

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN  
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE  
SEZIONE TRANSFRONTALIERA PARTE IN TERRITORIO ITALIANO  
SECTION TRANSFRONTALIERE PARTIE EN TERRITOIRE ITALIEN**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1  
CANTIERE OPERATIVO 04C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 04C  
SVINCOLO DI CHIOMONTE IN FASE DI CANTIERE  
ECHANGEUR DE CHIOMONTE DANS LA PHASE DE CHANTIER  
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION  
CUP C11J05000030001 - CIG 6823295927**

**OPERE D'ARTE  
OPERE D'ARTE MINORI  
RELAZIONE DI CALCOLO - BERLINESI E MURI DEL PIAZZALE**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Prima emissione Première diffusion	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
A	30/09/2017	Revisione a seguito commenti TELT Révision suite aux commentaires TELT	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
B	02/03/2018	Approfondimento progettuale	M.ARTIZZU (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	P.D'ALOISIO (MUSINET ENG.)
C	29/06/2018	Modifica titolo progetto/ Modifications titre du project	P.LESCE (MUSINET ENG.)	P.D'ALOISIO (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)

<b>1</b>	<b>0</b>	<b>4</b>	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>N</b>	<b>V</b>	<b>0</b>	<b>2</b>	<b>W</b>	<b>4</b>	
Cat.Lav. Cat.Trav.	Lotto/Lot		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie					

<b>E</b>	<b>C</b>	<b>L</b>	<b>O</b>	<b>C</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>C</b>
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object		Numero documento Numéro de document			Indice Index	

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/  
INTÉGRATION SPÉCIALISTE**




Dott. Ing. Piero D'ALOISIO  
Albo di Torino  
N° 5193 S



**SCALA / ÉCHELLE**  
-

**IL PROGETTISTA/LE DESIGNER**



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI  
Albo di Torino  
N° 2736

**L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR**

**IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE**





**SOMMAIRE / INDICE**

1. INTRODUZIONE .....	6
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI .....	8
2.1 Normative e standard .....	8
2.2 Documenti di riferimento .....	9
2.2.1 Elaborati progettuali.....	9
2.2.2 Bibliografia .....	9
2.3 Software di calcolo .....	9
3. MATERIALI .....	10
3.1 Calcestruzzi per opere geotecniche .....	10
3.1.1 Calcestruzzo per muri di sostegno, cordoli paratie .....	10
3.1.2 Malte per micropali .....	10
3.2 Acciai .....	11
3.2.1 Acciaio per armatura lenta .....	11
3.2.2 Acciaio armonico da precompressione .....	11
3.2.3 Acciaio da carpenteria strutturale (travi impalcati, fazzoletti, piastre,...) .....	11
3.2.4 Acciaio per micropali .....	11
4. GEOLOGIA E GEOTECNICA.....	12
4.1 Sezione geologica .....	12
4.1.1 Parametri geotecnici.....	12
4.2 Idrogeologia.....	12
5. CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO .....	13
5.1 Stati limite di progetto e coefficienti parziali .....	13
5.2 Azione sismica.....	15
5.3 Corrosione delle armature dei micropali .....	16
6. MODELLO DI CALCOLO DELLA BERLINESE.....	18
6.1 Sezioni di calcolo.....	18
6.2 Parametri geotecnici di calcolo.....	18
6.3 Livello di falda.....	18
6.4 Approcci progettuali (SL).....	18
6.5 Modellazione azione sismica .....	19
7. BERLINESE H=12M .....	20
7.1 Geometria e step di calcolo.....	20
7.2 Risultati delle analisi.....	24
7.2.1 Combinazione A1+M1 .....	25
7.2.2 Combinazione A2+M2.....	26
7.2.1 Combinazione A1+M1 EQK .....	27
7.2.2 Combinazione SLE RARA .....	28
7.2.3 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio .....	29
7.3 Verifica SLE: spostamenti attesi .....	30
7.4 Verifica di stabilità al piede della paratia .....	31
7.5 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali .....	32
7.5.1 Micropali .....	32
7.5.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE) .....	32

7.5.1.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	32
7.5.2	Tiranti d'ancoraggio.....	33
7.5.2.1	Requisiti da garantire per i tiranti permanenti .....	33
7.5.2.2	Dimensionamento .....	33
7.5.2.3	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	34
7.5.2.4	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) .....	35
7.5.2.5	Verifica della lunghezza libera dei tiranti .....	37
7.5.3	Travi di ripartizione .....	38
7.5.3.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	38
7.5.3.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	39
8.	MURI DI CHIUSURA PIAZZALE.....	40
8.1	Muro H= 3.40m .....	40
8.1.1	Verifica secondo la combinazione A1+M1 – statica e sismica .....	41
8.1.2	Verifica secondo la combinazione A2+M2- statica e sismica .....	48
8.1.3	Verifiche armature - paramento .....	55
8.1.3.1	Verifica a flessione SLU - paramento.....	55
8.1.3.2	Verifica a taglio SLU – paramento .....	56
8.1.4	Verifiche armature - fondazione .....	57
8.1.4.1	Verifica a flessione SLU - fondazione.....	57
8.1.4.2	Verifica a taglio SLU - fondazione .....	57

## LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 Pianta berlinese piazzale di manovra.....	6
Figura 2 Sviluppata prospetto berlinesi di piazzale .....	7
Figura 3 Sezione di calcolo di altezza massima di scavo H=12m .....	7
Figura 4 Riduzione dello spessore dovuta a corrosione [EC3-5, §4.4 “Corrosion rates for design”] .....	17
Figura 5 Berlinese h= 12m - Step 0.....	22
Figura 6 Berlinese h= 12m –Step 9.....	23
Figura 7 Berlinese h= 12m – Step 10.....	23
Figura 8 Berlinese h= 12m – Step 11 .....	24
Figura 9: Berlinese h= 12m – SLU A1+M1: inviluppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	25
Figura 10: Berlinese h= 12m - SLU A1+M1: inviluppo taglio lungo i micropali [kN/m] .....	25
Figura 11 Berlinese h= 12m– SLU A2+M2: inviluppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	26
Figura 12: Berlinese h= 12m - SLU A2+M2: inviluppo taglio lungo i micropali [kN/m] .....	26
Figura 13: Berlinese h= 12m– SLU A1+M1 EQK: inviluppo momento flettente lungo i micropali.....	27
Figura 14: Berlinese h= 12m - SLU A1+M1 EQK: inviluppo taglio lungo i micropali [kN/m] .....	27
Figura 15: Berlinese h= 12m– SLE: inviluppo del momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	28
Figura 16: Berlinese h= 12m– SLE: inviluppo del taglio lungo i micropali [kN] .....	28
Figura 17: Berlinese h= 12m– SLE: inviluppo degli spostamenti [mm] - $\delta_{max} \cong 15.9$ mm .....	29
Figura 18 – Berlinese h= 12m -Azione di tiro massima nei tiranti (SLE) .....	29
Figura 19 - Berlinese h= 12m -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1).....	30
Figura 20 - Berlinese h= 12m -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1 EQK) .....	30
Figura 21 – Berlinese scavo UP1 - Combinazione SLU A2+M2÷ SLU A2+M2 EQK: spinte mobilitate e disponibili – Step 9.....	31
Figura 22 Esempio tipo di tirante permanente a doppia guaina anticorrosione .....	33
Figura 23 - Indicazioni per la scelta del valore di s .....	36
Figura 24 - Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti (CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL, 1992, Third Edition, Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundation, pag. 399).....	37
Figura 25 - Schema statico travi di ripartizione .....	38
Figura 26 Sezione del muro di chiusura piazzale.....	40
Figura 27 Prospetto muri 1 e muro 2.....	40

## 1. INTRODUZIONE

L'opera oggetto della presente relazione si inserisce all'interno del nodo viario denominato "Nuovo svincolo de La Maddalena sulla A32". Lo stesso è ubicato nell'area della Maddalena, nel Comune di Chiomonte, allo sbocco Vallone Tiraculo-Rio Clarea, sul versante orografico destro del rio Clarea, prima del tratto in cui lo stesso si immette nella Dora, in prossimità delle "Gorge di Susa".

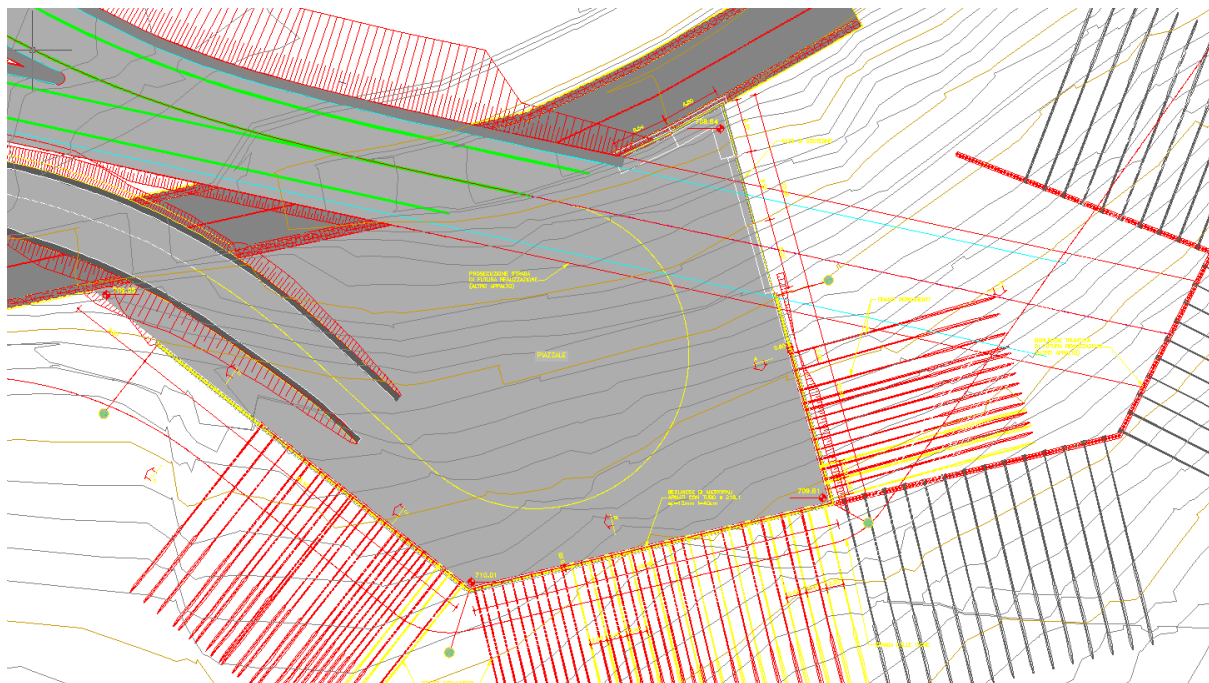
In particolare la relazione tratta la verifica dell'opera di sostegno del piazzale dello svincolo in uscita dall'autostrada, avente funzione permanente.

La geometria dell'opera è stata definita, in previsione dell'attacco alla galleria naturale di attraversamento del promontorio delle Vigne, nel rispetto dei dati piano altimetrici del futuro scenario viabilistico.

La berlinese consente il sostegno del versante a tergo e viene verificata, sia in condizioni statiche di esercizio, che in condizioni sismiche, stante il carattere permanente dell'opera.

Poiché il massimo dislivello tra quota piazzale e quota terreno è all'incirca 12m, la berlinese viene adeguatamente tirantata, con tiranti a carattere permanente, che dovranno pertanto essere adeguatamente protetti contro la corrosione.

Il prospetto e la pianta della berlinese di progetto sono riportati sulle tavole allegate al PE e nelle Figure sottostanti:



**Figura 1 Pianta berlinese piazzale di manovra**

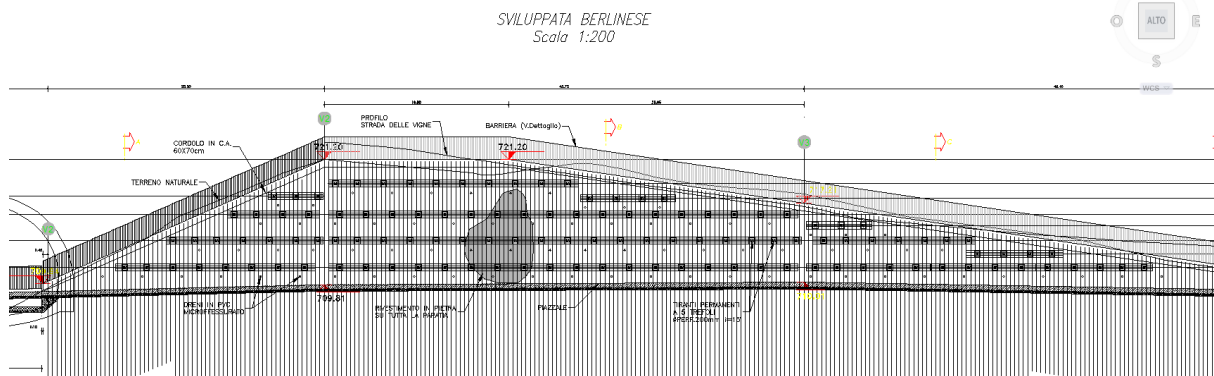


Figura 2 Sviluppo prospetto berlinesi di piazzale

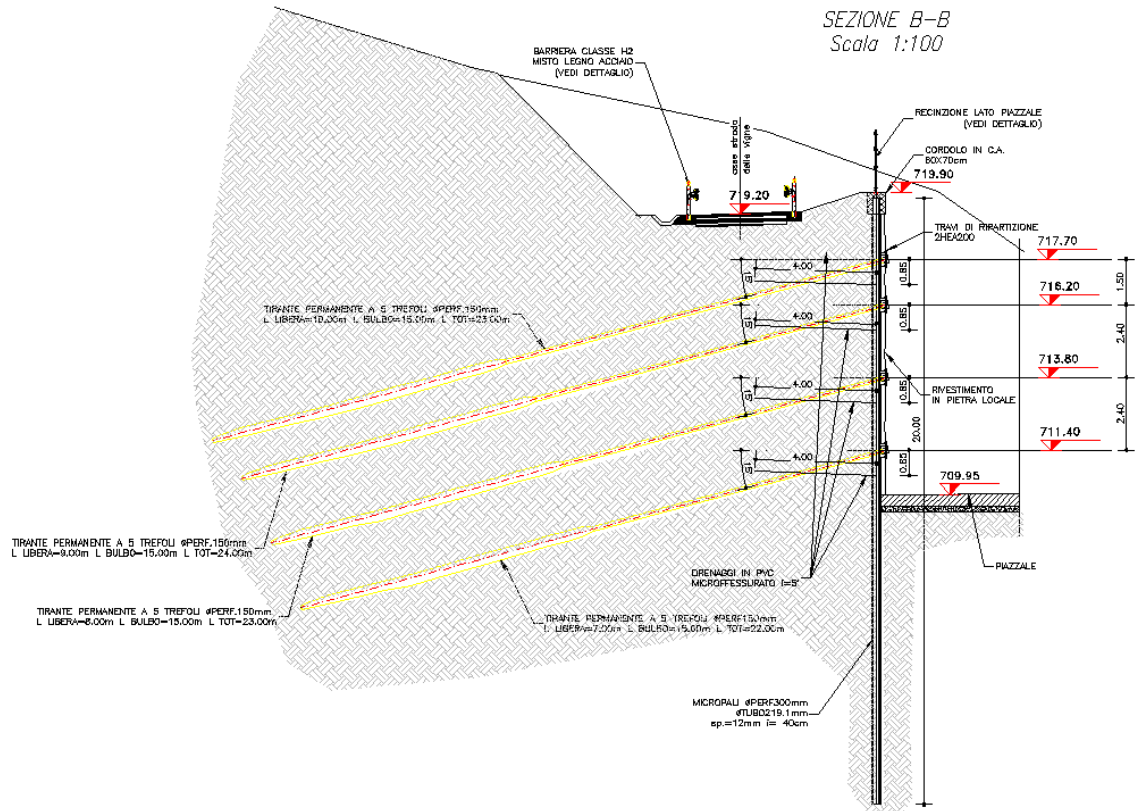


Figura 3 Sezione di calcolo di altezza massima di scavo H=12m

## 2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

### 2.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

- |      |  |  |
|------|--|--|
| [1]  | Legge 05/11/1971, n.1086   | Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951) |
| [2]  | Legge 02/02/1974, n.64   | Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche   |
| [3]  | D.M. 14/01/2008 n. 30  | Norme Tecniche per le costruzioni  |
| [4]  | Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617  | Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per la costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008   |
| [5]  | UNI EN 1990  | Basis of structural design   |
| [6]  | UNI EN 1991-1-1  | Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads   |
| [7]  | UNI EN 1991-1-4  | Actions on structures - General actions - Wind actions   |
| [8]  | UNI EN 1991-1-5  | Actions on structures - General actions - Thermal actions  |
| [9]  | UNI EN 1992-1-1  | Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures  |
| [10] | UNI EN 1992-1-2  | Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design   |
| [11] | UNI EN 1992-2  | Design of concrete structures -Bridges   |
| [12] | UNI EN 1993-1-1  | Design of steel structures-<br>General rules and rules for buildings   |
| [13] | UNI EN 1993-1-8  | Design of steel structures-<br>Design of Joints  |
| [14] | UNI EN 1994-1-1  | Design of composite steel and concrete structures –<br>General rules and rules for buildings   |
| [15] | UNI EN 1994-2  | Design of composite steel and concrete structures –<br>General rules and rules for bridges   |
| [16] | UNI EN 1997-1  | Geotechnical design - General rules  |
| [17] | UNI EN 1998-1  | Design provisions for earthquake resistance of structures -<br>General rules, seismic actions and rules for buildings  |
| [18] | UNI EN 1998-2  | Design of structures for earthquake resistance - Bridges   |
| [19] | UNI EN 1998-5  | Design of structures for earthquake resistance –<br>Foundations, retaining structures and geotechnical aspects   |
| [20] | Presidenza del Consiglio<br>Superiore dei Lavori Pubblici<br>– Servizio Tecnico Centrale | Linee guida sul calcestruzzo strutturale   |
| [21] | UNI-EN 206-1   | Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità   |
| [22] | UNI-EN 11104   | Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione   |



[23] UNI-EN 1537

delle EN 206-1

“Esecuzione di lavori geotecnici speciali.Tiranti di ancoraggio”, Giugno 2002

## 2.2 Documenti di riferimento

### 2.2.1 Elaborati progettuali

### 2.2.2 Bibliografia

[1] Bustamante M., Doix B., (1985): "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés". Bull. Liaison Labo. P.et Ch. 140, nov-dic 1985.

