

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
S.O. Progettazione Integrata Sud

PROGETTO DEFINITIVO

DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE (Lotto 1+2)
Nuova Viabilità NV02

Relazione di calcolo muro su pali

SCALA:

-

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

RS90 00 Y 78 CL MU9800 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizz. Ing. Sez. A
A	Emissione Esecutiva	Progin	Giu.2023	V. Maccheroni	Giu.2023	A. Baranca	Giu.2023	 ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato DIREZIONE TECNICA S.O. Progettazione Integrata e Field Engineering Dott. Ing. Francesco Sacchi Ordine degli Ingegneri Prov. di Roma n. 2317/Sez. A
B								

File: RS9000Y78CLMU9800001A

n. Elab.:

INDICE

1.	PREMESSA	4
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA.....	5
2.1	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	5
3.	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	6
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	8
4.1	STRATIGRAFIA E SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	8
5.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	10
6.	CAPACITÀ PORTANTE	11
6.1	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	11
6.2	METODOLOGIA DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE AI CARICHI VERTICALI	12
6.3	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	15
7.	ANALISI DEL MURO DI SOTTOSCARPA	18
7.1	DISCRETIZZAZIONE DI CALCOLO	18
7.2	STRATIGRAFIA DI CALCOLO	20
7.3	ELEMENTI STRUTTURALI.....	20
7.4	CARICHI APPLICATI.....	21
7.5	AZIONE SISMICA.....	21
7.6	STABILITÀ GLOBALE	23
7.7	VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI IN C.A.....	24
7.7.1	<i>Resistenza a flessione sezioni in c.a.</i>	24
7.7.2	<i>Resistenza a taglio sezioni in c.a.</i>	25
7.7.3	<i>Verifica a fessurazione sezioni in c.a.</i>	26
7.7.4	<i>Verifica delle tensioni di esercizio</i>	28

7.8	FASI DI CALCOLO	30
7.9	RISULTATI IN TERMINI DI SPOSTAMENTI.....	33
7.10	AZIONI INTERNE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	36
7.11	VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN C.A. Ø1200	50
7.12	VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PALI IN C.A. Ø1200.....	50
7.13	VERIFICHE SOLETTA DI FONDAZIONE DI SPESSORE 130 CM	53
7.14	VERIFICHE PARAMENTO IN ELEVAZIONE DI SPESSORE 120 CM	56
7.15	VERIFICHE PARAMENTO IN ELEVAZIONE DI SPESSORE 70 CM	59
7.16	VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN C.A. Ø1200	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
7.17	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE	62
8.	APPENDICE A: VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE. TABULATI DI CALCOLO PAL	68
8.1	CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE Ø1200.....	68

1. **PREMESSA**

Nel presente documento si riporta il dimensionamento del muro di sottoscarpa con pali di fondazione a valle del rilevato d'approccio alla spalla B del viadotto, relativa al Progetto Definitivo della nuova viabilità NV02 nell'ambito della linea ferroviaria Messina – Catania – Palermo Nuovo collegamento Palermo – Catania nella tratta Fiumetorto – Lercara diramazione (Lotto 1+2).

Quindi nel seguito saranno affrontati i seguenti aspetti:

- descrizione delle opere;
- inquadramento geotecnico: stratigrafia e parametri geotecnici;
- valutazione della capacità portante dei pali di fondazione;
- analisi del muro di sottoscarpa con fondazione su pali;
- verifiche strutturali degli elementi in c.a.;
- verifiche geotecniche;
- verifiche di stabilità globale.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE (Lotto 1+2) NUOVA VIABILITA' NV02					
	Relazione di calcolo muro su pali	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	RS90	00 Y 78	CL	MU9800 001	A	5 di 73

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

2.1 Documentazione di riferimento

[DC1]. RS9000Y78GEGE0006001A – Raddoppio tratta Fiumetorto-Lercara diramazione (Lotto 1+2).

Progetto Definitivo. Nuova Viabilità NV02. Relazione geotecnica.

[DC2]. RS9000Y78F7GE0006001A – Raddoppio tratta Fiumetorto-Lercara diramazione (Lotto 1+2).

Progetto Definitivo. Nuova Viabilità NV02. Profilo geotecnico.

[DC3]. RS9000Y69RGGE0001001A – Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica – Nuova viabilità NV02 - Raddoppio tratta Fiumetorto – Lercara diramazione (lotto 1+2).

2.2 Normativa e Standard di riferimento

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18.

[N.2]. Circolare n.7 del 21-01-2019, C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'Applicazione Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

[N.3]. Manuale di Progettazione delle Opere Civili RFI (RFI DTC SI MA IFS 001 E).

[N.4]. Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili RFI.

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il muro di sottoscarpa ha il duplice scopo di limitare i cedimenti dovuti all'importante rilevato e di contribuire alla stabilizzazione del piede del versante. Il versante in oggetto, in particolare, è stabilizzato da 2 paratie di pali a quinconce e da un intervento di drenaggio, per cui si rimanda ad apposita relazione di calcolo: esso è caratterizzato da diversi fenomeni gravitativi, in gran parte quiescenti ed in parte attivi, come rappresentati nello stralcio planimetrico di Figura 2 e nelle sezioni geologiche di progetto.

Il muro di sottoscarpa in c.a. ha uno sviluppo longitudinale di circa 50 m, con altezza del paramento costante, pari a 4.0 m. Il paramento è diviso in 2 tratti, uno superiore di spessore 0.70 m e uno inferiore di spessore 1.20 m. La soletta di fondazione, di larghezza 7.00 m, ha uno spessore di 1.30 m. Il muro è fondato su pali Ø1200 di lunghezza 26.0 m, con disposizione a quinconce, con interasse trasversale 4.0 m e interasse longitudinale 3.6 m per i pali dello stesso allineamento.

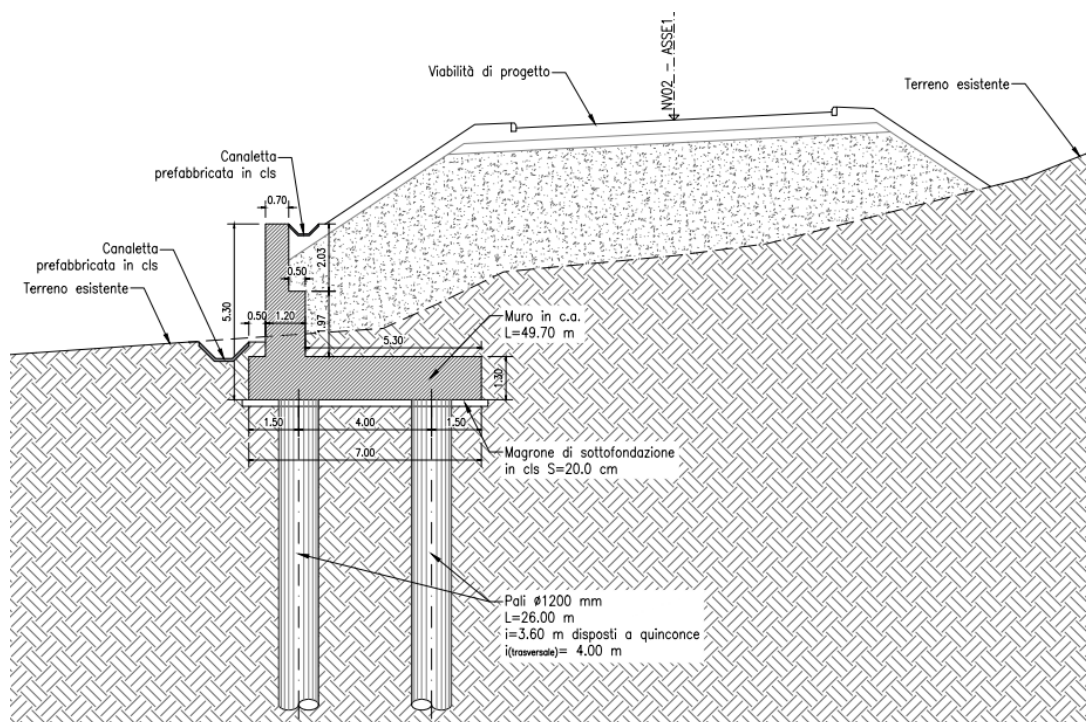


Figura 1. Sezione trasversale

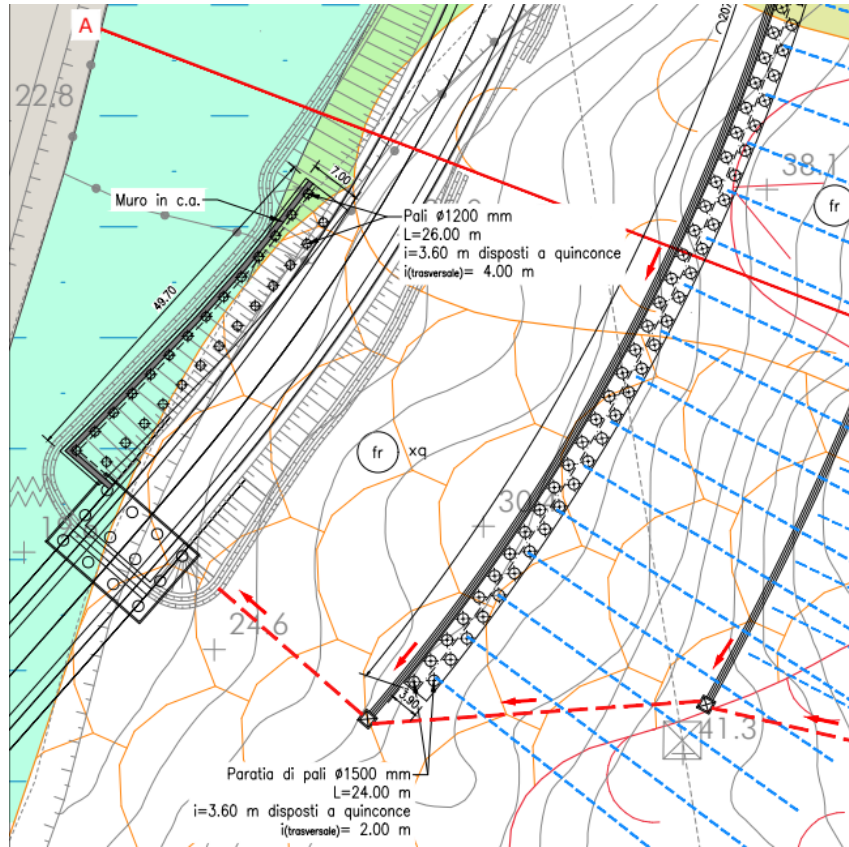


Figura 2. Stralcio planimetrico

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica per il dimensionamento delle opere in esame della viabilità NV20, valutata sulla base dell'interpretazione delle indagini geotecniche svolte in prossimità dell'opera. Per maggiori dettagli sulla caratterizzazione geotecnica si rimanda alla Relazione geotecnica della viabilità [DC1].

4.1 Stratigrafia e sintesi dei parametri geotecnici di progetto

In corrispondenza della fondazione dell'opera in esame è segnalato un corpo di frana quiescente che interessa il versante (stabilizzato dalle paratie di pali a quinconce, per cui si rimanda ad apposita relazione di calcolo). La sezione geotecnica trasversale in corrispondenza della spalla è stata desunta mediante il sondaggio 1S11quat eseguito a monte, vedasi Figura 3. In corrispondenza della spalla si stima uno spessore del corpo di materiale di frana che varia da 0 a 6 m circa lungo la larghezza del rilevato. A valle del versante in frana sono presenti superficialmente i terreni alluvionali (unità b2 ed unità b1). Il substrato è costituito dalle argille varicolori limose argillose (unità AVF).

Il livello di falda dalla strumentazione piezometrica installata è stato rilevato a circa 12 m di profondità da p.c.; cautelativamente per il dimensionamento dell'opera sarà assunta quota di falda a circa 5 m dal p.c..

Nel seguito si riassumono i parametri geotecnici di progetto per le unità intercettate.

Tabella 1 – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E' [kPa]
b2	20	-	27÷34	0÷5	5
b1	20	-	35÷40	0	5
fr corpo di frana o AVF argille limoso marnose	21	100	20÷30	15÷25	40
AVF pelitica-argillitica	24	200	23÷28	45÷66	80

γ = peso di volume naturale
 c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio di picco
 c' = coesione drenata di picco
 E' = modulo elastico operativo

Le superfici di scivolamento della frana, in base alla relazione geotecnica generale, sono caratterizzate da parametri residui con $c'_r = 0$ e $\phi'_r = 17\div25^\circ$. Esse non interessano l'opera in oggetto, se non per la parte terminale del pendio, che risulta stabilizzato dall'intervento previsto (paratie di pali a quinconce, cui si rimanda per dettagli, cfr. **Error! Reference source not found.**).

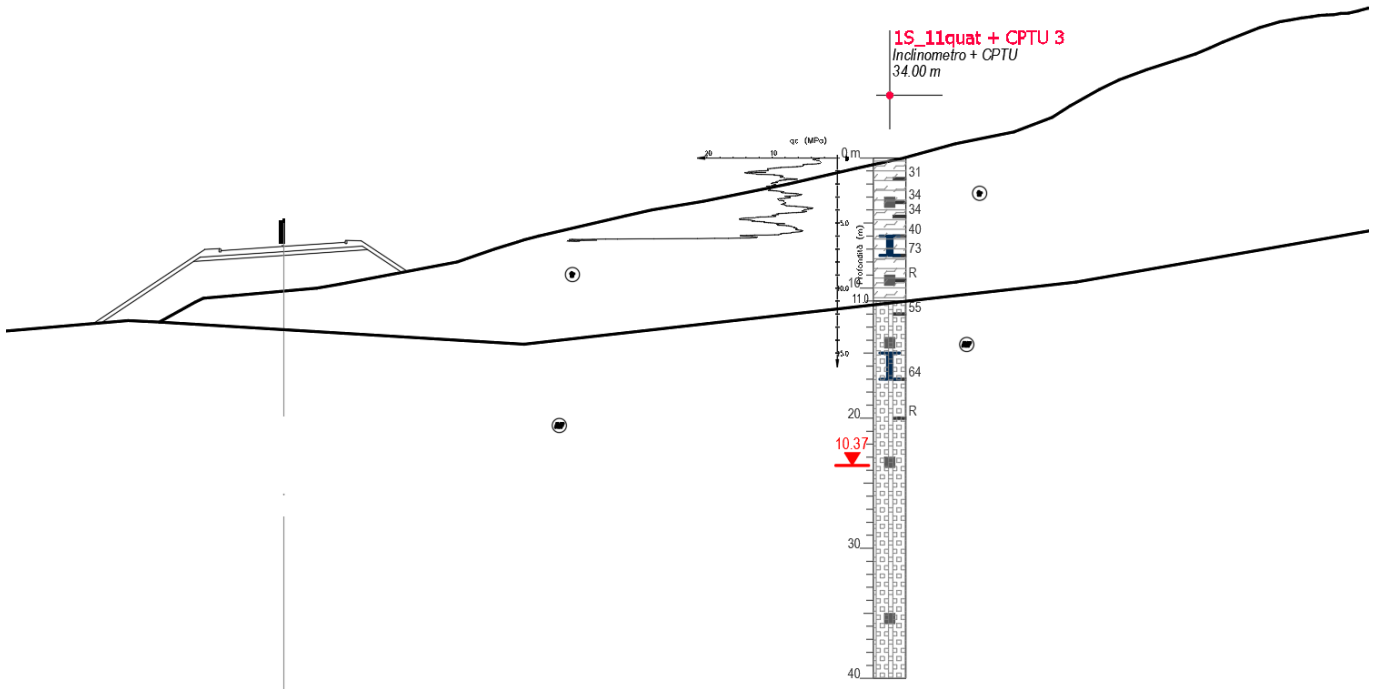


Figura 3 – sezione stratigrafica progressiva 0+790

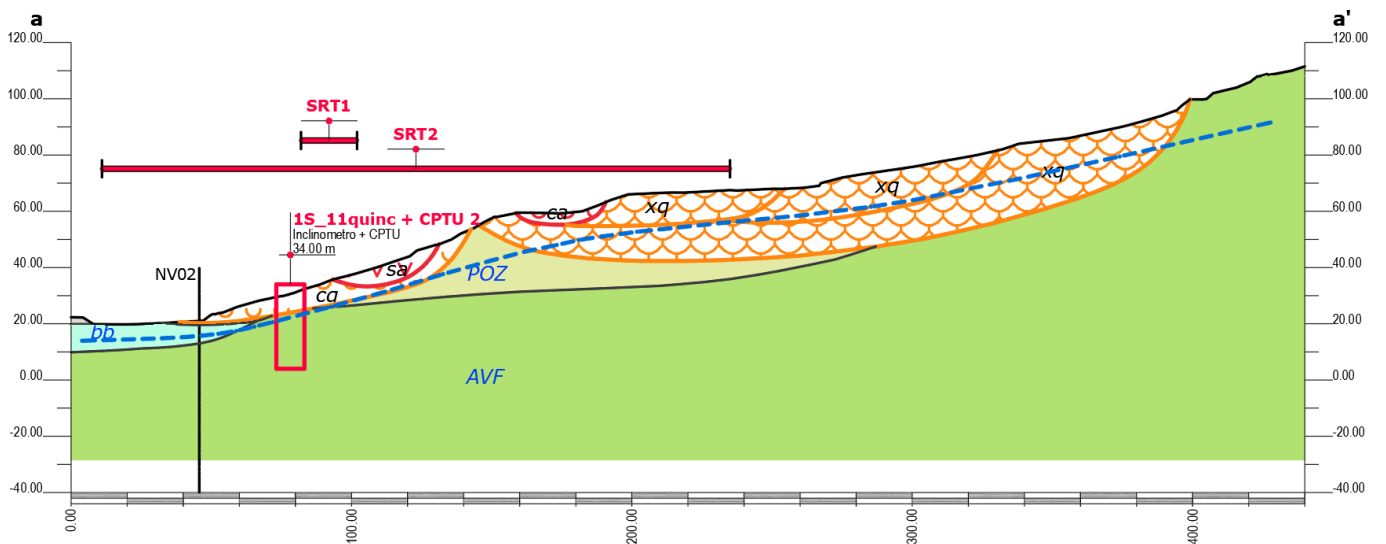


Figura 4. Sezione geologica A-A'

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La caratterizzazione sismica dell'area è esposta nella Relazione geotecnica della viabilità [DC1]. Nel seguito si espongono sinteticamente i principali parametri:

V_N (anni)	75
Classe d'uso	III
C_U	1.5
V_R (anni)	112.5
Stato limite	SLV
P_{VR} (%)	10
T_R (anni)	1068
a_g/g	0.240
F_0	2.427
Categoria di sottosuolo	C
Coeff. Amplificazione stratigrafica S_s	1.35
Categoria topografica	T1
Coeff. Amplificazione topografica S_T	1
a_{max}/g	0.324

Per le analisi del muro di sostegno si applica il metodo pseudo statico, assumendo (paragrafo 7.11.6 delle NTC18):

$$\beta_m = 0.38 \quad \text{coeff. riduttivo di } a_{max}$$

In accordo al capitolato Italferr, per i muri su pali si applica un β_m doppio rispetto a quello indicato dalla normativa, quindi:

$$\beta_m = 2 \cdot 0.38 = 0.76$$

$$k_h = \beta_m \times a_{max} / g = 0.246 \quad \text{coeff. sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = \pm 0.062 \quad \text{coeff. sismico verticale}$$

Per le analisi di stabilità si applica il metodo pseudo statico, assumendo (paragrafo 7.11.3.5 delle NTC18):

$$\beta_m = 0.28 \quad \text{coefficiente riduttivo di } a_{max}$$

$$k_h = \beta_m \times a_{max} / g = 0.091 \quad \text{coefficiente sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = \pm 0.045 \quad \text{coefficiente sismico verticale}$$

6. CAPACITÀ PORTANTE

Nel presente capitolo si riporta il calcolo della capacità portante per la fondazione a pozzo e la verifica di capacità portante con riferimento ai carichi assiali massimi calcolati al precedente capitolo.

6.1 Analisi agli stati limite

Le verifiche di capacità portante dei setti vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente. La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte secondo la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali delle tabelle di normativa 6.2.I, 6.2.II e 6.4.VI.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in tabella seguente (tabella di normativa 6.4.II), relativi alla condizione di pali trivellati.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ a compressione del palo (o a trazione $R_{t,k}$) è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (vedasi tabella seguente) alle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$); tali fattori di correlazione sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

Per ogni opera verrà assunto un coefficiente ξ_3 in funzione delle verticali di indagine eseguite, sufficientemente rappresentative per la caratterizzazione geotecnica, secondo quanto indicato da normativa.

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi vanno condotte con riferimento allo stesso approccio utilizzato per le condizioni statiche (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

Tabella 2 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 3 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

6.2 Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali

La portata di progetto di un palo/setto trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Qd" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Qd = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite,

Q_{bl} = portata di base limite,

$W'p$ = peso efficace del palo/setto (al netto del peso del terreno asportato: peso calcestruzzo-peso terreno),

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE (Lotto 1+2) NUOVA VIABILITA' NV02					
	Relazione di calcolo muro su pali	COMMESSA RS90	LOTTO 00 Y 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU9800 001	REV. A

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi coesivi

Per i terreni coesivi superficiali la tensione tangenziale è stata valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{i,max}$$

Dove:

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

α = parametro empirico assunto come da Indicazione AGI:

$\alpha = 0.90$ per $c_u \leq 25$ kPa;

$\alpha = 0.80$ per $25 \leq c_u \leq 50$ kPa;

$\alpha = 0.60$ per $50 \leq c_u \leq 75$ kPa;

$\alpha = 0.40$ per $c_u \geq 75$ kPa.

$\tau_{i,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 120 kPa).

Depositi incoerenti

Per i depositi incoerenti, la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio a Burland [1973], Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'_v \leq \tau_{i,max}$$

dove:

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica,

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 150 kPa per terreni incoerenti).

β = coefficiente empirico $\beta = k \cdot \tan \phi$, essendo

k = coefficiente di pressione laterale = 0.7 a compressione e 0.5 a trazione;

ϕ = angolo di resistenza al taglio.

Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v$$

dove:

c_u = resistenza al taglio non drenata [kPa];

σ_v = tensione totale verticale.

Depositi incoerenti

Nei terreni incoerenti, la pressione di base del palo associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo, viene valutata con la relazione di Berezantzev (1965) indicata nelle Raccomandazioni AGI:

$$q_b = N_q^* \cdot \sigma'_v$$

essendo:

N_q^* = coefficiente in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno (Raccomandazioni AGI);

σ'_v = tensione verticale efficace.

Cautelativamente per le unità in esame si assume:

- terreni sabbiosi alluvionali con angolo di resistenza al taglio $\phi' = 33^\circ$: $N_q^* = 13$

- terreni ghiaioso sabbiosi con angolo di resistenza al taglio $\phi' = 38^\circ$: $N_q^* = 22$.

- falda a 5.0 m di profondità da p.c..

Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo

Nella seguente tabella si riportano la stratigrafia ed i parametri geotecnici principali per il calcolo della capacità portante della fondazione in esame.

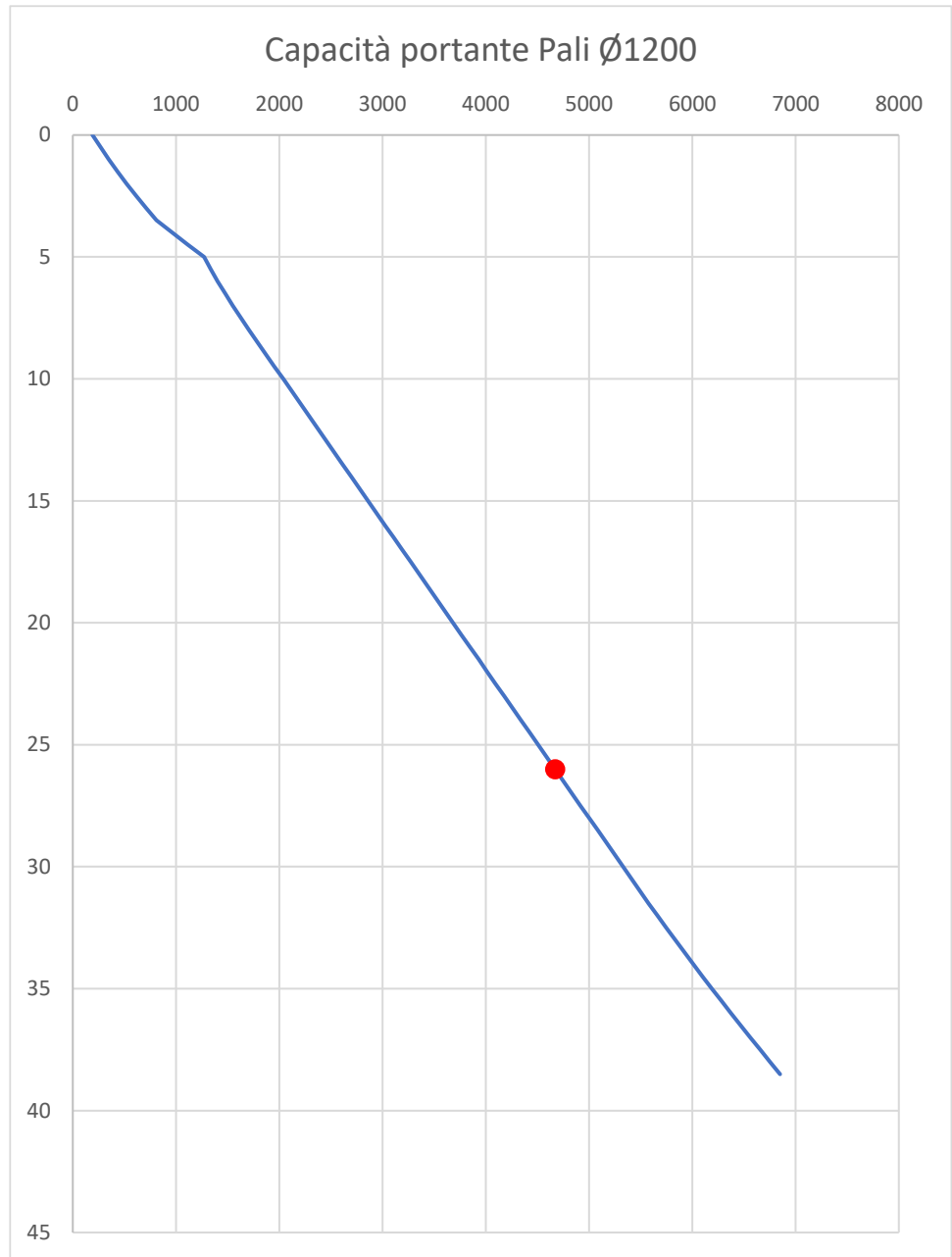
Tabella 4 – stratigrafia e parametri

Profondità [m]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	C_u [kPa]	ϕ' [°]	$q_{b,lim}$ [kPa]
da 0.0 a 5.0	b2	20.0	-	29	$q_b = N_{q^*} \cdot \sigma'_v$; $N_{q^*}=13$
Da 5.0 a 8.0	b1	20.0		36	$q_b = N_{q^*} \cdot \sigma'_v$; $N_{q^*}=22$
Da 8.0 a 40.0	AVF	21.0	200	-	$Q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v$
Falda: a 5 m da p.c.					

Nella seguente tabella e figura si riassumono i valori di capacità portante per varie lunghezze di fondazione. In Appendice C si riportano i tabulati di calcolo completi.

Tabella 5 – Capacità portante pali di fondazione – A1+M1+R3

Lp	Qll	Qbl	Wp	Qu	Qd
m	kN	kN	kN	kN	kN
0	0	441	0	441	192
0.5	26	588	0	614	269
1	59	735	0	794	350
1.5	99	882	0	981	435
2	146	1029	0	1175	523
2.5	201	1176	0	1377	615
3	263	1323	0	1587	711
3.5	336	1470	0	1806	812
4	431	1702	0	2133	962
4.5	534	1933	0	2467	1116
5	642	2165	0	2807	1272
5.5	755	2182	0	2937	1337
6	872	2199	0	3071	1404
6.5	996	2217	0	3212	1475
7	1131	2229	0	3360	1550
7.5	1273	2240	0	3514	1627
8	1420	2252	0	3672	1708
8.5	1570	2264	0	3834	1790
9	1721	2276	0	3997	1872
9.5	1871	2288	0	4159	1954
10	2022	2300	0	4322	2037
10.5	2173	2312	0	4485	2119
11	2324	2324	0	4647	2201
11.5	2475	2335	0	4810	2283
12	2625	2347	0	4973	2366
12.5	2776	2359	0	5135	2448
13	2927	2371	0	5298	2530
13.5	3078	2383	0	5461	2613
14	3229	2395	0	5623	2695
14.5	3379	2407	0	5786	2777
15	3530	2419	0	5949	2860
15.5	3681	2430	0	6111	2942
16	3832	2442	0	6274	3024
16.5	3983	2454	0	6437	3107
17	4133	2466	0	6599	3189
17.5	4284	2478	0	6762	3271
18	4435	2490	0	6925	3353
18.5	4586	2502	0	7088	3436
19	4737	2514	0	7250	3518
19.5	4887	2525	0	7413	3600
20	5038	2537	0	7576	3683
20.5	5189	2549	0	7738	3765
21	5340	2561	0	7901	3847
21.5	5491	2573	0	8064	3930
22	5641	2585	0	8226	4012
22.5	5792	2597	0	8389	4094
23	5943	2609	0	8552	4177
23.5	6094	2620	0	8714	4259
24	6245	2632	0	8877	4341
24.5	6395	2644	0	9040	4423
25	6546	2656	0	9202	4506
25.5	6697	2668	0	9365	4588
26	6848	2680	0	9528	4670
26.5	6999	2692	0	9690	4753
27	7149	2704	0	9853	4835
27.5	7300	2715	0	10016	4917
28	7451	2727	0	10178	5000
28.5	7602	2739	0	10341	5082
29	7753	2751	0	10504	5164
29.5	7903	2763	0	10666	5247
30	8054	2775	0	10829	5329
30.5	8205	2787	0	10992	5411
31	8356	2799	0	11155	5494
31.5	8509	2810	0	11319	5577
32	8664	2822	0	11486	5661
32.5	8821	2834	0	11655	5747
33	8980	2846	0	11826	5833
33.5	9140	2858	0	11998	5921
34	9303	2870	0	12173	6009
34.5	9468	2882	0	12349	6098
35	9634	2894	0	12528	6189
35.5	9803	2905	0	12708	6280
36	9973	2917	0	12891	6373
36.5	10146	2929	0	13075	6466
37	10320	2941	0	13261	6560
37.5	10496	2953	0	13449	6656
38	10675	2965	0	13640	6752
38.5	10855	2977	0	13832	6849



	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE (Lotto 1+2) NUOVA VIABILITA' NV02					
	Relazione di calcolo muro su pali	COMMESSA RS90	LOTTO 00 Y 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU9800 001	REV. A

7. ANALISI DEL MURO DI SOTTOSCARPA

Per l'analisi del muro di sostegno fondato su pali si è utilizzato un approccio FEM 2D con programma Plaxis (v.2023.1).

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche e di interazione terreno-struttura. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plain strain).

Presenta una vasta libreria di legami costitutivi attribuibili ai terreni. Sono disponibili, inoltre, elementi strutturali di vario tipo che consentono di simulare diaframmi, pali, ancoraggi ecc.

