

Sensibilité du document / Sensibilità del documento			
NON SENSIBLE		SENSIBLE	
<input checked="" type="checkbox"/> SSI-CO Publique Publica	<input type="checkbox"/> SSI-C1 Réserve Riservato	<input type="checkbox"/> SSI-C2 Confidentielle Confidenziale	<input type="checkbox"/> SSI-C3 Secrète Segreta

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE
CUP C11J05000030001

ÉTUDES D'EXECUTION – PROGETTO ESECUTIVO

Élaboration des études d'exécution unitaire des ouvrages nécessaires à la réalisation des installations des chantiers opérationnels aux travaux du 1er lot constructif

Attività di progettazione esecutiva unitaria delle opere necessarie alla realizzazione delle cantierizzazioni dei Cantieri operativi relativi ai lavori del 1° Lotto Costruttivo

CHANTIERS – CO03 et CO04 - MADDALENA – Général
Cloison n.3 – Note de calcul

CANTIERIZZAZIONI – CO03 e CO04 - MADDALENA – Generale
Berlinese n.3 – Relazione di calcolo

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Elaborato da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	03/09/2021	Première diffusion / Prima consegna	F. DENARO	M. PEPE	V. PEISINO
A	02/11/2021	Révision suite aux commentaires TELT/Revisione a seguito commenti	F. DENARO	M. PEPE	V. PEISINO
B	25/11/2021	Révision suite aux commentaires TELT/Revisione a seguito commenti	F. DENARO	M. PEPE	V. PEISINO

0	4	0	2	0	8	0	9	1	0	C	N	2	4	A	1
Cantieri Operativo Chantier Opérationnel				Contratto Contrat				Opera Ouvrage				Tratta Tronçon	Parte Partie		

E	R	E	G	N	1	0	3	8	B
Fase Phase	Tipo documento Type of document	Oggetto Objet	Numero documento Numéro de document			Indice			

I. G. INGEGNERIA GEOTECNICA s.r.l.
 Dott. Ing. Valter PEISINO
 ORDINE DEGLI INGEGNERI
 DELLA PROVINCIA DI CUNEO
 n° 753

Scala / Echelle

A P
Stato / Statut

Il progettista / Le designer

IG INGEGNERIA GEOTECNICA s.r.l.
 Via Assolombarda, 20 - 10127 Torino
 Tel. : +39 (0)11 81 15 40 11 50 95 00
 e-mail : ig@ingegneriag.it

Valter PEISINO Ingegnere

L'appaltatore / L'entrepreneur

Il Direttore dei Lavori / Le Maître d'Oeuvre



INDICE

1. INTRODUZIONE.....	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
3. INQUADRAMENTO GEOTECNICO SISMICO	9
3.1 METODO PSEUDO-STATICO: APPLICAZIONE AZIONE SISMICA	11
3.1.1 ANALISI DELLE PARATIE	11
4. NORMATIVA	13
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	14
6. ANALISI DELLA BERLINESE MULTITIRANTATA	16
6.1 APPROCCIO DI NORMATIVA	16
6.1.1 DESCRIZIONE COEFFICIENTI DESIGN ASSUMPTION	17
6.2 METODOLOGIA DI CALCOLO.....	19
6.2.1 AZIONE SISMICA	20
6.2.2 AZIONI DOVUTE ALL'URTO DI UN VEICOLO IN SVIO	22
6.2.3 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	23
6.2.4 PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.....	23
6.2.5 ELEMENTI STRUTTURALI.....	24
6.2.6 VERIFICHE DEI TIRANTI E DELLE TRAVI DI RIPARTIZIONE	26
6.2.6.1 VERIFICA DELL'ACCIAIO ARMONICO.....	26
6.2.6.2 VERIFICA DI PORTANZA DELLA FONDAZIONE.....	27
6.2.6.3 VERIFICA DELLE TRAVI DI RIPARTIZIONE	28
6.3 FASI DI CALCOLO	30
6.4 RISULTATI DI CALCOLO E VERIFICHE.....	34
6.4.1 STABILITÀ AL PIEDE DELL'OPERA	35
6.4.2 RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI.....	37
6.4.3 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI TIRANTI E TRAVE RIPARTIZIONE	39
7. MONITORAGGIO.....	43
7.1 FREQUENZE DELLE MISURE	43
7.2 VALORI DI SOGLIA E AZIONI DA INTRAPRENDERE AL LORO SUPERAMENTO	43

RESUME / RIASSUNTO

Ce rapport décrit le dimensionnement structurel et géotechnique de la cloison dit « Cloison 3 » présent dans la zone du site de la Maddalena.
La cloison est fonctionnel pour supporter le niveau ACM – 6

Questa relazione tratta del dimensionamento strutturale e geotecnico della berlinese denominata “Berlinese 3” presente all’interno dell’area di cantiere della Maddalena.
La paratia è funzionale al sostegno del livello ACM – 6

1. INTRODUZIONE

Questa relazione tratta del dimensionamento strutturale e geotecnico della Berlinoise multirantata denominata “Berlinoise 3” presente all’interno dell’area di cantiere della Maddalena.

La paratia sostiene gli scavi per la realizzazione del piazzale ACM – 6 a quota +699.00 m s.l.m. presentando un’altezza, fuori terra, variabile da un massimo di circa 8.50 m ad un minimo di circa 3.00 m.

Il calcolo riportato nella Relazione, e di conseguenza il progetto della paratia, fanno riferimento all’altezza massima della paratia stessa di 8.50 m a cui è stato aggiunto un extrascavo, in fase provvisoria, di 0.5 m in conformità al paragrafo 6.5.2.2 delle NTC2018.

Si riportano, di seguito, degli stralci degli elaborati di progetto:

