TUNNEL EURALPIN LYON TURIN

SITAF S.p.A

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 IN TERRE ARMATE-VIABILITA' DI CANTIERE

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 Rèvision 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.)

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

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

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/ /INTEGRATION SPECIALISTE

MUSINET engineering

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

SCALA / ÉCHELLE

-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER

MUSINET engineering

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

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

TUNNEL EURALPIN LYON TURIN

TELT sas - 1091 Avenue de la Boisse BP 80631 - F-73006 CHAMBERY CEDEX (France)
Tél.: +33 (0) 4.79.68.56.50 - Fax: +33 (0) 4.79.68.56.75
RCS Chambéry 439 556 952 - TVA FR 03439556952
Propriété TELT Tous droits réservés - Proprietà TELT Tutti i diritti riservati

SITAF S.p.A

SITAF Spa - Fr. San Giuliano, 2 - 10059 Susa TO (Italia)
Tel.: +39 (0) 0122.621.621 - Fax: +39 (0) 0122.622.036
C.F. e P.IVA 00513170019
Propriété SITAF Tous droits réservés - Proprietà SITAF Tutti i diritti riservati

COD. FILE: NV02 W 4 E CL OC 1000 C

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE 7
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI 10
   2.1 Normative e standard 10
   2.2 Documenti di riferimento 11
      2.2.1 Elaborati progettuali 11
      2.2.2 Bibliografia 11
   2.3 Software di calcolo 11
3. MATERIALI 12
   3.1 Calcestruzzi per opere geotecniche 12
      3.1.1 Calcestruzzo per muri di sostegno, cordoli paratie 12
      3.1.2 Malte per micropali 12
   3.2 Acciai 13
      3.2.1 Acciaio per armatura lenta 13
      3.2.2 Acciaio armonico da precompressione 13
      3.2.3 Acciaio da carpenteria strutturale (travi di ripartizione, fazzoletti, piastre,…) 13
      3.2.4 Acciaio per micropali 13
4. GEOLOGIA E GEOTECNICA 14
   4.1 Parametri geotecnici 14
   4.2 Idrogeologia 14
5. CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO 15
   5.1 Stati limite di progetto e coefficienti parziali 15
   5.2 Azione sismica 17
   5.3 Corrosione delle armature dei micropali 18
6. MODELLO DI CALCOLO DELLA BERLINESE 20
   6.1 Sezioni di calcolo 20
   6.2 Parametri geotecnici di calcolo 20
   6.3 Approcci progettuali (SL) 20
   6.4 Modellazione azione sismica 21
7. BERLINESE H_{SCAVO}=5.50M 23
   7.1 Geometria e step di calcolo 23
   7.2 Risultati delle analisi 26
      7.2.1 Combinazione A1+M1 26
      7.2.2 Combinazione A2+M2 27
      7.2.1 Combinazione A1+M1 EQK 28
      7.2.2 Combinazione SLE RARA 29
      7.2.3 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio 31
   7.3 Verifica SLE: spostamenti attesi 32
   7.4 Verifica di stabilità al piede della paratia 32
   7.5 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali 33
      7.5.1 Micropali 33
         7.5.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE) 33
         7.5.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) 34
      7.5.2 Tiranti d'ancoraggio 34

7.5.2.1 Requisiti da garantire per i tiranti permanenti 34
7.5.2.2 Dimensionamento 35
7.5.2.3 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE) 36
7.5.2.4 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) 36
7.5.2.5 Verifica della lunghezza libera dei tiranti 38
7.5.3 Travi di ripartizione 39
7.5.3.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE) 40
7.5.3.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) 40
8. RILEVATI IN TERRA RINVERDITA (TERRE ARMATE VERDI) 42
8.1 Metodo di calcolo 43
8.1.1 Analisi SLU in condizioni statiche e sismiche 45
8.1.1.1 SLU di tipo geotecnico 45
8.1.1.2 SLU di tipo strutturale - rinforzi 47
8.2 Dati di ingresso 49
8.2.1 Sezione 1 50
8.2.2 Sezione 2 51
8.2.3 Sezione 3 52
8.3 Risultati delle analisi – Sezione 1 53
8.3.1 Risultati di Stabilità globale 53
8.3.2 Risultati di Stabilità interna 54
8.3.3 Risultati – Muro di sostegno 56
8.4 Risultati delle analisi – Sezione 2 58
8.4.1 Risultati di Stabilità globale 58
8.4.2 Risultati di Stabilità interna 59
8.4.3 Risultati – Muro di sostegno 61
8.5 Risultati delle analisi – Sezione 3 63
8.5.1 Risultati di Stabilità globale 63
8.5.2 Risultati di Stabilità interna 64
8.5.3 Risultati – Muro di sostegno 66

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 Planimetria di inquadramento generale della viabilità di collegamento al cantiere 7
Figura 2 Prospetto berlinese di collegamento alla viabilità esistente 8
Figura 3 Sezione tipica berlinese viabilità collegamento 8
Figura 4 prospetto muri in terra armata verde 8
Figura 5 sezione tipica muri in terra armata verde 9
Figura 6 Riduzione dello sp. per la corrosione [EC3-5, §4.4 "Corrosion rates for design"] ... 19
Figura 7 Berlinese h= 5.50m - stage 1 24
Figura 8 Berlinese h= 5.50m - stage 2 24
Figura 9 Berlinese h= 5.50m - stage 3 25
Figura 10 Berlinese h= 5.50m -stage 4 25
Figura 11 Berlinese h= 5.50m -stage 5 26
Figura 12: Berlinese h= 5.50m – SLU A1+M1: inviluppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m] 26
Figura 13: Berlinese h= 5.50m - SLU A1+M1: inviluppo taglio lungo i micropali [kN/m] ... 27
Figura 14 Berlinese h= 5.50m – SLU A2+M2: inviluppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m] 27
Figura 15: Berlinese h= 5.50m - SLU A2+M2: inviluppo taglio lungo i micropali [kN/m] ... 28
Figura 16: Berlinese h= 5.50m – SLU A1+M1 EQK: inviluppo momento flettente lungo i micropali 28
Figura 17: Berlinese h= 5.50m - SLU A1+M1 EQK: inviluppo taglio lungo i micropali [kN/m] 29
Figura 18: Berlinese h= 5.50m – SLE: inviluppo del momento flettente lungo i micropali [kNm/m] 29
Figura 19: Berlinese h= 5.50m – SLE: inviluppo del taglio lungo i micropali [kN] 30
Figura 20: Berlinese h= 5.50m – SLE: invluppo degli spostamenti [mm] - $\delta_{max} \cong 26$ mm 30
Figura 21 – Berlinese h= 5.50m -Azione di tiro massima nei tiranti (SLE, enve) 31
Figura 22 - Berlinese h= 5.50m -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1, enve) 31
Figura 23 - Berlinese h= 5.50m - Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1+EQK, enve) 32
Figura 24 – Berlinese h= 5.50m - Combinazione SLU A2+M2: spinte mobilitate e disponibili – Step 4 33
Figura 25 - Berlinese h= 5.50m- Combinazione SLU A2+M2 EQK: spinte mobilitate e disponibili – Step 5 33
Figura 26 Esempio tipo di tirante permanente a doppia guaina anticorrosione 35
Figura 27 - Indicazioni per la scelta del valore di s 38
Figura 28 - 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) 39
Figura 29 - Schema statico travi di ripartizione 40
Figura 30 Sezione 1 di analisi (H=8.10m) 42
Figura 31 stabilità interna del muro in terra armata 44
Figura 32 stabilità globale del muro in terra armata 45
Figura 33 Definizione del fattore di sicurezza per il calcolo della resistenza di lavoro dei rinforzi (BS 8006) 48
Figura 34 fattori di sicurezza sulla trazione nei rinforzi – esempio 49
Figura 35 File di input – sezione 1- TALREN 5.0 50
Figura 36 File di input – sezione 2- TALREN 5.0 51

Figura 37 File di input –sezione 3- TALREN 5.0 52
Figura 38 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità globale 53
Figura 39 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità globale 54
Figura 40 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità interna blocco 1 . 54
Figura 41 Sup.critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità interna blocco 2 .. 55
Figura 42 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità interna blocco 1 55
Figura 43 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità interna blocco 2 56
Figura 44 Comb. A1+M1 statico – verifica come muro di sostegno 56
Figura 45 Comb. A2+M2 statico – verifica come muro di sostegno 57
Figura 46 Comb. A2+M2 sismico – verifica come muro di sostegno 57
Figura 47 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità globale 58
Figura 48 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità globale 59
Figura 49 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità interna blocco 1 . 59
Figura 50 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità interna blocco 2 . 60
Figura 51 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità interna blocco 1 60
Figura 52 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità interna blocco 2 61
Figura 53 Comb. A1+M1 statico – verifica come muro di sostegno 61
Figura 54 Comb. A2+M2 statico – verifica come muro di sostegno 62
Figura 55 Comb. A2+M2 sismico – verifica come muro di sostegno 62
Figura 56 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità globale 63
Figura 57 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità globale 64
Figura 58 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità interna blocco 1 . 64
Figura 59 Sup.critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità interna blocco 2 .. 65
Figura 60 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità interna blocco 1 65
Figura 61 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità interna blocco 2 66
Figura 62 Comb. A1+M1 statico – verifica come muro di sostegno 66
Figura 63 Comb. A2+M2 statico – verifica come muro di sostegno 67
Figura 64 Comb. A2+M2 sismico – verifica come muro di sostegno 67

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 delle opere di sostegno per la viabilità di collegamento al cantiere, nel tratto che dal piazzale di svincolo porta verso il cunicolo esplorativo.

La geometria dell'opera è stata definita nel rispetto dei dati plano altimetrici del futuro scenario viabilistico.

Le opere di sostegno necessarie nella tratta consistono principalmente in:

- Berlinese di micropali tirantata per il sostegno del versante a monte della strada, nella zona in prossimità della viabilità al cantiere esistente;
- Muro in terra verde rinforzata, per il sostegno del rilevato nel tratto di strada di collegamento al piazzale di nuova realizzazione

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

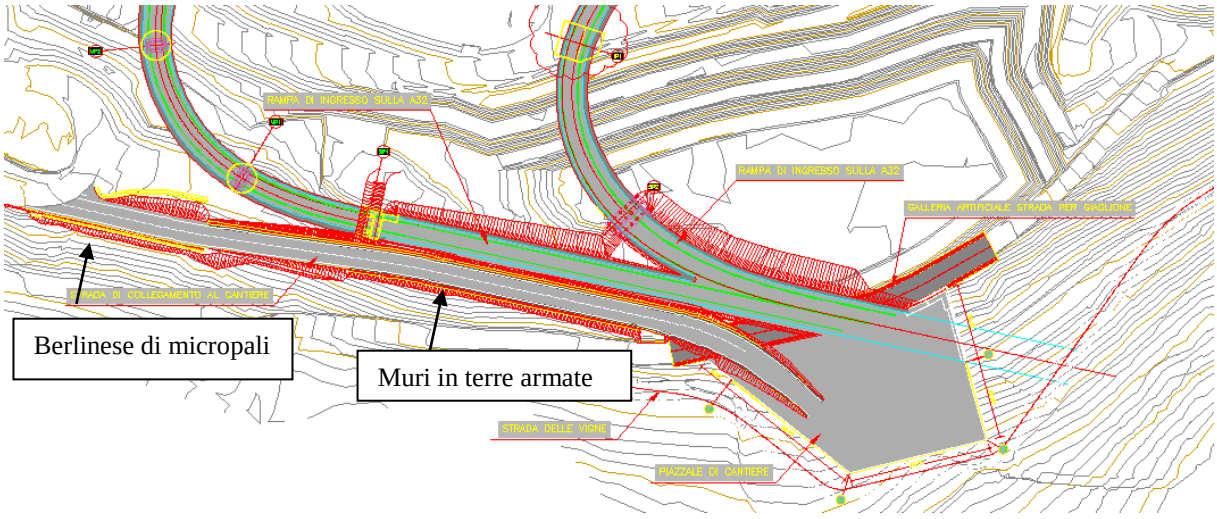


Figura 1 Planimetria di inquadramento generale della viabilità di collegamento al cantiere