Per le analisi si adotta un approccio in tensioni efficaci, quindi nei problemi che coinvolgono la determinazione delle pressioni neutre le stesse possono essere generate attraverso l'analisi del moto di filtrazione in regime stazionario; quest'ultimo richiede l'introduzione delle condizioni al contorno per la quota piezometrica e per le condizioni di flusso (superfici impermeabili, punti di emungimento, sorgenti etc.).

7.1 Discretizzazione di calcolo

Nella seguente figura si mostra la geometria della sezione analizzata, la stratigrafia considerata nelle analisi, la posizione della falda di progetto, la superficie di frana e le caratteristiche degli elementi strutturali modellati nel calcolo.

La mesh è costituita da elementi finiti triangolari a 15 nodi, quindi con funzioni di forma del 4° grado, con 12 punti di integrazione numerica interni per ogni elemento. Le dimensioni della mesh, in relazione alle dimensioni degli scavi, sono sufficienti a garantire che i risultati delle analisi siano indipendenti dalla particolare discretizzazione adottata e sono tali da permettere di vincolare il lato inferiore della mesh bloccando gli spostamenti verticali ed orizzontali ed i lati sinistro e destro bloccando gli spostamenti orizzontali.

Nella seguente immagine si riporta la discretizzazione di calcolo adottata, in cui è evidenziata la successione stratigrafica. Il dominio discretizzato ha una larghezza di 100 m e un'altezza di 50 m circa, è costituito da circa 4500 elementi triangolari. In particolare, a monte del rilevato, il bordo verticale è posto circa in corrispondenza della prima paratia di pali di stabilizzazione della frana, includendo quindi solo il piede del versante, morfologicamente stabile per effetto del suddetto intervento, cui si rimanda per dettagli (cfr. **Error! Reference source not found.**).

Relazione di calcolo muro su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS90	00 Y 78	CL	MU9800 001	A	19 di 73

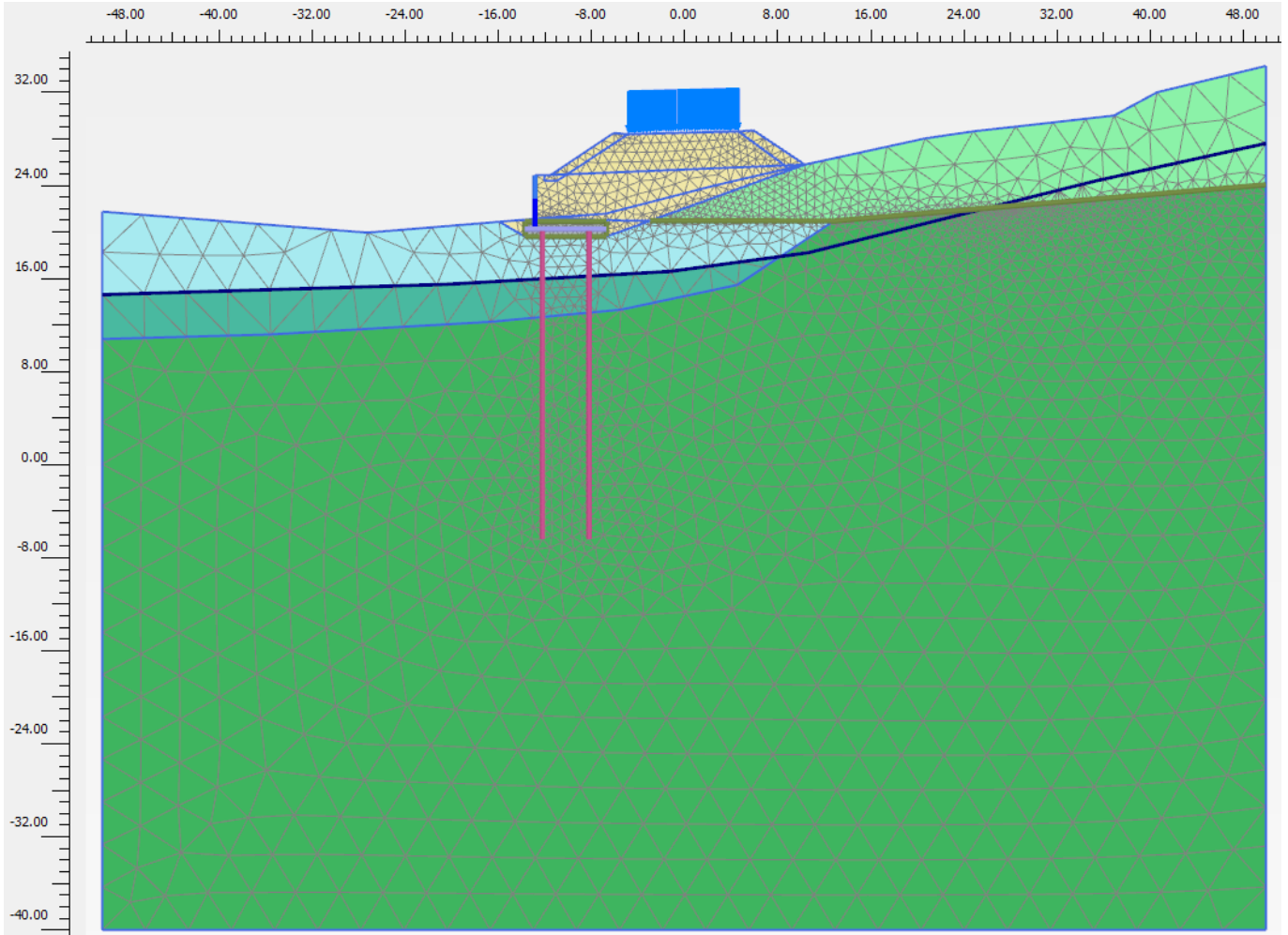


Figura 6. Discretizzazione del modello di calcolo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE (Lotto 1+2) NUOVA VIABILITA' NV02					
	Relazione di calcolo muro su pali	COMMESSA RS90	LOTTO 00 Y 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU9800 001	REV. A

7.2 Stratigrafia di calcolo

I terreni sono simulati con elementi finiti piani triangolari, con legame costitutivo elastico-perfettamente-plastico alla Mohr Coulomb. Si assumono i seguenti parametri geotecnici di calcolo:

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E' [kPa]
b2	20	33	0	5
b1	20	38	0	5
fr corpo di frana o AVF argille limoso marnose	21	25	25	40
AVF pelitica-argillitica	24	28	55	80

γ = peso di volume naturale
 c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio di picco
 c' = coesione drenata di picco
 E' = modulo elastico operativo

In particolare, a monte del rilevato, il bordo verticale è posto circa in corrispondenza della prima paratia di pali di stabilizzazione della frana, includendo quindi solo il piede del versante, morfologicamente stabile per effetto del suddetto intervento, cui si rimanda per dettagli. In via cautelativa, è implementata nel modello l'ultima porzione di superficie di scivolamento della frana (non rilevante sulle spinte complessive agenti sull'opera), con elementi di interfaccia con resistenza al taglio data dai parametri residui dell'unità fr, pari a $c' = 0$ e angolo di resistenza al taglio $\phi' = 20^\circ$, come determinato dalla back-analysis riportata nella Relazione di calcolo delle paratie di stabilizzazione della frana (cfr. **Error! Reference source not found.**).

7.3 Elementi strutturali

Nel modello FEM 2D i pali di fondazione sono modellati con elementi snelli (tipo *embedded beam*), con legame costitutivo interno elastico-lineare, aventi rigidità assiale e flessionale dati da un elemento circolare in c.a. ($E = 30$ GPa) ad interasse longitudinale $i = 3.6$ m. Tali elementi interagiscono con gli elementi piani circostanti tramite appositi elementi di interfaccia. In particolare, la resistenza laterale è implementata in forma tabellare in modo da rispecchiare fedelmente il profilo di resistenza laterale limite Q_{LL} di Tabella 5. Per la capacità portante di base si è attribuito il valore di Q_{BL} della medesima tabella, pari a 2680 kPa.

Il paramento in elevazione del muro di sostegno è modellato tramite elementi snelli (tipo *plate*) con legame costitutivo elastico-lineare, aventi caratteristiche elastiche del c.a. ($E = 30$ GPa, $\nu = 0.18$), rigidità assiale e flessionale dati dallo spessore di 0.70 m per il tratto superiore e 1.20 m per il tratto inferiore.

La soletta di fondazione, di spessore 1.30 m, è modellata con elementi piani con legame costitutivo elastico-lineare, con le caratteristiche elastiche del c.a. ($E = 30$ GPa, $\nu = 0.18$). Al fine di leggere in modo più agevole le azioni interne è implementata una trave fittizia baricentrica (tipo *plate*) le caratteristiche inerziali date dallo spessore e modulo elastico scalato di una fattore 10^{-6} .

7.4 Carichi applicati

Sulla sede stradale è applicato un sovraccarico uniformemente distribuito in esercizio pari a 20 kPa. Tale sovraccarico è fattorizzato in un'apposita fase di calcolo per il rapporto tra i coefficienti parziali γ_Q/γ_G (1.5/1.3), al fine di determinare le azioni interne negli elementi strutturali allo SLU per amplificazione degli effetti moltiplicandole per $\gamma_G = 1.3$.

In condizioni sismiche il carico accidentale è ridotto al 20%.

Allo SLU GEO, in condizioni statiche, il carico accidentale è amplificato per il coefficiente parziale $\gamma_Q = 1.3$.

7.5 Azione sismica

Per il muro di sostegno in esame, la spinta a tergo del muro in condizioni sismiche è stata valutata semplicemente in funzione del coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche K_a e in condizioni sismiche $K_{a,E}$:

$$\Delta E = 0.5 \cdot \gamma \cdot (K_{a,E} - K_a) \cdot H_{S,E}^2 \text{ [kN/m]}$$

Per il calcolo di K_a si utilizza la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane, e generalizzata per tener conto delle condizioni sismiche in base alla teoria di Mononobe ed Okabe riportata di seguito (cfr. Eurocodice 8):

per $\beta \leq \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per $\beta > \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno

β = inclinazione del terreno a monte del muro rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

ψ = inclinazione del muro rispetto all'orizzontale ($>90^\circ$ per parete inclinata verso valle)

δ = angolo di attrito muro-terreno

θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$$\theta = \text{tg}^{-1} (k_h / (1 \pm k_v))$$

essendo k_h e k_v rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale (cfr. § 5).

L'altezza di spinta per il calcolo della sovraspinta sismica $H_{S,E} = 7.4$ m e l'inclinazione del pendio di monte $\beta = 20^\circ$ sono determinati secondo lo schema di calcolo riportato in Figura 7, in cui si ipotizza un cuneo di spinta di volume equivalente. La sovraspinta ΔE è poi ripartita sull'altezza di spinta $H_{S1} = 4.5$ m, determinando la pressione da applicare al modello di calcolo:

$$\Delta p_E = \Delta E / H_{S1}$$

I parametri di calcolo della sovraspinta sono sintetizzati nella seguente tabella:

Coefficiente di riduzione β_m	0.76
Coefficiente sismico orizzontale k_h	0.246
Coefficiente sismico verticale k_v	± 0.123
Peso di volume terreno γ [kN/m ³]	19
Angolo di resistenza al taglio caratteristico ϕ'_k [deg]	38
Angolo di resistenza al taglio muro-terreno δ' [deg]	19
Inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno β [deg]	20
Inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte ψ [deg]	90
Terreno sopra falda:	
Angolo spinta sismica ψ [deg]	12.4
Coefficiente di spinta in condizioni statiche K_a	0.262
Coefficiente di spinta in condizioni sismiche $K_{a,E}$	0.529
Altezza di spinta per calcolo sovraspinta $H_{S,E}$ [m]	7.4
Sovra-spinta: $\Delta E = 0.5 \cdot \gamma \cdot (K_{a,E} - K_a) \cdot H_{S,E}^2$ [kN/m]	139.1
Altezza di applicazione della spinta sismica H_{S1} [m]	4.5
Sovra-pressione: $\Delta p_E = \Delta E / H_{S1}$ [kN/m/m]	30.9

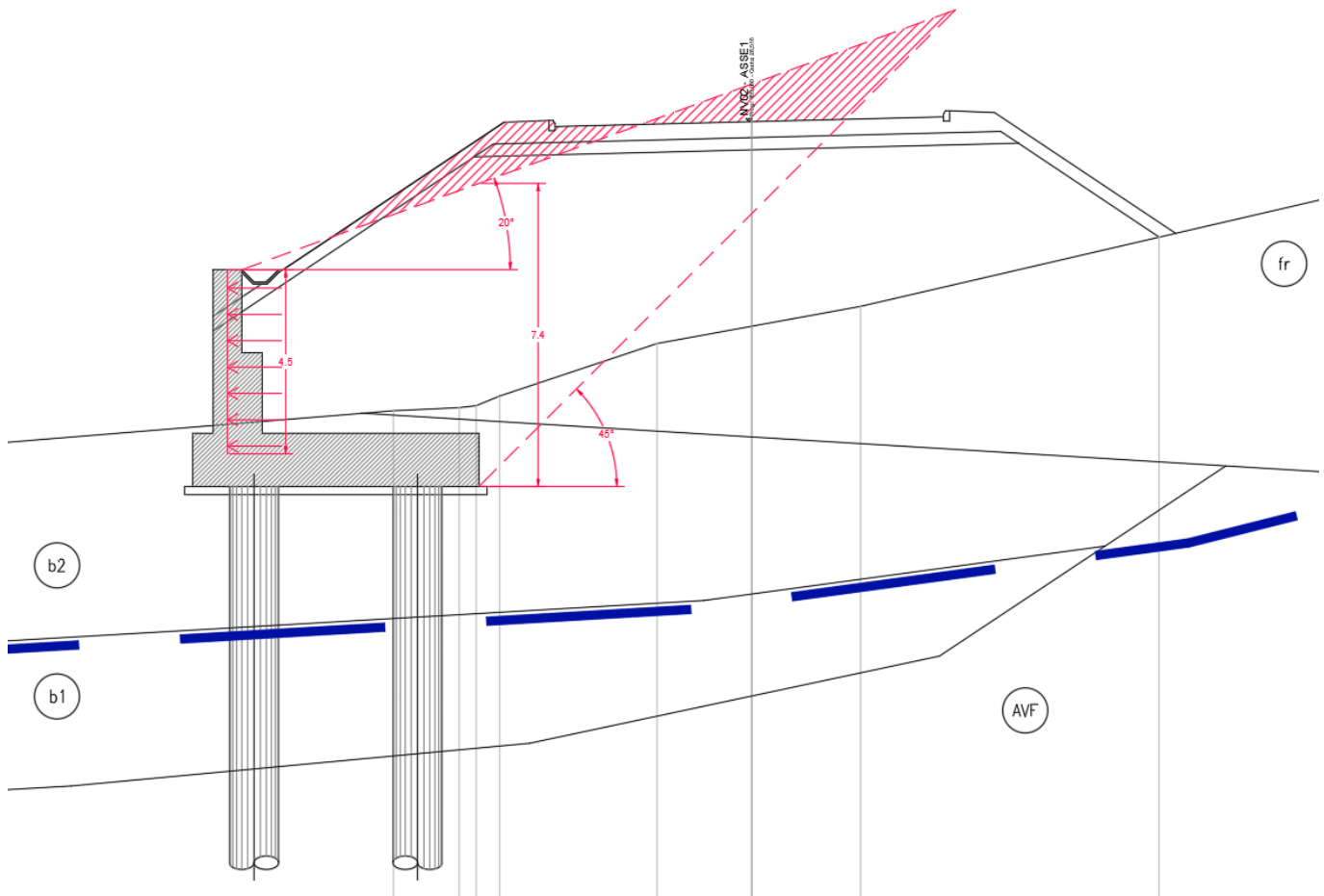


Figura 7. Schema di calcolo per la determinazione della sovraspinta sismica

7.6 Stabilità globale

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo ($\varphi' - c'$ reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \varphi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{\text{prova}} = c' / FS_{\text{prova}}$$

$$\varphi'_{\text{prova}} = \arctan(\tan \varphi' / FS_{\text{prova}})$$

In Figura 8 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

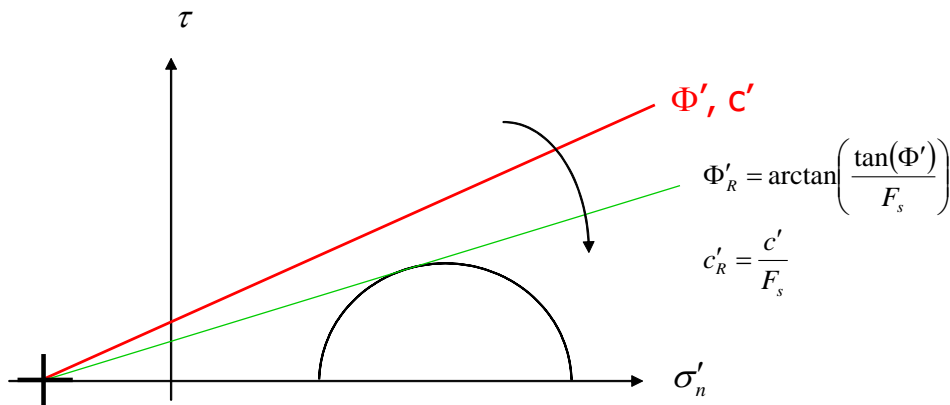


Figura 8 – Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera “naturale”, quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede la definizione di ipotesi di calcolo “artificiali” (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile (si noti che i metodi classici dell'equilibrio limite prescindono dalla valutazione degli spostamenti e non richiedono

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE (Lotto 1+2) NUOVA VIABILITA' NV02					
	Relazione di calcolo muro su pali	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	RS90	00 Y 78	CL	MU9800 001	A	24 di 73

pertanto la conoscenza dei legami tensioni-deformazioni ma del solo criterio di resistenza dei terreni interessati).

Le analisi di stabilità sono svolte a partire dalla configurazione di progetto maggiormente cautelativa.

Tale analisi equivalgono alla verifica SLU (GEO) prevista dalla normativa vigente: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$). Pertanto, per soddisfare le verifiche di stabilità geotecnica richieste dalla normativa occorre avere $FS \geq 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$, per il caso statico.

Per il caso sismico i coefficienti parziali del gruppo M2 sono unitari, mentre è richiesto un coefficiente parziale sulla resistenza al taglio $\gamma_R = 1.2$, pertanto è necessario verificare $FS \geq 1.2$. L'analisi in condizioni sismiche per la stabilità globale è implementato nell'analisi applicando direttamente nel modello di calcolo i coefficienti sismici $k_h = 0.091$ e $k_v = \pm 0.045$ (vedi paragrafo 5).

7.7 Verifiche strutturali delle sezioni in c.a.

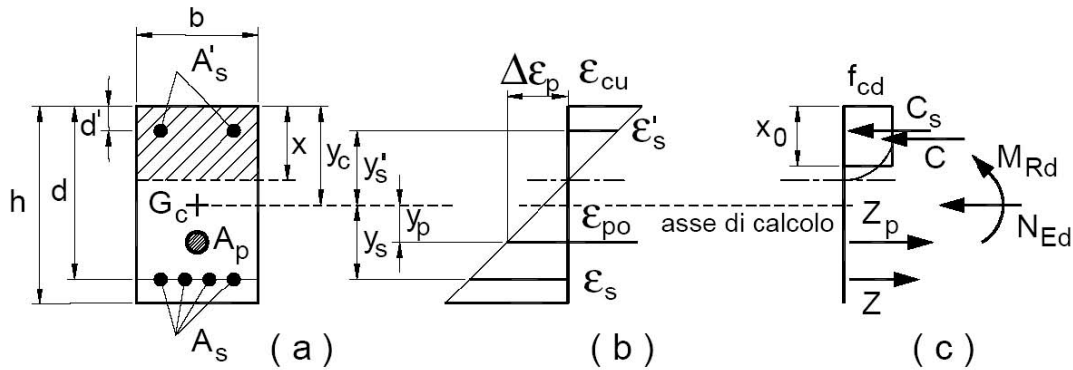
Le verifiche sono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Le verifiche svolte sono le seguenti:

- verifiche di resistenza a flessione;
- verifica di resistenza a taglio;
- verifica di apertura delle fessure
- verifica tensionale

7.7.1 Resistenza a flessione sezioni in c.a.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa rappresentata in figura, la resistenza a flessione si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli descritti al punto 4.1.2.1.2 delle NTC.



La verifica risulta soddisfatta quando il momento sollecitante risulta inferiore a quello resistente:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

7.7.2 Resistenza a taglio sezioni in c.a.

La resistenza di elementi senza armatura specifica per il taglio è data da:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi con armatura specifica per il taglio, la resistenza è data da:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

in cui:

- $V_{Rd,s}$ rappresenta la resistenza a taglio offerta dalle staffe, pari a:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

- $V_{Rd,c}$ rappresenta la resistenza a taglio offerta dalle bielle di calcestruzzo compresse

$$V_{Rd,c} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

con

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

7.7.3 Verifica a fessurazione sezioni in c.a.

Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato svolto in accordo con le indicazioni fornite nell'EC2, in cui viene fornita la seguente relazione:

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

- $s_{r,max}$: distanza massima fra le fessure;
- ϵ_{sm} : deformazione media nell'armatura sotto la combinazione di carico pertinente;
- ϵ_{cm} : deformazione media del calcestruzzo tra le fessure.

Il termine tra parentesi è ottenuto come:

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

- σ_s : tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;
- α_e : rapporto E_s/E_{cm}
- $f_{ct,eff}$: valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo (f_{ctm})

Relazione di calcolo muro su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS90	00 Y 78	CL	MU9800 001	A	27 di 73

- $\rho_{p,eff} : (A_s) / A_{c,eff}$
- $A_{c,eff}$: area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura
- $h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{(h-x)}{3}; \frac{h}{2} \right\}$
- k_t : fattore dipendente dalla durata dei carichi, pari a 0,4 per carichi di lunga durata e a 0,6 per carichi di breve durata

La distanza massima tra le fessure è invece ricavata tramite la seguente espressione:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff}$$

dove:

- Φ : diametro delle barre,
- c : ricoprimento dell'armatura longitudinale,
- k_1 : coefficiente pari a 0,8 per barre ad aderenza migliorata,
- k_3 : si raccomanda il valore di 3,4;
- k_4 : si raccomanda il valore di 0,425.

I valori limite da rispettare sono riportati nella seguente tabella:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

dove:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad w_3 = 0.4 \text{ mm.}$$

La classe di esposizione viene valutata come mostrato nella seguente tabella:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

7.7.4 Verifica delle tensioni di esercizio

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c < 0.55 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0.40 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente}$$

Tensione massima dell'acciaio in condizione di esercizio

La tensione massima σ_s dell'acciaio per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristiche deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.75 f_{yk}$$



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE (Lotto 1+2)
NUOVA VIABILITA' NV02

Relazione di calcolo muro su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS90	00 Y 78	CL	MU9800 001	A	29 di 73

7.8 Fasi di calcolo

Nell'analisi sono simulate le seguenti fasi di calcolo:

- Fase 1. Inizializzazione dello stato tenso-deformativo del modello, con la stratigrafica e il p.c. attuale, con la superficie di falda di progetto e con la porzione di superficie di frana al piede del versante (non rilevante per le spinte compressive sull'opera), con i parametri di resistenza residui ($c' = 0$, $\varphi' = 20^\circ$)
- Fase 2. Prescavo per realizzazione dei pali di fondazione
- Fase 3. Realizzazione dei pali di fondazione
- Fase 4. Realizzazione del muro di sostegno in elevazione
- Fase 5. Realizzazione del rilevato
- Fase 6. Applicazione del carico accidentale stradale in condizioni di esercizio
- Fase 7. SLU STR / 1.3: amplificazione del carico accidentale per $\gamma_Q/\gamma_G = 1.5/1.3$
- Fase 8. SLV STR: a partire dalla Fase 5, applicazione della sovraspinta sismica allo SLV
- Fase 9. SLU GEO: a partire dalla Fase 5, amplificazione del carico accidentale $\gamma_Q = 1.3$ e analisi di stabilità globale con il metodo $\varphi'-c'$ -reduction
- Fase 10. SLV GEO: a partire dalla Fase 5, applicazione dei coefficienti sismici al modello e analisi di stabilità globale con il metodo $\varphi'-c'$ -reduction

Nelle seguenti figure si riportano le principali fasi modellate nell'analisi.