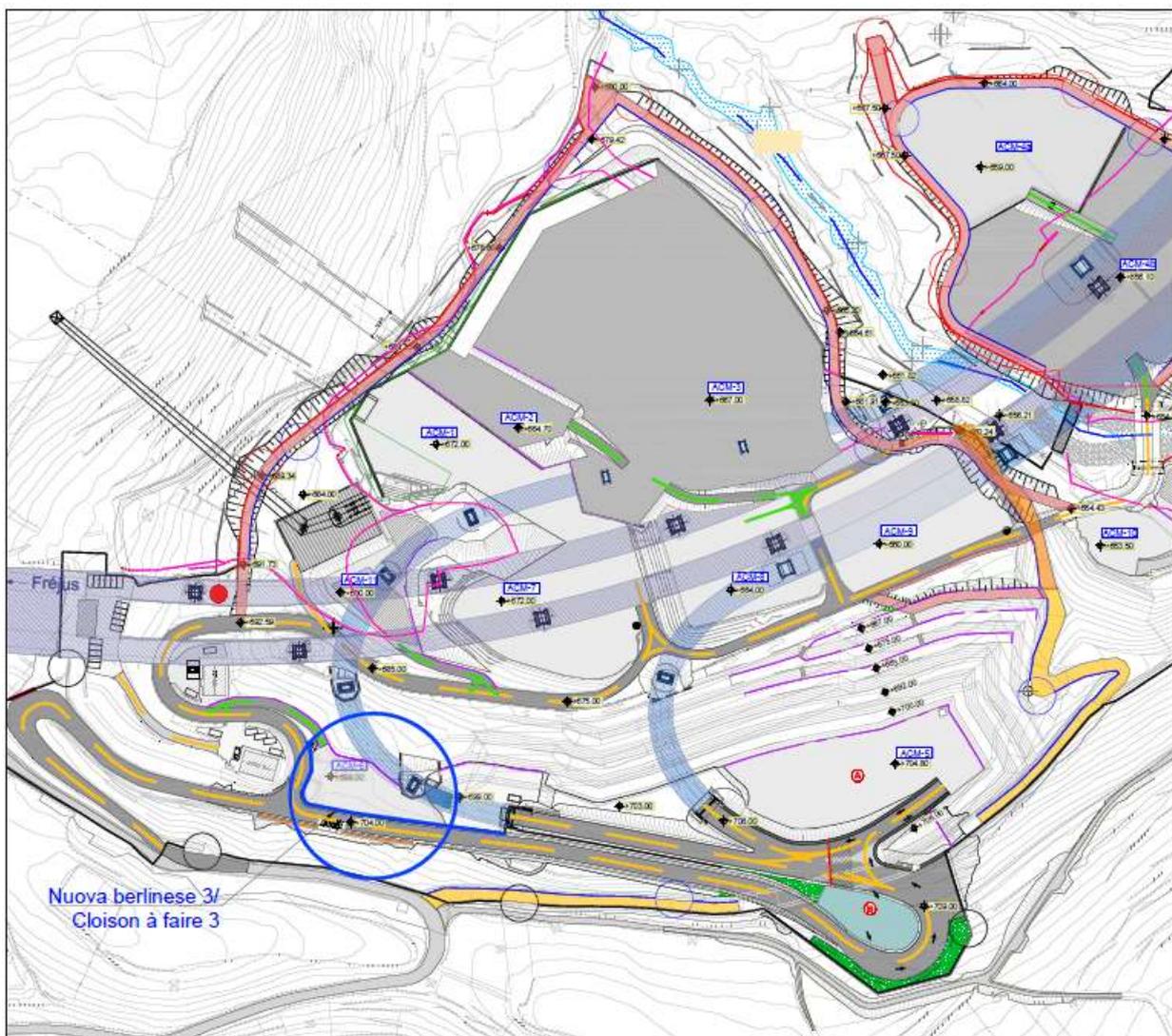


Figura 1 – Inquadramento Berlinoise 3

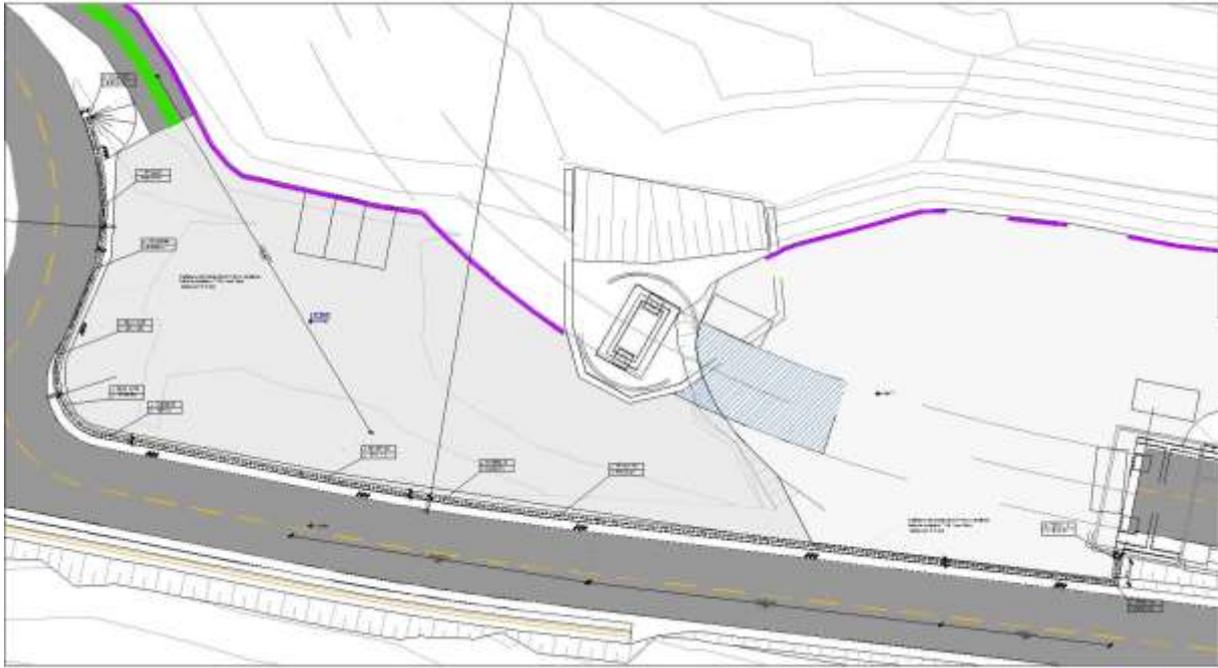


Figura 2 – Planimetria Berlinese 3

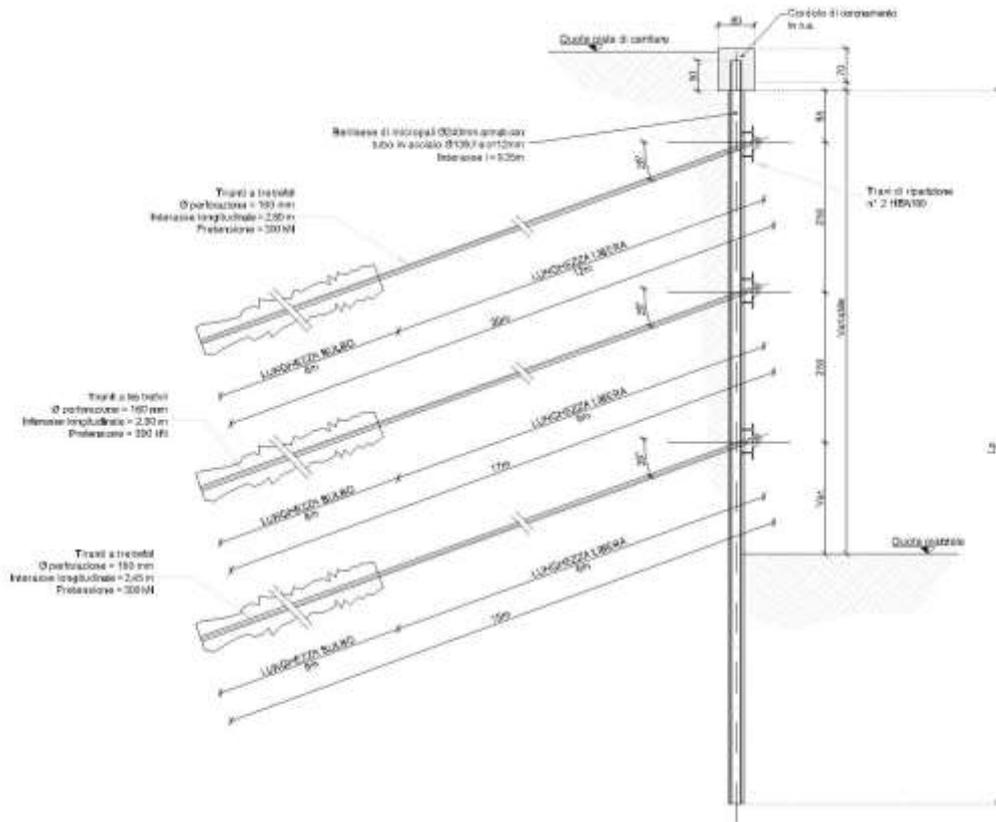


Figura 3 – Sezione Tipo Berlinese 3

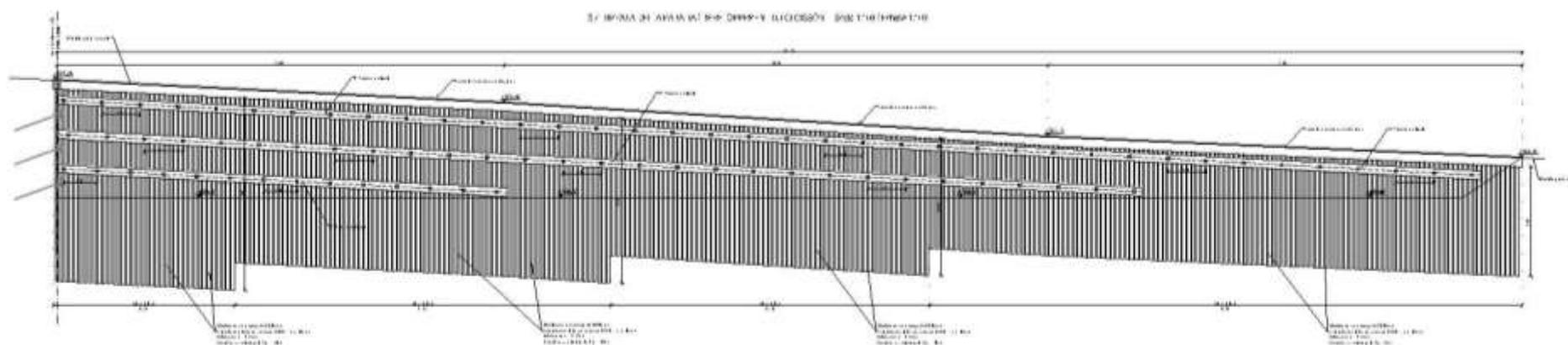


Figura 4 – Sviluppata Berlinese 3

La berlinese consta di micropali con diametro di perforazione $\varnothing 240$ mm armati con tubo in acciaio di diametro $\varnothing 139.7$ e spessore $s=12$ mm disposti ad interasse di 0.35 m. In testa la berlinese è collegata da un cordolo di coronamento in c.a. di sezione trasversale 0.60x0.70 m in cui si ancora di 50 cm il tubo del micropalo. L'opera è multitiranta con tiranti di ancoraggio a 3 trefoli disposti ad interasse orizzontale di 2.80/2.45 m ed interasse verticale di 2.50 m. La fondazione dei tiranti è realizzata con iniezione ad alta pressione tipo IRS, mentre le travi di ripartizione sono costituite da profilati metallici HEA180. La lunghezza dei micropali e dei tiranti di ancoraggio sono variabili in relazione al tratto fuori terra da sostenere e alle azioni al contorno.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Si riportano nel seguito i principali documenti di riferimento:

- 040_2080910_CN24_A_1_E_RE_GN_1002 relazione geotecnica-sismica
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1003 Planimetria area di cantiere
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1004 Planimetria area di cantiere su ortofoto
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1005 Sezioni di cantiere 1/2
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1006 Sezioni di cantiere 1/2
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1007 Viabilità perimetrale Maddalena - Planimetria generale
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1008 Viabilità perimetrale Maddalena - Planimetria di tracciamento
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PF_GN_1009 Viabilità perimetrale Maddalena Ovest - Tratto Nord - Profilo longitudinale
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PF_GN_1010 Viabilità perimetrale Maddalena Est - Profilo longitudinale
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PF_GN_1011 Viabilità perimetrale Maddalena Ovest - Rampe - Profili longitudinali
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PF_GN_1012 Viabilità perimetrale Maddalena Ovest - Piazzali - Profili longitudinali
- 040_2080910_CN24_A_1_E_SE_GN_1013 Viabilità perimetrale Maddalena Ovest - Tratto Nord - Sezioni 1/2
- 040_2080910_CN24_A_1_E_SE_GN_1014 Viabilità perimetrale Maddalena Ovest - Tratto Nord - Sezioni 2/2
- 040_2080910_CN24_A_1_E_SE_GN_1015 Viabilità perimetrale Maddalena Est - Sezioni 1/2
- 040_2080910_CN24_A_1_E_SE_GN_1016 Viabilità perimetrale Maddalena Est - Sezioni 2/2
- 040_2080910_CN24_A_1_E_SE_GN_1017 Viabilità perimetrale Maddalena Ovest - Rampe - Sezioni
- 040_2080910_CN24_A_1_E_SE_GN_1018 Viabilità perimetrale Maddalena - Piazzali - Sezioni
- 040_2080910_CN24_A_1_E_RE_GN_1019 Maddalena Est - Muro di sostegno n.1 - Relazione di calcolo
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1020 Maddalena Est - Muro di sostegno n.1 - Planimetria
- 040_2080910_CN24_A_1_E_RE_GN_1021 Maddalena Est - Muro di sostegno n.2 tra i due piazzali - Relazione di calcolo
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1022 Maddalena Est - Muro di sostegno n. 2 tra i due piazzali - Planimetria, Sezione e armature
- 040_2080910_CN24_A_1_E_RE_GN_1023 Maddalena Ovest - Muro di sostegno n 3 Piazzale nuova cabina elettrica - Relazione di calcolo
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1024 Maddalena Ovest - Muro di sostegno n 3 Piazzale nuova cabina elettrica - Planimetria, Sezione e armature
- 040_2080910_CN24_A_1_E_RE_GN_1025 Maddalena Ovest - Muro di sostegno n 4 Duna di protezione - Relazione di calcolo

- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1026 Maddalena Ovest - Muro di sostegno n 4 Duna di protezione - Planimetria, Sezione e armature
- 040_2080910_CN24_A_1_E_RE_GN_1027 Berlinese n.1 - Relazione di calcolo
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1028 Berlinese n.1 – Pianta e Sviluppata
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1029 Berlinese n.1 – Sezioni Tipo e Particolari
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1030 Parcheggio area Colombera - Planimetria e sezione trasversale
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1031 Parcheggio area Colombera - Planimetria e sezione trasversale su ortofoto
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1032 Parcheggio area Colombera, viabilità dettagli e finiture
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1033 Parcheggio area Colombera - Planimetria e sezione delle occupazioni in fascia B
- 040_2080910_CN24_A_1_E_RE_GN_1035 Berlinese n.2 - Relazione di calcolo
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1036 Berlinese n.2 - Pianta e Sviluppata
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1037 Berlinese n.2 - Sezioni Tipo e Particolari
- 040_2080910_CN24_A_1_E_RE_GN_1038 Berlinese n.3 - Relazione di calcolo
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1039 Berlinesi n.3 - Pianta e Sviluppata
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1040 Berlinesi n.3 - Sezioni Tipo e Particolari
- 040_2080910_CN24_A_1_E_RE_GN_1041 Berlinese n.4 - Relazione di calcolo
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1042 Berlinesi n.4 – Pianta e Sviluppata
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1043 Berlinesi n.4 - Sezioni Tipo e Particolari
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1044 Maddalena Ovest - Muro di sostegno n 4 Duna di protezione - Particolari
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1045 Maddalena Est - Muro di sostegno n.1 - Sviluppata
- 040_2080910_CN24_A_1_E_PL_GN_1046 Maddalena Est - Muro di sostegno n.1 - Sezioni e armature

3. INQUADRAMENTO GEOTECNICO SISMICO

Come definito nella Relazione Geotecnica Sismica elab "040_2080910_CN24_A_1_E_RE_GN_1002", risultano individuate le seguenti unità principali:

- DEPOSITI ALLUVIONALI DI CONOIDE ALLUVIONALE/MISTO ("AL"): Sono costituiti da depositi misti di limi sabbiosi e sabbie limose con ghiaia, ghiaie con ciottoli, sabbie ghiaiose e livelli di ciottoli in matrice limoso-sabbiosa. All'interno si rinvencono locali blocchi e trovanti lapidei derivanti dall'erosione del substrato roccioso. Tale unità occupa la porzione settentrionale della zona di progetto più prossima all'attuale corso del T. Clarea;
- COLTRI DETRITICO-COLLUVIALI ("CL"): Comprendono depositi detritici sciolti costituiti in prevalenza da sabbia medio fine limosa con ghiaia eterometrica da subarrotondata ad angolare e limi sabbiosi. Nell'ambito dell'area studiata includono, in parte, anche depositi rimaneggiati di probabile deposizione antropica;

Nella seguente tabella sono riepilogati per i terreni presenti alle profondità direttamente interessate, i parametri geotecnici caratteristici adottati per l'unità "G1".

Profondità (m)	γ (kN/m ³)	ϕ' [°]	c' [kPa]	E' [kPa]
0-10	20	30	0	80.000
>10	20	30	10	100.000

Tabella 1: Parametri geotecnici per l'unità "G1"

Per l'unità "AL", si adottano i parametri geotecnici caratteristici seguenti:

Profondità (m)	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
0-10	20	30	0
>10	20	30	10

Tabella 2: Parametri geotecnici per l'unità "AL"

La paratia si sviluppa all'interno della formazione G1

In applicazione di quanto disposto al Paragrafo 2.4.3 della NTC2018 e al Punto C2.4.3/Tabella C2.4.1 della Circolare 21.01.19 n° 7 C.S.LL.PP., considerando una vita nominale dell'opera ≤ 10 anni e una Classe d'uso $Cu=II$, il Periodo di riferimento VR risulta essere uguale a 35 anni.

I valori dell'accelerazione massima in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a_g , il valore massimo del fattore di amplificazione F_0 ed il periodo di inizio del tratto a velocità costante T_c^* dello spettro in accelerazione orizzontale sono determinati nella tabella seguente sulla base della localizzazione geografica delle opere per le opere provvisionali.

Coordinate LTF2004C: Nord 45903.052 ; Est 161004.467

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.039	2.436	0.206
SLD	35	0.043	2.428	0.213
SLV	332	0.117	2.452	0.260
SLC	682	0.150	2.476	0.269

Tabella 3: Parametri di pericolosità sismica in funzione degli stati limite per opere provvisorie

Il sottosuolo è di categoria C al senso delle NTC 2008. Infatti si hanno valori di $N_{SPT,30}$ compresi in generale da 15 a 50 e valori di $V_{s,30}$, nelle zone più prossime alla superficie, compresi tra 200 e 600 m/s.

La tabella seguente permette la determinazione dei valori del coefficiente stratigrafico S_s e del coefficiente C_c per ogni classe di suolo.

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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 4: Espressioni di S_s e C_c

Le condizioni topografiche che permettono il calcolo del coefficiente topografico S_T sono di categoria T2 con inclinazione media superiore a 15° .

Stato limite	S_S	C_c	S_T
SLO	1.50	1.77	1.2
SLD	1.50	1.75	1.2
SLV	1.50	1.64	1.2
SLC	1.48	1.62	1.2

Tabella 5: Valori di progetto dei parametri S_S , C_c e S_T

In definitiva, per lo stato limite SLV si avrà $a_{max} = a \times S_S \times S_T = 0.117 \times 1.5 \times 1.2 = 0.21024 \text{ g}$

3.1 Metodo pseudo-statico: applicazione azione sismica

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Per quanto attiene alle forze inerziali originate dalla spinta delle terre e dai carichi permanenti portati sono rappresentate da un insieme di forze orizzontali applicate staticamente alla struttura di intensità pari al prodotto del peso degli elementi per i coefficienti sismici, K_h e K_v , rispettivamente in direzione orizzontale e verticale. L'inerzia degli elementi strutturali può essere trascurata nell'analisi.

3.1.1 Analisi delle paratie

Per le analisi delle opere di sostegno flessibili, volte all'individuazione delle massime sollecitazioni strutturali, vale quanto segue.

Il coefficiente sismico verticale può essere trascurato.