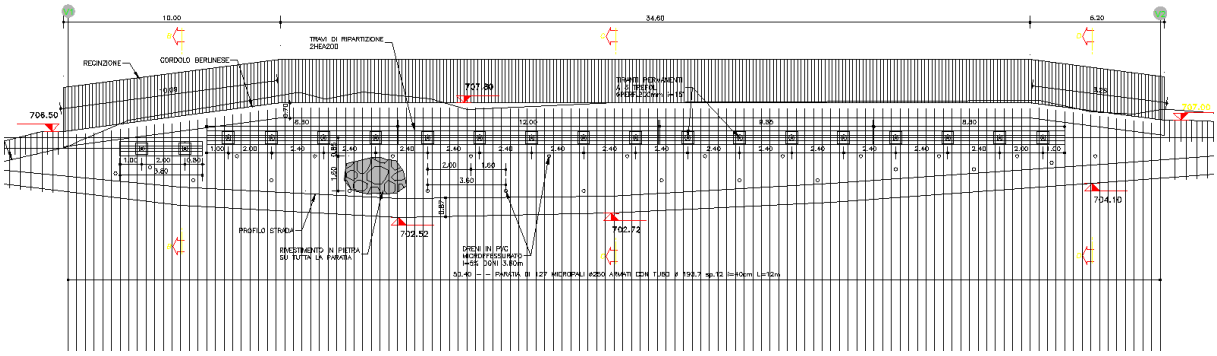


Figura 2 Prospetto berlinese di collegamento alla viabilità esistente

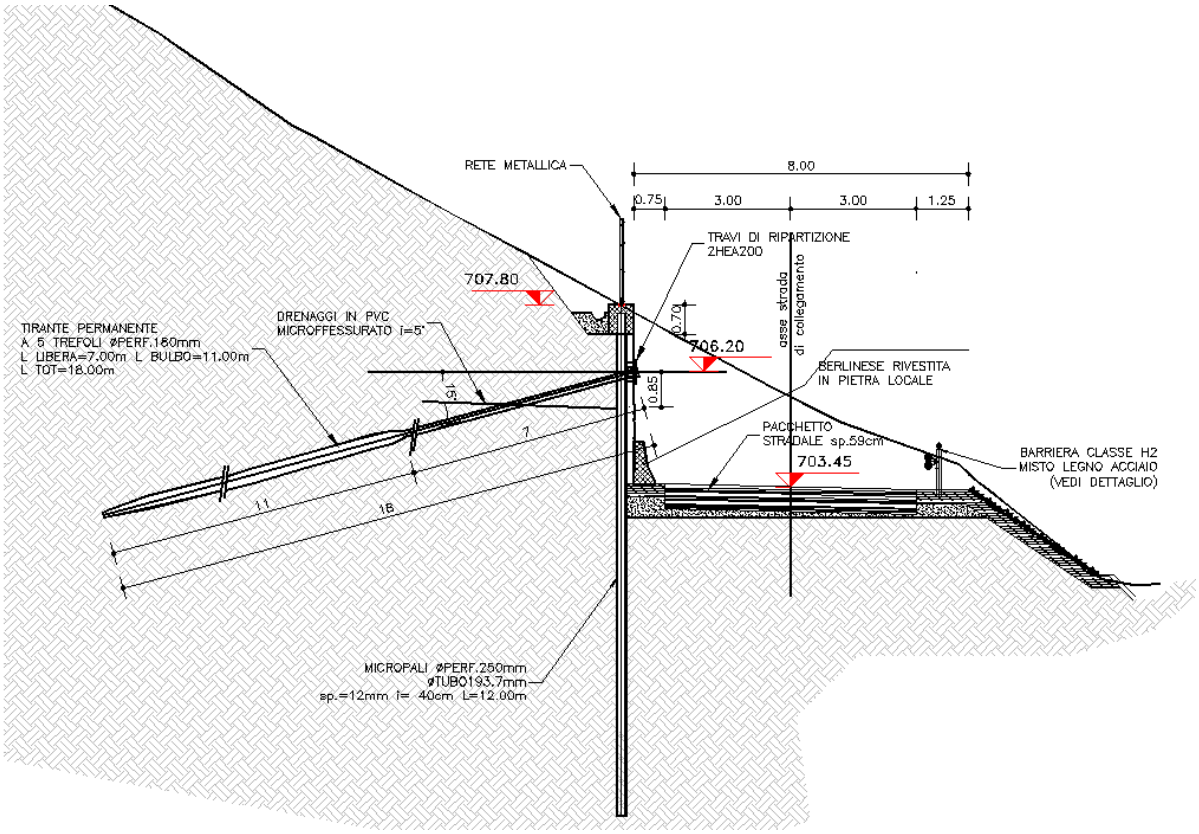


Figura 3 Sezione tipica berlinese viabilità collegamento

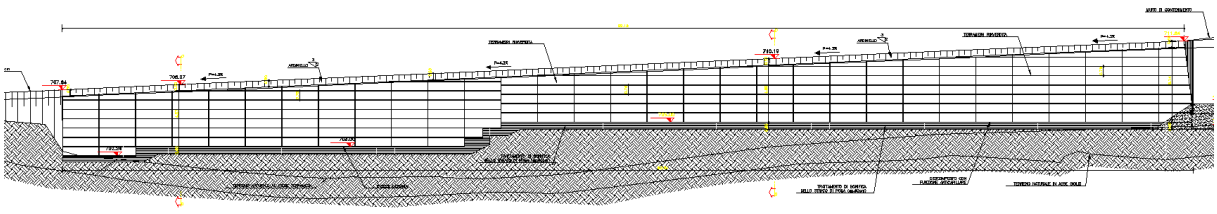


Figura 4 prospetto muri in terra armata verde

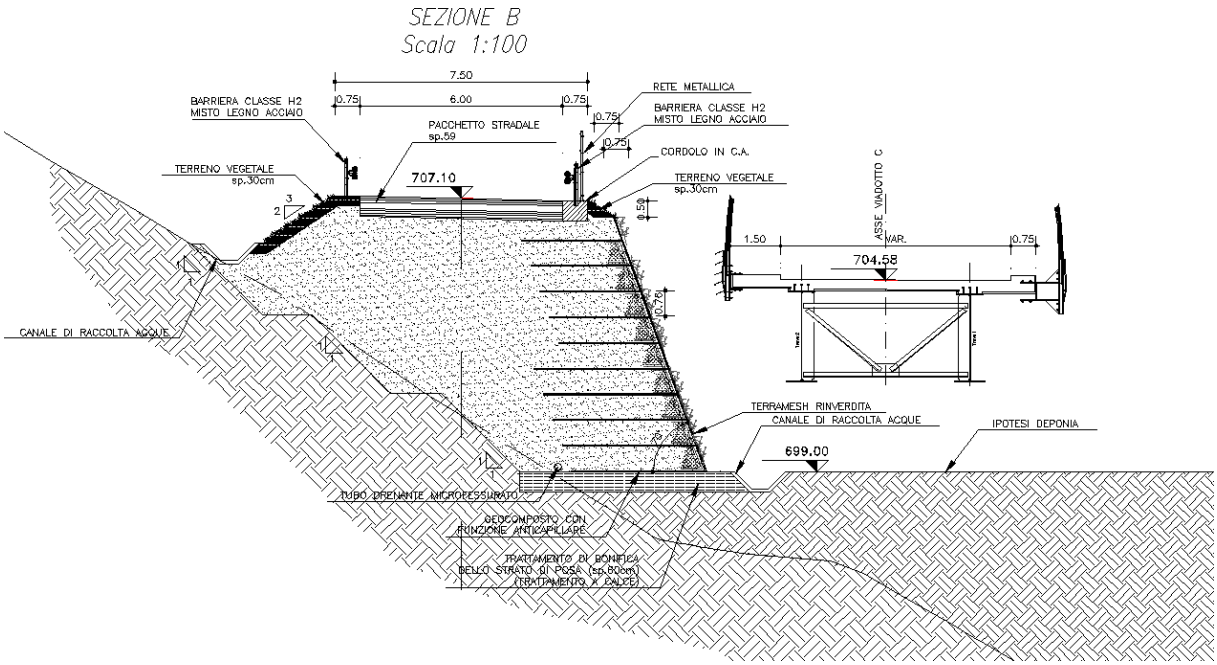


Figura 5 sezione tipica muri in terra armata verde

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- General rules and rules for buildings
[13]	UNI EN 1993-1-8	Design of steel structures- Design of Joints
[14]	UNI EN 1994-1-1	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for buildings
[15]	UNI EN 1994-2	Design of composite steel and concrete structures – 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 - 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 – Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
[20]	Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – 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 delle EN 206-1

[23] UNI-EN 1537 "Esecuzione di lavori geotecnici speciali.Tiranti di ancoraggio", Giugno 2002

2.2 Documenti di riferimento

2.2.1 Elaborati progettuali

[1] Caratterizzazione geotecnica- Relazione di calcolo C-04C-C16166-NV02-00-E-RH-GE-01040

2.2.2 Bibliografia

[2] 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.

[3] 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

[2] TalRen 5.1 per l'analisi dei pendii – Terrasol- Setec Group Company

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	$\mathbf{R_{ck}}$	35	N/mm^2
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$\mathbf{f_{ck}}$	29.05	N/mm^2
Resistenza media a compressione	$\mathbf{f_{cm}}$	37.05	N/mm^2
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$\mathbf{f_{cd}}$	16.46	N/mm^2
Resistenza media a trazione	$\mathbf{f_{ctm}}$	2.83	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$\mathbf{f_{ctk,5\%}}$	1.98	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$\mathbf{f_{ctk,95\%}}$	3.68	N/mm^2
Resistenza media a trazione per flessione	$\mathbf{f_{cfm}}$	3.39	N/mm^2
Resistenza a trazione di progetto	$\mathbf{f_{ctd}}$	1.32	N/mm^2
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$\mathbf{f_{bk}}$	4.46	N/mm^2
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	$\mathbf{f_{bd}}$	2.97	N/mm^2
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$\mathbf{E_{cm}}$	32588	N/mm^2
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	$\boldsymbol{\sigma_c}$	17.43	N/mm^2
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	$\boldsymbol{\sigma_c}$	13.07	N/mm^2
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	$\mathbf{R_{ck}}$	35	N/mm^2
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$\mathbf{f_{ck}}$	29.05	N/mm^2
Resistenza media a compressione	$\mathbf{f_{cm}}$	37.05	N/mm^2
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$\mathbf{f_{cd}}$	16.46	N/mm^2
Resistenza media a trazione	$\mathbf{f_{ctm}}$	2.83	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$\mathbf{f_{ctk,5\%}}$	1.98	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$\mathbf{f_{ctk,95\%}}$	3.68	N/mm^2
Resistenza media a trazione per flessione	$\mathbf{f_{cfm}}$	3.40	N/mm^2
Resistenza a trazione di progetto	$\mathbf{f_{ctd}}$	1.32	N/mm^2
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$\mathbf{f_{bk}}$	4.46	N/mm^2
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	$\mathbf{f_{bd}}$	2.97	N/mm^2
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$\mathbf{E_{cm}}$	32588	N/mm^2
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	$\boldsymbol{\sigma_c}$	17.43	N/mm^2
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	$\boldsymbol{\sigma_c}$	13.07	N/mm^2
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		B450	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm^2
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm^2
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm^2

3.2.2 Acciaio armonico da precompressione

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

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 di ripartizione, fazzoletti, piastre,…)

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

3.2.4 Acciaio per micropali

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

4. GEOLOGIA E GEOTECNICA

4.1 Parametri geotecnici

Partendo dalle considerazioni e dai risultati delle indagini contenuti in [1], sono stati considerati i seguenti parametri di resistenza e deformabilità per le formazioni che interessano l'opera in oggetto.

unità UG2

Peso dell'unità di volume	γ = 20 kN/m^3
Angolo di attrito interno	φ' = 33°
Coesione	c' = 0 kN/m^2
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.
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.

4.2 Idrogeologia

Dalle informazioni contenute in [1] riguardanti i sondaggi nell'area di progetto, non è stato rilevato alcun livello di falda.
Ai fini del calcolo pertanto, 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.
Secondo le indicazioni contenute in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, ono 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. Ak e Mk).
- 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=γ1·Ak), e quale valore di progetto dei materiali M1 i corrispettivi dati caratteristici (M1=Mk).
- 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=γ2·Ak), e quale valore di progetto dei materiali il dato M2, ottenuto riducendo con opportuni coefficienti parziali i valore caratteristici (M2=Mk / γ2).
- 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=γ1·Ak), e quale valore di progetto dei materiali il dato M1 i corrispettivi dati caratteristici (M1=Mk).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=γ2·Ak), e quale valore di progetto dei materiali il dato M2, ottenuto riducendo con opportuni coefficienti parziali i valore caratteristici (M2=Mk / γ2). A questo, si somma l'analisi sismica, che viene condotta secondo le prescrizioni di normativa.

In Tabella 1 e in 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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

Tabella 1- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{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 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)
AZIONI	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
PARAMETRI GEOTECNICI	ϕ'	1.00	1.00	1.25	1.00	1.25
	c'	1.00	1.00	1.25	1.00	1.25
	ɣ	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 nellel 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 sovvracarichi 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 sudetto carico ha intensità pari a 200 kN che corrispondono a circa 30 kN/m2. 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 $P_{Vr} = 10\%$
- periodo di ritorno dell'evento sismico ($T_R = f(V_N;P_{Vr})$): $T_R = 1898$
- 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.

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

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

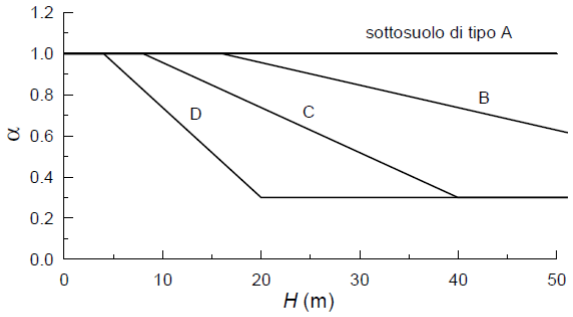


Figura 7.11.2 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α*

$\alpha = 0.92$

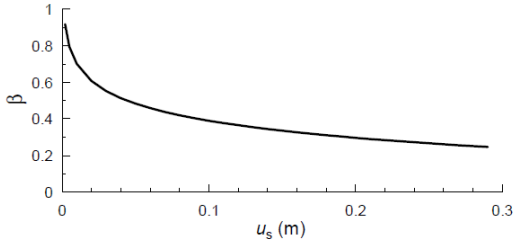


Figura 7.11.3 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β.*

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 (Δs) vale:

$$\Delta s = 1.2mm$$

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

Notes:

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 6 Riduzione dello sp. per la 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=5.50 m e presenza di n. 1 ordine di tiranti;

6.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici utilizzati nei calcoli sono:

unità	γ [kN/m^3]	φ [°]	c' [kN/m^2]	E_d [MPa]
UG2	19	33	0	80

Tabella 4 - Parametri geotecnici caratteristici (M_k)

Le azioni agenti sulla paratia in progetto sono quelle dovute alla spinta del terreno; 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.

Il contributo ai coefficienti di spinta legato all' inclinazione del pendio a tergo paratia (angolo β), sia a monte che a valle è ovviamente messo in conto sia per K_a che per K_p.

Si considera inoltre l'ipotesi di un angolo di attrito δ tra paratia e terreno pari a 0.50.

Data l'elevata pendenza del terreno a tergo della paratia che non consentiva di raggiungere la convergenza del codice di calcolo, si è proceduto modellando il pendio con un'inclinazione inferiore di quella reale (da 29° a 23°) e aggiungendo un sovraccarico rettangolare distribuito sul terreno di monte di intensità pari 23 kPa, ottenuta come valore medio del peso di terreno decurtato dal modello.

6.3 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 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 caratteristichi 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 caratteristichi 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.

6.4 **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 $K_{P,E}$ x $(1\pm K_v)$ 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.