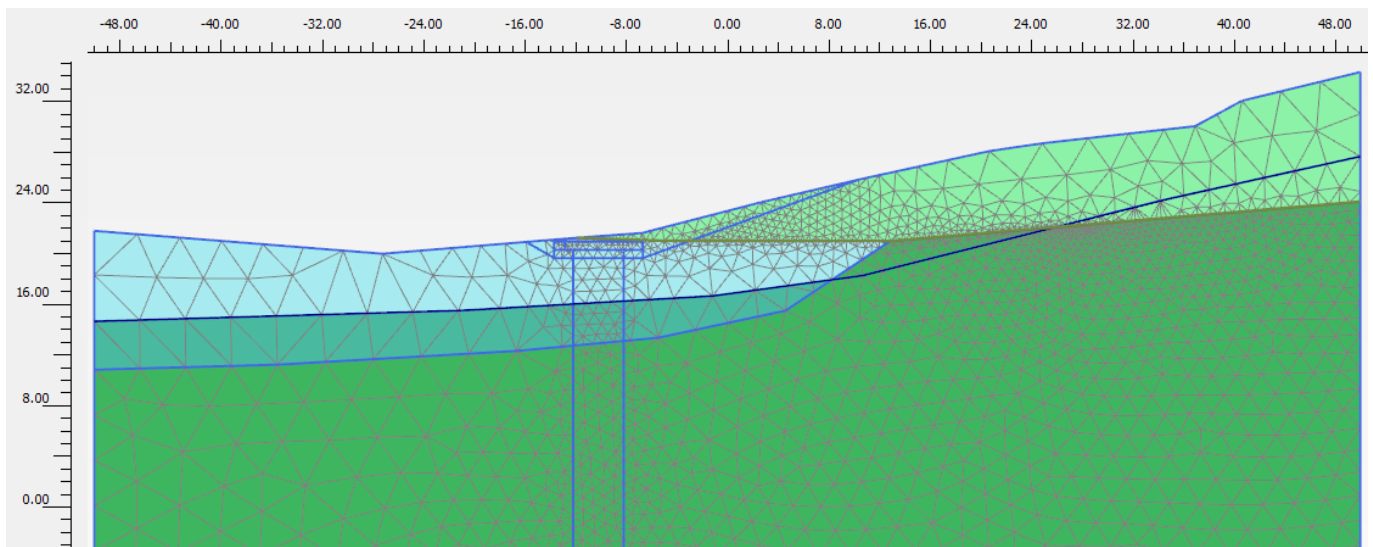


Figura 9. Inizializzazione litostratigrafica

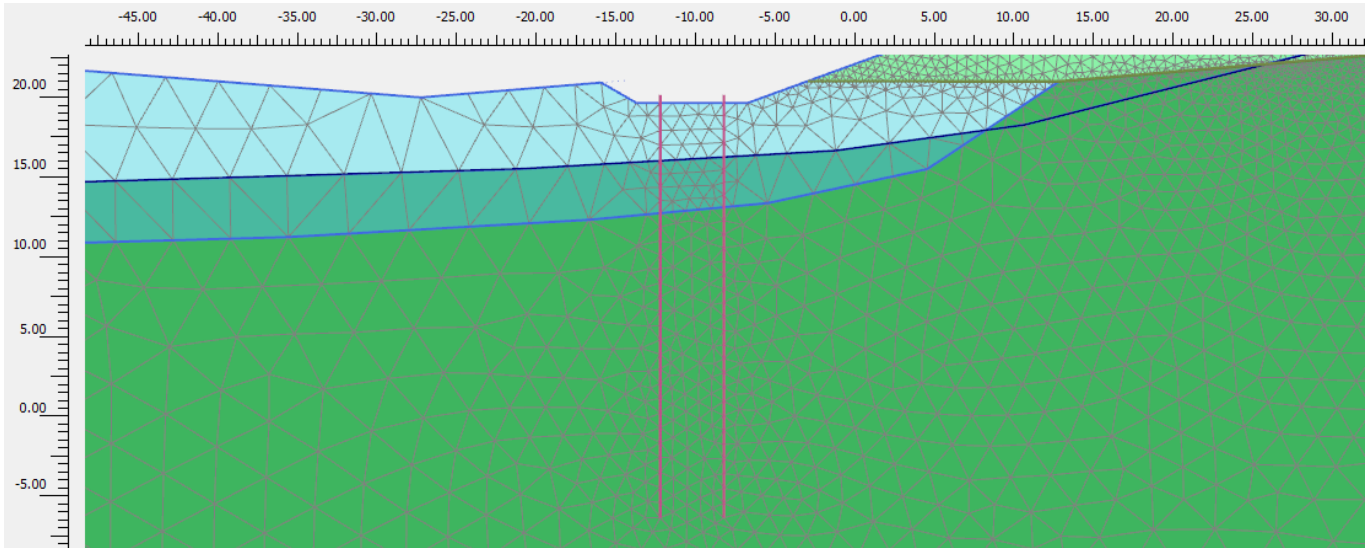


Figura 10. Realizzazione dei pali di fondazione

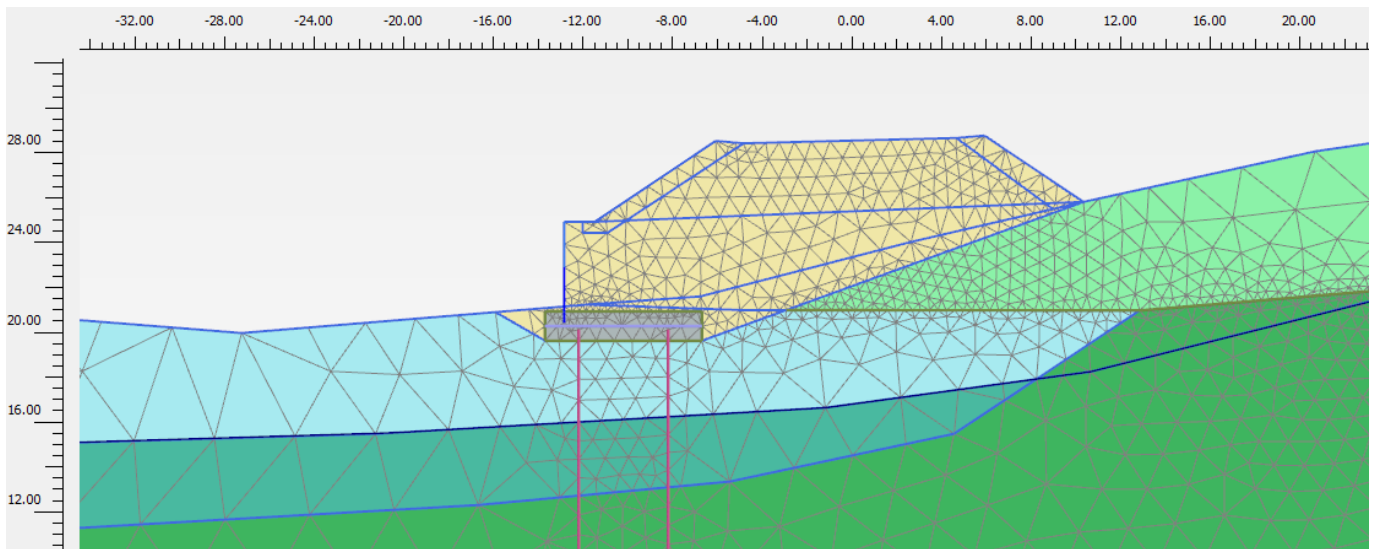


Figura 11. Realizzazione del muro di sostegno e del rilevato stradale

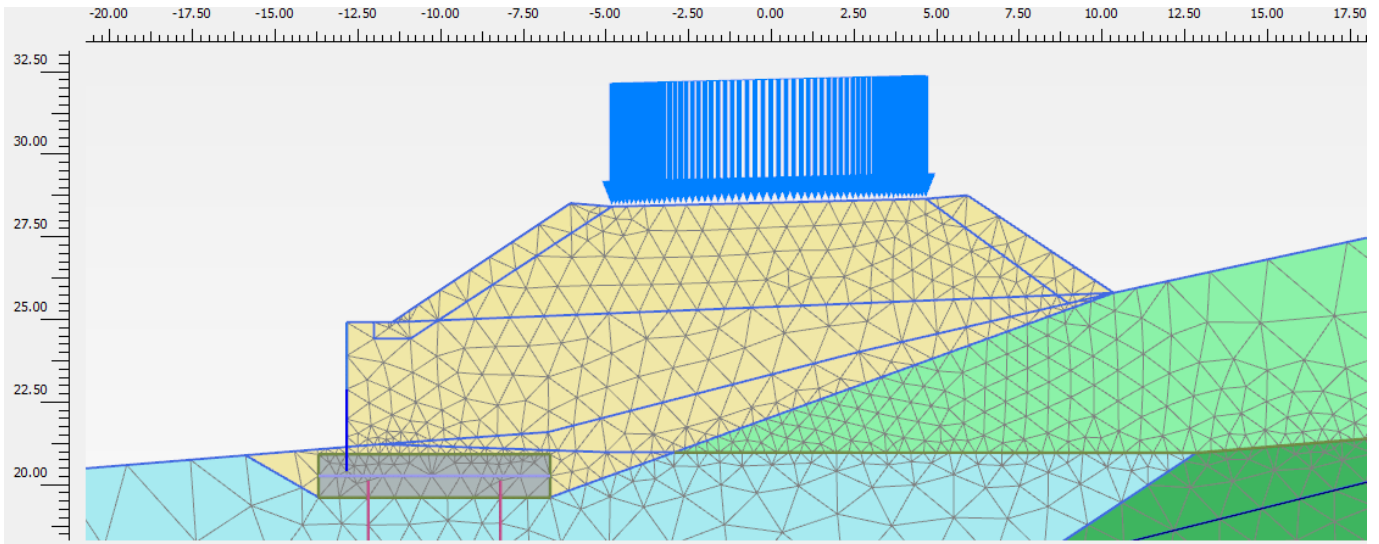


Figura 12. Applicazione del sovraccarico stradale

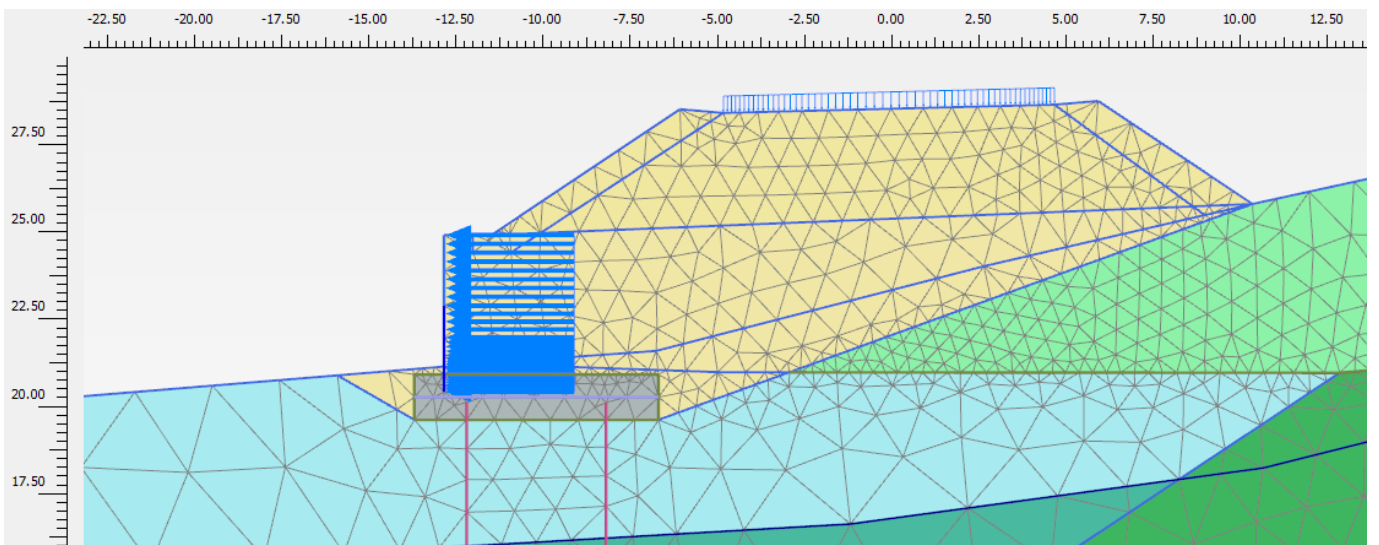


Figura 13. SLV STR: Applicazione della sovraspinta sismica

7.9 Risultati in termini di spostamenti

Nelle seguenti immagini sono riportati i risultati in termini di spostamenti, relativi alla Fase 5 e alla Fase 6 di calcolo. Gli spostamenti sono compatibili con la funzionalità dell'opera.

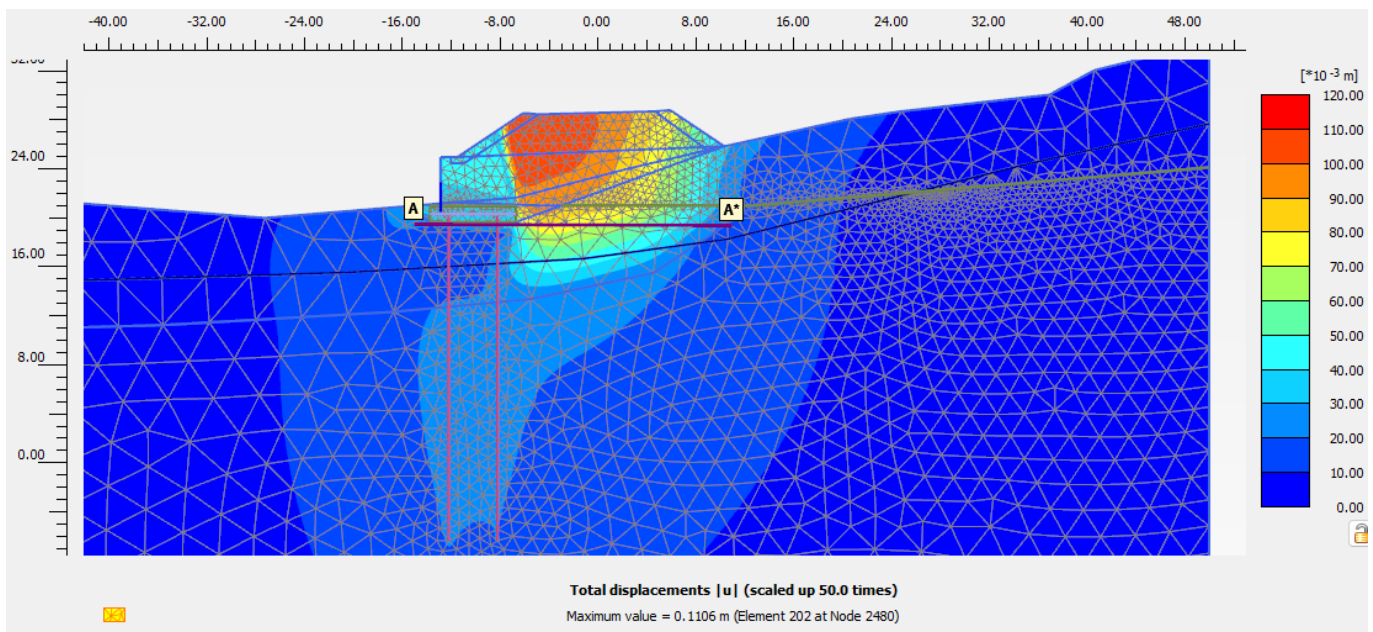


Figura 14. Spostamenti totali in seguito alla realizzazione del rilevato

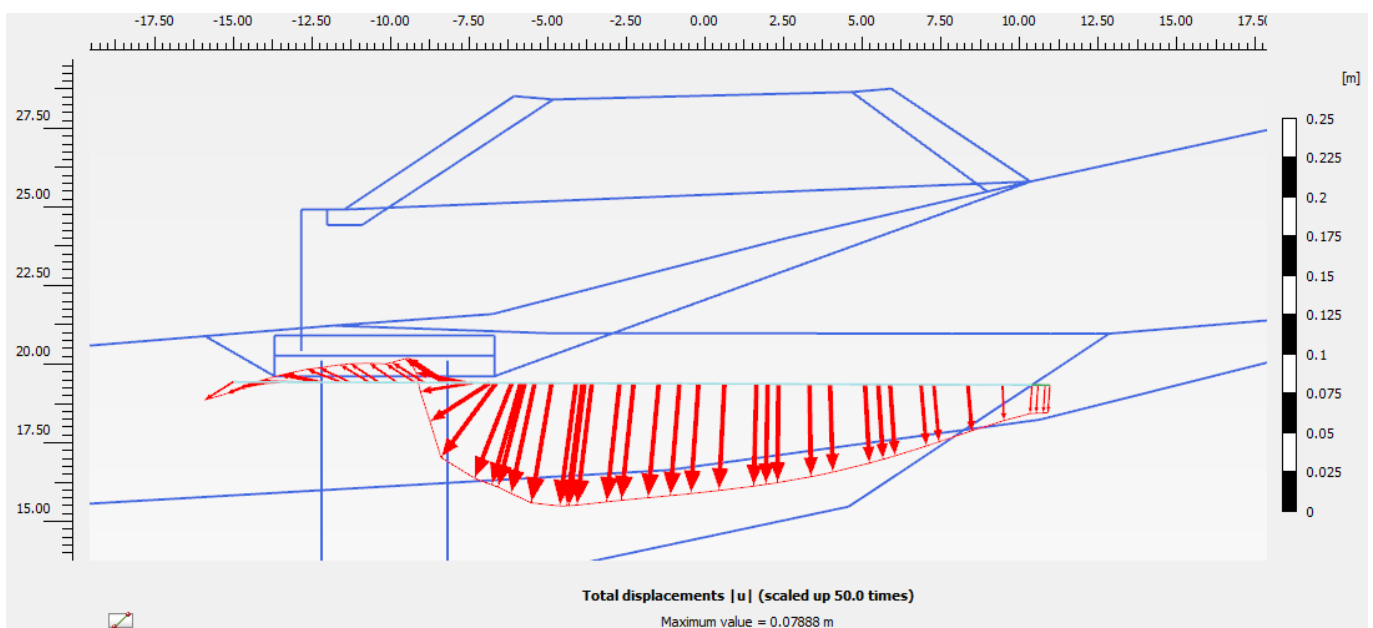


Figura 15. Spostamenti totali del piano di posa in seguito alla realizzazione del rilevato

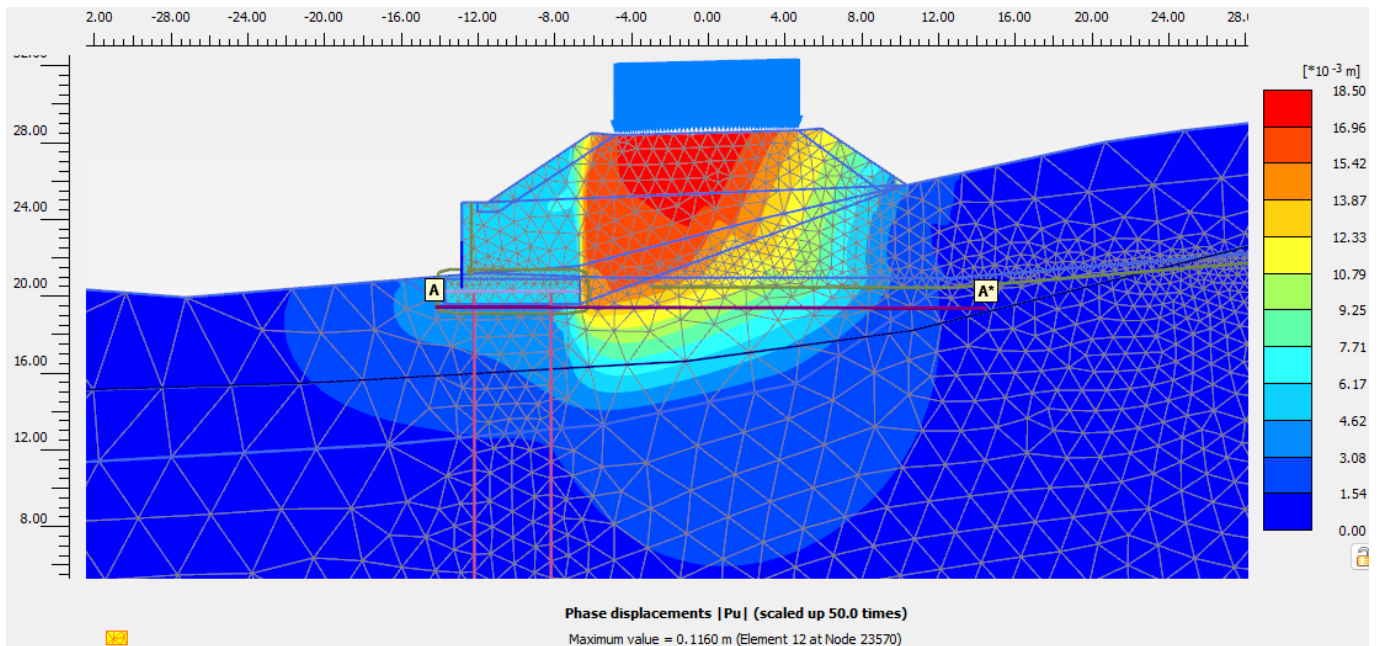


Figura 16. Spostamenti di fase in esercizio, in seguito all'applicazione del carico stradale

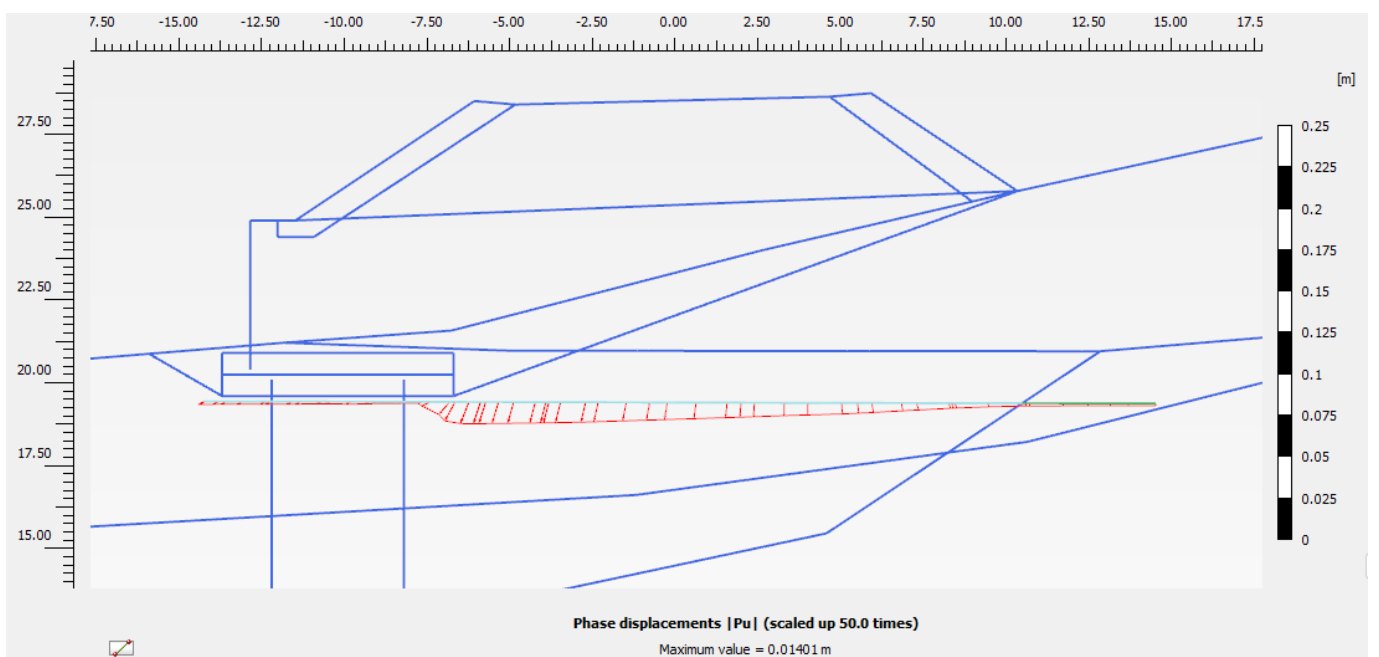


Figura 17. Spostamenti di fase del piano di posa in esercizio, in seguito all'applicazione del carico stradale

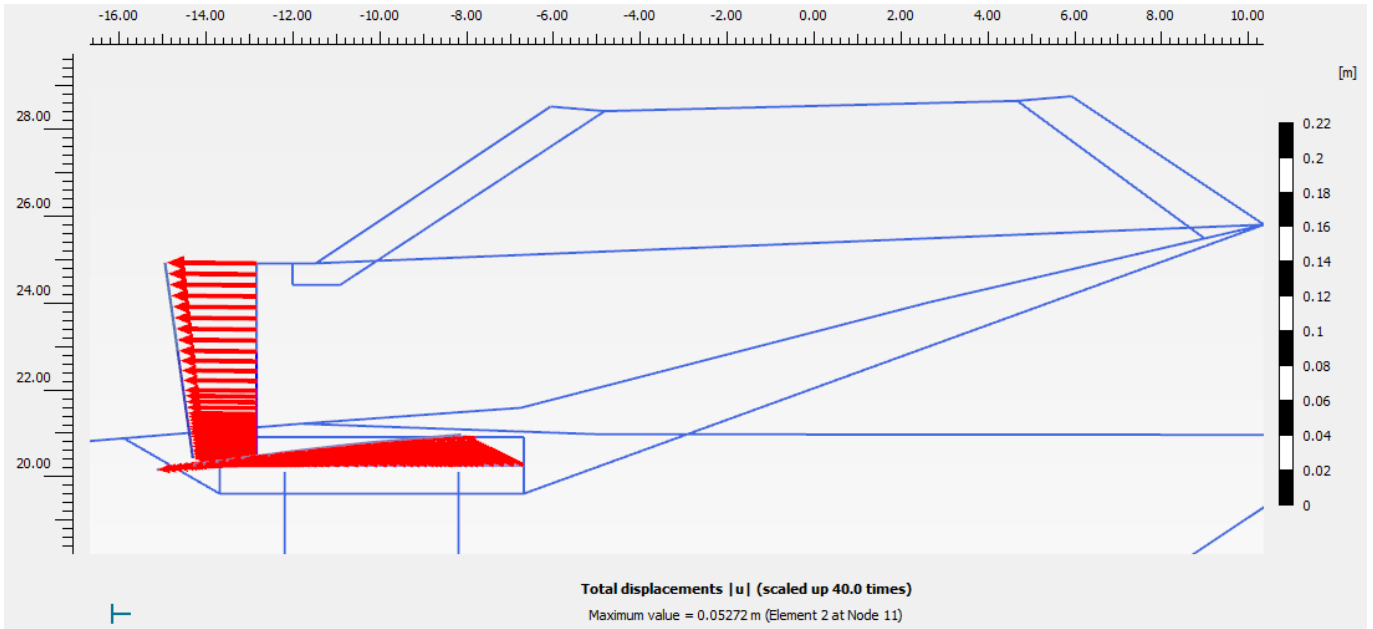


Figura 18. Spostamenti totali del muro di sostegno

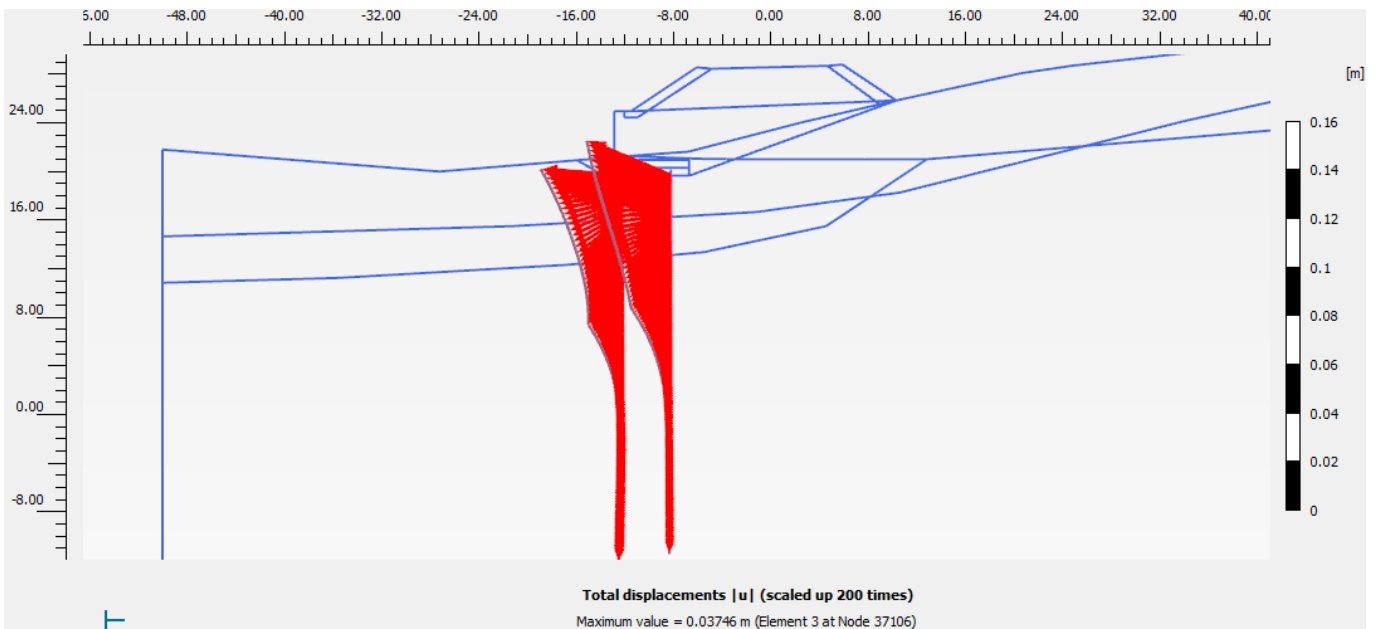


Figura 19. Spostamenti totali dei pali di fondazione

7.10 Azioni interne sugli elementi strutturali

Nelle seguenti figure sono mostrate le azioni interne massime sugli elementi strutturali. Sono mostrati nei diagrammi i valori nominali derivanti dalle fasi di calcolo analizzate. Per i pali di fondazione sono mostrate le azioni interne per il singolo palo, mentre per il muro in elevazione sono valori per metro di sviluppo longitudinale. Per la soletta di fondazione sono mostrate le azioni interne agenti sull'elemento fittizio baricentrico, quindi con un fattore di scala di 10^{-6} .

Per la fase in statica SLU STR / 1.3, le azioni interne devono essere amplificate per il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.3$ al fine di ottenere i corrispondenti valori allo SLU STR. Le verifiche di resistenza dei pali sono esposte al seguente paragrafo.

