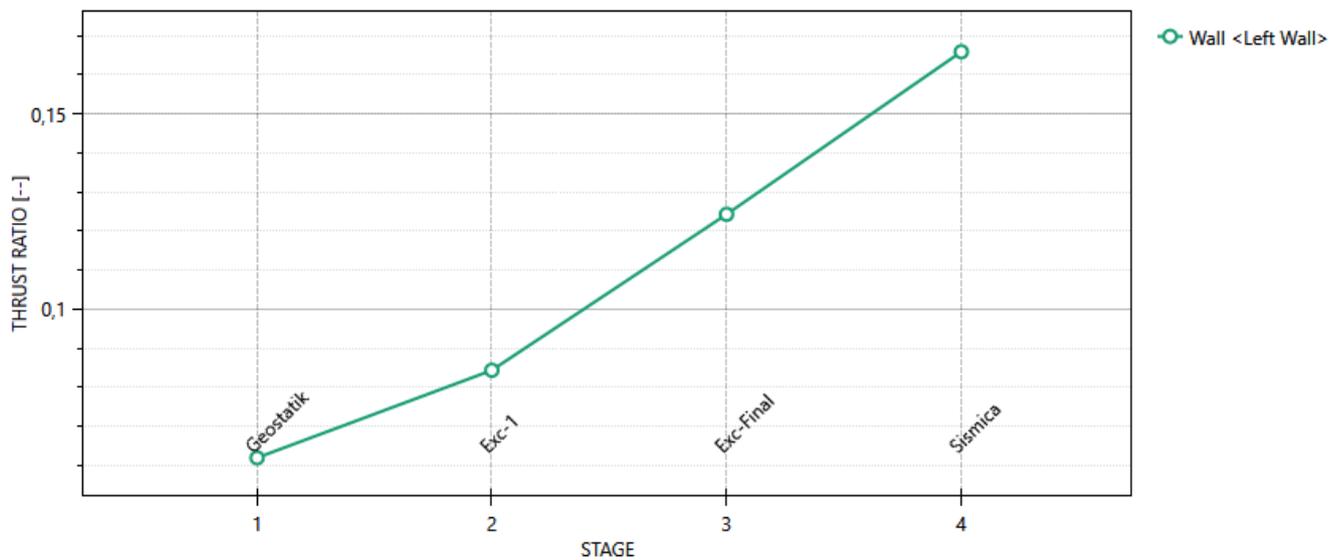


Figura 30 – Sezione 2: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLV)

9.2.3 Verifica del spostamento del terreno sotto ferrovia

I calcoli sono stati fatti per SLE in condizione statica e SLD per la condizione sismica secondo le NTC 2018 (§6.5.3.2 e §7.11.1). Le verifiche sono state fatte per il secondo livello di qualità delle tolleranze geometriche di "RFI TCAR ST AR 01 001 D". È stato valutato che gli assestamenti differenziali inferiori a 10 mm sono adeguati, e gli assestamenti tra 10 mm e 15 mm dovrebbero essere controllati installando un sistema di monitoraggio appropriato sul campo.

Nelle figure seguenti, sono mostrati i risultati in termini della cedimenti superficiali dietro il muro sia per SLE che per SLD rispettivamente.

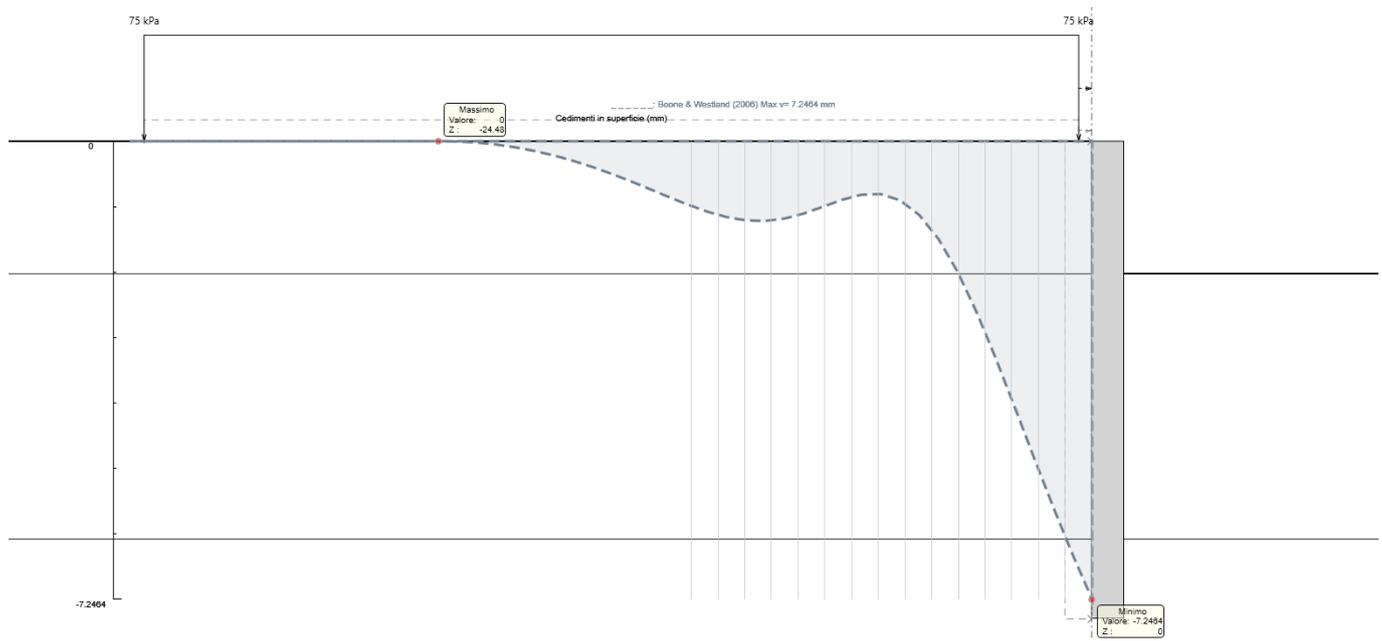


Figura 31 – Sezione 2: Cedimenti superficiali dietro il muro (SLE) nella ultima fase

Ci sono 2 binari ferroviari dietro la paratia.

L'assestamento differenziale tra le 2 rotaie del primo binario è: $1,5 - 0,9 = 0,6$ mm

L'assestamento differenziale tra le 2 rotaie del secondo binario è: $1,03 - 0,8 = 0,23$ mm in condizione SLE

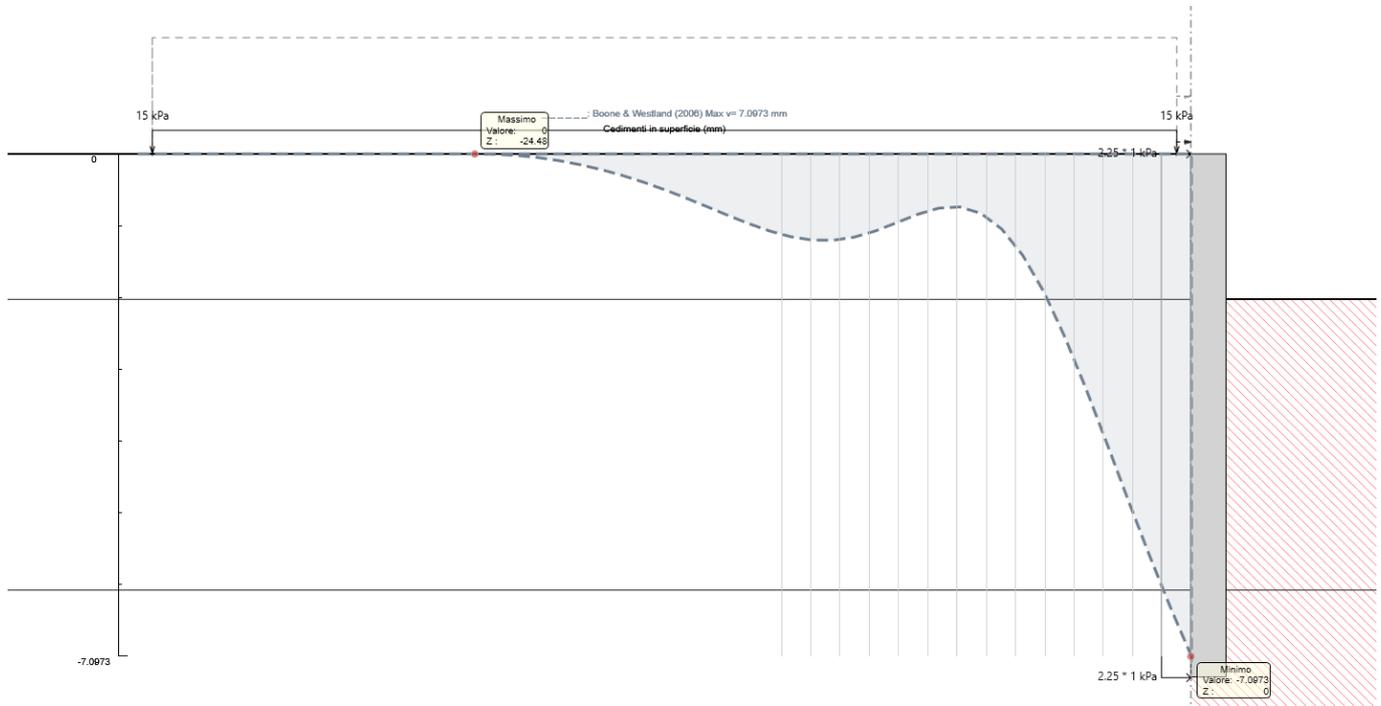


Figura 32 – Sezione 2: Cedimenti superficiali dietro il muro (SLD) nella ultimo fase

Ci sono 2 binari ferroviari dietro la paratia.