- φ: angolo di resistenza al taglio del terreno (°)
- ψ: inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interna del muro (°)
- β: inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno (°)
- δ: angolo di attrito terra-muro (°)
- θ: angolo che rappresenta l'inclinazione della risultante delle forze di volume (°)

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

Coefficiente di spinta attiva:

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

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

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_{scavo}=5.50m

Si riporta il calcolo della berlinese di altezza massima di scavo (h≈5.50m).

7.1 Geometria e step di calcolo

La condizione iniziale vede il piano di campagna posto alla quota della testa della paratia (assunta pari a 707.80m).

All'ultimo step si è applicata l'azione sismica essendo la seguente paratia un'opera definitva secondo quanto specificato al paragrafo 6.4.
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**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**. I carichi sono fattorizzati secondo i attori parziali di normativa per le varie condizioni considerate, secondo quanto meglio dettagliato nel seguito.
L'analisi ha considerato le seguenti fasi di calcolo, che corrispondono a quelle costruttive.

Step 1 – 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 (Qtesta = 707.80 m, L=12 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 2 – Scavo a 705.70 m
Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 705.70 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 3 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 706.20m
In questo step di calcolo, ferma restando la quota di fondo scavo di 705.70 m, viene introdotta, alla quota di 706.20m, 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 350 kN.

Step 4 – Scavo finale a 702.35 m
Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota finale di 702.35 m.

Step 5 – 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:	ϕ 177.8 mm, acciaio tipo S355
Spessore:	12.5 mm

Interasse:	0.40 m
Lunghezza:	12 m
Classe cls:	C28/35
Tiranti	i = 2.40m

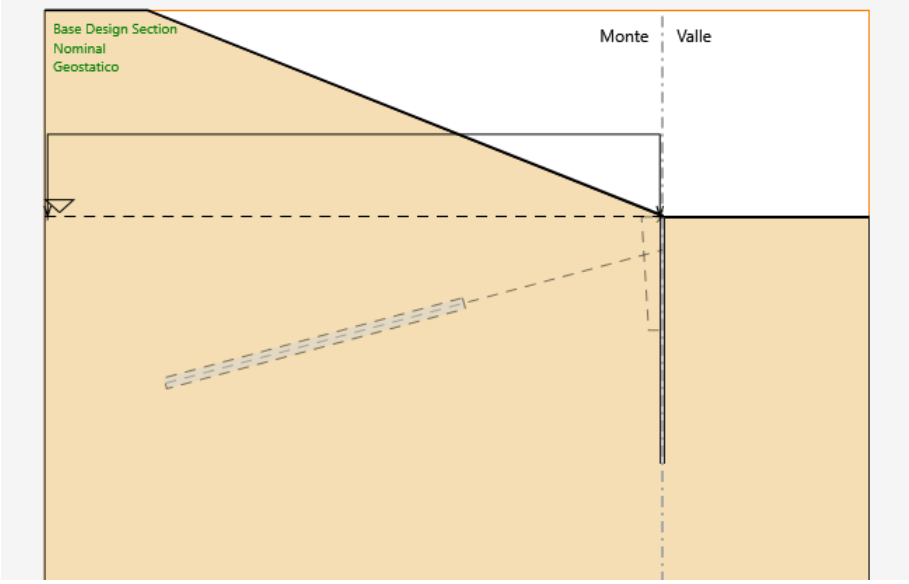


Figura 7 Berlinese h= 5.50m - stage 1

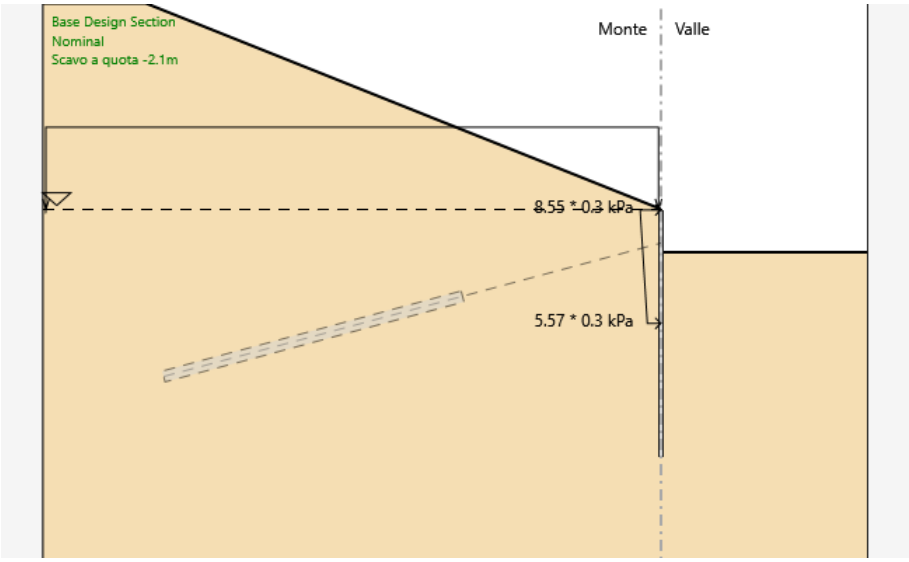


Figura 8 Berlinese h= 5.50m - stage 2

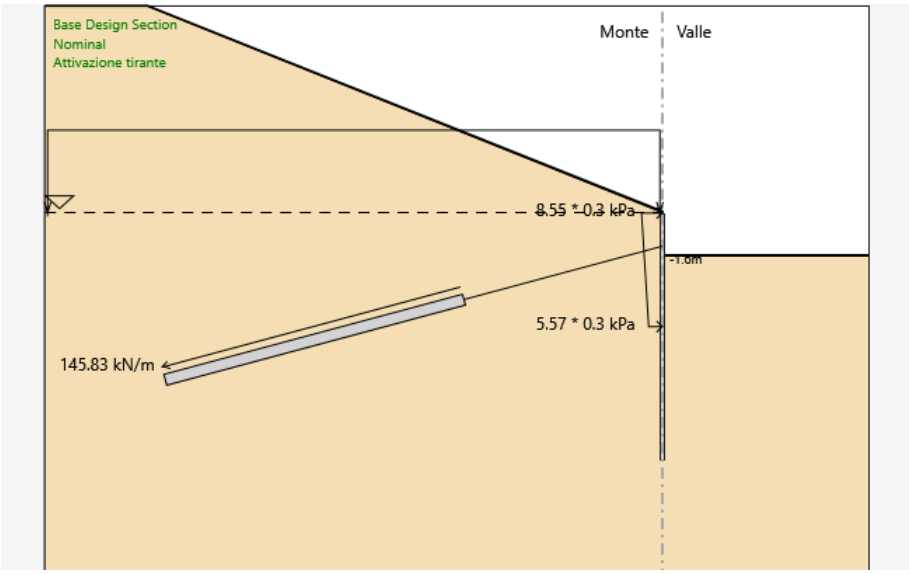


Figura 9 Berlinese h= 5.50m - stage 3

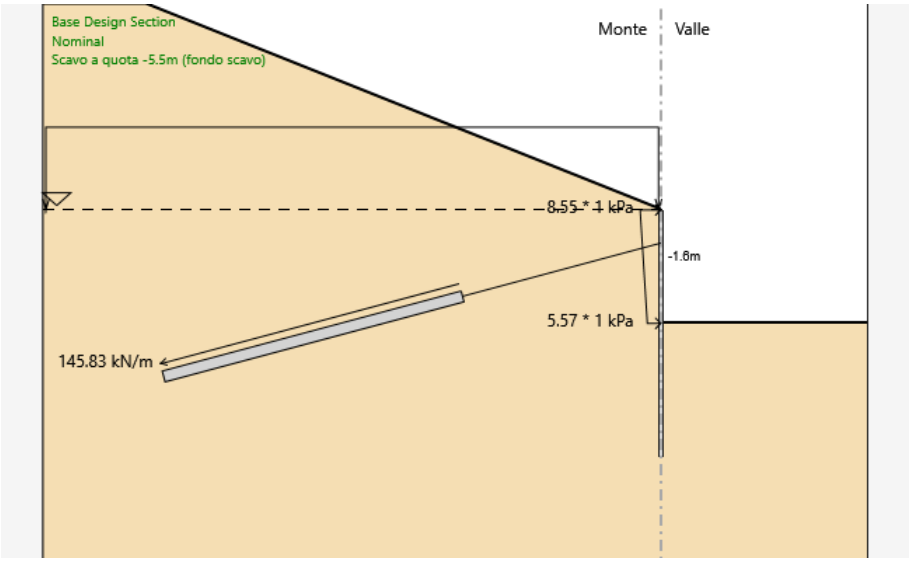


Figura 10 Berlinese h= 5.50m -stage 4

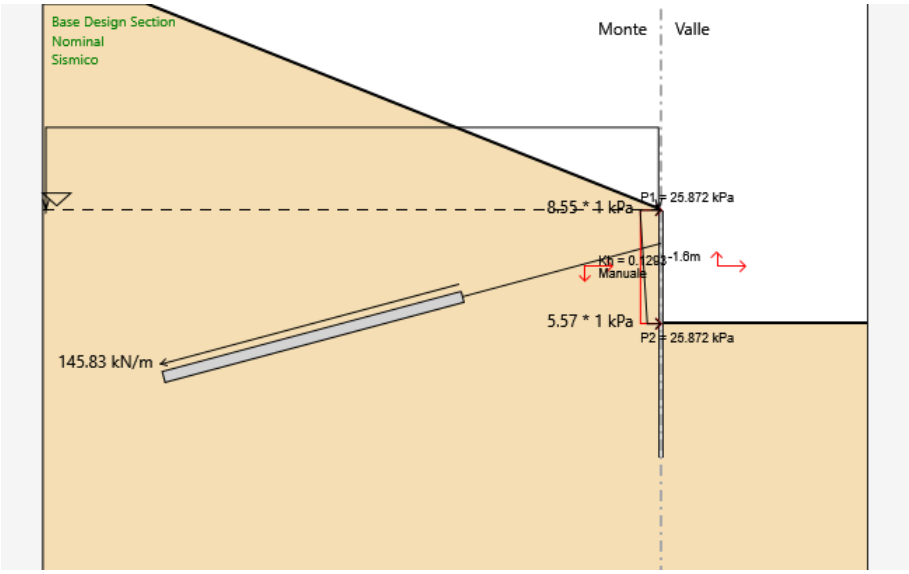


Figura 11 Berlinese h= 5.50m -stage 5

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'inviluppo delle sollecitazioni strutturali per ciascuna combinazione considerata, sovrapposti alla configurazione della fase di rinterro (Step 4).

7.2.1 Combinazione A1+M1

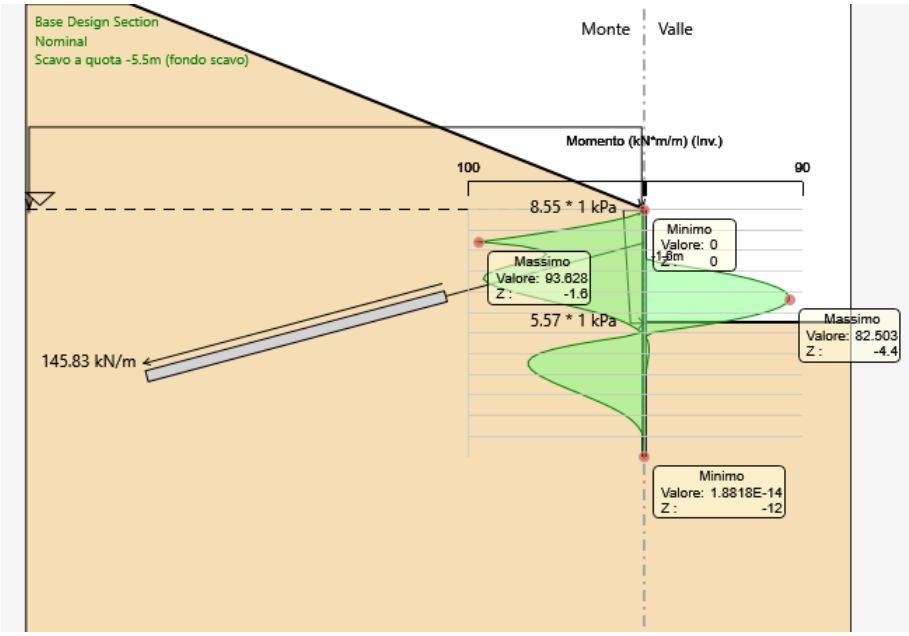


Figura 12: Berlinese h= 5.50m – SLU A1+M1: inviluppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

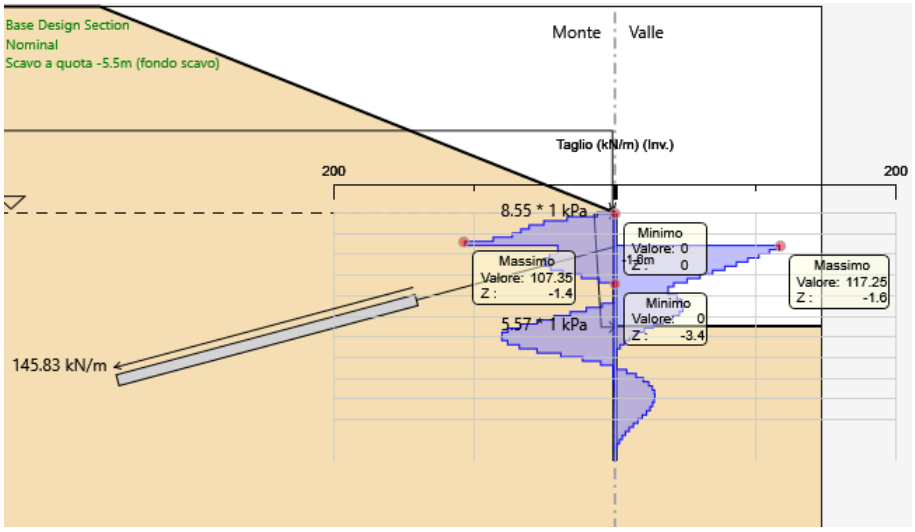


Figura 13: Berlinese h= 5.50m - SLU A1+M1: inviluppo taglio lungo i micropali [kN/m]