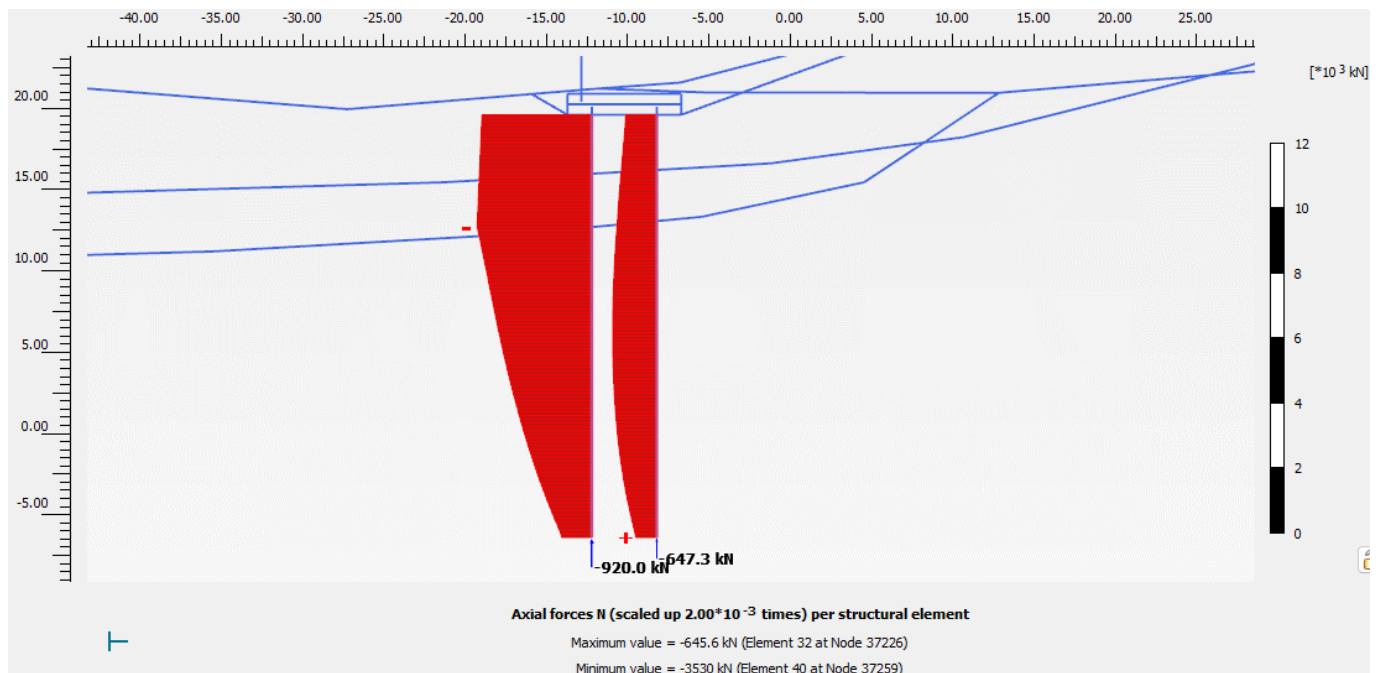


Figura 20. SLE. Pali di fondazione. Azione assiale

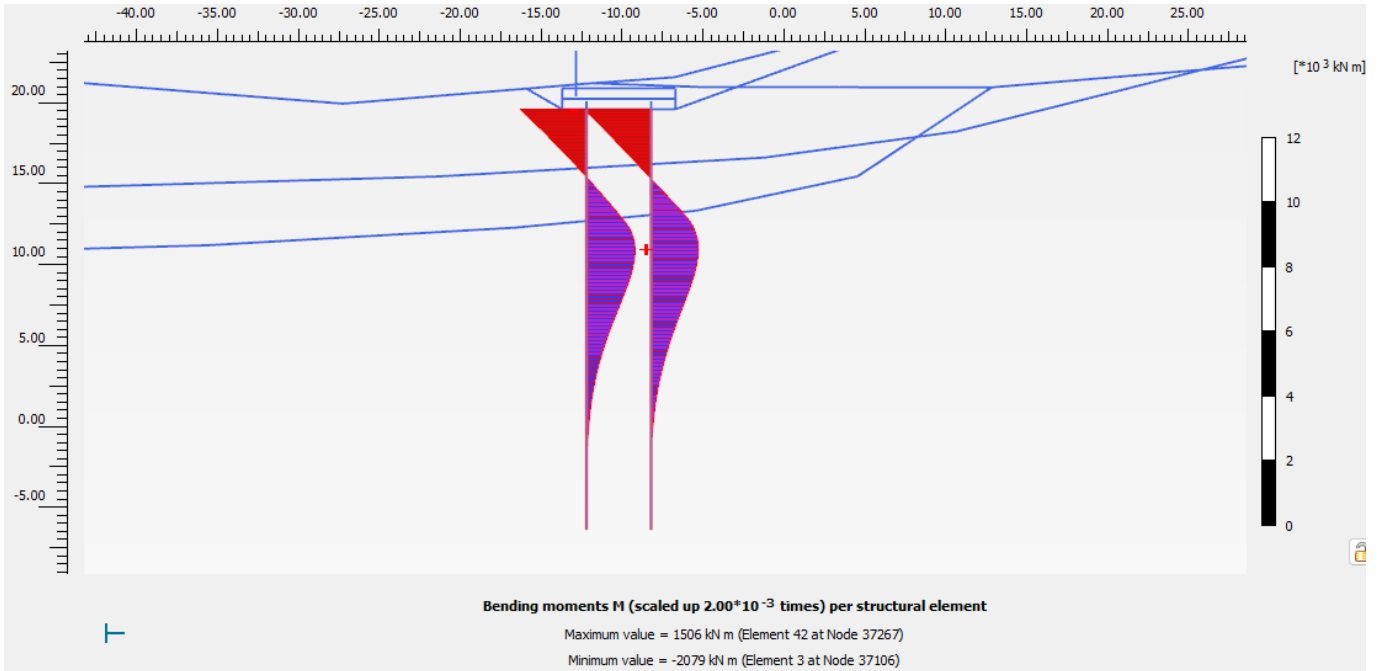


Figura 21. SLE. Pali di fondazione. Momento Flettente

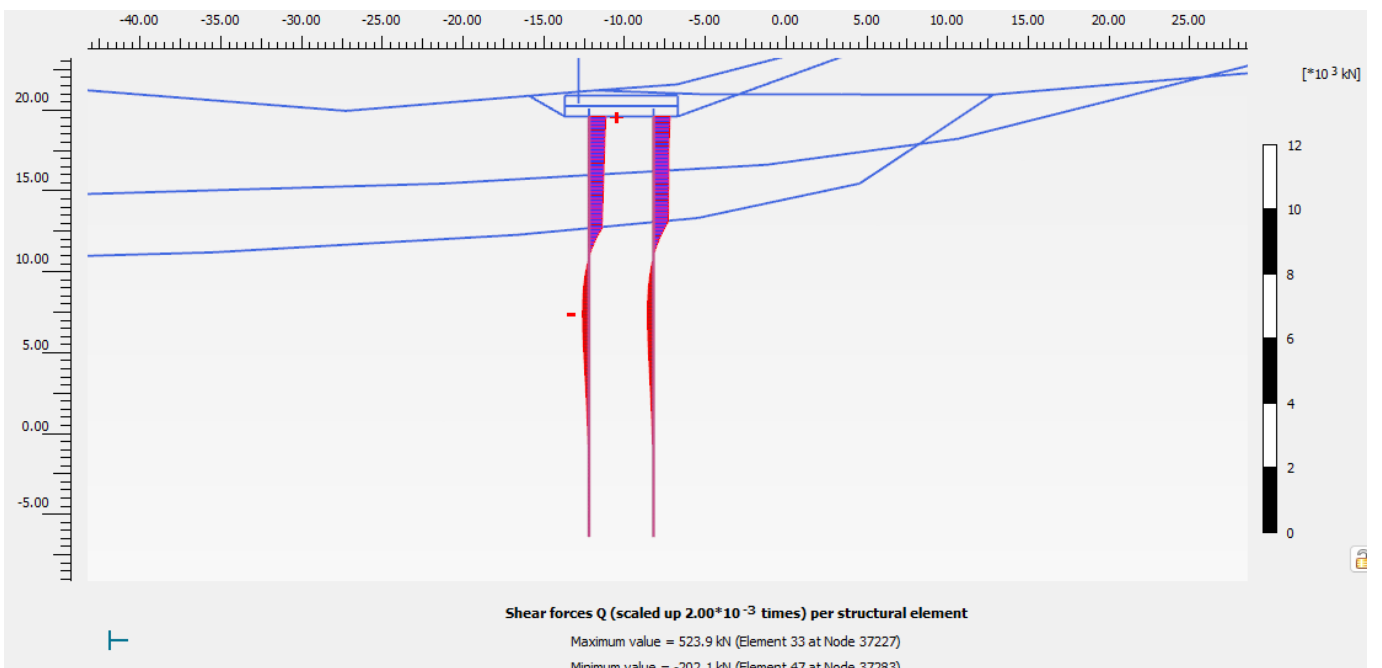


Figura 22. SLE. Pali di fondazione. Taglio

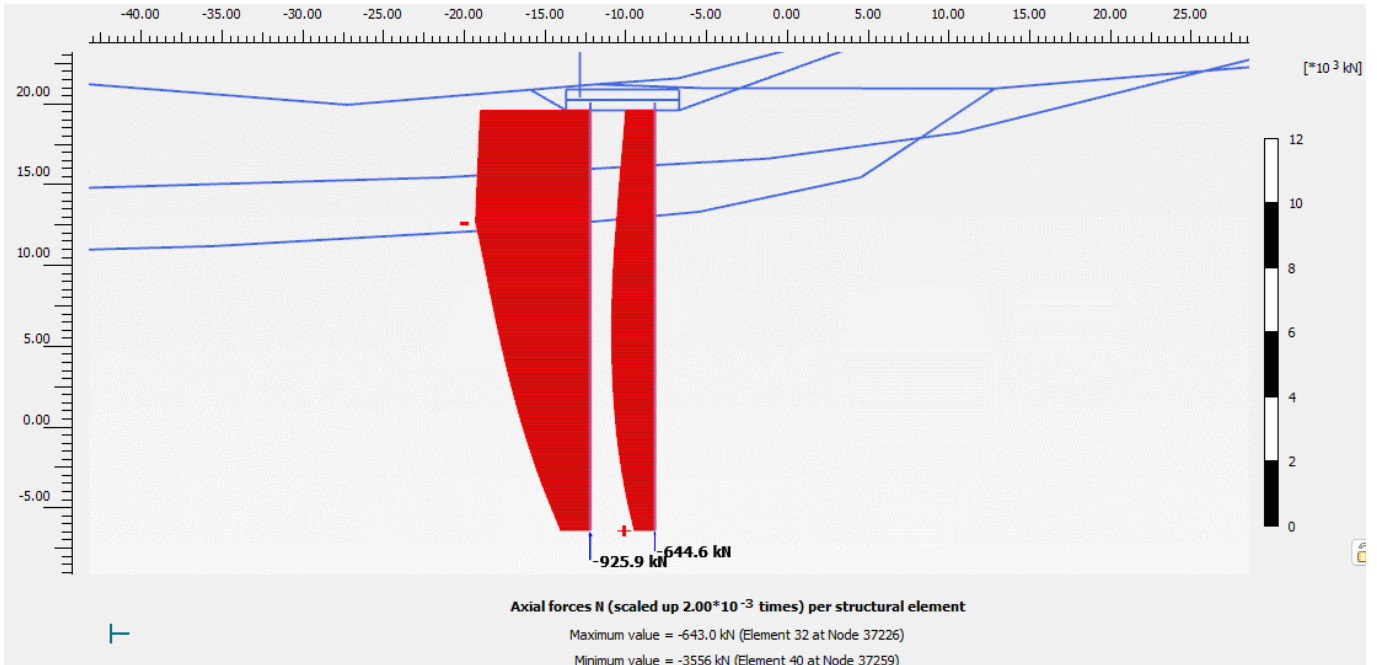


Figura 23. SLU / 1.3. Pali di fondazione. Azione assiale

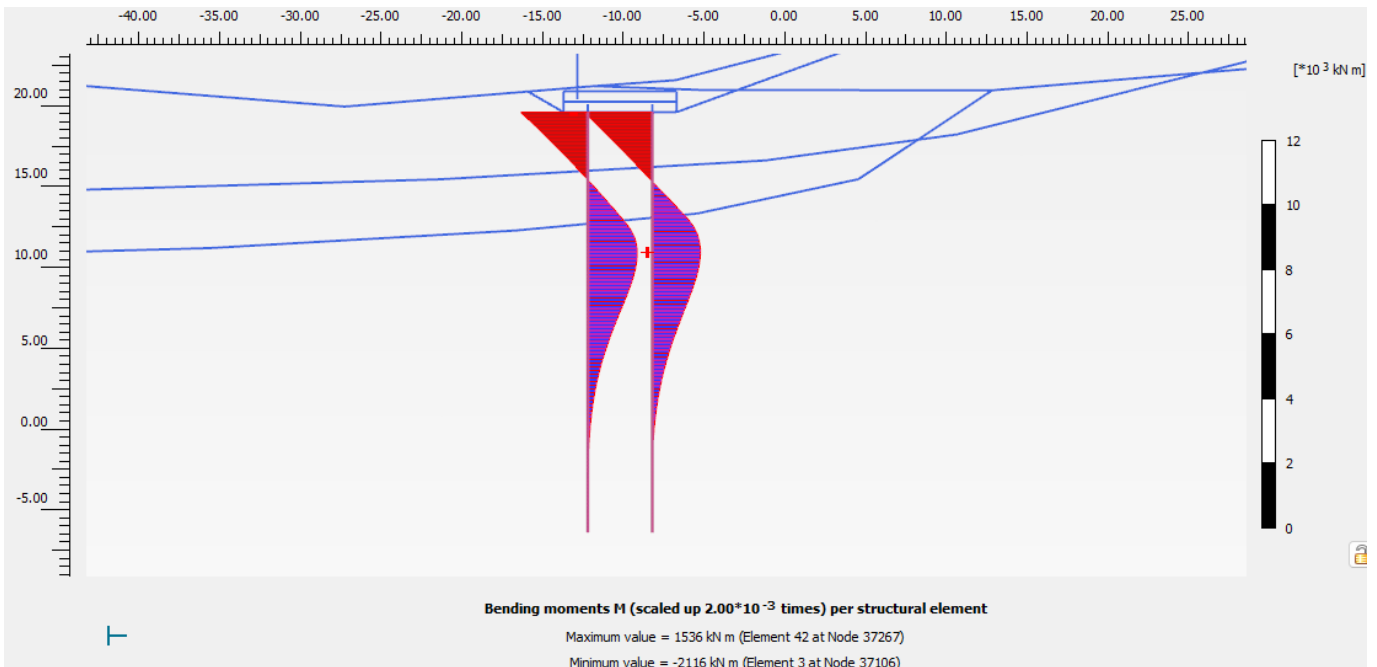


Figura 24. SLU / 1.3. Pali di fondazione. Momento Flettente

Relazione di calcolo muro su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS90	00 Y 78	CL	MU9800 001	A	39 di 73