Per la valutazione del coefficiente sismico orizzontale, occorre valutare un coefficiente $\alpha \leq 1$ che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e un coefficiente $\beta \leq 1$ che tiene conto della capacità del sistema (terreno, struttura e vincoli) di dissipare energia durante il moto sismico. Considerando quanto riportato al punto C7.11.6.3 della Circolare 2019, si ha che il coefficiente β è minore di 1 solo se l'accelerazione massima attesa al sito

risulta maggiore dell'accelerazione critica del sistema. Nel caso in esame poiché a_{\max} è minore a_{crit} il valore di β è stato posto pari all'unità

In definitiva, il coefficiente sismico orizzontale vale: $K_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max}$.

Altezza complessiva dell'opera H	14
Coefficiente di riduzione funzione della deformabilità dei terreni α	1.0
Coefficiente di riduzione funzione della capacità di spostamento β	1.0
Coefficiente sismico orizzontale k_h	0.21024
Coefficiente sismico verticale k_v	--

Tabella 6 : Coefficienti sismici per la paratia multitirantata

4. NORMATIVA

In conformità con quanto adottato nel CCTP del CO34 e CO10, le Norme tecniche da adottare sono quelle relative al DM 17.01.2018 (NTC 2018)

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle: UNI 11104:2016, UNI EN 206-1:2016 e Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

Il copriferro minimo c_{min} sarà definito in funzione: delle condizioni ambientali, della classe di resistenza del cls della vita nominale dell'opera, secondo quanto specificato al punto C4.1.6.1.3 della " Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7".

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 10 mm. Nel seguito le assunzioni fatte per le varie situazioni affrontate.

- *Strutture a sviluppo orizzontale quali: Cordolo Testa Paratia*
 - Classe di esposizione: XC4 - XF4¹
 - rapporto a/c massimo: 0.45
 - Classe di Resistenza minima: 28/35
 - Contenuto minimo in cemento: 360 kg/m³
 - Consistenza: S4 - S5
 - contenuto minimo in aria: 4%
 - Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo
 - copriferro: 40 (molto aggressivo)+ 10 (tolleranza) + 0 (vita nominale 10 anni)
→ 50 mm

¹ Essendo la struttura esposta all'aggressione derivante dai cicli di gelo-disgelo è necessario inglobare aria mediante un additivo aerante e il requisito più cogente in termini di classe di resistenza minima a compressione, in tal caso, è rappresentato da quello imposto dalla classe di esposizione XF4. La classe di resistenza minima a compressione prevista per la classe di esposizione XC4, infatti, essendo calcolata in assenza di aerante è sovrastimata rispetto a quella conseguibile con un rapporto a/c di 0.45 in quanto non tiene conto della penalizzazione delle proprietà meccaniche derivante dalla presenza del sistema di microbolle necessarie per rendere il calcestruzzo resistente al gelo (si consideri un 5% di resistenza in meno per ogni 1% di contenuto d'aria: un cls con un contenuto d'aria del 4% resiste il 20% in meno di quanto resisterebbe in assenza dell'additivo e quindi prescrivere un cls con $f_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$ e 4% aria è equivalente alla richiesta di un cls con $f_{ck} = 30/0.8 = 37.5 \text{ N/mm}^2$ senza aria aggiunta)

- *Acciaio per Tiranti*
 - Il trefolo ha una sezione nominale di 140 mm^2 ed un diametro nominale di 15.2 mm (0.6").
 - $f_{p(1)k} = 1640 \text{ N/mm}^2$ tensione di snervamento;
 - $f_{ptk} = 1855 \text{ N/mm}^2$ tensione di rottura.

- *Acciaio per carpenteria metallica (travi di ripartizione, tubi armatura micropali)*
 - La tensione di progetto dell'acciaio f_{yd} , si ottiene dalla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio f_{yk} (355 MPa), fattorizzata con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.05$.
 - $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica di snervamento
 - $f_{yd} = 338 \text{ MPa}$ resistenza di progetto
 - I tubi d'armatura dei micropali dovranno essere realizzati senza saldature longitudinali e saranno collegati reciprocamente mediante giunzioni a manicotto filettato.

- *Magrone*
 - Classe di Resistenza minima: 12/15

- *Acciaio per armature:*
 - tondi singoli: B 450C
 - reti elettrosaldate: B 450C

6. ANALISI DELLA BERLINESE MULTITIRANTATA

L'opera in oggetto è stata analizzata nella sezione maggiormente critica, che presenta altezza massima provvisoria di 9.0 m e altezza massima definitiva di 8.5 m.

6.1 APPROCCIO DI NORMATIVA

Il progetto e la verifica della paratia richiede la verifica dei seguenti stati limite:

1. SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - a. collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
2. SLU di tipo strutturale (STR):
 - b. raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Tutte le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

Nella seguente tabella si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (moltiplicativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno).

Combinazioni per analisi statiche SLU							
	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	<i>Permanenti</i>		<i>Variabili</i>				
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	$\tan \varphi'$	c'	c_u
A1 + M1	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
A2 + M2	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

I coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche relativamente ad ogni singolo SLU precedentemente analizzato sono di seguito indicati:

Coefficients parziali per le verifiche di paratie			
Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia	$\gamma_R=1.0$	-	-
Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera	$\gamma_R=1.0$	-	-

La paratia in oggetto viene verificata anche nei confronti degli effetti provocati dal sisma. L'analisi sismica viene effettuata secondo le seguenti combinazioni:

- Combinazione 1 con coefficienti parziali M1 sui parametri e coefficienti unitari sulle azioni;

In condizioni sismiche valgono gli stessi coefficienti parziali γ_R del caso statico riportati nella precedente tabella.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione:

$$E_d = \gamma_E \cdot E[F_k; X_k/\gamma_M; a_d]$$

e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnica:

$$R_d = 1/\gamma_R \cdot R[\gamma_F \cdot F_k; X_k/\gamma_M; a_d]$$

Effetto delle azioni e della resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $E_d = E_k \cdot \gamma_E$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto. Nella formulazione della resistenza compare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza.

6.1.1 Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_favour)	Carico Sismico (F_earthquake)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_waterDR)	Pressioni Acqua Lato Valle (F_waterRS)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UP_L_GD Stab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UP_PL_G Stab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_UP_L_QD Stab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_GD Stab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_G Stab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_QD Stab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1

(Rara/Frequente /Quasi Permanente)													
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su $\tan(\phi)$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	$\gamma\phi$	γc	γc_u	γq_u	$\gamma\gamma$
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γRe	γa_p	γa_t	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

6.2 METODOLOGIA DI CALCOLO

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

Allo scopo è stato impiegato il codice di calcolo "ParatiePlus 2021" della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatica, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La simulazione numerica è quella offerta dal metodo degli elementi finiti.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);

la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;

il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete, esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

I tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Con tale metodologia, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di contrasto, consentendo di ottenere informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

Il metodo sopra esposto è sicuramente valido per il calcolo delle sollecitazioni all'interno della struttura che, come noto (cfr. [Becci & Nova, 1987], [Dhouib, 1995]), sono praticamente indipendenti dalla rigidità delle molle che simulano il terreno.

6.2.1 Azione sismica

Il programma PARATIE propone una procedura semiautomatica per il calcolo sismico di opere di sostegno flessibili (Becci & Carni (2014))

L'idea di base è la seguente: si consideri una porzione di terreno dal lato di monte della paratia, in condizioni di equilibrio statico nella configurazione raggiunta al termine dello scavo oppure nella fase intermedia critica in corrispondenza della quale si pensa intervenga l'azione sismica. Nel brevissimo lasso di tempo tra l'intervento dell'azione sismica e la risposta dell'insieme terreno-parete, si può pensare che le deformazioni incrementali siano trascurabili. Questo breve intervallo, difficilmente valutabile, può essere assimilato, con grande approssimazione, alla prima iterazione del metodo di Newton Raphson in base al quale PARATIE cerca di determinare, la soluzione conforme con la nuova sollecitazione imposta. Ne consegue che, per questo breve periodo transitorio, la sollecitazione sismica può essere assimilata alla spinta che si determinerebbe su un muro rigido, spinta per la quale è disponibile, ad esempio, la soluzione di Wood. Il successivo sviluppo di deformazioni addizionali deve tuttavia consentire una diminuzione di questa sollecitazione, fino a che, esattamente come nel caso statico, non si determinino condizioni d'equilibrio limite al di sotto di cui le spinte non possono scendere. Quindi, in estrema sintesi, è pensabile di operare nel seguente modo:

1. relativamente ad ogni molla di monte, congelando momentaneamente le deformazioni, è applicato un incremento di sforzo orizzontale efficace pari a quello fornito dalla teoria di Wood: poiché questo è un incremento di sforzo a deformazione nulla, può essere assimilato ad una coazione anelastica;
2. all'iterazione successiva, è rimosso il vincolo sull'incremento di deformazione e, contemporaneamente, è ridefinito il limite attivo, portandolo dal valore statico a quello dinamico. Il processo iterativo farà in modo che la coazione, impressa alla prima iterazione, si sfoghi in modo più o meno rilevante in funzione dell'elasticità del sistema e delle deformazioni incrementali, assicurando tuttavia che la spinta non scenda al di sotto del valore limite attivo sismico di M-O.

In Figura 5 sono riportati alcuni stress path percorsi da elementi molla a monte di una parete, all'atto dell'applicazione delle sollecitazioni sismiche con il metodo automatico.

- Percorso A-B-C-D: corrisponde al caso di un elemento di terreno che, pur soggetto ad un allentamento verso valle ($\Delta < 0$), prima del sisma è in fase elastica (punto A); l'applicazione della coazione, cioè dell'incremento di sforzo a deformazione nulla, è rappresentata dal segmento A-B; il successivo rilascio elastico è il tratto B-C mentre la deformazione plastica una volta raggiunta la nuova condizione limite attiva sismica è il segmento C-D. Si osservi che, a parità di sforzo verticale efficace, la condizione limite di minima spinta aumenta rispetto al caso statico.
- Percorso E-F-G-H: corrisponde al caso di un elemento terreno già in condizioni di spinta attiva statica (punto E); l'applicazione della coazione è rappresentata dal segmento E-F, che determina un temporaneo ritorno in fase elastica; il successivo rilascio elastico è il tratto F-G mentre la deformazione plastica una volta raggiunta la nuova condizione limite attiva sismica è il segmento G-H.
- Percorso I-J-K: corrisponde al caso di un elemento terreno che, pur trovandosi dal lato di monte, ha subito una compressione ($\Delta > 0$, punto I); l'applicazione della coazione è rappresentata dal segmento I-J, ed il successivo rilascio elastico è J-K.

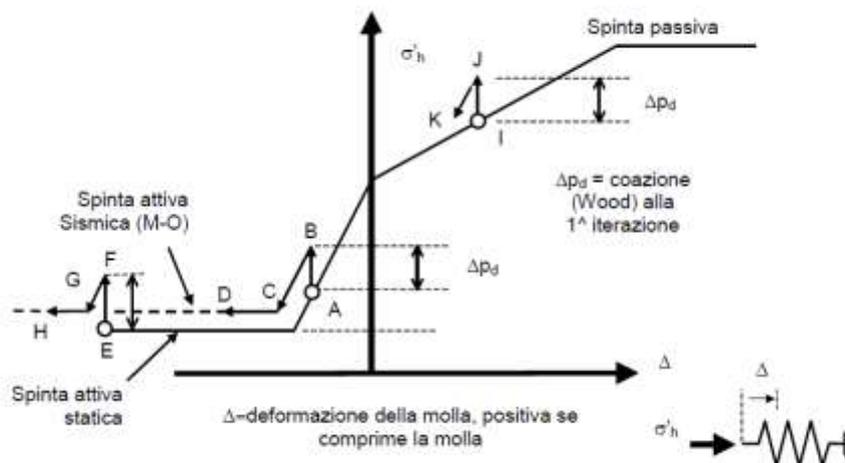


Figura 5 – Stress path di elementi molla di monte in accordo con la procedura sismica automatica di “Paratie”.

Il calcolo delle condizioni limite attive sismiche è fatto in accordo con i criteri generali, utilizzando in particolare l’espressione

$$\sigma'_A(z) = (1 \pm k_v) K^d_{A,E} \cdot \sigma'_V(z) \quad \text{se } z \leq z_w$$

$$\sigma'_A(z) = (1 \pm k_v) \left\{ K^d_{A,E} \cdot \sigma'_V(z_w) + K^w_{A,E} \cdot \left[\sigma'_V(z) - \sigma'_V(z_w) \right] \right\} \quad \text{se } z > z_w$$

nella quale tuttavia lo sforzo verticale efficace σ'_v tiene conto anche del sovraccarico e degli eventuali effetti di fondazioni nastroforni valutati secondo la normale procedura implementata nel codice.

La Figura 6 riassume la procedura.