[2] Viggiani C. (2000): “Fondazioni”. Ed. CUEN.

## 2.3 Software di calcolo

[1] PARATIE PLUS 2017 per Windows, sviluppato da Ce.A.S. s.r.l., Italia e DeepExcavation LLC, USA

### 3. MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzi per opere geotecniche

##### 3.1.1 Calcestruzzo per muri di sostegno, cordoli paratie

Classe del calcestruzzo		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	29.05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	37.05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	16.46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	2.83	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.98	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.68	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm}$	3.39	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	1.32	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	4.46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cla di calcolo	$f_{bd}$	2.97	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$E_{cm}$	32588	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	$\sigma_c$	17.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	$\sigma_c$	13.07	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC4, XF2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.5	-
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

##### 3.1.2 Malte per micropali

Classe del calcestruzzo		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	29.05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	37.05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	16.46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	2.83	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.98	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.68	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm}$	3.40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	1.32	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	4.46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cla di calcolo	$f_{bd}$	2.97	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$E_{cm}$	32588	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	$\sigma_c$	17.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	$\sigma_c$	13.07	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2	-

Rapporto massimo acqua/cemento	0.55	-
Contenuto minimo di cemento	320	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)	S4	-
Dimensione massima dell'aggregato	30	mm

## 3.2 Acciai

### 3.2.1 Acciaio per armatura lenta

Classe di acciaio		<b>B450</b>	
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	540	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	$f_{yd}$	391.3	N/mm <sup>2</sup>
Sovra-resistenza	$f_{tk} / f_{yk}$	≥1.15	-
Modulo di elasticità	$E_s$	210000	N/mm <sup>2</sup>

### 3.2.2 Acciaio armonico da precompressione

Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk}$	1860	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{p(0.1)k}$	1670	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	$f_{yd}$	1452	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità	$E_s$	201000	N/mm <sup>2</sup>

Resistenze dei tiranti ( in funzione del numero di trefoli):

	n° trefoli	2	3	4	5	6	7
Carico snervamento	Py [kN]	464.26	696.39	928.52	1160.65	1392.78	1624.91
Carico rottura	Ptk [kN]	517.08	775.62	1034.16	1292.70	1551.24	1809.78
Tiro di bloccaggio	P0 [kN]	310.25	465.37	620.50	775.62	930.74	1085.87
Portata ammissibile	Pamm [kN]	336.10	504.15	672.20	840.26	1008.31	1176.36

### 3.2.3 Acciaio da carpenteria strutturale (travi impalcato, fazzoletti, piastre,...)

Classe di acciaio (EN 10025)		<b>S355J0/J2</b>	
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	510	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	355	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità	$E_s$	210000	N/mm <sup>2</sup>

### 3.2.4 Acciaio per micropali

Classe di acciaio (EN 10025)		<b>S355HJR</b>	
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	510	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	355	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità	$E_s$	210000	N/mm <sup>2</sup>

## 4. GEOLOGIA E GEOTECNICA

### 4.1 Sezione geologica

In assenza di una specifica campagna d'indagini condotta nella zona d'intervento, è stato ipotizzato un andamento geologico-tecnico simile a quello rilevato in sondaggi prossimi al sedime sul quale è ubicata l'opera.

#### 4.1.1 Parametri geotecnici

Partendo dalle considerazioni e dai risultati delle indagini contenuti nella Relazione geotecnica, sono stati considerati i seguenti parametri di resistenza e deformabilità per le formazioni che interessano l'opera in oggetto.

##### **STRATO 1 (unità UG2) – fino a q.ta +680m slm**

Peso dell'unità di volume	$\gamma =$	20 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno	$\varphi' =$	33°
Coesione	$c' =$	0 kN/m <sup>2</sup>
Modulo di elasticità	$E =$	80 MPa

##### **STRATO 2 (unità UG3) – sotto la q.ta +680m slm**

Peso dell'unità di volume	$\gamma =$	20 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno	$\varphi' =$	35°
Coesione	$c' =$	0 kN/m <sup>2</sup>
Modulo di elasticità	$E =$	80 MPa

I parametri di resistenza riportati sopra sono da intendersi in termini di tensioni efficaci, in quanto il calcolo e il progetto delle opere di sostegno è stato sviluppato in condizioni drenate. Tale ipotesi deriva dalla presenza di materiale in prevalenza sciolto e dall'assenza di informazioni idrogeologiche dettagliate.

I valori sopra riportati sono da intendersi quali caratteristici delle formazioni presenti in sito e, come tali, saranno impiegati nei calcoli agli stati limite di esercizio (SLE). Per quanto concerne i calcoli delle strutture agli stati limite ultimi (SLU), tali parametri saranno opportunamente fattorizzati (vedi capitolo 5).

### 4.2 Idrogeologia

Dalle informazioni riguardanti i sondaggi nell'area di progetto, non è stato rilevato alcun livello di falda.

Ai fini del calcolo è stata trascurata la spinta idrostatica a monte della paratia.

## 5. CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

### 5.1 Stati limite di progetto e coefficienti parziali

La valutazione delle condizioni di sicurezza dell'opera in progetto dal punto di vista strutturale e geotecnico è stata condotta introducendo opportuni coefficienti parziali, nello spirito del Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite.

Sono stati presi in considerazione i seguenti Stati Limite di progetto:

- Stato Limite di Esercizio (SLE): le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto, sia delle azioni  $A$  che dei materiali  $M$  (parametri geotecnici del terreno), i corrispettivi dati caratteristici (risp.  $A_k$  e  $M_k$ ).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione  $A1+M1$  (SLU-1): le analisi sono condotte considerando quale valore di progetto delle azioni il dato  $A1$ , ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ( $A1=\gamma_1 \cdot A_k$ ), e quale valore di progetto dei materiali  $M1$  i corrispettivi dati caratteristici ( $M1=M_k$ ).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione  $A2+M2$  (SLU-2): le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto delle azioni il dato  $A2$ , ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ( $A2=\gamma_2 \cdot A_k$ ), e quale valore di progetto dei materiali il dato  $M2$ , ottenuto riducendo con opportuni coefficienti parziali i valore caratteristici ( $M2=M_k / \gamma_2$ ).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione  $A1+M1$  (SLU-1) + SISMA : le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto delle azioni il dato  $A1$ , ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ( $A1=\gamma_1 \cdot A_k$ ), e quale valore di progetto dei materiali il dato  $M1$  i corrispettivi dati caratteristici ( $M1=M_k$ ). A questo, si somma l'analisi sismica, che viene condotta secondo le prescrizioni di normativa.
- Stato Limite Ultimo - Combinazione  $A2+M2$  (SLU-2) + SISMA : le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto delle azioni il dato  $A2$ , ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ( $A2=\gamma_2 \cdot A_k$ ), e quale valore di progetto dei materiali il dato  $M2$ , ottenuto riducendo con opportuni coefficienti parziali i valore caratteristici ( $M2=M_k / \gamma_2$ ). A questo, si somma l'analisi sismica, che viene condotta secondo le prescrizioni di normativa.

In Tabella 1 , Tabella 2 sono riportati i coefficienti parziali prescritti dalla normativa per gli Stati Limite Ultimi, qui definiti con le sigle SLU-1 e SLU-2.

PARAMETRO	Grandezza a cui applicare il coeff. parziale	Coefficiente Parziale	( M1 )	( M2 )
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 1- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	( A1 ) STR	( A2 ) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

**Tabella 2 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

In via del tutto generale, per le opere geotecniche, lo stato limite di esercizio SLE deve essere preso in considerazione per la valutazione delle deformazioni attese e per procedere alle verifiche di resistenza degli elementi strutturali in campo elastico. Gli stati limite SLU-1, SLU-1 EQK sono in genere le condizioni più gravose nei confronti delle verifiche di resistenza agli stati limite ultimi degli elementi strutturali, mentre invece gli stati limite SLU-2, SLU-2 EQK consentono la verifica di stabilità dell'opera in condizioni ultime.

Nella Tabella 3 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono riassunti i coefficienti parziali utilizzati nelle analisi di calcolo illustrate nei seguenti capitoli, con riferimento ai diversi stati limite analizzati.

		SLE ( $A_k+M_k$ )	SLU-1 ( $A_1+M_1$ )	SLU-2 ( $A_2+M_2$ )	SLU-1 EQK ( $A_1+M_1$ )	SLU-2 EQK ( $A_2+M_2$ )
<b>AZIONI</b>	Permanenti (peso proprio)	1.00	1.30 sfav. 1.00 fav.	1.00	1.00	1.00
	Variabili (sovraccarichi)	1.00	1.50 sfav. 0 fav.	1.30 sfav. 0 fav.	0	0
<b>PARAMETRI GEOTECNICI</b>	$\phi'$	1.00	1.00	1.25	1.00	1.25
	$c'$	1.00	1.00	1.25	1.00	1.25
	$\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

**Tabella 3 - Coefficienti parziali adottati nell'analisi con paratie**

Per quanto riguarda le azioni permanenti, nel caso delle paratie come quelle in progetto, si intendono le spinte attive del terreno sull'opera di sostegno: nello specifico sono da intendere come azioni (sfavorevoli) le spinte attive mentre le spinte passive sono da intendere come resistenze (come riportato nelle NTC2008 § 7.11.6.3.2).

Per le azioni temporanee s'intendono come sfavorevoli i sovraccarichi accidentali sul terrapieno di monte, e come favorevoli quelli eventualmente presenti sul terrapieno a valle dello scavo.

I sovraccarichi accidentali sul terrapieno di monte sono sempre dovuti a carichi verticali da traffico (piste di cantiere). Secondo quanto previsto dalla [4] § C5.1.3.3.7.1, estendendo il caso di applicazione dal calcolo delle spalle di un ponte al calcolo delle berlinesi, è possibile considerare i carichi verticali da traffico come carichi uniformemente distribuiti equivalenti di intensità pari a 600 kN (corsia 1, carico tandem dello schema di carico 1 NTC2008 §

5.1.3.3.3), applicati su una superficie rettangolare di 3 x 2,2 m. Considerando una diffusione del carico con angolo di 30° si sono ottenuti taglio e momento alla base della paratia e quindi un carico trapezoidale distribuito equivalente (applicato lungo l'altezza libera della paratia). Per ottenere delle quantità per metro lineare si è considerata una lunghezza collaborante della paratia pari alla media tra la lunghezza dell'impronta di carico alla quota di base della paratia (con angolo di diffusione pari a 30°) e la lunghezza dell'impronta di carico alla quota della testa della paratia (2,2 m) più 2 volte l'altezza della paratia.

Durante le fasi di esecuzione dei lavori il suddetto carico ha intensità pari a 200 kN che corrispondono a circa 30 kN/m<sup>2</sup>. Nella fase finale (raggiungimento del fondo scavo) ed eventualmente nella fase sismica (se presente) il carico ha intensità pari a 600 kN.

## 5.2 Azione sismica

L'analisi sismica della berlinese è stata effettuata considerando il metodo pseudo statico di analisi, di cui alle NTC2008, Cap 7.11.6.3.1.

Si adottano i seguenti parametri progettuali per la valutazione della "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione:

- |   |                  |
|---|------------------|
| - vita nominale dell'opera:   | $V_N = 100$ anni |
| - classe d'uso:   | IV               |
| - coefficiente d'uso:   | $C_U = 2.0$      |
| - probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_r$         | $P_{V_r} = 10\%$ |
| - periodo di ritorno dell'evento sismico ( $T_R = f(V_N; P_{V_r})$ ): | $T_R = 1898$     |
| - tipologia di terreno:   | Tipo C           |
| - categoria topografica:  | T2               |

Trovandosi le opere all'incirca a metà altezza tra la sommità e la base del pendio, si assume un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T = 1.1$ .

I coefficienti di amplificazione stratigrafica sono rispettivamente  $S_s = 1.393$  e  $C_c = 1.595$ .

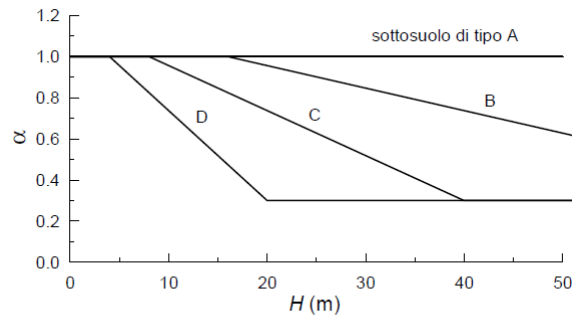
L'accelerazione  $a_h$  è legata a quella di picco tramite la relazione:

$$a_h = \alpha \times \beta \times a_{\max}$$

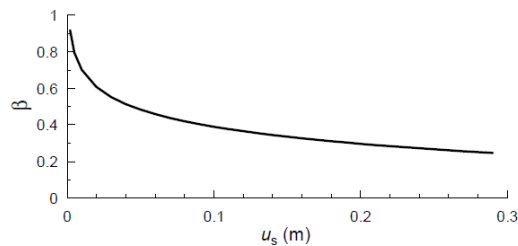
dove.

$$a_{\max} = a_g \times S_T \times S_s = 0.202g \times 1.1 \times 1.393 = 0.309g$$

In funzione dell'altezza massima della berlinese e dello spostamento massimo ammesso (massimo 5cm in sommità),

Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$ 

$$\alpha = 0.92$$

Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$ .

O tramite la funzione (NTC 2008):

$$\beta = 0.12658 \cdot \ln(1.80/u_s[m])$$

$$\beta = 0.4536$$

Quindi si ottiene:

$$a_h = 0.92 \times 0.4536 \times 0.309g = 0.1293g$$

### 5.3 Corrosione delle armature dei micropali

Per tenere conto della possibile corrosione dell'armatura in acciaio dei micropali (tubo metallico non perfettamente coassiale al foro e/o ammaloramento del copriferro), anche in funzione della natura permanente dell'opera, si è fatto riferimento alla normativa europea (Eurocodice 3) che raccomanda di considerare una perdita di spessore del manufatto metallico alloggiato nel terreno in funzione della vita attesa dell'opera e dell'aggressività del terreno stesso.

In particolare si è considerata una vita attesa di 100 anni in ambiente non aggressivo da cui lo spessore perso per corrosione ( $\Delta s$ ) vale:

$$\Delta s = 1.2\text{mm}$$



**Table 4-1: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in soils, with or without groundwater**

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist, ...)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt, ...)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag, ...)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
<b>Notes:</b>					
1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

**Figura 4 Riduzione dello spessore dovuta a corrosione [EC3-5, §4.4 “Corrosion rates for design”]**

## 6. MODELLO DI CALCOLO DELLA BERLINESE

### 6.1 Sezioni di calcolo

Il calcolo della berlinese è stato condotto attraverso il codice PARATIE PLUS 2017, considerando le diverse condizioni di carico cui è soggetta la struttura durante le successive fasi di scavo parziale e di esecuzione dei tiranti. Inoltre è stata condotta l'analisi a lungo termine in presenza di sisma, dato il carattere permanente dell'opera.

La berlinese di piazzale è infatti un'opera definitiva : i tiranti sono tiranti permanenti e pre-sollecitati, per i quali particolare attenzione andrà posta alla protezione dalla corrosione.

