

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

SOTTOVIA FERROVIARI

SL01 – SOTTOVIA TANGENZIALE OVEST

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 1 0 0    0 0 4    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:IN1010D26CLSL0100004A.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
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	9
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	14
6	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	15
7	DEFINIZIONE DELL'AZIONE VARIABILI.....	18
8	CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE.....	19
8.1	APPROCCI PROGETTUALI E METODI DI VERIFICA .....	23
9	VERIFICA DELLE OPERE PROVVISORIALI DI SOTTOVIA TANGENZIALE OVEST "SL01".....	24
9.1	DESCRIZIONE DEL MODELLEO DI CALCOLO: SEZIONE 1 .....	25
9.1.1	<i>Fasi di calcolo</i> .....	27
9.1.2	<i>Verifica del complesso opera – terreno</i> .....	28
9.1.3	<i>Verifica strutturali di pali</i> .....	30
9.2	DESCRIZIONE DEL MODELLEO DI CALCOLO: SEZIONE 2.....	35
9.2.1	<i>Fasi di calcolo</i> .....	37
9.2.2	<i>Verifica del complesso opera – terreno</i> .....	38
9.2.3	<i>Verifica strutturali di pali</i> .....	40

9.3	VERIFICA STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO .....	45
9.3.1	<i>MODELLO DI CALCOLO DELLA SEZIONE 1</i> .....	45
9.3.2	<i>MODELLO DI CALCOLO DELLA SEZIONE 2</i> .....	48

## 1 PREMESSA

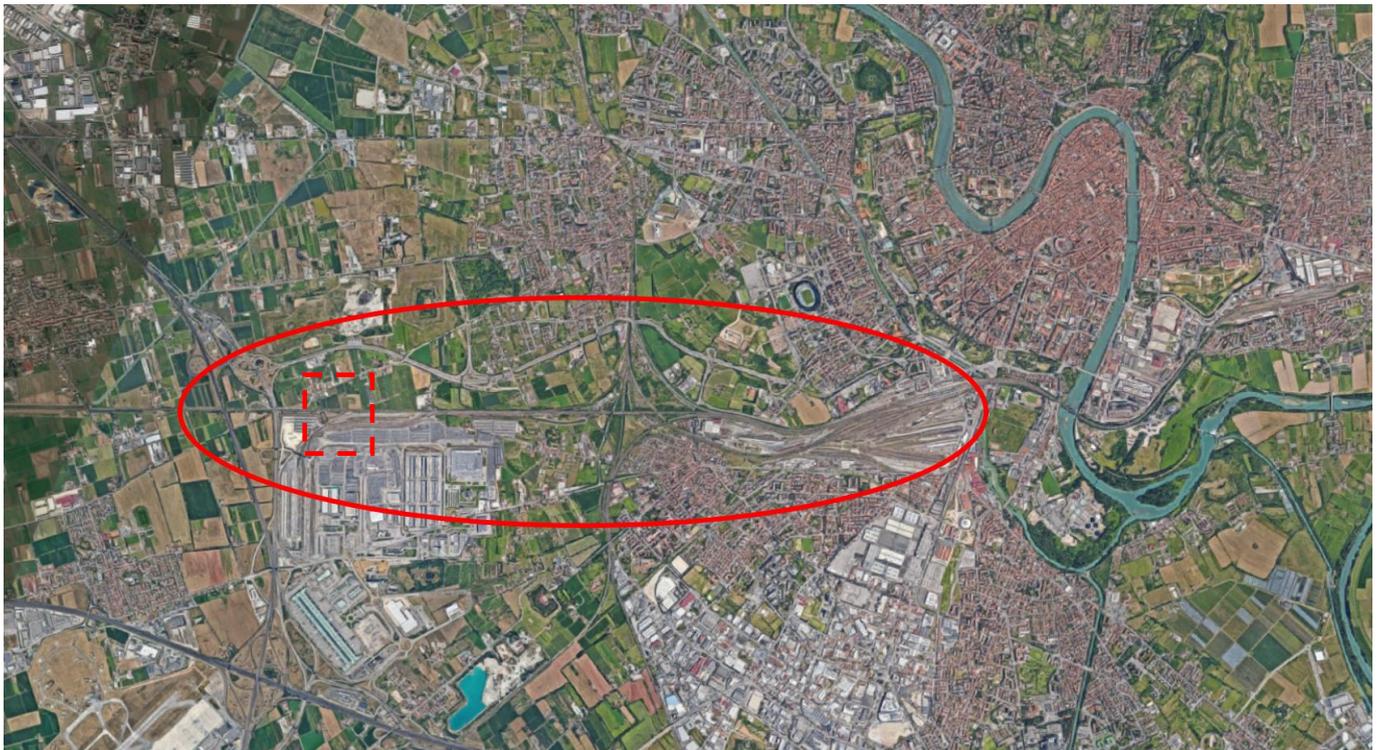
La presente relazione ha per oggetto la progettazione definitiva di opere strutturali relative all'Ingresso Ovest al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona.

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**

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL 01 00 004</b>	REV. <b>A</b>

## 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 e 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

RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA	IN1010D26RGSLO100001A
RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE	IN1010D26CLSL0100001A
RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICA FUNZIONALITÀ TRATTO SOTTOPASSO ESISTENTE	IN1010D26CLSL0100002A
RELAZIONE DI CALCOLO MURI A U DI SOSTEGNO DELLE RAMPE	IN1010D26CLSL0100003A
PLANIMETRIA DI PROGETTO SU CARTOGRAFIA	IN1010D26P8SL0100001A
PLANIMETRIA DI PROGETTO SU ORTOFOTO	IN1010D26P8SL0100002A
PIANTA SCAVI	IN1010D26P9SL0100003A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	IN1010D26PASL0100001A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	IN1010D26PASL0100002A
SEZIONI LONGITUDINALI E TRASVERSALI	IN1010D26BASL0100001A
SEZIONI LONGITUDINALI E TRASVERSALI	IN1010D26BASL0100002A
FASI COSTRUTTIVE PIANTE – TAV. 1/5	IN1010D26PBSL0100001A
FASI COSTRUTTIVE PIANTE – TAV. 2/5	IN1010D26PBSL0100002A
FASI COSTRUTTIVE PIANTE – TAV. 3/5	IN1010D26PBSL0100003A
FASI COSTRUTTIVE PIANTE – TAV. 4/5	IN1010D26PBSL0100004A
FASI COSTRUTTIVE PIANTE – TAV. 5/5	IN1010D26PBSL0100005A
FASI COSTRUTTIVE PIANTE – SEZIONI E CARPENTERIA	IN1010D26BBSL0100002A
PARTICOLARI, DETTAGLIO ZONE DI TRANSIZIONE E FINITURE	IN1010D26BZSL0100001A
DETTAGLIO ZONE DI TRANSIZIONE TERRA - SCATOLARE	IN1010D26RGSLO100001A
OPERE PROVVISORIALI	IN1010D26BZSL0100002A

### 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/mm<sup>2</sup>) che presenta le seguenti caratteristiche:

##### 3.1.1 Magrone

Classe di resistenza = C12/15

##### 3.1.2 Calcestruzzo per pali e cordolo

$\gamma_c$  = peso specifico = 25.00 kN/m<sup>3</sup>

Classe di resistenza = C25/30

$R_{ck}$  = resistenza cubica = 30.00 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83  $R_{ck}$  = 25.00 N/mm<sup>2</sup>

$f_{cm}$  = resistenza cilindrica media =  $f_{ck} + 8$  = 33.00 N/mm<sup>2</sup>

$f_{cd}$  = resistenza di calcolo a compressione =  $\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$  = 0.85 \* 30/1.5 = 17.0 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  = resistenza a trazione media = 0.30 \*  $f_{ck}^{(2/3)}$  = 2.56 N/mm<sup>2</sup>

$f_{cfm}$  = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 \*  $f_{ctm}$  = 3.07 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctk}$  = resistenza a traz. per flessione caratt. = 0.70 \*  $f_{cfm}$  = 1.79 N/mm<sup>2</sup>

$E_{cm}$  = modulo elast. tra 0 e 0.40 $f_{cm}$  = 22000 \* ( $f_{cm}/10$ )<sup>0.3</sup> = 31475 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_c$  = Resistenza a compressione (Comb. Rara) = 0.6 \*  $f_{ck}$  = 15.0 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_c$  = Resistenza a compressione (Comb. Quasi Permanente) = 0.45 \*  $f_{ck}$  = 11.25 N/mm<sup>2</sup>

## 3.2 Acciaio

### 3.2.1 Acciaio di armatura per c.a.

Tipo = B 450 C

$\gamma_a$  = peso specifico = 78.50 kN/m<sup>3</sup>

$f_{y \text{ nom}}$  = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm<sup>2</sup>

$f_{t \text{ nom}}$  = tensione nominale di rottura = 540 N/mm<sup>2</sup>

$f_{yk \text{ min}}$  = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm<sup>2</sup>

$f_{tk \text{ min}}$  = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm<sup>2</sup>

$(f_t/f_y)_{k \text{ min}}$  = 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 %

$\varphi_{\text{min}}$  = minimo diametro consentito delle barre = 6 mm

$\varphi_{\text{max}}$  = massimo diametro consentito delle barre = 40 mm

E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm<sup>2</sup>

$\alpha_T$  = coefficiente di dilatazione termica = 0.00001 °C<sup>-1</sup>

#### 4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'interferenza tra la linea attuale MI-VE e la tangenziale S.P.62 è risolta con un attraversamento realizzato mediante due manufatti affiancati, coprenti una luce complessiva di circa 32.55m.

L'ingombro in pianta di ciascuno dei due elementi è pari a circa 28x16.25m (manufatto ovest) e 28x16.2m (manufatto est). Essi si presentano scalettati, in senso longitudinale, di circa 2.5m l'uno rispetto all'altro.

La linea MI-VE attuale li attraversa con una inclinazione, rispetto alla direzione trasversale pari a circa 9.8° sessadecimali.

I manufatti consentono, inoltre, l'attraversamento della tangenziale anche a Via Cason, lato nord, e ad una strada secondaria, lato sud..



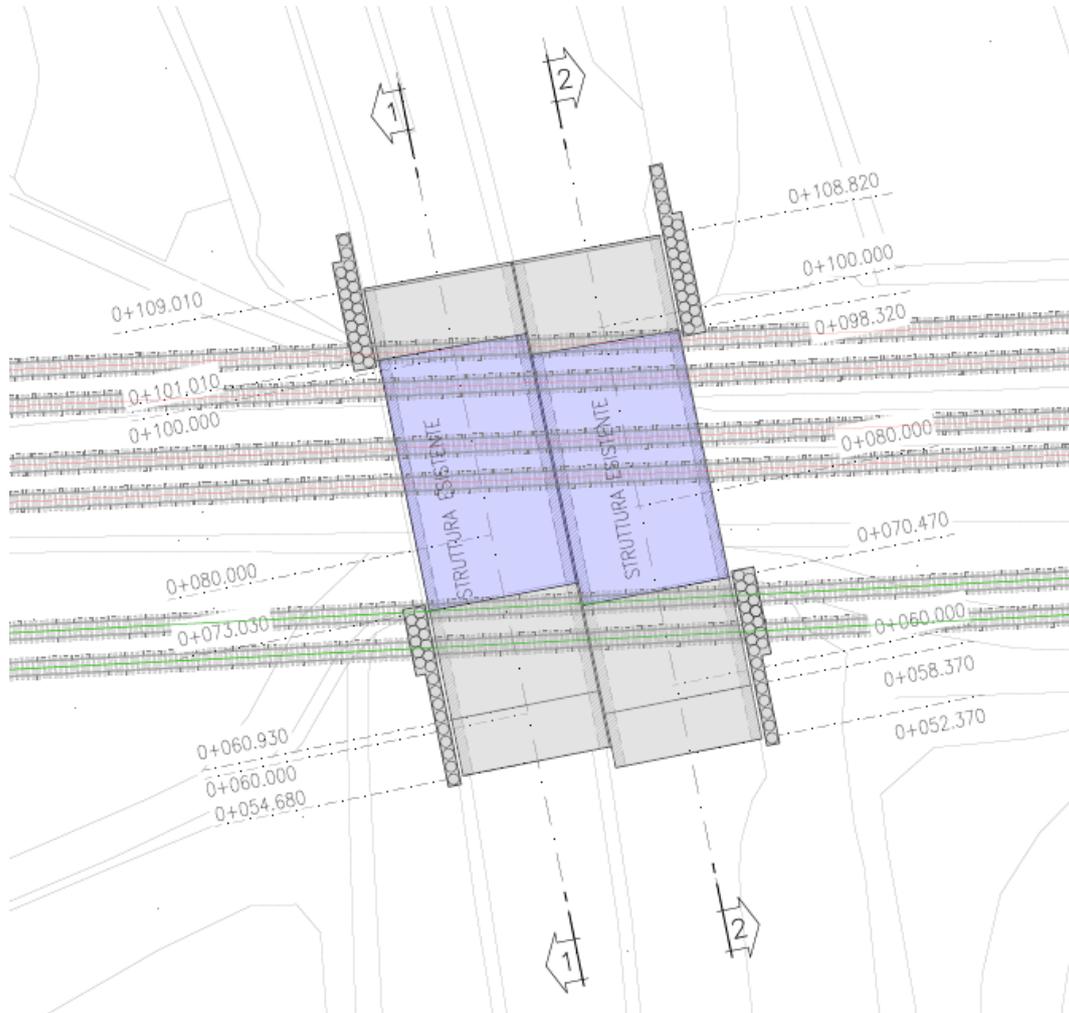
**Figura 2 – Vista aerea dalla zona e localizzazione dell'intervento**

I manufatti sono stati realizzati presumibilmente come elementi scatolari in cemento armato gettato in opera con muri e soletta superiore di spessore pari a circa 1.10m. Dal rilevamento effettuato si evince, inoltre, che l'altezza interna netta tra il piano di rotolamento e il filo interno della soletta superiore è pari a 5.30m. Essi sono affiancati ma resi indipendenti l'uno dall'altro dalla presenza di un giunto di separazione longitudinale.

L'intervento è collocato in corrispondenza della progressiva chilometrica 141+110 della nuova linea AV/AC. Si tratta di scatolari disposti in corrispondenza dell'interferenza del tracciato della linea ferroviaria con la strada extraurbana principale S.P. 62.