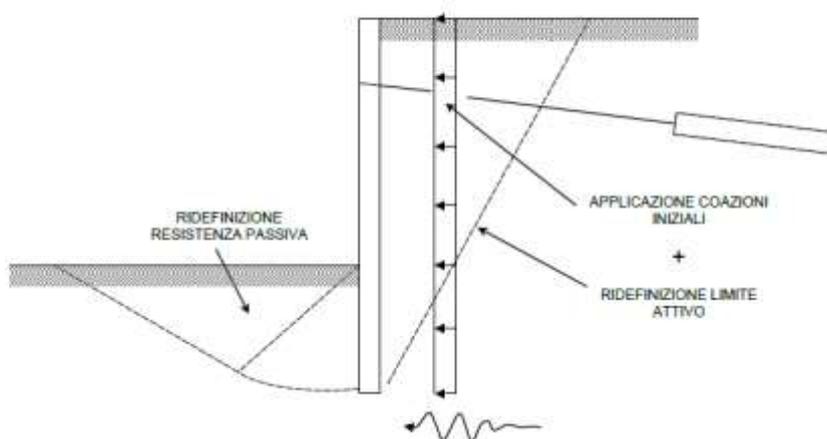


Figura 6 – Rappresentazione sintetica della procedura sismica di “Paratie”

È possibile osservare come questo modo di procedere permetta di sollecitare sismicamente tutte le tipologie di parete lasciando all’algoritmo di calcolo la valutazione dell’azione sismica intermedia fra le due ipotesi estreme; nel caso di parete molto flessibile, l’applicazione della

spinta di M-O è comunque garantita, in linea, per tutto quanto detto in precedenza, con le ipotesi usuali adottate nella grande maggioranza dei casi pratici. Nel caso di pareti per le quali, precedentemente al sisma, non si erano instaurate condizioni limite, questo algoritmo consente in ogni caso di sollecitare il sistema. La redistribuzione delle azioni iniziali è condotta utilizzando le rigidità statiche, il che è certamente un'approssimazione che rende tuttavia il calcolo coerente con le analisi statiche. Infine, accettando le approssimazioni dell'algoritmo, il metodo permette di studiare anche pareti che sostengono scavi in terreni coesivi, in condizioni non drenate, cosa non possibile con un'applicazione del metodo di M-O.

6.2.2 Azioni dovute all'urto di un veicolo in svio

Si fa riferimento alla tabella di seguito riportata che indica i valori "medi" della forza F trasmessa alle barriere in funzione della classe di contenimento e della deflessione.

Livello di contenimento	Energia cinetica kJ	Deflessione del lato verso il traffico m					
		0,1	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0
		Forza media \bar{F} kN					
T1	6,2	16,8	9,3	5,8	4,2	3,3	2,7
T2	21,5	36,5	24,2	16,7	12,7	10,3	8,6
T3	36,6	46,7	33,8	24,7	19,4	16,0	13,6
N1	43,3	59,2	42,0	30,3	23,7	19,4	16,5
N2	81,9	112,0	79,4	57,2	44,7	36,7	31,1
H1	126,6	93,6	76,6	61,7	51,6	44,4	38,9
H2	287,5	133,0	116,8	100,4	88,1	78,5	70,8
H3	462,1	266,4	227,1	189,8	163,0	142,9	127,1
H4a	572,0	311,3	267,6	225,4	194,7	171,4	153,1
H4b	724,6	269,1	242,1	213,6	191,1	172,8	157,8

Tabella n.2.2 – Forza media in funzione del livello di contenimento e della deflessione

Generalmente, per passare dai valori medi, mediati nel tempo dell'urto, ai valori massimi, considerando i dati sperimentali da crash test, si ha un coefficiente moltiplicativo pari a 2.5 e pertanto, nel caso in oggetto, considerando una barriera H2, con deflessione pari a 0.1 m, si avrà: $F_{max} = 2.5 * 133.0 = 332.5$

Ai fini delle verifiche globali della paratia si assume che, a prescindere dal numero di montanti coinvolti nell'urto, la forza F_{max} si ripartisca uniformemente sul generico concio di lunghezza pari a 10m, ottenendo:

$$F \cong 35 \text{ kN/m}$$

$$M \cong 35 \text{ kN*m/m}$$

6.2.3 Sovraccarichi accidentali

Alle normali azioni vanno aggiunti i possibili sovraccarichi accidentali esercitati sulle opere di sostegno da eventuali mezzi d'opera, dall'accatastamento di materiale o dal traffico stradale/ferroviario di una viabilità interferita, ecc..

Sul piazzale a monte della paratia è stato considerato un carico distribuito di 20 kPa a simulare l'eventuale movimentazione dei mezzi di cantiere; nella combinazione sismica tale carico è stato tenuto in conto con un'aliquota del 50%

6.2.4 Parametri geotecnici di calcolo

Di seguito si riportano i parametri geotecnici di progetto per le varie unità stratigrafiche presenti:

Tabella 1: Parametri di calcolo dei terreni

Unità		z inizio m p.c.	z fine m p.c.	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ'_p °	Evc Mpa	Eur Mpa
GI 0-10	Depositi Glaciali Indifferenziati	0	-10.0	20	0	30	50	80
GI > 10	Depositi Glaciali Indifferenziati	-10.0	oltre	20	10	30	80	128

dove:

Evc è il modulo elastico in compressione

Eur è il modulo elastico in condizioni di scarico.

La falda non interferisce con le fasi di scavo e con l'opera.

6.2.5 Elementi strutturali

Le caratteristiche inerziali dell'opera sono calcolate in automatico dal programma. Il codice di calcolo esegue automaticamente le verifiche della sezione tubolare in acciaio .

Sezione : Microp d240 mm

Area equivalente : 0.0292701293100024 m

Inerzia equivalente : 0.0001 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.35 m

Diametro : 0.24 m

Efficacia : 1

Materiale acciaio : S355

Sezione : CHS139.7*12

Tipo sezione : O

Spaziatura : 0.35 m

Spessore : 0.012 m

Diametro : 0.1397 m

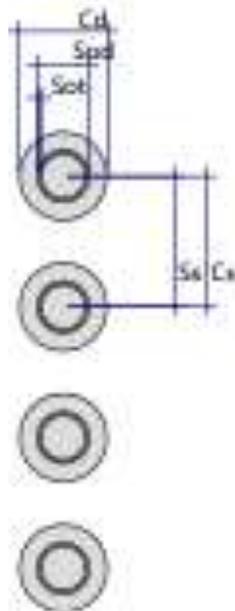


Figura 7: Paratia di micropali

I micropali saranno realizzati mediante getto a gravità

Le rigidzze delle molle elastiche schematizzanti i tiranti vengono calcolate, dal programma, ipotizzando che la lunghezza deformabile di ciascun tirante sia la somma della lunghezza passiva e della metà della lunghezza attiva:

$$k_{el} = \frac{n_{tr} A_{tr}}{i (L_p + 0.5L_a)}$$

dove:

k_{el} è la rigidzza delle molle elastiche schematizzanti i tiranti

n_{tr} è il numero dei trefoli

A_{tr} è l'area di ciascun trefolo

i è l'interasse dei tiranti

L_p è la lunghezza passiva

L_a è la lunghezza attiva

Di seguito si riportano i parametri di calcolo per quanto riguarda i tiranti:

Ordine	D_p mm	n_{tr} -	A_{tr} mm ²	L_p m	L_a m	i m	Pretensione kN	Ripartizione
1	160	3	139	12	8	2.8	300	HE 180 A
2	160	3	139	9	8	2.8	300	HE 180 A
3	160	3	139	6	9	2.45	300	HE 180 A

Tabella 7 : Parametri di calcolo dei tiranti

La fondazione dei tiranti sarà realizzata mediante iniezioni ripetute ad alta pressione IRS

6.2.6 Verifiche dei tiranti e delle travi di ripartizione

Il codice Paratie Plus 21 consente di effettuare le verifiche di resistenza allo SLU/SLV dell'armatura e della fondazione dei tiranti, applicando automaticamente la seguente metodologia, in ottemperanza alla vigente normativa.

Il codice verifica sia la resistenza dell'acciaio armonico (denominata "Resistenza STR") che la resistenza della fondazione (denominata "Resistenza GEO"). Esso inoltre applica un criterio di verifica di "Gerarchia delle Resistenze", in cui verifica che la resistenza dell'acciaio armonico sia superiore a quella della fondazione.

6.2.6.1 Verifica dell'acciaio armonico

In condizioni ultime, al fine di verificare l'acciaio dei tiranti, lo sforzo massimo di trazione di calcolo N_Q ricavato dall'analisi allo SLU/SLV, deve risultare non maggiore dello sforzo di snervamento di progetto dei tiranti N_{yd} ottenuto moltiplicando l'area totale A_t della sezione resistente per la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio $f_{p(1)k}$ (1670 MPa), fattorizzata con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.05$.

$$N_{yd} = \frac{f_{p(1)k} A n_{tr}}{\gamma_s} \geq N_{Q,SLU}$$

dove:

$f_{p(1)k}$ è la resistenza caratteristica di rottura dell'acciaio dei trefoli

A è l'area di ciascun trefolo

n_{tr} è il numero di trefoli per tirante

γ_s è il coefficiente parziale dell'acciaio

Il codice Paratie Plus 21 applica quindi la disequazione di verifica $N_{yd} > N_Q$.

6.2.6.2 Verifica di portanza della fondazione

La fondazione dei tiranti (tratto attivo) sarà eseguita con iniezione di malta cementizia (ed additivi) ad alta pressione, con il metodo IRS (Iniezioni Ripetute e Selettive) attraverso valvole poste ad interasse di 0.5 m.

In considerazione delle caratteristiche tecnologiche, della natura dei terreni e delle esperienze di letteratura e personali, sono state valutate le tensioni “caratteristiche” di adesione laterale limite fondazione-terreno q_s , e relativo coefficiente α , secondo quanto ricavabile dai dati sperimentali suggerito dall’esperienza di Bustamante e Doix (vedasi Figura 8) per il caso in esame.

TABLEAU IV
Valeurs des coefficients α pour le calcul du diamètre moyen du scellement d'un tirant ou micropieux injecté

SOLS	Coefficient α		Quantité minimale de coulis conseillée V_i
	IRS*	IGU**	
Grave	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_i
Grave sablonneuse	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,8 V_i
Sable graveleux	1,5 à 1,8	1,2 à 1,3	1,5 V_i
Sable grossier	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	1,5 V_i
Sable moyen	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_i
Sable fin	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_i
Sable limoneux	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_i pour IRS 1,5 V_i pour IGU
Limse	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	1,2 V_i pour IRS 1,5 V_i pour IGU
Argile	1,8 à 2	1,2	1,25 à 3 V_i pour IRS 1,5 à 2 V_i pour IGU
Marne	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_i pour couche compacte
Marne-calcaire	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_i ou plus, si couche fracturée
Craie siliceuse ou fragmentée	1,8	1,1 à 1,2	
Roche altérée ou fragmentée	1,2	1,1	1,1 à 1,5 V_i si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée

V_i : volume du bulbe de scellement.
IRS: injection répétitive et sélective.
IGU: injection globale en pression unitaire.

* avec $\alpha = 0,25$
** avec $0,8 \alpha = \alpha = 0,2$

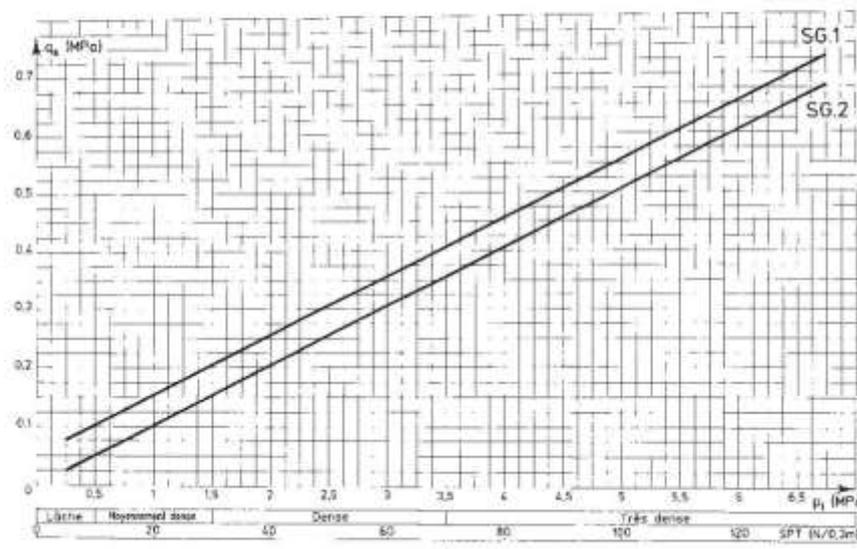


Fig. 16. — Abaque pour le calcul de q_s pour les sables et graviers.

Figura 8: Stralcio articolo “Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés”

Per i terreni in cui sono fondati i tiranti di progetto si assumono i valori: $\alpha = 1.4$ e $q_s = 180$ kPa.

$$N_{Rf} = \frac{\pi D_p \alpha q_s L_a}{\gamma_R \xi}$$

dove:

- N_{Rf} è la resistenza di progetto dell'interfaccia tra il bulbo di fondazione ed il terreno
- α è pari al rapporto tra il diametro medio effettivo del bulbo D_b ed il diametro di perforazione, $\alpha = D_b/D_p$, funzione del tipo di terreno e metodologia d'iniezione. (vedasi Figura 8)
- q_s è la tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno, funzione del tipo di terreno e metodologia d'iniezione (vedasi Figura 8)
- γ_R è il coefficiente parziale riduttivo della resistenza (pari a 1.1 per tiranti provvisori e 1.2 per tiranti definitivi): adottato 1.2
- ξ è il fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili di indagine (adottato 1.80)
- L_a è la lunghezza attiva
- D_p è il diametro di perforazione
- N_Q è l'azione di trazione massima allo SLU/SLV

Il codice Paratie Plus 20 applica quindi la disequazione di verifica $N_{Rf} > N_Q$.