In particolare sono state prese in considerazione le seguenti sezioni di calcolo:

1. massima altezza di scavo  $h=12\text{m}$  e presenza di n. 4 ordini di tiranti;

### 6.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici utilizzati nei calcoli sono basati su quelli riportati in Tabella 4:

unità	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_d$ [MPa]
Strato 1- UG2	20	33	0	80

Tabella 4 - Parametri geotecnici caratteristici ( $M_k$ )

Le azioni agenti sulla paratia in progetto sono quelle dovute alla spinta del terreno sia a monte sia a valle; tali azioni sono calcolate automaticamente dal programma in funzione degli spostamenti orizzontali della parete e della legge d'interazione terreno-struttura implementata. Si trascurano il peso proprio della paratia e le azioni verticali al piede dell'opera, in quanto il codice di calcolo non considera come gradi di libertà attivi del sistema gli spostamenti verticali, peraltro di entità trascurabile.

### 6.3 Livello di falda

Sulla scorta delle considerazioni riportate nel capitolo 4.2, il livello della falda non è stato considerato nel calcolo.

### 6.4 Approcci progettuali (SL)

Per il calcolo agli stati limite SLU-1 le spinte attive sulla paratia sono state incrementate con un coefficiente pari a 1.3 mentre il carico distribuito agente sulla paratia dovuto ai carichi verticali da traffico è stato incrementato con un coefficiente pari a 1.5. Il peso dell'unità di volume del terreno sono stati mantenuti pari al loro valore caratteristico.

Per il calcolo agli stati limite SLU-2, invece, si è provveduto a ridurre i parametri geotecnici del terreno secondo i coefficienti della seconda colonna della Tabella 1, utilizzando quindi i parametri geotecnici M2. Il carico distribuito agente sulla paratia è stato incrementato con un coefficiente pari a 1.3.

Per il calcolo agli stati limite SLU-1 EQK le spinte sulla paratia sono state considerate con i loro valori caratteristici mentre il carico distribuito agente sulla paratia dovuto ai carichi verticali da traffico è stato posto pari a 0. Il peso dell'unità di volume del terreno sono stati mantenuti pari al loro valore caratteristico.

Per il calcolo agli stati limite SLU-2 EQK, le spinte sulla paratia sono state considerate con i loro valori caratteristici mentre il carico distribuito agente sulla paratia dovuto ai carichi

verticali da traffico è stato posto pari a 0. Si è poi provveduto a ridurre i parametri geotecnici del terreno secondo i coefficienti della seconda colonna della Tabella 1, utilizzando quindi i parametri geotecnici M2.

Per il calcolo agli stati limite di esercizio SLE: le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto, sia delle azioni che dei materiali i corrispettivi dati caratteristici.

## 6.5 Modellazione azione sismica

Ai fini della modellazione della azione sismica si è proceduto nel seguente modo:

Per il terreno a monte (cuneo di spinta attiva)

- Calcolo della spinta attiva in condizioni statiche ( $S_{A,S}$ );

$$S_{A,S} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{A,S}$$

- Calcolo della spinta attiva in condizioni sismiche ( $S_{A,E}$ );

$$S_{A,E} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{A,E} (1 \pm k_v)$$

- Calcolo dell'incremento di spinta dovuto all'azione sismica

$$\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$$

- Calcolo del carico distribuito agente sulla paratia ipotizzando una distribuzione rettangolare (carico uniformemente distribuito) agente sulla lunghezza fuori terra della paratia (H= altezza paratia)

$$q = \Delta S_A / H$$

Per il terreno a valle (cuneo di spinta passiva)

- Calcolo del coefficiente di spinta passiva  $K_{P,E}$  e sostituzione del valore  $K_{P,S}$  con  $K_{P,E} \times (1 \pm K_v)$  all'interno del modello per la fase sismica.

Il coefficienti di spinta attiva e  $K_{A,E}$  è stato ottenuto secondo la formulazione proposta da Mononobe-Okabe e viene di seguito riportato nel caso di falda al di sotto della struttura di sostegno.

- $\varphi$ : angolo di resistenza al taglio del terreno (°)
- $\psi$ : inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interna del muro (°)
- $\beta$ : inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno (°)
- $\delta$ : angolo di attrito terra-muro (°)
- $\theta$ : angolo che rappresenta l'inclinazione della risultante delle forze di volume (°)

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Coefficiente di spinta attiva:

$$\beta \leq \varphi - \theta \quad k_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi + \varphi - \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \varphi - \theta \quad k_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

Si specifica che all'interno del software Paratie Plus 2017 il coefficiente di spinta passiva sismico  $K_{P,E}$  viene calcolato con la formulazione proposta da Lancellotta (Lancellotta 2007).

## 7. BERLINESE H=12M

Si riporta il calcolo della berlinese di altezza massima di scavo ( $h \approx 12\text{m}$ ), in corrispondenza del vertice V2 del piazzale.

A tergo della paratia è prevista una pista di cantiere la quale è stata modellata come carico trapezoidale distribuito agente sulla paratia secondo quanto specificato al paragrafo 5.1. I carichi sono fattorizzati secondo i fattori parziali di normativa per le varie condizioni considerate, secondo quanto meglio dettagliato nel seguito.

Successivamente è stato simulato il rinterro (modellato come rinterro dello stesso materiale scavato nel codice ParatiePlus) per raggiungere la quota 711.65 m s.l.m. con la simultanea disattivazione dell'ordine di tiranti a quota 711.40 m s.l.m. nell'ipotesi che questo a lungo termine non possa essere ispezionato e/o ritesato e quindi garantire il suo funzionamento. Infine si è applicata l'azione sismica essendo la seguente paratia un'opera definitiva secondo quanto specificato al paragrafo 6.5.

L'analisi ha considerato le seguenti fasi di calcolo, che corrispondono a quelle costruttive.

### 7.1 Geometria e step di calcolo

A partire da una condizione iniziale con il piano di campagna posto alla quota della testa della paratia (assunta pari a 721.20m), il calcolo dell'opera di sostegno è stato elaborato secondo i seguenti step di calcolo.

#### **Step 0 – Condizione geostatica e realizzazione della paratia**

Rappresenta la condizione geostatica per il terreno (spinta a riposo a monte e a valle); questo step schematizza la costruzione della paratia, introducendo nel terreno una serie di pali affiancati ( $Q_{testa} = 721.20 \text{ m}$ ,  $L=20 \text{ m}$ ).

Al termine di questo step di calcolo gli spostamenti e le sollecitazioni nella paratia sono in buona sostanza nulli. Questa fase del calcolo è tuttavia importante per riprodurre al meglio le condizioni di partenza nelle molle elasto-plastiche che schematizzano il terreno.

#### **Step 1 – Scavo a 718.50 m**

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 718.50 m, 0.5 m al di sotto della quota del primo ordine di tiranti. Tale fase di scavo parziale è propedeutica alla realizzazione dei tiranti stessi.

#### **Step 2 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 719m**

In questo step di calcolo, ferma restando la quota di fondo scavo di 718.50 m, viene introdotta, alla quota di 719 m, l'azione esercitata dai tiranti. Questi sono schematizzati con un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 400 kN (vedi capitolo 7.5.2).

### **Step 3 – Scavo a 715.70m**

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 715.70 m, 0.5 m al di sotto della quota del secondo ordine di tiranti. Tale fase di scavo parziale è propedeutica alla realizzazione dei tiranti stessi.

### **Step 4 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 716.20 m**

In questo step di calcolo, ferma restando la quota di fondo scavo di 715.70 m, viene introdotta, alla quota di 716.20 m, l'azione esercitata dai tiranti. Questi sono schematizzati con un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 400 kN (vedi capitolo 7.5.2).

### **Step 5 – Scavo a 713.30 m**

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 713.30 m, 0.5 m al di sotto della quota del terzo ordine di tiranti. Tale fase di scavo parziale è propedeutica alla realizzazione dei tiranti stessi.

### **Step 6 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 713.80 m**

In questo step di calcolo, ferma restando la quota di fondo scavo di 713.30 m, viene introdotta, alla quota di 713.80 m, l'azione esercitata dai tiranti. Questi sono schematizzati con un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 400 kN (vedi capitolo 7.5.2).

### **Step 7 – Scavo a 710.9 m**

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 710.90 m, 0.5 m al di sotto della quota del quarto ordine di tiranti. Tale fase di scavo parziale è propedeutica alla realizzazione dei tiranti stessi.

### **Step 8 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 711.40 m**

In questo step di calcolo, ferma restando la quota di fondo scavo di 710.90 m, viene introdotta, alla quota di 711.4 m, l'azione esercitata dai tiranti. Questi sono schematizzati con un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 400 kN (vedi capitolo 7.5.2).

### **Step 9 – Scavo a 709.20 m**

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 709.20 m.

### **Step 10 – Rinterro a 711.65 m s.l.m..**

Rinterro fino alla quota 711.65 m s.l.m. e disattivazione del quarto ordine di tiranti precedentemente installato.

### **Step 11 – Applicazione azione sismica**

Applicazione dell'azione sismica nella condizione finale.

- Geometria della berlinese:

Paratia di micropali in c.a.

Diametro perforazione micropalo: 240 mm

Diametro armatura:  $\phi$  177.8 mm, acciaio tipo S355

Spessore: 12.5 mm

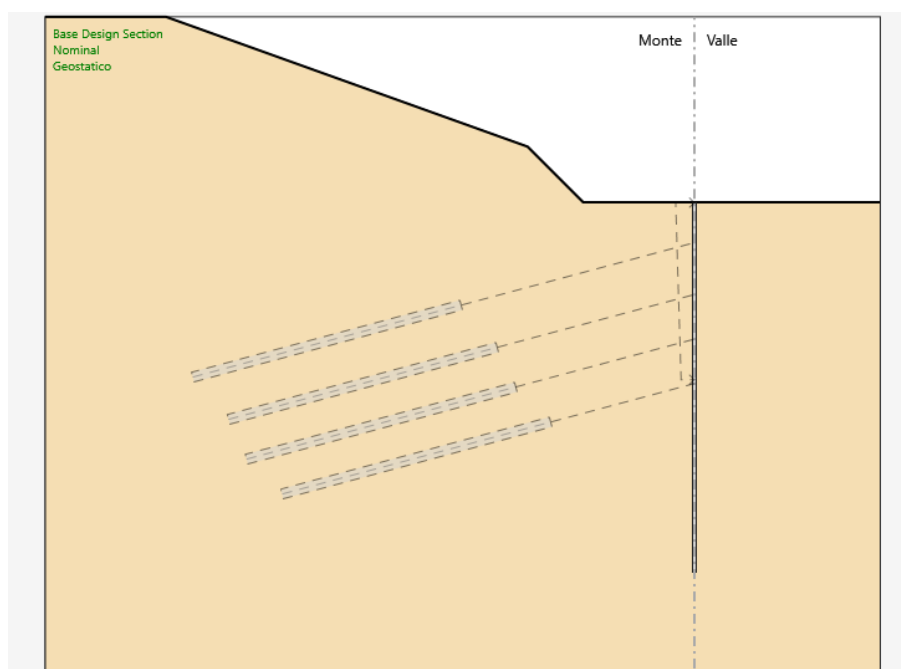
Interasse: 0.40 m

Lunghezza: 20 m

Classe cls: C28/35

Tiranti :  $i = 2.40\text{m}$

Si riportano le fasi salienti in forma grafica.



**Figura 5 Berlinese h= 12m - Step 0**

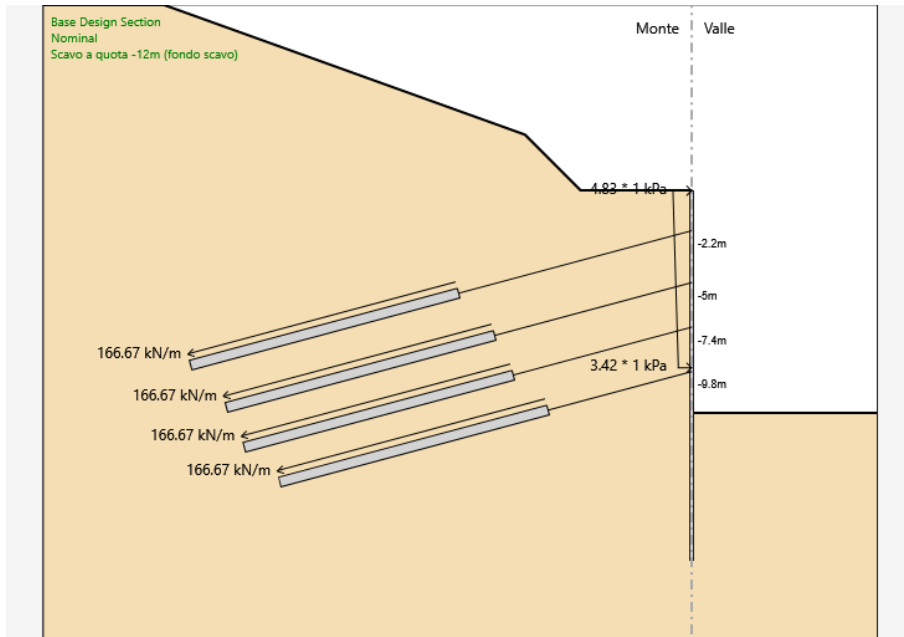


Figura 6 Berlinese h= 12m – Step 9

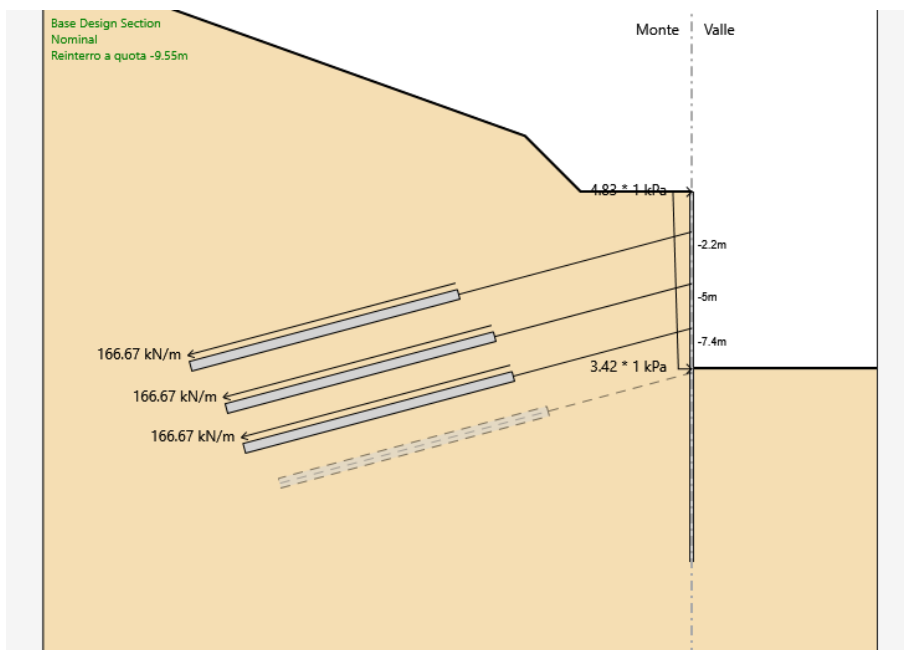


Figura 7 Berlinese h= 12m – Step 10

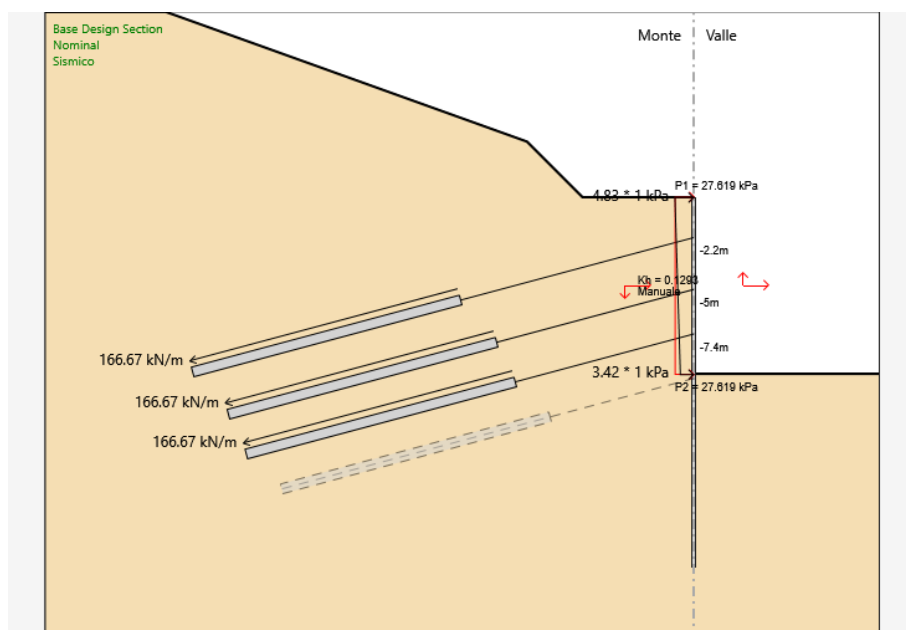


Figura 8 Berlinese h= 12m – Step 11

## 7.2 Risultati delle analisi

A seguire si riportano i risultati delle analisi condotte nelle combinazioni SLE RARA (verifica nelle condizioni di esercizio), SLU A1+M1 (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), SLU A2+M2 (verifica allo stato limite ultimo GEO), SLU A1+M1 EQK (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), SLU A2+M2 EQK (verifica allo stato limite ultimo GEO).