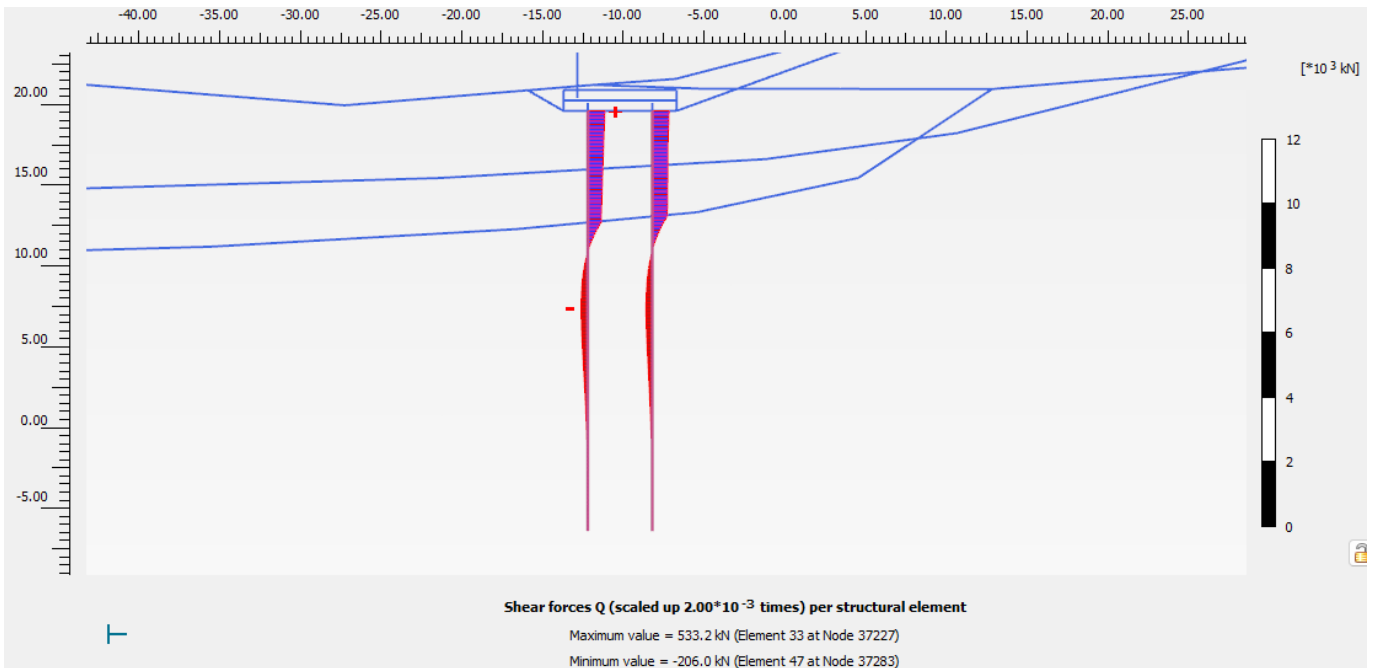


Figura 25. SLV. Pali di fondazione. Taglio

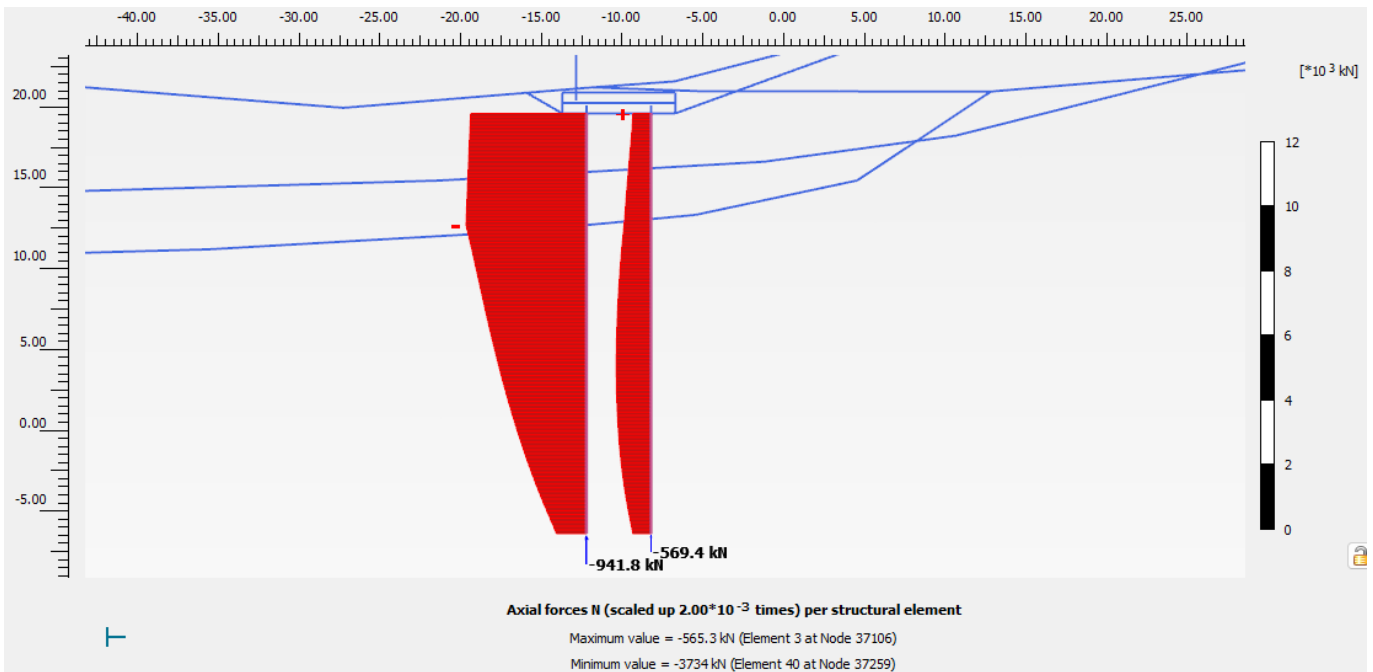


Figura 26. SLV. Pali di fondazione. Azione assiale

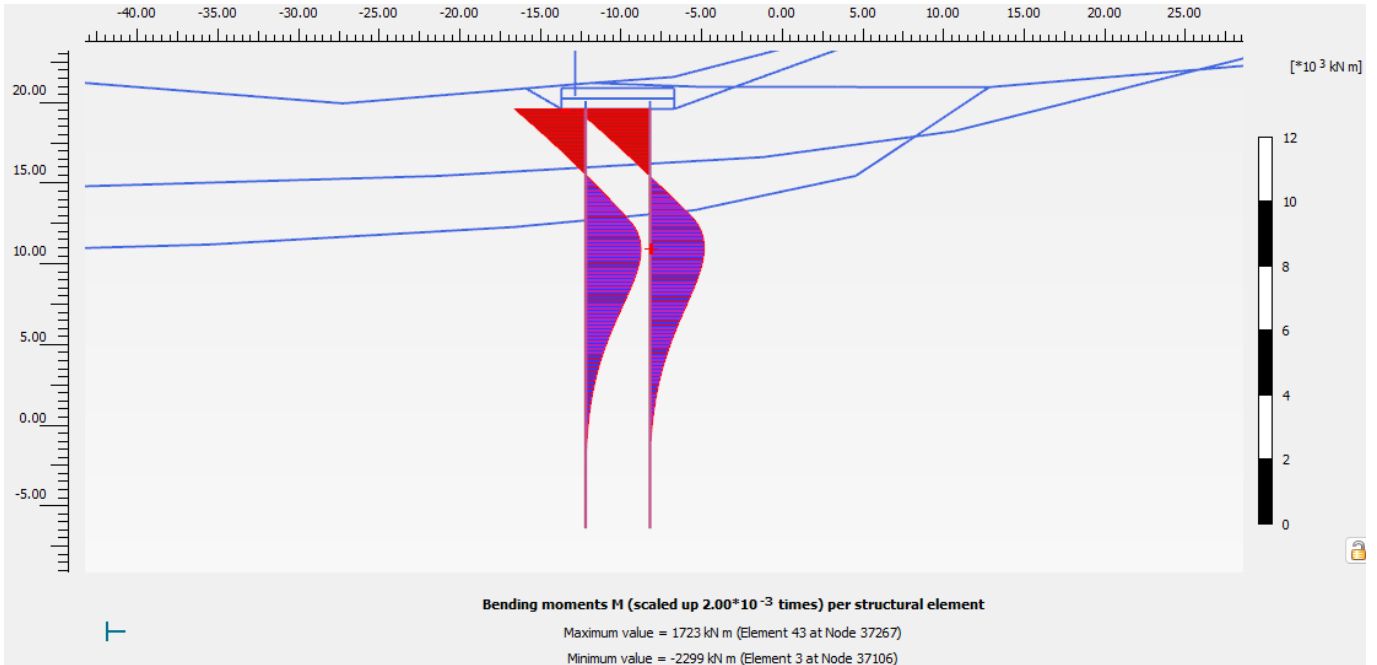


Figura 27. SLV. Pali di fondazione. Momento Flettente

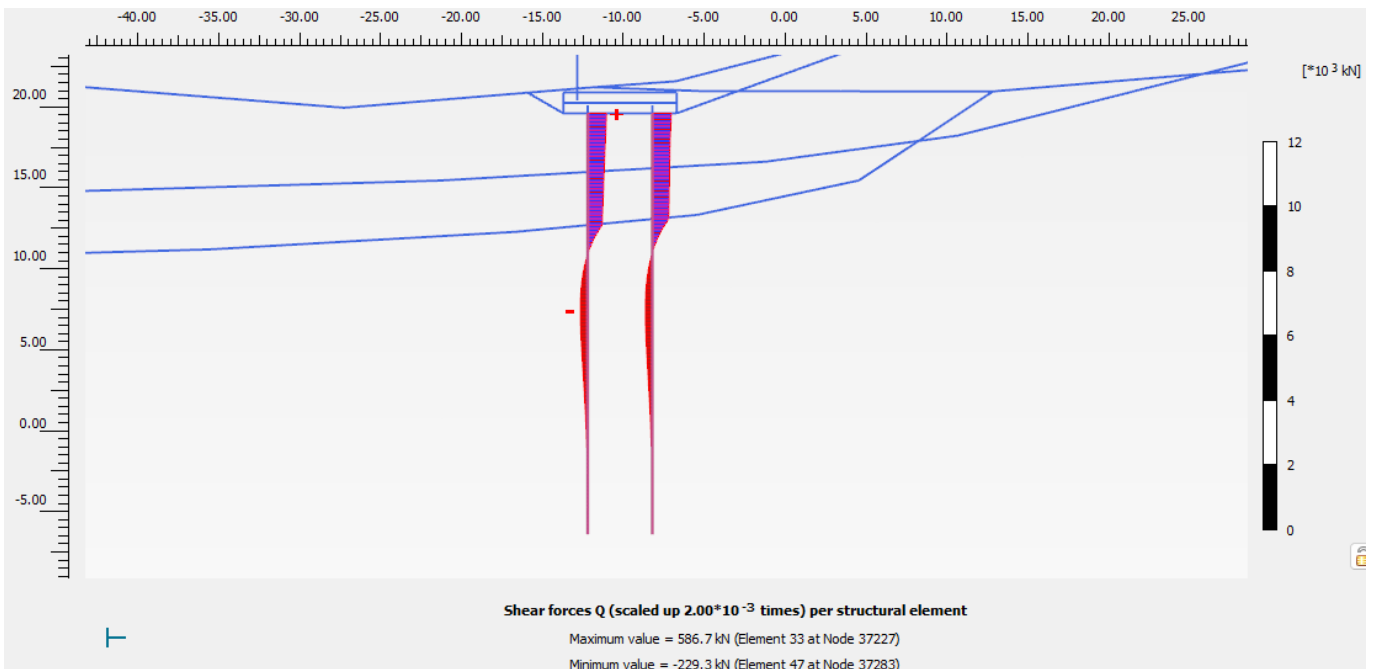


Figura 28. SLV. Pali di fondazione. Taglio

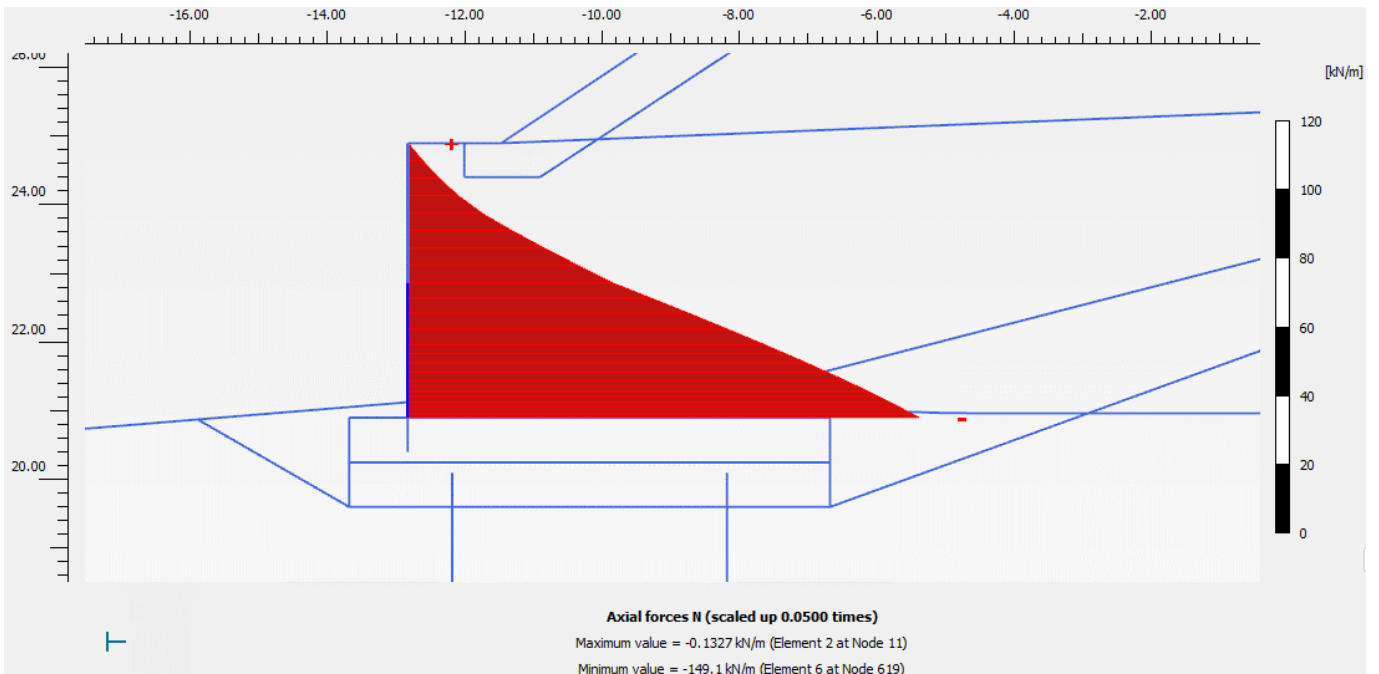


Figura 29. SLE. Paramento in elevazione. Azione assiale

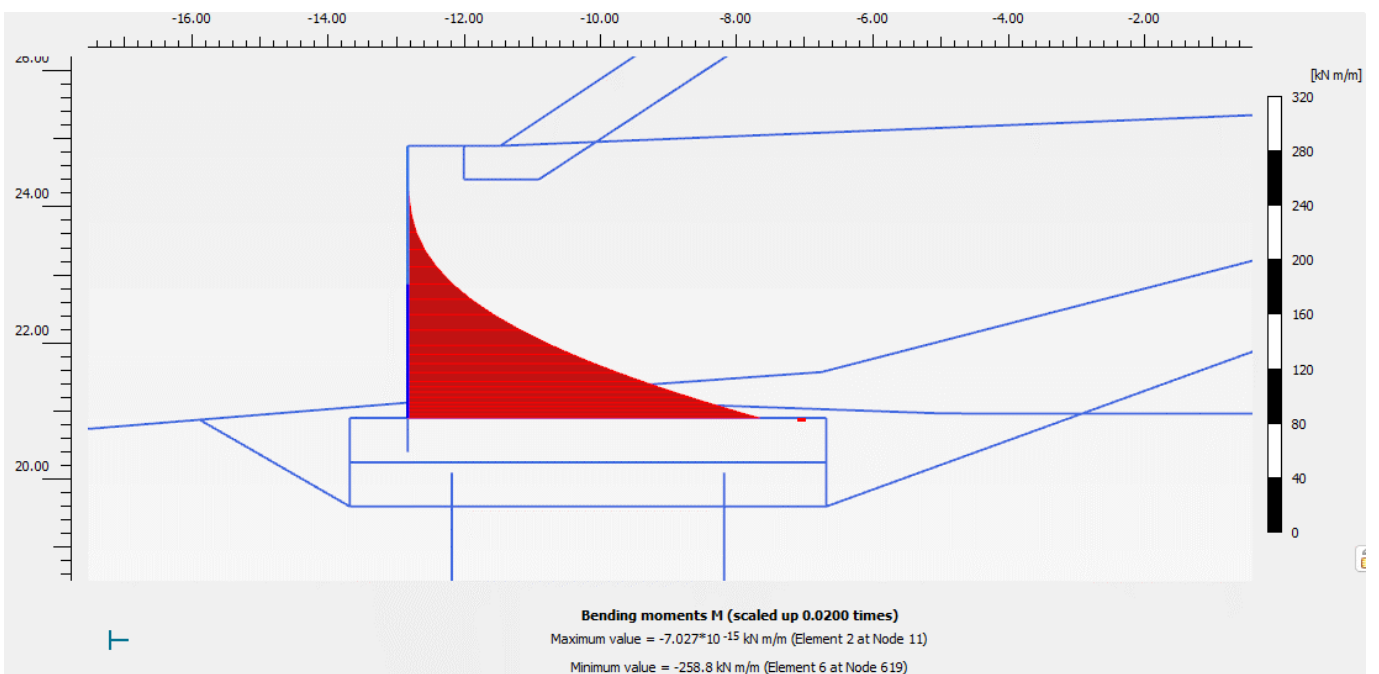


Figura 30. SLE. Paramento in elevazione. Momento Flettente

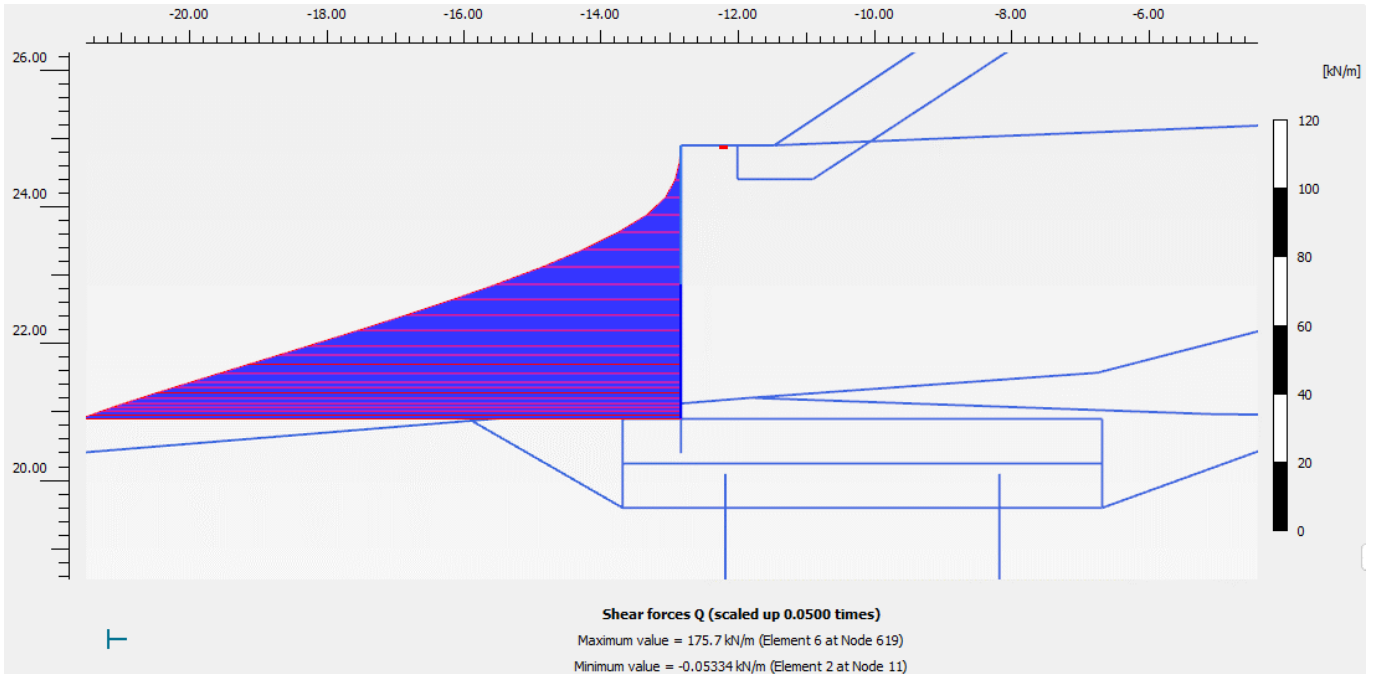


Figura 31. SLE. Paramento in elevazione. Taglio

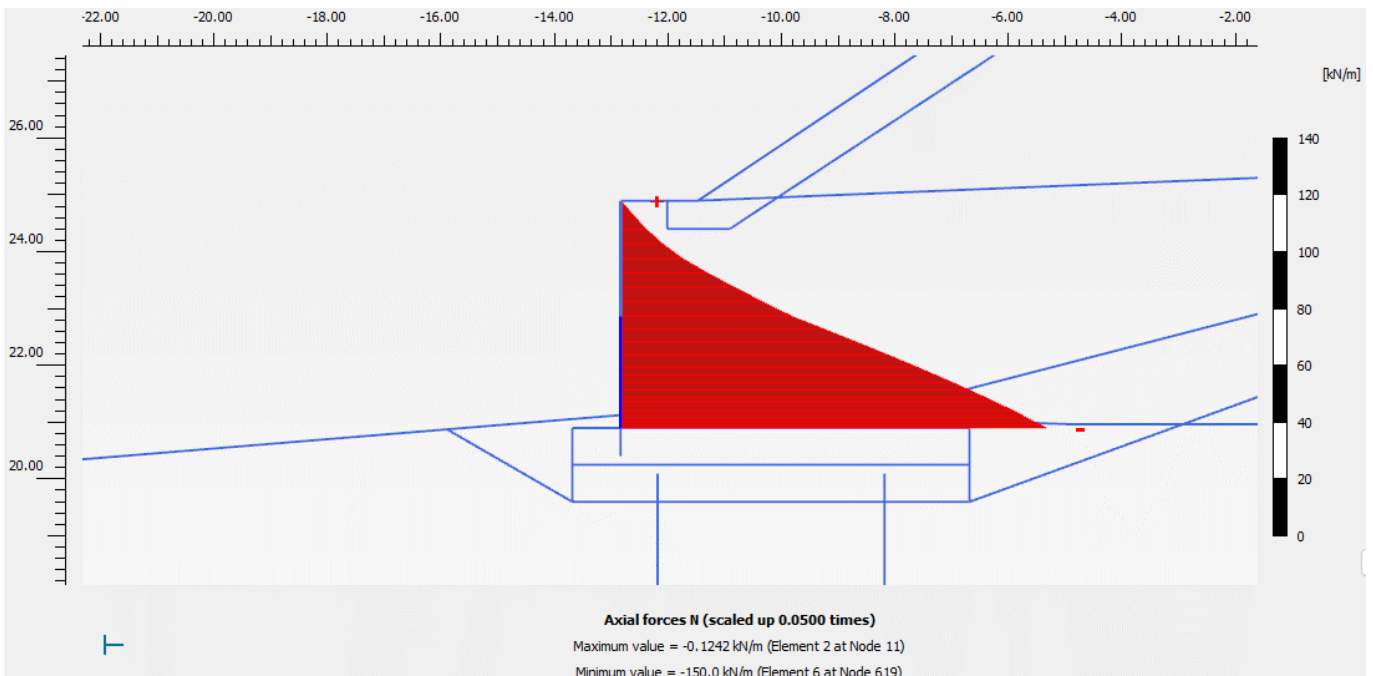


Figura 32. SLU / 1.3. Paramento in elevazione. Azione assiale

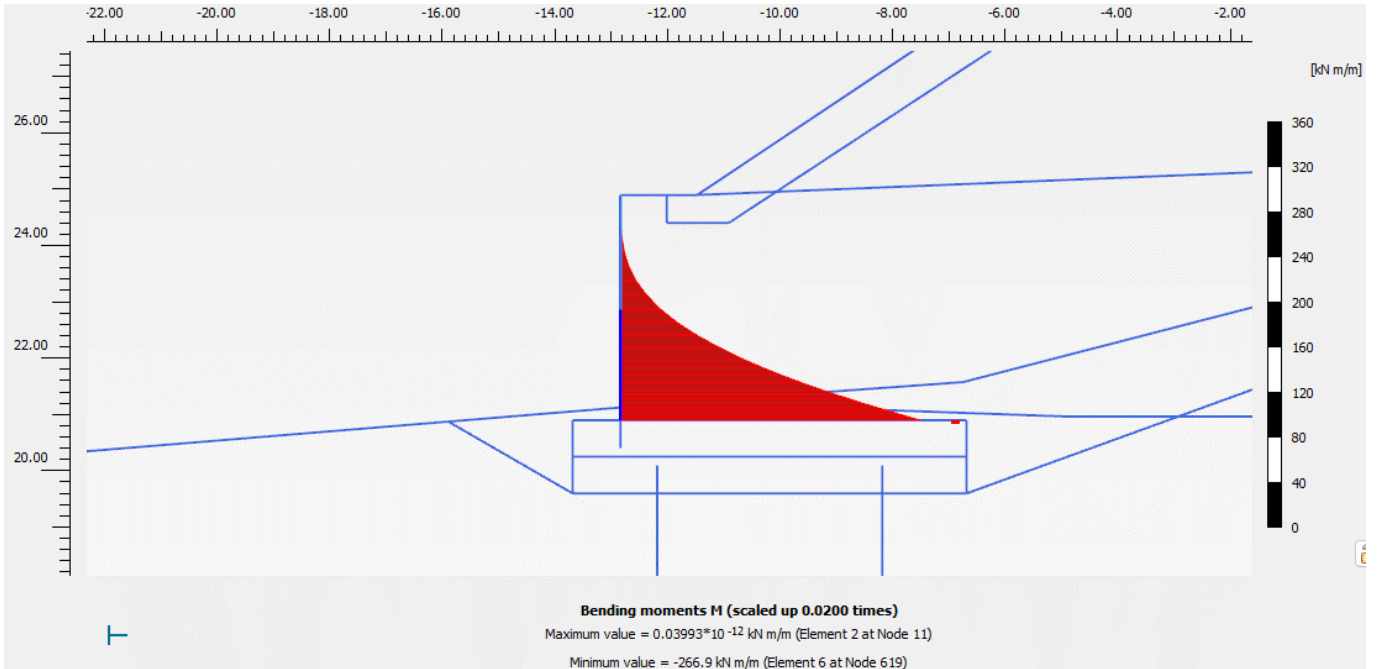


Figura 33. SLU / 1.3. Paramento in elevazione. Momento Flettente

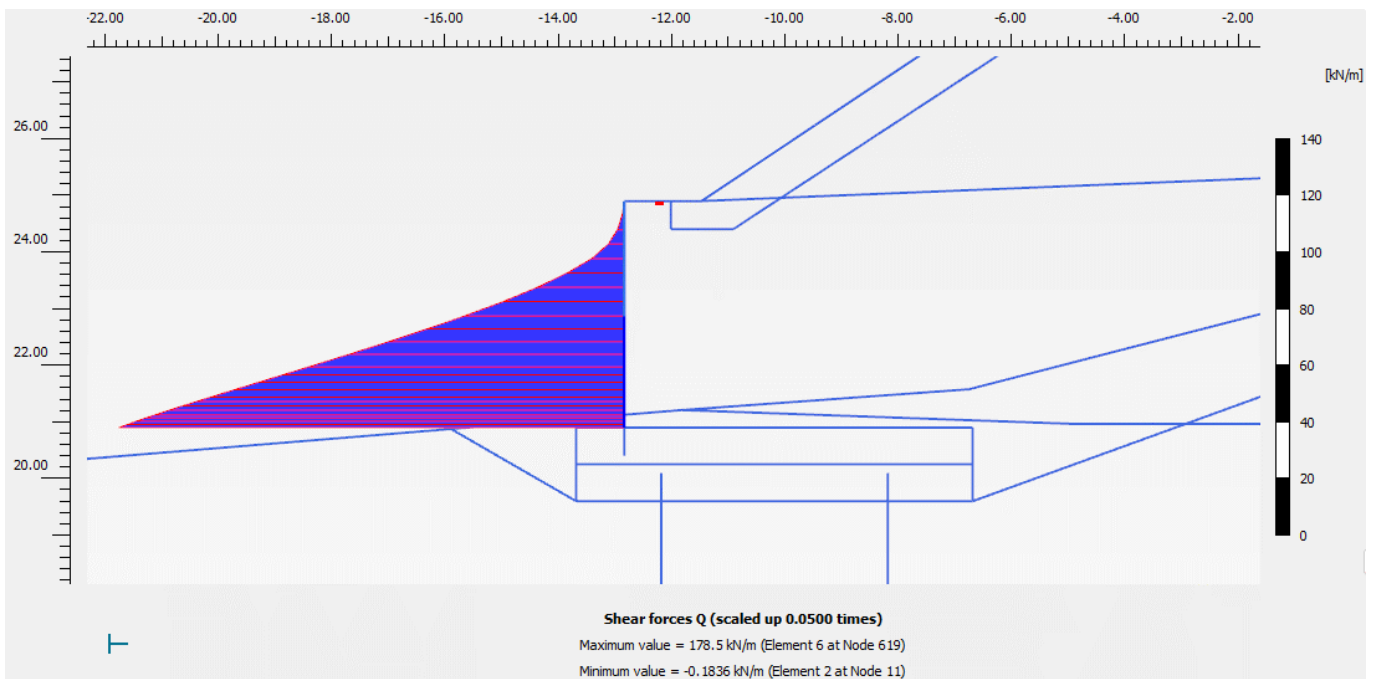


Figura 34. SLV. Paramento in elevazione. Taglio

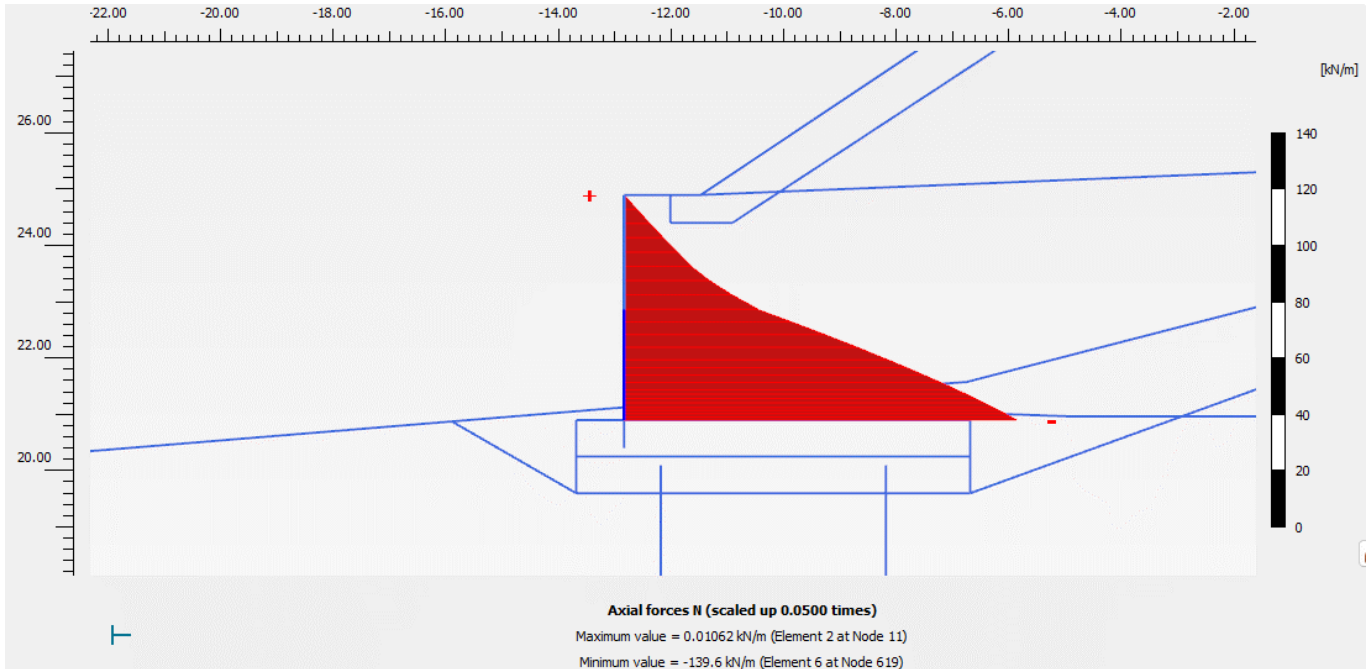


Figura 35. SLV. Paramento in elevazione. Azione assiale

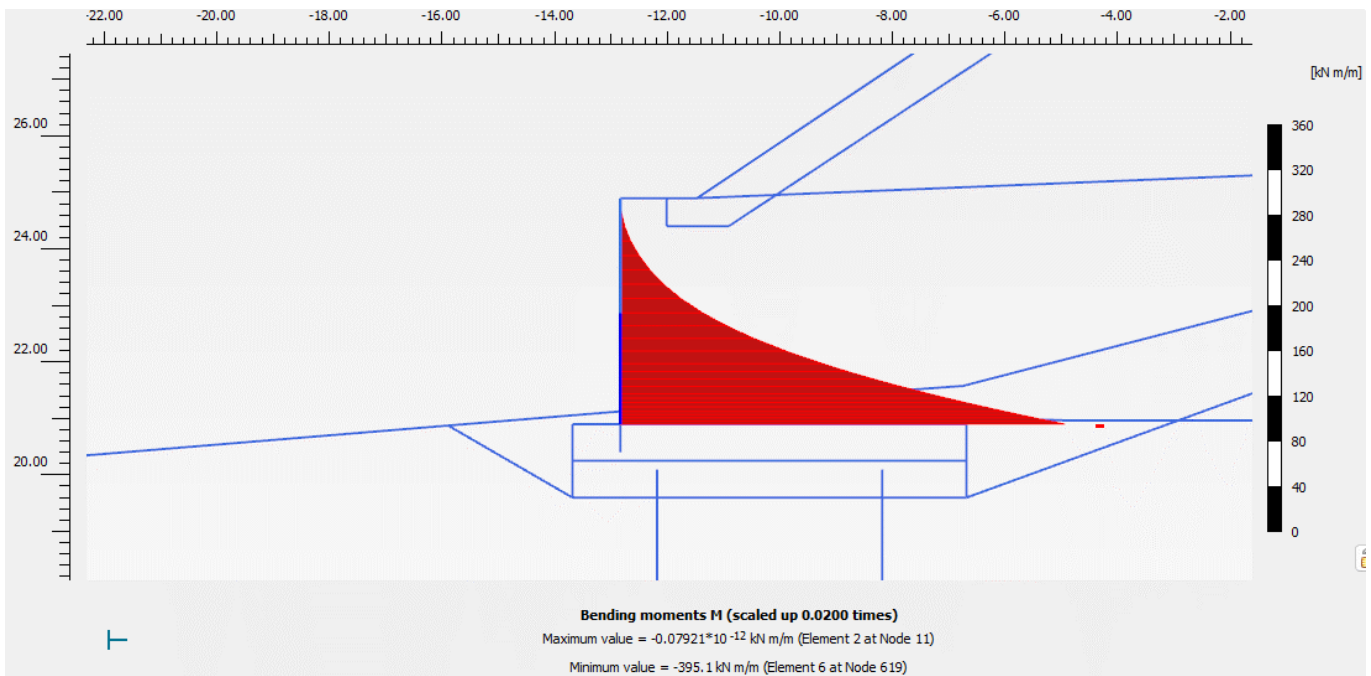


Figura 36. SLV. Paramento in elevazione. Momento Flettente

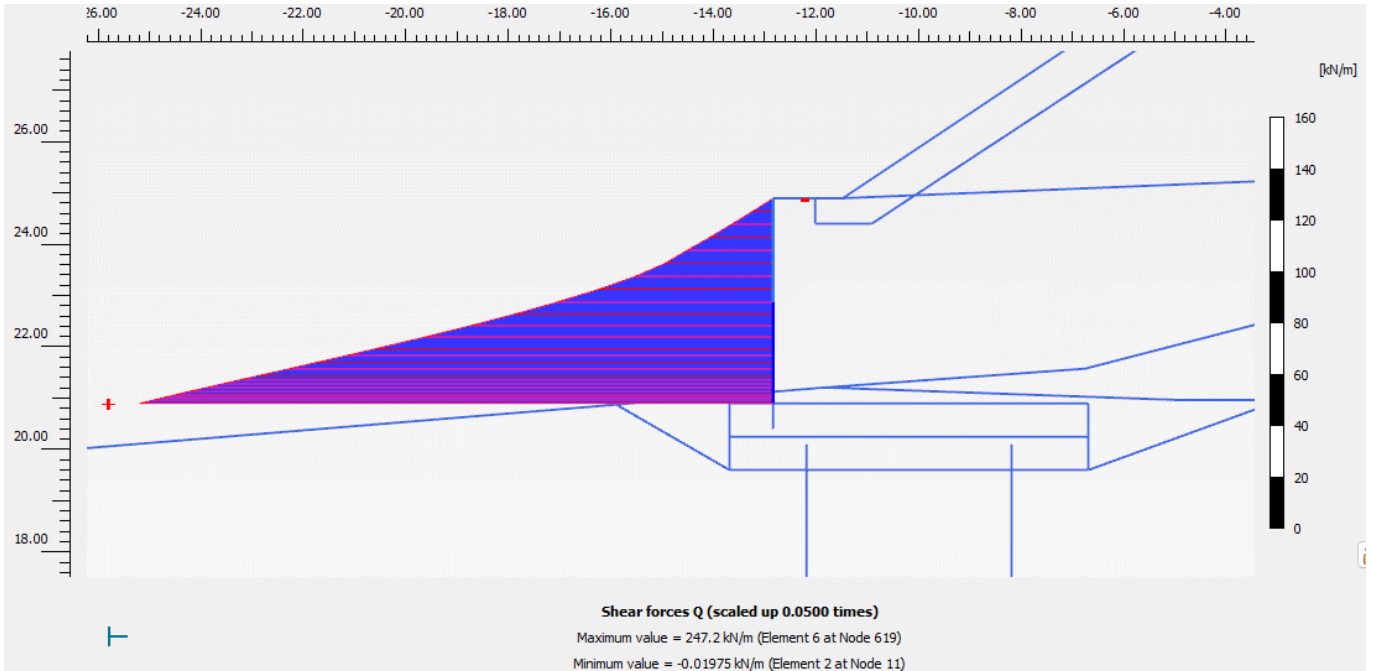


Figura 37. SLV. Paramento in elevazione. Taglio

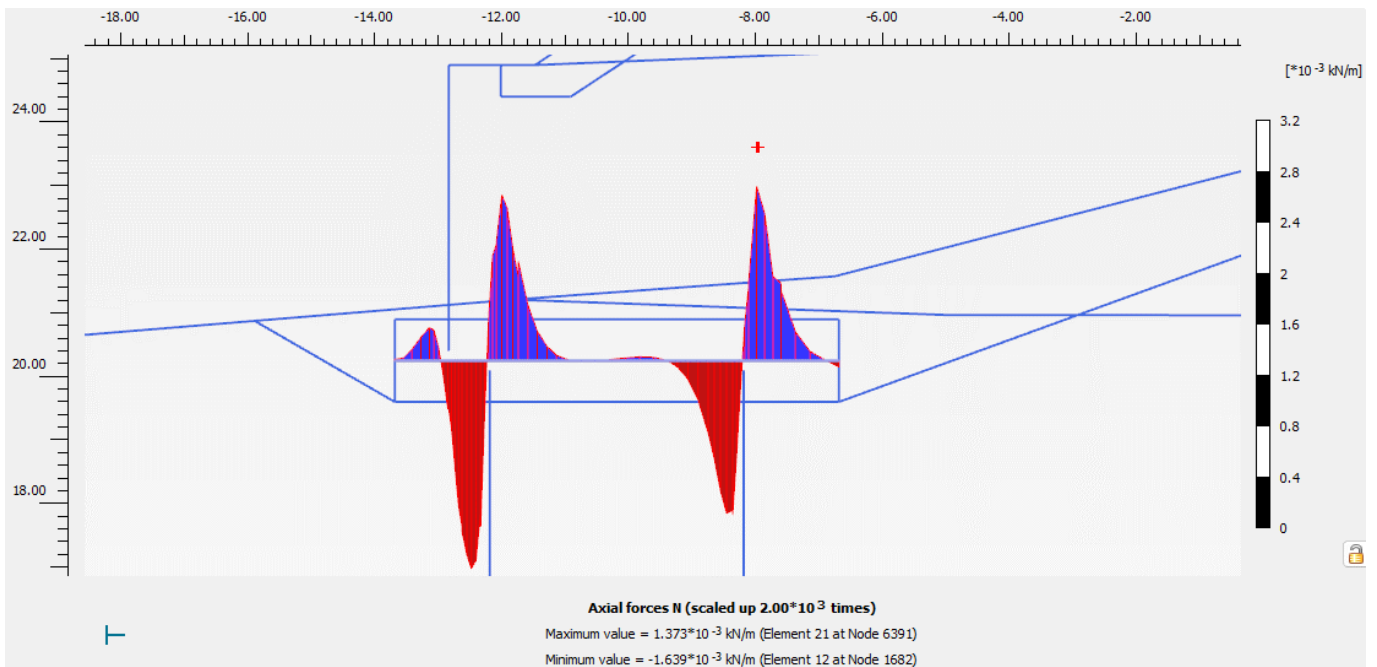


Figura 38. SLE. Soletta di fondazione. Azione assiale

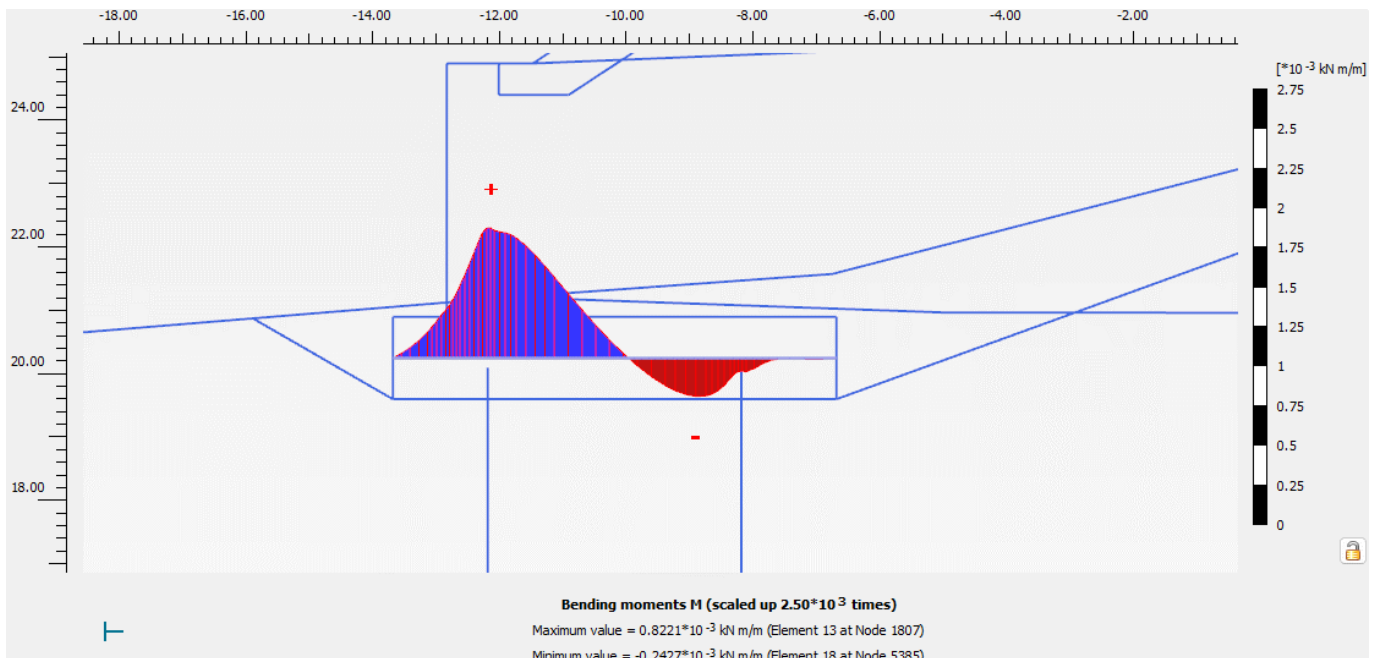


Figura 39. SLE. Soletta di fondazione. Momento Flettente

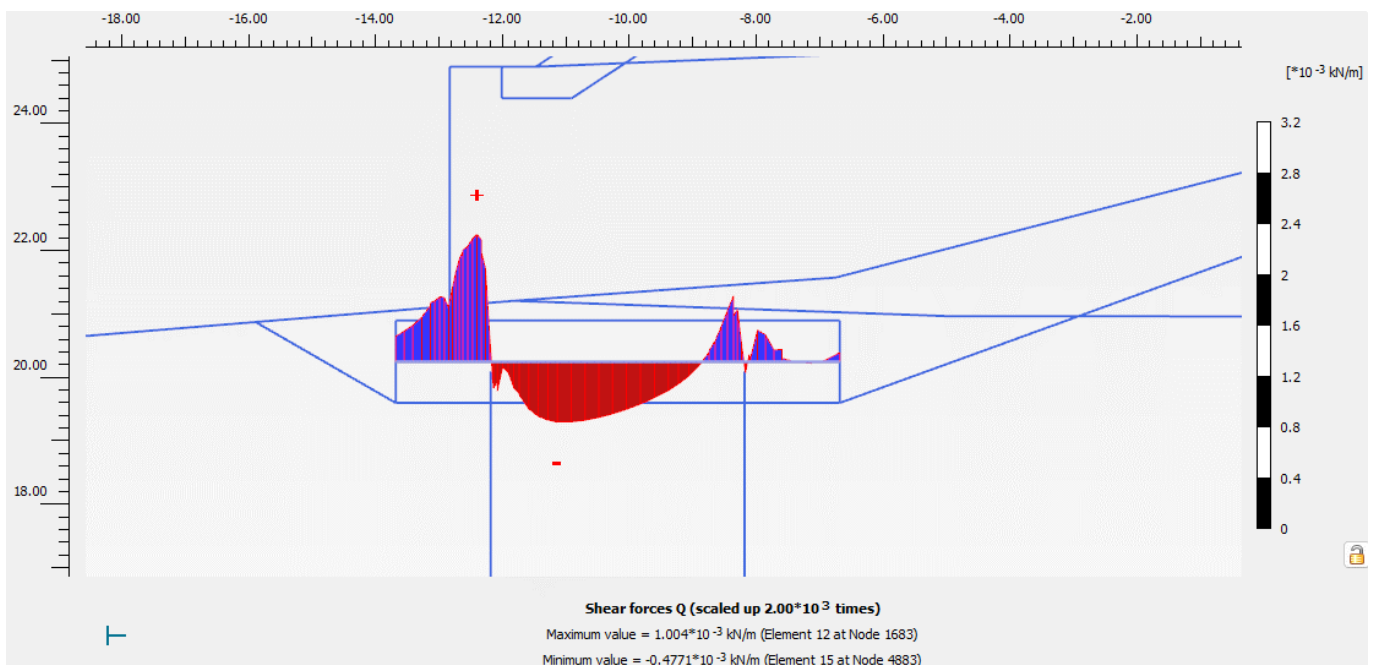


Figura 40. SLE. Soletta di fondazione. Taglio

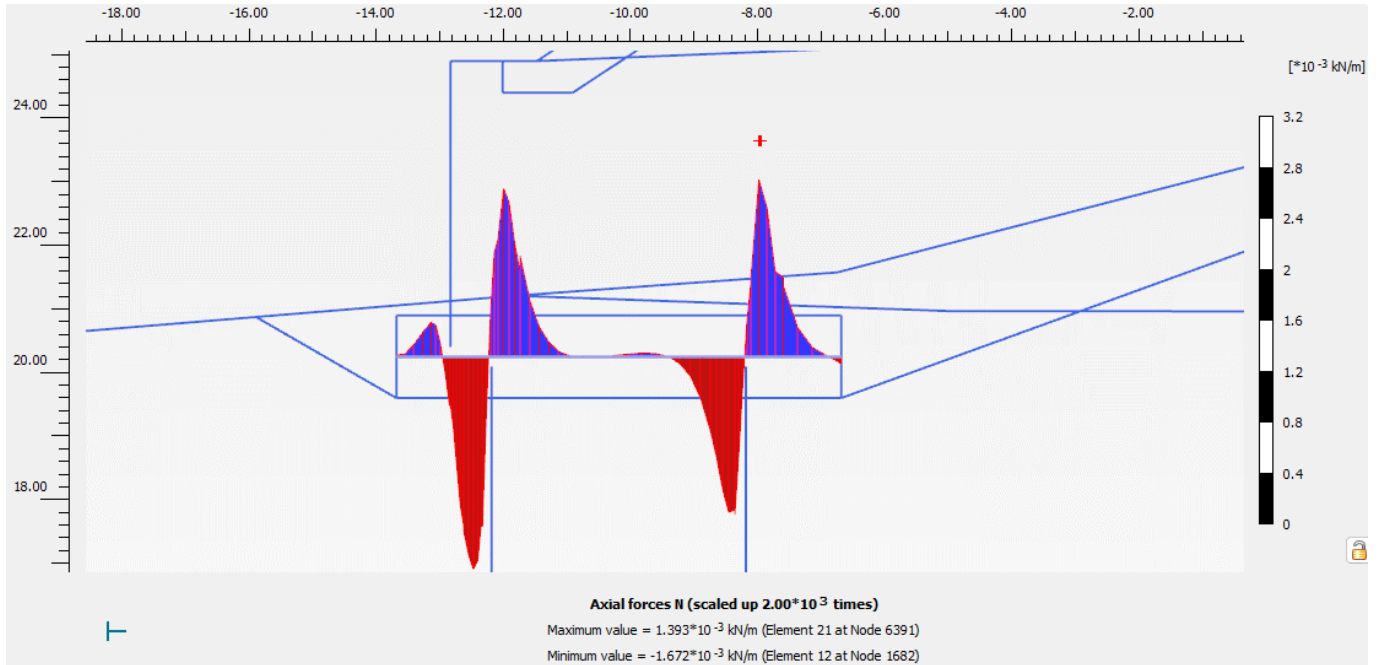


Figura 41. SLU / 1.3. Soletta di fondazione. Azione assiale

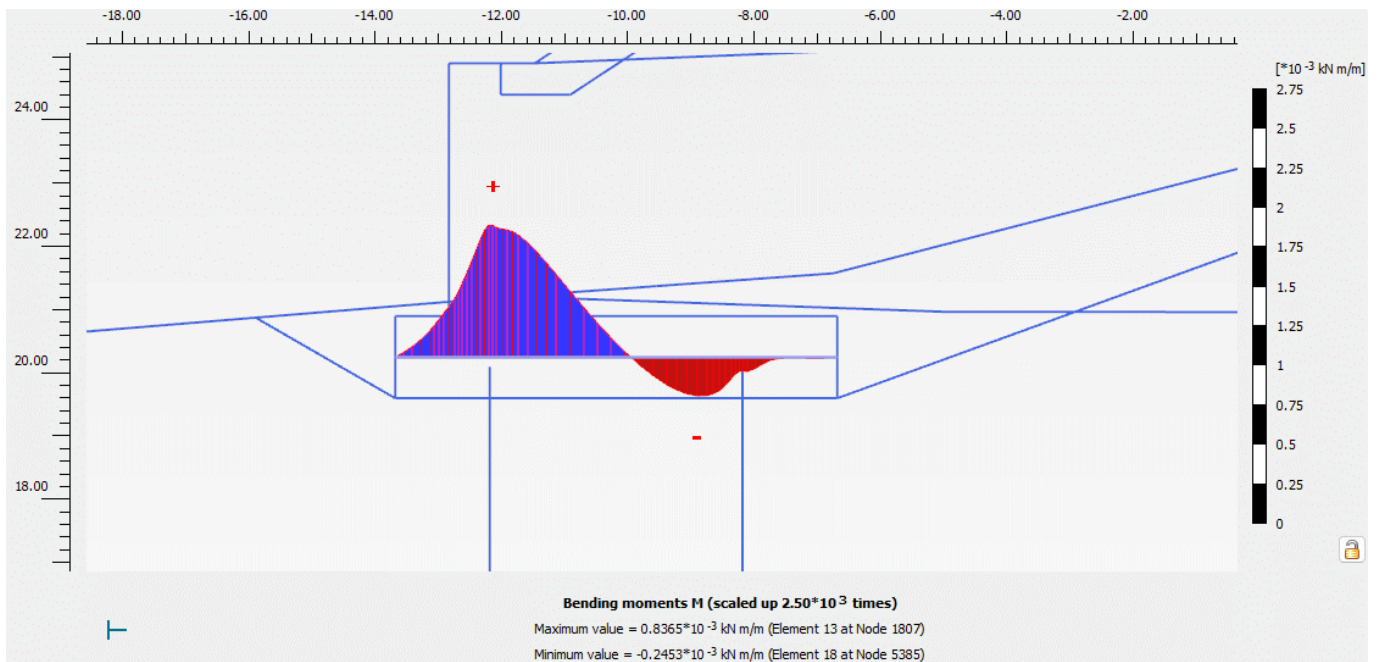


Figura 42. SLU / 1.3. Soletta di fondazione. Momento Flettente

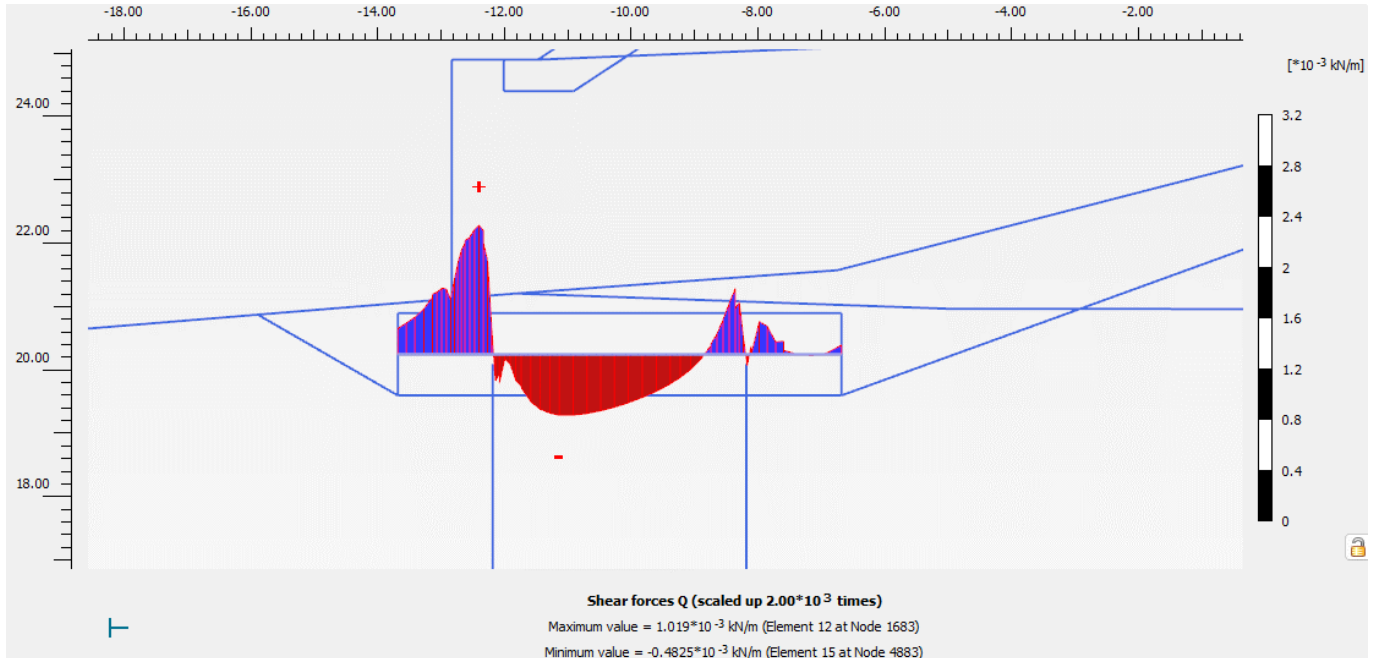


Figura 43. SLV. Soletta di fondazione. Taglio

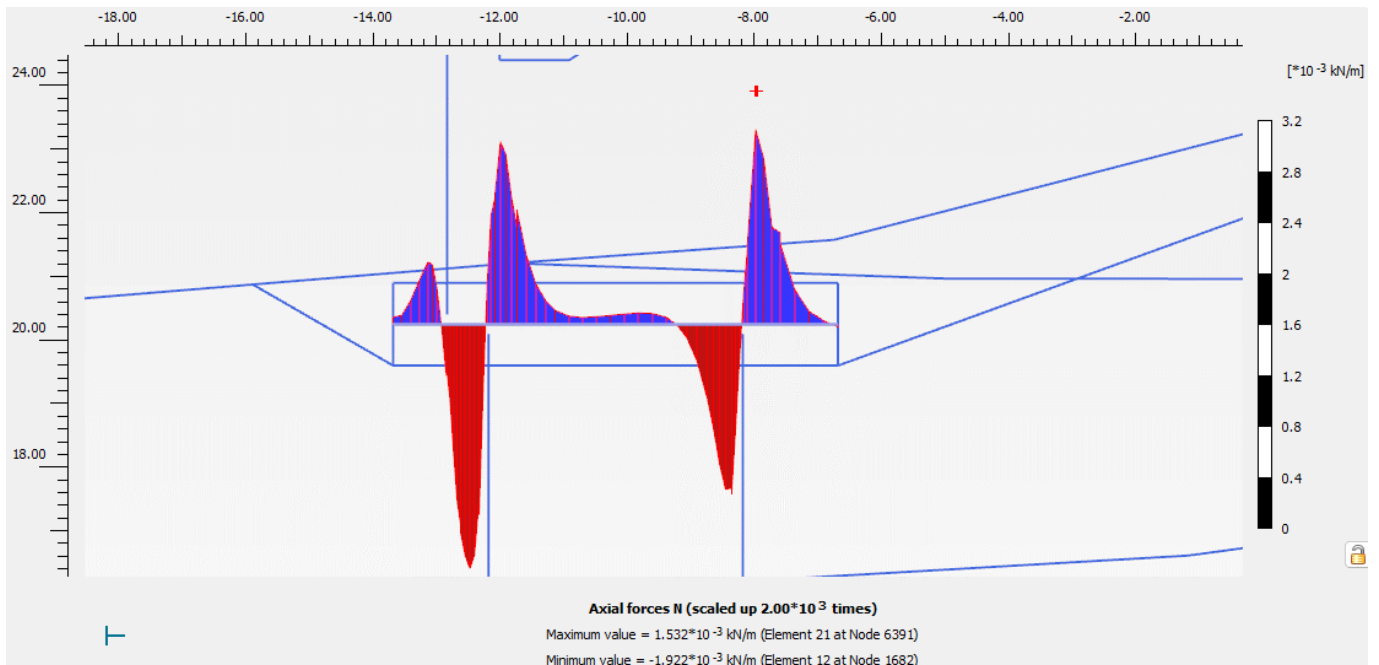


Figura 44. SLV. Soletta di fondazione. Azione assiale

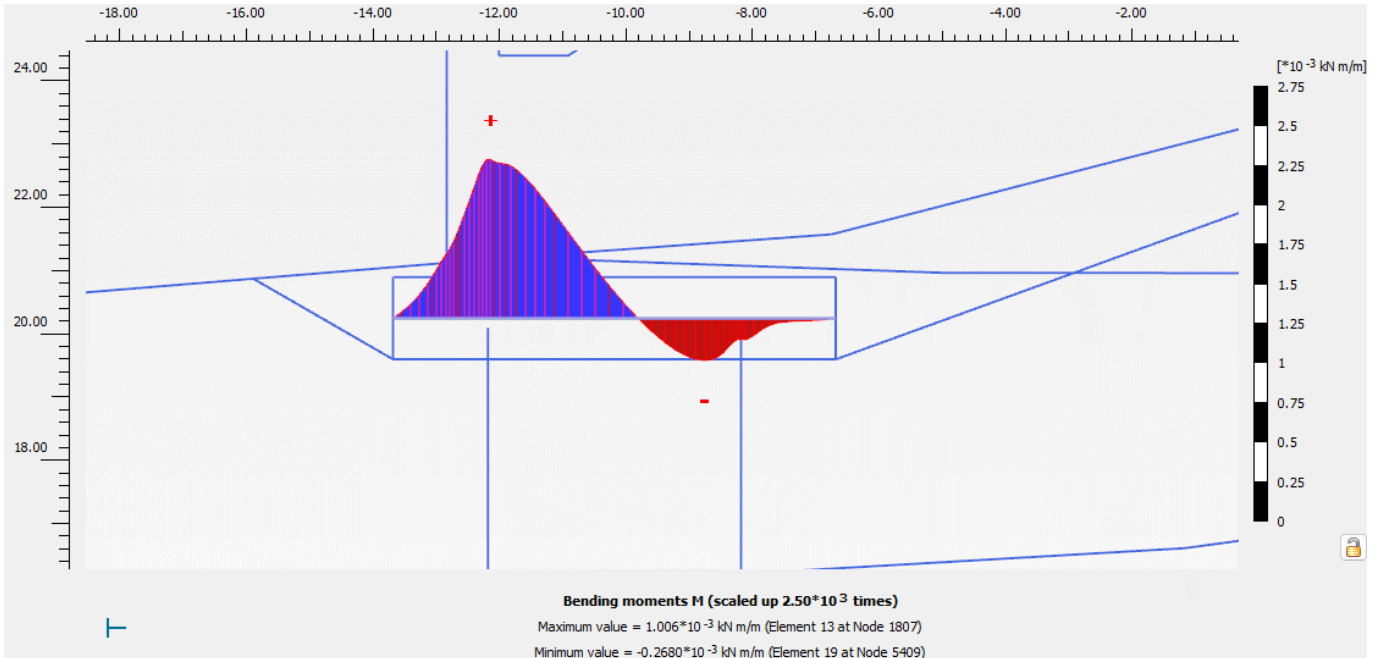


Figura 45. SLV. Soletta di fondazione. Momento Flettente

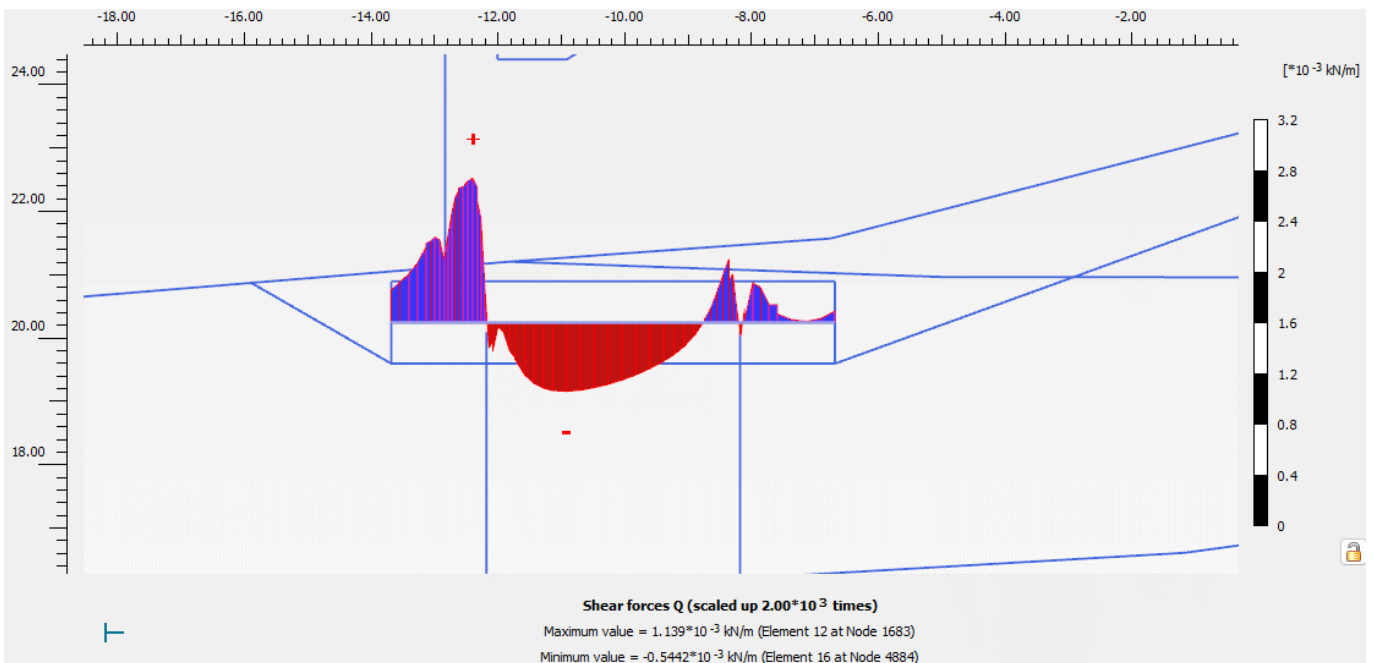


Figura 46. SLV. Soletta di fondazione. Taglio

7.11 Verifiche di capacità portante dei pali in c.a. Ø1200

L'azione assiale massima risultante per i pali di fondazione è:

- 3530 kN allo SLE
- $3556 \cdot 1.3 = 4623$ kN allo SLU STR
- 3734 kN allo SLV

Risultando sempre inferiore alla resistenza di progetto pari a 4670 kN (vedi paragrafo 6.3), la verifica risulta soddisfatta.

7.12 Verifiche di resistenza dei pali in c.a. Ø1200

Si prevede la seguente armatura di calcolo:

- Armatura longitudinale per i primi 2 m di palo: 34+34 Ø30
- Armatura longitudinale per i successivi 13 m di palo: 34 Ø30
- Armatura longitudinale per i restanti 11 m di palo: 20 Ø20
- Spirale: Ø12/20

L'incidenza corrispondente è circa pari a 170 kg/m^3 .

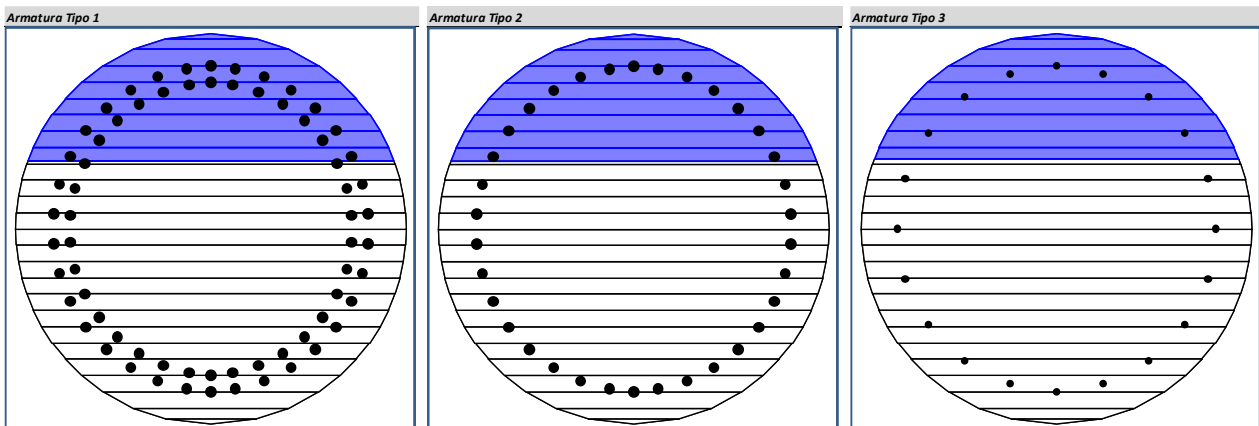


Figura 47. Sezioni tipo di verifica dei pali della paratia di valle