Data la particolare rilevanza della viabilità in oggetto e la sensibile vicinanza dello svincolo autostradale al punto d'interferenza, è stata verificata e scartata la soluzione che prevede l'adeguamento del sottovia con un ulteriore prolungamento dei due manufatti esistenti lato nord. Infatti, questa soluzione progettuale ridurrebbe sensibilmente il "cannocchiale visivo" nella direzione dello svincolo.

L'estensione delle due strutture esistenti in pianta è visibile nella figura seguente.

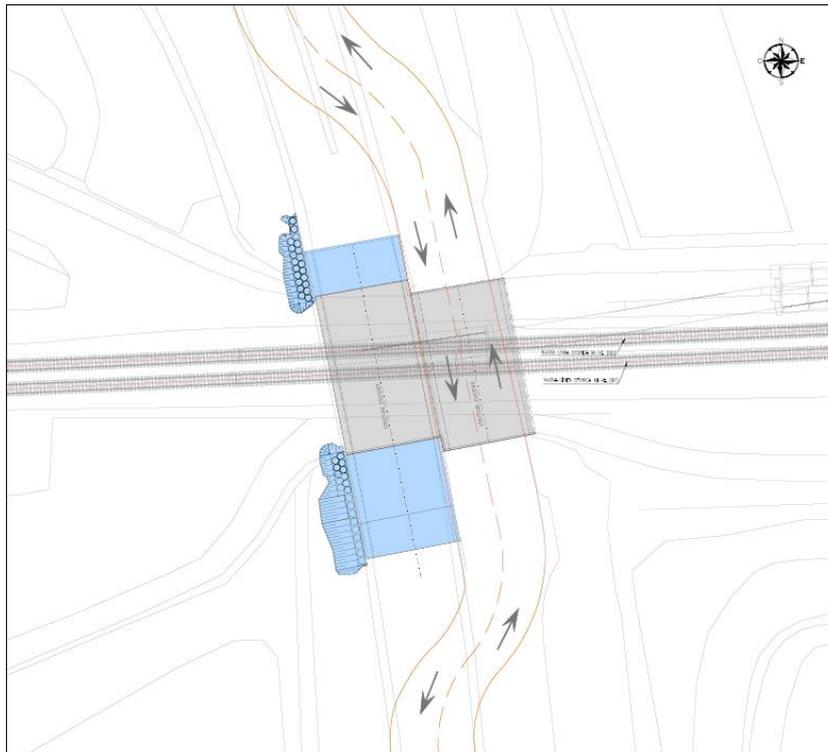


**Figura 3 – Stralcio planimetrico**

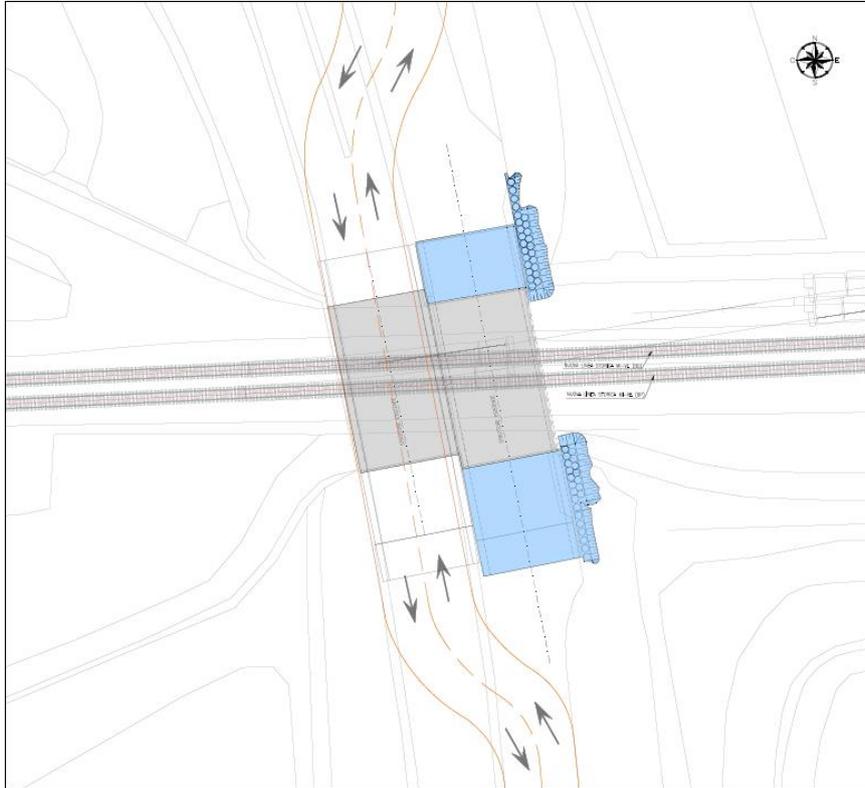


La costruzione della sottovia ferroviari sarà fatta in 5 fasi principali che è spiegata nel rapporto chiamato "IN1010D26RGSL0100001A" nella sezione 3.2 Fasi di Costruzione.

Questa relazione riguarda il calcolo dei muri di sostegno temporanei su pali per proteggere le ferrovie e le strade esistenti durante la costruzione del tunnel artificiale in più fasi. Ci sono 4 muri di sostegno temporanei su pali e saranno fatti nella fase B e nella fase D, sono mostrati rispettivamente nelle figure seguenti.



**Figura 6 – Vista in pianta del muro di contenimento provvisorio di pali nella fase B**



**Figura 7 – Vista in pianta del muro di contenimento provvisorio di pali nella fase D**

## 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 $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Formazione	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ (°)	Coesione $c'$ (kPa)	Modulo elastico $E_{oc}$ (MPa)
<b>1</b>	0.00	5.00	Materiale rimaneggiato e/o di riporto antropico	19.00	MR	39.00	0.00	41.00
<b>2</b>	5.00	15.00	Ghiaia Poligenica	19.00	GP-1	38.00	0.00	66.00
<b>3</b>	15.00	Sotto	Ghiaia Poligenica	19.00	GP-2	38.00	0.00	92.00

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL 01 00 004</b>	REV. <b>A</b>

## 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 Sottovia Tangenziale Ovest "SL01", in un sito con le seguenti coordinate geografiche: Latitudine 45.42724; Longitudine 10.91469.

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  $VR = VN \cdot Cu = 35$  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<sub>s</sub> è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F<sub>0</sub> 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  $S_T$** 

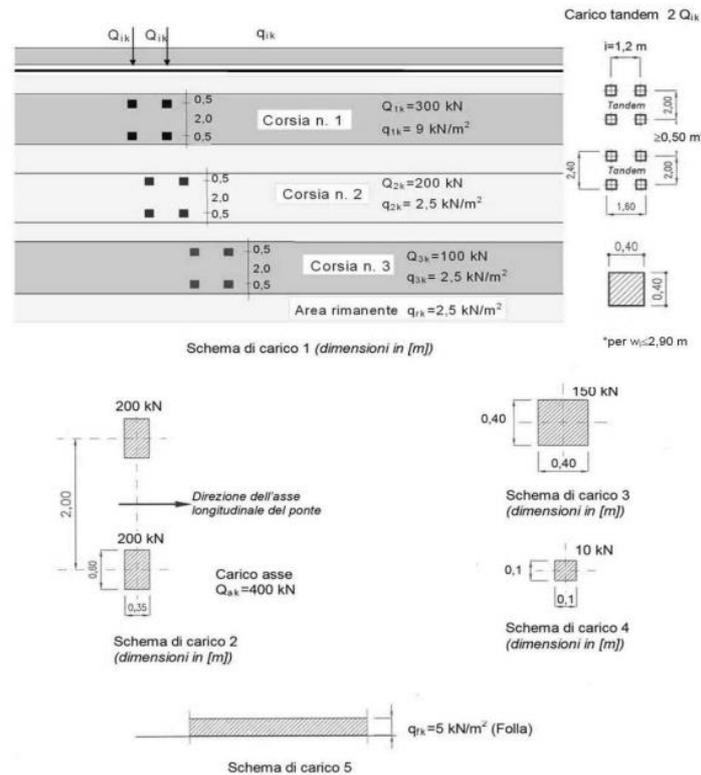
Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	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: 45.42724; Longitudine 10.91469
$T_R$	332
$a_g/g$	0.136
$F_0$	2.421
Categoria di sottosuolo	B
$S_S$	1.200
Categoria topografica	T1
$S_T$	1,00
$a_{max}/g$	0.163

## 7 DEFINIZIONE DELL'AZIONE VARIABILI

Per il carico stradale si è applicato quanto previsto nelle Norme tecniche per le costruzioni NTC2018.



**Figura 8 – Carico stradale**

I carichi concentrati mobili (carico tandem) sono ripartiti sull'impalcato mediante una diffusione a 45° in direzione longitudinale e trasversale dall'estradosso della pavimentazione stradale.

Nella striscia in direzione longitudinale di 1 metro il tratto di sovrapposizione risulta pari a:

$$L_{sovr} = 1.5 \text{ m}$$

Tenendo quindi in conto la sovrapposizione longitudinale delle impronte di carico diffuse, il carico distribuito trasversalmente dietro l'elemento della parete è uguale a :  $Q = P / A$

$$A = (3.5 * 2 - 1.5) * 3.5 = 19.25 \text{ m}^2$$

da cui:

$$Q = 300 / 19.25 = 15.6 \text{ kN/m}^2 (+ 9 \text{ kN/m}^2)$$

$$Q = 25 \text{ kPa considerato.}$$

## 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  $\sigma'_h$  a quella verticale  $\sigma'_v$  attraverso la relazione:

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

$K_0$  dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace  $\phi'$  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:

$\phi'$  è l'angolo di attrito del terreno

$\beta$  è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

$\delta$  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):

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

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

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL 01 00 004</b>	REV. <b>A</b>

dove:

$\varphi'$  è l'angolo di attrito del terreno

$\beta$  è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

$\delta$  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:

$\gamma$ : 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  $\delta$  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,

$\varphi'$ : l'angolo di attrito del terreno

$\beta$ : l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

$\delta$ : l'angolo di attrito paratia-terreno

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

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

$k_h$ : coefficiente di accelerazione sismica orizzontale

$k_v$ : 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:

$\varphi'$ : l'angolo di attrito del terreno

$\beta$ : l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

$\delta$ : 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.

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	<b>RELAZIONE DI OPERE PROVVISORIALI</b>	<b>COMMESSA</b> IN10	<b>LOTTO</b> 10	<b>CODIFICA</b> D26CL	<b>DOCUMENTO</b> SL 01 00 004	<b>REV.</b> A

## 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 ( $A2+M2+R2$  – Tab. 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.

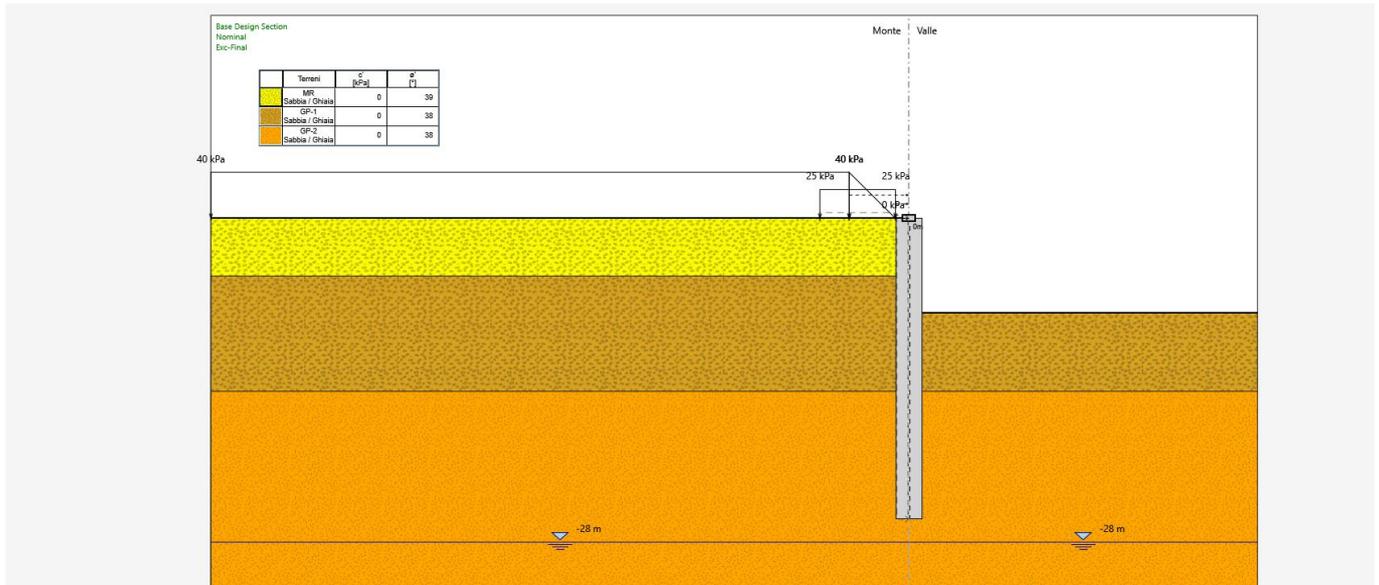
Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), con riferimento alla configurazione finale dell'opera di sostegno. Per le verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni sono pari all'unità.

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



### 9.1 Descrizione del modello di calcolo: Sezione 1

La Figura 10 mostra la sezione di calcolo, si può osservare, per esempio, i carichi di sovraccarico si applichino su un piano del terreno orizzontale.



**Figura 10 – Modello di Calcolo**

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

**Tabella 2: 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	$H = 7.70$ m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 §6.5.2.2)	$H1 = H + \min[0.5; 10\% (7.70 - 0)] = 8.20$ 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 Stradale: $Q_{1,k} = 25$ kPa,
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 3: Parametri geotecnici di calcolo**

Terreno	Gruppo coeff. parziali	Condizione	$\gamma$	$c'a$	$\phi'a$	$\delta$	$E'$	$E'_{ur}$	$k_o$	$K_{ah}$	$K_{ph}$
			( $kN/m^3$ )	( $kPa$ )	( $^\circ$ )	( $^\circ$ )	( $MPa$ )	( $MPa$ )	(-)	(-)	(-)
MR (da p.c. a 5 m)	M1	SLU	19	0	39	26.00	41	65.6	0.371	0.187	8.825
		SLV				0			0.371	0.222	4.211
	M2	SLU				22.00			0.456	0.246	5.630
		SLV				0			0.456	0.222	4.211
GP-1 (5 – 15m)	M1	SLU	19	0	38	25.3	66	105.6	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
GP-1 (>15m)	M1	SLU	19	0	38	25.3	92	147.2	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

$\gamma$  = peso dell'unità di volume

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

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

$\delta$  = 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  $\alpha$  e  $\beta$  sono stati assunti rispettivamente pari a 0.893 e 0.485 avendo considerato un sottosuolo di tipo B e uno spostamento massimo ammissibile  $\mu_s$  pari a  $0.005 \times 26 = 0.13$  m (cfr. § 7.11.6.3.2 del D.M. 17/01/2018).