Nelle figure sottostanti si indica l'involuppo delle sollecitazioni strutturali per ciascuna combinazione considerata, sovrapposti alla configurazione della fase di rinterro (Step 10).



### 7.2.1 Combinazione A1+M1

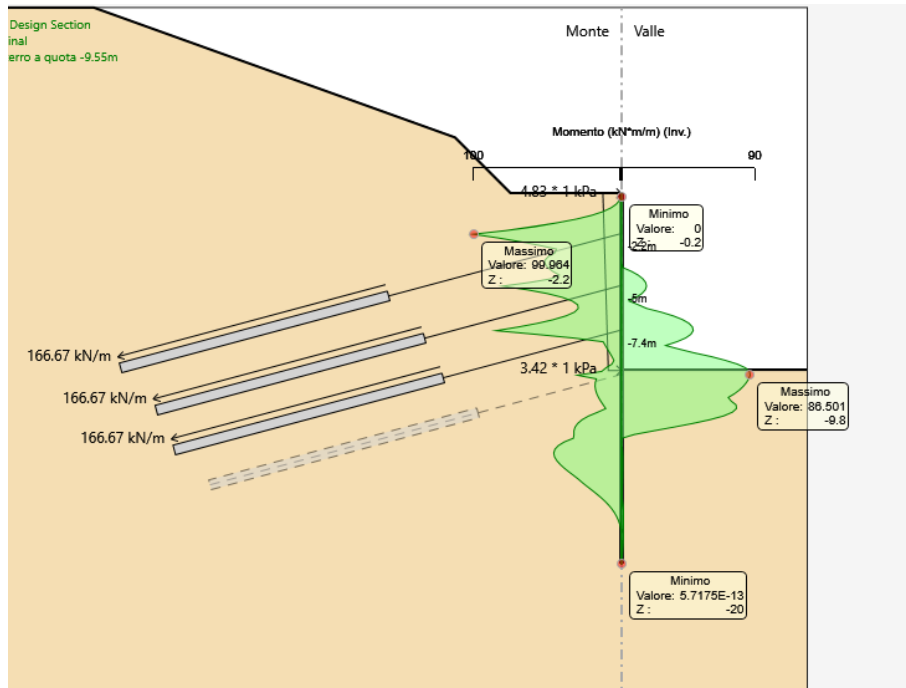


Figura 9: Berlinese h= 12m – SLU A1+M1: involucro momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

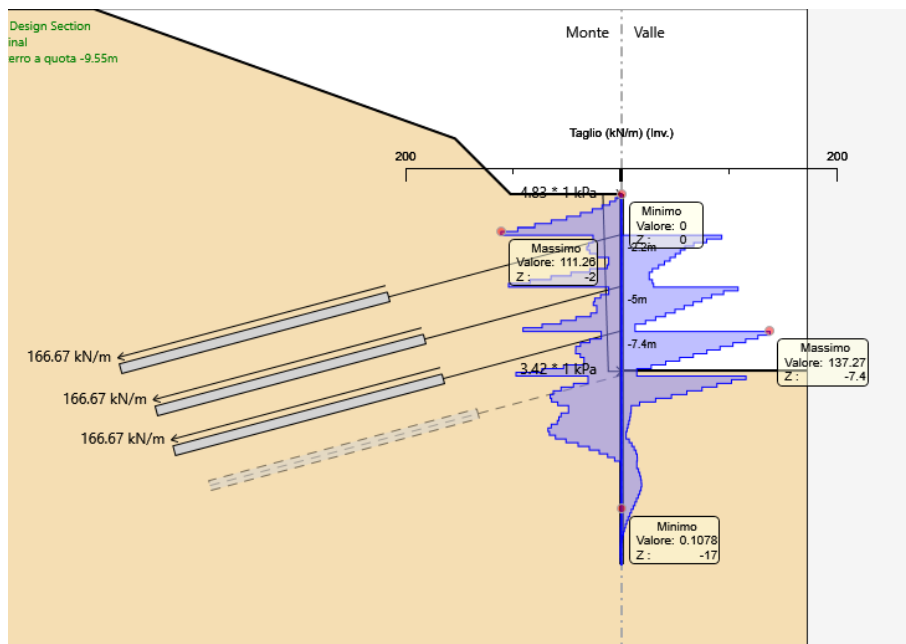


Figura 10: Berlinese h= 12m - SLU A1+M1: involucro taglio lungo i micropali [kN/m]

## 7.2.2 Combinazione A2+M2

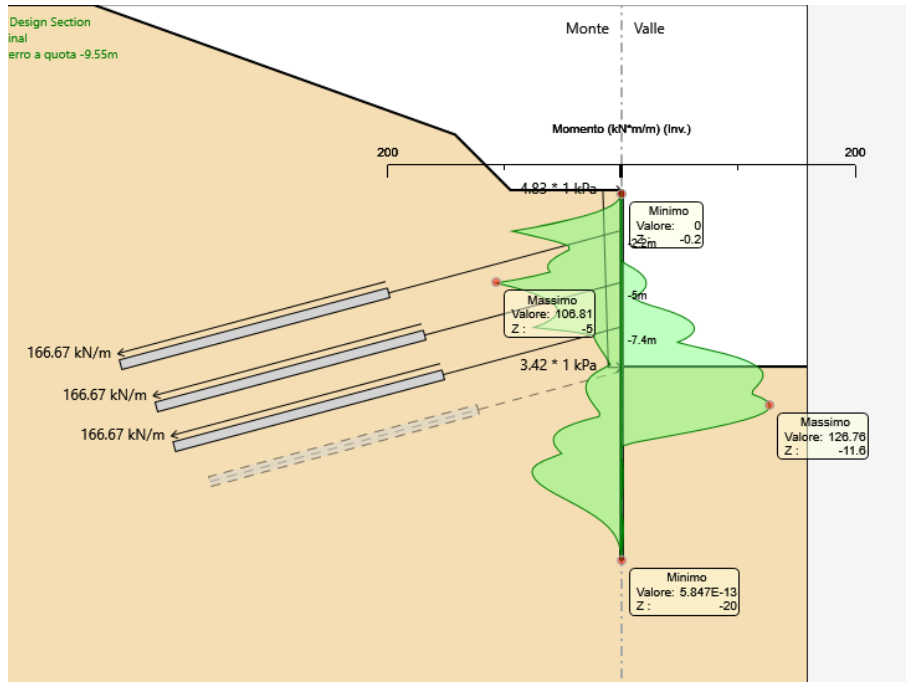


Figura 11 Berlinese h= 12m– SLU A2+M2: involucro momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

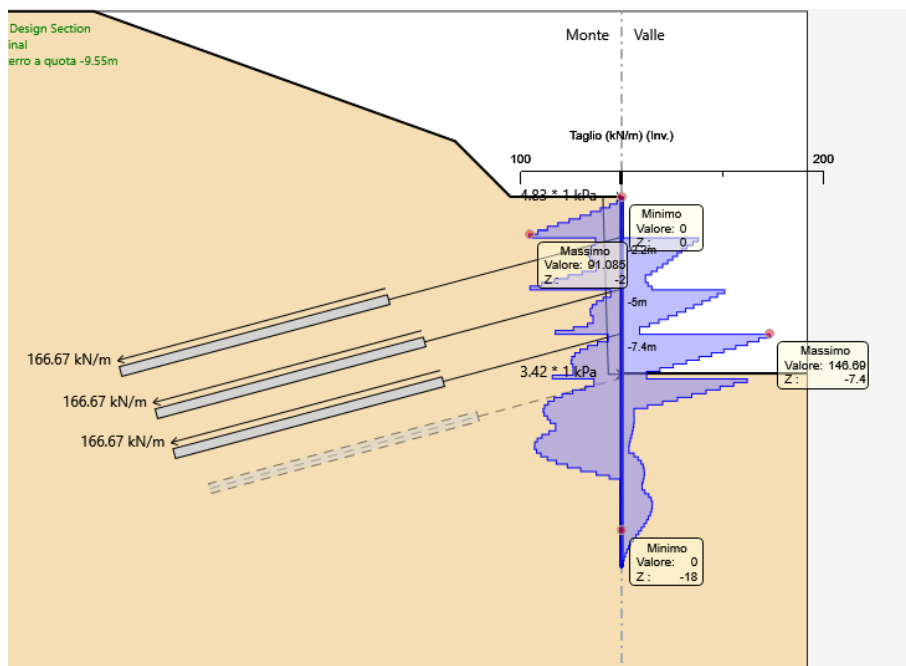


Figura 12: Berlinese h= 12m - SLU A2+M2: involucro taglio lungo i micropali [kN/m]

### 7.2.1 Combinazione A1+M1 EQK

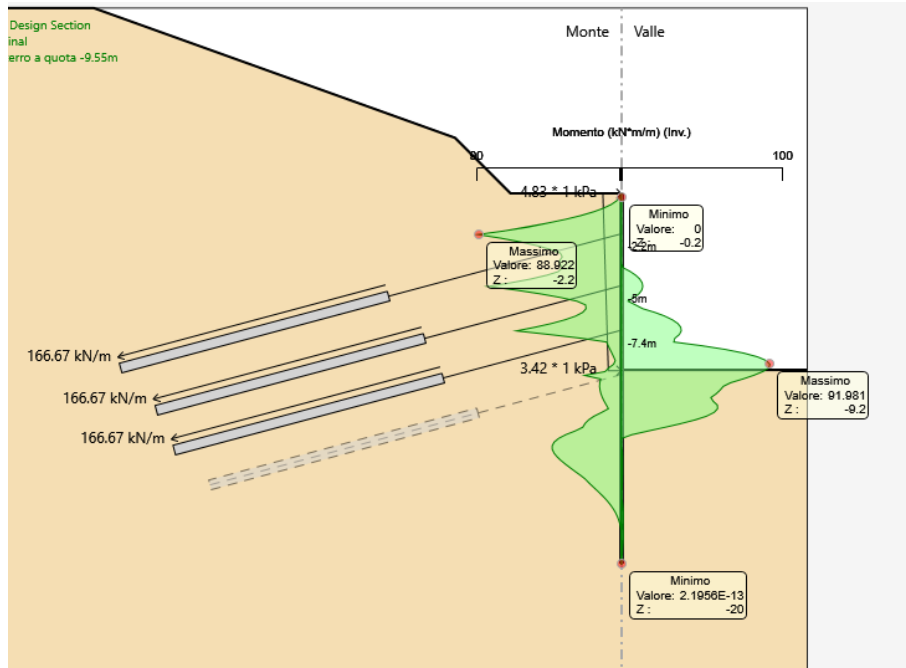


Figura 13: Berlinese h= 12m– SLU A1+M1 EQK: involucro momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

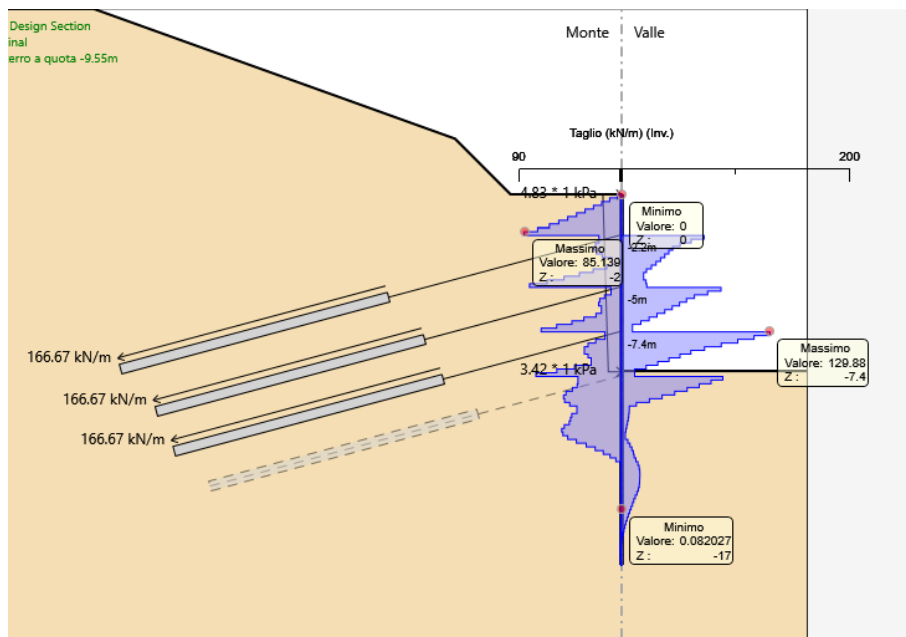


Figura 14: Berlinese h= 12m - SLU A1+M1 EQK: involucro taglio lungo i micropali [kN/m]

### 7.2.2 Combinazione SLE RARA

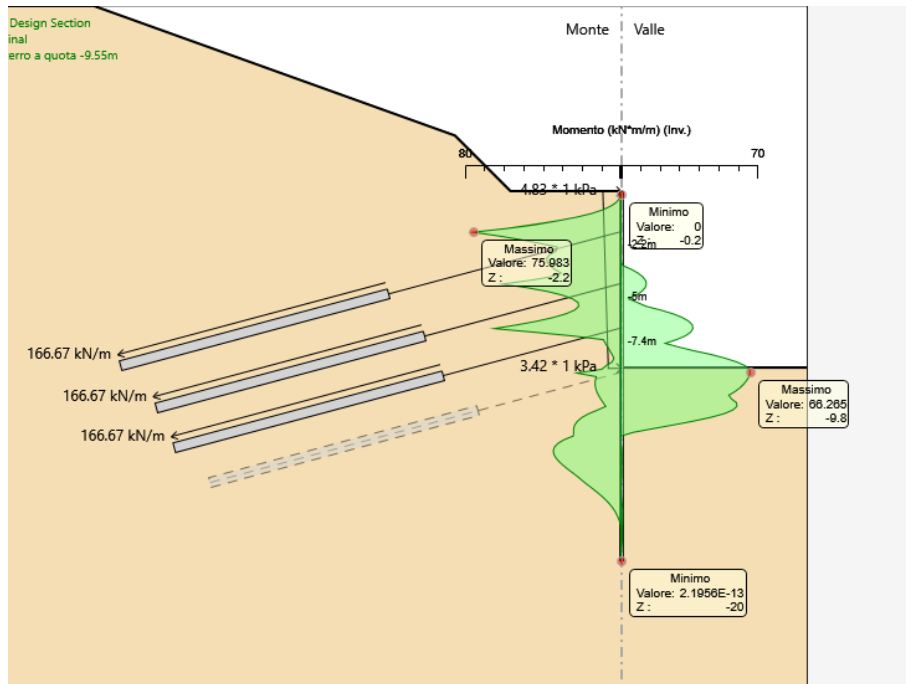


Figura 15: Berlinese h= 12m– SLE: involucro del momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

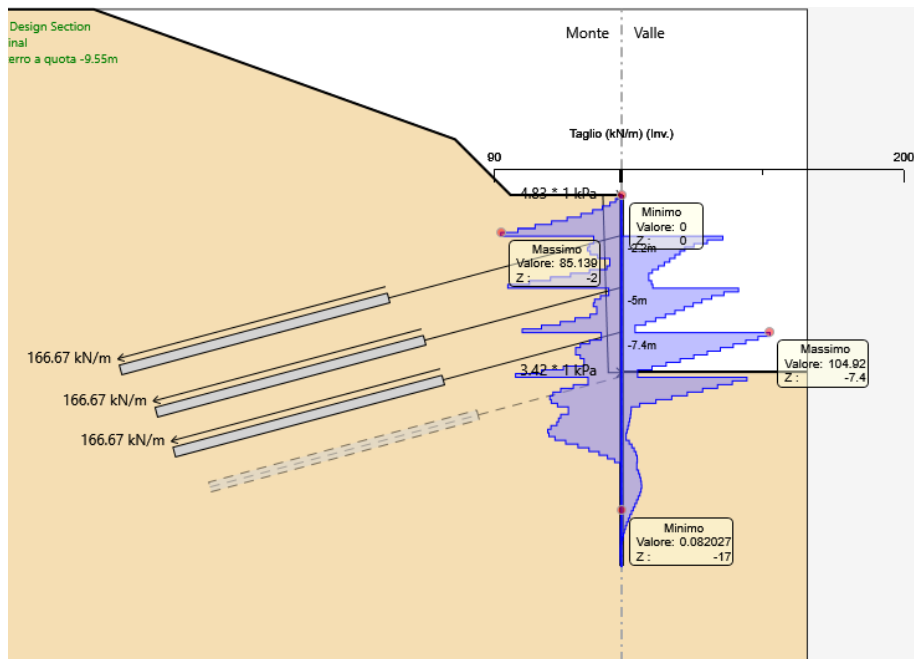


Figura 16: Berlinese h= 12m– SLE: involucro del taglio lungo i micropali [kN]