7.2.2 Combinazione A2+M2

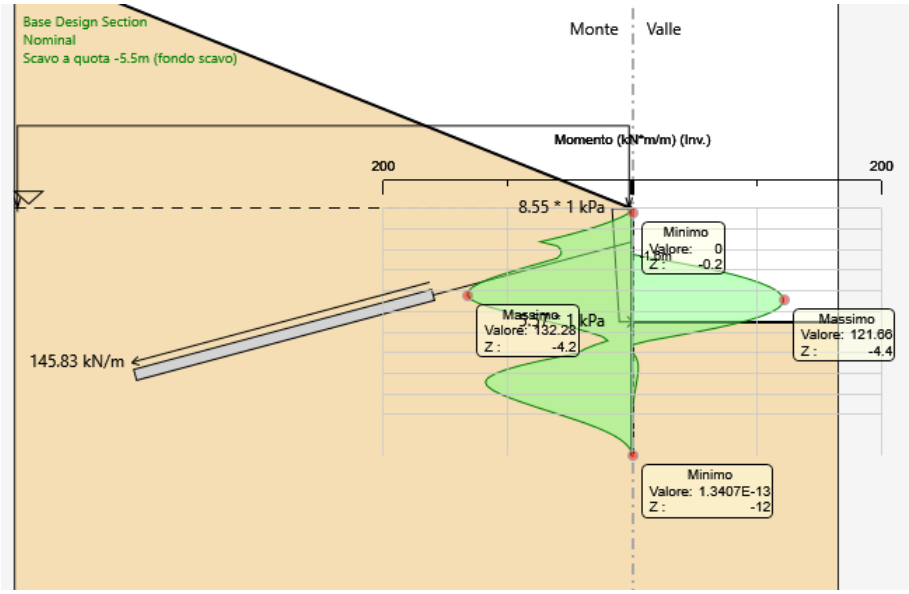


Figura 14 Berlinese h= 5.50m – SLU A2+M2: inviluppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

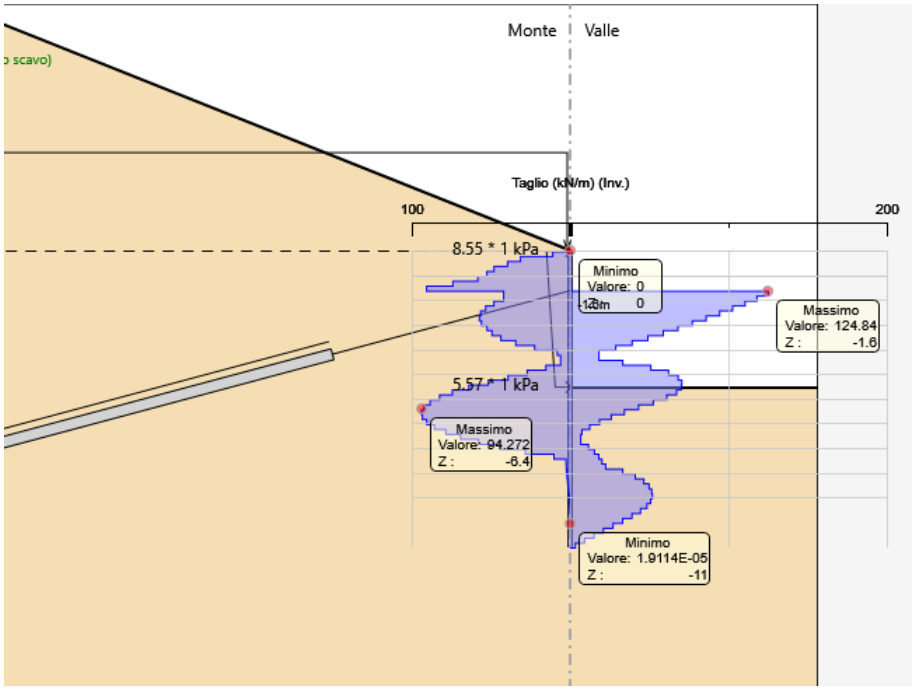


Figura 15: Berlinese h= 5.50m - SLU A2+M2: inviluppo taglio lungo i micropali [kN/m]

7.2.1 Combinazione A1+M1 EQK

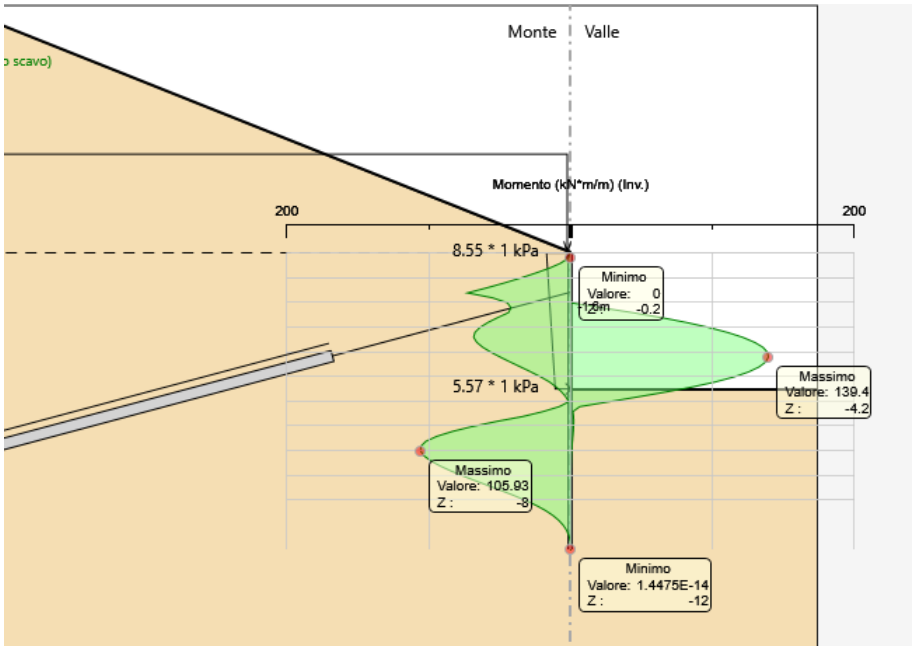


Figura 16: Berlinese h= 5.50m – SLU A1+M1 EQK: inviluppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

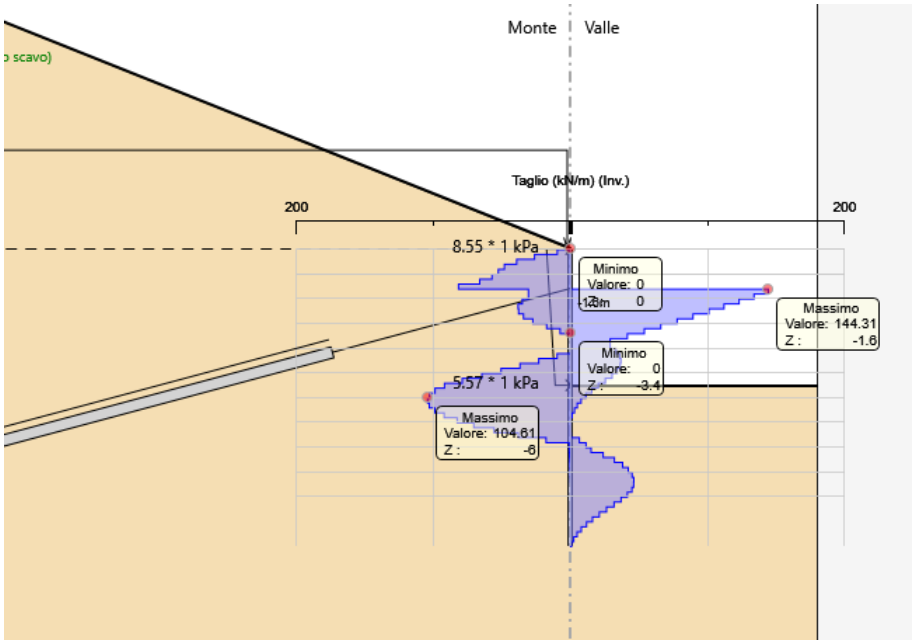


Figura 17: Berlinese h= 5.50m - SLU A1+M1 EQK: inviluppo taglio lungo i micropali [kN/m]

7.2.2 Combinazione SLE RARA

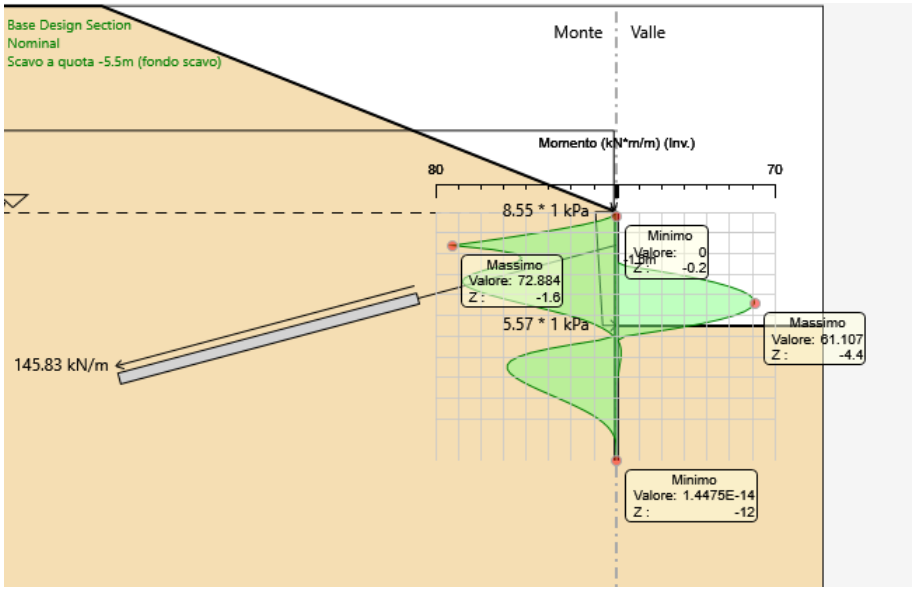


Figura 18: Berlinese h= 5.50m – SLE: inviluppo del momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

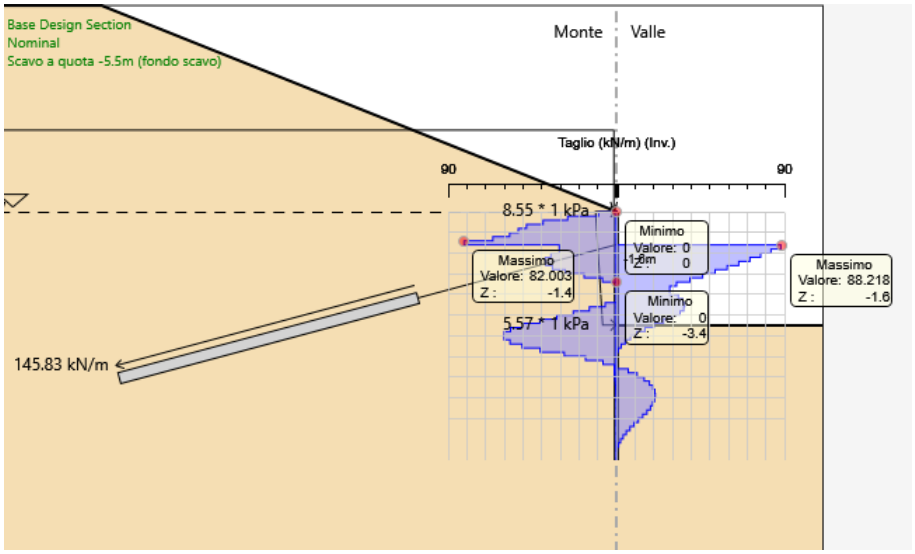


Figura 19: Berlinese h= 5.50m – SLE: inviluppo del taglio lungo i micropali [kN]

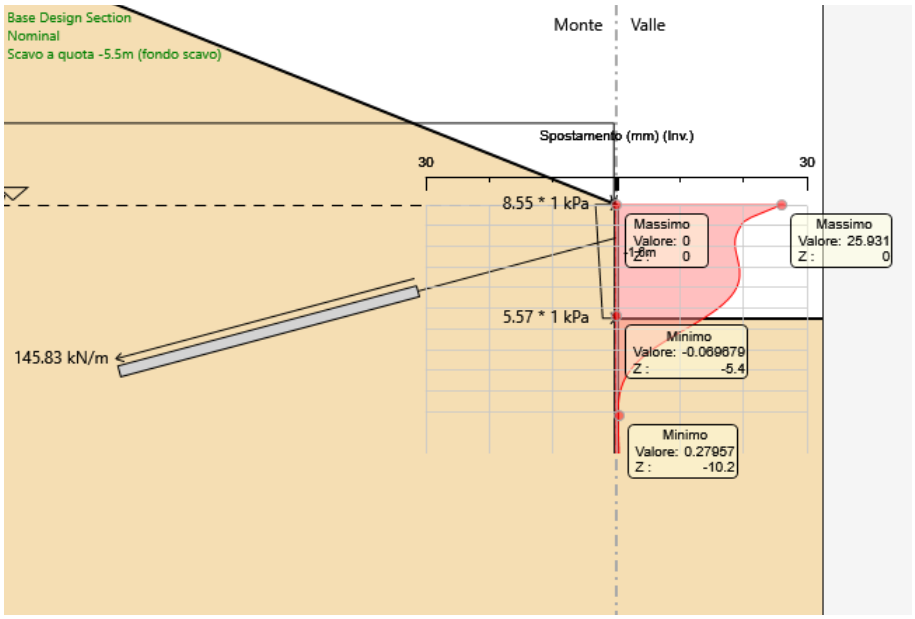


Figura 20: Berlinese h= 5.50m – SLE: invluppo degli spostamenti [mm] - $\delta_{max} \cong 26$ mm