6.2.6.3 Verifica delle travi di ripartizione

Il momento flettente M_{max} ed il taglio massimo T_{max} sono calcolati sia modellando la trave di ripartizione come una trave continua su 2 appoggi disposti ad un interasse pari all'interasse fra i tiranti i e sollecitata da un carico uniformemente ripartito pari alla reazione dei tiranti $F_h = N_Q/i$ sia considerando, sempre sollecitata dallo stesso carico ripartito, una trave su più appoggi.

Trave su 2 Appoggi	Trave su più Appoggi
$M_{Ed} = \frac{N_Q i^2}{i \cdot 8}$	$M_{Ed} = - \frac{N_Q i^2}{i \cdot 9.34}$
$T_{Ed} = \frac{N_Q i}{i \cdot 2}$	$T_{Ed} = \frac{N_Q i}{i} \cdot 0.607$
T_{max} ed M_{max} , sono rispettivamente, sull'appoggio ed in mezzzeria	T_{max} ed M_{max} , sono, insieme, sul secondo appoggio

Note le massime sollecitazioni di taglio e momento flettente in condizione di SLU la verifica delle travi è effettuata tramite le seguenti espressioni, in conformità alla normativa vigente per sezioni di classe 1 e 2:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \geq M_{Ed}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_V \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} \geq V_{Ed}$$

$$M_{y,V,Rd} = \left(W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_V^2}{4t_w} \right) \cdot f_{yd} \geq M_{Ed}$$

dove:

M_{Ed}, V_{Ed} sono il momento e il taglio di progetto allo SLU/SLV

$M_{c,Rd}$	è il momento resistente per sola flessione
$V_{c,Rd}$	è il taglio resistente
$M_{y,V,Rd}$	è il momento resistente per $V_{Ed} > 0.5 \cdot V_{c,Rd}$
A	è l'area della sezione
W_{pl}	è il modulo di resistenza plastico
b	è la larghezza del profilato
h	è l'altezza del profilato
t_w	è lo spessore dell'anima
t_f	è lo spessore delle ali
r	è il raggio di curvatura
A_v e ρ	sono l'area resistente a taglio e il relativo fattore di riduzione della resistenza a flessione, dati dalle seguenti:
	$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$
	$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$

La tensione di progetto dell'acciaio f_{yd} , si ottiene dalla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio f_{yk} (355 MPa), fattorizzata con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.05$. Le principali caratteristiche della sezione sono le seguenti:

Tabella 2: Profilo HE 180 A

Tipo Trave Ripartizione	HE 180 A	
Classe Resistenza Acciaio	S 355 (ex Fe 510)	
γ_{M0}	1.05	
f_{yd} (N/mm ²)	338.1	
	<i>Caratteristiche Sezione</i>	
Classe Sezione :	2	
W_{el} (cm ³) =	293.6	è il modulo di resistenza elastico
A (cm ²) =	45.3	è l'area della sezione
W_{pl} (cm ³) =	324.9	è il modulo di resistenza plastico
A_v (cm ²) =	14.52	è l'area resistente a taglio
b (mm) =	180	è la larghezza del profilato
h (mm) =	171	è l'altezza del profilato
t_w (mm) =	6	è lo spessore dell'anima
t_f (mm) =	9.5	è lo spessore delle ali
r (mm) =	15	è il raggio di curvatura
c_{anim} (mm) =	122	è l'altezza interna Anima
c_{ala} (mm) =	72	è l'altezza esterna Ala

6.3 FASI DI CALCOLO

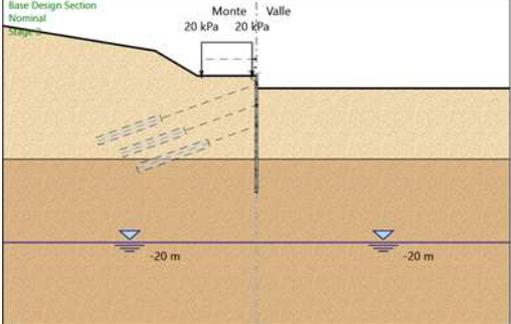
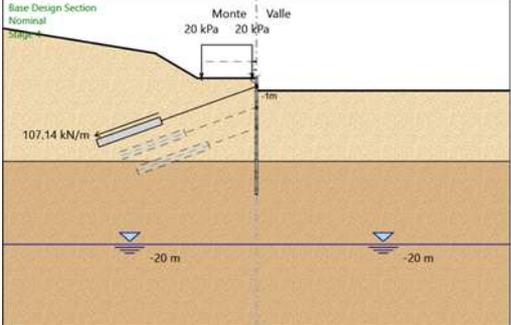
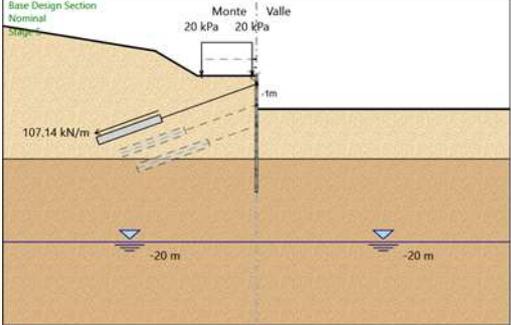
Nell'analisi sono state implementate le seguenti fasi di calcolo, in cui la quota 0.0 corrisponde alla testa della paratia:

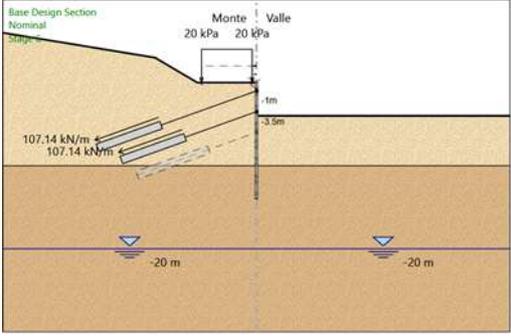
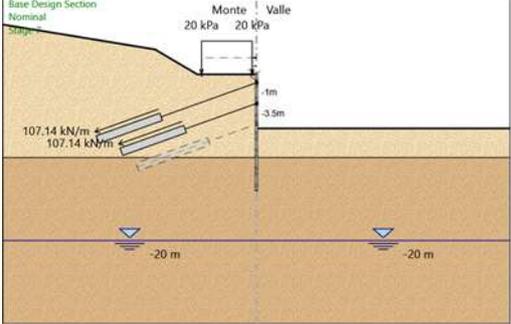
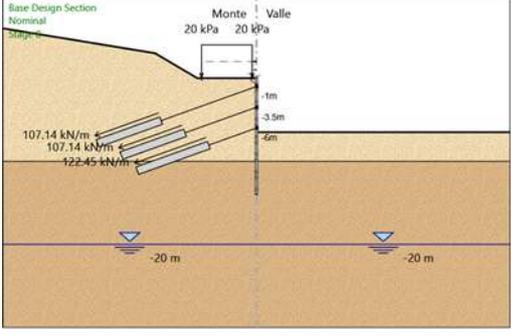
- Fase 1. Inizializzazione delle condizioni litostratigrafiche
- Fase 2. Inizializzazione della paratia e del sovraccarico sulla pista
- Fase 3. Scavo a quota -1.5 m
- Fase 4. Attivazione del 1° ordine di tiranti a quota -1.0 m
- Fase 5. Scavo a quota -4.0 m
- Fase 6. Attivazione del 2° ordine di tiranti a quota -3.5 m
- Fase 7. Scavo a quota -6.5 m
- Fase 8. Attivazione del 3° ordine di tiranti a quota -6.0 m
- Fase 9. Scavo massimo a quota -9 m
- Fase 10. Ricoprimento definitivo di valle a quota -8.5 m
- Fase 11. Applicazione dell'azione di svio (non contemporaneo al sisma di Fase 12)
- Fase 12. Parzializzazione Sovraccarico pista ed Applicazione della sovraspinta sismica (statica-equivalente)

Lo scavo massimo è stato aumentato di 50 cm in conformità al paragrafo 6.5.2.2 delle NTC2018.

Nella tabella successiva si riportano per ogni "Stage" i cambiamenti rispetto alla fase precedente ed un'immagine illustrativa.

Fase	Descrizione Operazioni della Fase	Schema
Stage 1	<p>Scavo Muro di sinistra Lato monte : 0 m Lato valle : 0 m</p> <p>Linea di scavo di sinistra (Irregolare) (-30;6) (-12;3) (-7;0) (0;0)</p> <p>Linea di scavo di destra (Orizzontale) 0 m</p>	
Stage 2	<p>Carichi Carico lineare in superficie : Carico pista X iniziale : -6.5 m X finale : -0.5 m Pressione iniziale : 20 kPa Pressione finale : 20 kPa</p> <p>Elementi strutturali Paratia : Berlinese Micropali X : 0 m Quota in alto : 0 m</p>	

Fase	Descrizione Operazioni della Fase	Schema
	Quota di fondo : -14 m Sezione : Microp d240 mm	
Stage 3	<p>Scavo Muro di sinistra Lato monte : 0 m Lato valle : -1.5 m</p> <p>Linea di scavo di destra (Orizzontale) -1.5 m</p>	
Stage 4	<p>Elementi strutturali Paratia : Berlinese Micropali X : 0 m Quota in alto : 0 m Quota di fondo : -14 m Sezione : Microp d240 mm Tirante : Tir 1° Ordine X : 0 m Z : -1 m Lunghezza bulbo : 8 m Diametro bulbo : 0.16 m Lunghezza libera : 12 m Spaziatura orizzontale : 2.8 m Precarico : 300 kN Angolo : 20 ° Sezione : 3 strands Tipo di barre : Barre trefoli Numero di barre : 3 Diametro : 0.01331 m Area : 0.000417 m² Trave di Ripartizione : Trave 1° Ordine Sezione : 2XHEA180 HE 180A Materiale : S355</p>	
Stage 5	<p>Scavo Muro di sinistra Lato monte : 0 m Lato valle : -4 m</p> <p>Linea di scavo di destra (Orizzontale) -4 m</p>	

Fase	Descrizione Operazioni della Fase	Schema
Stage 6	<p>Elementi strutturali Tirante : Tir 2° Ordine X : 0 m Z : -3.5 m Lunghezza bulbo : 8 m Diametro bulbo : 0.16 m Lunghezza libera : 9 m Spaziatura orizzontale : 2.8 m Precarico : 300 kN Angolo : 20 ° Sezione : 3 strands Tipo di barre : Barre trefoli Numero di barre : 3 Diametro : 0.01331 m Area : 0.000417 m² Trave di Ripartizione : Trave 2° Ordine Sezione : 2XHEA180 HE 180A Materiale : S355</p>	
Stage 7	<p>Scavo Muro di sinistra Lato monte : 0 m Lato valle : -6.5 m Linea di scavo di destra (Orizzontale) -6.5 m</p>	
Stage 8	<p>Elementi strutturali Tirante : Tir 3° Ordine X : 0 m Z : -6 m Lunghezza bulbo : 9 m Diametro bulbo : 0.16 m Lunghezza libera : 6 m Spaziatura orizzontale : 2.45 m Precarico : 300 kN Angolo : 20 ° Sezione : 3 strands Tipo di barre : Barre trefoli Numero di barre : 3 Diametro : 0.01331 m Area : 0.000417 m² Trave di Ripartizione : Trave 3° Ordine Sezione : 2XHEA180 HE 180A Materiale : S355</p>	

Fase	Descrizione Operazioni della Fase	Schema
Stage 9	<p><i>Scavo</i> Muro di sinistra Lato monte : 0 m Lato valle : -9 m</p> <p>Linea di scavo di destra (Orizzontale) -8.5 m</p>	
Stage 10	<p><i>Scavo</i> Muro di sinistra Lato monte : 0 m Lato valle : -8.5 m</p> <p>Linea di scavo di destra (Orizzontale) -8 m</p>	
Stage 11	<p><i>Carichi</i> Carico puntuale alla paratia : Urto Quota : 0 m Px : 35 kN/m Pz : -2 kN/m M : -35 kNm/m</p> <p>Carico lineare in superficie : Carico pista Sisma X iniziale : -6.5 m X finale : -0.5 m Pressione iniziale : 20 kPa Pressione finale : 20 kPa</p> <p>Applicazione Sollecitazione Sismica</p>	
Stage 12	<p><i>Carichi</i> Carico lineare in superficie : Carico pista Sisma (senza urto) X iniziale : -6.5 m X finale : -0.5 m Pressione iniziale : 10 kPa Pressione finale : 10 kPa</p> <p><i>Applicazione Sollecitazione Sismica</i></p>	

Tabella 8 : Fasi di Calcolo

6.4 RISULTATI DI CALCOLO E VERIFICHE

Nelle seguenti immagini si riportano i principali risultati dell'analisi e le verifiche di resistenza dell'acciaio armonico e della portanza di fondazione dei tiranti, e di resistenza delle travi di ripartizione dei tiranti, allo SLE e SLU/SLV, secondo i criteri esposti nei paragrafi precedenti. Le verifiche risultano sempre soddisfatte.

Gli spostamenti orizzontali ottenuti dall'opera sono al massimo di 20.32 mm (a -7.60m da testa paratia), originati durante la fase 9 laddove si raggiunge il massimo scavo di 9 m, sicuramente compatibili con la funzionalità dell'opera.