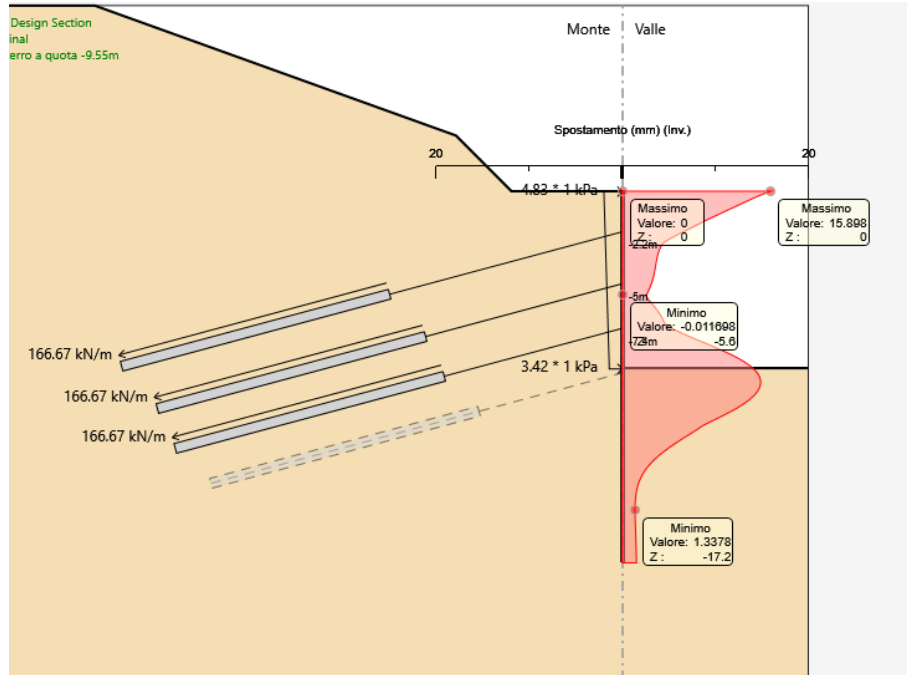


Figura 17: Berlinese h= 12m– SLE: involucro degli spostamenti [mm] -  $\delta_{max} \cong 15.9$  mm

### 7.2.3 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio

Le figure seguenti riportano il tiro massimo calcolato negli ancoraggi per le condizioni SLE e SLU analizzate.

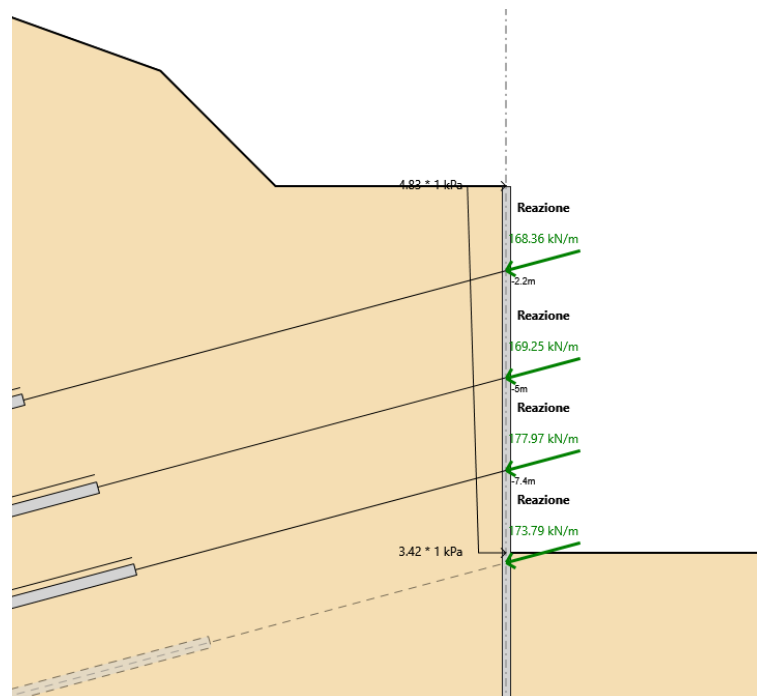


Figura 18 – Berlinese h= 12m -Azione di tiro massima nei tiranti (SLE)

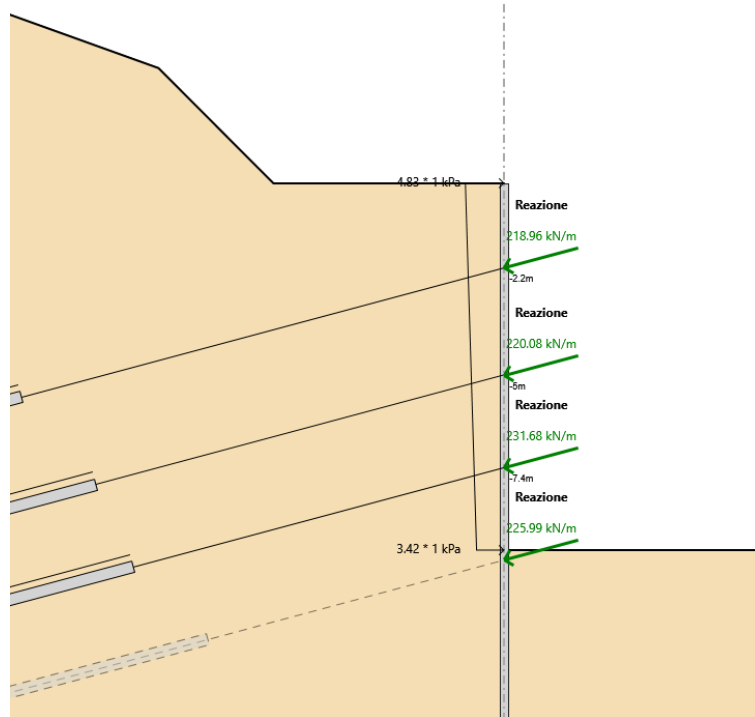


Figura 19 - Berlinese h= 12m -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1)

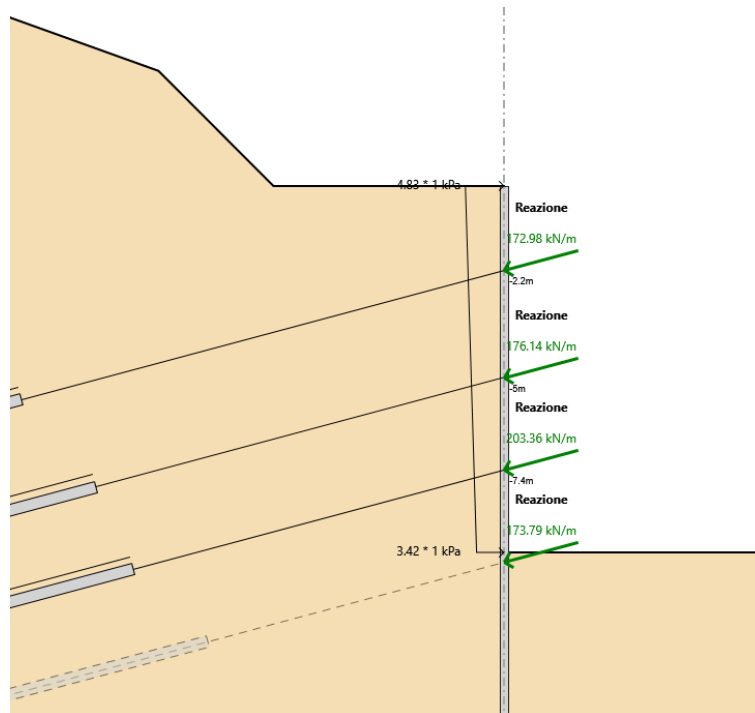


Figura 20 - Berlinese h= 12m -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1 EQK)

### 7.3 Verifica SLE: spostamenti attesi

Gli spostamenti massimi attesi (in testa della paratia) sono limitati (dell'ordine di 15.9 mm) e del tutto compatibili con le esigenze realizzative e di funzionalità delle opere.

Si osserva inoltre che il piede della paratia presenta spostamenti nella sostanza nulli, a testimoniare un adeguato (>20% del tratto soprastante) immersione della paratia stessa.

Ciò è confermato anche dall'andamento dei momenti, che nel corrispondente tratto presentano valori tendenti a zero e con un'inversione dei valori, a seconda della fase di calcolo considerata.

#### 7.4 Verifica di stabilità al piede della paratia

In accordo alla Circolare Esplicativa del 26 febbraio 2009, § 6.5.3.1.2, nelle verifiche GEO, la verifica di stabilità al piede è condotta con la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

La verifica di infissione della paratia è una verifica per stato limite di collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera, quindi occorre applicare il coefficiente  $\gamma_{R1}=1.0$  analizzando la percentuale di spinta passiva mobilitata in combinazione A2+M2.

È quindi necessario verificare che, nella combinazione in esame, la percentuale di spinta passiva mobilitata sia inferiore al 100% di quella totale.

Si riportano le informazioni riguardo alle percentuali di spinta passiva mobilitata: la percentuale di spinta passiva mobilitata è dell'ordine del 44% per la combinazione SLU A2+M2 e per la combinazione SLU A2+M2 EQK dato che si raggiunge nello Step 9.

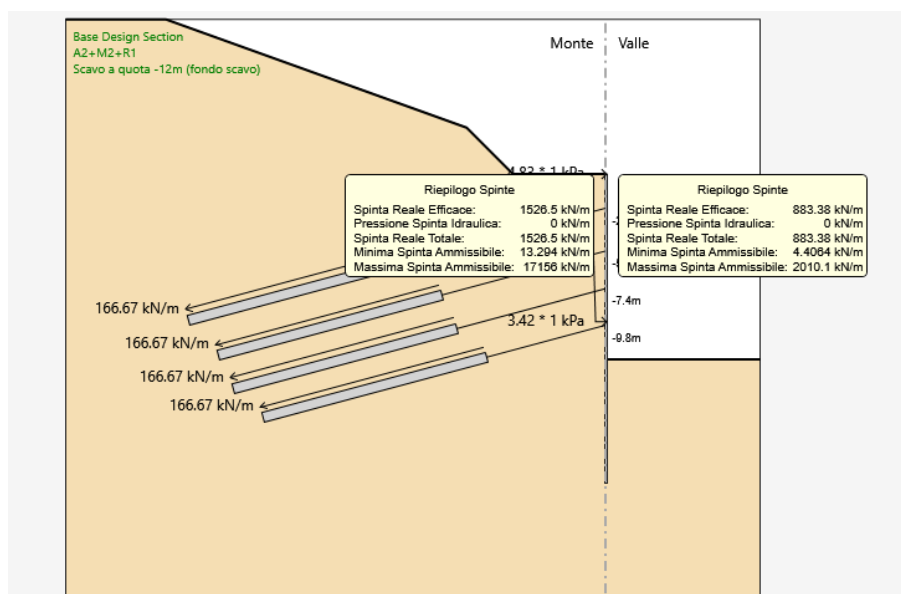


Figura 21 – Berlinese scavo UP1 - Combinazione SLU A2+M2÷ SLU A2+M2 EQK: spinte mobilitate e disponibili – Step 9

La verifica è dunque soddisfatta.

## 7.5 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

In questo capitolo si riportano le verifiche di resistenza agli SLE e agli SLU degli elementi strutturali che costituiscono la berlinese in progetto (micropali, tiranti attivi e travi di ripartizione).

Le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite attraverso il metodo semiprobabilistico degli stati limite, sulla base delle sollecitazioni massime emerse dai risultati dei calcoli.

Le tensioni limite dei materiali cui si è fatto riferimento (tensioni ammissibili in campo elastico per gli SLE e tensioni di calcolo per gli SLU) sono riportate nel capitolo 3.

### 7.5.1 Micropali

#### 7.5.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sul singolo micropalo ( $i=0.40$  m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a:

$$M_{\max} = 76 \times 0.40 = 30.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{\max} = 105 \times 0.40 = 42 \text{ kN}$$

La verifica agli SLE viene condotta nel rispetto della resistenza del materiale in campo elastico, considerando per il profilo tubolare il diametro  $\Phi 177.8$  mm, spessore 11.3 mm (ridotto per rla corrosione a lungo termine).

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{30.4}{0.000231} = 131340 \text{ KN/m}^2 = 131.3 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{42000}{5910} = 9.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < t_{amm} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Verifica combinata taglio + flessione:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 132.4 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ MPa}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

#### 7.5.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo ( $i=0.40$  m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$M_{Ed} = 100 \times 0.40 = 40 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed} = 137 \times 0.40 = 54.8 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del profilo metallico.

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{231 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 71.5 \text{ kNm}$$

Risulta  $M_{Rd} > M_{Ed}$ , e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

Considerando la verifica a taglio, si ha:



$$V_{Rd} = \frac{4/3 \cdot A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{4/3 \cdot 5910 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1404 \text{ kN}$$

Risulta  $V_{Rd} > V_{Ed}$ , e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

Il sovradimensionamento strutturale è giustificato da esigenze di contenimento delle deformazioni massime della paratia.

## 7.5.2 Tiranti d'ancoraggio

### 7.5.2.1 Requisiti da garantire per i tiranti permanenti

La protezione anticorrosiva minima intorno alle armature del tirante deve essere costruita da un unico strato continuo di materiale protettivo che non degradi durante la vita di esercizio. Le armature del tirante dovranno essere dotate di una doppia Protezione Anticorrosione (DCP) con trefoli ingrassati e viplati singolarmente per la sola parte libera e racchiusi in unica guaina corrugata in stabilimento. Si prevede inoltre una protezione aggiuntiva della fondazione con ulteriore guaina corrugata – doppia guaina in plastica nel tratto di fondazione.

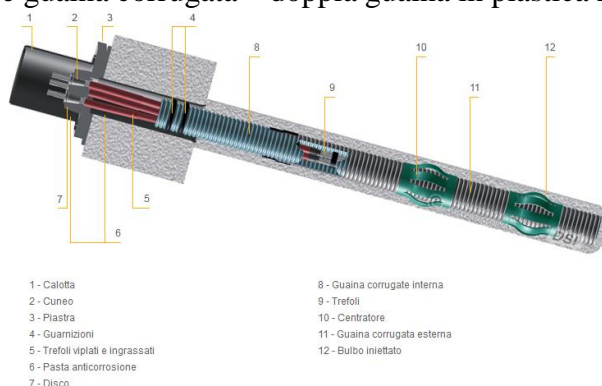


Figura 22 Esempio tipo di tirante permanente a doppia guaina anticorrosione

### 7.5.2.2 Dimensionamento

Il dimensionamento dei tiranti d'ancoraggio è stato condotto assicurando adeguati margini di sicurezza sia nei confronti della rottura dell'armatura metallica (trefoli metallici), sia nei confronti dell'aderenza limite tra il terreno e la fondazione (in corrispondenza del bulbo di fondazione) e garantendo il rispetto della gerarchia delle resistenze come riportato nelle NTC2008 § 6.6.2.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate nella Tabella 5.

Tirante / ordine	$z_i$ [m]	$\alpha$ [°]	$i$ [m]	$n_{tref}$ [-]	$L_{lib}$ [m]	$L_{fond}$ [m]	$L_{tot}$ [m]	$P_0$ [kN]
Tir1 / I ordine	719	15°	2.40	5	13.00	15.00	28.00	400
Tir2 / II ordine	716.20	15°	2.40	5	11.00	15.00	26.00	400
Tir3 / III ordine	713.80	15°	2.40	5	10.00	15.00	25.00	400
Tir4 / IV ordine	711.40	15°	2.40	5	8.00	15.00	23.00	400

Tabella 5 - Caratteristiche geometriche e pretiro dei tiranti d'ancoraggio

$z_i$  = quota del tirante (quota assoluta)

$\alpha$  = inclinazione del tirante (angolo rispetto all'orizzontale)

$i$  = interasse orizzontale tra i tiranti

$n_{\text{trefoli}}$  = numero di trefoli

$L_{\text{lib}}$  = lunghezza libera del tirante (tra la testa d'ancoraggio e l'inizio della fondazione)

$L_{\text{fond}}$  = lunghezza della fondazione del tirante (o lunghezza vincolata)

$L_{\text{tot}}$  = lunghezza totale del tirante ( $L_{\text{tot}} = L_{\text{lib}} + L_{\text{fond}}$ )

$P_0$  = tiro di bloccaggio (pretiro)

I trefoli previsti sono in acciaio armonico da 0.6"; ciascun trefolo presenta le seguenti caratteristiche tecniche:

diametro nominale:  $D = 15.2 \text{ mm}$

sezione nominale:  $A_s = 139 \text{ mm}^2$

carico allo snervamento ( $\varepsilon = 1\%$ )  $P_y = 1'670E3 \times 139E-6 = 232 \text{ kN}$

carico di rottura a trazione  $P_{tk} = 1'860E3 \times 139E-6 = 258 \text{ kN}$

modulo di elasticità  $E = 200'000 \text{ N/mm}^2$

I tiranti previsti per la berlinese in progetto sono a 5 trefoli, e quindi la resistenza caratteristica a trazione dell'armatura vale:

Tiranti a 5 trefoli  $\Rightarrow P_{tk} = 5 \times 258 = 1290 \text{ kN}$

### 7.5.2.3 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Secondo [23], il tiro di bloccaggio dei tiranti  $P_0$  deve essere in ogni caso:

$$P_0 \leq 0.60 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_0 \leq 0.60 \times 1290 = 774 \text{ kN}$$

Sempre secondo [23], lo sforzo di trazione  $P$  nel tirante dovrebbe rimanere durante la vita prevista per la struttura sempre al di sotto del limite:

$$P \leq 0.65 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_{\text{amm}} = 0.65 \times 1290 = 838 \text{ kN}$$

I massimi valori del carico nei tiranti  $P_{\text{calc}}$  risultanti dai calcoli svolti agli SLE vanno quindi confrontati con il valore di  $P_{\text{amm}}$  sopra riportato.