7.2.3 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio

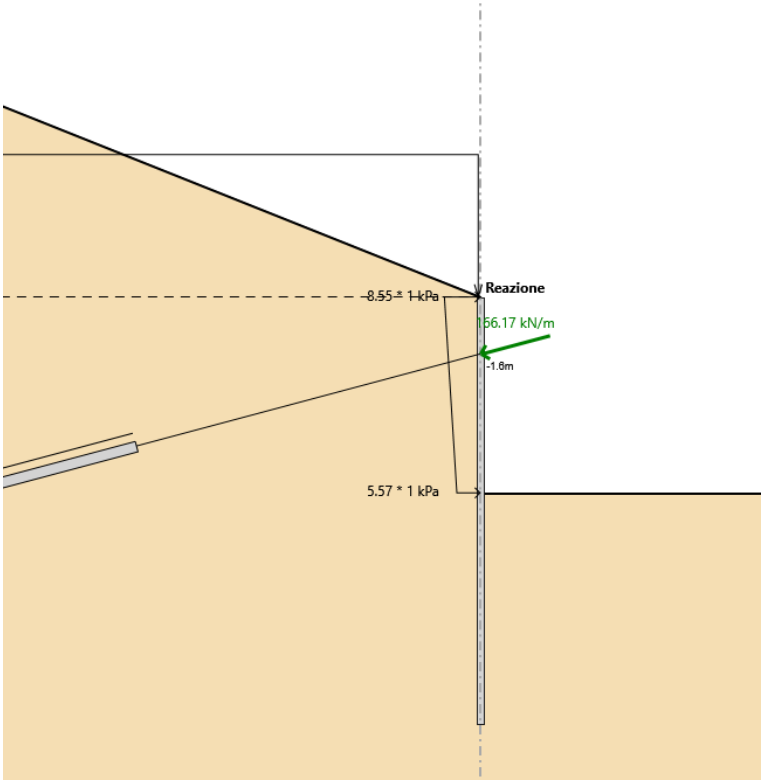


Figura 21 – Berlinese h= 5.50m -Azione di tiro massima nei tiranti (SLE, enve)

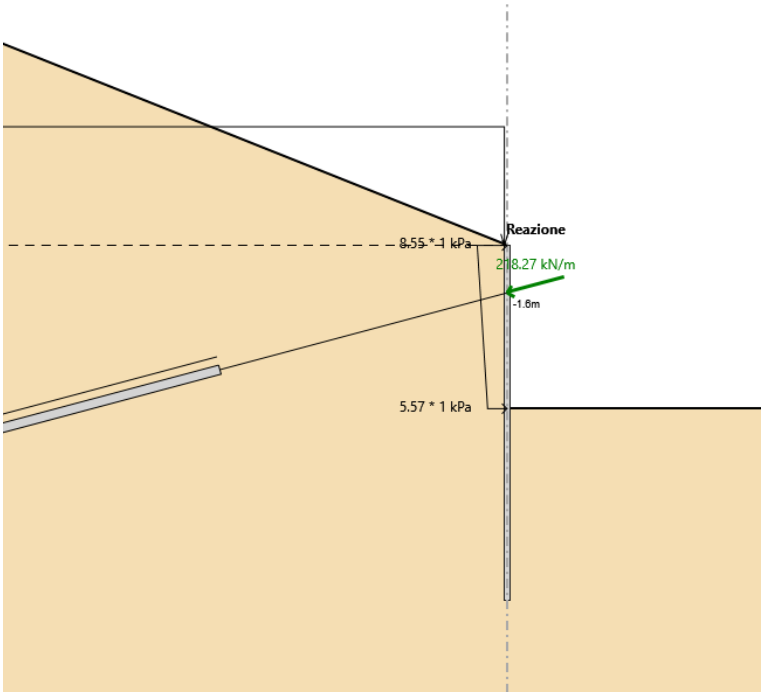


Figura 22 - Berlinese h= 5.50m -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1, enve)

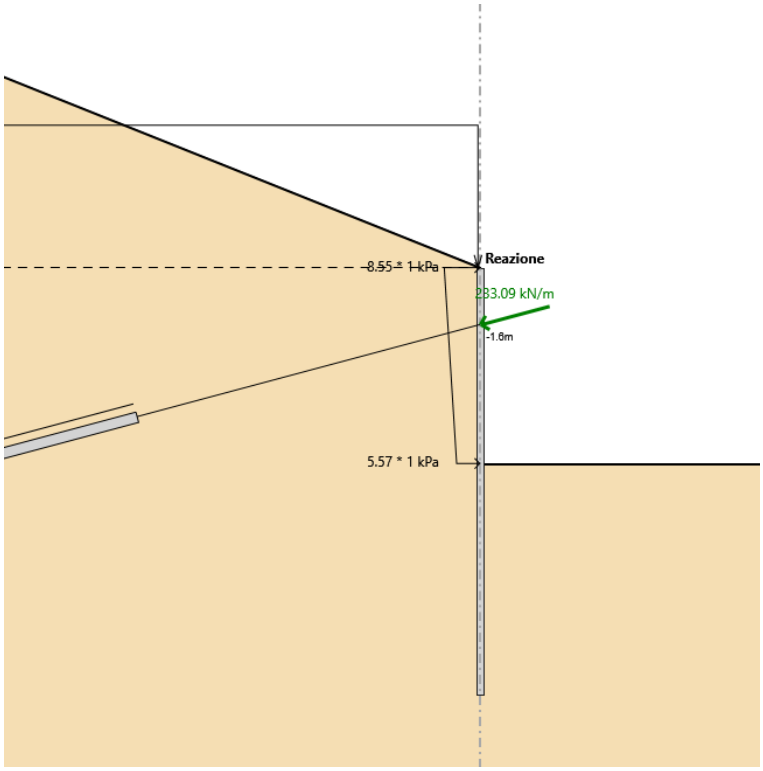


Figura 23 - Berlinese h= 5.50m - Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1+EQK, enve)

7.3 Verifica SLE: spostamenti attesi

Gli spostamenti massimi calcolati in condizione SLE sono pari a 26 mm (Figura 20) e del tutto compatibili con gli spazi necessari per la realizzazione delle opere di fondazione previste.

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

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 γ_{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, per il caso statico; la percentuale di spinta passiva mobilitata nel caso statico non supera il 48%.
Per il caso sismico la percentuale di spinta passiva mobilitata nel caso è pari al 60%.

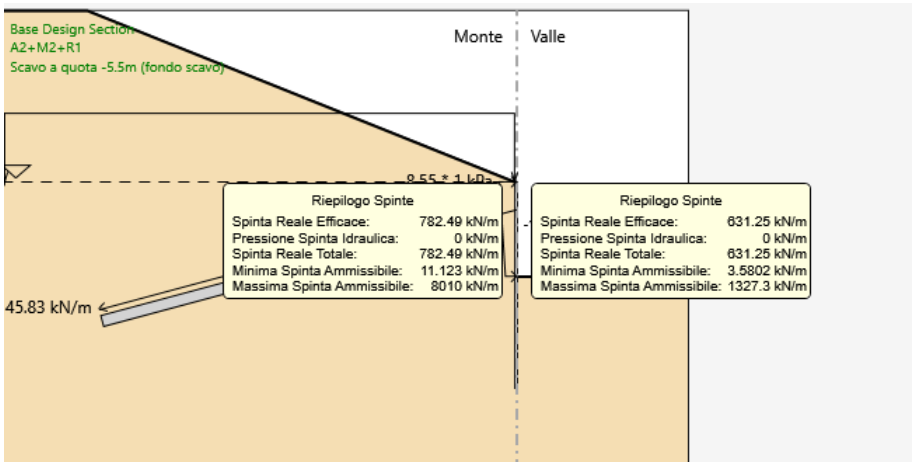


Figura 24 – Berlinese h= 5.50m - Combinazione SLU A2+M2: spinte mobilitate e disponibili – Step 4

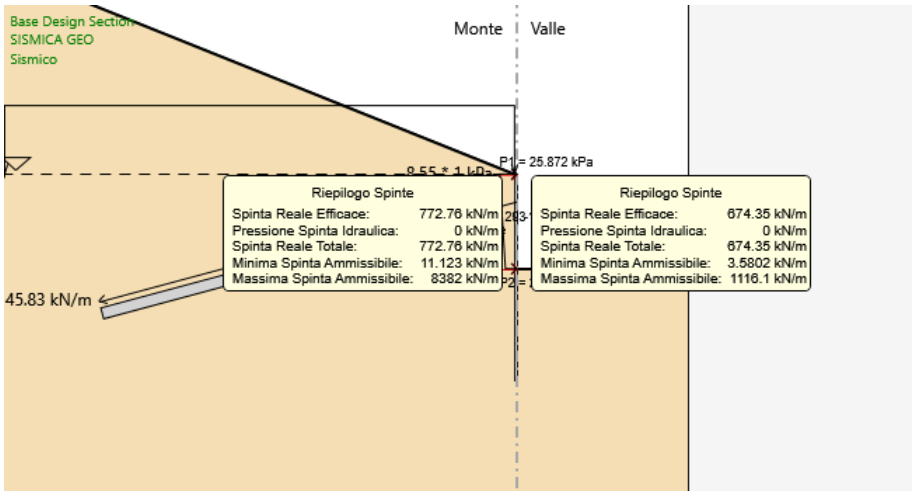


Figura 25 - Berlinese h= 5.50m- Combinazione SLU A2+M2 EQK: spinte mobilitate e disponibili – Step 5

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 (vedi Figura 18- Figura 19):

M_{max}= 73 x 0.40 = 29.2 kN·m
V_{max} = 88 x 0.40 = 35.2 kN

La verifica agli SLE viene condotta nel rispetto della resistenza del materiale in campo elastico, considerando per il profilo tubolare il diametro Φ177.8mm, spessore 11.3 mm (ridotto per la corrosione a lungo termine).

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{29.2}{0.000231} = 126156 KN/m^2 = 126 MPa < 240 MPa$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{35200}{5910} = 7.94 \frac{N}{mm^2} < t_{amm} = 138\ N/mm^2$$

Verifica combinata taglio + flessione:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 126.9\ N/mm^2 < 240 MPa$$

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 (vedi SLU-1,Figura 12-Figura 13):
M_{Ed}= 139.4 x 0.40 = 55.8 kN·m
V_{Ed}= 144.3 x 0.40 = 56.1 kN

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

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

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$, e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.
Considerando la verifica a taglio, si ha:

$$V_{Rd} = \frac{4/3 \cdot A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{4/3 \cdot 5910 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1405\ kN$$

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

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.

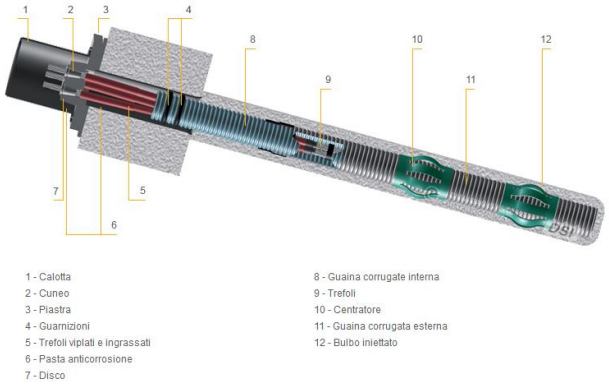


Figura 26 Esempio tipo di tirante permanente a doppia guaina anticorrosione

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]	α [°]	i [m]	n_{tref} [-]	L_{lib} [m]	L_{fond} [m]	L_{tot} [m]	P_0 [kN]
Tir1 / I ordine	706.20	15°	2.40	5	10.00	15.00	25.00	350

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

z_i = quota del tirante (quota assoluta)
α = inclinazione del tirante (angolo rispetto all'orizzontale)
i = interasse orizzontale tra i tiranti
n_{tref} = numero di trefoli
L_{lib} = lunghezza libera del tirante (tra la testa d'ancoraggio e l'inizio della fondazione)
L_{fond} = lunghezza della fondazione del tirante (o lunghezza vincolata)
L_{tot} = lunghezza totale del tirante (Ltot = Llib + Lfond)
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 mm
sezione nominale:	A_s= 139 mm^2
carico allo snervamento (ε=1%)	P_y= 1'670E3 x 139E-6 =232 kN
carico di rottura a trazione	P_{tk}= 1'860E3 x 139E-6 = 258 kN
modulo di elasticità	E= 200'000 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}= 5x258 = 1290 kN

7.5.2.3 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Secondo [23], il tiro di bloccaggio dei tiranti P0 deve essere in ogni caso:
$P_0 \leq 0.60 \times P_{tk}$
e quindi:
$P_0 \leq 0.60 \times 1290 = 774$ 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:
$P_{amm} = 0.65 \times 1290 = 838$ kN

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

Nella Tabella 6 si riportano i valori del tiro calcolato per i tiranti (i=2.40 m), e i rispettivi valori ammissibili in condizioni di esercizio.

Tirante / ordine	**P_{calc} [kN]**	**P_{amm} [kN]**	**Verifica**
Tir1 / I ordine	399	838	OK

Tabella 6 - Verifiche agli SLE dei tiranti d'ancoraggio

Le verifiche agli SLE sono quindi soddisfatte.

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:

$$Ed \leq Rd,$$

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 γ_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	218.3	524	233	560

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

Resistenza lato strutturale ($\gamma_R = 1.35$) :
$R_{ik,i} = 1290/1.35 = 955$ kN
Risulta $R_{d,i} > E_{d,i}$, 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. Considerando la cambinazione di verifica A1+M1+R3, 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):
$\gamma_R = 1.20$ (tiranti permanenti)
$\xi = 1.80$ (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:

$D_n = 0.18$ m	diametro nominale del bulbo di fondazione
$\alpha = 1.20$	coefficiente empirico che dipende dalla natura, dal grado di addensamento e di compattezza del terreno e dalle modalità esecutive dei tiranti
$q_s = 150$ kN/m^2	tensione tangenziale limite tra il bulbo di fondazione e il terreno
$L_{fon} = 15$ m	lunghezza del bulbo di fondazione

Il coefficiente empirico α 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 27), facendo riferimento alla curva SG.2 (vedi Tabella 8) e ad un numero NSPT pari a 35.