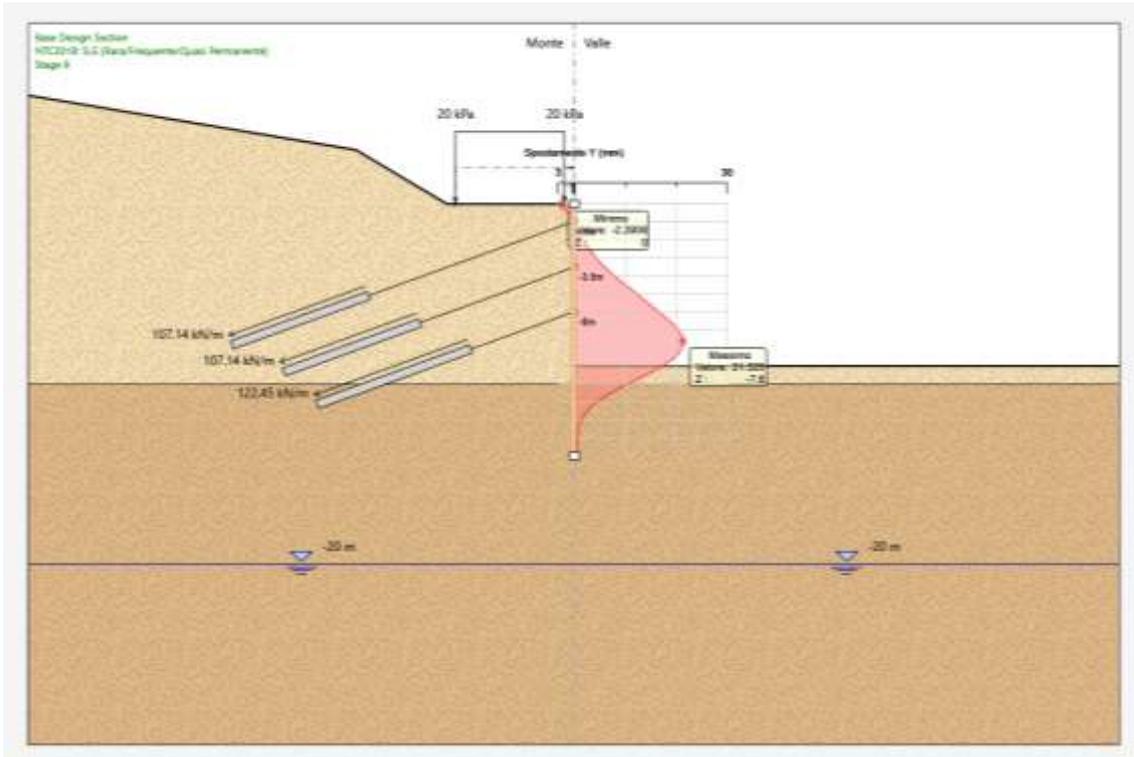


Figura 9: Involuppo degli spostamenti, $|u_{\max}| = 20.32 \text{ mm}$

6.4.1 Stabilità al piede dell'opera

Come precedentemente esplicitato il programma esegue in automatico la verifica di stabilità dell'opera verificando che il rapporto tra spinta efficace e passiva (calcolate in funzione dei coefficienti specifici della "Design Assumption") risulti inferiore all'unità
Nella tabella e figure seguenti sono riportati i principali risultati

Design Assumption	Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva)	
	(Lato SX)	(Lato DX)
<NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>	0.09	0.39
<NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>	0.09	0.39
<NTC2018: A2+M2+R1>	0.12	0.62
<NTC2018: SISMICA GEO>	0.09	0.62

Tabella 9 : Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva)

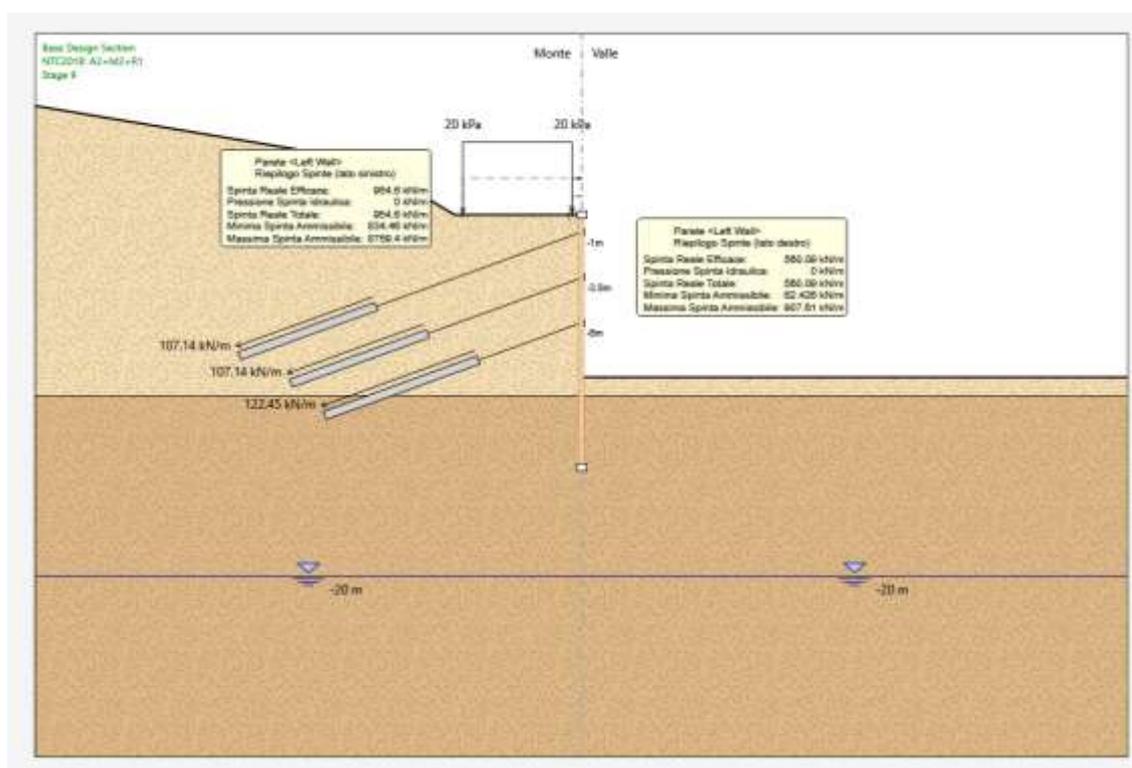


Figura 10: Riepilogo Spinte: Design Assumption NTC2018: A2+M2+R1

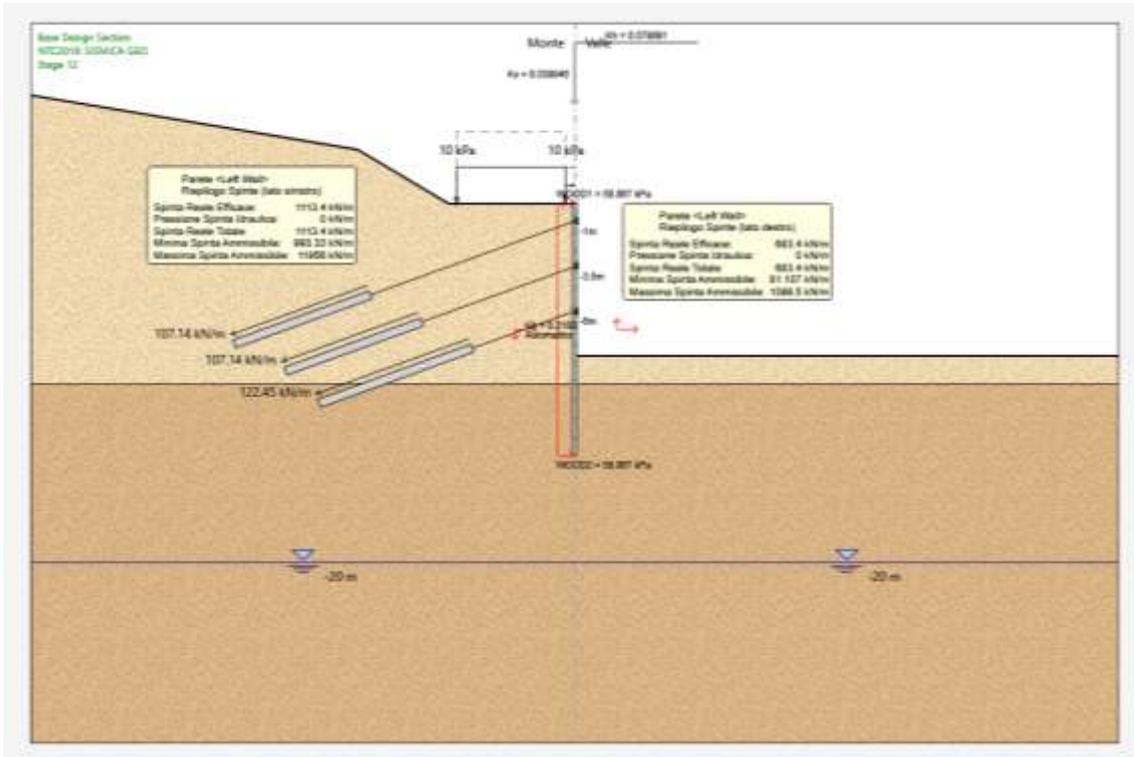


Figura 11: Riepilogo Spinte: Design Assumption NTC2018: SISMICA GEO

6.4.2 Risultati verifiche Strutturali Micropali

Nel seguito, dopo aver riportato le figure con l'andamento dell'involuppo, sulle varie fasi e Design Assumption, del momento e del taglio lungo la paratia si riportano sotto forma di grafico e tabella gli "sfruttamenti" a Momento e Taglio del tubo d'armatura (tubo S355 diametro $\varnothing 139.7$ e spessore $s=12$ mm).