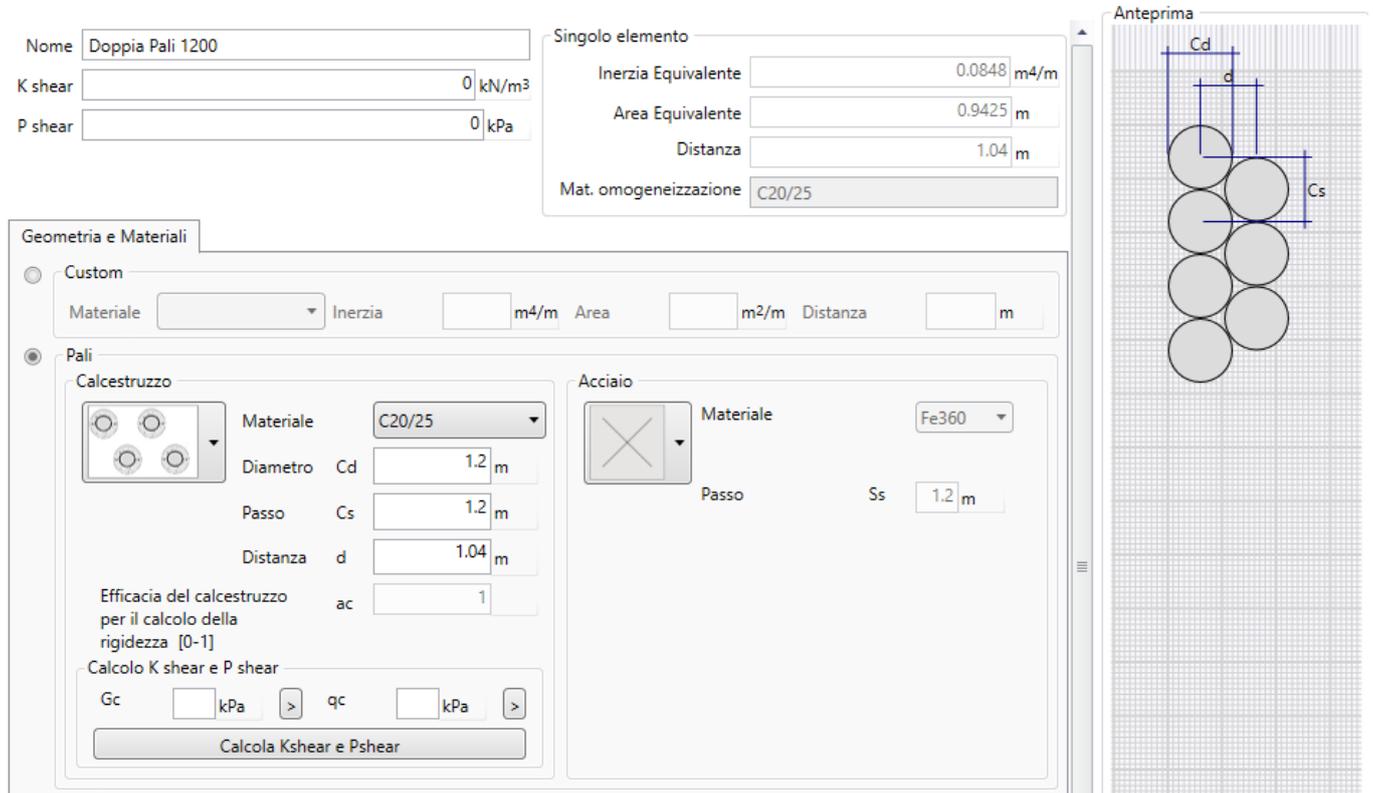
Si sottolinea che i coefficienti di spinta sono stati determinati considerando orizzontale il piano campagna a monte dell'opera.

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 4: Azione sismica**

<b>SLU</b>	$\Delta S$
<b>STR</b>	8.86 kPa/m
<b>GEO</b>	8.86 kPa/m

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



**Figura 11 : Caratteristiche dei micropali inserite in Paratie Plus**

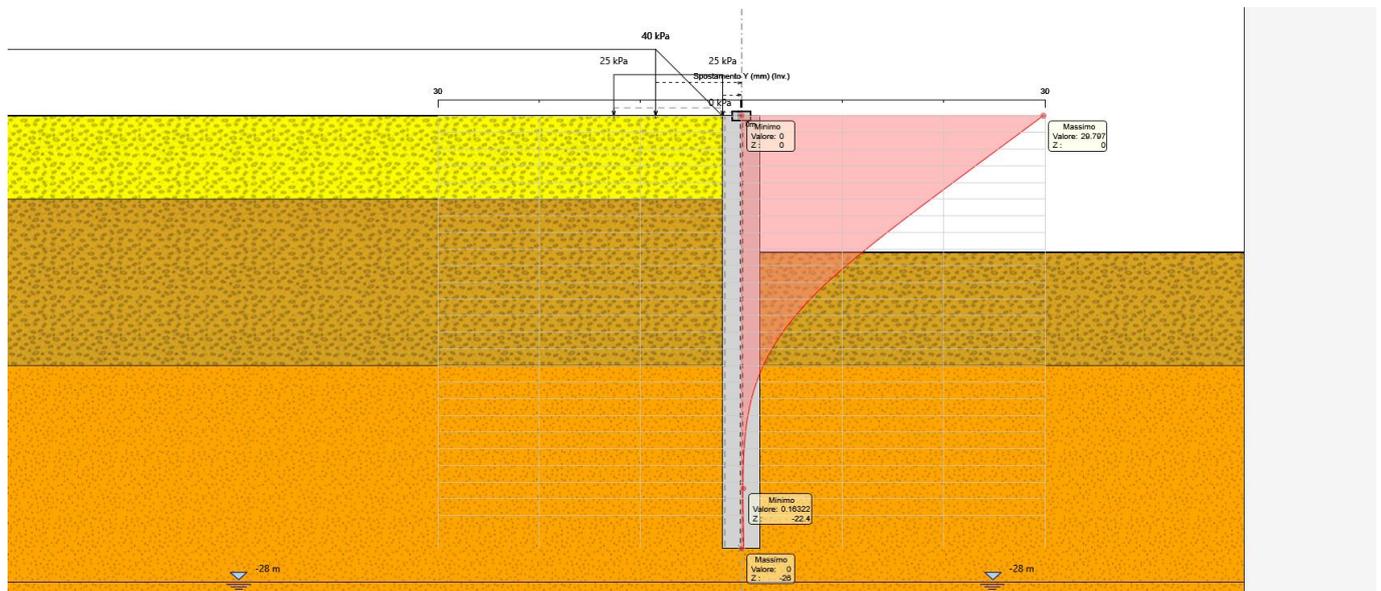
### 9.1.1 Fasi di calcolo

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

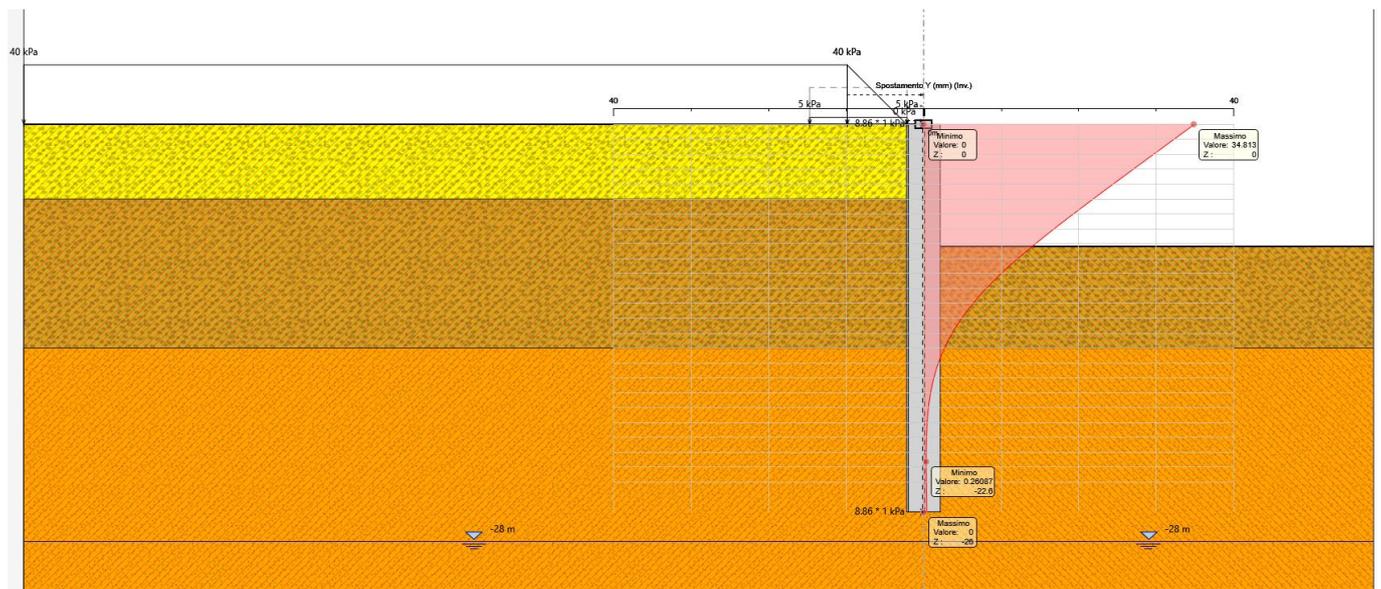
- Fase 1.** Inizializzazione dello stato tensionale geostatico;
- Fase 2.** Simulazione della paratia della pila, applicazione del carico variabile Q1 (rappresentativo del carico stradale)
- Fase 3.** Scavo di ribasso fino a quota -8.20 m rispetto alla testa dell'opera
- Fase 4.** Applicazione dell'azione sismica come definita in Tabella 4: Azione sismica

### 9.1.2 Verifica del complesso opera – terreno

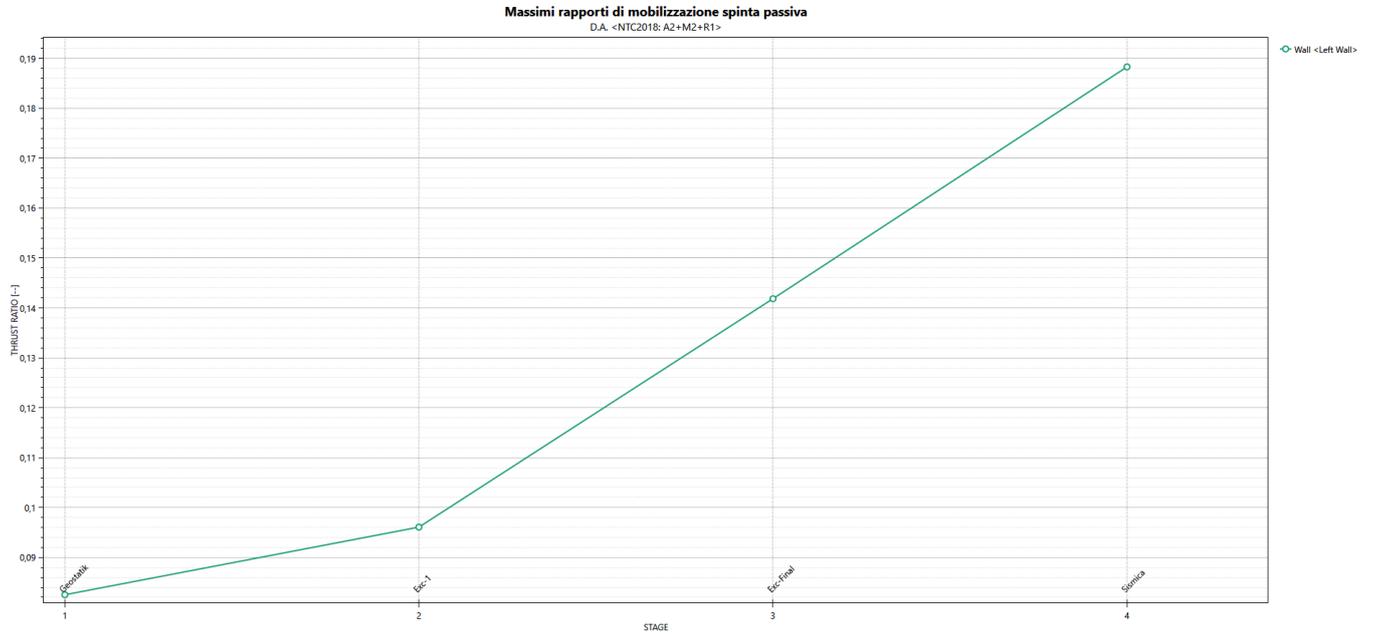
La verifica è volta a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di inserimento della paratia, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLV). A tal fine, nelle figure seguenti, sono riportati gli output in termini di deformazione dell'opera e di 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.