Terreno	Valori di α	
	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
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1

Tabella 7 - Valori del coefficiente α

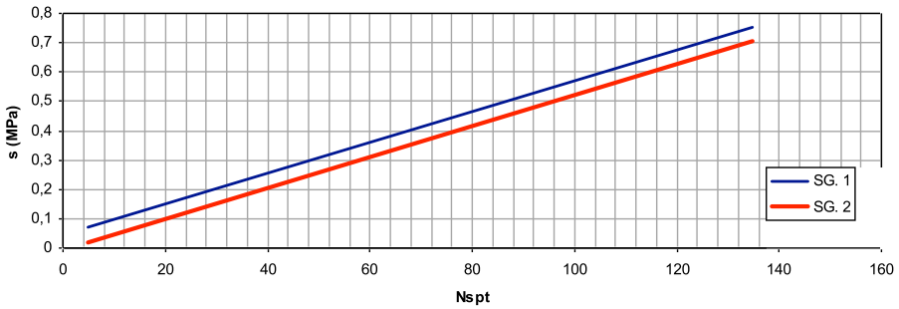


Figura 27 - Indicazioni per la scelta del valore di s

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	≥ R 1	≥ 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:
$R_{ek,i} = \pi$ x 0.18 x 1.20 x 150 x 15 = 1527 kN

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

$$R_{d,i} = 1527/(1.20x1.80) = 707 \text{ kN}$$

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° + φ/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 28 rappresenta graficamente il criterio geometrico adottato per la determinazione del valore minimo del tratto libero d'ancoraggio.

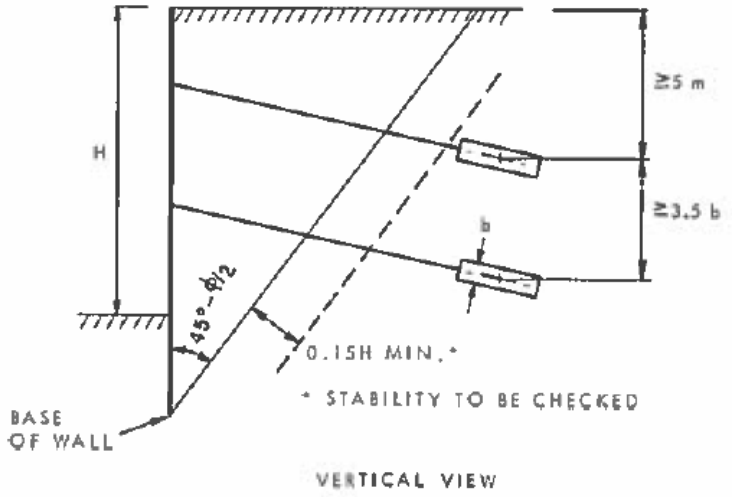


Figura 28 - Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti (CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL, 1992, Third Edition, Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundation, pag. 399)

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:

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

Dove

L_e lunghezza libera in condizioni sismiche;

L_s lunghezza libera in condizioni statihce;

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.

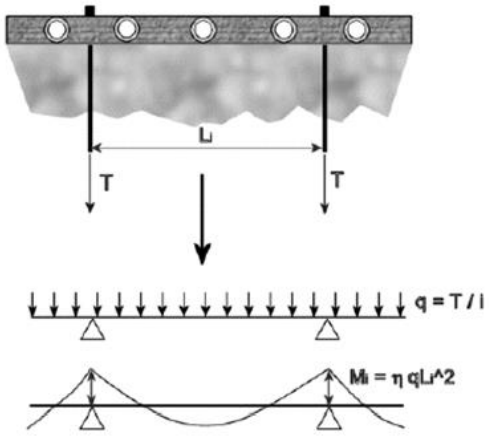


Figura 29 - Schema statico travi di ripartizione

7.5.3.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite di Esercizio, è:

F_{max} = 156 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}= 156 x $2.4^2/8$ = 112.3 kNm (campata)
V_{max}= 156 x 2.4/2= 187.2 kN (appoggio)

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

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{112.3}{2 \cdot 0.000389} = 144'344\,kN/m^2 = 144\ N/mm^2 < 240\ N/mm^2$$

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{187200}{2 \cdot 5383} = 17.4 \frac{N}{mm^2} < \tau_{amm} = 138\ N/mm^2$$

Essendo il calcolo eseguito come trave su unica campata, il taglio massimo ed il massimo momento non sono concomitanti.
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 :

F_{max} = 233 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_{max}= 233 x $2.4^2/8$ = 167.7 kNm (campata)
V_{max}= 233 x 2.4/2= 280 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):

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{2 \cdot 389 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 240.2 \text{ kNm} > 167.7 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{2 \cdot 5383 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1919\,kN \quad > 280 \text{ kN}$$

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. RILEVATI IN TERRA RINVERDITA (TERRE ARMATE VERDI)

Sono state effettuate le verifiche di stabilità dei rilevati in terra armata verde, previsti lungo il tratto della viabilità di cantiere.

La quota di posa dei rilevati in terre armate è strettamente legata alle quote finali di rinterro del sito di deponia, sul quale poggiano tutti i rilevati: in fase costruttiva sarà pertanto necessario verificare le effettive quote del piano di posa per stabilire le corrette altezze dei rilevati in terra rinforzata.

In particolare, sono state analizzate tre sezioni critiche per i muri:

- SEZIONE 1: è la sezione di altezza massima di rilevato (H=8.10m), per la quale il rilevato è in adiacenza verso monte al pendio naturale (zona subito dopo il tratto di berlinese) e la terra rinverdita è presente solo verso valle del rilevato stesso (verso il viadotto della rampa).

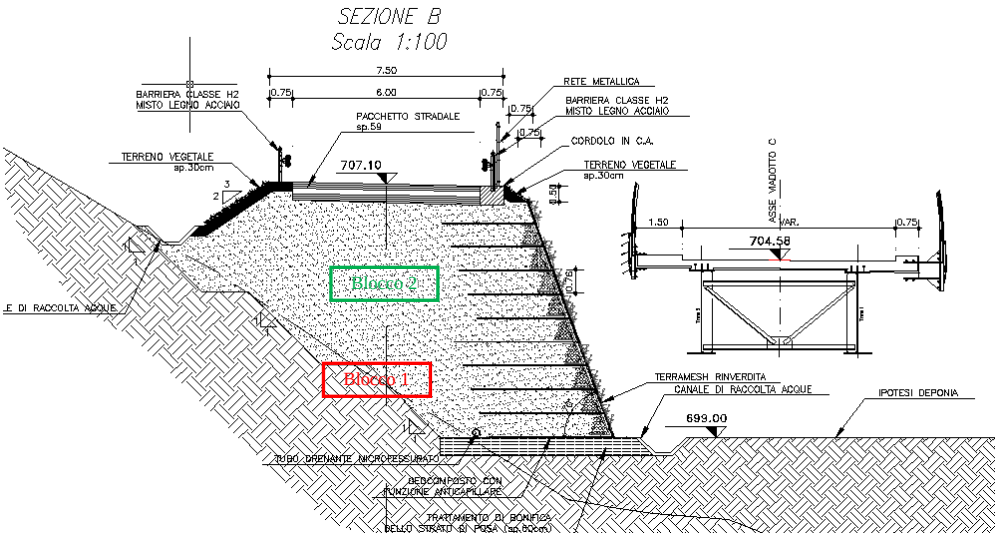
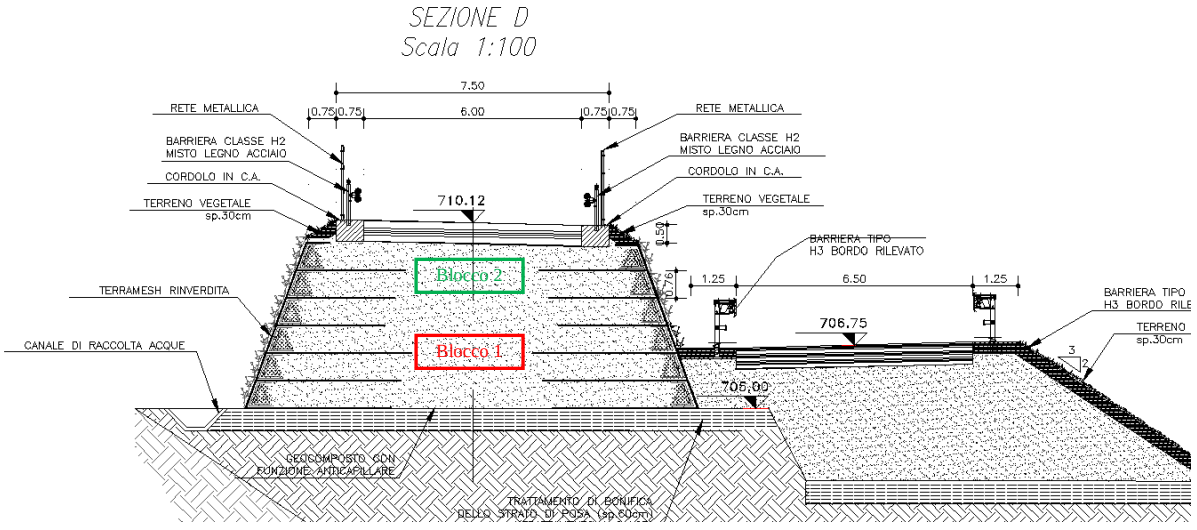
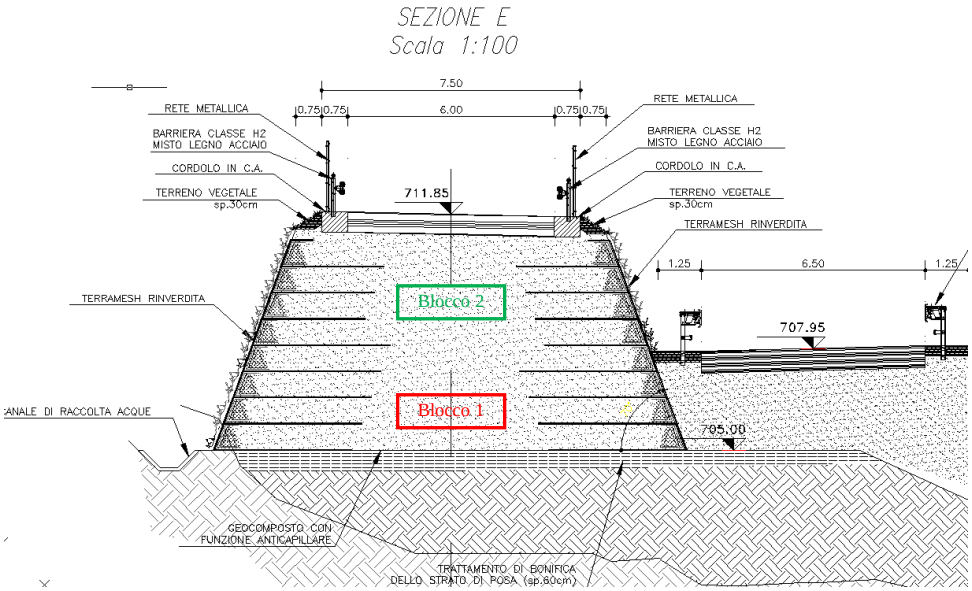


Figura 30 Sezione 1 di analisi (H=8.10m)

- SEZIONE 2: è la sezione di rilevato di altezza media (H=5m), per la quale il rilevato è costituto da terre armate verde su entrambe i fianchi (dx e sx).



- SEZIONE 3: è la sezione di rilevato di altezza massima circa H=7.0m, per la quale il rilevato è costituto da terra armata verde su entrambe i fianchi (dx e sx).



Il paramento dei muri in terra rinforzata è inclinato di 70° sull'orizzontale, con interasse verticale dei rinforzi di circa i=76cm, così come da catalogo di un noto fornitore.

Al di sotto dei rilevati in terra armata, si prevede un trattamento di bonifica del piano di appoggio: per questo motivo è stato modellato alla base del rilevato uno strato di h=60cm di terreno bonificato sopra il rinterro costituto dalla deponia (eventuale trattamento da definire con produttore delle terra armata).

Si sottolinea che i dimensionamenti effettuati hanno carattere puramente indicativo, ed in fase di costruzione tutte le verifiche dovranno essere validate dal fornitore delle terre rinforzate, in funzione delle caratteristiche dei materiali di fornitura.

8.1 **Metodo di calcolo**

Per le verifiche di stabilità riportate, sono state assunte le seguenti ipotesi:

- si è utilizzato il metodo di Bishop semplificato, con superfici di rottura circolari;
- al terreno è stato attribuito il criterio di rottura di Mohr Coulomb classico;
- non si considera la presenza d'acqua;

La valutazione del fattore di sicurezza globale è stata eseguita introducendo nel codice di calcolo gli opportuni coefficienti parziali, nello spirito del Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite.

Il programma di calcolo utilizzato (TALREN) consente agevolmente di considerare incrementi e riduzioni delle azioni e delle resistenze, sia per i parametri del terreno sia per quelli degli elementi resistenti.

Nel valutare la stabilità del rilevato sono introdotti i seguenti fattori:

- peso proprio del terreno;
- sovraccarichi verticali superficiali;
- azioni sismiche eventuali, assimilate a forze statiche equivalenti;
- effetto dovuto alla presenza dei rinforzi.

I dati geometrici del problema sono strutturati in modo da identificare le stratificazioni nel terreno e le zone contenenti i rinforzi.

Il contributo degli elementi planari di rinforzo è introdotto nel calcolo solo se essi intersecano la superficie di scivolamento. In tal caso sono assimilati a forze applicate al cuneo di distacco. L'entità di tali forze è determinata scegliendo il minore valore tra la resistenza a rottura della rete di rinforzo e la resistenza allo sfilamento dello stesso dal terreno. Quest'ultima è calcolata in funzione della lunghezza del tratto di rinforzo di là dalla linea di scivolamento e della profondità di posa del telo di rete rispetto alla sommità del rilevato.

E' possibile assegnare una superficie di scivolamento e calcolare il fattore di sicurezza ad essa associato oppure, attraverso un algoritmo di minimizzazione non lineare, modificare la geometria della superficie di scivolamento rispettando la forma prescelta (circolare o spirale logaritmica) e determinare in modo automatico la superficie che corrisponde al fattore di sicurezza minimo o comunque ad un fattore di sicurezza preassegnato dall'utente, in relazione ai dati del problema (geometria, rinforzi, etc.).