Nel seguito si riportano i dettagli della verifica svolta allo SLU e allo SLE, in formato grafico per tutti i nodi i punti di integrazione degli elementi finiti che modellano i pali, per le principali condizioni di verifica considerate. In legenda nei grafici sono indicate le combinazioni di carico di verifica, per la fase SLE, per la fase SLU statica (amplificata per $\gamma_R = 1.3$) e la fase SLV sismica. Le verifiche sono condotte sia sui pali più a valle (Palo 1) che per quelli più a monte (Palo 2), avendo una disposizione a quinconce con entrambi gli allineamenti modellati nell'analisi.

Essendo le sollecitazioni di verifica sempre inferiori alle resistenze di progetto, le verifiche sono soddisfatte.

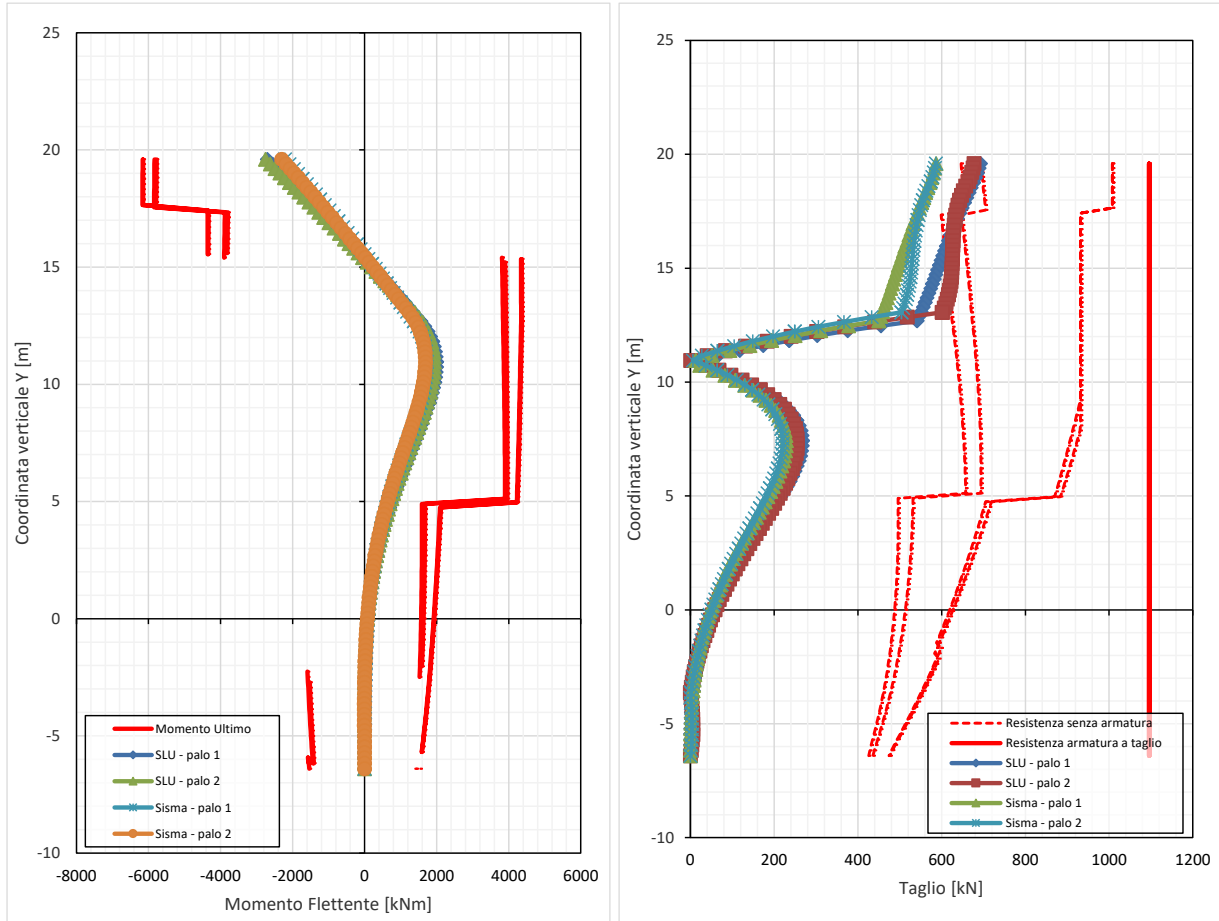


Figura 48. Verifiche SLU a momento flettente e taglio

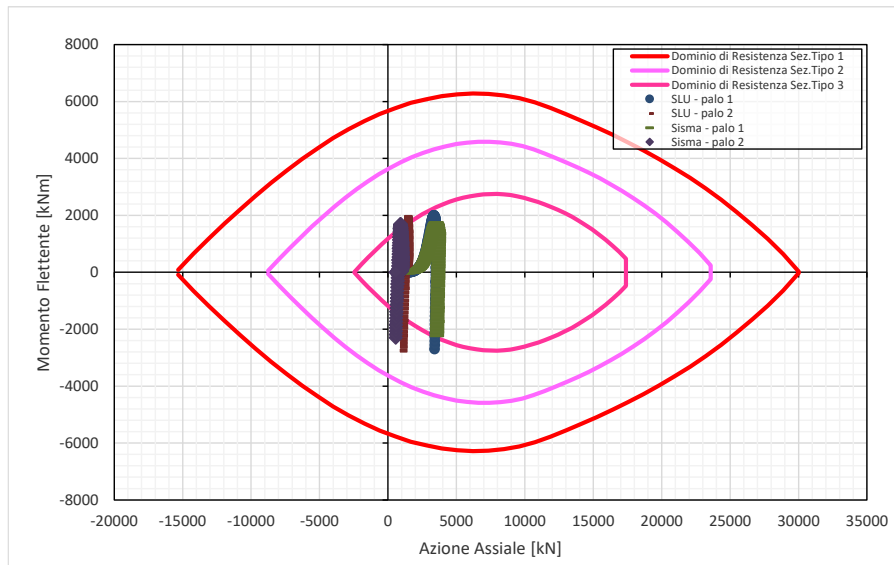


Figura 7-49. Dominio di resistenza

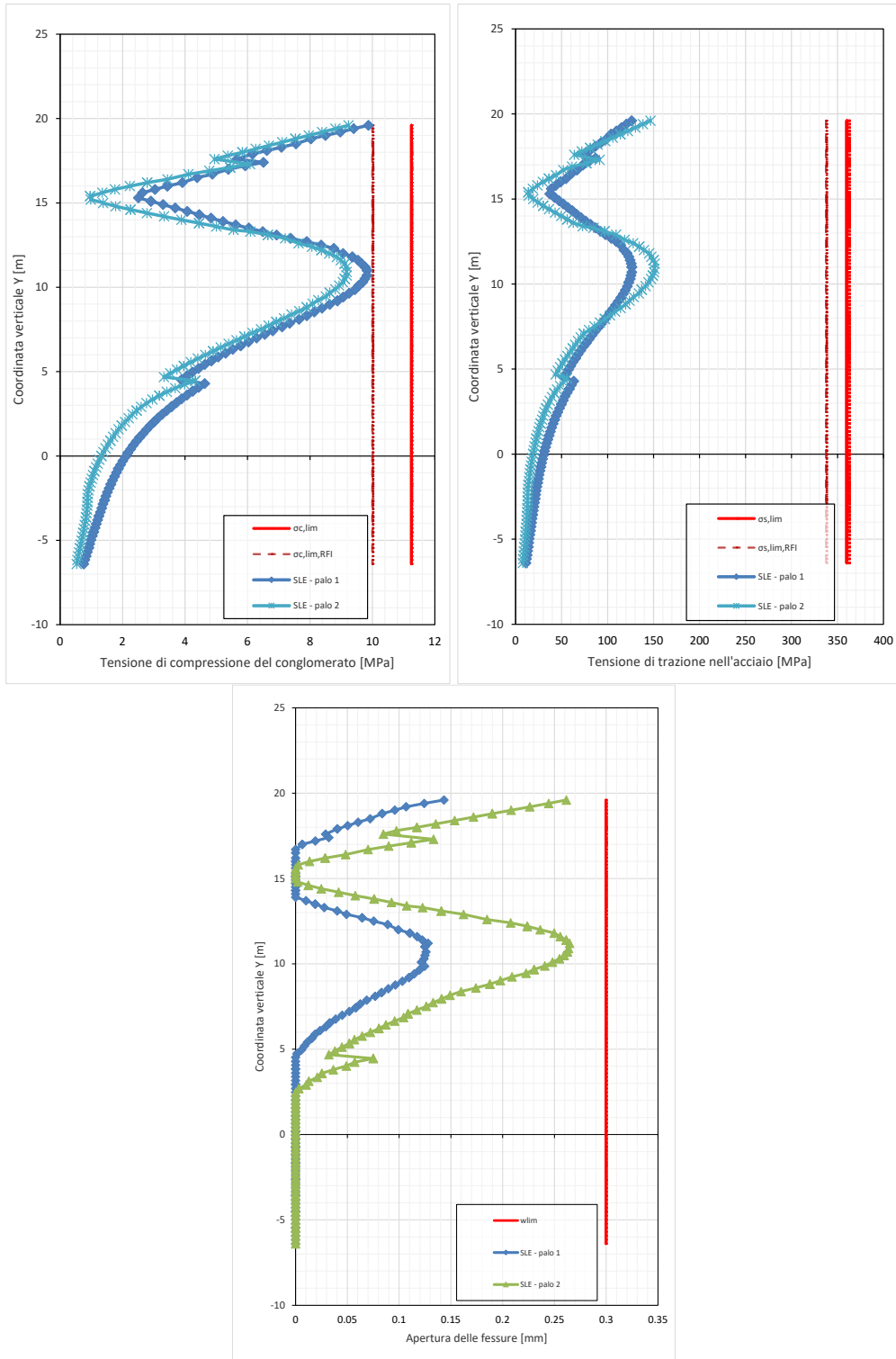


Figura 7-50. Verifiche SLE tensionali e a fessurazione

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE (Lotto 1+2) NUOVA VIABILITA' NV02					
	Relazione di calcolo muro su pali	COMMESSA RS90	LOTTO 00 Y 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU9800 001	REV. A

7.13 Verifiche soletta di fondazione di spessore 130 cm

Si prevede la seguente armatura di calcolo, per 1 m di sviluppo longitudinale di muro:

- Armatura longitudinale: 10+8 Ø26
- Armatura a taglio (spilli): Ø12/20/40

Considerando ferri di ripartizione 1+1 Ø16/20, l'incidenza corrispondente è circa pari a 100 kg/m³.

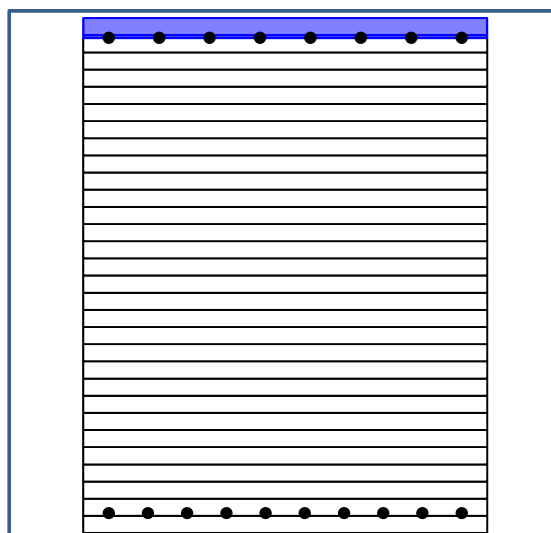


Figura 51. Sezioni tipo di verifica dei pali della paratia di valle

Nel seguito si riportano i dettagli della verifica svolta allo SLU e allo SLE, in formato grafico per tutti i nodi i punti di integrazione degli elementi finiti che modellano l'elemento strutturale, per le principali condizioni di verifica considerate. In legenda nei grafici sono indicate le combinazioni di carico di verifica, per la fase SLE, per la fase SLU statica (amplificata per $\gamma_R = 1.3$) e la fase SLV sismica.

Essendo le sollecitazioni di verifica sempre inferiori alle resistenze di progetto, le verifiche sono soddisfatte.

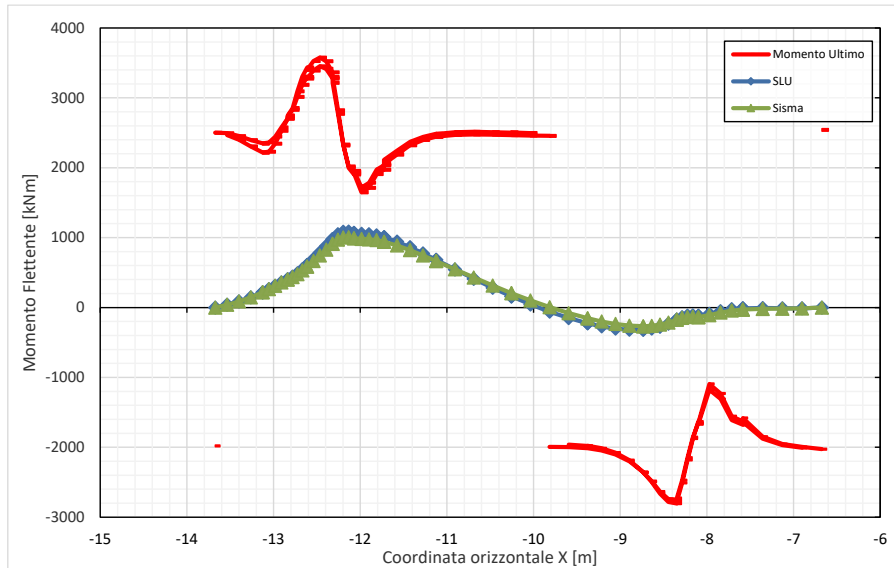


Figura 52. Verifiche SLU a momento flettente

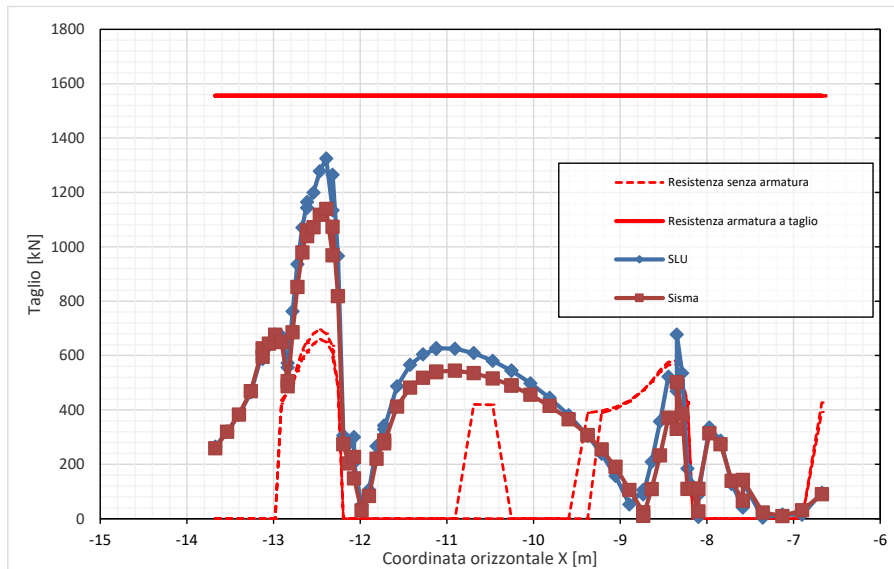


Figura 53. Verifiche SLU a taglio

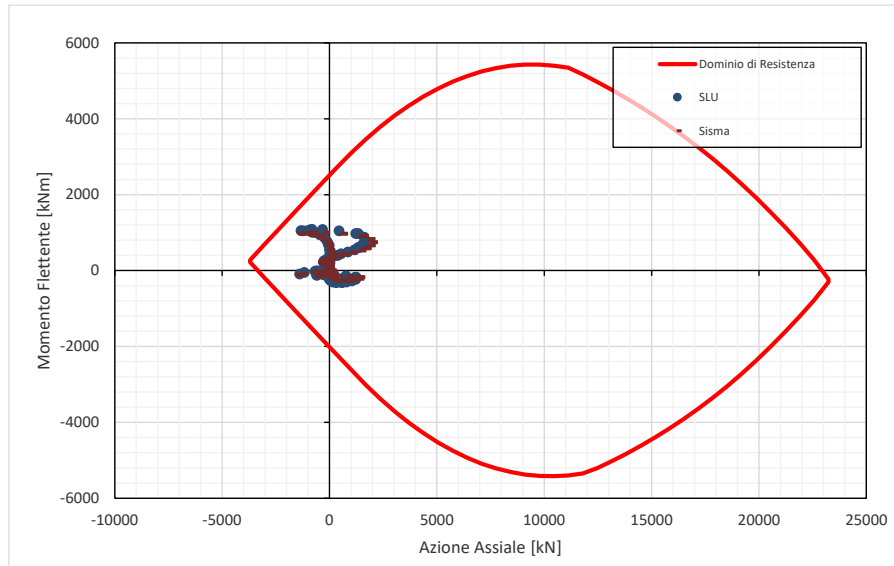


Figura 7-54. Dominio di resistenza

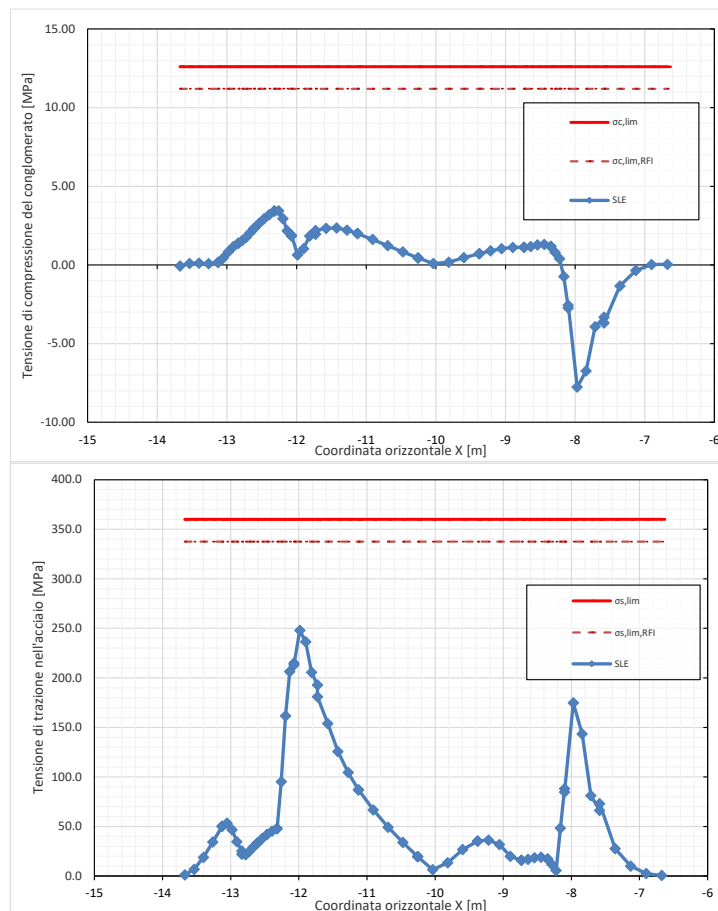


Figura 7-55. Verifiche SLE tensionali

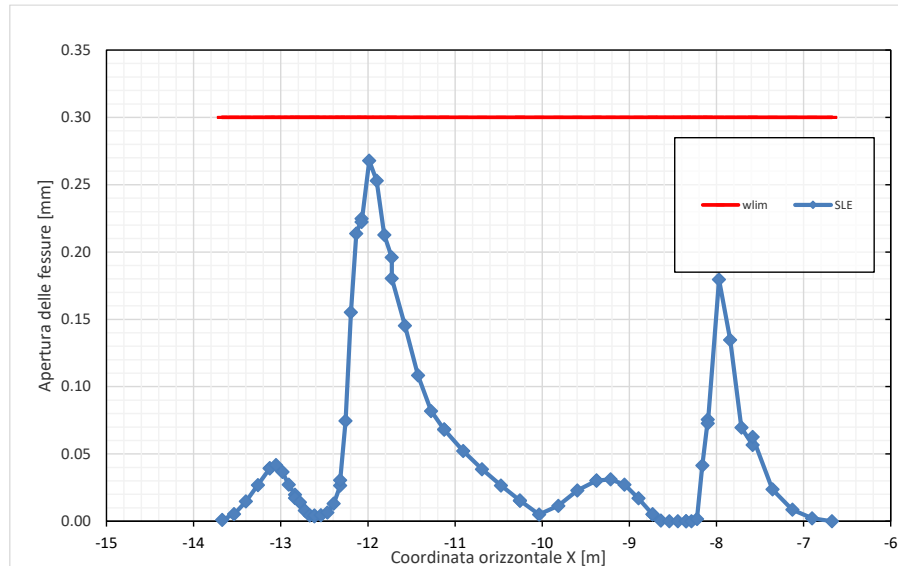


Figura 7-56. Verifiche SLE a fessurazione

7.14 Verifiche paramento in elevazione di spessore 120 cm

Si prevede la seguente armatura di calcolo, per 1 m di sviluppo longitudinale di muro:

- Armatura longitudinale: 5+5 Ø20
- Armatura a taglio (spilli): Ø12/30/40

Considerando ferri di ripartizione 1+1 Ø16/20, l'incidenza corrispondente è circa pari a 55 kg/m³.