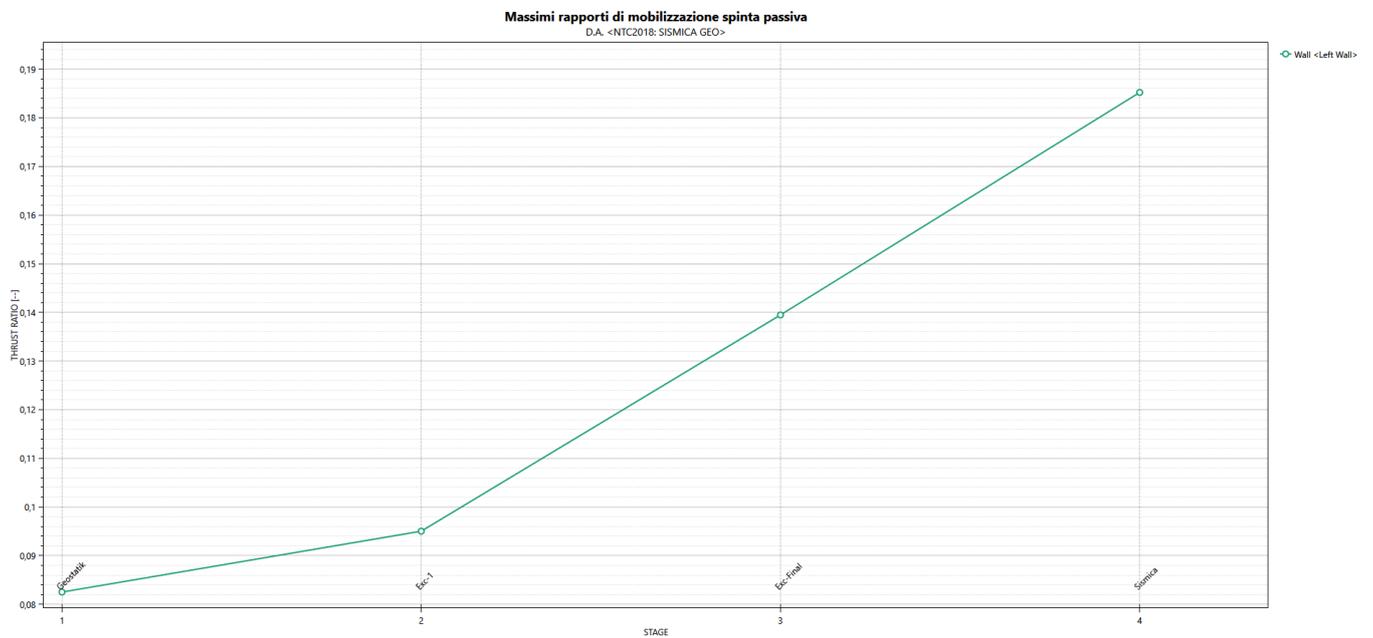
**Figura 12 – Sezione 1: Involuppo della deformatata dell'opera (SLU) nelle varie fasi di calcolo**



**Figura 13 – Sezione 1: Involuppo della deformatata dell'opera (SLV) nelle varie fasi di calcolo**



**Figura 14 – Sezione 1: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLU)**



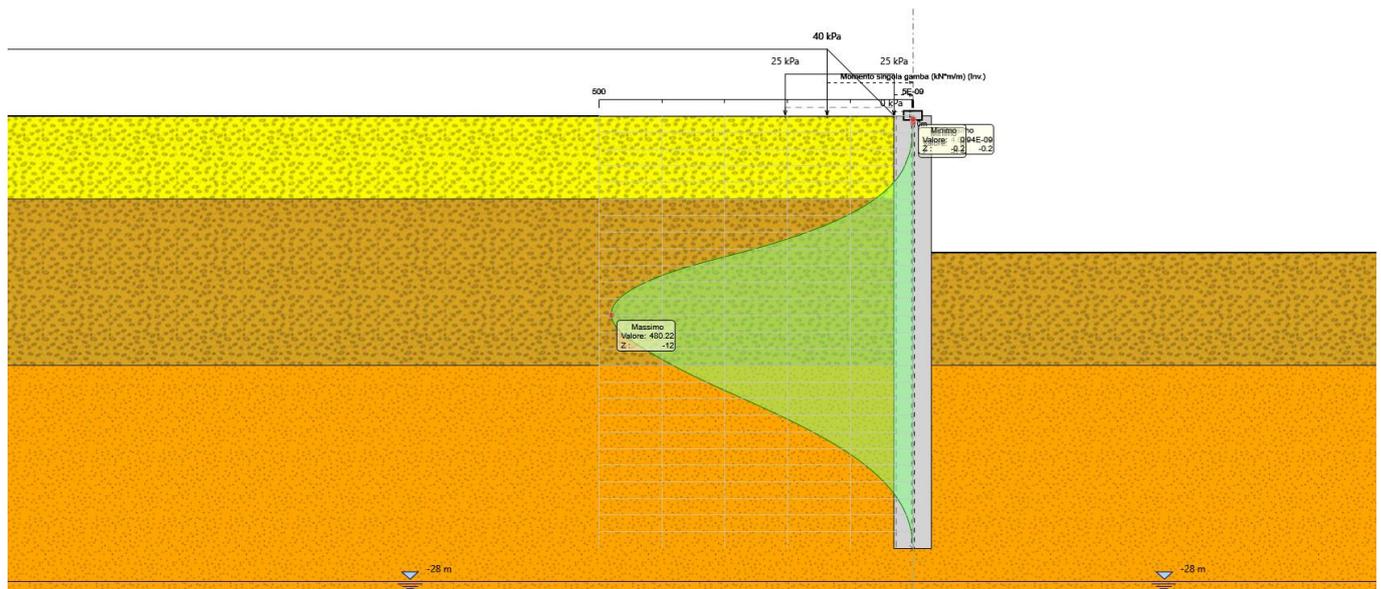
**Figura 15 – Sezione 1: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLV)**

### 9.1.3 Verifica strutturali di pali

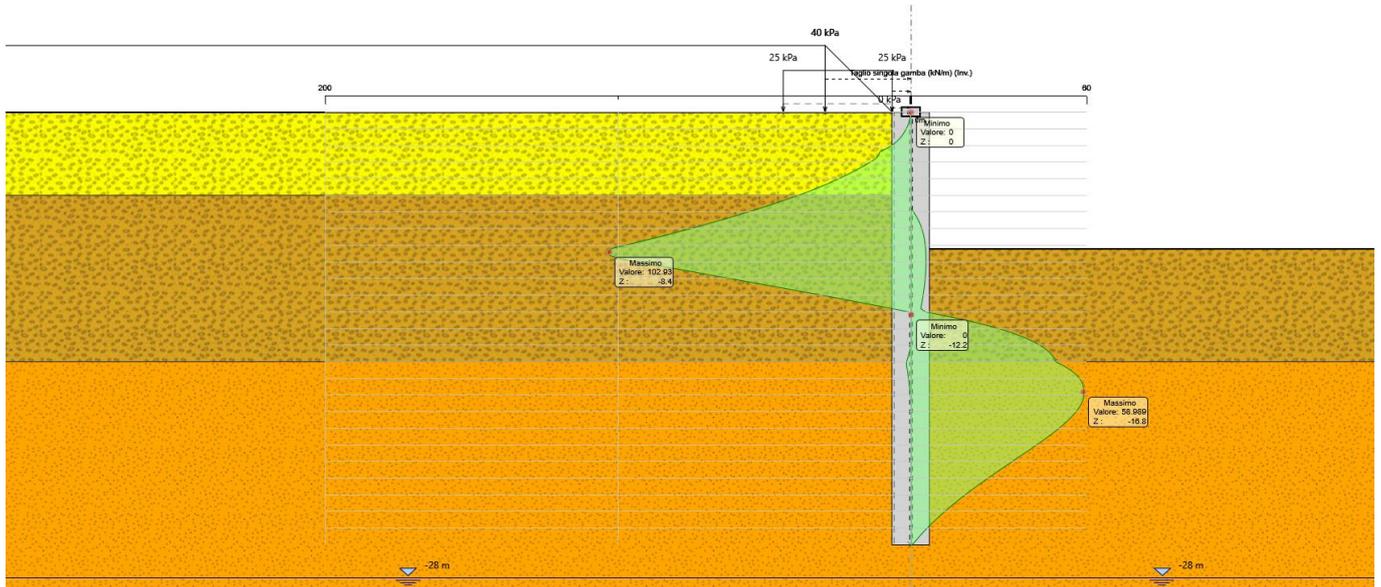
Nei prospetti che seguono, per le combinazioni STR statica e sismica, si riportano gli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione sulla paratia di pali per tutte le fasi di calcolo ed i valori delle sollecitazioni massime, utilizzate per le verifiche strutturali.

**Tabella 19: Sezione 1 – Sollecitazioni SLU e SLV**

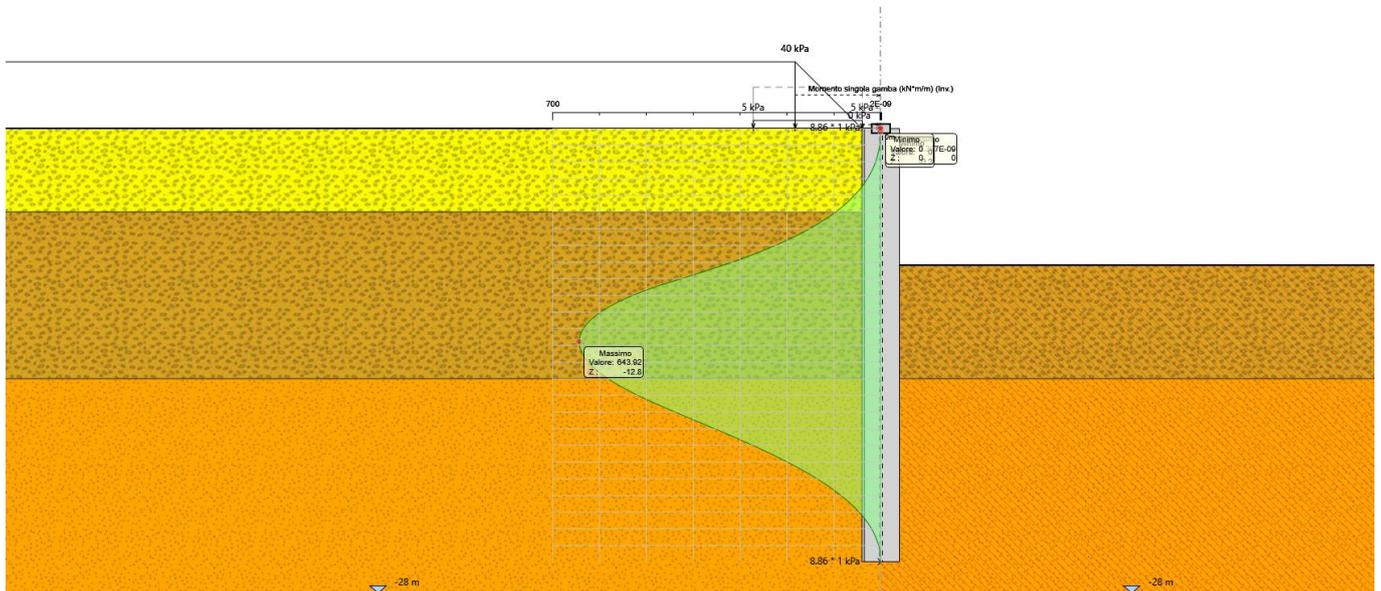
Condizione [-]	Fase di calcolo [-]	Soll. Max. [-]	Quota [m]	$M_{Sd}$ [kNm/m]	$T_{Sd}$ [kN/m]	$N_{Sd}$ [kN/m]
SLU	Fondo Scavo	Momento	-12	481,00	5,00	339,29
	Fondo Scavo	Taglio	-8,4	292,00	103,00	237,50
SLV	Sisma	Momento	-12,8	643	4,00	361,91
	Sisma	Taglio	-8,6	380	113,00	243,16



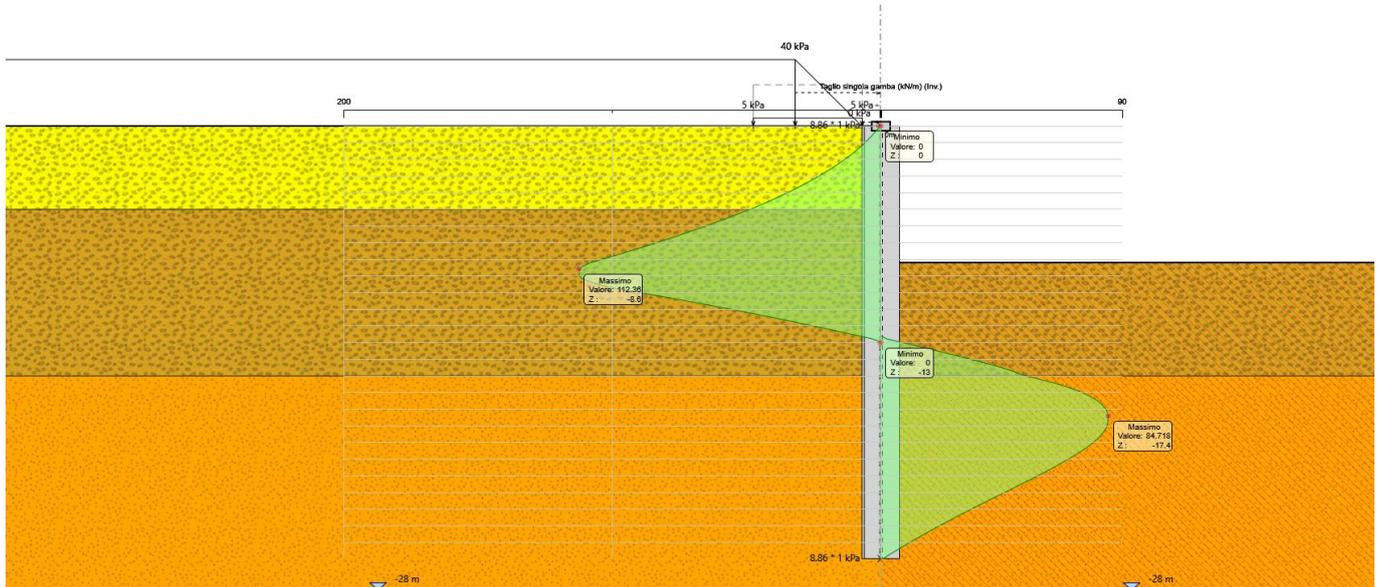
**Figura 16 – Modello SLU: Inviluppo Diagramma del Momento**



**Figura 17 – Modello SLU: Involuppo Diagramma del Taggio**



**Figura 18 – Modello SLV: Involuppo Diagramma del Momento**


**Figura 19 – Modello SLV: Inviluppo Diagramma del Taglio**

I valori di taglio e momento flettente riportati nella tabella precedente devono essere moltiplicati per la distanza tra i pali per ottenere la sollecitazione agente sul singolo palo.