L'assestamento differenziale tra le 2 rotaie del primo binario è: $1,9 - 0,8 = 0,8$ mm

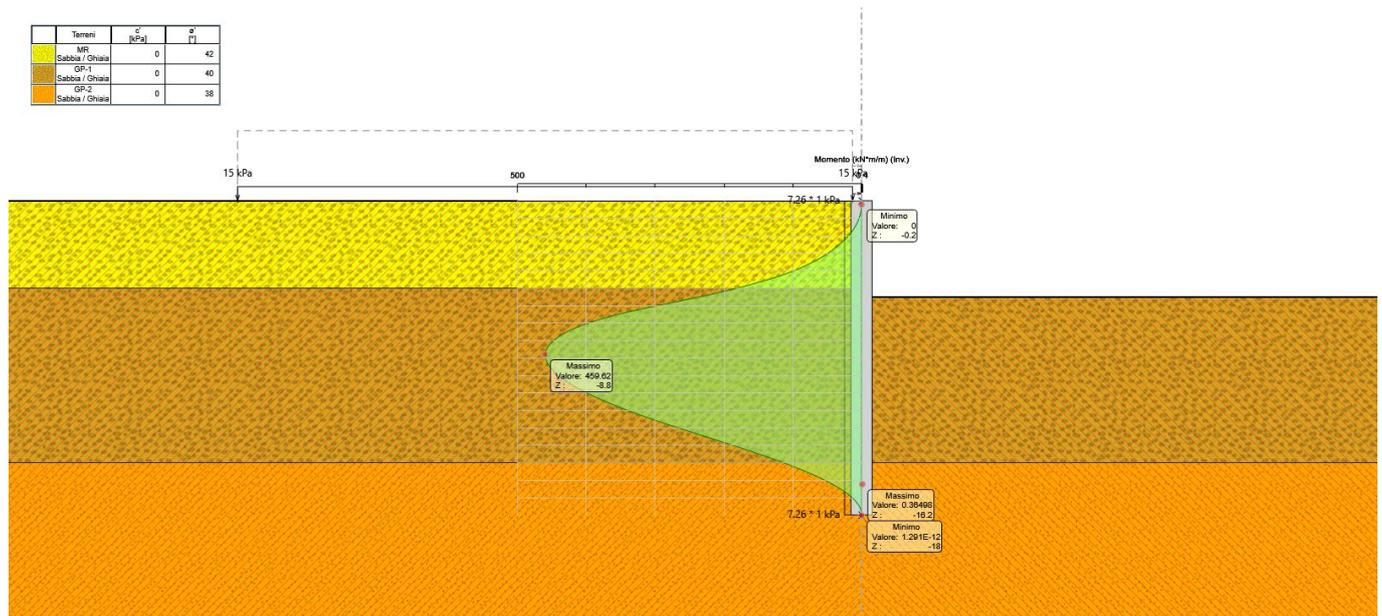
L'assestamento differenziale tra le 2 rotaie del secondo binario è: $0,9 - 0,7 = 0,2$ mm in condizione SLD

9.2.4 Verifica strutturali di pali

Nei prospetti che seguono, per le combinazioni STR statica e sismica, si riportano gli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione sulla paratia di pali per tutte le fasi di calcolo ed i valori delle sollecitazioni massime, utilizzate per le verifiche strutturali.

Tabella 13 Sezione 2 – Sollecitazioni SLU e SLV

Condizione [-]	Fase di calcolo [-]	Soll. Max. [-]	Quota [m]	M_{Sd} [kNm/m]	T_{Sd} [kN/m]	N_{Sd} [kN/m]
SLU	Fondo Scavo	Momento	-8.2	323.01	16.16	231.85
	Fondo Scavo	Taglio	-5	87.37	94.16	141.37
SLV	Sisma	Momento	-8.4	323.84	1.67	237.50
	Sisma	Taglio	-5.2	82.93	84.90	147.03


Figura 33 – Modello SLV: Inviluppo Diagramma del Momento

Terreno	σ'_c [kPa]	ρ'_1 [%]
MR	0	42
Sabbia / Ghiaia	0	40
GP-1	0	40
Sabbia / Ghiaia	0	38
GP-2	0	38
Sabbia / Ghiaia	0	38

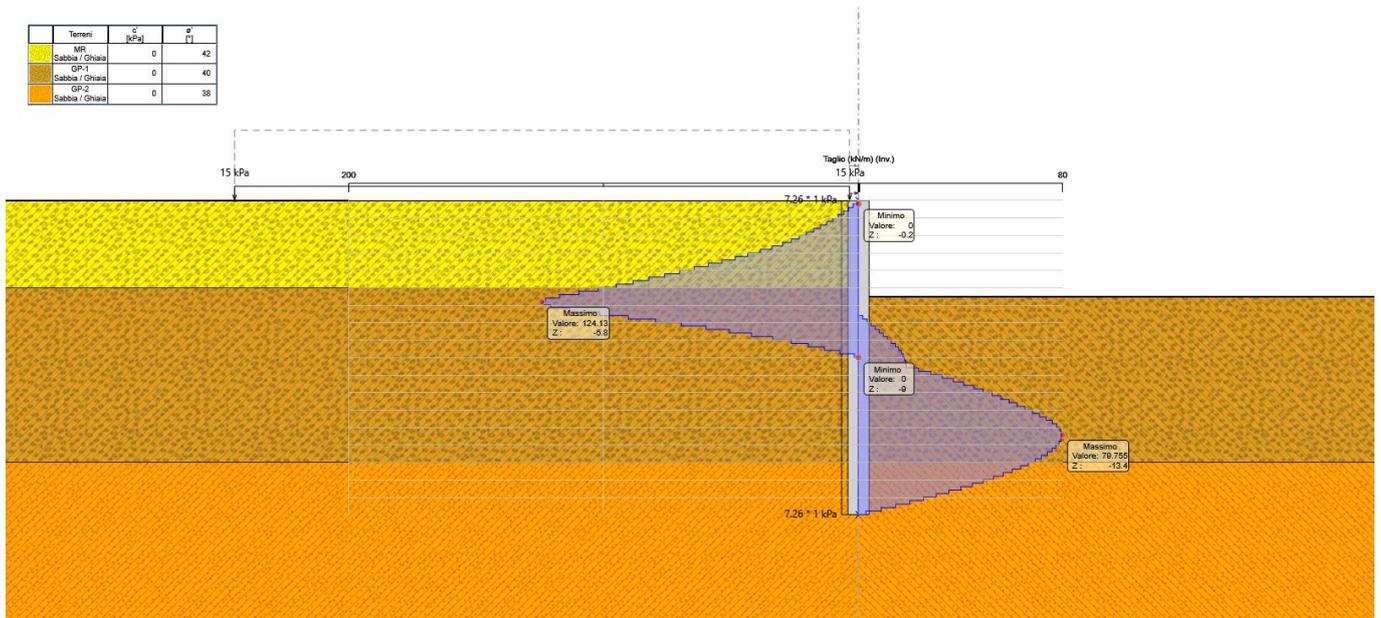


Figura 34 – Modello SLV: Involuppo Diagramma del Taglio

Terreno	σ'_c [kPa]	ρ'_1 [%]
MR	0	42
Sabbia / Ghiaia	0	40
GP-1	0	40
Sabbia / Ghiaia	0	38
GP-2	0	38
Sabbia / Ghiaia	0	38

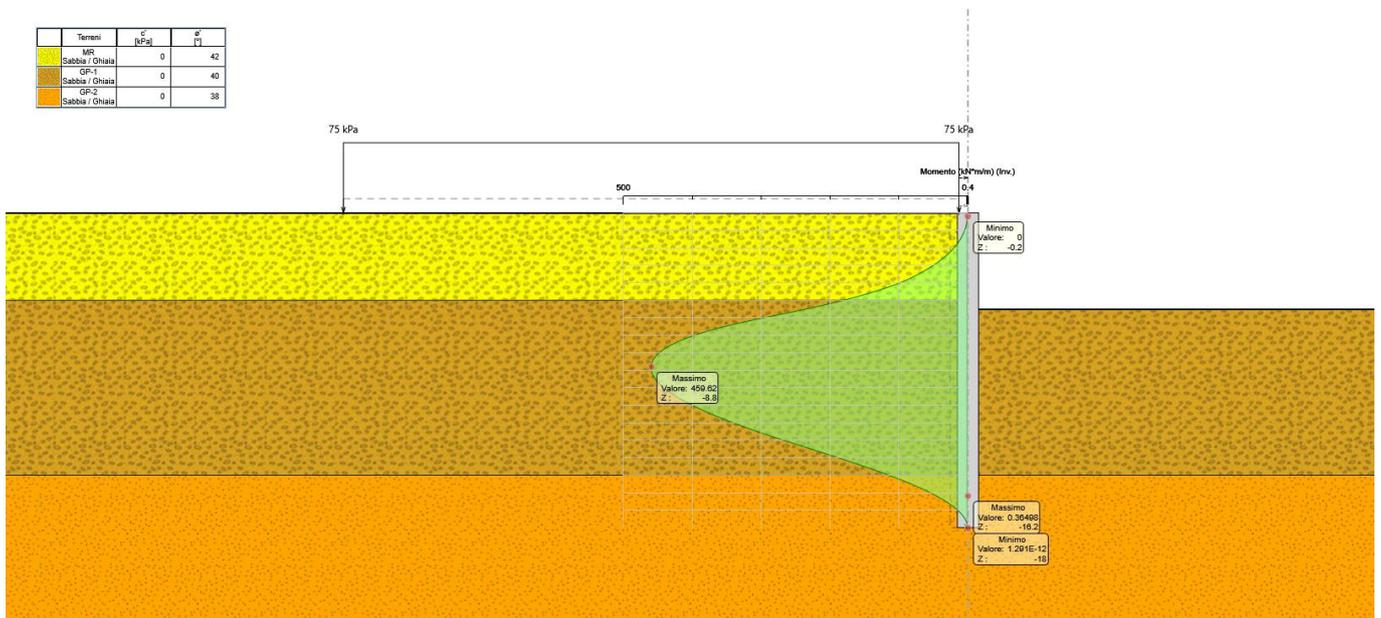
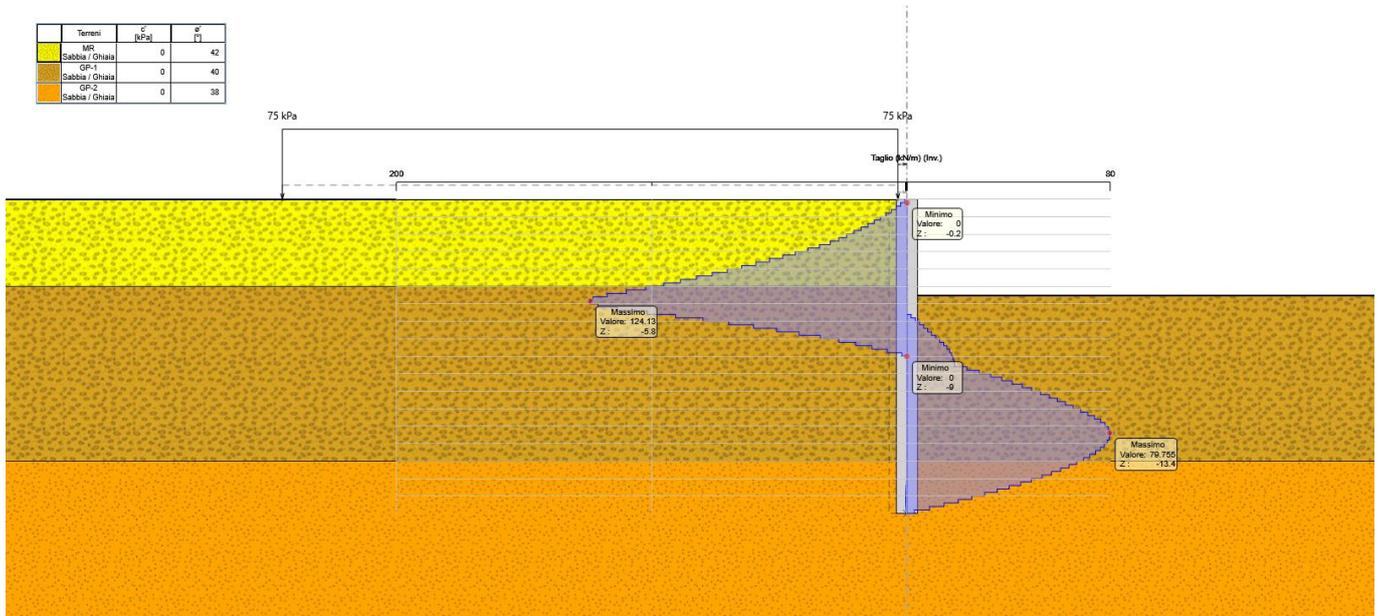