Nel seguito si riportano i dettagli della verifica svolta allo SLU e allo SLE, in formato grafico per tutti i nodi i punti di integrazione degli elementi finiti che modellano l'elemento strutturale, per le principali condizioni di verifica considerate. In legenda nei grafici sono indicate le combinazioni di carico di verifica, per la fase SLE, per la fase SLU statica (amplificata per $\gamma_R = 1.3$) e la fase SLV sismica.

Essendo le sollecitazioni di verifica sempre inferiori alle resistenze di progetto, le verifiche sono soddisfatte.

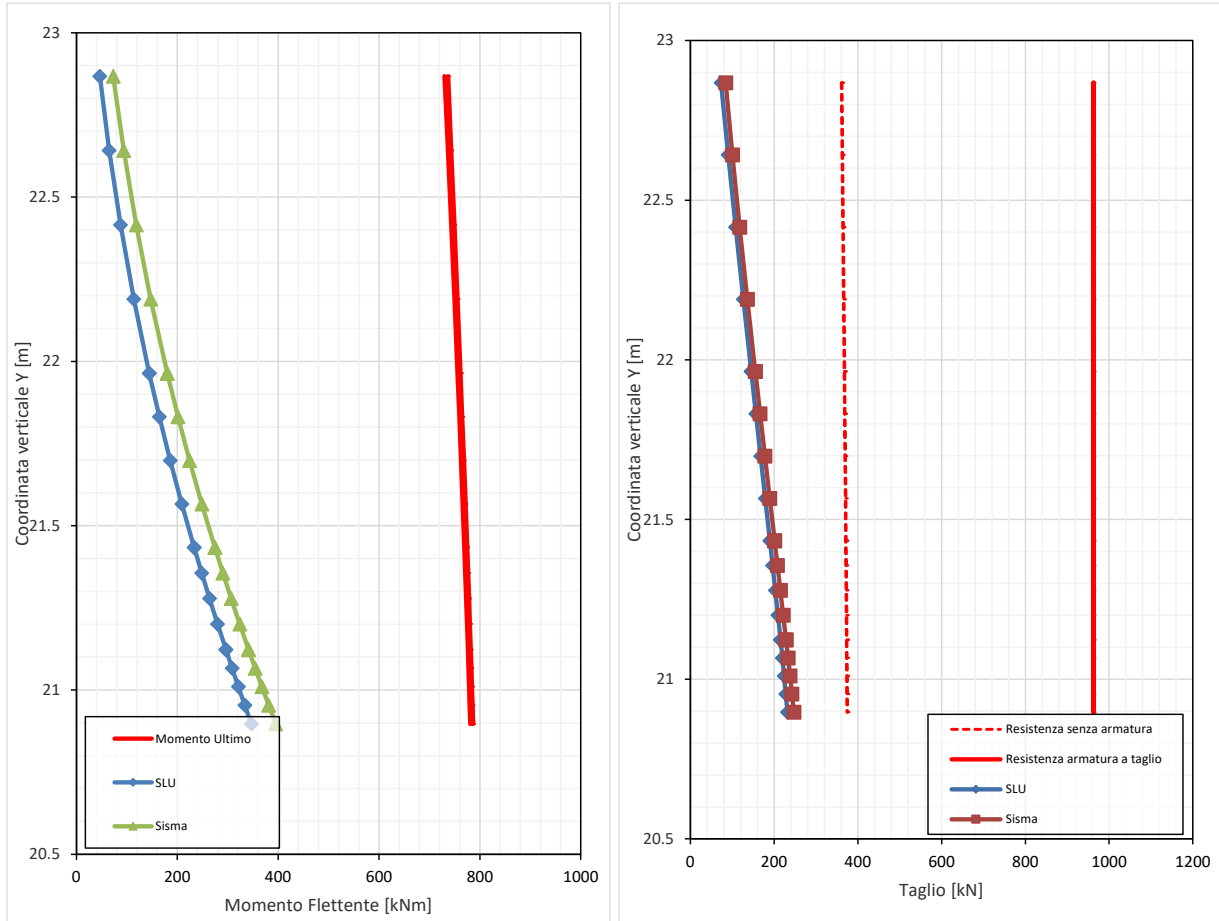


Figura 57. Verifiche SLU a momento flettente e taglio

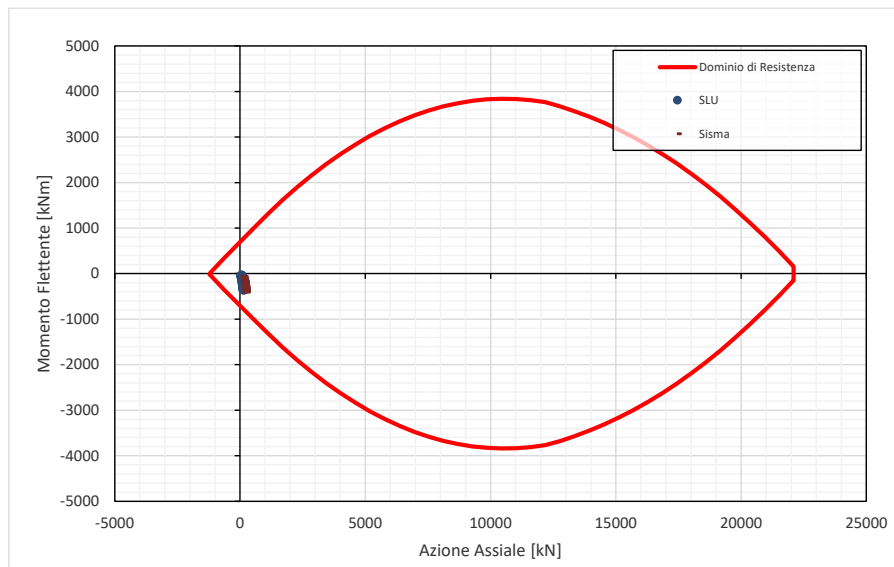


Figura 7-58. Dominio di resistenza

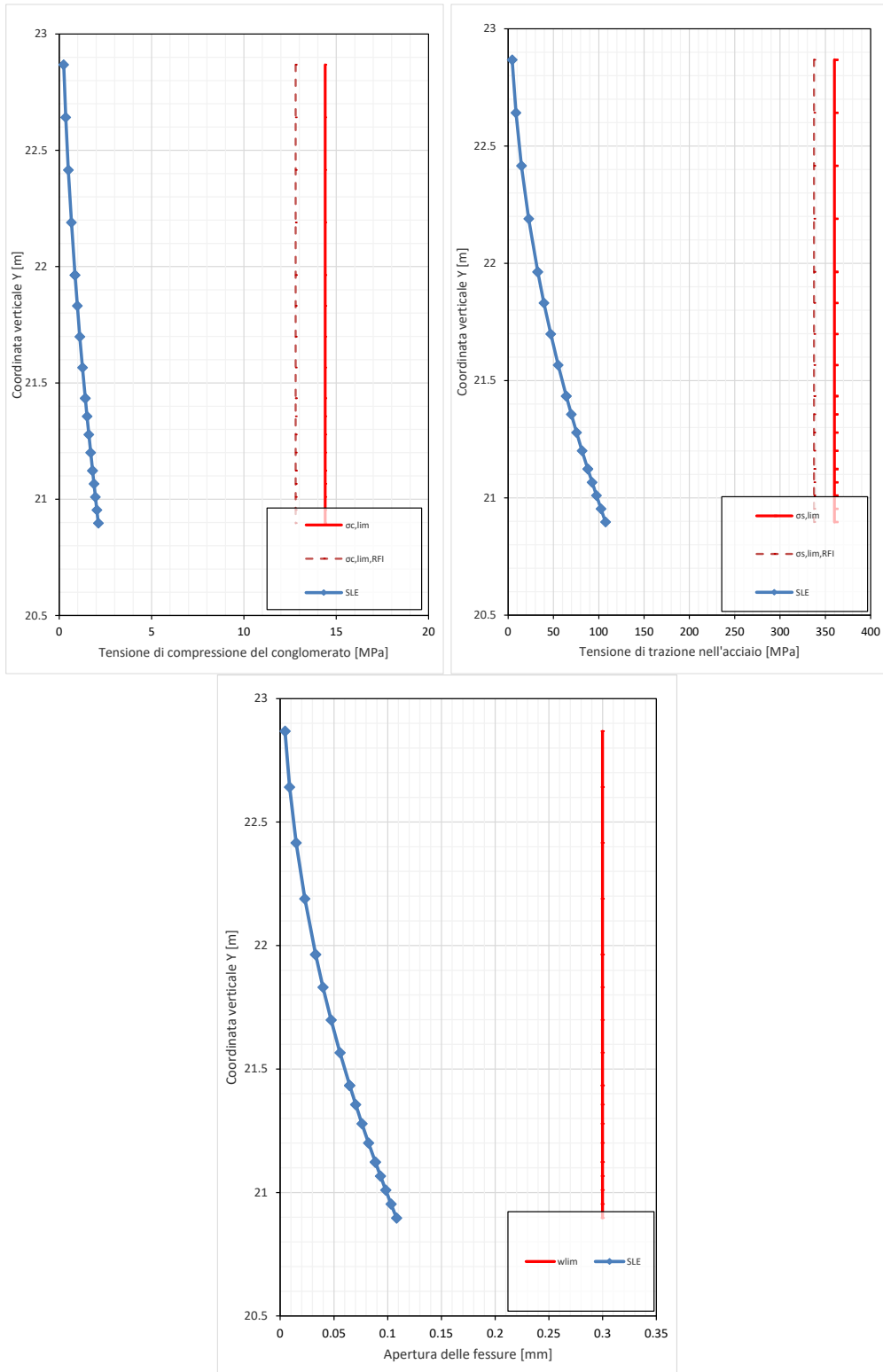


Figura 7-59. Verifiche SLE tensionali e a fessurazione

7.15 Verifiche paramento in elevazione di spessore 70 cm

Si prevede la seguente armatura di calcolo, per 1 m di sviluppo longitudinale di muro:

- Armatura longitudinale: 5+5 Ø20
- Armatura a taglio (spilli): Ø12/30/40

Considerando ferri di ripartizione 1+1 Ø16/20, l'incidenza corrispondente è circa pari a 85 kg/m³.

Nel seguito si riportano i dettagli della verifica svolta allo SLU e allo SLE, in formato grafico per tutti i nodi i punti di integrazione degli elementi finiti che modellano l'elemento strutturale, per le principali condizioni di verifica considerate. In legenda nei grafici sono indicate le combinazioni di carico di verifica, per la fase SLE, per la fase SLU statica (amplificata per $\gamma_R = 1.3$) e la fase SLV sismica.

Essendo le sollecitazioni di verifica sempre inferiori alle resistenze di progetto, le verifiche sono soddisfatte.

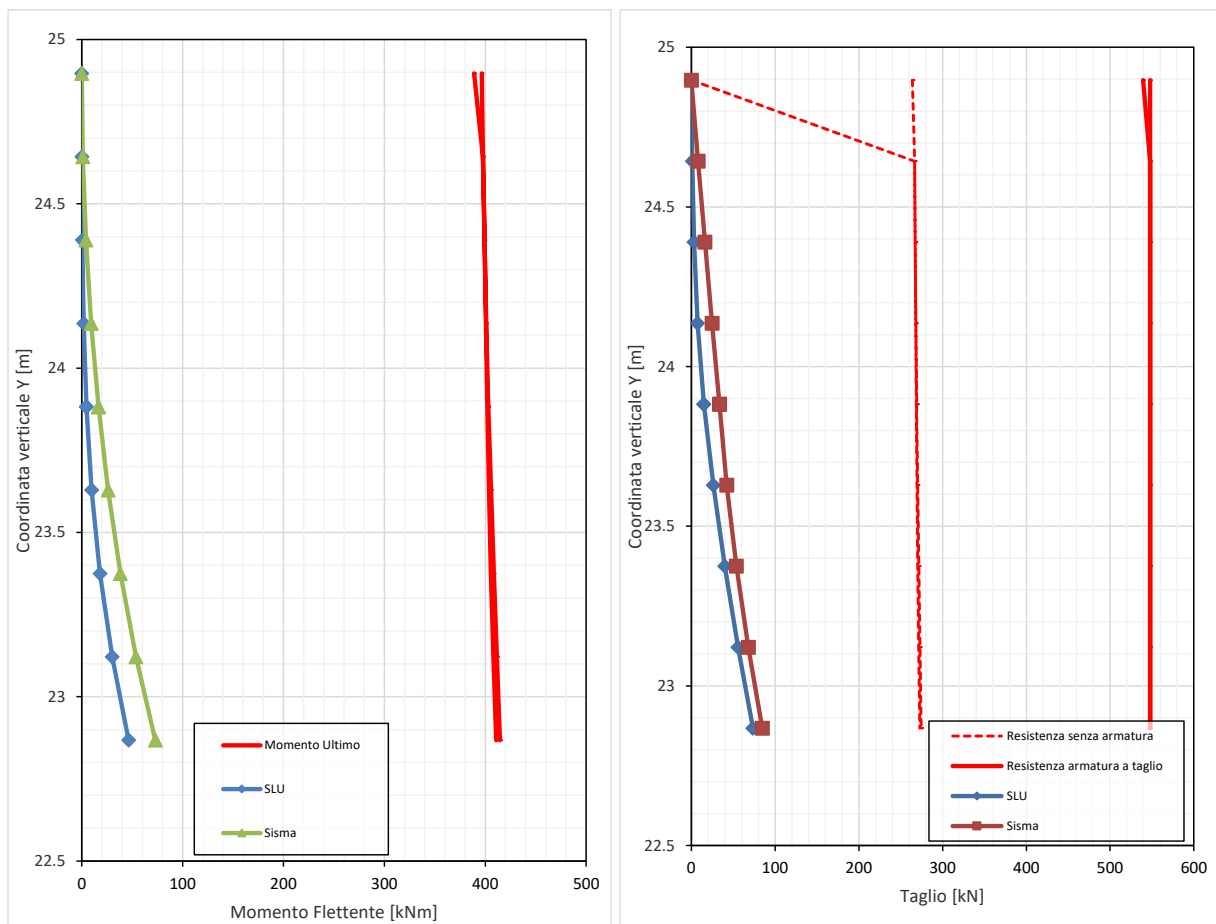


Figura 60. Verifiche SLU a momento flettente e taglio

Relazione di calcolo muro su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS90	00 Y 78	CL	MU9800 001	A	60 di 73

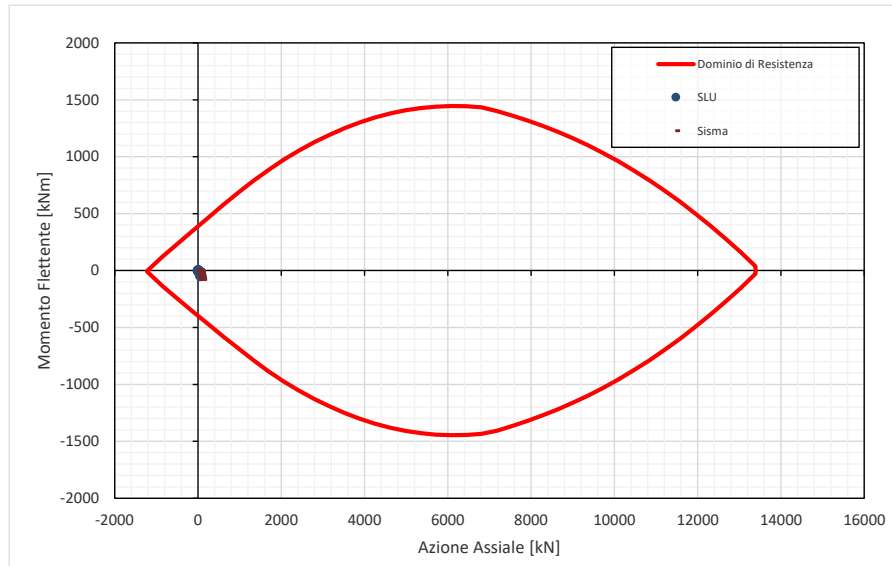


Figura 7-61. Dominio di resistenza

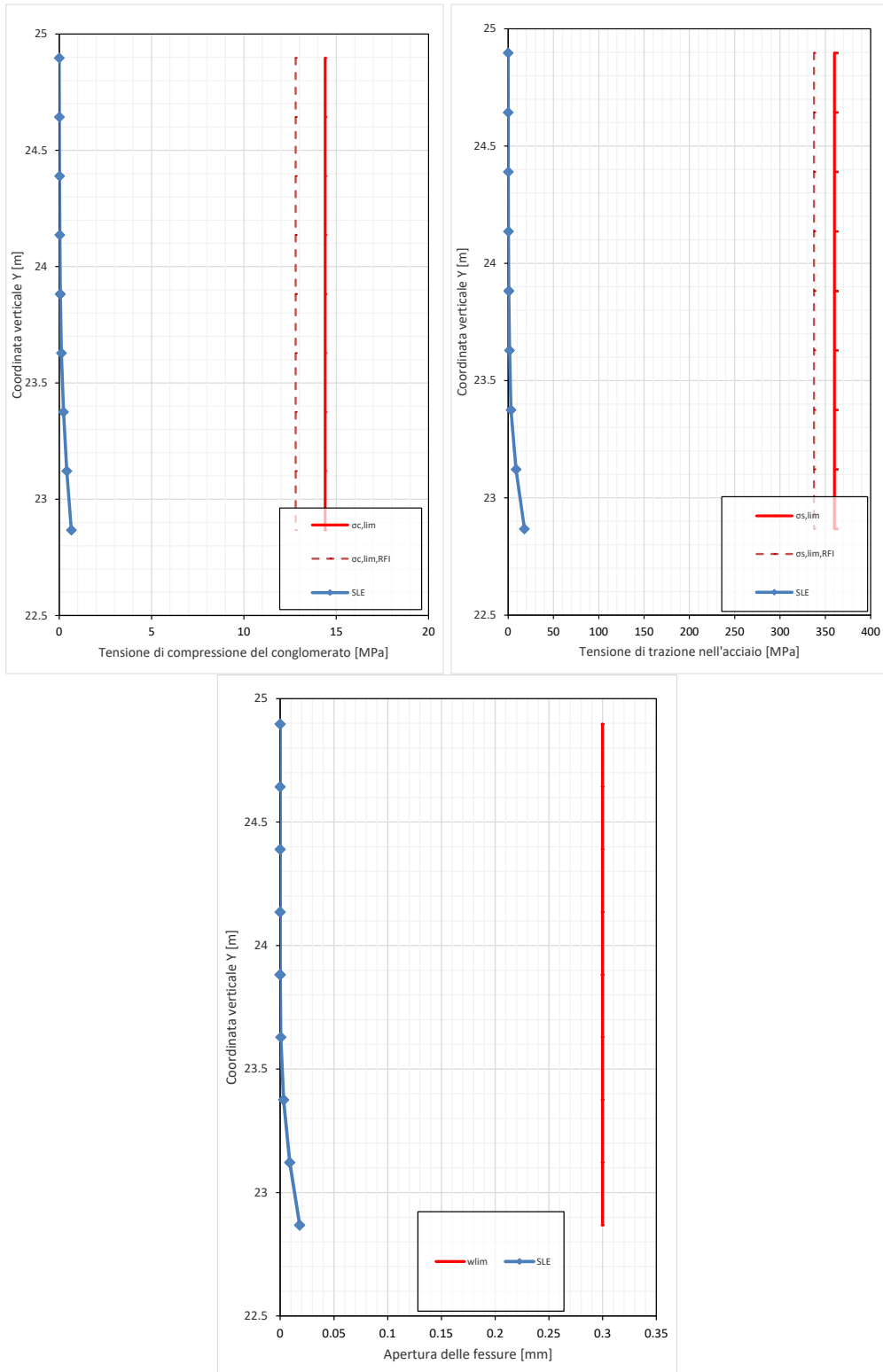


Figura 7-62. Verifiche SLE tensionali e a fessurazione

7.16 Verifiche di stabilità globale

Per le fasi di calcolo SLU GEO e SLV GEO, si è indagata la sicurezza globale e locale dell'opera, applicando la ricerca del fattore di sicurezza FS raggiunto tramite il metodo φ' - c' -reduction, esposto al paragrafo 7.6.

A tale scopo, si è implementato un legame costitutivo elastoplastico per i pali costituenti le paratie, con il dominio di resistenza rappresentato nella seguente immagine, per la paratia di valle e di monte.

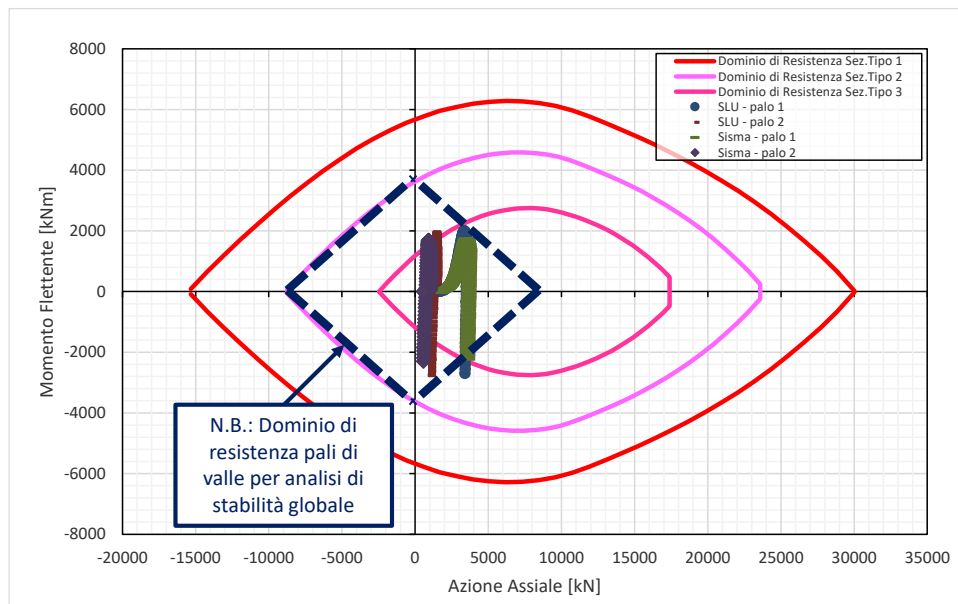


Figura 63. Dominio di resistenza per pali elastoplastici implementati per le analisi di stabilità globale

Nelle seguenti immagini si riporta il campo di spostamenti globali al raggiungimento del collasso del sistema geotecnico, che avviene senza raggiungimento della resistenza nei pali (vedi Figura 69÷Figura 72).

Risultando:

- $FS = 1.59 > FS_{min} = 1.1 \cdot 1.25 = 1.375$ in condizioni statiche SLU GEO
- $FS = 1.59 > FS_{min} = 1.2$ in condizioni sismiche SLV GEO

La verifica di stabilità globale è soddisfatta.

In entrambi i casi, statico e sismico, il collasso avviene per meccanismi locali che non coinvolgono interamente l'opera.