Per il palo  $\varnothing 1200$  è stata prevista un'armatura costituita da 20  $\varnothing 20$  e una spirale  $\varnothing 12$  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	$\gamma_c$	1.15	-	<b>Armatura longitudinale</b>		
$\gamma_c$	1.5	-	$f_{yd}$	391.3	Mpa	$n_{barre}$	$\Phi$	c
$\alpha_{cc}$	0.85	-	$\epsilon_{uk}$	75	%		mm	mm
$f_{cd}$	14.1	Mpa				20	20	60
$f_{ctm}$	2.6	MPa				0	0	0
$\nu$	0.5	-				<b>Armatura a taglio</b>		
$\epsilon_{c2}$	2	%				tipo	$\Phi$	passo
$\epsilon_{cu2}$	3.5	%					mm	cm
$\alpha_e$	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	-						

### SLU/SLV

$M_{Ed}$	<b>771,60</b>	[kNm]
$N_{Ed}$	<b>-243,16</b>	[kN]
$V_{Ed}$	<b>4,80</b>	[kN]

### Presso-flessione

$M_{Rd}$	1285	[kNm]
FS	1,67	-

### Taglio

$V_{Rd}$	324,9	[kN]
----------	-------	------

Non necessita di armatura a taglio

$V_{Rsd}$	626,5	[kN]
-----------	-------	------

$V_{Rcd}$	2089,2	[kN]
-----------	--------	------

$\theta$	21,8	°
----------	------	---

Verifica Combinazione  $M_{max}$

### SLU/SLV

$M_{Ed}$	<b>456,00</b>	[kNm]
$N_{Ed}$	<b>0,0</b>	[kN]
$V_{Ed}$	<b>135,60</b>	[kN]

### Presso-flessione

$M_{Rd}$	<b>1187</b>	[kNm]
FS	2,60	-

### Taglio

$V_{Rd}$	324,9	[kN]
----------	-------	------

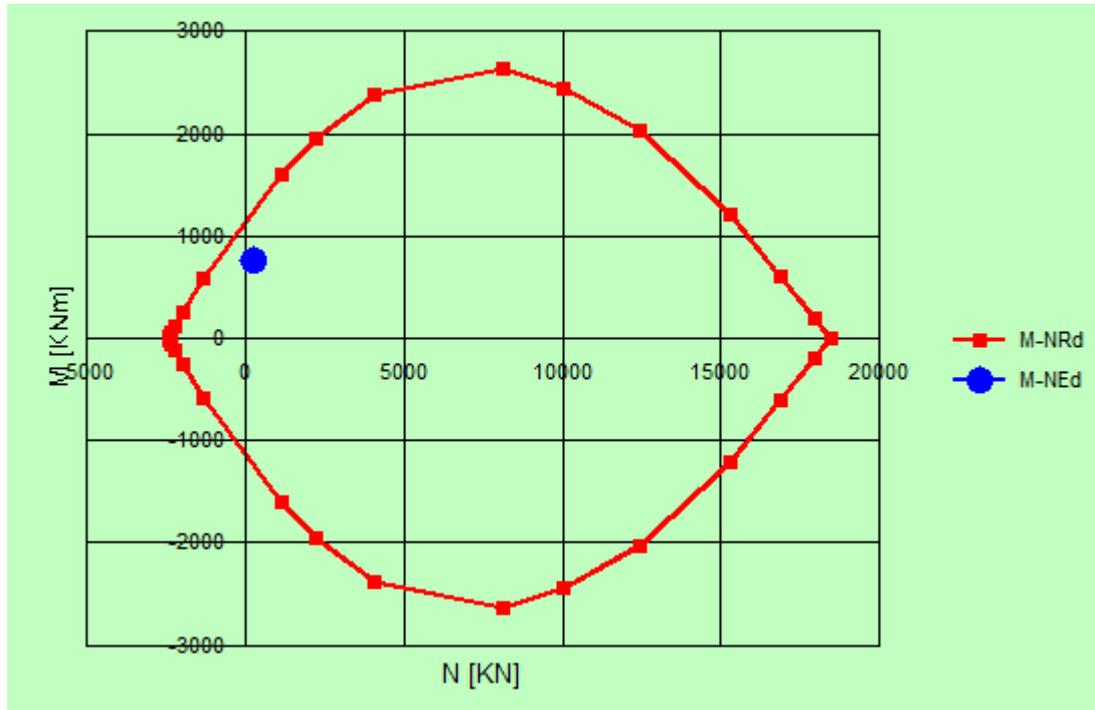
Non necessita di armatura a taglio

$V_{Rsd}$	626,5	[kN]
-----------	-------	------

$V_{Rcd}$	2089,2	[kN]
-----------	--------	------

$\theta$	21,8	°
----------	------	---

Verifica Combinazione  $T_{max}$

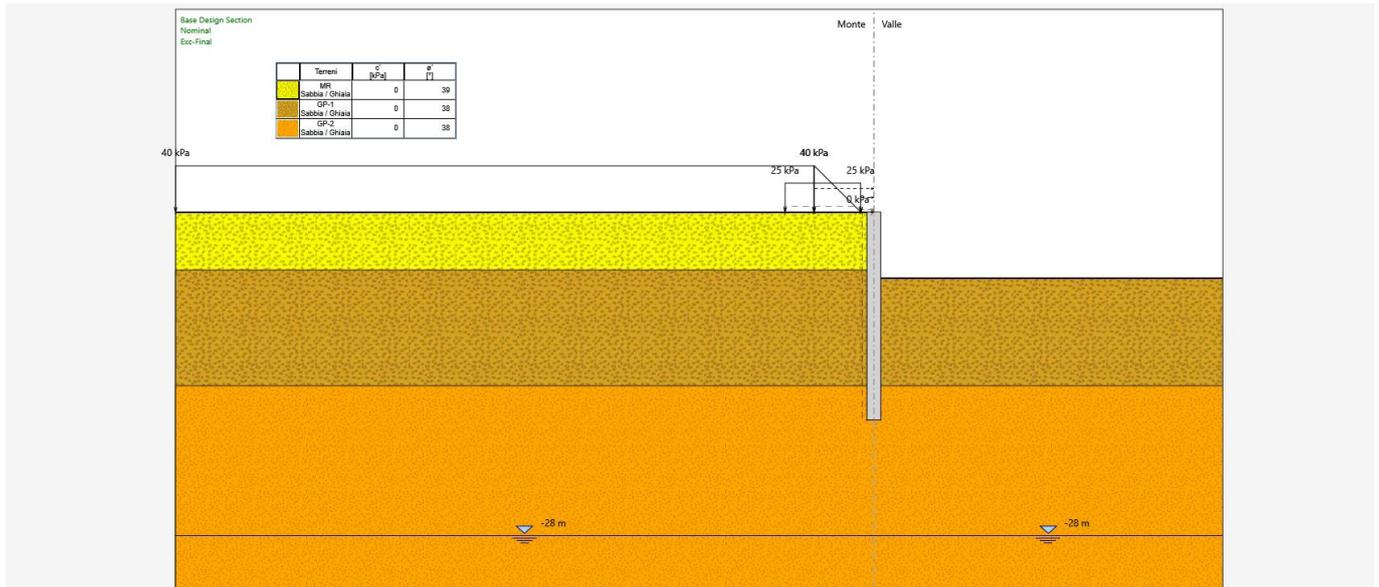


**Figura 20 – Dominio di interazione**

Le verifiche strutturali sono pertanto tutte soddisfatte. Per la sezione in esame l'incidenza è di 60 kg/m<sup>3</sup>.

## 9.2 Descrizione del modello di calcolo: Sezione 2

La Figura 21 mostra la sezione di calcolo, si può osservare, per esempio, i carichi di sovraccarico si applichino su un piano del terreno orizzontale.



**Figura 21 – Modello di Calcolo**

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

**Tabella 5: 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	$H = 5.20$ m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 §6.5.2.2)	$H1 = H + \min[0.5; 10\% (5.20 - 0)] = 5.70$ 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 Stradale: $Q_{1,k} = 25$ kPa,
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 6: Parametri geotecnici di calcolo**

Terreno	Gruppo coeff. parziali	Condizione	$\gamma$	$c'_a$	$\phi'_a$	$\delta$	$E'$	$E'_{ur}$	$k_o$	$K_{ah}$	$K_{ph}$			
			( $kN/m^3$ )	( $kPa$ )	( $^\circ$ )	( $^\circ$ )	( $MPa$ )	( $MPa$ )	(-)	(-)	(-)			
MR (da p.c. a 5 m)	M1	SLU	19	0	39	26.00	41	65.6	0.371	0.187	8.825			
		SLV				0								
	M2	SLU				22.00						0.456	0.246	5.630
		SLV				0								
GP-1 (5 – 15m)	M1	SLU	19	0	38	25.3	66	105.6	0.384	0.196	8.153			
		SLV				0								
	M2	SLU				21.3						0.470	0.256	5.286
		SLV				0								
GP-1 (>15m)	M1	SLU	19	0	38	25.3	92	147.2	0.384	0.196	8.153			
		SLV				0								
	M2	SLU				21.3						0.470	0.256	5.286
		SLV				0								

$\gamma$  = peso dell'unità di volume

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

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

$\delta$  = 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  $\alpha$  e  $\beta$  sono stati assunti rispettivamente pari a 0.982 e 0.534 avendo considerato un sottosuolo di tipo B e uno spostamento massimo ammissibile  $\mu_s$  pari a  $0.005 \times 18 = 0.09$  m (cfr. § 7.11.6.3.2 del D.M. 17/01/2018).

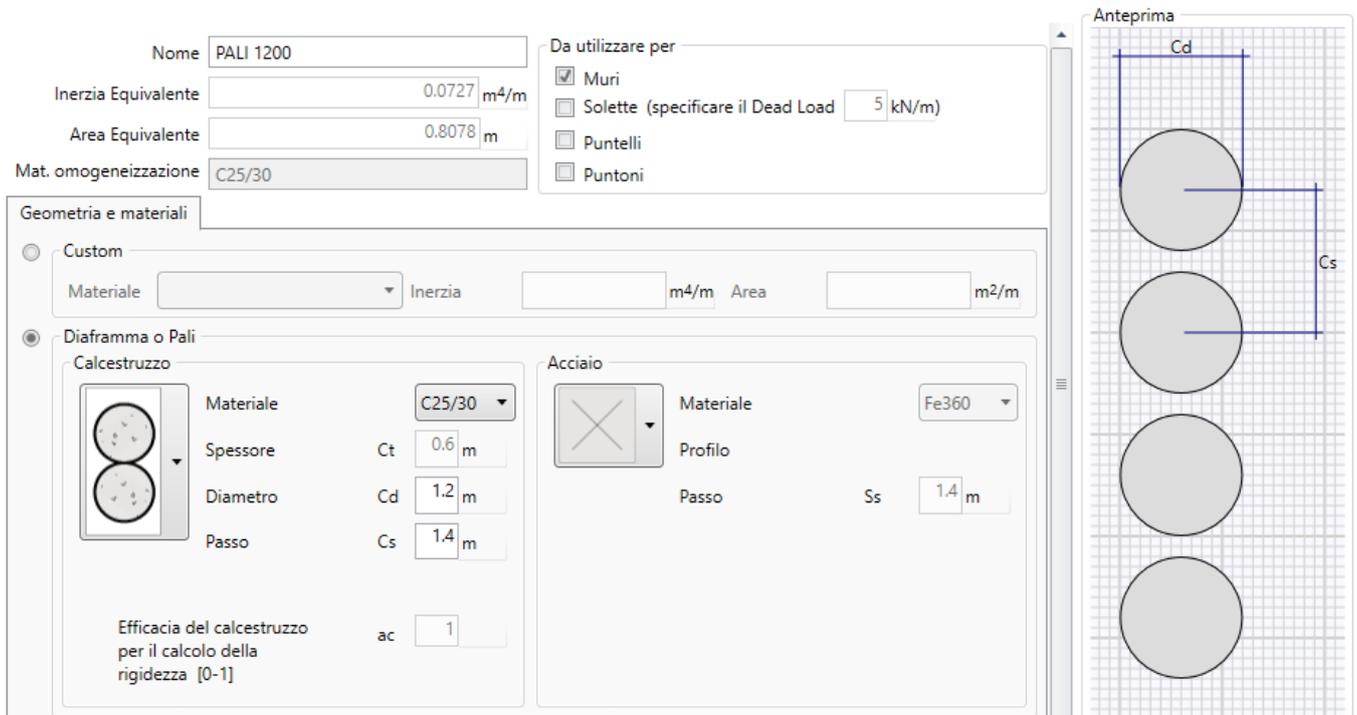
Si sottolinea che i coefficienti di spinta sono stati determinati considerando orizzontale il piano campagna a monte dell'opera.