Figura 35 – Modello SLU: Involuppo Diagramma del Momento


Figura 36 – Modello SLU: Involuppo Diagramma del Taglio

The shear and bending moment values shown in the previous table must be multiplied by the distance between the piles in order to obtain the stress acting on the single pile.

Per il palo Ø1200 è stata prevista un'armatura costituita da 12 ø 20 e una spirale ø12 passo 0.3m. Si riporta di seguito la verifica nella condizione più gravosa.

INPUT										
MATERIALI					GEOMETRIA					
Calcestruzzo			Acciaio		Sezione trasversale					
R _{ck}	30	Mpa	f _{yk}	450	Mpa	D	120	cm		
f _{ck}	25	Mpa	E _s	200000	Mpa	d	111.8	cm		
E _{cm}	31000	Mpa	γ _c	1.15	-	Armatura longitudinale				
γ _e	1.5	-	f _{yd}	391.3	Mpa	n _{barre}	Φ	c	A _{sl}	
α _{cc}	0.85	-	ε _{uk}	75	‰		mm	mm	cm ²	
f _{cd}	14.1	Mpa				12	20	60	31.42	
f _{ctm}	2.6	MPa				0	0	0	0.00	
v	0.5	-	Armatura a taglio							
ε _{c2}	2	‰	tipo	Φ	passo	c				
ε _{cu2}	3.5	‰		mm	cm	mm				
α _e	15.0	-	Spirale	12	30	60				
k _t	0.6	-								
k ₁	0.8	-								
k ₂	0.5	-								
k ₃	1.90	-								
k ₄	0.425	-								

SLE		
M_{Ek}	0.00	[kNm]
N_{Ek}	0.00	[kN]
Quota asse neutro		
$y_{a.n.}$	30.06	[cm]
Tensioni		
$\sigma_{c,max}$	4.4	[MPa]
$\sigma_{s,min}$	-48.15	[MPa]
$\sigma_{s,max}$	180.1	[MPa]
Fessurazione		
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.54	[‰]
$s_{r,max}$	57.7	[cm]
w_k	0.312	[mm]

SLU/SLV		
M_{Ed}	453.38	[kNm]
N_{Ed}	-147.03	[kN]
V_{Ed}	2.34	[kN]
Presso-flessione		
M_{Rd}	813	[kNm]
FS	1.79	-
Taglio		
V_{Rd}	312.7	[kN]
Non necessita di armatura a taglio		
V_{Rsd}	626.5	[kN]
V_{Rcd}	2089.2	[kN]
θ	21.8	°

SLU/SLV		
M_{Ed}	122.32	[kNm]
N_{Ed}	0.0	[kN]
V_{Ed}	131.83	[kN]
Presso-flessione		
M_{Rd}	745	[kNm]
FS	6.09	-
Taglio		
V_{Rd}	312.7	[kN]
Non necessita di armatura a taglio		
V_{Rsd}	626.5	[kN]
V_{Rcd}	2089.2	[kN]
θ	21.8	°

Le verifiche strutturali sono pertanto tutte soddisfatte.

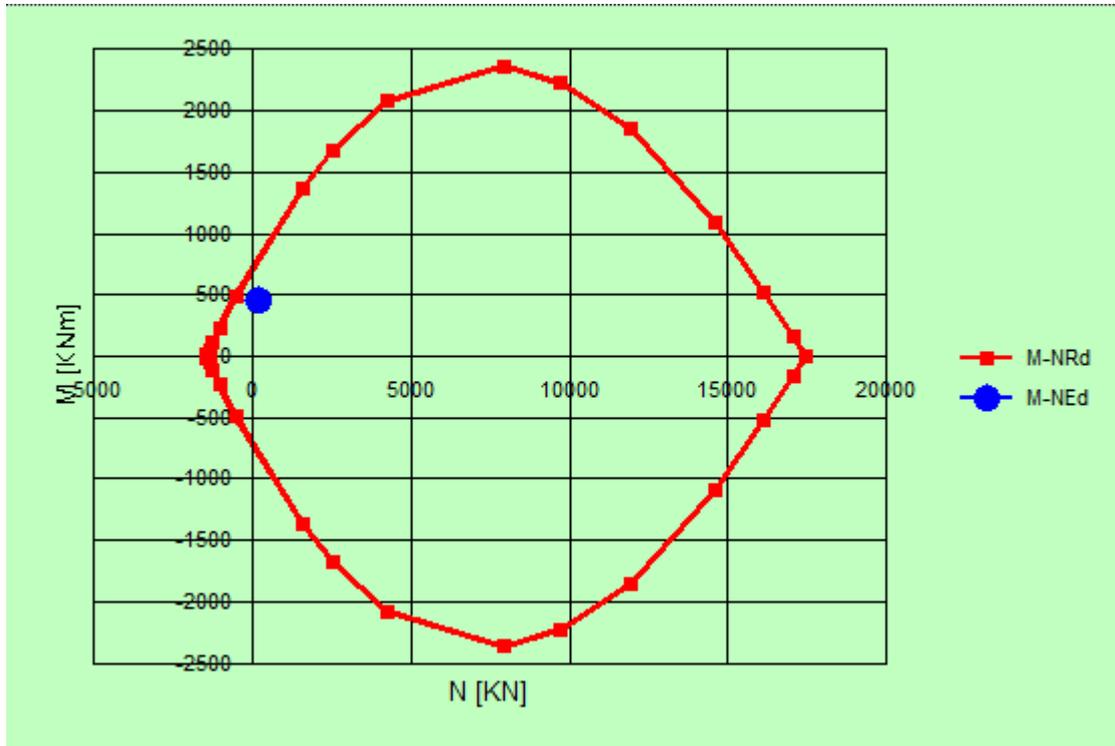


Figura 37 – Dominio di interazione

Le verifiche strutturali sono pertanto tutte soddisfatte. Per la sezione in esame l'incidenza è di 50 kg/m³.

9.3 Descrizione del modello di calcolo: Sezione 3

La Figura 38 mostra la sezione di calcolo; si può osservare, per esempio, come l'inclinazione del pendio a monte dell'opera sia stata modellata applicando un eventuale carico fittizio equivalente o come i carichi di sovraccarico si applichino su un piano del terreno orizzontale.

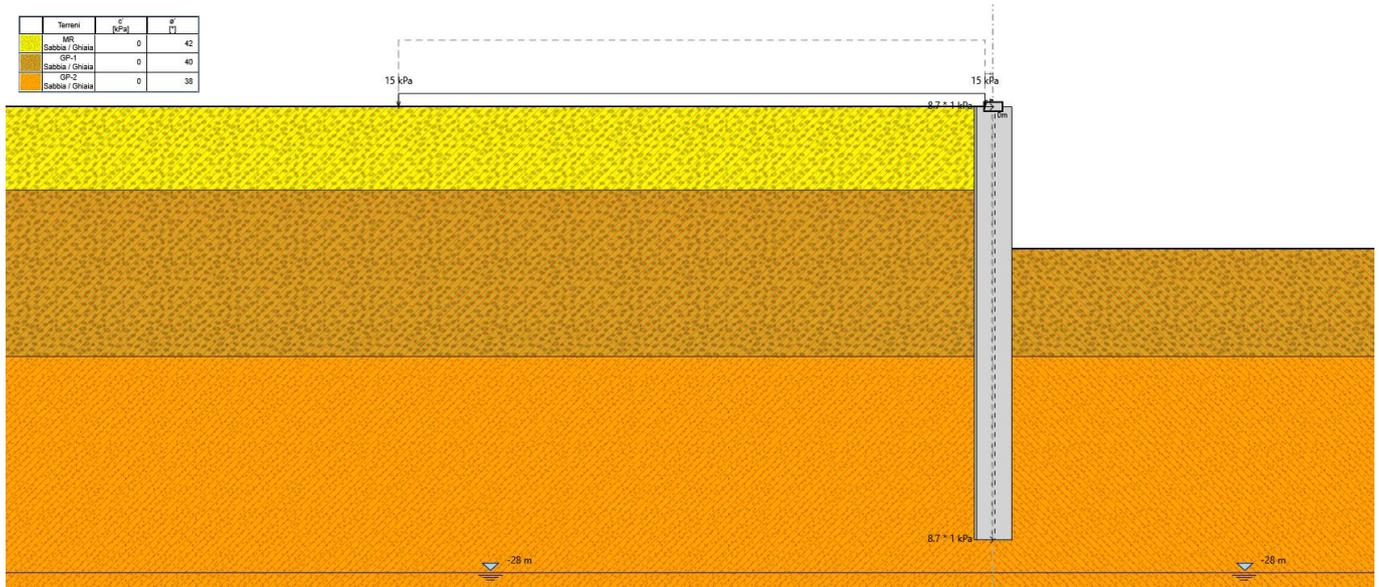


Figura 38 – Modello di Calcolo

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

Tabella 14: Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Tipologia struttura di sostegno	Paratia di doppio fila pali, diametro di perforazione $\phi = 1200$ mm con armati ad interasse $i = 1.20$ m
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 26.00$ m
Altezza libera paratia	$H = 8.00$ m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 §6.5.2.2)	$H1 = H + \min[0.5; 10\% (8.50 - 0)] = 8.50$ m
Inclinazione del piano campagna a monte	terreno naturale circa $0^\circ - 5^\circ$
Inclinazione del piano campagna a valle	$0^\circ - 5^\circ$
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	Carico Ferroviario: $Q_{1,k} = 75$ kPa, estensione 35 m
Sovraccarichi variabili a valle	-

I parametri geotecnici adottati nelle analisi variano a seconda della combinazione di riferimento adottata in considerazione della specifica verifica prevista dal D.M. 17/01/2018 così come riportato nel prospetto che segue.