Nella sezione individuata il calcolo è stato condotto utilizzando i metodo di Bishop e distinguendo due tipi di verifica:

Stabilità interna: verifica della lunghezza necessaria e della spaziatura degli elementi di rinforzo tale da garantire che il rilevato rinforzato sia sufficientemente compatto e resistente alle azioni interne provocate dai pesi e dai carichi esterni. Si è assunto in questo caso che le superfici partano dal piede di valle dell'opera e da alcuni punti significativi del paramento e si estendano verso monte fino ad incontrare il profilo del terreno, intersecando totalmente o solo parzialmente l'ammasso rinforzato.

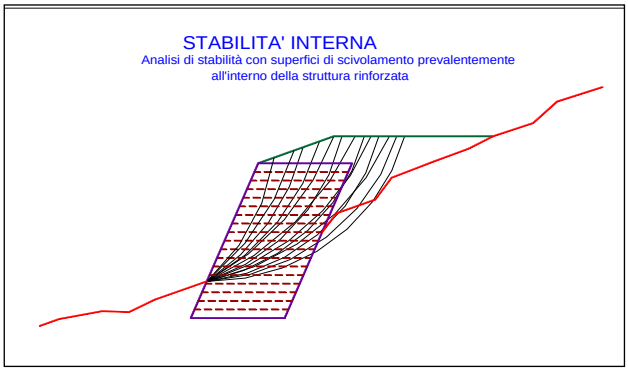


Figura 31 stabilità interna del muro in terra armata

Stabilità globale: ossia verifica delle dimensioni della massa strutturale nei confronti di scivolamenti più esterni, che possano determinare fenomeni di instabilità più profondi negli strati di terreno. In questo caso si é assunto che le superfici partano da un intervallo spaziale più a valle rispetto al piede dell'opera.

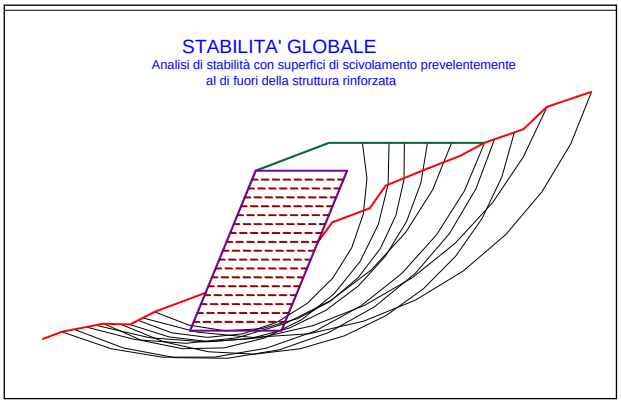


Figura 32 stabilità globale del muro in terra armata

8.1.1 Analisi SLU in condizioni statiche e sismiche

Sono state eseguite tre analisi: le prime due sono analisi statiche (A1+M1 e A2+M2), in cui sul rilevato è stato considerato un sovraccarico stradale pari a q=20 kPa; la terza analisi è sismica, in cui non è stato considerato il carico stradale, e sono state introdotte nel calcolo le componenti dell'accelerazione sismica, adimensionalizzate rispetto a_g, k_h e k_v.

In tutte le verifiche, dovrà risultare soddisfatta la condizione: Ed ≤ Rd, in cui Ed rappresenta il valore di progetto delle azioni, mentre Rd rappresenta il valore di progetto della resistenza.

La struttura di sostegno dovrà soddisfare le verifiche di sicurezza di stabilità esterna (SLU di tipo geotecnico) e di stabilità interna dell'opera (SLU di tipo strutturale).

8.1.1.1 SLU di tipo geotecnico

Le verifiche SLU di tipo geotecnico eseguite sono le seguenti:

- verifica di stabilità globale.
- verifica di stabilità interna.
- verifica di equilibrio delle forze interne.

Le analisi di stabilità globale sono state condotte, in accordo alla normativa vigente, adottando la combinazione 2 dell'approccio di verifica 1, che prevede la combinazione seguente di fattori di sicurezza parziali:

A2 + M2 + R2

In cui i fattori di sicurezza parziali per ciascun set (sulle azioni o effetti delle azioni, A; e sui parametri geotecnici del terreno, M) sono dati dalle sottostanti tabelle, tratte dalle NTC di cui al DM 2008.

Le rimanenti verifiche (stabilità interna, scorrimento, collasso dell'insieme fondazione – terreno, ribaltamento) sono effettuate secondo gli approcci:

A1 + M1 + R1

A2 + M2 + R2

Coefficienti PARZIALI AZIONI $\gamma_F = \gamma_F$		**FASE STATICA SLU**		
		A1	A2	EQU
PERMANENTE: (Pesi, spinte geostatiche del terreno;sovraccarichi permanenti) **($\gamma_G = \gamma_{F1G}$)**	Sfavorevole	1,30	1,00	1,10
	Favorevole	1,00	1,00	0,90
VARIABILE: (sovraccarichi variabili; sisma; spinte relative indotte) **($\gamma_Q = \gamma_{F1q}$)**	Sfavorevole	1,50	1,30	1,50
	Favorevole	0,00	0,00	0,00

Fattori di sicurezza parziali sulle azioni o effetti delle azioni

Coefficienti PARZIALI DEI PARAMETRI GEOTECNICI γ_M		
	M1	M2
Peso unità di volume **γ_γ**	1,00	1,00
Angolo di attrito $\tan\Phi'_k$ **($\gamma_{\Phi'}$)**	1,00	1,25(*)
Coesione efficace c'_k **($\gamma_{c'}$)**	1,00	1,25(*)
Resistenza non drenata c_{uk} **(γ_{cu})**	1,00	1,40(*)

Fattori di sicurezza parziali sui parametri geotecnici del terreno

Coefficienti PARZIALI γ_R per le verifiche STR e GEO sei muri di sostegno		
VERIFICA	R1	R2
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00
Scorrimento	1,00	1,00
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00

Coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche dei muri di sostetno (Tab 6.5.I, NTC)

Per quanto riguarda il sisma, nella verifica agli stati limite ultimi, la norma prevede, al par. 7.11.6.2.1, che le componenti orizzontale e verticale di tale forza possano esprimersi come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

β_s= coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (**Errore. L'origine iferimento non è stata trovata.**);
a_{max}= accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g= accelerazione di gravità.

	Categoria di sottosuolo	
	A	**B, C, D, E**
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (tab 7.11.II NTC2008)

L'accelerazione massima orizzontale attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

Con S si indica il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t). L'amplificazione stratigrafica, per il tipo di terreno in situ vale 1.39 mentre per l'amplificazione topografica è stato assunto un valore pari a 1.1.

Pertanto:

$$a_{max} = S \cdot a_g = Ss \cdot St \cdot a_g = 1.393 \cdot 1.10 \cdot 0.20 = 0.30 \text{ g}$$
$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}/g = 0.24 \cdot 0.30g/g = 0.072$$
$$k_v = \pm 0.5 \cdot kh = \pm 0.036$$

8.1.1.2 SLU di tipo strutturale - rinforzi

Le attuali Norme nazionali non forniscono i fattori di sicurezza parziali da applicare ai rinforzi di terre rinforzate quali quelle in esame, sebbene vi siano alcuni richiami generici alla loro verifica sia nel paragrafo sui muri di sostegno (NTC, par. 6.5.3.1.1), sia in quello sui manufatti in materiale sciolto e fronti di scavo (NTC, par. 6.8), nei quali si indica genericamente la necessità di verificare tali rinforzi, senza definire in dettaglio i relativi criteri e fattori di sicurezza.

Le verifiche di carattere strutturale riguardano gli elementi di rinforzo ed i complementi strutturali. Le verifiche possono essere sintetizzate in:

- verifica a sfilamento del singolo rinforzo dal terreno (pull-out);
- verifica della resistenza di progetto dell'elemento di rinforzo.

Mancando in Italia una qualsiasi indicazione in merito, per la stima della resistenza di lavoro degli elementi di rinforzo si è fatto riferimento allo schema illustrato di seguito che la BS8006 (inglese) prescrive per i rinforzi in genere. La resistenza di progetto Td è tale che: Td=Tb/fm.

Al denominatore, fm è il fattore di sicurezza complessivo che consente di passare dalla resistenza a trazione nominale Tb a quella di progetto. Td è calcolato per una data deformazione massima ammissibile nei rinforzi durante la vita di progetto che, per le opere in terra rinforzata, sono dell'ordine del 5.5-6.5 %.

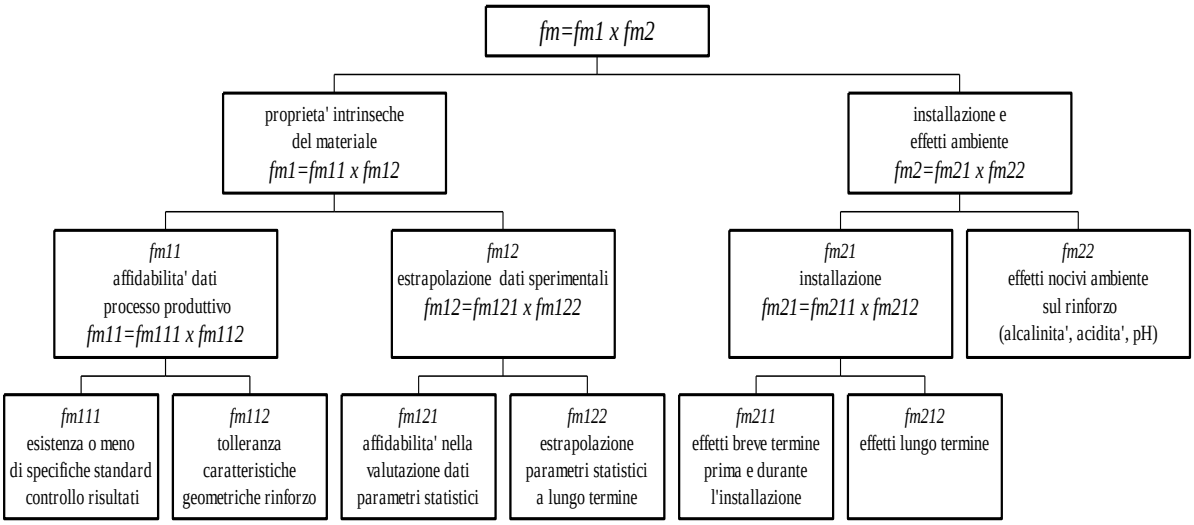


Figura 33 Definizione del fattore di sicurezza per il calcolo della resistenza di lavoro dei rinforzi (BS 8006)

Per il valore di TB, resistenza nominale del rinforzo, si è assunto il seguente valor medio:

$$T_B = 50.11 \text{ kN/m}$$

I fattori parziali f_{m1} e f_{m2} sono applicabili ai rinforzi.

Il fattore f_{m1} è riferito alle proprietà dei materiali stessi, mentre f_{m2} è riferito agli effetti della costruzione e dell'ambiente.

Il fattore totale f_m è dato da:

$$f_m = f_{m1} \times f_{m2}$$

dove:

$f_{m1} = f_{m11} \times f_{m12}$

$f_{m2} = f_{m21} \times f_{m22}$

Il rinforzo è costituito da una rete metallica a doppia torsione di filo Galfan Plastificato , di diametro Φ2,70/3,70 mm.

In generale, la tabella seguente riassume i fattori parziali del terra armata adottati da un noto fornitore: per il calcolo di predimensionamento dei rinforzi si fa quindi riferimento ad un coefficiente globale di riduzione della resistenza a trazione pari a f_m=1.30.

f_{m111}	1.081	Resistenza caratteristica
f_{m112}	1.04	Tolleranze sulla sezione trasversale
f_{m121}	1.00	Certificazione ISO 9002
f_{m122}	1.05	100 anni di dati disponibili
f_{m211}	1.00	Nessun effetto a breve termine per danneggiamento
f_{m212}	1.05 - 1.165	Valore massimo per riempimenti granulari
f_{m22}	1.05	Nessuna degradazione del rivestimento di PVC
f_m totale	1.30 - 1.44	

Figura 34 fattori di sicurezza sulla trazione nei rinforzi – esempio

Per quanto riguarda la resistenza allo sfilamento invece, facendo riferimento alle NTC nel paragrafo relativo ai tiranti (6.6.2), si è introdotto nel calcolo un coefficiente riduttivo della resistenza allo sfilamento pari a:

f_s= 1.2 x 1.6 = 1.92

8.2 **Dati di ingresso**

Il dimensionamento delle strutture in progetto è stato eseguito con riferimento a quanto riportato nella seguente tabella ed eventualmente integrato e dettagliato nel prosieguo del paragrafo. Per le dimensioni delle sezioni oggetto di verifica si rimanda alle tavole di progetto.

DATI GEOTECNICI	RILEVATO STRUTTURALE (Zona più superficiale con presenza di armatura)	γ = 20,00 kN/m^3	φ = 40°	c' = 0,00 kPa
	RILEVATO STRUTTURALE (Zona più interna senza armatura di rinforzo)	γ = 20,00 kN/m^3	φ = 35°	c' = 0,00 kPa
	DEPONIA ESISTENTE	γ = 20,00 kN/m^3	φ = 35°	c' = 0,00 kPa
	BONIFICA DELLO STRATO DI POSA	γ = 20,00 kN/m^3	φ = 40°	c' = 0,00 kPa
	TERRENO NATURALE DEL VERSANTE ESISTENTE	γ = 20,00 kN/m^3	φ = 38°	c' = 0,00 kPa
	PAVIMENTAZIONE STRADALE	γ = 25,00 kN/m^3	φ = 45°	c' = 10 kPa
CARICHI ACCIDENTALI	CONDIZIONI SISMICHE	$a_{gc\text{-}orizzontale}$ x g = +0,072 $a_{gc\text{-}verticale}$ x g = ±0,036		
	CONDIZIONI STATICHE	q= 20 KPa in cond. Sismiche: q = 4 kPa		

Nelle tabelle che seguono sono indicate caratteristiche e dimensioni dei rinforzi impiegati internamente alla struttura.