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 7: Azione sismica**

SLU	$\Delta S$
STR	7.54 kPa/m
GEO	7.54 kPa/m

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



**Figura 22 : Caratteristiche dei micropali inserite in Paratie Plus**

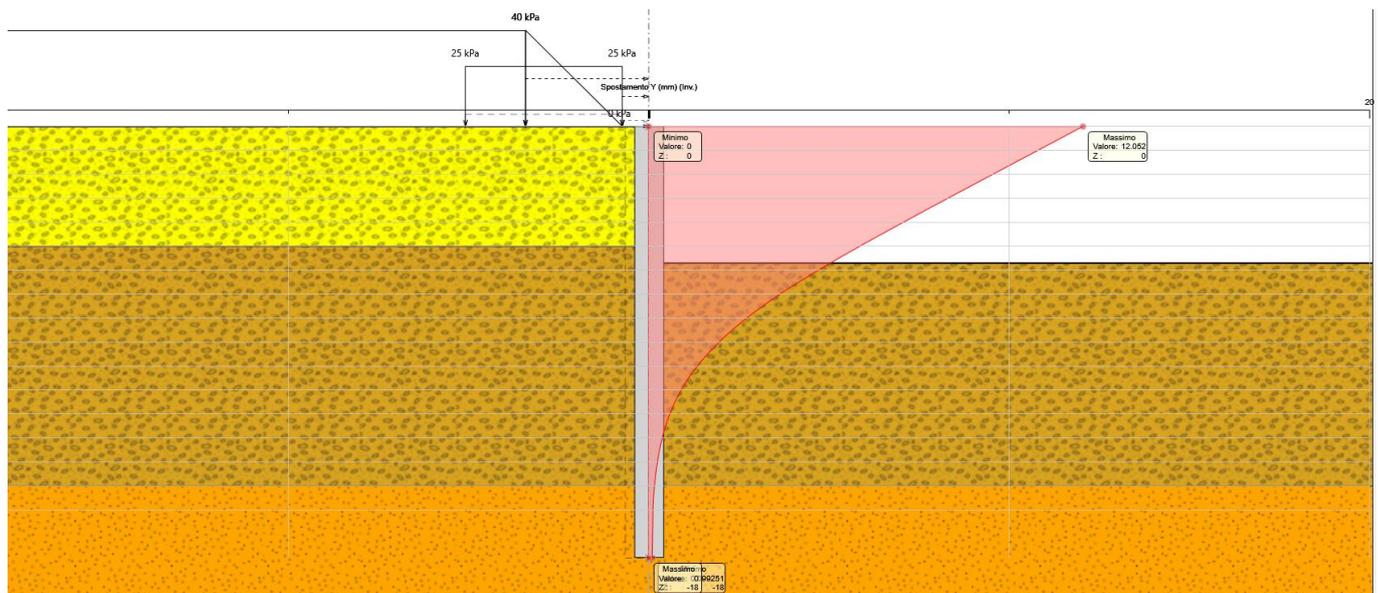
### 9.2.1 Fasi di calcolo

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

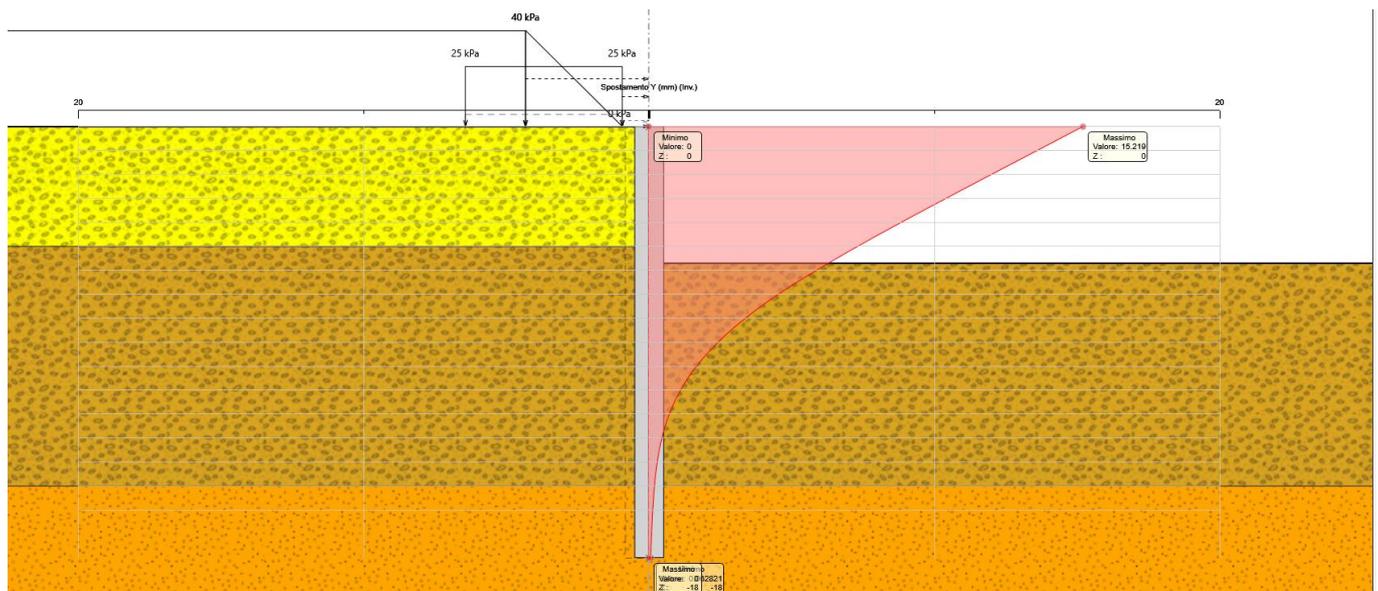
- Fase 1.** Inizializzazione dello stato tensionale geostatico;
- Fase 2.** Scavo di ribasso fino a quota -2.50 m rispetto alla testa dell'opera; Simulazione della paratia della pila, applicazione del carico variabile Q1 (rappresentativo del carico ferroviario);
- Fase 3.** Scavo di ribasso fino a quota -5.70 m rispetto alla testa dell'opera
- Fase 4.** Applicazione dell'azione sismica come definita in Tabella 7: Azione sismica

### 9.2.2 Verifica del complesso opera – terreno

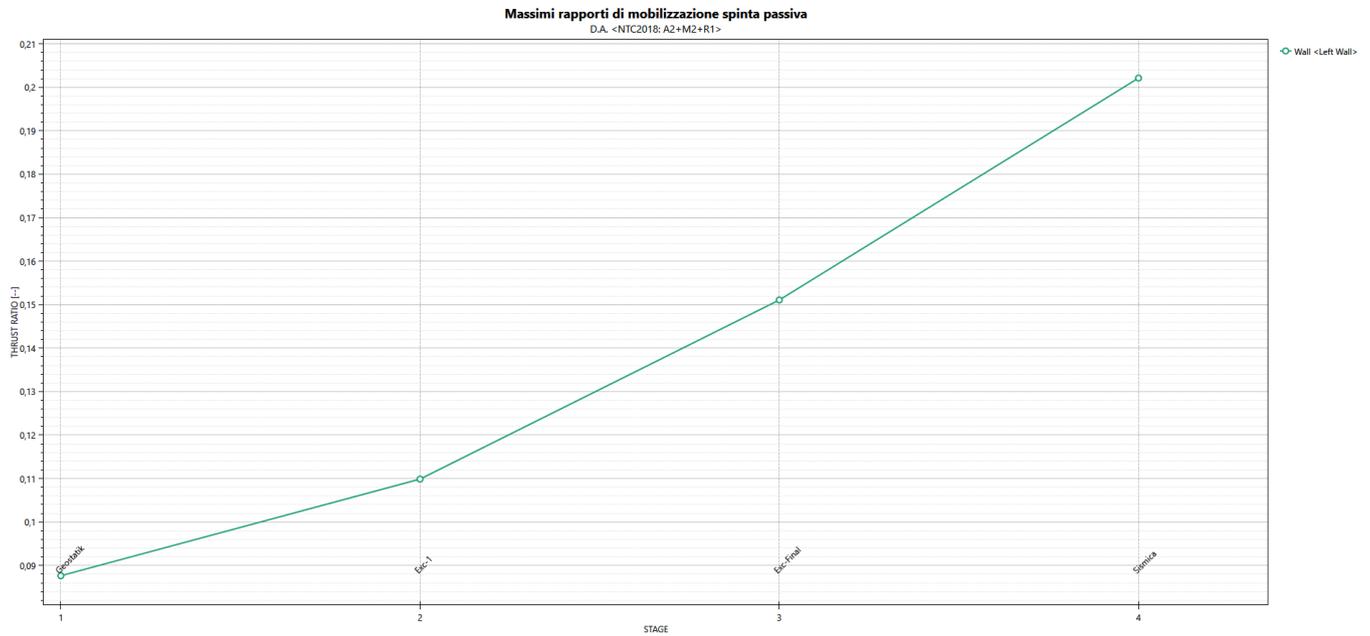
La verifica è volta a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di inserimento della paratia, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLV). A tal fine, nelle figure seguenti, sono riportati gli output in termini di deformazione dell'opera e di 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.



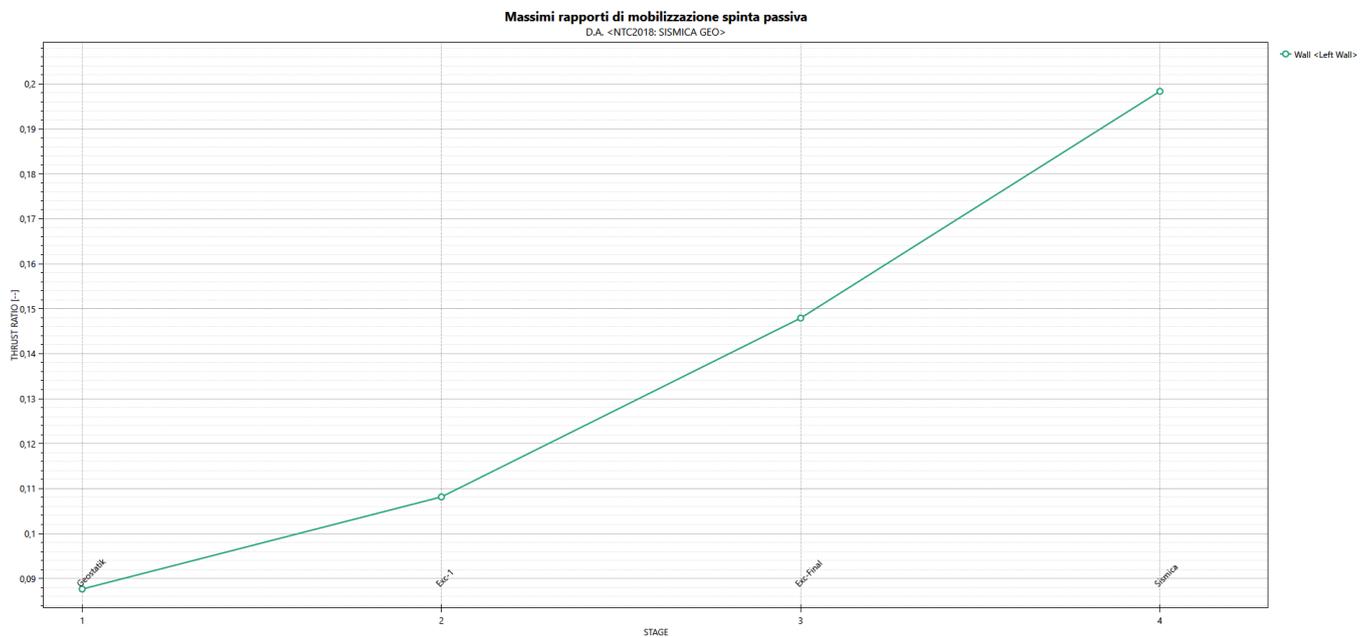
**Figura 23 – Sezione 1: Involuppo della deformata dell'opera (SLU) nelle varie fasi di calcolo**



**Figura 24 – Sezione 1: Involuppo della deformata dell'opera (SLV) nelle varie fasi di calcolo**



**Figura 25 – Sezione 1: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLU)**



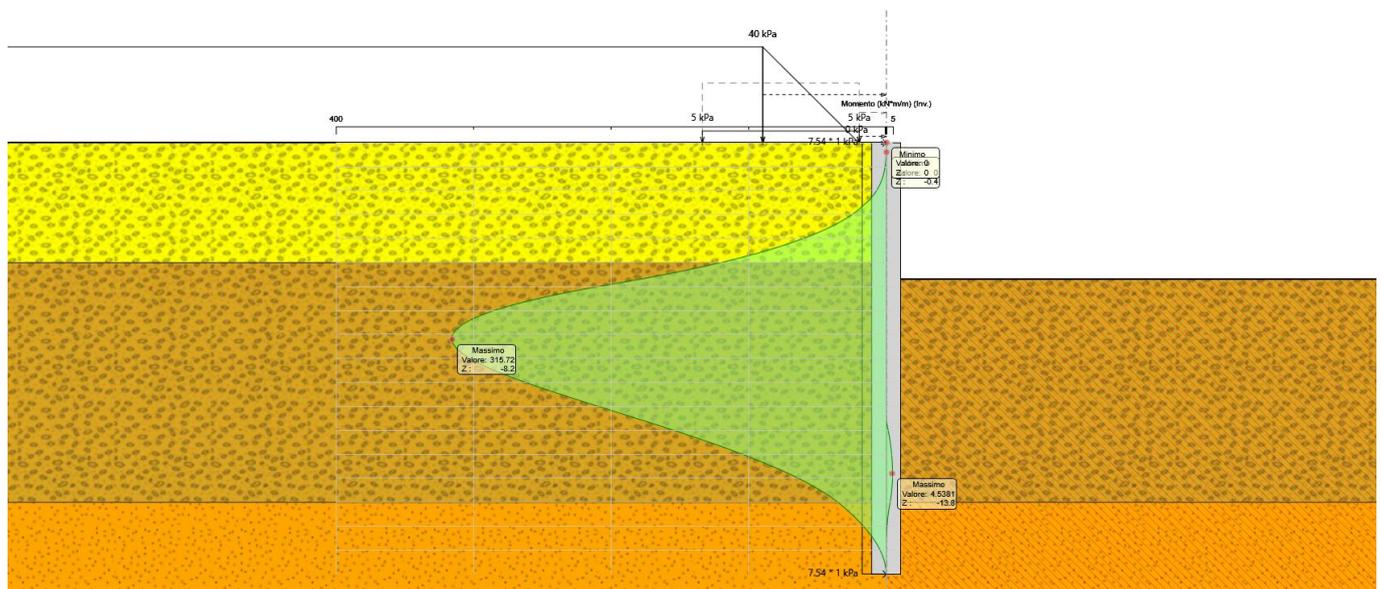
**Figura 26 – Sezione 1: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLV)**

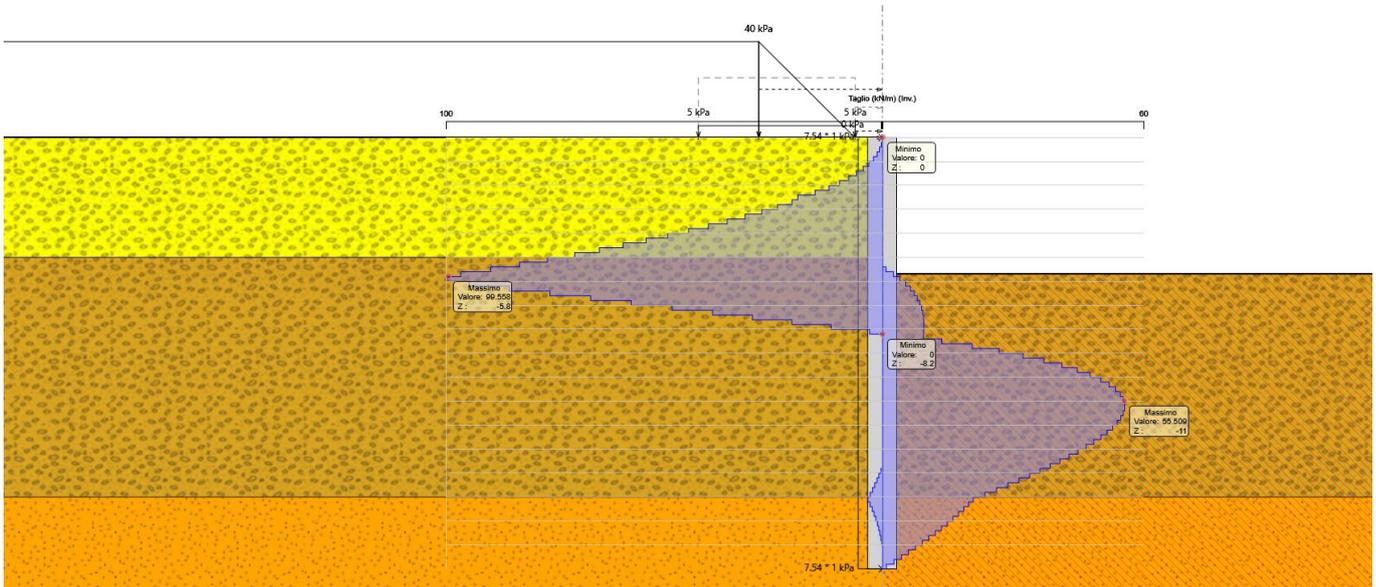
### 9.2.3 Verifica strutturali di pali

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.