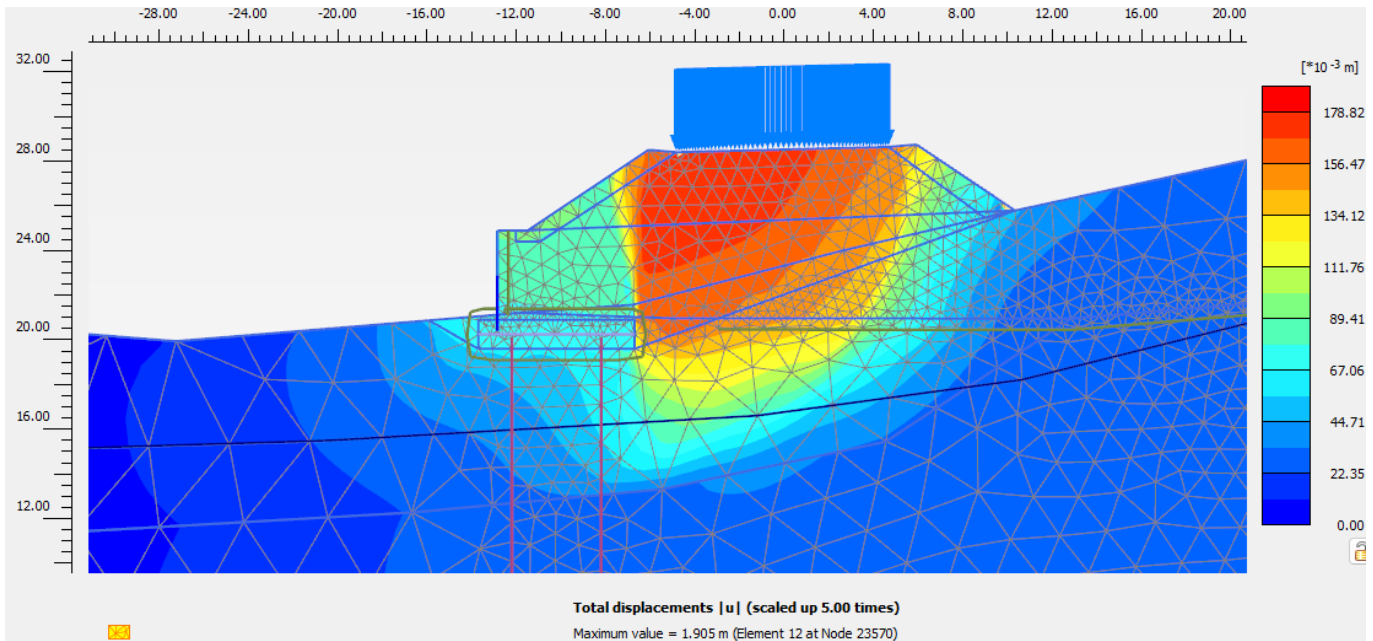


Figura 64. Analisi di stabilità globale in condizioni statiche SLU GEO. $FS \cong 1.59$

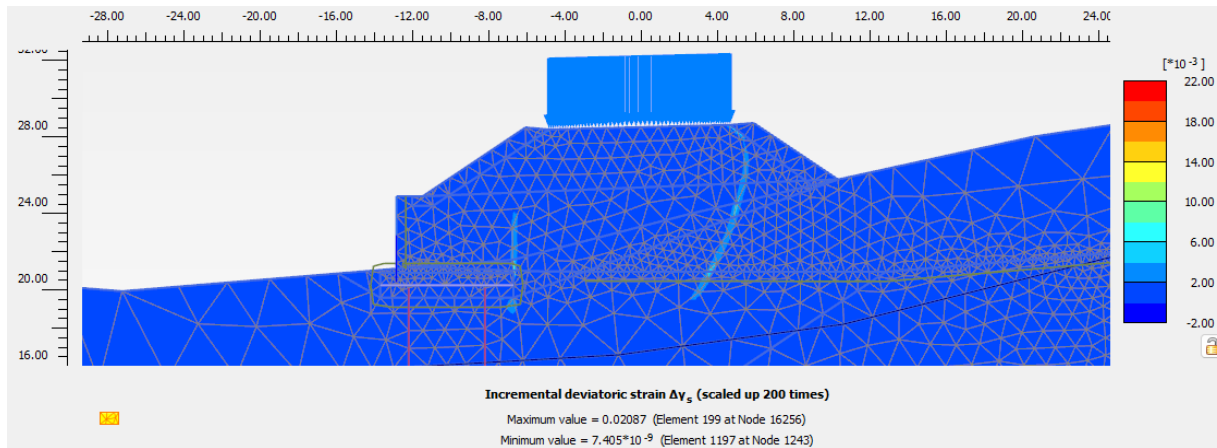


Figura 65. Deformazioni deviatoriche al collasso in condizioni statiche SLU GEO.: evidenza delle superfici di scorrimento

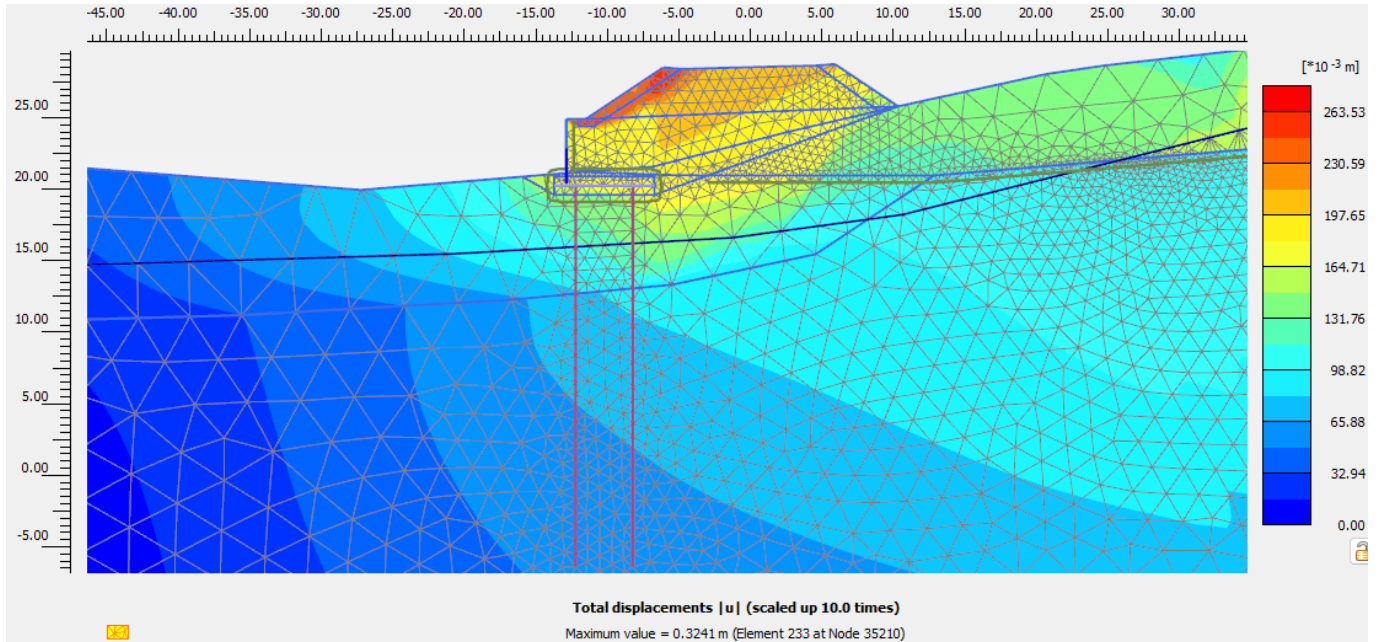


Figura 66. Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche SLV GEO. $FS \cong 1.54$

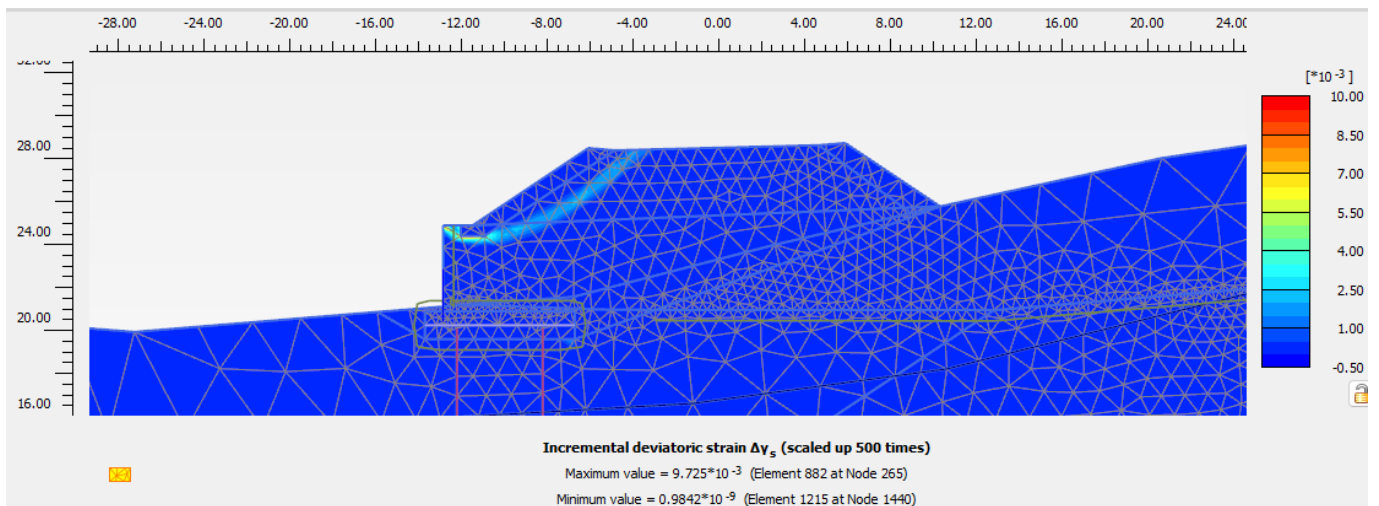


Figura 67. Deformazioni deviatoriche al collasso in condizioni sismiche SLV GEO: evidenza della superficie di scorrimento

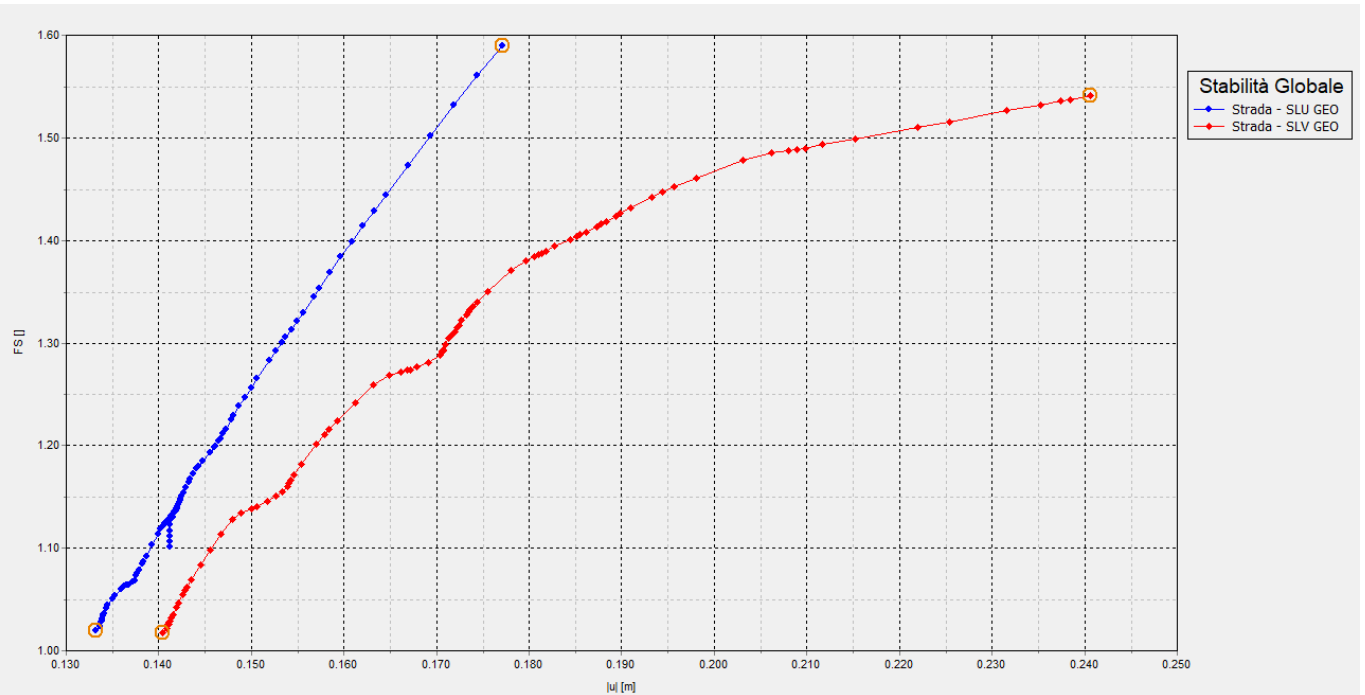


Figura 68. Andamento del coefficiente di sicurezza globale FS con lo spostamento del piede della strada

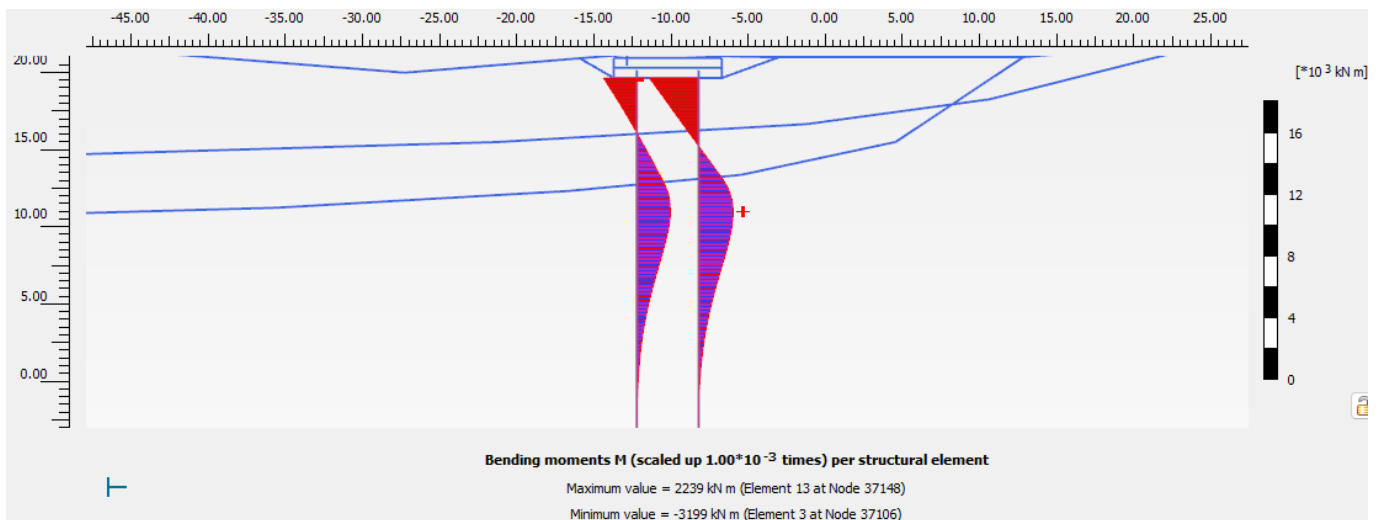


Figura 69. Momento flettente nei pali al raggiungimento del collasso geotecnico in condizioni statiche SLU GEO

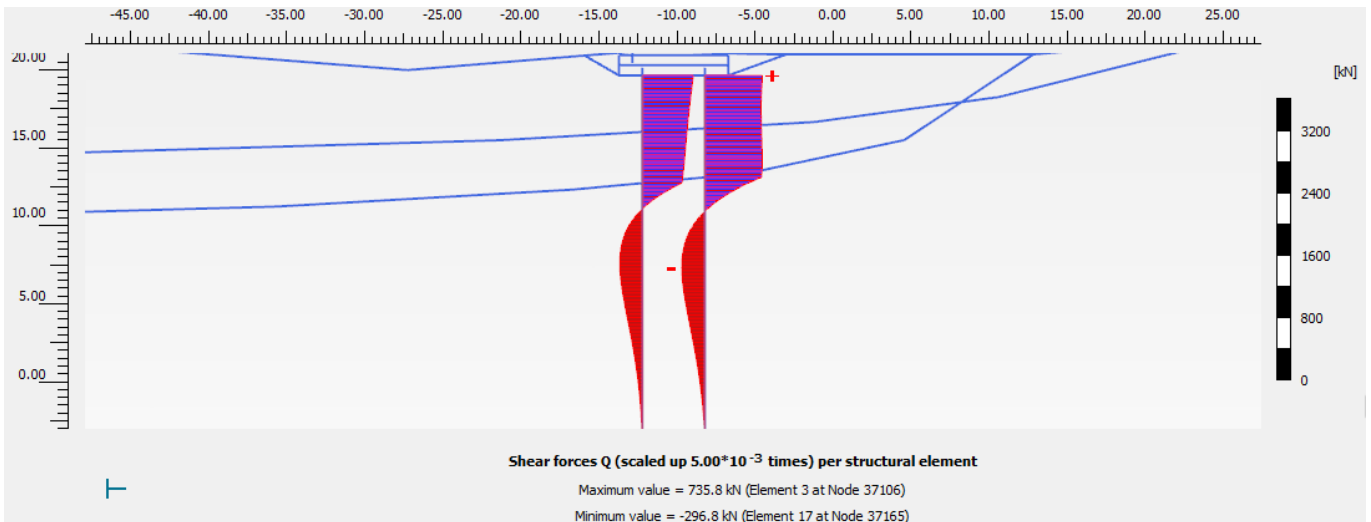


Figura 70. Taglio nei pali al raggiungimento del collasso geotecnico in condizioni statiche SLU GEO

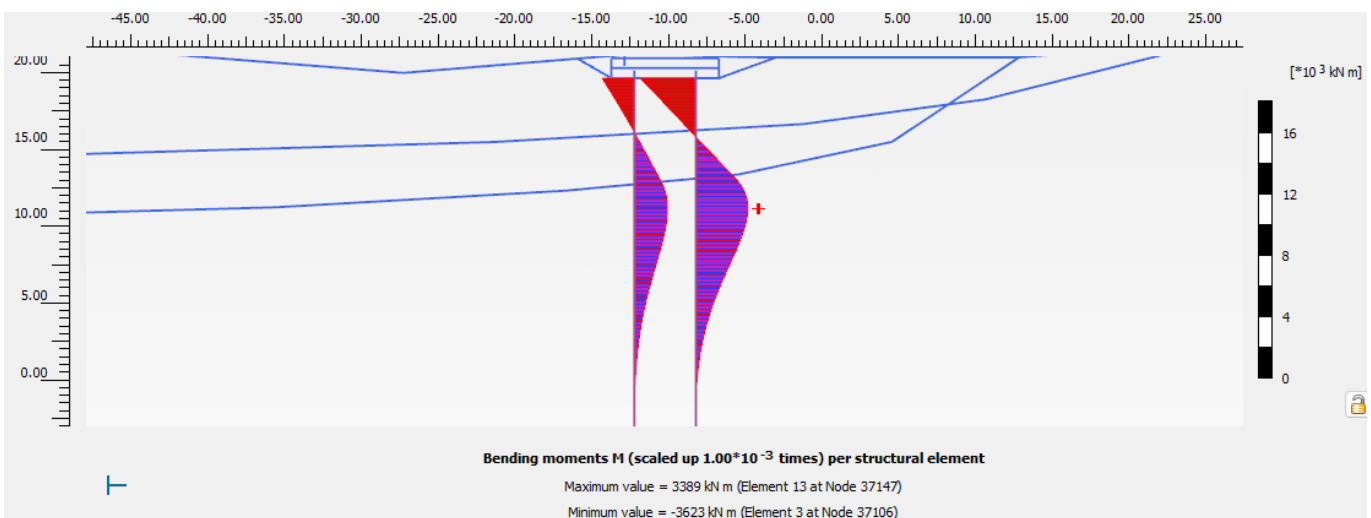


Figura 71. Momento flettente nei pali al raggiungimento del collasso geotecnico in condizioni sismiche SLV GEO

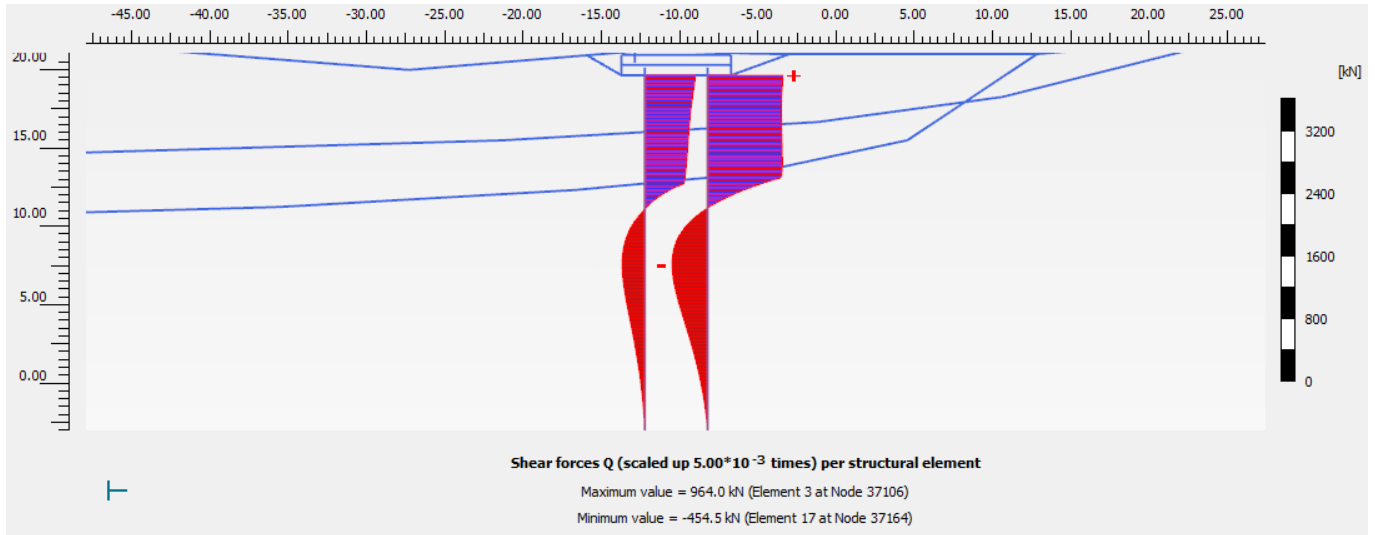


Figura 72. Taglio nei pali al raggiungimento del collasso geotecnico in condizioni sismiche SLV GEO

8. APPENDICE A: VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE. TABULATI DI CALCOLO PAL

8.1 Capacità portante del palo di fondazione Ø1200

*** P A L ***
Programma per l'analisi della capacità portante
assiale di un palo di fondazione

(C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)
ottobre 2006

pag./ 2

Muro su pali rilevato approccio
PORTANZA A1+M1+R3 Ø1200 Compressione

Quota testa palo da p.c.	=	1.50 m
Quota falda da p.c.	=	5.00 m
Peso di volume del palo	=	.00 kN/m ³
Fattore di sicurezza portata laterale	=	1.96 (FS,l)
Fattore di sicurezza portata di base	=	2.30 (FS,b)

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"
quando la $Q_{b,i}$ ad esso attribuibile e' superiore a quella degli
strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno: $4.0 * 1.200 = 4.80$ m
entro lo strato se quello sovrastante e' piu' debole

La base del palo deve essere situata almeno: $4.0 * 1.200 = 4.80$ m
sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di Q_b viene assunta lineare dal passaggio di strato

pag./ 3

Muro su pali rilevato approccio
PORTANZA A1+M1+R3 Ø1200 Compressione

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "b2" (Incoerente) da .00 a 5.00 m

$G_n = 20.0$ kN/m³ $G_e = 10.0$ kN/m³

$\tau = K * \tan(\delta) * S'v < 150.0$ kPa
 $K = .70$ $\delta = 29.0$ deg

Relazione di calcolo muro su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS90	00 Y 78	CL	MU9800 001	A	69 di 73

$$Q_b = 13.0 * S'v$$

Strato 2 "b1 " (Incoerente) da 5.00 a 8.00 m

$$G_n = 20.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Tau} = K * \tan(\text{delta}) * S'v < 150.0 \text{ kPa}$$

$$K = .70 \quad \text{delta} = 36.0 \text{ deg}$$

$$Q_b = 22.0 * S'v$$

Strato 2 "AVF " (Coesivo) da 8.00 a 40.00 m

$$G_n = 21.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Tau} = \text{alfa} * C_u < 120.0 \text{ kPa}$$

Criterio alfa(Cu) nel seguito

$$\text{Tau} > .23 * S'v$$

$$\text{Tau} < .55 * S'v$$

$$Q_b = 9.0 * C_u + S_v$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 200.0 \text{ a } 200.0 \text{ kPa}$$

pag./ 4

Muro su pali rilevato approccio
PORTANZA A1+M1+R3 Ø1200 Compressione

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "b2 "	1.00	1.00	-
2 "b1 "	1.00	1.00	-
2 "AVF "	1.00	1.00	1.00

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni coesivi: Criterio Tau = alfa * Cu

Cu kPa	alfa
.0	.90
25.0	.90
25.1	.80
50.0	.80
51.0	.60
75.0	.60
75.1	.40
300.0	.40

pag./ 5

Muro su pali rilevato approccio
PORTANZA A1+M1+R3 Ø1200 Compressione

Relazione di calcolo muro su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS90	00 Y 78	CL	MU9800 001	A	70 di 73

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.50	30.0	30.0	--	.39	11.6	390.
2.00	40.0	40.0	--	.39	15.5	520.
2.50	50.0	50.0	--	.39	19.4	650.
3.00	60.0	60.0	--	.39	23.3	780.
3.50	70.0	70.0	--	.39	27.2	910.
4.00	80.0	80.0	--	.39	31.0	1040.
4.50	90.0	90.0	--	.39	34.9	1170.
5.00	100.0	100.0	--	.45	44.8	1300.
5.50	105.0	110.0	--	.51	53.4	1505.
6.00	110.0	120.0	--	.51	55.9	1709.
6.50	115.0	130.0	--	.51	58.5	1914.
7.00	120.0	140.0	--	.51	61.0	1929.
7.50	125.0	150.0	--	.51	63.6	1945.
8.00	130.0	160.0	--	.53	68.8	1960.
8.50	134.5	170.5	200.0	.55	74.0	1971.
9.00	139.0	181.0	200.0	.55	76.5	1981.
9.50	143.5	191.5	200.0	.55	78.9	1992.
10.00	148.0	202.0	200.0	.54	80.0	2002.
10.50	152.5	212.5	200.0	.52	80.0	2013.
11.00	157.0	223.0	200.0	.51	80.0	2023.
11.50	161.5	233.5	200.0	.50	80.0	2034.
12.00	166.0	244.0	200.0	.48	80.0	2044.
12.50	170.5	254.5	200.0	.47	80.0	2055.
13.00	175.0	265.0	200.0	.46	80.0	2065.
13.50	179.5	275.5	200.0	.45	80.0	2076.
14.00	184.0	286.0	200.0	.43	80.0	2086.
14.50	188.5	296.5	200.0	.42	80.0	2097.
15.00	193.0	307.0	200.0	.41	80.0	2107.
15.50	197.5	317.5	200.0	.41	80.0	2118.
16.00	202.0	328.0	200.0	.40	80.0	2128.

pag. / 6

Muro su pali rilevato approccio
PORTANZA A1+M1+R3 Ø1200 Compressione

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
16.50	206.5	338.5	200.0	.39	80.0	2139.
17.00	211.0	349.0	200.0	.38	80.0	2149.
17.50	215.5	359.5	200.0	.37	80.0	2160.
18.00	220.0	370.0	200.0	.36	80.0	2170.
18.50	224.5	380.5	200.0	.36	80.0	2181.
19.00	229.0	391.0	200.0	.35	80.0	2191.
19.50	233.5	401.5	200.0	.34	80.0	2202.
20.00	238.0	412.0	200.0	.34	80.0	2212.
20.50	242.5	422.5	200.0	.33	80.0	2223.
21.00	247.0	433.0	200.0	.32	80.0	2233.
21.50	251.5	443.5	200.0	.32	80.0	2244.
22.00	256.0	454.0	200.0	.31	80.0	2254.
22.50	260.5	464.5	200.0	.31	80.0	2265.
23.00	265.0	475.0	200.0	.30	80.0	2275.
23.50	269.5	485.5	200.0	.30	80.0	2286.
24.00	274.0	496.0	200.0	.29	80.0	2296.
24.50	278.5	506.5	200.0	.29	80.0	2307.
25.00	283.0	517.0	200.0	.28	80.0	2317.
25.50	287.5	527.5	200.0	.28	80.0	2328.

Relazione di calcolo muro su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS90	00 Y 78	CL	MU9800 001	A	71 di 73

26.00	292.0	538.0	200.0	.27	80.0	2338.
26.50	296.5	548.5	200.0	.27	80.0	2349.
27.00	301.0	559.0	200.0	.27	80.0	2359.
27.50	305.5	569.5	200.0	.26	80.0	2370.
28.00	310.0	580.0	200.0	.26	80.0	2380.
28.50	314.5	590.5	200.0	.25	80.0	2391.
29.00	319.0	601.0	200.0	.25	80.0	2401.
29.50	323.5	611.5	200.0	.25	80.0	2412.
30.00	328.0	622.0	200.0	.24	80.0	2422.
30.50	332.5	632.5	200.0	.24	80.0	2433.
31.00	337.0	643.0	200.0	.24	80.0	2443.

pag. / 7

Muro su pali rilevato approccio
PORTANZA A1+M1+R3 Ø1200 Compressione

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
31.50	341.5	653.5	200.0	.23	80.0	2454.
32.00	346.0	664.0	200.0	.23	80.0	2464.
32.50	350.5	674.5	200.0	.23	80.6	2475.
33.00	355.0	685.0	200.0	.23	81.7	2485.
33.50	359.5	695.5	200.0	.23	82.7	2496.
34.00	364.0	706.0	200.0	.23	83.7	2506.
34.50	368.5	716.5	200.0	.23	84.8	2517.
35.00	373.0	727.0	200.0	.23	85.8	2527.
35.50	377.5	737.5	200.0	.23	86.8	2538.
36.00	382.0	748.0	200.0	.23	87.9	2548.
36.50	386.5	758.5	200.0	.23	88.9	2559.
37.00	391.0	769.0	200.0	.23	89.9	2569.
37.50	395.5	779.5	200.0	.23	91.0	2580.
38.00	400.0	790.0	200.0	.23	92.0	2590.
38.50	404.5	800.5	200.0	.23	93.0	2601.
39.00	409.0	811.0	200.0	.23	94.1	2611.
39.50	413.5	821.5	200.0	.23	95.1	2622.
40.00	418.0	832.0	200.0	.23	96.1	2632.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

pag. / 8

Muro su pali rilevato approccio
PORTANZA A1+M1+R3 Ø1200 Compressione

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	441.	0.	441.	192.
.50	26.	588.	0.	614.	269.
1.00	59.	735.	0.	794.	350.
1.50	99.	882.	0.	981.	435.

Relazione di calcolo muro su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS90	00 Y 78	CL	MU9800 001	A	72 di 73

2.00	146.	1029.	0.	1175.	523.
2.50	201.	1176.	0.	1377.	615.
3.00	263.	1323.	0.	1587.	711.
3.50	336.	1470.	0.	1806.	812.
4.00	431.	1702.	0.	2133.	962.
4.50	534.	1933.	0.	2467.	1116.
5.00	642.	2165.	0.	2807.	1272.
5.50	755.	2182.	0.	2937.	1337.
6.00	872.	2199.	0.	3071.	1404.
6.50	996.	2217.	0.	3212.	1475.
7.00	1131.	2229.	0.	3360.	1550.
7.50	1273.	2240.	0.	3514.	1627.
8.00	1420.	2252.	0.	3672.	1708.
8.50	1570.	2264.	0.	3834.	1790.
9.00	1721.	2276.	0.	3997.	1872.
9.50	1871.	2288.	0.	4159.	1954.
10.00	2022.	2300.	0.	4322.	2037.
10.50	2173.	2312.	0.	4485.	2119.
11.00	2324.	2324.	0.	4647.	2201.
11.50	2475.	2335.	0.	4810.	2283.
12.00	2625.	2347.	0.	4973.	2366.
12.50	2776.	2359.	0.	5135.	2448.
13.00	2927.	2371.	0.	5298.	2530.
13.50	3078.	2383.	0.	5461.	2613.
14.00	3229.	2395.	0.	5623.	2695.
14.50	3379.	2407.	0.	5786.	2777.

pag. / 9

Muro su pali rilevato approccio
PORTANZA A1+M1+R3 Ø1200 Compressione

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
15.00	3530.	2419.	0.	5949.	2860.
15.50	3681.	2430.	0.	6111.	2942.
16.00	3832.	2442.	0.	6274.	3024.
16.50	3983.	2454.	0.	6437.	3107.
17.00	4133.	2466.	0.	6599.	3189.
17.50	4284.	2478.	0.	6762.	3271.
18.00	4435.	2490.	0.	6925.	3353.
18.50	4586.	2502.	0.	7088.	3436.
19.00	4737.	2514.	0.	7250.	3518.
19.50	4887.	2525.	0.	7413.	3600.
20.00	5038.	2537.	0.	7576.	3683.
20.50	5189.	2549.	0.	7738.	3765.
21.00	5340.	2561.	0.	7901.	3847.
21.50	5491.	2573.	0.	8064.	3930.
22.00	5641.	2585.	0.	8226.	4012.
22.50	5792.	2597.	0.	8389.	4094.
23.00	5943.	2609.	0.	8552.	4177.
23.50	6094.	2620.	0.	8714.	4259.
24.00	6245.	2632.	0.	8877.	4341.
24.50	6395.	2644.	0.	9040.	4423.
25.00	6546.	2656.	0.	9202.	4506.
25.50	6697.	2668.	0.	9365.	4588.
26.00	6848.	2680.	0.	9528.	4670.
26.50	6999.	2692.	0.	9690.	4753.
27.00	7149.	2704.	0.	9853.	4835.
27.50	7300.	2715.	0.	10016.	4917.
28.00	7451.	2727.	0.	10178.	5000.
28.50	7602.	2739.	0.	10341.	5082.
29.00	7753.	2751.	0.	10504.	5164.
29.50	7903.	2763.	0.	10666.	5247.

Relazione di calcolo muro su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS90	00 Y 78	CL	MU9800 001	A	73 di 73

pag. / 10

Muro su pali rilevato appoggio
PORTANZA A1+M1+R3 Ø1200 Compressione

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
30.00	8054.	2775.	0.	10829.	5329.
30.50	8205.	2787.	0.	10992.	5411.
31.00	8356.	2799.	0.	11155.	5494.
31.50	8509.	2810.	0.	11319.	5577.
32.00	8664.	2822.	0.	11486.	5661.
32.50	8821.	2834.	0.	11655.	5747.
33.00	8980.	2846.	0.	11826.	5833.
33.50	9140.	2858.	0.	11998.	5921.
34.00	9303.	2870.	0.	12173.	6009.
34.50	9468.	2882.	0.	12349.	6098.
35.00	9634.	2894.	0.	12528.	6189.
35.50	9803.	2905.	0.	12708.	6280.
36.00	9973.	2917.	0.	12891.	6373.
36.50	10146.	2929.	0.	13075.	6466.
37.00	10320.	2941.	0.	13261.	6560.
37.50	10496.	2953.	0.	13449.	6656.
38.00	10675.	2965.	0.	13640.	6752.
38.50	10855.	2977.	0.	13832.	6849.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Q11 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Q11/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$