Nella Tabella 6 si riportano i valori del tiro calcolato per ciascuna fila di tiranti ( $i = 2.40 \text{ m}$ ), e i rispettivi valori ammissibili in condizioni di esercizio.

Tirante / ordine	$P_{\text{calc}}$ [kN]	$P_{\text{amm}}$ [kN]	Verifica
Tir1 / I ordine	404	838	OK
Tir2 / II ordine	406	838	OK
Tir3 / III ordine	427	838	OK
Tir4 / IV ordine	417	838	OK

Tabella 6 - Verifiche agli SLE dei tiranti d'ancoraggio

Le verifiche agli SLE sono quindi soddisfatte per ogni ordine di tiranti.

#### 7.5.2.4 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La verifica a trazione del singolo tirante deve essere condotta nel rispetto della seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d,$$

in cui  $E_d$  è il valore di calcolo del tiro di ancoraggio, mentre  $R_d$  è la corrispondente resistenza di calcolo.

Per la valutazione di  $R_d$  vale la relazione:

$$R_d = R_k / \gamma_R,$$

dove  $R_k$  è il valore più basso della resistenza caratteristica interna (strutturale - resistenza a trazione dell'armatura) o esterna (geotecnica- scorrimento all'interfaccia fondazione/terreno), e  $\gamma_R$  è il coefficiente parziale per la resistenza del tirante.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate nella Tabella 5, per quanto concerne invece i valori di calcolo del tiro di ancoraggio occorre fare riferimento ai risultati di calcolo.

#### Valori di calcolo del tiro ( $E_d$ )

I valori di calcolo del tiro sono ricavati considerando le condizioni SLU-A1+M1 e SLU-A1+M1 EQK:

	A1+M1		A1+M1 EQK	
	kN/m	kN	kN/m	kN
1° ordine	219	526	173	415
2° ordine	220	528	176	422
3° ordine	232	556	204	488
4° ordine	226	543	174	417

#### Resistenze di calcolo ( $R_d$ )

Occorre innanzitutto valutare il valore minimo tra la resistenza caratteristica interna del tirante  $R_{ik}$  (strutturale) e quella esterna  $R_{ek}$  (geotecnica).

La resistenza caratteristica interna è pari a:

$$\text{Tiranti a 5 trefoli} \quad \Rightarrow \quad R_{ik,i} = 5 \times P_{tk} = 5 \times 258 = 1290 \text{ kN}$$

Resistenza lato strutturale ( $\gamma_R = 1.35$ ):

$$R_{ik,i} = 1290 / 1.35 = 955 \text{ kN}$$

Risulta per ciascun ordine di tiranti  $R_{d,i} > E_{d,i}$ , e la verifica è quindi soddisfatta.

#### Resistenza allo sfilamento:

Il meccanismo di rottura che risulta dimensionante è comunque quello di sfilamento all'interfaccia tra la fondazione del tirante e il terreno. Secondo quanto previsto nelle NTC2008, nei punti dedicati ai tiranti d'ancoraggio, i coefficienti parziali da applicare alla resistenza di pull-out sono definiti al paragrafo (6.6.2):

$$\gamma_R = 1.20 \text{ (tiranti permanenti)}$$

$$\xi = 1.80 \text{ (riduzione della resistenza in funzione delle verticali indagate)}$$

La resistenza caratteristica esterna corrisponde alla resistenza a rottura all'interfaccia fondazione/terreno (sfilamento del tirante). Essa dovrebbe essere valutata sulla base di prove di tiro in sito; in via preliminare può essere stimata attraverso la formula proposta da Bustamante e Doix:

$$R_{ek} = \pi \cdot D_n \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_{fon}$$

con:

$D_n = 0.18 \text{ m}$

$\alpha = 1.20$

$q_s = 150 \text{ kN/m}^2$

$L_{fon} = 15 \text{ m}$

diametro nominale del bulbo di fondazione

coefficiente empirico che dipende dalla natura, dal grado di addensamento e di compattezza del terreno e dalle modalità esecutive dei tiranti

tensione tangenziale limite tra il bulbo di fondazione e il terreno

lunghezza del bulbo di fondazione

Il coefficiente empirico  $\alpha$  è stato assunto nell'ipotesi di realizzare il bulbo di fondazione con iniezioni globali con pressioni limitate I.G.U (vedi Tabella 7). La tensione tangenziale  $q_s$  è stata stimata attraverso gli abachi forniti dagli stessi Autori (vedi Figura 23), facendo riferimento alla curva SG.2 (vedi Tabella 8) e ad un numero NSPT pari a 28.

Terreno	Valori di $\alpha$	
	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argilla	1,8 - 2,0	1,2
Marne	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1

Tabella 7 - Valori del coefficiente  $\alpha$

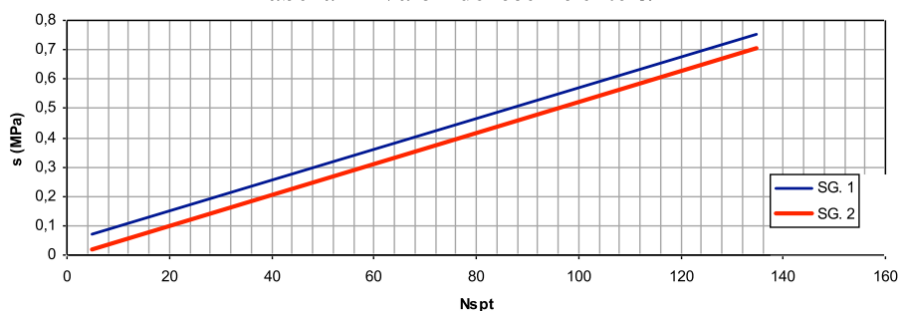


Figura 23 - Indicazioni per la scelta del valore di  $s$

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R 1$	$\geq R 2$

Tabella 8 - Indicazioni per la scelta del valore di  $s$

In base alla formula sopra riportata, si ricava facilmente per i sei ordini di tiranti in progetto:

$$R_{ek,i} = \pi \times 0.18 \times 1.20 \times 150 \times 15 = 1527 \text{ kN}$$

Dividendo i suddetti valori per il coefficiente parziale per la resistenza del tirante, si ottengono i valori delle resistenze di calcolo:

$$R_{d,i} = 1527 / (1.20 \times 1.80) = 707 \text{ kN}$$

Risulta per ciascun ordine di tiranti  $R_{d,i} > E_{d,i}$ , e la verifica è quindi soddisfatta.

Inoltre si ha che la resistenza di calcolo interna del tirante  $R_{id}$  (strutturale) è maggiore di quella esterna  $R_{ed}$  (geotecnica) ( $R_{id,i} > R_{ed,i}$ ) quindi risulta verificata anche la gerarchia delle resistenze.

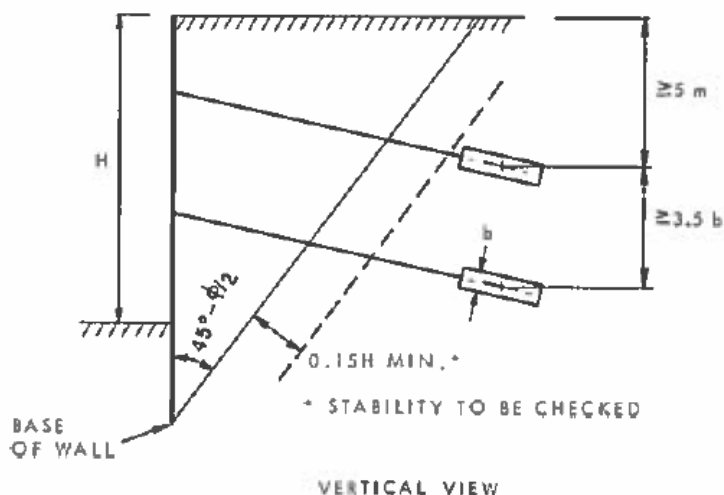
### 7.5.2.5 Verifica della lunghezza libera dei tiranti

Definita, come descritto nei precedenti paragrafi, la lunghezza della fondazione del tirante, è necessario definire anche la lunghezza minima del tratto libero dei tiranti  $L_{lib}$ .

Perché i tiranti di ancoraggio assolvano al meglio la loro funzione statica di sostegno della parete, è opportuno che il bulbo di fondazione si trovi completamente all'esterno del cuneo di spinta attiva che può nascere a tergo della paratia durante le fasi di costruzione e di esercizio dell'opera.

La geometria del cuneo di spinta attiva nel caso delle paratie multiancorate può essere determinata secondo svariati criteri. Nel seguito si fa riferimento allo schema secondo cui il cuneo di spinta sia delimitato da una retta inclinata sull'orizzontale di un angolo pari a  $(45^\circ + \varphi/2)$ , traslata verso monte rispetto al punto di nullo del momento flettente di una lunghezza pari a  $0.15 H$  (con  $H$ = altezza dello scavo di sbancamento).

La seguente Figura 24 rappresenta graficamente il criterio geometrico adottato per la determinazione del valore minimo del tratto libero d'ancoraggio.



**Figura 24 - Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti (CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL, 1992, Third Edition, Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundation, pag. 399)**

Per i tiranti definitivi la NTC2008 al § 7.11.6.4 prevede che la lunghezza libera in condizioni sismiche sia maggiorata rispetto alla lunghezza libera in condizioni statiche secondo quanto riportato:

$$L_e = L_s (1 + 1.5 a_{\max} / g)$$

Dove

$L_e$  lunghezza libera in condizioni sismiche;

$L_s$  lunghezza libera in condizioni statiche;

$a_{\max}/g$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito adimensionale.

Tutti i tiranti rispettano i suddetti requisiti e sono ancorati oltre il cuneo di spinta attiva.

### 7.5.3 Travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da coppie di profili in acciaio S355 del tipo HEA 200.

La verifica di tali elementi strutturali agli SLE e agli SLU è stata eseguita secondo lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, pari all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi.

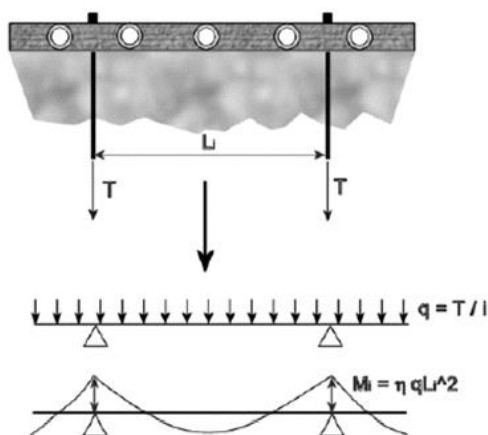


Figura 25 - Schema statico travi di ripartizione

#### 7.5.3.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite di Esercizio, è rappresentata dai tiranti del 3° ordine con un valore pari a:

$$F_{\max} = 178 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ( $i=2.40$  m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (considerando il caso in cui la trave congiunge solamente 2 tiranti):

$$M_{\max} = 178 \times 2.4^2 / 8 = 128.2 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{\max} = 178 \times 2.4 / 2 = 213.6 \text{ kN (appoggio)}$$

La verifica agli SLE viene condotta secondo il criterio delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{128.2}{2 \cdot 0.000389} = 164781 \text{ kN/m}^2 = 165 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{213600}{2 \cdot 5383} = 20 \frac{N}{mm^2} < \tau_{amm} = 138 N/mm^2$$

La verifica è dunque soddisfatta con ampio margine, per tenere in considerazione anche la possibile corrosione a lungo termine del profilato.

### 7.5.3.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite Ultimi, è rappresentata dai tiranti del 4° ordine con un valore pari a:

$$F_{max} = 232 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ( $i=2.40$  m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$M_{Ed} = 232 \times 2.4^2/8 = 167 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{Ed} = 232 \times 2.4/2 = 278.4 \text{ kN (appoggio)}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del doppio profilato metallico, che è pari a (2 profilati HEA200, acciaio tipo S355):

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{2 \times 389 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 240 \text{ kNm} > 167 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{2 \cdot 5383 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1918 \text{ kN} > 278.4 \text{ kN}$$

Risulta  $M_{Rd} > M_{Ed}$  e  $V_{Rd} > V_{Ed}$ , quindi anche la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta con ampio margine, anche per tenere in considerazione la possibile corrosione a lungo termine del profilato.

## 8. MURI DI CHIUSURA PIAZZALE

A chiusura del piazzale di sbarco, nei tratti in adiacenza allo scatolare per Giaglione, è necessaria la costruzione di muri in ca, aventi funzione di contenimento delle terre. I muri lato Nord, sul quale in futuro vi sarà il prolungamento della viabilità verso Chiomonte, verranno parzialmente demoliti, così come parte della berlinese, per permettere, in una successiva fase di prosecuzione dei lavori, il proseguimento della strada in uscita dall'autostrada.

La sezione tipica dei muri lato nord, che si chiudono ad angolo sullo scatolare, è riportata nella figura sottostante:

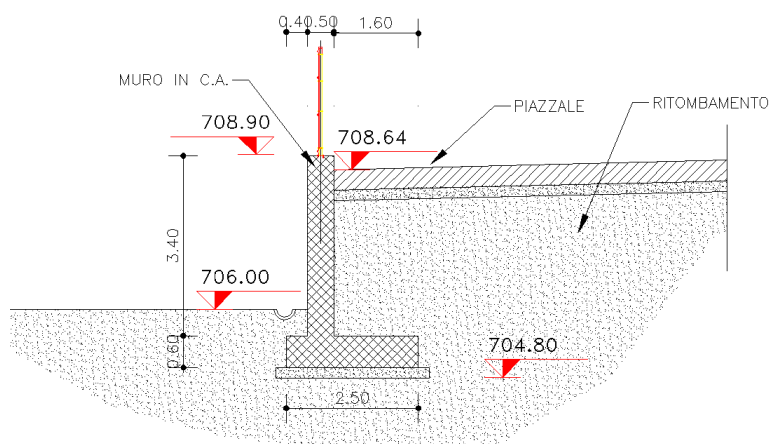


Figura 26 Sezione del muro di chiusura piazzale

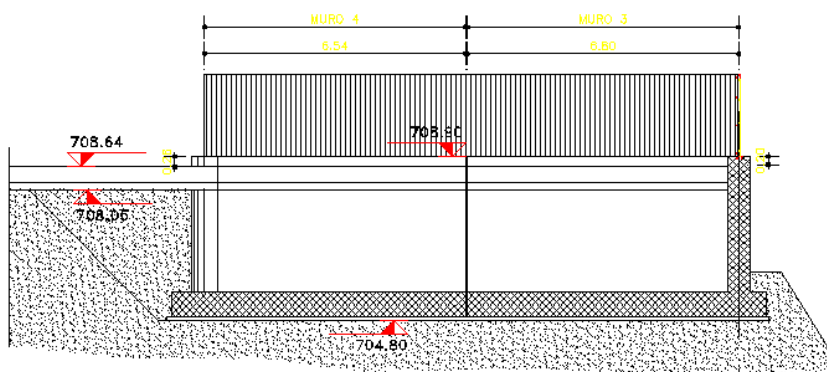


Figura 27 Prospetto muri 1 e muro 2

### 8.1 Muro H= 3.40m

Si effettua la verifica del muro di  $H_{max}=3.40m$ .