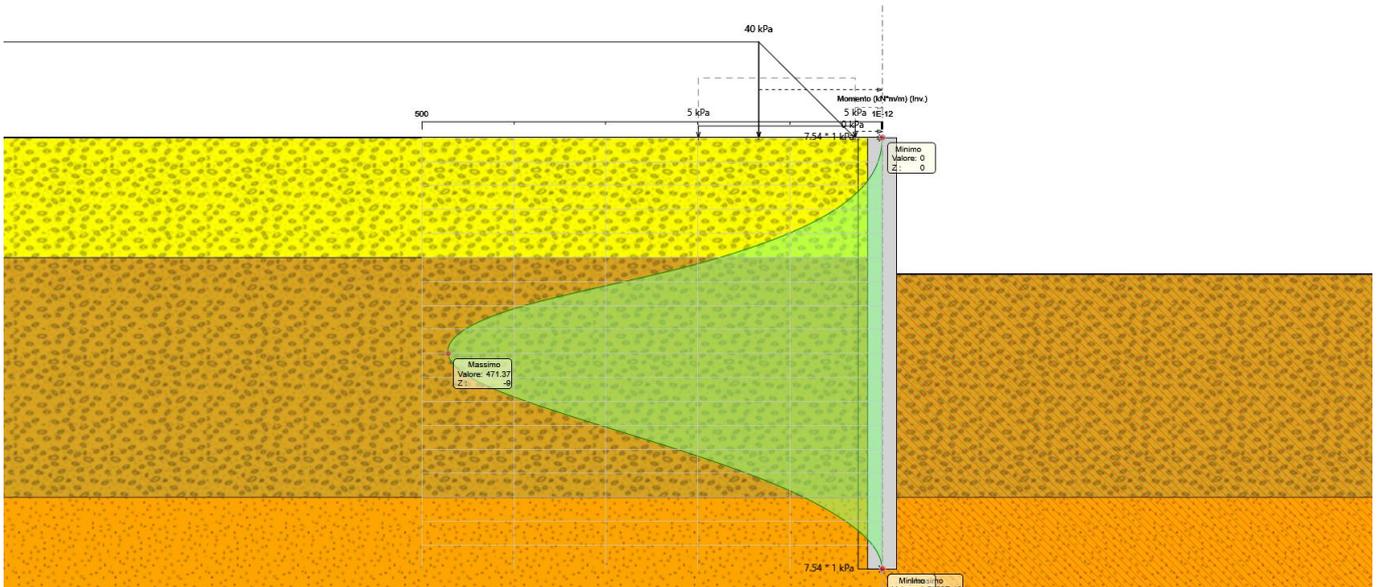
**Tabella 8 Sezione 1 – Sollecitazioni SLU e SLV**

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	316,00	10,00	231,85
	Fondo Scavo	Taglio	-5,8	190,00	100,00	163,99
SLV	Sisma	Momento	-9	472	8,00	254,47
	Sisma	Taglio	-6	280	117,00	169,65

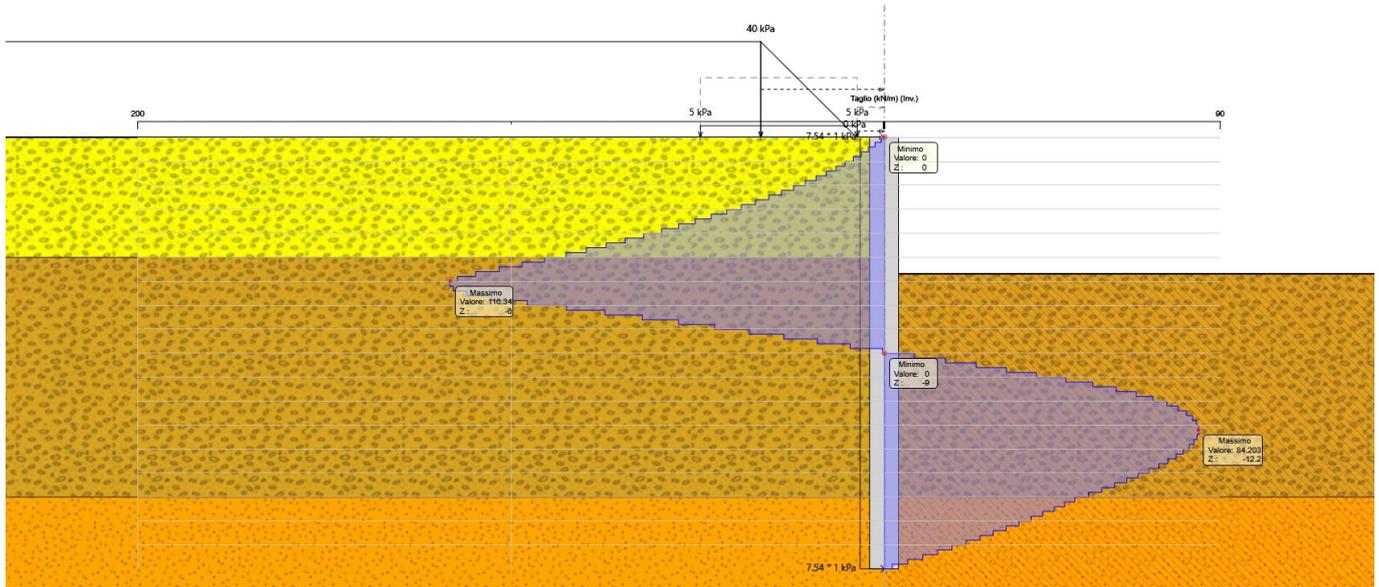

**Figura 27 – Modello SLU: Involuppo Diagramma del Momento**



**Figura 28 – Modello SLU: Involuppo Diagramma del Taglio**



**Figura 29 – Modello SLV: Involuppo Diagramma del Momento**


**Figura 30 – Modello SLV: 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 <sub>ck</sub>	30	Mpa	f <sub>yk</sub>	450	Mpa	D	120	cm	
f <sub>ck</sub>	25	Mpa	E <sub>s</sub>	200000	Mpa	d	111.8	cm	
E <sub>cm</sub>	31000	Mpa	γ <sub>c</sub>	1.15	-	Armatura longitudinale			
γ <sub>c</sub>	1.5	-	f <sub>yd</sub>	391.3	Mpa	n <sub>barre</sub>	Φ	c	A <sub>sl</sub>
α <sub>cc</sub>	0.85	-	ε <sub>uk</sub>	75	%		mm	mm	cm <sup>2</sup>
f <sub>cd</sub>	14.1	Mpa				12	20	60	31.42
f <sub>ctm</sub>	2.6	MPa				0	0	0	0.00
v	0.5	-				Armatura a taglio			
ε <sub>c2</sub>	2	%				tipo	Φ	passo	c
ε <sub>cu2</sub>	3.5	%					mm	cm	mm
α <sub>e</sub>	15.0	-				Spirale	12	30	60
k <sub>t</sub>	0.6	-							
k <sub>1</sub>	0.8	-							
k <sub>2</sub>	0.5	-							
k <sub>3</sub>	1.90	-							
k <sub>4</sub>	0.425	-							

**SLU/SLV**

$M_{Ed}$  **660,80** [kNm]

$N_{Ed}$  **-169,65** [kN]

$V_{Ed}$  **11,20** [kN]

**Presso-flessione**

$M_{Rd}$  823 [kNm]

FS 1,25 -

**Taglio**

$V_{Rd}$  315,6 [kN]

Non necessita di armatura a taglio

$V_{Rsd}$  626,5 [kN]

$V_{Rcd}$  2089,2 [kN]

$\theta$  21,8 °

Verifica Combinazione  $M_{max}$

**SLU/SLV**

$M_{Ed}$  **392,00** [kNm]

$N_{Ed}$  **0,0** [kN]

$V_{Ed}$  **163,80** [kN]

**Presso-flessione**

$M_{Rd}$  **745** [kNm]

FS 1,90 -

**Taglio**

$V_{Rd}$  315,6 [kN]

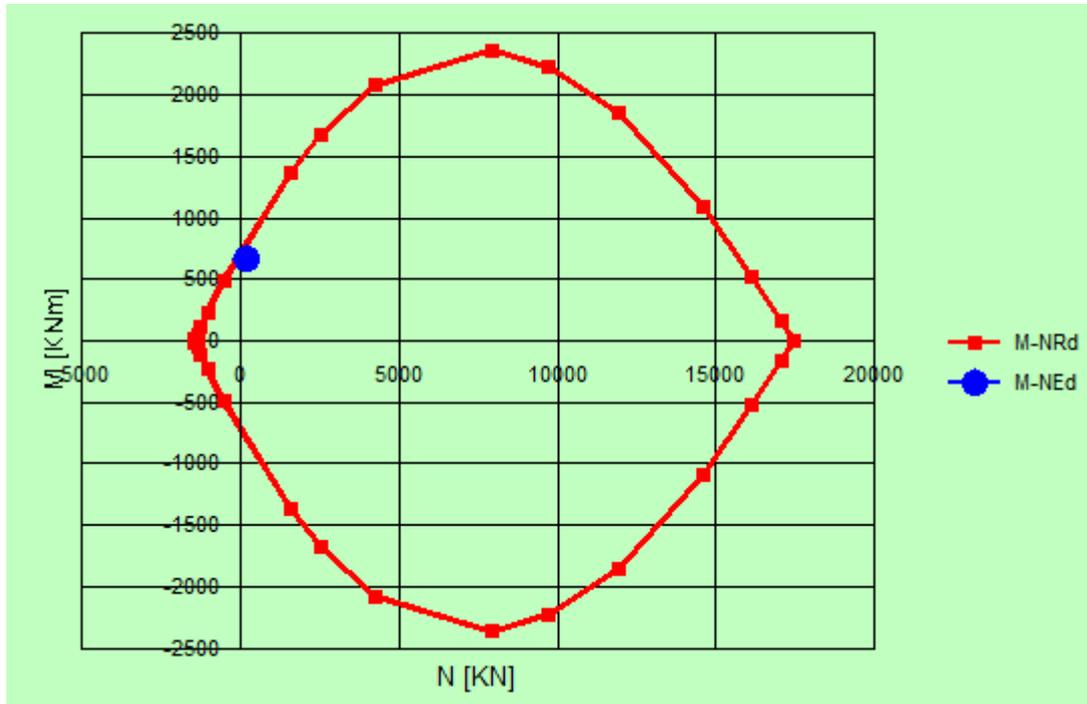
Non necessita di armatura a taglio

$V_{Rsd}$  626,5 [kN]

$V_{Rcd}$  2089,2 [kN]

$\theta$  21,8 °

Verifica Combinazione  $T_{max}$



**Figura 31 – Dominio di interazione**

Le verifiche strutturali sono pertanto tutte soddisfatte. Per la sezione in esame l'incidenza è di 50 kg/m<sup>3</sup>.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 01 00 004	REV. A

### 9.3 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.

#### 9.3.1 MODELLO DI CALCOLO DELLA SEZIONE 1

A monte della paratia è previsto un carico variabile pari a  $q = 25$  kPa per simulare la presenza della strada. Il coefficiente per i carichi variabili  $Q1$  in combinazione sismica (SLV) è preso uguale a 0,2

**Tabella 9 Parametri sismici**

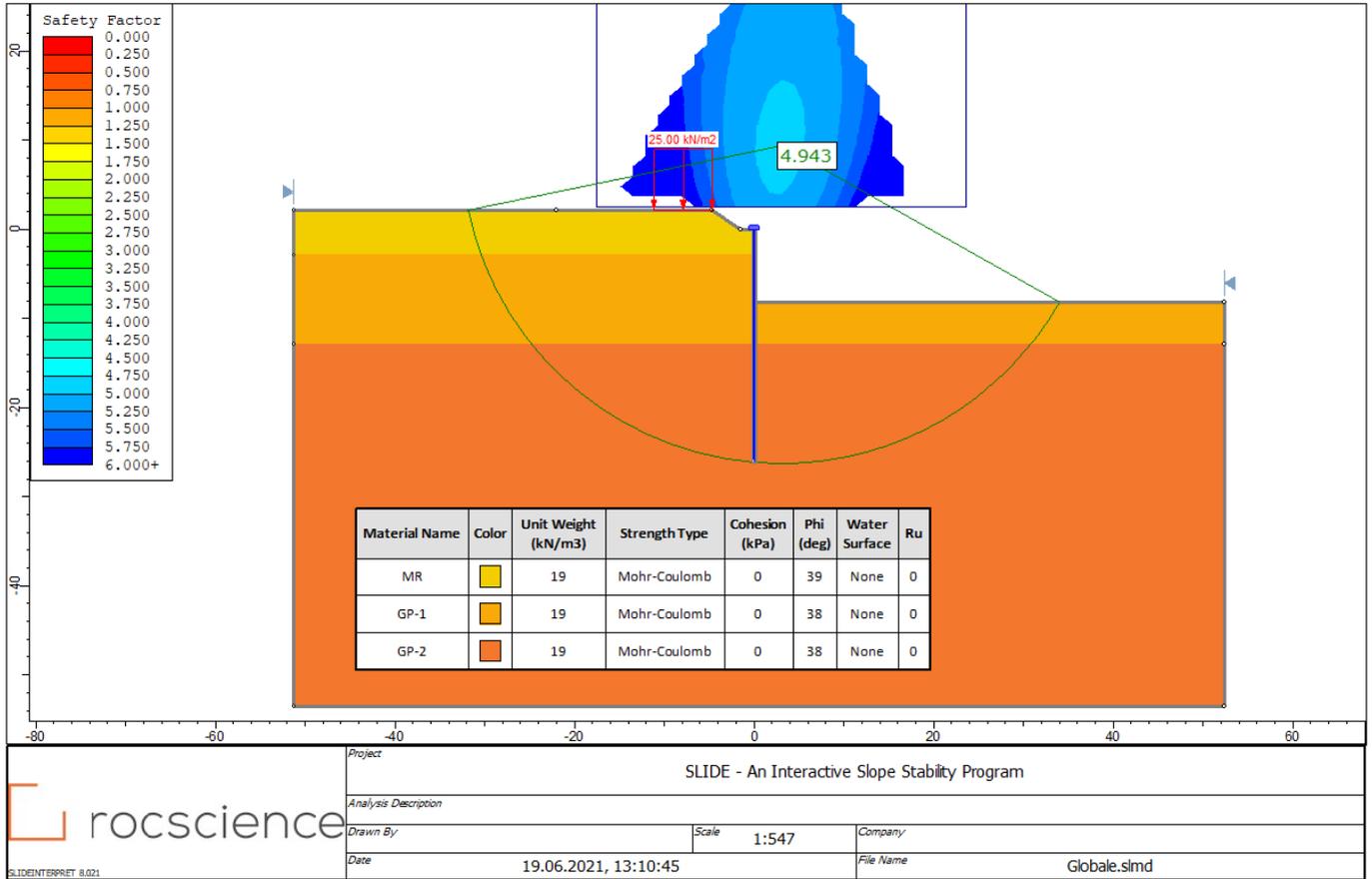
SUOLO	TOPOGRAFIA	PARAMETRI SISMICI						
		$a_g$	$S_s$	$S_T$	$a_{g,max}$	$\beta_s$	$k_h$	$k_v$
		(g)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
B	T1	0,136	1,200	1	0,163	0,38	0,062	0,031