Tabella 15: Parametri geotecnici di calcolo

Terreno	Gruppo coeff. parziali	Condizione	γ	$c'a$	$\phi'a$	δ	E'	E'_{ur}	k_o	K_{ah}	K_{ph}
			(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	(-)
MR (da p.c. a 5 m)	M1	SLU	19	0	42	28.00	47	75.2	0.331	0.162	11.348
		SLV				0			0.331	0.195	4.847
	M2	SLU				23.8			0.416	0.217	6.884
		SLV				0			0.416	0.195	4.847
GP-1 (5 – 15m)	M1	SLU	19	0	40	26.67	70	112	0.357	0.179	9.573
		SLV				0			0.357	0.213	4.410
	M2	SLU				22.58			0.443	0.236	6.008
		SLV				0			0.443	0.213	4.410
GP-1 (>15m)	M1	SLU	19	0	38	25.3	80	128	0.384	0.196	8.153
		SLV				0			0.384	0.232	4.024
	M2	SLU				21.3			0.470	0.256	5.286
		SLV				0			0.470	0.232	4.024

γ = peso dell'unità di volume

$c'a$ = coesione efficace (valore di calcolo)

$\phi'a$ = angolo di resistenza al taglio (valore di calcolo)

δ = angolo d'attrito struttura/terreno

E' = modulo di Young

E'_{ur} = modulo di Young (scarico/ricarico)

k_o = coefficiente di spinta a riposo

K_a = coefficiente di spinta attiva

K_p = coefficiente di resistenza passiva

Con riferimento alla valutazione del coefficiente sismico orizzontale k_h , i valori di α e β sono stati assunti rispettivamente pari a 0.893 e 0.485 avendo considerato un sottosuolo di tipo B e uno spostamento massimo ammissibile μ_s pari a $0.005 \times 26 = 1.3$ m (cfr. § 7.11.6.3.2 del D.M. 17/01/2018).

Si sottolinea che i coefficienti di spinta sono stati determinati considerando orizzontale il piano campagna a monte dell'opera.

L'incremento di spinta del terreno, dovuto all'azione sismica, valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe e agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera è pari a:

Tabella 16: Azione sismica

SLU	ΔS
STR	8.71 kPa/m
GEO	8.71 kPa/m

Le strutture componenti l'opera sono state modellate all'interno del software come segue:

Nome

K shear kN/m³

P shear kPa

Singolo elemento

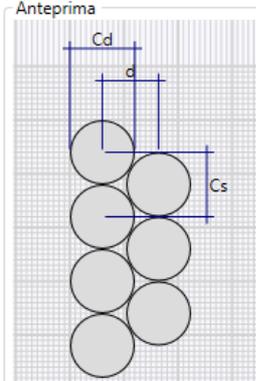
Inerzia Equivalente m⁴/m

Area Equivalente m

Distanza m

Mat. omogeneizzazione

Anteprima



Geometria e Materiali

Custom

Materiale Inerzia m⁴/m Area m²/m Distanza m

Pali

Calcestruzzo

Materiale

Diametro Cd m

Passo Cs m

Distanza d m

Efficacia del calcestruzzo per il calcolo della rigidezza [0-1] ac

Calcolo K shear e P shear

Gc kPa > qc kPa >

Acciaio

Materiale

Passo Ss m

Figura 39 : Caratteristiche dei micropali inserite in Paratie Plus

9.3.1 Fasi di calcolo

Si riportano, infine, le fasi di calcolo in cui è articolata l'analisi numerica:

- Fase 1.** Inizializzazione dello stato tensionale geostatico;
- Fase 2.** Scavo di ribasso fino a quota -4.00 m rispetto alla testa dell'opera; Simulazione della paratia della pila, applicazione del carico variabile Q1 (rappresentativo del carico del treno);
- Fase 3.** Scavo di ribasso fino a quota -8.50 m rispetto alla testa dell'opera
- Fase 4.** Applicazione dell'azione sismica come definita in Tabella 16: Azione sismica

9.3.2 Verifica del complesso opera – terreno

La verifica è volta a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di inserimento della paratia, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLV). A tal fine, nelle figure seguenti, sono riportati gli output in termini di deformazione dell'opera e di percentuale di spinta mobilitata. La percentuale di spinta mobilitata (rapporto tra la spinta effettiva agente e la spinta massima possibile) è sempre inferiore all'unità.

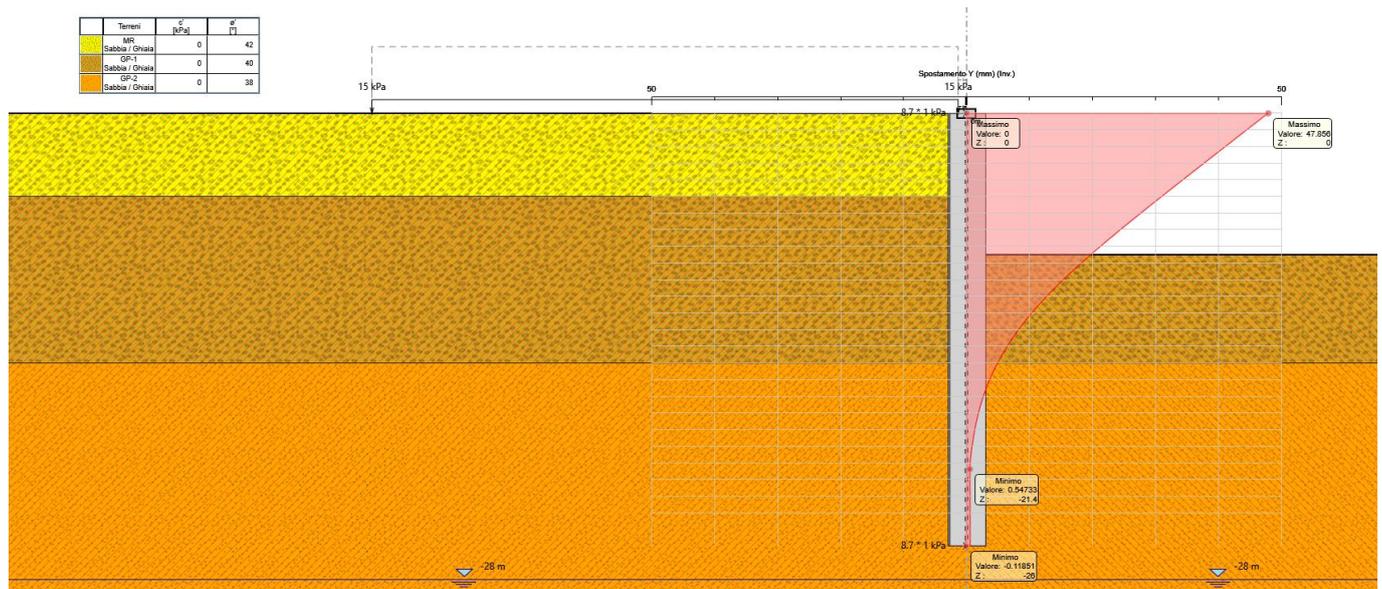


Figura 40 – Sezione 3: Involuppo della deformata dell'opera (SLU) nelle varie fasi di calcolo

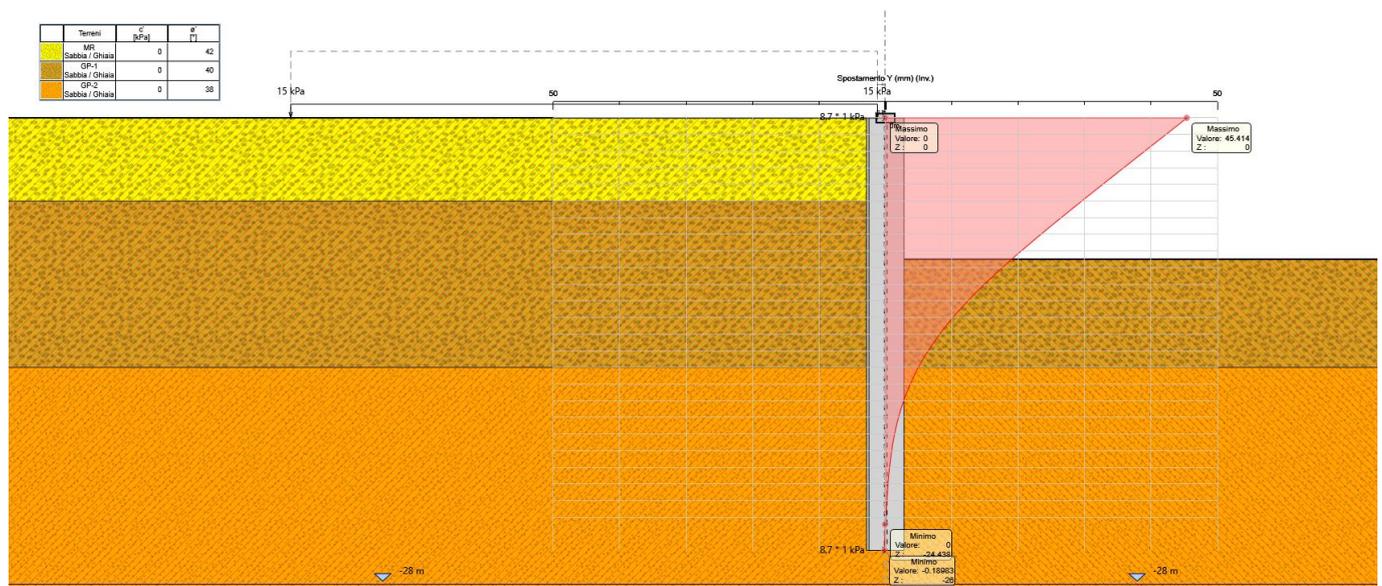


Figura 41 – Sezione 3: Involuppo della deformata dell'opera (SLV) nelle varie fasi di calcolo