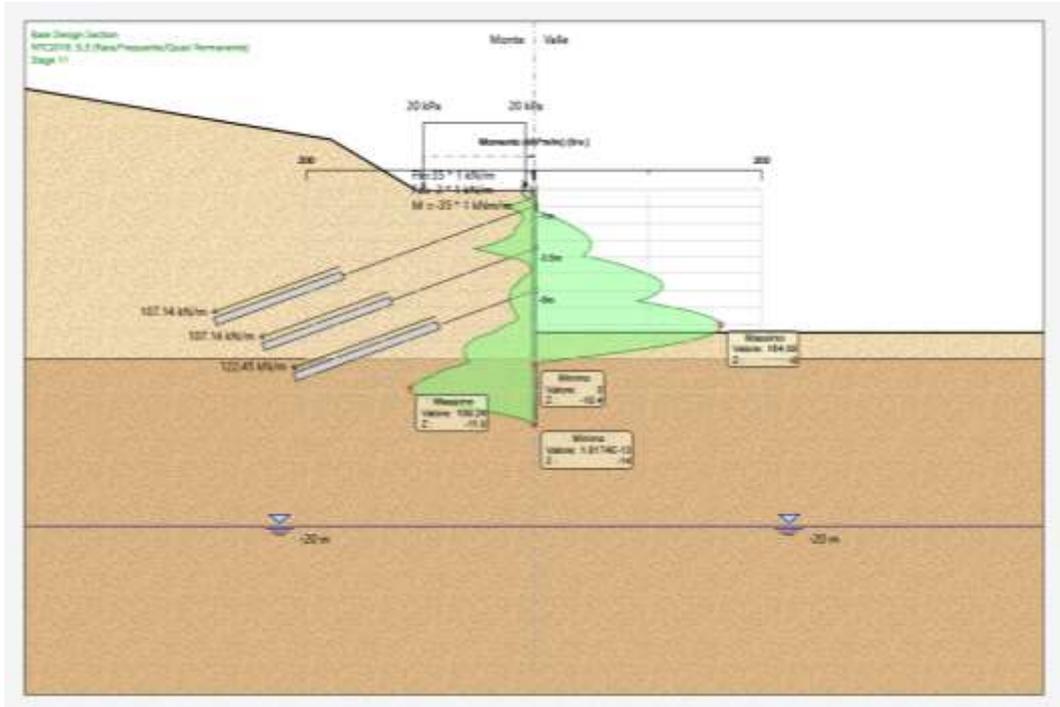


Figura 12: Involuppo dei momenti in SLU, $|M_{max}| = 164.08$ kN m/m

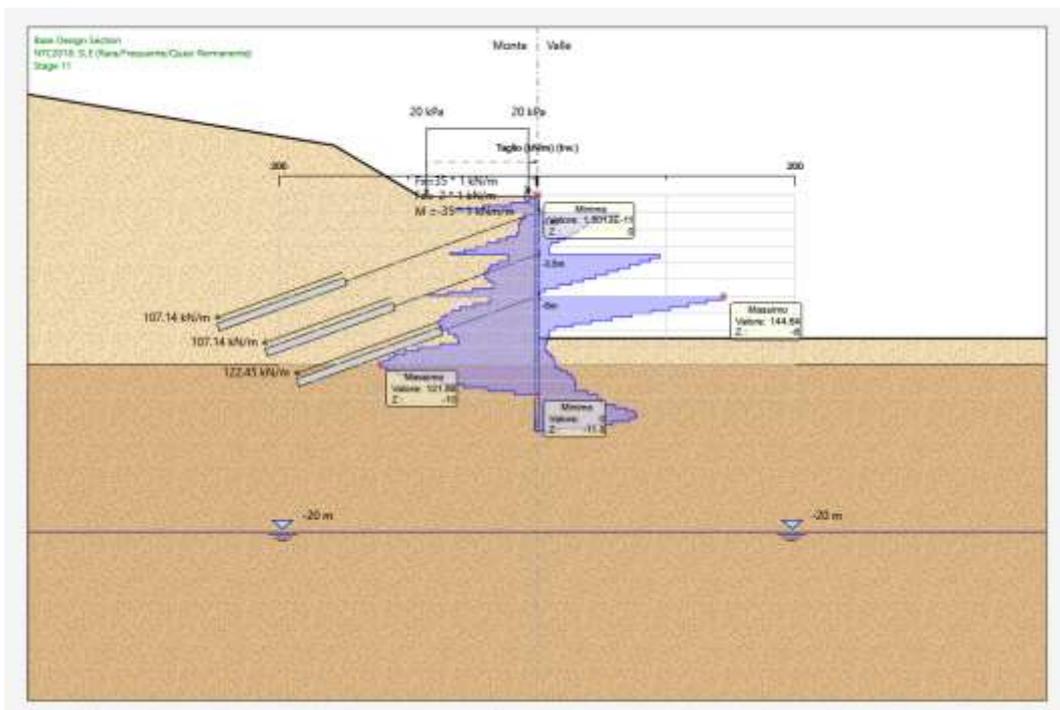


Figura 13: Involuppo dei tagli in SLU, $|T_{max}| = 144.64$ kN/m

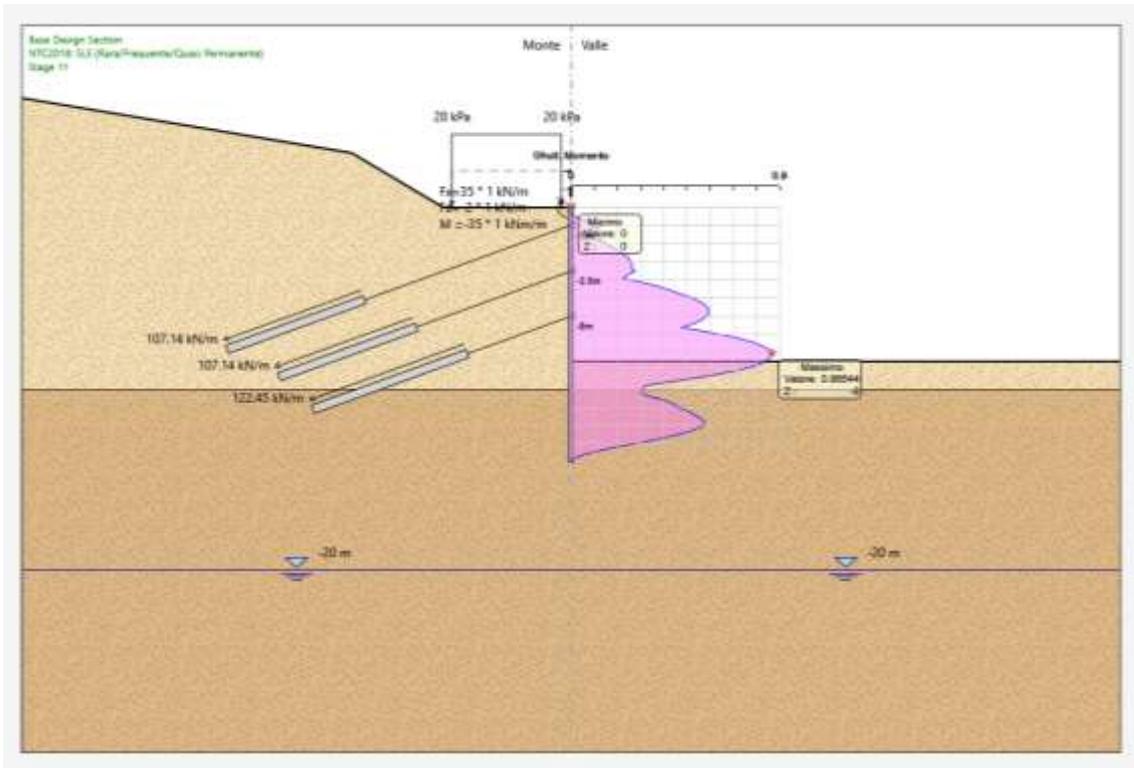


Figura 14: Involuppo sfruttamento sezione a Momento, $Sfrutt_M^{MAX} = 0.865 \leq 1$

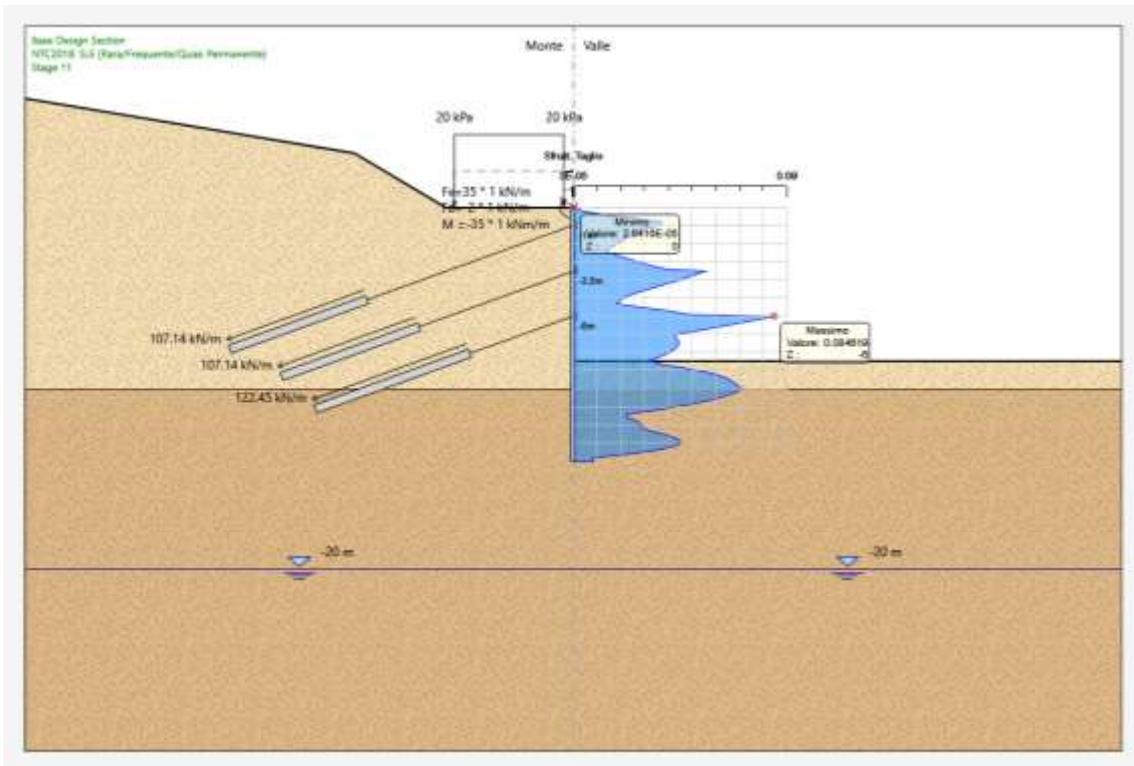


Figura 15: Involuppo sfruttamento sezione a Taglio, $Sfrutt_T^{MAX} = 0.085 \leq 1$

6.4.3 Verifiche Geotecniche e Strutturali Tiranti e Trave Ripartizione

Di seguito, dopo aver riportato in Figura 16 le azioni assiali massime dei tiranti allo SLU, verranno tabelle riepilogative con le verifiche strutturali e geotecniche dei tiranti e delle travi di ripartizione, secondo le metodologie descritte nei paragrafi precedenti.

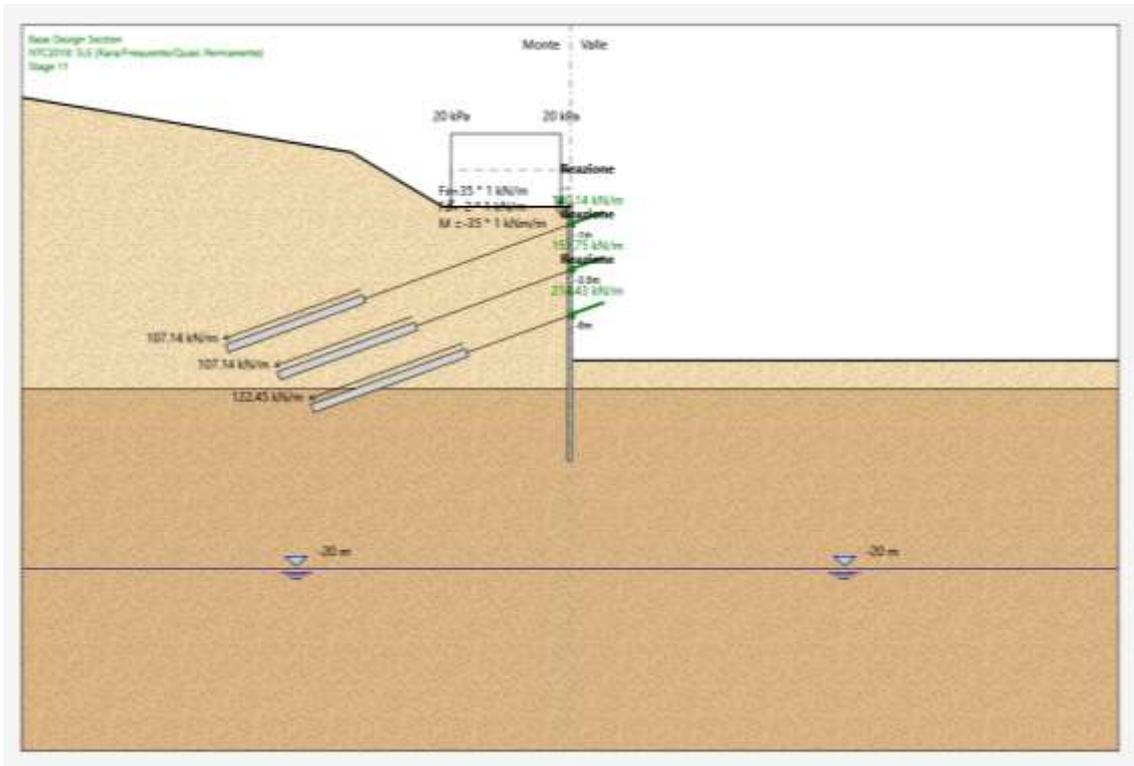


Figura 16: Azioni assiali massime dei tiranti allo SLU

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Design Assumption
Tir 1° Ordine	Stage 11	399.49	511.79	580.33	0.781	0.688	✓	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Tir 2° Ordine	Stage 7	424.89	511.79	580.33	0.83	0.732	✓	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Tir 3° Ordine	Stage 12	525.35	575.77	580.33	0.912	0.905	✓	NTC2018: SISMICA STR

Tabella 10 : Tabella Involuppi Verifica dell'acciaio armonico e della fondazione dei tiranti

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tir 1° Ordine	Stage 4	389.844	511.794	580.325	0.762	0.672	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 5	392.397	511.794	580.325	0.767	0.676	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 6	391.806	511.794	580.325	0.766	0.675	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 7	385.444	511.794	580.325	0.753	0.664	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 8	386.216	511.794	580.325	0.755	0.666	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 9	384.647	511.794	580.325	0.752	0.663	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 10	384.64	511.794	580.325	0.752	0.663	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 11	399.628	511.794	580.325	0.781	0.689	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 12	382.896	511.794	580.325	0.748	0.66	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 6	389.844	511.794	580.325	0.762	0.672	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 7	425.388	511.794	580.325	0.831	0.733	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 8	422.106	511.794	580.325	0.825	0.727	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 9	421.189	511.794	580.325	0.823	0.726	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 10	421.244	511.794	580.325	0.823	0.726	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 11	416.571	511.794	580.325	0.814	0.718	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 12	420.444	511.794	580.325	0.822	0.724	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 8	389.844	575.768	580.325	0.677	0.672	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 9	463.754	575.768	580.325	0.805	0.799	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 10	463.778	575.768	580.325	0.805	0.799	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 11	463.243	575.768	580.325	0.805	0.798	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 12	462.636	575.768	580.325	0.804	0.797	✓	✓

Tabella 11 : Verifica dell'acciaio armonico e della fondazione dei tiranti D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tir 1° Ordine	Stage 4	299.88	511.794	580.325	0.586	0.517	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 5	304.417	511.794	580.325	0.595	0.525	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 6	303.799	511.794	580.325	0.594	0.523	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 7	291.424	511.794	580.325	0.569	0.502	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 8	292.228	511.794	580.325	0.571	0.504	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 9	285.987	511.794	580.325	0.559	0.493	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 10	285.965	511.794	580.325	0.559	0.493	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 11	300.253	511.794	580.325	0.587	0.517	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 12	281.809	511.794	580.325	0.551	0.486	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 6	299.88	511.794	580.325	0.586	0.517	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 7	380.691	511.794	580.325	0.744	0.656	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 8	377.451	511.794	580.325	0.738	0.65	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 9	386.978	511.794	580.325	0.756	0.667	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 10	387.093	511.794	580.325	0.756	0.667	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 11	383.045	511.794	580.325	0.748	0.66	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 12	386.301	511.794	580.325	0.755	0.666	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 8	299.88	575.768	580.325	0.521	0.517	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 9	441.813	575.768	580.325	0.767	0.761	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 10	441.855	575.768	580.325	0.767	0.761	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 11	441.193	575.768	580.325	0.766	0.76	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 12	440.804	575.768	580.325	0.766	0.76	✓	✓