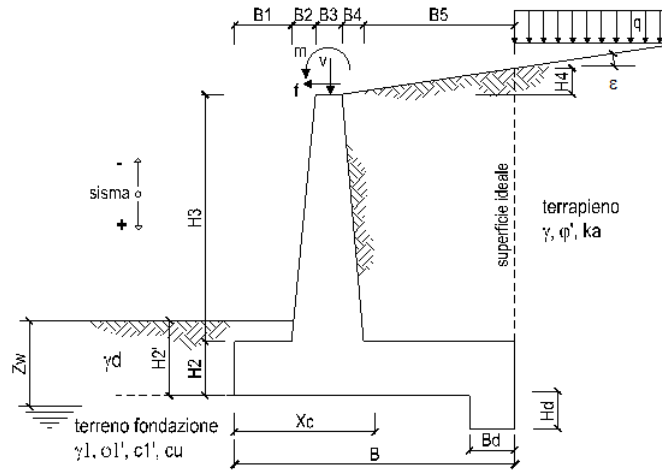
A tergo del muro si considera un sovraccarico costante di  $q=20 \text{ kN/m}^2$

Per il terreno su cui si fonda il muro (terreno di riporto, per portarsi alla quota del piazzale e della strada di proseguimento futura) ed il terreno del rinterro a tergo muro sono state assunte le seguenti caratteristiche:



$$\begin{aligned} \text{Peso dell'unità di volume} & \quad \gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Angolo di attrito interno} & \quad \varphi' = 35^\circ \end{aligned}$$

Per il muro si assume la seguente geometria:



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

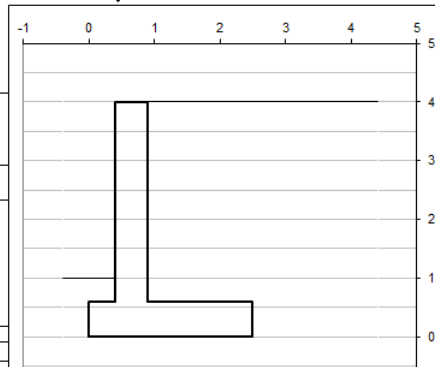
**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	3.40	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	2.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.40	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.60	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.25	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------



### 8.1.1 Verifica secondo la combinazione A1+M1 – statica e sismica

<b>Dati Geotecnici</b>		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\varphi'$	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma'$	20.00	27.00	(kN/m <sup>3</sup> )
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\delta$	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro}$	15.00	15.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{superid}$	15.00	15.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c'$	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	$\varphi'_t$	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	$\gamma_t$	20.00	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	$\gamma_d$	20.00	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )
	Profondità Piano di Posata della Fondazione	H2'	1.00		(m)
	Profondità Falda	Zw	10.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2'B)	Hs	5.00		(m)
Modulo di deformazione	E	150000	150000	(kN/m <sup>2</sup> )	
Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_w/g$	0.20		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.53		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1545		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.0773		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.25	0.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.33	0.33	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.36	0.35	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.70	3.70	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.40	3.40	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.36	3.35	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.32	0.34	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.54	0.39	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.70	0.40	(-)
<b>Carichi Agenti</b>		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	20.00	30.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

**CONDIZIONE STATICA****Azioni orizzontali**

Spinta terreno	52.16	(kN/m)
Spinta sovraccarico	28.98	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

**Azioni verticali**

PP muro	80.00	(kN/m)
PP terreno a monte	108.80	(kN/m)
Spinta terreno	13.98	(kN/m)
Spinta sovraccarico	7.76	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

**Momenti ribaltanti**

Spinta terreno	69.55	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	57.96	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

**Momenti stabilizzanti**

PP muro	74.50	(kNm/m)
PP terreno a monte	184.96	(kNm/m)
Spinta terreno	34.94	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	19.41	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)	N	=	210.54 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	81.14 (kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.70 (-)
<b>Fs</b>	<b>= (N*f + Sp) / T</b>	<b>1.82</b>	<b>(-)</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	313.81 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	127.50 (kNm/m)
<b>Fr</b>	<b>= Ms / Mr</b>	<b>2.46</b>	<b>(-)</b>

**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)	N	=	210.54 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	81.14 (kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	76.87 (kNm/m)
eccentricità	e	=	0.37 (m)
larghezza equivalente	B*	=	1.77 (m)

## Coefficienti di carico limite

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
N <sub>γ</sub>	48.03	(-)

## Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.38	(-)
ic	0.36	(-)
i <sub>γ</sub>	0.23	(-)

qlim	(carico limite unitario)	=	448.92 (kN/m <sup>2</sup> )
<b>F</b>	<b>qlim*B* / N</b>	<b>3.77</b>	<b>(-)</b>

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**

<b>δ</b>	<b>1.07</b>	<b>(mm)</b>
----------	-------------	-------------

**CONDIZIONE SISMICA +*****Azioni orizzontali***

Spinta terreno	74.17	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	12.36	(kN/m)
Inerzia terrapieno	16.81	(kN/m)

***Azioni verticali***

PP muro	80.00	(kN/m)
PP terreno a monte	108.80	(kN/m)
Spinta terreno	19.87	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	8.41	(kN/m)

***Momenti ribaltanti***

Spinta terreno	98.89	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	16.84	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	24.38	(kNm/m)

***Momenti stabilizzanti***

PP muro	74.50	(kNm/m)
PP terreno a monte	184.96	(kNm/m)
Spinta terreno	49.69	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)                    N =            217.08 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)                T =            103.35 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)            f =            0.70 (-)

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.47} \quad (-)$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)                    Ms =            309.15 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)                        Mr =            140.12 (kNm/m)

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2.21} \quad (-)$$

**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)                    N =            217.08 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)                T =            103.35 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M)    M =            102.32 (kNm/m)

eccentricità                                        e =            0.47 (m)

larghezza equivalente                        B\* =            1.56 (m)

**Coefficienti di carico limite**

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
Ny	48.03	(-)

**Coefficienti di inclinazione del carico**

iq	0.27	(-)
ic	0.25	(-)
iy	0.14	(-)

qlim (carico limite unitario)                    =            290.36 (kN/m<sup>2</sup>)

$$F \quad \mathbf{qlim \cdot B^* / N} \quad \mathbf{2.08} \quad (-)$$

**CONDIZIONE SISMICA -*****Azioni orizzontali***

Spinta terreno	67.38	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	12.36	(kN/m)
Inerzia terrapieno	16.81	(kN/m)

***Azioni verticali***

PP muro	80.00	(kN/m)
PP terreno a monte	108.80	(kN/m)
Spinta terreno	18.05	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-8.41	(kN/m)

***Momenti ribaltanti***

Spinta terreno	89.84	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	16.84	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	52.96	(kNm/m)

***Momenti stabilizzanti***

PP muro	74.50	(kNm/m)
PP terreno a monte	184.96	(kNm/m)
Spinta terreno	45.14	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)                      N =            198.45 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)                    T =            96.56 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)              f =            0.70 (-)

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.44} \quad (-)$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)                        Ms =           304.60 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)                            Mr =           159.65 (kNm/m)

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{1.91} \quad (-)$$

**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)                      N =            198.45 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)                    T =            96.56 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M)      M =            103.11 (kNm/m)

eccentricità    e =            0.52 (m)

larghezza equivalente                                B\* =           1.46 (m)

**Coefficienti di carico limite**

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
Ny	48.03	(-)

**Coefficienti di inclinazione del carico**

iq	0.26	(-)
ic	0.24	(-)
iy	0.14	(-)

qlim (carico limite unitario)                      =            270.52 (kN/m<sup>2</sup>)

$$F \quad \mathbf{qlim \cdot B^* / N} \quad \mathbf{1.99} \quad (-)$$

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

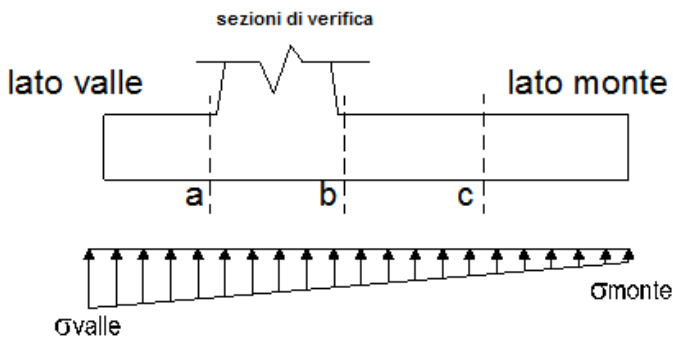
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 2.50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.04 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	210.54	76.87	158.01	10.42
sisma+	217.08	102.32	185.86	0.00
sisma-	198.45	103.11	181.13	0.00

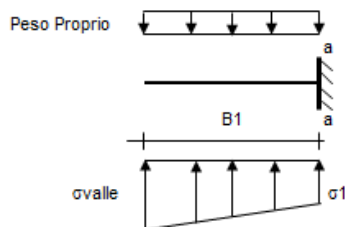


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	158.01	134.39	10.81
sisma+	185.86	154.04	12.73
sisma-	181.13	148.06	12.50



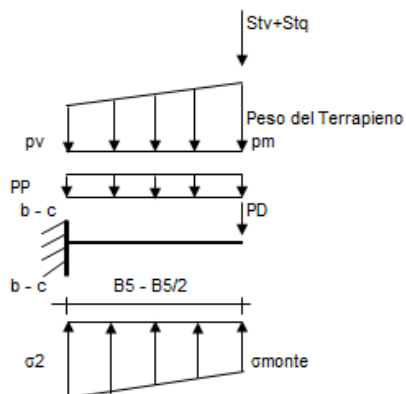
**Mensola Lato Monte**

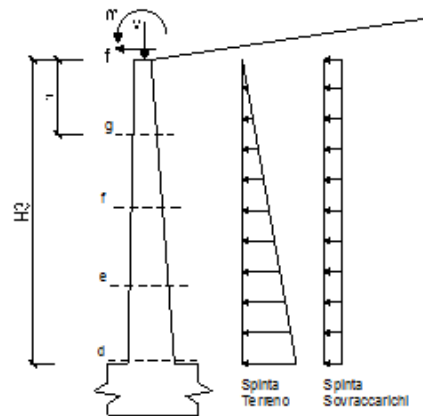
PP = 15.00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

pm = 91.80 (kN/m<sup>2</sup>)  
 pvb = 91.80 (kN/m<sup>2</sup>)  
 pvc = 91.80 (kN/m<sup>2</sup>)

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$   
 $- (Stv + Sqv) \cdot B \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$   
 $- (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO****Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	=	0.20	(-)	
	Categoria di suolo	S	=	1.53	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)		<input checked="" type="radio"/> si	<input type="radio"/> no		r = 2
	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.1545	(-)	
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.0773	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0.25	(-)	0.248
	componente orizzontale	kah	=	0.24	(-)	
	componente verticale	kav	=	0.06	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.33	(-)	0.336
	componente orizzontale	kash+	=	0.32	(-)	
	componente verticale	kasv+	=	0.09	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0.35	(-)	0.354
	componente orizzontale	kash-	=	0.34	(-)	
	componente verticale	kasv-	=	0.09	(-)	

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma^*(1 \pm kv)^* h^2 \cdot h/3 \quad \text{o} \quad \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma^*(1 \pm kv)^* h^2 \cdot h/2 \quad (\text{con sisma})$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q^* h^2$$

$$M_{ext} = m + f^* h$$

$$M_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert}} \cdot \gamma^*(1 \pm kv)^* h^2$$

$$N_q = K_{a_{vert}} \cdot q^* h$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \Sigma P_m \cdot (1 \pm kv)$$

## condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>est</sub>	M <sub>tot</sub>	Nt	Nq	N <sub>est</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	42.71	41.87	0.00	84.58	10.10	6.60	0.00	42.50	59.20
e-e	2.55	18.02	23.55	0.00	41.57	5.68	4.95	0.00	31.88	42.50
f-f	1.70	5.34	10.47	0.00	15.81	2.52	3.30	0.00	21.25	27.07
g-g	0.85	0.67	2.62	0.00	3.28	0.63	1.65	0.00	10.63	12.91

## condizione sismica +

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>est</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	Nt	Nq	N <sub>est</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	91.10	0.00	0.00	11.16	102.27	14.36	0.00	0.00	45.78	60.14
e-e	2.55	38.43	0.00	0.00	6.28	44.71	8.08	0.00	0.00	34.34	42.41
f-f	1.70	11.39	0.00	0.00	2.79	14.18	3.59	0.00	0.00	22.89	26.48
g-g	0.85	1.42	0.00	0.00	0.70	2.12	0.90	0.00	0.00	11.45	12.34

## condizione sismica -

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>est</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	Nt	Nq	N <sub>est</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	96.62	0.00	0.00	11.16	107.79	13.04	0.00	0.00	39.22	52.26
e-e	2.55	40.76	0.00	0.00	6.28	47.04	7.34	0.00	0.00	29.41	36.75
f-f	1.70	12.08	0.00	0.00	2.79	14.87	3.26	0.00	0.00	19.61	22.87
g-g	0.85	1.51	0.00	0.00	0.70	2.21	0.82	0.00	0.00	9.80	10.62

**8.1.2 Verifica secondo la combinazione A2+M2- statica e sismica**



<b>Dati Geotecnici</b>		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\varphi'$	35.00	29.26	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma'$	20.00	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$z$	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{\text{area}}$	15.00	12.54	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{\text{area},id}$	15.00	12.54	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c'$	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	$\varphi'_f$	35.00	29.26	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	$\gamma'_f$	20.00	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	$\gamma'_d$	20.00	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )
	Profondità Piano di Poso della Fondazione	$H_2'$	1.00		(m)
	Profondità Falda	$Z_w$	10.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H-2*B)	$H_s$	5.00		(m)
Dati Sismici	Modulo di deformazione	$E$	150000	150000	(kN/m <sup>2</sup> )
	Accelerazione sismica	$a_v/g$	0.20		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	$S$	1.53		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.1545		(-)
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0773		(-)
	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	$k_a$	0.25	0.31	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	$k_{as+}$	0.33	0.41	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	$k_{as-}$	0.36	0.44	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	$k_p$	3.70	2.91	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	$k_{ps+}$	3.40	2.66	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	$k_{ps-}$	3.36	2.61	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	$k_a$	0.32	0.25	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	$k_{as+}$	0.54	0.33	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	$k_{as-}$	0.70	0.35	(-)
<b>Carichi Agenti</b>		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	$q$	20.00	20.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	$f$	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	$v$	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	$m$	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	$q_s$	0.00	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	$f_s$	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	$v_s$	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	$m_s$	0.00	0.00	(kNm/m)

**CONDIZIONE STATICA****Azioni orizzontali**

Spinta terreno	48.89	(kN/m)
Spinta sovraccarico	24.44	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

**Azioni verticali**

PP muro	80.00	(kN/m)
PP terreno a monte	108.80	(kN/m)
Spinta terreno	10.87	(kN/m)
Spinta sovraccarico	5.44	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

**Momenti ribaltanti**

Spinta terreno	65.18	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	48.89	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

**Momenti stabilizzanti**

PP muro	74.50	(kNm/m)
PP terreno a monte	184.96	(kNm/m)
Spinta terreno	27.18	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	13.59	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N) N = 205.11 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 73.33 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.56 (-)

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.57 \quad (-)$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 300.23 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 114.07 (kNm/m)

$$F_r = M_s / M_r \quad 2.63 \quad (-)$$

**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N) N = 205.11 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 73.33 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 70.22 (kNm/m)

eccentricità e = 0.34 (m)

larghezza equivalente B\* = 1.82 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq 16.92 (-)

Nc 28.42 (-)

Ny 20.08 (-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq 0.41 (-)

ic 0.38 (-)

iy 0.27 (-)

qlim (carico limite unitario) = 236.36 (kN/m<sup>2</sup>)

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N \quad 2.09 \quad (-)$$

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**

s 1.03 (mm)

**CONDIZIONE SISMICA +*****Azioni orizzontali***

Spinta terreno	69.66	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	12.36	(kN/m)
Inerzia terrapieno	16.81	(kN/m)

***Azioni verticali***

PP muro	80.00	(kN/m)
PP terreno a monte	108.80	(kN/m)
Spinta terreno	15.49	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	8.41	(kN/m)

***Momenti ribaltanti***

Spinta terreno	92.87	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	16.84	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	24.38	(kNm/m)

***Momenti stabilizzanti***

PP muro	74.50	(kNm/m)
PP terreno a monte	184.96	(kNm/m)
Spinta terreno	38.73	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)                    N =            212.70 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)                T =            98.83 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)          f =            0.56 (-)

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.21 \quad (-)}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)                    Ms =            298.19 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)                        Mr =            134.10 (kNm/m)

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2.22 \quad (-)}$$

**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)                    N =            212.70 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)                T =            98.83 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M)    M =            101.78 (kNm/m)

eccentricità                                        e =            0.48 (m)

larghezza equivalente                        B\* =            1.54 (m)

## Coefficienti di carico limite

Nq	16.92	(-)
Nc	28.42	(-)
Ny	20.08	(-)

## Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.29	(-)
ic	0.24	(-)
iy	0.15	(-)

qlim (carico limite unitario)                    =            144.52 (kN/m<sup>2</sup>)

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N \quad \mathbf{1.05 \quad (-)}$$