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>

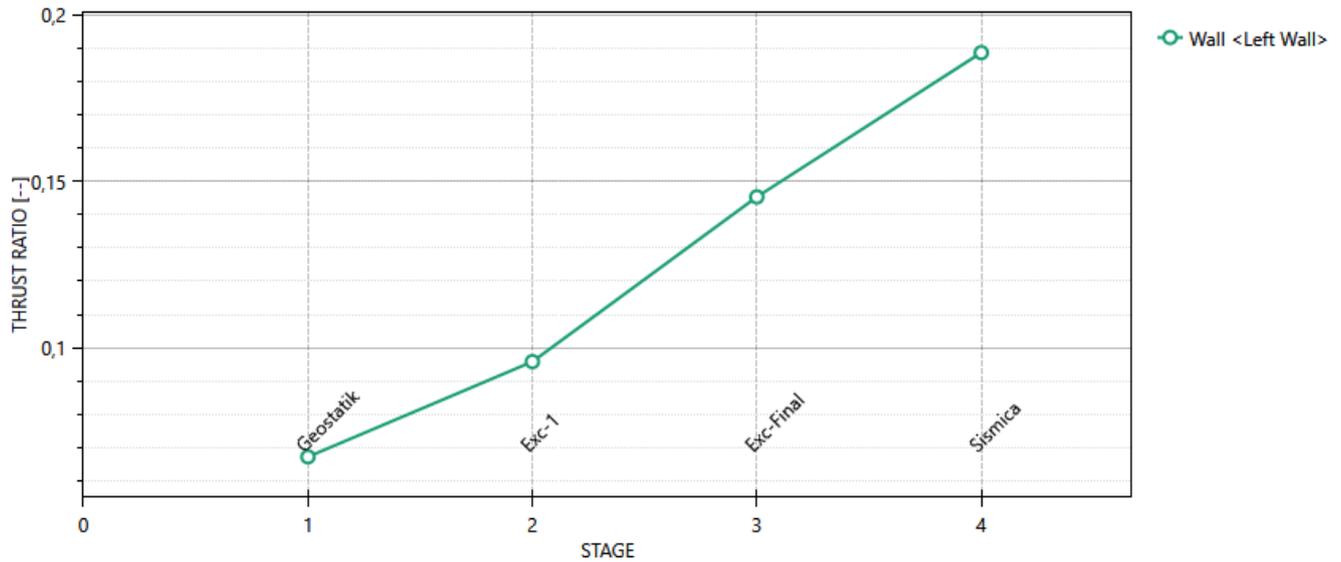


Figura 42 – Sezione 3: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLU)

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: SISMICA GEO>

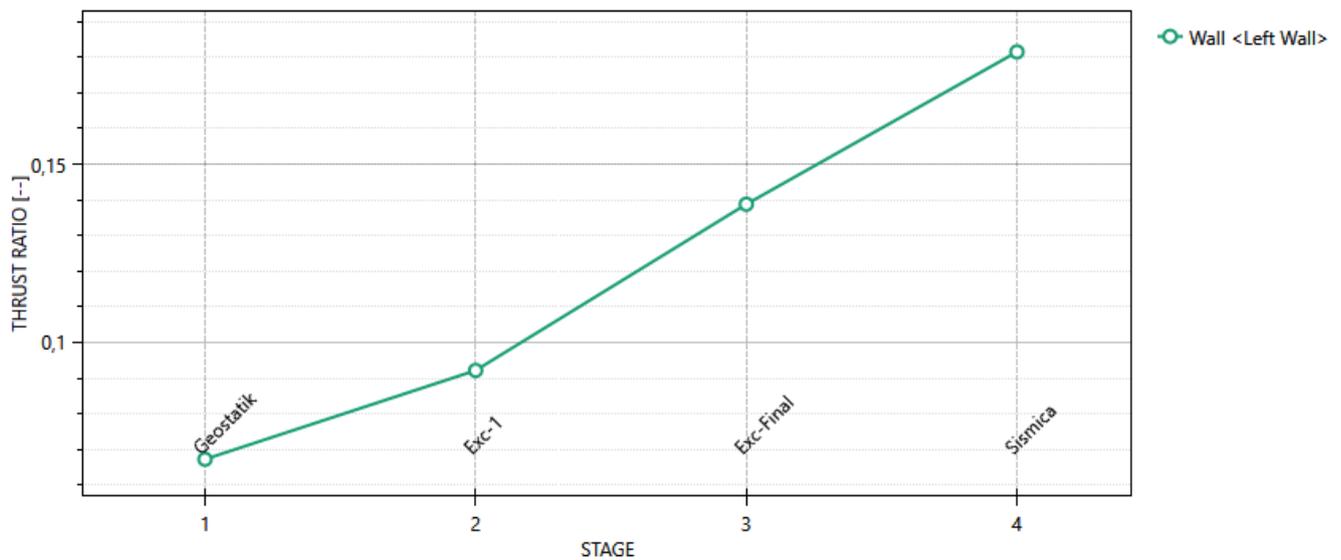


Figura 43 – Sezione 3: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLV)

9.3.3 Verifica del spostamento del terreno sotto ferrovia

I calcoli sono stati fatti per SLE in condizione statica e SLD per la condizione sismica secondo le NTC 2018 (§6.5.3.2 e §7.11.1). Le verifiche sono state fatte per il secondo livello di qualità delle tolleranze geometriche di "RFI TCAR ST AR 01 001 D". È stato valutato che gli assestamenti differenziali inferiori a 10 mm sono adeguati, e gli assestamenti tra 10 mm e 15 mm dovrebbero essere controllati installando un sistema di monitoraggio appropriato sul campo.

Nelle figure seguenti, sono mostrati i risultati in termini della cedimenti superficiali dietro il muro sia per SLE che per SLD rispettivamente.

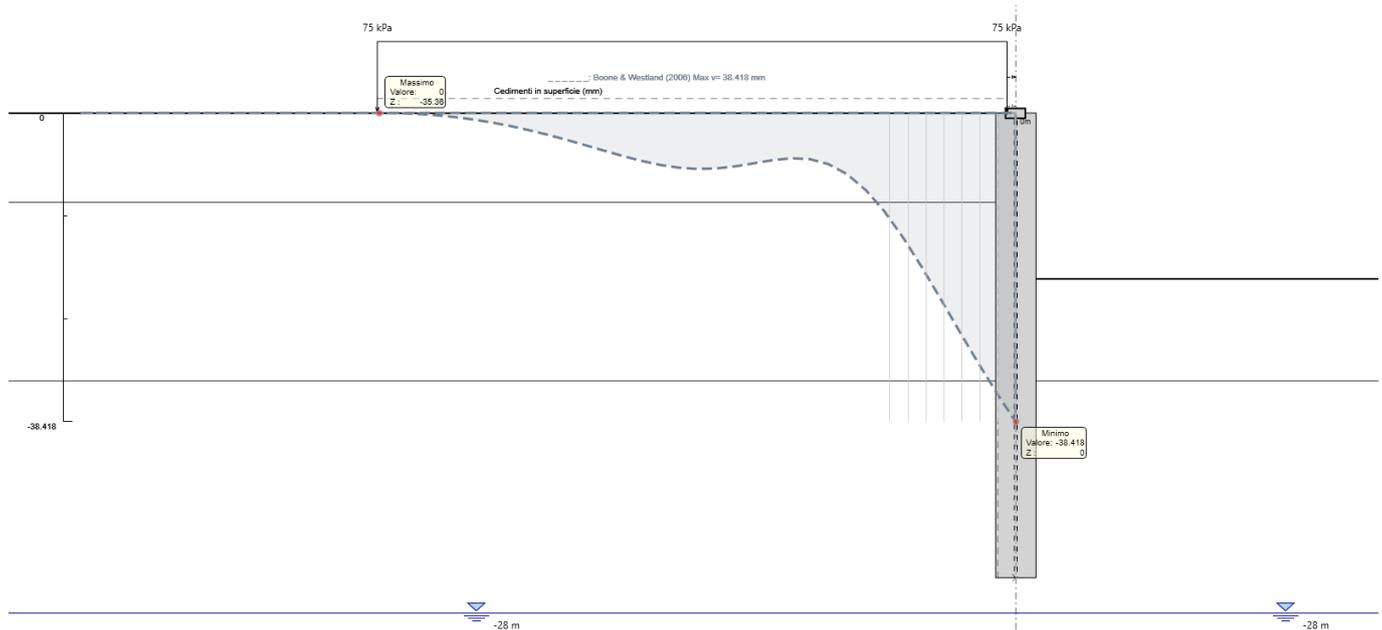


Figura 44 – Sezione 3: Cedimenti superficiali dietro il muro (SLE) nella ultimo fase

Ci sono 2 binari ferroviari dietro la paratia.

L'assestamento differenziale tra le 2 rotaie del primo binario è: $19,0 - 12,0 = 7$ mm

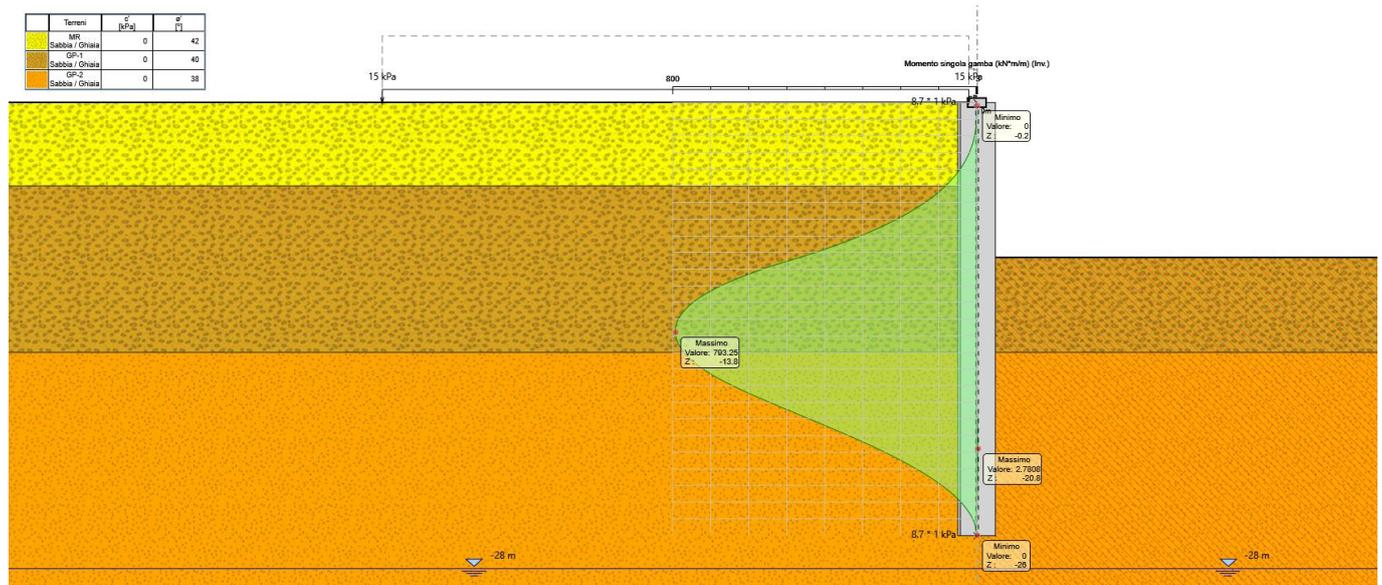
L'assestamento differenziale tra le 2 rotaie del secondo binario è: $9,6 - 6,3 = 3,6$ mm in condizione SLE

9.3.4 Verifica strutturali di pali

Nei prospetti che seguono, per le combinazioni STR statica e sismica, si riportano gli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione sulla paratia di pali per tutte le fasi di calcolo ed i valori delle sollecitazioni massime, utilizzate per le verifiche strutturali.