Tabella 12 : Verifica dell'acciaio armonico e della fondazione dei tiranti D.A. NTC2018: A2+M2+R1

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tir 1° Ordine	Stage 4	299.88	511.794	580.325	0.586	0.517	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 5	301.658	511.794	580.325	0.589	0.52	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 6	301.201	511.794	580.325	0.589	0.519	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 7	296.352	511.794	580.325	0.579	0.511	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 8	296.947	511.794	580.325	0.58	0.512	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 9	295.796	511.794	580.325	0.578	0.51	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 10	295.791	511.794	580.325	0.578	0.51	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 11	307.396	511.794	580.325	0.601	0.53	✓	✓
Tir 1° Ordine	Stage 12	305.934	511.794	580.325	0.598	0.527	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 6	299.88	511.794	580.325	0.586	0.517	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 7	325.649	511.794	580.325	0.636	0.561	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 8	323.115	511.794	580.325	0.631	0.557	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 9	322.278	511.794	580.325	0.63	0.555	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 10	322.32	511.794	580.325	0.63	0.555	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 11	318.709	511.794	580.325	0.623	0.549	✓	✓
Tir 2° Ordine	Stage 12	395.549	511.794	580.325	0.773	0.682	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 8	299.88	575.768	580.325	0.521	0.517	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 9	354.723	575.768	580.325	0.616	0.611	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 10	354.74	575.768	580.325	0.616	0.611	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 11	354.326	575.768	580.325	0.615	0.611	✓	✓
Tir 3° Ordine	Stage 12	526.801	575.768	580.325	0.915	0.908	✓	✓

Tabella 13 : Verifica dell'acciaio armonico e della fondazione dei tiranti D.A. NTC2018: SISMICA STR-GEO

Verifica Trave di Ripartizione Livello 1°			
Carico sul Tirante (kN)	399.49		
Interasse Tiranti (m)	2.8		
Carico Distribuito (kN/m)	142.7		
n° Travi	2		
Sollecitazioni su singola Trave			
	Trave Semplicem App	Trave su più Appoggi	
T (kN)	99.9	T (kN)	121.2
M (kN * m)	69.9	M (kN * m)	59.9
Verifica Mmax: sola Flessione $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$			
$M_{c,Rd}$ (kN*m)	109.8		
$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	0.64	Verificato	
Verifica Tmax: solo Taglio			
$V_{c,Rd}$ (kN)	283.4		
$V_{Ed} / V_{c,Rd}$	0.43	Verificato	
Verifica Flessione e Taglio: $V_{Ed} / V_{c,Rd}$ Minore 0.5 -> Verifica NON Necessaria			

Verifica Trave di Ripartizione Livello 2°			
Carico sul Tirante (kN)	424.89		
Interasse Tiranti (m)	2.8		
Carico Distribuito (kN/m)	151.7		
n° Travi	2		
Sollecitazioni su singola Trave			
Trave Semplicem App		Trave su più Appoggi	
T (kN)	106.2	T (kN)	129.0
M (kN * m)	74.4	M (kN * m)	63.7
Verifica Mmax: sola Flessione $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$			
$M_{c,Rd}$ (kN*m)	109.8		
$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	0.68	Verificato	
Verifica Tmax: solo Taglio			
$V_{c,Rd}$ (kN)	283.4		
$V_{Ed} / V_{c,Rd}$	0.45	Verificato	
Verifica Flessione e Taglio: $V_{Ed} / V_{c,Rd}$ Minore 0.5 -> Verifica NON Necessaria			
Verifica Trave di Ripartizione Livello 3°			
Carico sul Tirante (kN)	525.35		
Interasse Tiranti (m)	2.45		
Carico Distribuito (kN/m)	214.4		
n° Travi	2		
Sollecitazioni su singola Trave			
Trave Semplicem App		Trave su più Appoggi	
T (kN)	131.3	T (kN)	159.4
M (kN * m)	80.4	M (kN * m)	68.9
Verifica Mmax: sola Flessione $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$			
$M_{c,Rd}$ (kN*m)	109.8		
$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	0.73	Verificato	
Verifica Tmax: solo Taglio			
$V_{c,Rd}$ (kN)	283.4		
$V_{Ed} / V_{c,Rd}$	0.56	Verificato	
Verifica Flessione e Taglio: $V_{Ed} / V_{c,Rd}$ Maggiore 0.5 -> Verifica Necessaria			
ρ	0.016		
$M_{y,V,Rd}$	109.7		
$M_{Ed} / M_{y,V,Rd}$	0.63	Verificato	

Tabella 14 : Verifica dell'acciaio delle travi di ripartizione

7. MONITORAGGIO

Nel seguente capitolo si riportano le indicazioni sul sistema di monitoraggio da prevedere in fase costruttiva e/o ad interventi realizzati, al fine di acquisire indicazioni sull'efficacia delle opere di sostegno e, soprattutto, di segnalare anomalie che dovranno essere tempestivamente analizzate procedendo alla risoluzione delle eventuali criticità.

Nello specifico è stata prevista l'installazione di:

- 1) **Mire ottiche** da posizionare in testa al cordolo e in corrispondenza dei vari ordini di tiranti al fine di poter segnalare eventuali movimenti anomali che tali opere potrebbero subire. Per tale strumentazione si prevede quanto segue:
 - Disporre mire in numero di 1 ogni 15÷20m di sviluppo di opera
 - Sfalsare le mire tra i vari ordini di tiranti e la trave di coronamento
 - Presentare letture in coordinate tridimensionali con precisione -/+0.1mm
- 2) **Celle di carico** in corrispondenza di alcune testate di ancoraggio dei tiranti nei vari ordini previsti in progetto, al fine di poter segnalare eventuali carichi anomali che tali opere potrebbero subire. Per tale strumentazione si prevede quanto segue:
 - Disporre celle in corrispondenza dei tiranti di estremità di ciascun ordine di ancoraggio
 - Disporre celle per ciascun ordine di ancoraggio in numero di 1 ogni 10 tiranti
 - Sfalsare le celle tra i vari ordini di tiranti
 - I terminali delle celle di carico devono essere alloggiati in appositi pannelli centralizzati
 - Campo di misura da 0 a 1000 kN

La strumentazione dovrà essere caratterizzata da elevate affidabilità e precisione e al fine di consentire alta frequenza delle letture e di fornire informazioni in tempo reale, dovrà essere collegata ad un sistema automatizzato di acquisizione.

La tipologia di strumentazione e l'effettiva posizione della stessa dovrà essere stabilita in sede costruttiva dall'Impresa Appaltatrice di concerto con la Committenza e la Direzione Lavori.

7.1 FREQUENZE DELLE MISURE

Per la strumentazione prevista, ovvero celle di carico e mire ottiche, si prevede dapprima una misura 0 a seguito dell'installazione e successivamente:

- 1 lettura prima dell'esecuzione degli scavi di ribasso;
- 1 lettura dopo l'esecuzione degli scavi di ribasso;
- 1 lettura dopo la tesatura dei tiranti di ancoraggio;
- 1 lettura/2gg dopo il raggiungimento della quota di fondo scavo

7.2 VALORI DI SOGLIA E AZIONI DA INTRAPRENDERE AL LORO SUPERAMENTO

La definizione di soglie oltre le quali si mettono in atto azioni di ulteriore attenzione o azioni correttive è un passo fondamentale nella definizione di un sistema di monitoraggio, anche se si tratta di un'operazione particolarmente complessa.

Per il monitoraggio che riguarda le paratie, gli spostamenti eventualmente misurati saranno confrontati con quelli ammissibili (valori di riferimento) che assicurano la funzionalità della struttura.

In particolare si definiscono i seguenti limiti di attenzione e di allarme:

- *Limite di attenzione:* è posto pari al **50% del valore di riferimento**;
- *Limite di allarme:* è posto pari al **70% del valore di riferimento**.

Al **raggiungimento del limite di attenzione** si provvederà all'incremento della frequenza delle misure, allo scopo di monitorare e valutare l'andamento delle deformazioni che potrebbero divenire potenzialmente incontrollabili.

Al **superamento del limite di allarme** si provvederà all'immediata interdizione al pubblico delle aree interessate dai lavori e alla definizione, a valle dello studio delle cause dei fenomeni occorsi, degli interventi rimediali necessari per riportare la situazione entro i limiti di sicurezza.

Relativamente alla definizione del **valore di riferimento**, di seguito si riporta una tabella degli spostamenti previsti in progetto in combinazione SLE, a partire dai quali è possibile procedere al monitoraggio della paratia:

Quota (m)	Valore (mm)											
	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5	Fase 6	Fase 7	Fase 8	Fase 9	Fase 10	Fase 11	Fase 12
0	-	-	2.724	0.834	-0.684	-0.216	-2.435	-2.306	-2.291	-	-	-
-0.2	-	-	2.515	0.735	-0.405	-0.048	-2.027	-1.898	-1.937	-	-	-
-0.4	-	-	2.306	0.637	-0.126	0.119	-1.620	-1.490	-1.582	-	-	-
-0.6	-	-	2.097	0.541	0.156	0.288	-1.209	-1.080	-1.226	-	-	-
-0.8	-	-	1.889	0.455	0.447	0.465	-0.790	-0.661	-0.860	-	-	-
-1	-	-	1.682	0.389	0.759	0.659	-0.348	-0.221	-0.472	-	-	-
-1.2	-	-	1.478	0.356	1.105	0.882	0.129	0.252	-0.050	-	-	-
-1.4	-	-	1.278	0.345	1.471	1.119	0.632	0.749	0.397	-	-	-
-1.6	-	-	-	-	1.844	1.355	1.150	1.258	0.860	-	-	-
-1.8	-	-	-	-	2.210	1.576	1.678	1.771	1.332	-	-	-
-2	-	-	-	-	2.556	1.773	2.210	2.282	1.810	-	-	-
-2.2	-	-	-	-	2.874	1.936	2.745	2.789	2.293	-	-	-
-2.4	-	-	-	-	3.153	2.061	3.283	3.289	2.783	-	-	-
-2.6	-	-	-	-	3.386	2.145	3.827	3.783	3.284	-	-	-
-2.8	-	-	-	-	3.566	2.190	4.381	4.275	3.805	-	-	-
-3	-	-	-	-	3.689	2.200	4.950	4.768	4.354	-	-	-
-3.2	-	-	-	-	3.752	2.185	5.544	5.270	4.944	-	-	-
-3.4	-	-	-	-	3.755	2.156	6.170	5.788	5.589	-	-	-
-3.5	-	-	-	-	3.734	2.143	6.500	6.057	5.937	-	-	-
-3.7	-	-	-	-	3.649	2.123	7.192	6.614	6.692	-	-	-
-3.9	-	-	-	-	3.511	2.102	7.908	7.177	7.507	-	-	-
-4.1	-	-	-	-	-	-	8.619	7.718	8.363	-	-	-
-4.3	-	-	-	-	-	-	9.301	8.217	9.245	-	-	-
-4.5	-	-	-	-	-	-	9.932	8.653	10.139	-	-	-
-4.7	-	-	-	-	-	-	10.493	9.012	11.034	-	-	-
-4.9	-	-	-	-	-	-	10.967	9.284	11.924	-	-	-
-5.1	-	-	-	-	-	-	11.341	9.463	12.802	-	-	-
-5.3	-	-	-	-	-	-	11.603	9.547	13.669	-	-	-
-5.5	-	-	-	-	-	-	11.745	9.543	14.524	-	-	-
-5.7	-	-	-	-	-	-	11.764	9.458	15.372	-	-	-
-5.9	-	-	-	-	-	-	11.658	9.309	16.221	-	-	-
-6	-	-	-	-	-	-	11.559	9.217	16.649	-	-	-
-6.2	-	-	-	-	-	-	11.270	9.005	17.512	-	-	-
-6.4	-	-	-	-	-	-	10.869	8.748	18.356	-	-	-
-6.6	-	-	-	-	-	-	-	-	19.145	-	-	-
-6.8	-	-	-	-	-	-	-	-	19.849	-	-	-
-7	-	-	-	-	-	-	-	-	20.440	-	-	-
-7.2	-	-	-	-	-	-	-	-	20.895	-	-	-
-7.4	-	-	-	-	-	-	-	-	21.195	-	-	-
-7.6	-	-	-	-	-	-	-	-	21.325	-	-	-
-7.8	-	-	-	-	-	-	-	-	21.274	-	-	-
-8	-	-	-	-	-	-	-	-	21.036	-	-	-
-8.2	-	-	-	-	-	-	-	-	20.610	-	-	-
-8.4	-	-	-	-	-	-	-	-	19.998	-	-	-
-8.6	-	-	-	-	-	-	-	-	19.209	-	-	-
-8.8	-	-	-	-	-	-	-	-	18.254	-	-	-
-9	-	-	-	-	-	-	-	-	17.151	-	-	-

Tabella 15 : Andamento degli spostamenti (tratto fuori terra) a SLE nelle varie fasi di scavo