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

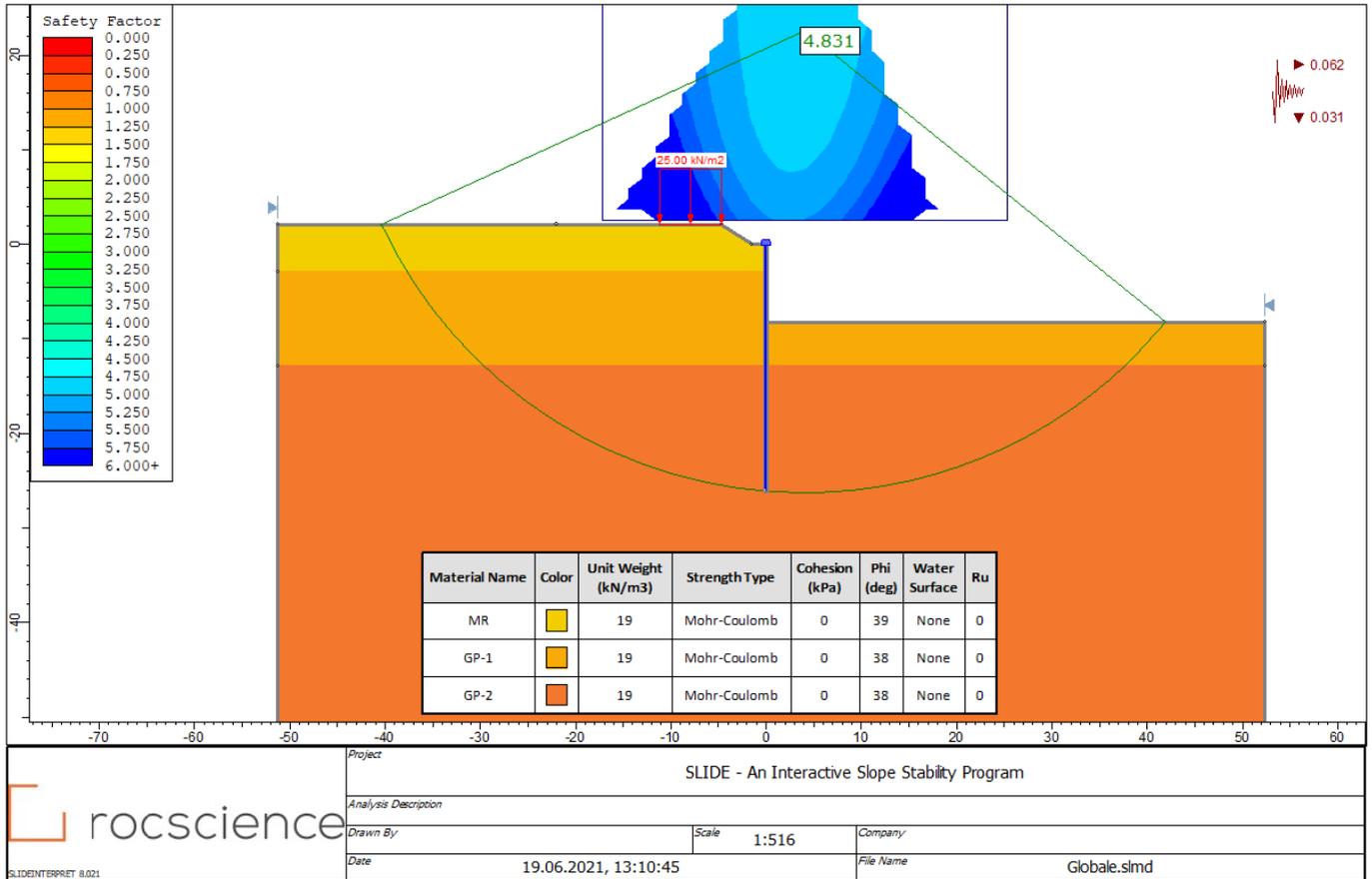
**Tabella 10 Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità di paratie per la fase provvisoria**

Combinazione	$R_d / E_d$
“SLU” – globale sezione 1	4,943
“SLV” – globale sezione 1	4,831

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 32 Superficie di scivolamento critica – condizioni statiche globali**



**Figura 33– Superficie di scivolamento critica – condizioni sismici globali**

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 01 00 004	REV. A

### 9.3.2 MODELLO DI CALCOLO DELLA SEZIONE 2

A monte della paratia è previsto un carico variabile pari a  $q = 25$  kPa per simulare la presenza della strada. Il coefficiente per i carichi variabili Q1 in combinazione sismica (SLV) è preso uguale a 0,2

**Tabella 11 Parametri sismici**

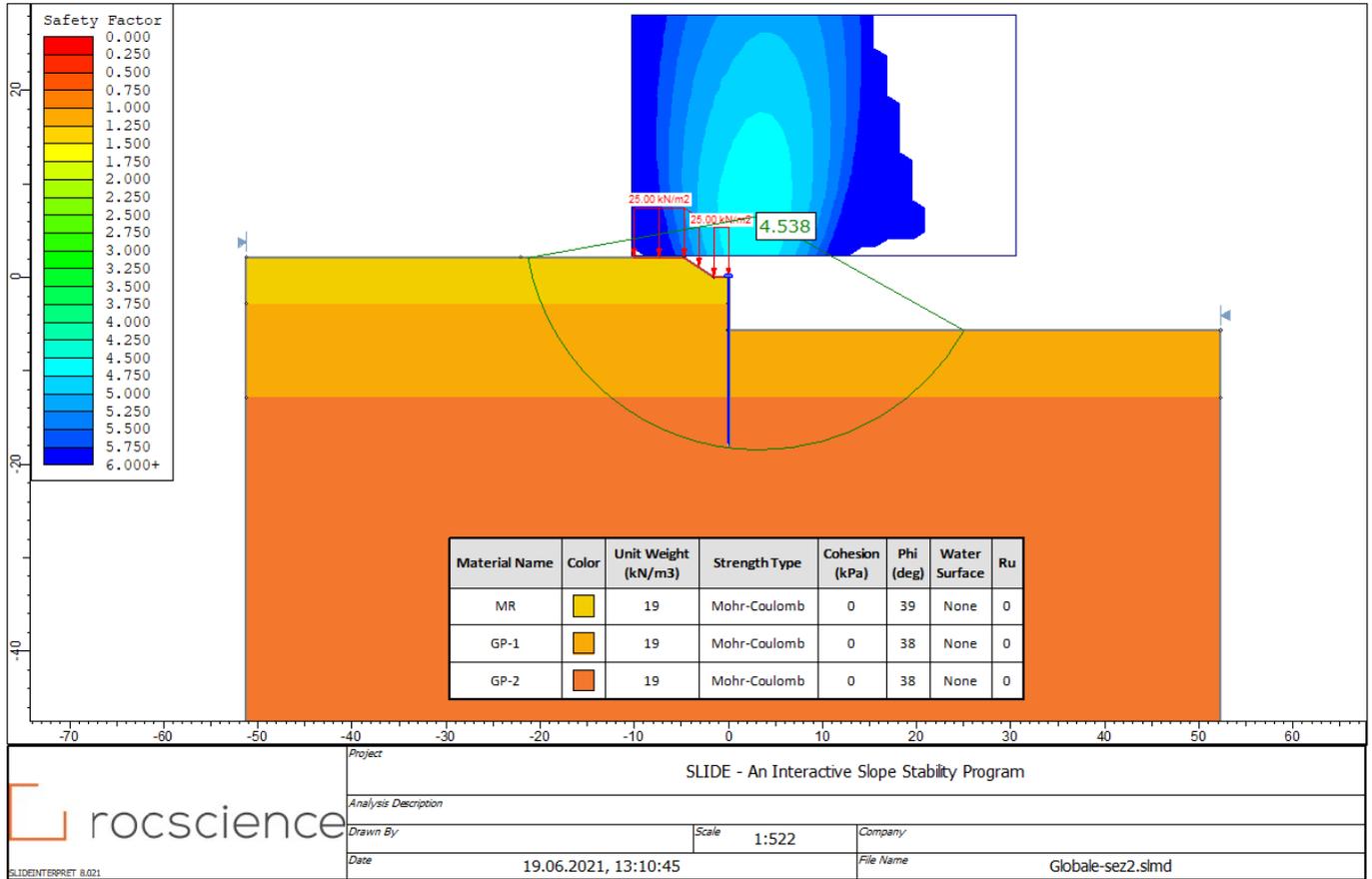
SUOLO	TOPOGRAFIA	PARAMETRI SISMICI						
		$a_g$	$S_S$	$S_T$	$a_{g,max}$	$\beta_s$	$k_h$	$k_v$
		(g)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
B	T1	<b>0,136</b>	<b>1,200</b>	<b>1</b>	<b>0,163</b>	<b>0,38</b>	<b>0,062</b>	<b>0,031</b>

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

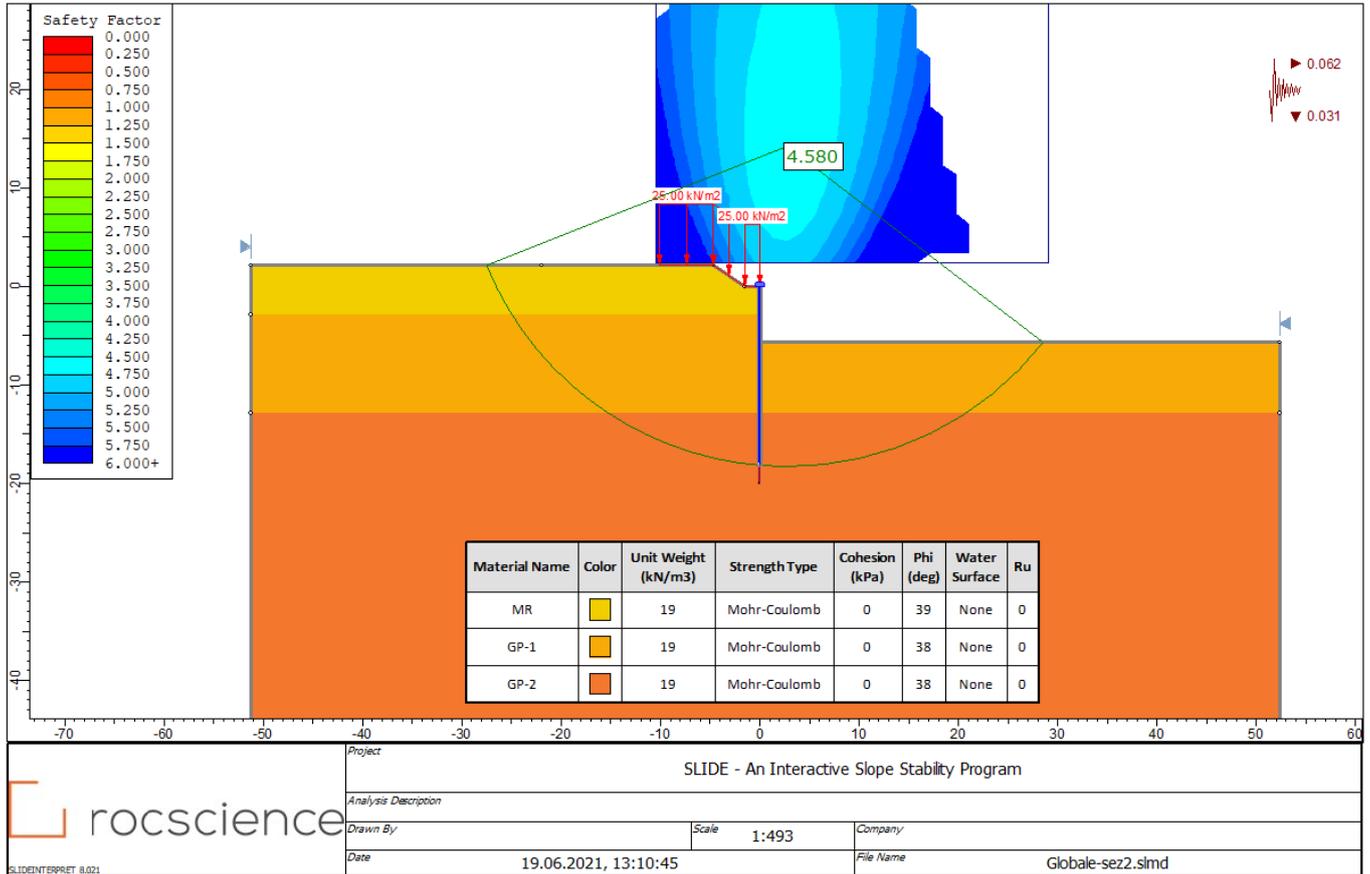
**Tabella 12 Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità di paratie per la fase provvisoria**

Combinazione	$R_d / E_d$
“SLU” – globale sezione 2	4,538
“SLV” – globale sezione 2	4,580

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 34 Superficie di scivolamento critica – condizioni statiche globali**



**Figura 35– Superficie di scivolamento critica – condizioni sismici globali**