Tabella 19: Sezione 3 – Sollecitazioni SLU e SLV

Condizione [-]	Fase di calcolo [-]	Soll. Max. [-]	Quota [m]	M_{Sd} [kNm/m]	T_{Sd} [kN/m]	N_{Sd} [kN/m]
SLU	Fondo Scavo	Momento	-13.8	793.25	13.24	390.19
	Fondo Scavo	Taglio	-9.4	480.15	143.41	265.78
SLV	Sisma	Momento	-14	762.88	3.25	395.84
	Sisma	Taglio	-9.8	489.95	123.73	277.09


Figura 46 – Modello SLV: Involuppo Diagramma del Momento

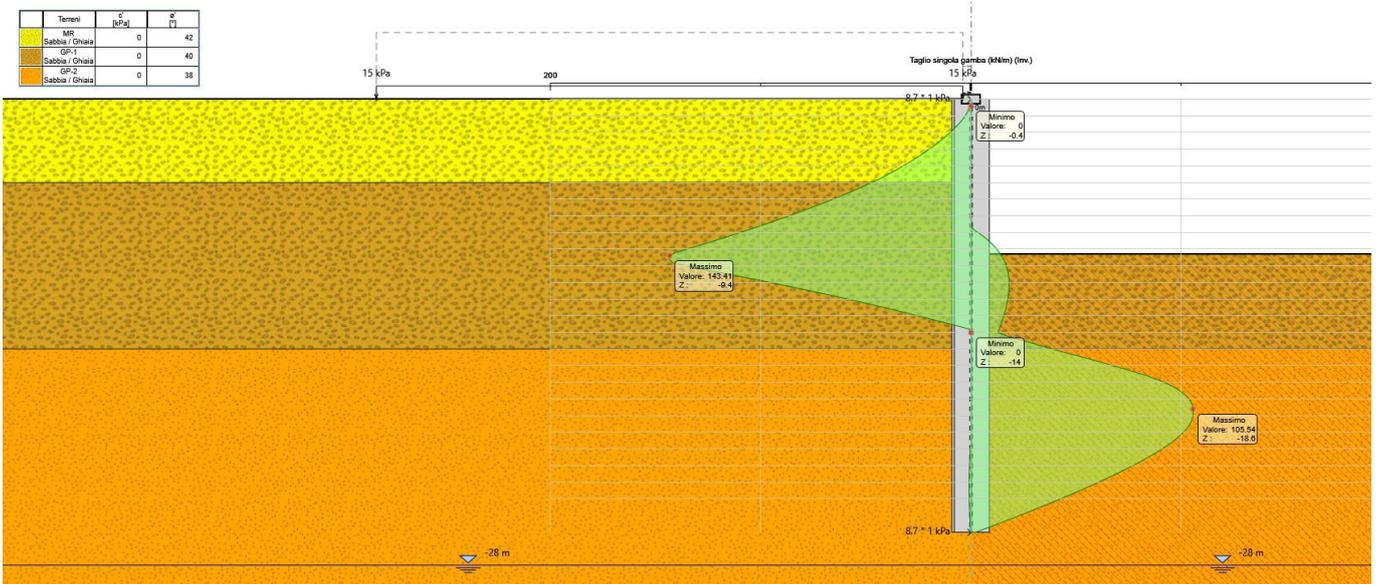


Figura 47 – Modello SLV: Inviluppo Diagramma del Taglio

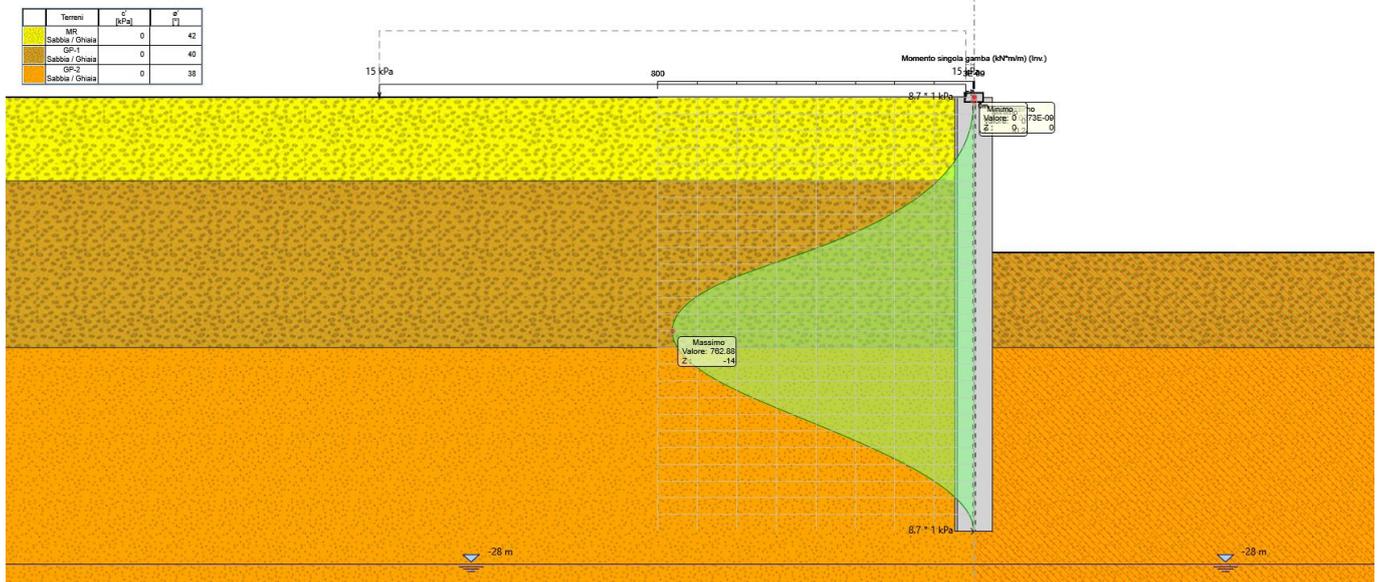


Figura 48 – Modello SLU: Inviluppo Diagramma del Momento

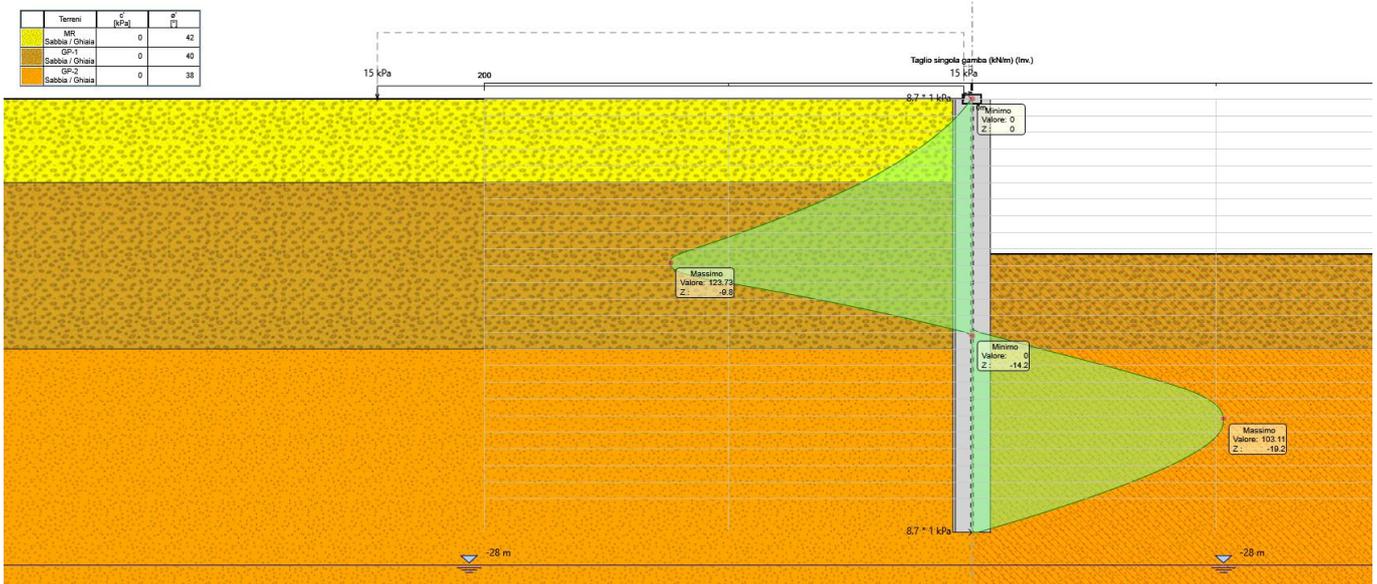


Figura 49 – Modello SLU: Involuppo Diagramma del Taglio

The shear and bending moment values shown in the previous table must be multiplied by the distance between the piles in order to obtain the stress acting on the single pile.

Per il palo Ø1200 è stata prevista un'armatura costituita da 20 ϕ 20 e una spirale ϕ 12 passo 0.3m. Si riporta di seguito la verifica nella condizione più gravosa.