**CONDIZIONE SISMICA -*****Azioni orizzontali***

Spinta terreno	62.69	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	12.36	(kN/m)
Inerzia terrapieno	16.81	(kN/m)

***Azioni verticali***

PP muro	80.00	(kN/m)
PP terreno a monte	108.80	(kN/m)
Spinta terreno	13.94	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-8.41	(kN/m)

***Momenti ribaltanti***

Spinta terreno	83.59	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	16.84	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	52.96	(kNm/m)

***Momenti stabilizzanti***

PP muro	74.50	(kNm/m)
PP terreno a monte	184.96	(kNm/m)
Spinta terreno	34.86	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)                      N =            194.34 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)                    T =            91.87 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)              f =            0.56 (-)

**F<sub>s</sub> = (N\*f + Sp) / T            1.18 (-)**

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (M<sub>s</sub>)                      M<sub>s</sub> =            294.32 (kNm/m)

Momento ribaltante (M<sub>r</sub>)                          M<sub>r</sub> =            153.39 (kNm/m)

**F<sub>r</sub> = M<sub>s</sub> / M<sub>r</sub>                    1.92 (-)**

**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)                      N =            194.34 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)                    T =            91.87 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M)      M =            102.00 (kNm/m)

eccentricità    e =            0.52 (m)

larghezza equivalente                              B\* =            1.45 (m)

**Coefficienti di carico limite**

N <sub>q</sub>	16.92	(-)
N <sub>c</sub>	28.42	(-)
N <sub>γ</sub>	20.08	(-)

**Coefficienti di inclinazione del carico**

i <sub>q</sub>	0.28	(-)
i <sub>c</sub>	0.23	(-)
i <sub>γ</sub>	0.15	(-)

q<sub>lim</sub> (carico limite unitario)                      =            136.78 (kN/m<sup>2</sup>)

**F            q<sub>lim</sub>\*B\*/N                1.02 (-)**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

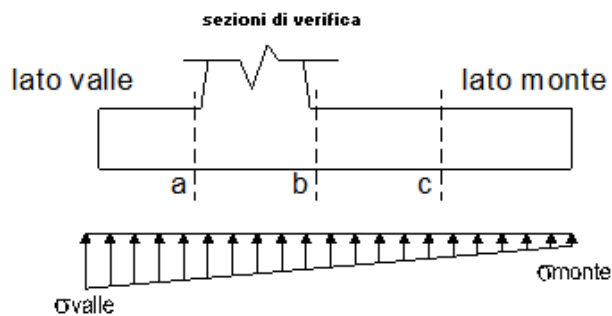
$\sigma_{valle} = N/A + M/w_{gg}$

$\sigma_{monte} = N/A - M/w_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 2.50 \text{ (m}^2\text{)}$

$w_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 1.04 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	205.11	70.22	149.46	14.63
sisma+	212.70	101.78	183.80	0.00
sisma-	194.34	102.00	178.66	0.00

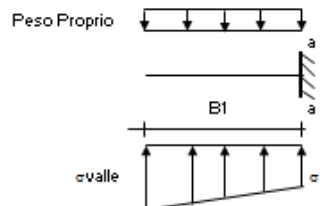


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio, PP = 15.00 (kN/m)

$M_a = \sigma_{valle} \cdot B^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2/3 - PP \cdot B^2/2 \cdot (1/3k_v)$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	M <sub>a</sub>
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	149.46	127.88	10.18
sisma+	183.80	152.04	12.56
sisma-	178.66	145.81	12.31



**Mensola Lato Monte**

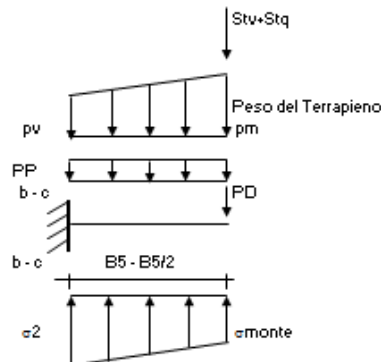
PP = 15.00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

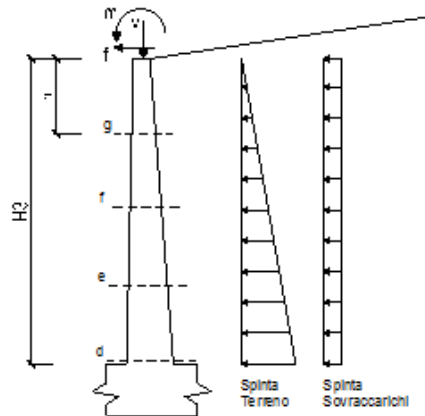
pm = 68.00 (kN/m<sup>2</sup>)  
 pvb = 68.00 (kN/m<sup>2</sup>)  
 pvc = 68.00 (kN/m<sup>2</sup>)

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1/3k_v) \cdot B^2/2 + (\sigma_{monte} - \sigma_2) \cdot B^2/6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1/3k_v) \cdot B^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1/3k_v) \cdot (B^2 - Bd/2) - PD \cdot k_h \cdot (H_d + H/2) + M_{sp} + Sp \cdot H/2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1/3k_v) \cdot (B/2)^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2/6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1/3k_v) \cdot (B/2)^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1/3k_v) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot k_h \cdot (H_d + H/2) + M_{sp} + Sp \cdot H/2$

caso	$\sigma_2b$	M <sub>b</sub>	$\sigma_2c$	M <sub>c</sub>
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	14.63	100.92	-76.79	57.77
sisma+	0.00	112.33	-101.78	48.79
sisma-	0.00	104.75	-91.94	39.05



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO****Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	=	0.20	(-)	
	Categoria di suolo	S	=	1.53	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (sì/no)		<input checked="" type="radio"/> sì	<input type="radio"/> no		$r = 2$
	coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	=	0.1545	(-)	
	coefficiente sismico verticale	$k_v$	=	0.0773	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	$k_a$	=	0.31	(-)	0.313
	componente orizzontale	$k_{ah}$	=	0.31	(-)	
	componente verticale	$k_{av}$	=	0.07	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	$k_{as+}$	=	0.41	(-)	0.414
	componente orizzontale	$k_{ash+}$	=	0.40	(-)	
	componente verticale	$k_{asv+}$	=	0.09	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	$k_{as-}$	=	0.44	(-)	0.435
	componente orizzontale	$k_{ash-}$	=	0.42	(-)	
	componente verticale	$k_{asv-}$	=	0.09	(-)	

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma^2 (1 \pm k_v) h^2 h / 3 \quad \text{o} \quad \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma^2 (1 \pm k_v) h^2 h / 2 \quad (\text{con sisma})$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{est} = m \cdot f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot k_h \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert}} \cdot \gamma^2 (1 \pm k_v) h^2$$

$$N_q = K_{a_{vert}} \cdot q \cdot h$$

$$N_{est} = v$$

$$N_{pp-inerzia} = \sum P m_i (1 \pm k_v)$$

condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	Nt	Nq	N <sub>ext</sub>	N <sub>op</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	40.03	35.32	0.00	75.35	7.86	4.62	0.00	42.50	54.98
e-e	2.55	16.89	19.87	0.00	36.75	4.42	3.47	0.00	31.88	39.76
f-f	1.70	5.00	8.83	0.00	13.83	1.96	2.31	0.00	21.25	25.52
g-g	0.85	0.63	2.21	0.00	2.83	0.49	1.16	0.00	10.63	12.27

condizione sismica +

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	Nt	Nq	N <sub>ext</sub>	N <sub>op-inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	85.56	0.00	0.00	11.16	96.72	11.19	0.00	0.00	45.78	56.98
e-e	2.55	36.09	0.00	0.00	6.28	42.37	6.30	0.00	0.00	34.34	40.63
f-f	1.70	10.69	0.00	0.00	2.79	13.49	2.80	0.00	0.00	22.89	25.69
g-g	0.85	1.34	0.00	0.00	0.70	2.03	0.70	0.00	0.00	11.45	12.15

condizione sismica -

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	Nt	Nq	N <sub>ext</sub>	N <sub>op-inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	89.90	0.00	0.00	11.16	101.06	10.07	0.00	0.00	39.22	49.29
e-e	2.55	37.92	0.00	0.00	6.28	44.20	5.67	0.00	0.00	29.41	35.08
f-f	1.70	11.24	0.00	0.00	2.79	14.03	2.52	0.00	0.00	19.61	22.13
g-g	0.85	1.40	0.00	0.00	0.70	2.10	0.63	0.00	0.00	9.80	10.43

### 8.1.3 Verifiche armature - paramento

Considerando un comportamento della struttura interrata di tipo elastico-lineare, l'armatura minima verticale rispetta i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.6.2) pari a:

$$\rho_{\min} = 0.2\% \leq \rho$$

$$A_c = 500 \times 1000 = 500000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,v} = 5+5\Phi 16 / \text{m} \text{ (armatura verticale sez.corrente)}$$

$$\rho = 2010/500000 = 0.402\% > 0.2\%$$

L'armatura minima orizzontale totale deve invece verificare i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.6.3) pari a:

$$\rho_{\min} = 0.1\% \leq \rho$$

$$A_{s,o} = 5+5\Phi 12 / \text{m} \text{ (armatura orizzontale)}$$

$$\rho = 1130/500000 = 0.226\% > 0.1\%$$

In particolare l'armatura disposta in direzione orizzontale deve essere  $A_{s,o} > 25\% A_{s,v}$ ; nel nostro caso:

$$A_{s,o} = 1113 \text{ mm}^2/\text{m} > 25\% A_{s,v} = 503 \text{ mm}^2/\text{m}$$

#### 8.1.3.1 Verifica a flessione SLU - paramento

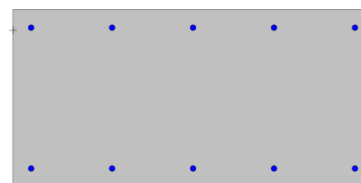
Sollecitazioni:

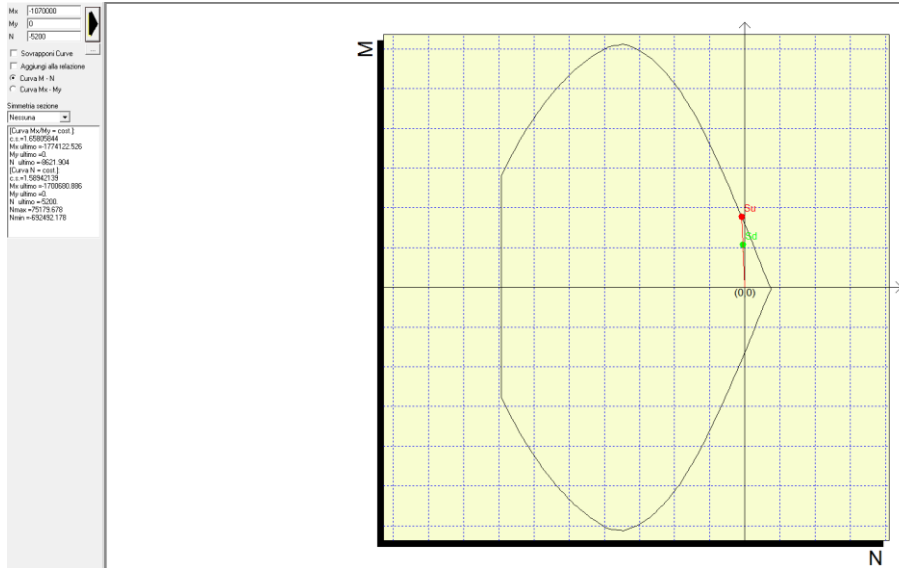
$$M_{sd} = 107 \text{ kNm/m} \text{ (Comb.sismica)}$$

$$N_{sd} = 52 \text{ kN/m} \text{ (Comb.sismica)}$$

Si verifica una sezione di lunghezza 100cm e larghezza 50cm.

Si dispone un'armatura verticale costituita da 1+1Φ16/20.





$$M_{Rd} = 170 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Rd} = 52 \text{ kN/m}$$

$$c.s.= 1.58$$

### 8.1.3.2 Verifica a taglio SLU – paramento

$$V_{Sd} = 98 \text{ kN/m (Comb.sismica)}$$

VERIFICA A TAGLIO (par. 6.2)				
PROPRIETA' CALCESTRUZZO			PROPRIETA' ACCIAIO	
$\gamma_c$	1.5		$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_s$	1.15
$f_{ck}$	29.05	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ywd}$	391.304 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	16.46167	N/mm <sup>2</sup>		
$f_{ctm}$	2.834993	N/mm <sup>2</sup>		
$f_{ctk}$	1.984495	N/mm <sup>2</sup>		
$f_{ctd}$	1.322997	N/mm <sup>2</sup>		
$V_{Ed}$	98	kN	$N_{Sd}$	0 kN > 0 compression
			$\alpha_{cp}$	0
b	1000	mm		
h	500	mm		
c	50	mm		
d	450	mm		
Asl	1005	mm <sup>2</sup>		
$\rho$	0.0022			
$C_{Rd,c}$	0.12			
k	1.67			
$v_{min}$	0.4058955			
$k_1$	0.15			
$V_{Rd,c}$	183	kN	> Ved no shear reinforcement required	

Non è necessaria armature specifica a taglio.



### 8.1.4 Verifiche armature - fondazione

Considerando un comportamento della struttura interrata di tipo elastico-lineare, l'armatura minima di trazione rispetta i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.3.1) pari a:

$$A_{s,min} = 0.26 f_{ctm}/f_{yk} b_t d > 0.13\% b_t d$$

risultando, per l'armatura di trazione disposta nella sezione corrente:

$$d = 550\text{mm}$$

$$b = 1000\text{mm}$$

$$A_{s,min} = 899 \text{ mm}^2 > 650 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,eff} = 5\Phi 16 = 1005 \text{ mm}^2 > 899 \text{ mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

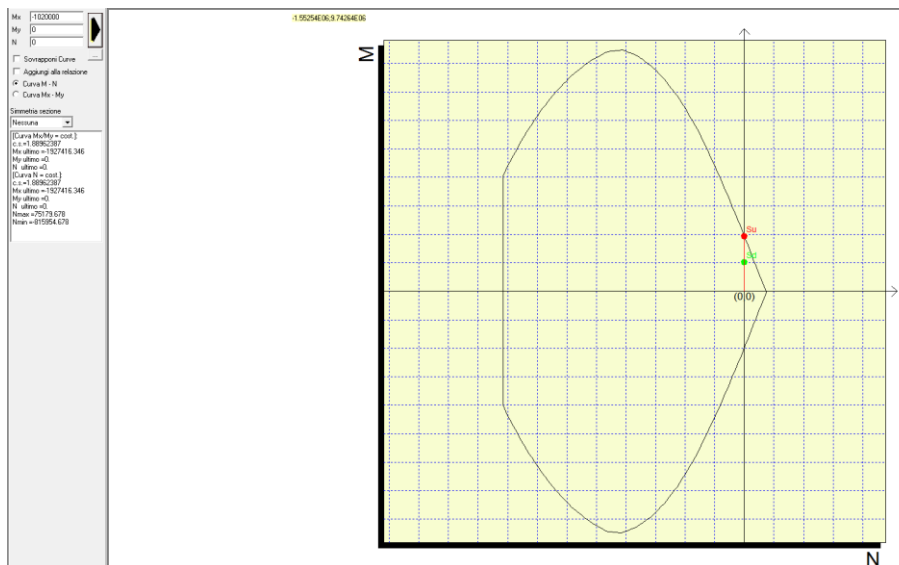
#### 8.1.4.1 Verifica a flessione SLU - fondazione

Sollecitazioni:

$$M_{Sd} = 102 \text{ kNm/m (Comb.1)}$$

Si verifica una sezione di lunghezza 100cm e altezza 60cm.

Si dispone un'armatura costituita da 1+1Φ16/20.



$$M_{Rd} = 192 \text{ kNm/m}$$

$$c.s. = 1.88$$

#### 8.1.4.2 Verifica a taglio SLU - fondazione

$$V_{Sd} = 130 \text{ kN/m (lato monte a filo paramento)}$$

**VERIFICA A TAGLIO (par. 6.2)**

PROPRIETA' CALCESTRUZZO			PROPRIETA' ACCIAIO		
$\gamma_c$	1.5		$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_s$	1.15	
$f_{ck}$	29.05	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ywd}$	391.304	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	16.46167	N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	2.834993	N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk}$	1.984495	N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctd}$	1.322997	N/mm <sup>2</sup>			
$V_{Ed}$	128 98	kN	$N_{Sd}$	0	kN > 0 compression
			$\sigma_{cp}$	0	
b	1000	mm			
h	600	mm			
c	50	mm			
d	550	mm			
$A_{sl}$	1005	mm <sup>2</sup>			
$\rho$	0.0018				
$C_{Rd,c}$	0.12				
k	1.60				
$v_{min}$	0.38286936				
$k_1$	0.15				
$V_{Rd,c}$	211	kN	> Ved no shear reinforcement required		