INPUT								
MATERIALI				GEOMETRIA				
Calcestruzzo		Acciaio		Sezione trasversale				
R_{ck}	30	Mpa	f_{yk}	450	Mpa	D	120	cm
f_{ck}	25	Mpa	E_s	200000	Mpa	d	111.8	cm
E_{cm}	31000	Mpa	γ_c	1.15	-	Armatura longitudinale		
γ_c	1.5	-	f_{yd}	391.3	Mpa	n_{barre}	Φ	c
α_{cc}	0.85	-	ϵ_{uk}	75	%		mm	mm
f_{cd}	14.1	Mpa				20	20	60
f_{ctm}	2.6	MPa				0	0	0
v	0.5	-				Armatura a taglio		
ϵ_{c2}	2	%				tipo	Φ	passo
ϵ_{cu2}	3.5	%					mm	cm
α_e	15.0	-				Spirale	12	30
k_t	0.6	-					mm	mm
k_1	0.8	-						
k_2	0.5	-						
k_3	1.90	-						
k_4	0.425	-						

SLE		
M_{Ek}	0.00	[kNm]
N_{Ek}	0.00	[kN]
Quota asse neutro		
$y_{a.n.}$	30.06	[cm]
Tensioni		
$\sigma_{c,max}$	4.4	[MPa]
$\sigma_{s,min}$	-48.15	[MPa]
$\sigma_{s,max}$	180.1	[MPa]
Fessurazione		
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.54	[‰]
$s_{r,max}$	39.2	[cm]
w_k	0.212	[mm]

SLU/SLV		
M_{Ed}	1110.55	[kNm]
N_{Ed}	-265.78	[kN]
V_{Ed}	18.54	[kN]
Presso-flessione		
M_{Rd}	1294	[kNm]
FS	1.17	-
Taglio		
V_{Rd}	327.7	[kN]
Non necessita di armatura a taglio		
V_{Rsd}	626.5	[kN]
V_{Rcd}	2089.2	[kN]
θ	21.8	°

SLU/SLV		
M_{Ed}	672.21	[kNm]
N_{Ed}	0.0	[kN]
V_{Ed}	200.77	[kN]
Presso-flessione		
M_{Rd}	1187	[kNm]
FS	1.77	-
Taglio		
V_{Rd}	327.7	[kN]
Non necessita di armatura a taglio		
V_{Rsd}	626.5	[kN]
V_{Rcd}	2089.2	[kN]
θ	21.8	°

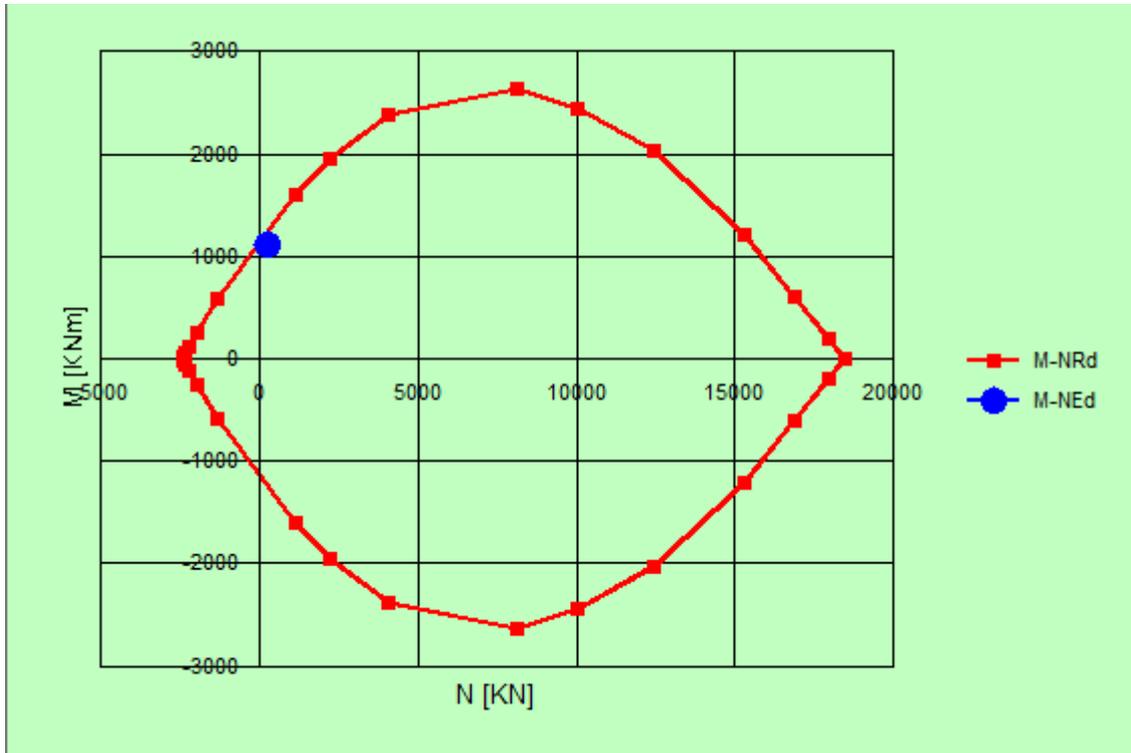


Figura 50 – Dominio di interazione

Le verifiche strutturali sono pertanto tutte soddisfatte. Per la sezione in esame l'incidenza è di 60 kg/m³.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARI IN OPERA	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 02 00 009	REV. A

9.4 VERIFICA STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO

Le verifiche di stabilità globale sono realizzate per le due sezioni più critiche in termini di caratteristiche hi dei terreni, pendenza massima, altezza della paratia e profondità di scavo.

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte con il metodo dell'equilibrio limite ed il calcolo prende in conto superfici di scivolamento secondo la formulazione di Morgenstern & Price.

9.4.1 MODELLO DI CALCOLO DELLA SEZIONE 1

A monte della paratia è previsto un carico variabile pari a $q = 75$ kPa per simulare la presenza di eventuali mezzi di cantiere. Il coefficiente per I carichi variabili Q1 in combinazione sismica (SLV) è preso uguale a 0,2

Tabella 17 Parametri sismici

SUOLO	TOPOGRAFIA	PARAMETRI SISMICI						
		a_g	S_s	S_T	$a_{g,max}$	β_s	k_h	k_v
		(g)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
B	T1	0,136	1,200	1	0,163	0,38	0,062	0,031

I risultati delle analisi, espressi in termini di rapporto tra R_d ed E_d , sono riportati nella tabella sottostante.

Tabella 18 Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità di paratie per la fase provvisoria

Combinazione	R_d / E_d
“SLU” – globale sezione 1	2,173
“SLV” – globale sezione 1	2,555

Nelle figure seguenti sono rappresentate le superfici di scorrimento critiche a cui corrisponde il fattore di sicurezza minimo. I coefficienti di sicurezza sono conformi a quanto richiesto dalle NTC 2018.

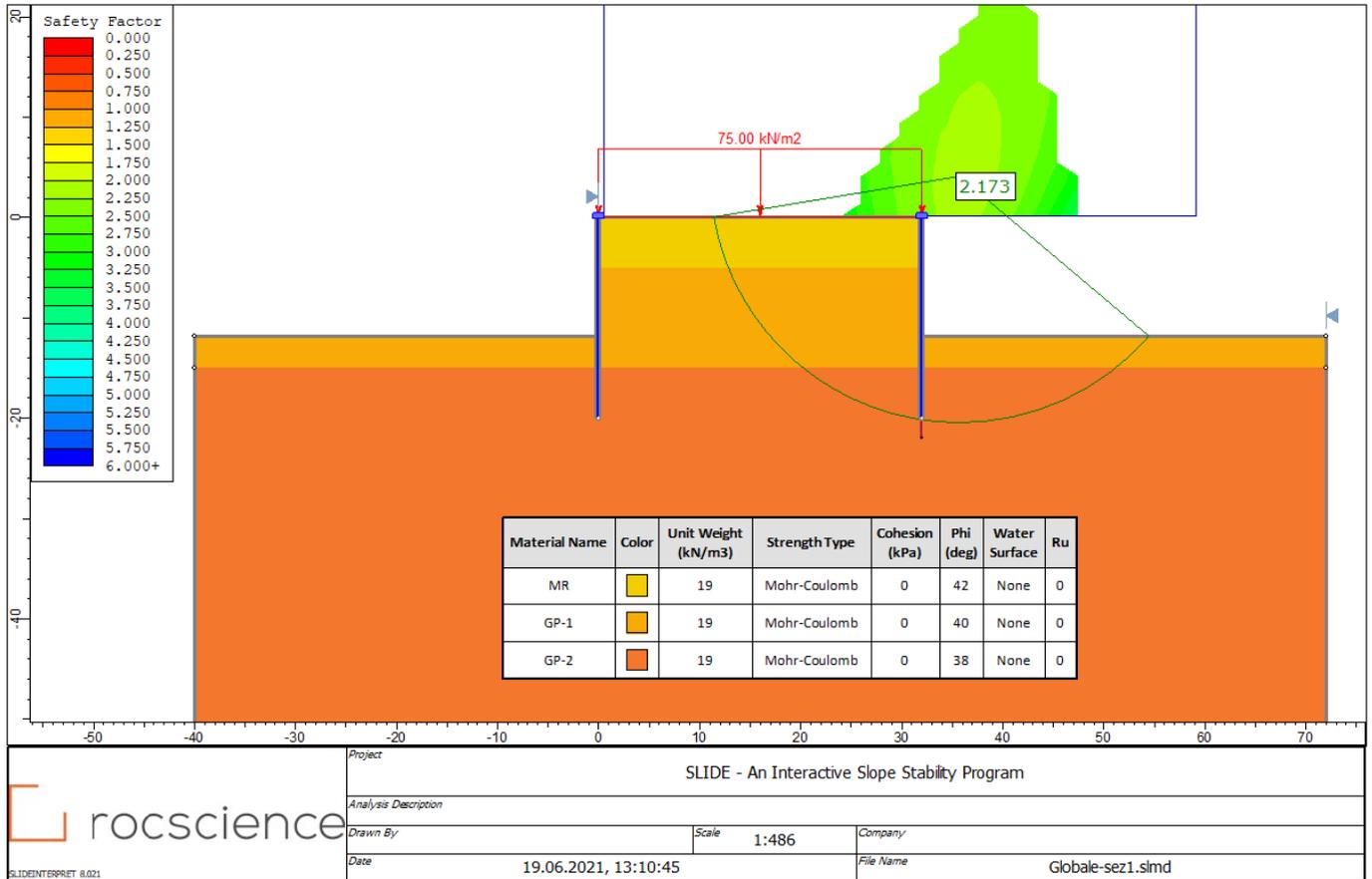


Figura 51 Superficie di scivolamento critica – condizioni statiche globali

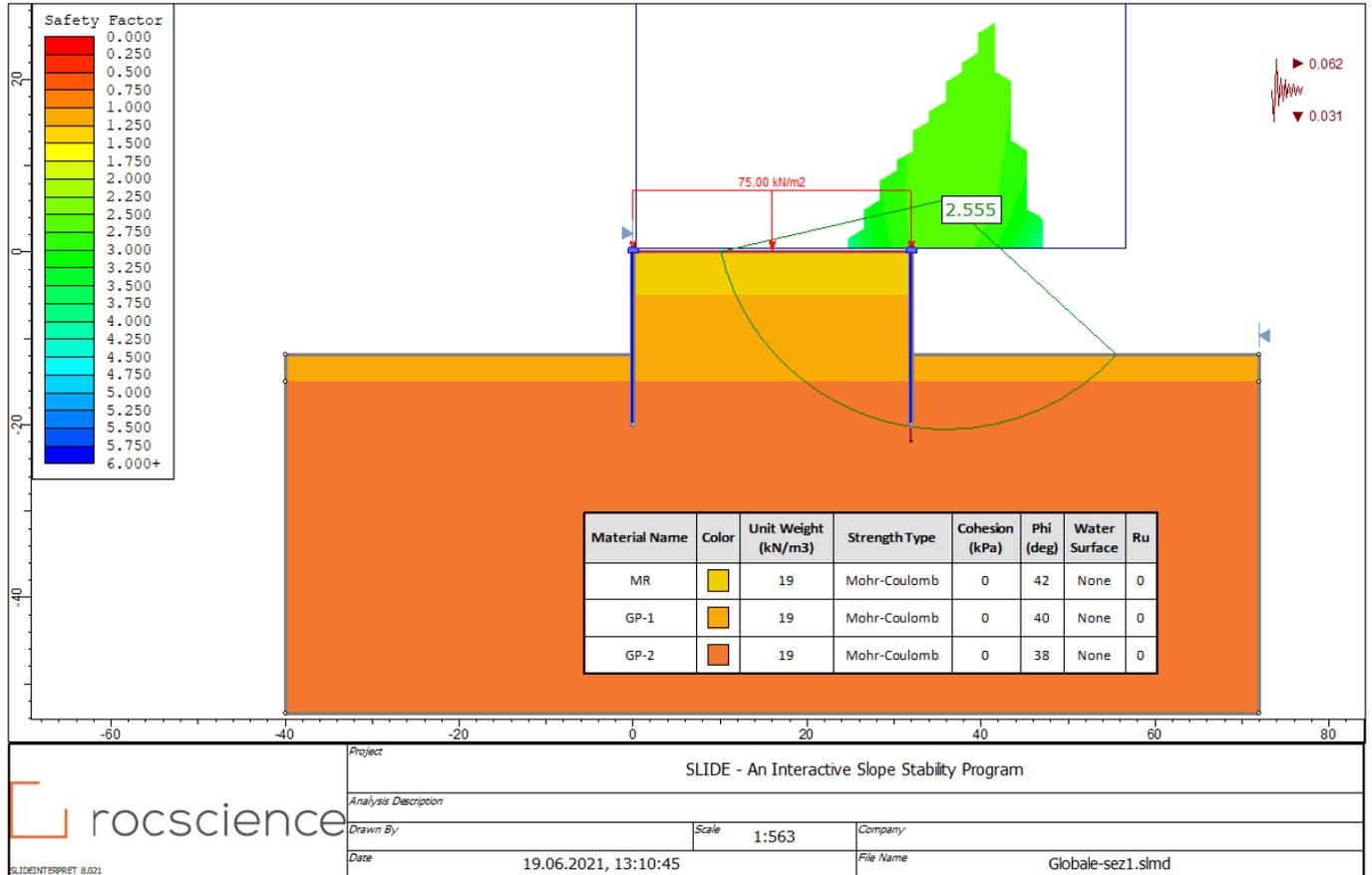


Figura 52– Superficie di scivolamento critica – condizioni sismici globali

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARI IN OPERA	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 02 00 009	REV. A

9.4.2 MODELLO DI CALCOLO DELLA SEZIONE 3

A monte della paratia è previsto un carico variabile pari a $q = 75$ kPa per simulare la presenza di eventuali mezzi di cantiere. Il coefficiente per i carichi variabili Q1 in combinazione sismica (SLV) è preso uguale a 0,2

Tabella 19 Parametri sismici

SUOLO	TOPOGRAFIA	PARAMETRI SISMICI						
		a_g	S_S	S_T	$a_{g,max}$	β_s	k_h	k_v
		(g)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
B	T1	0,136	1,200	1	0,163	0,38	0,062	0,031

I risultati delle analisi, espressi in termini di rapporto tra R_d ed E_d , sono riportati nella tabella sottostante.

Tabella 20 Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità di paratie per la fase provvisoria

Combinazione	R_d / E_d
“SLU” – globale sezione 3	4,169
“SLV” – globale sezione 3	5,545

Nelle figure seguenti sono rappresentate le superfici di scorrimento critiche a cui corrisponde il fattore di sicurezza minimo. I coefficienti di sicurezza sono conformi a quanto richiesto dalle NTC 2018.

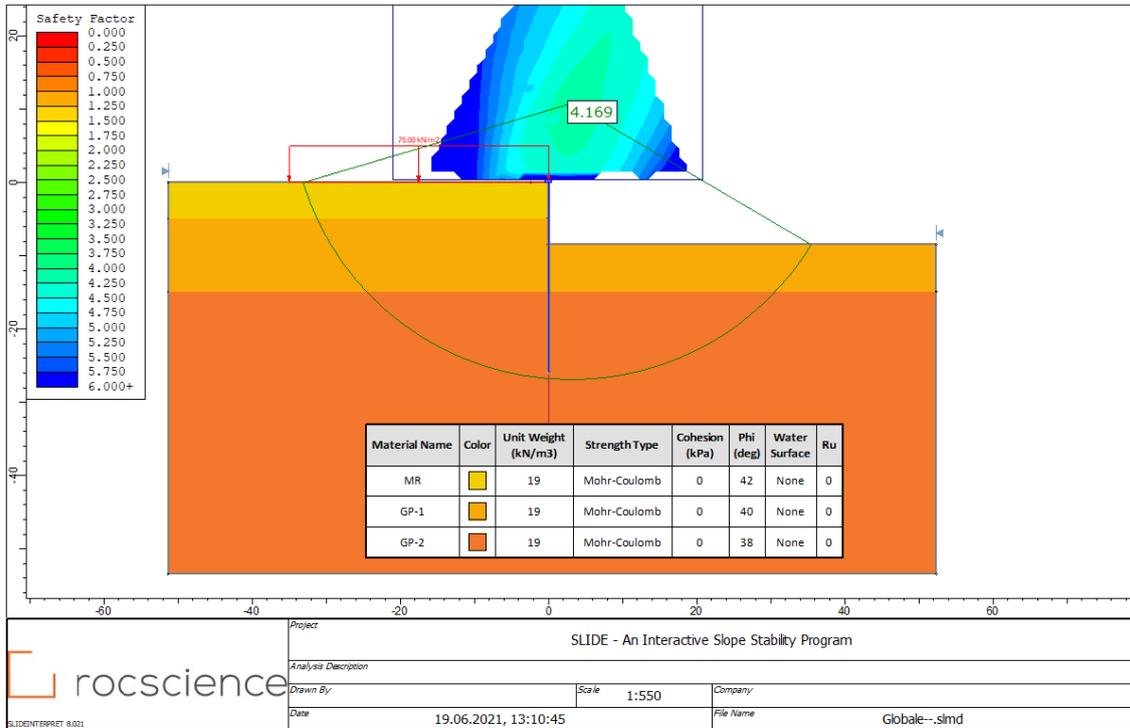


Figura 53 Superficie di scivolamento critica – condizioni statiche globali

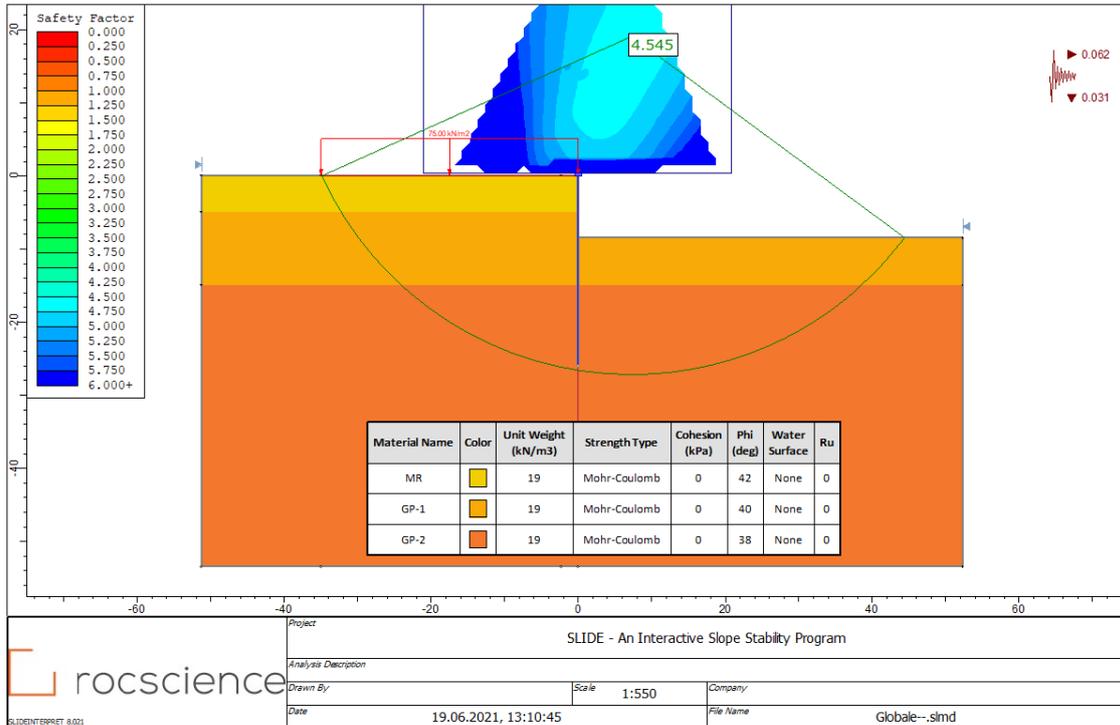


Figura 54– Superficie di scivolamento critica – condizioni sismici globali