8.2.1 Sezione 1

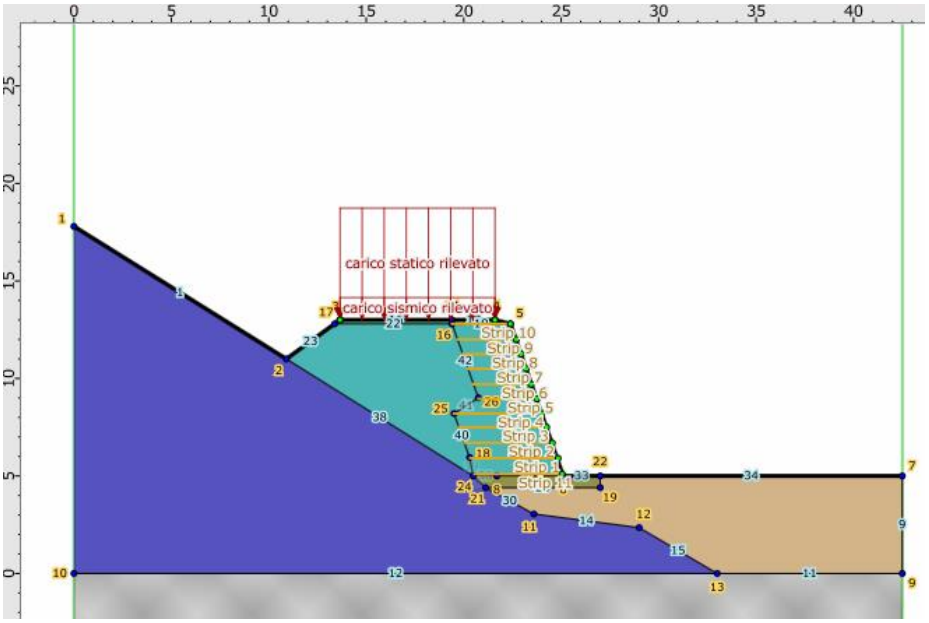


Figura 35 File di input – sezione 1- TALREN 5.0

SEZIONE 1 H=8.10 m – Tipologia paramento e distribuzione rinforzi		
Blocco	Tipo Paramento	Tipo Rinforzo
1	Elemento con paramento rinverdibile in rete D.T. tipo 8x10 filo Galfan Plastificato	Rete metallica a doppia torsione filo Galfan Plastificato ø2,70/3,70 mm lunghezza 4,00 m.
2	Elemento con paramento rinverdibile in rete D.T. tipo 8x10 filo Galfan Plastificato ø	Rete metallica a doppia torsione filo Galfan Plastificato ø2,20/3,20 mm lunghezza 3,00 m.

Tabella 9 – Sezione tipo 1 H = 8.10m

8.2.2 Sezione 2

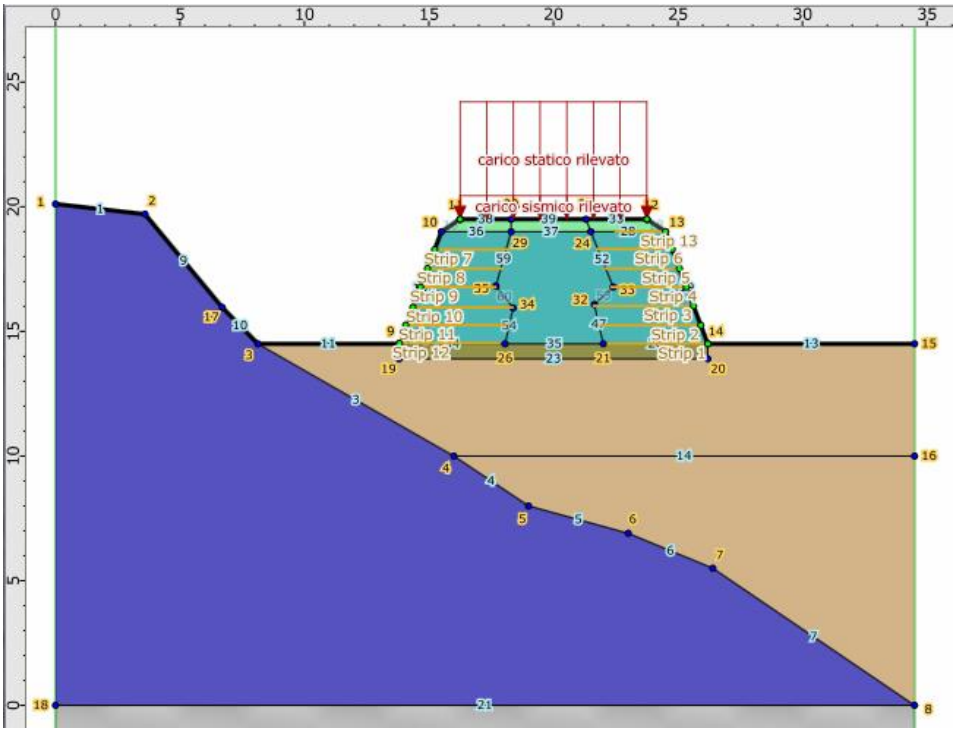


Figura 36 File di input – sezione 2- TALREN 5.0

SEZIONE H=5.0 m – Tipologia paramento e distribuzione rinforzi		
Blocco	Tipo Paramento	Tipo Rinforzo
1	Elemento con paramento rinverdibile in rete D.T. tipo 8x10 filo Galfan Plastificato	Rete metallica a doppia torsione filo Galfan Plastificato ø2,70/3,70 mm lunghezza 4,00 m.
2	Elemento con paramento rinverdibile in rete D.T. tipo 8x10 filo Galfan Plastificato	Rete metallica a doppia torsione filo Galfan Plastificato ø2,70/3,70 mm lunghezza 3,00 m.

Tabella10 – Sezione tipo 2 – H = 5.0 m

8.2.3 Sezione 3

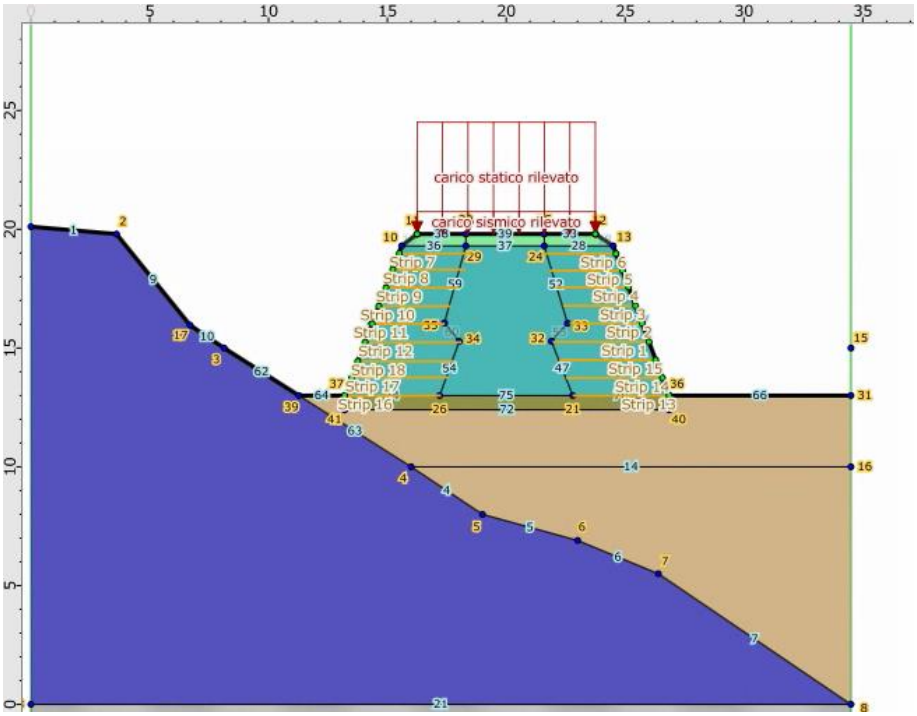


Figura 37 File di input –sezione 3- TALREN 5.0

SEZIONE H=7 m – Tipologia paramento e distribuzione rinforzi		
Blocco	Tipo Paramento	Tipo Rinforzo
1	Elemento con paramento rinverdibile in rete D.T. tipo 8x10 filo Galfan Plastificato	Rete metallica a doppia torsione filo Galfan Plastificato ø2,70/3,70 mm lunghezza 4,00 m.
2	Elemento con paramento rinverdibile in rete D.T. tipo 8x10 filo Galfan Plastificato	Rete metallica a doppia torsione filo Galfan Plastificato ø2,70/3,70 mm lunghezza 3,00 m.

Tabella11 – Sezione tipo 3 – H = 7.0 m

8.3 **Risultati delle analisi – Sezione 1**

I risultati in termini di coefficienti di sicurezza sono riportati nella tabella seguente:

	Coefficiente di sicurezza		
Verifica	Caso statico		Caso sismico
	A1+M1+R1	A2+M2+R2	A2+M2+R2
Stabilità globale	-	1.19	1.14
Stabilità interna BLOCCO 1	-	1.34	1.59
Stabilità interna BLOCCO 2	-	1.45	1.49
Verifica come muro di sostegno	3.17	2.83	2.60

Tutti i coefficienti di sicurezza risultano superiori ai limiti di normativa.

Si riportano le immagini relative alle superfici critiche di scorrimento, che corrispondono ai coefficienti di sicurezza minimi individuati nella tabella precedente.

8.3.1 Risultati di Stabilità globale

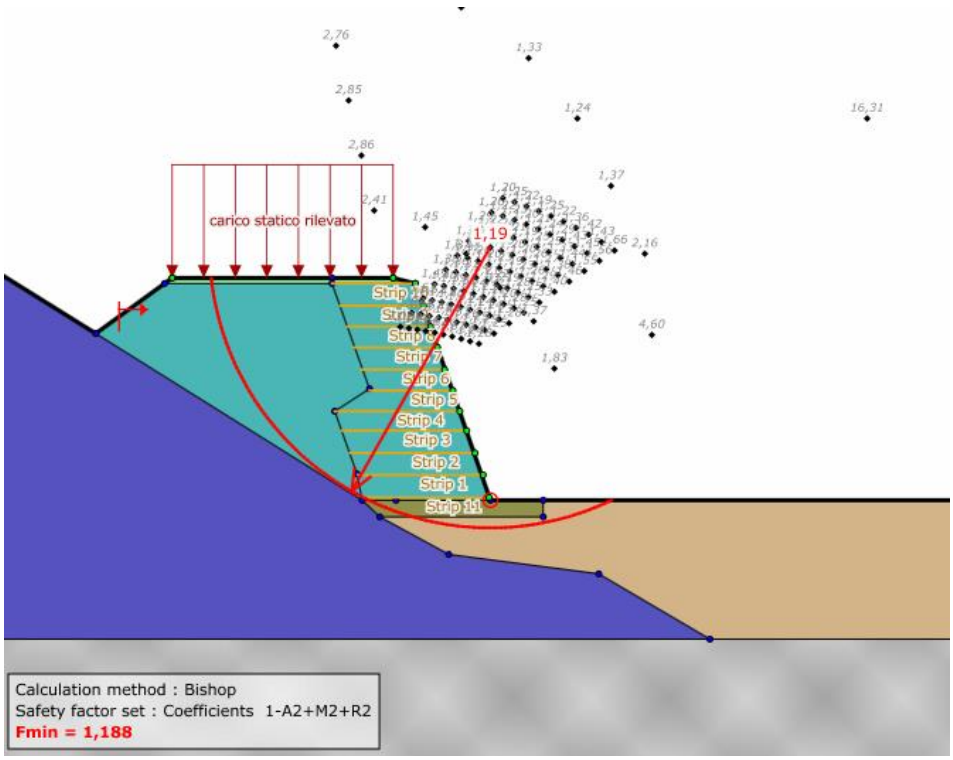


Figura 38 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità globale

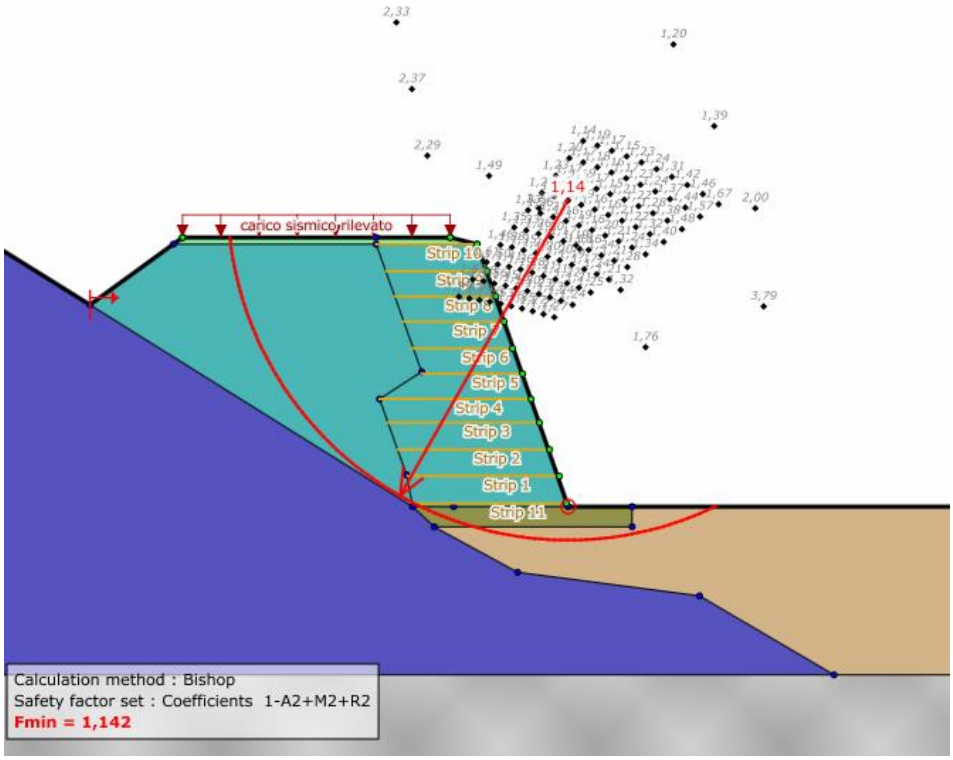


Figura 39 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità globale

8.3.2 Risultati di Stabilità interna

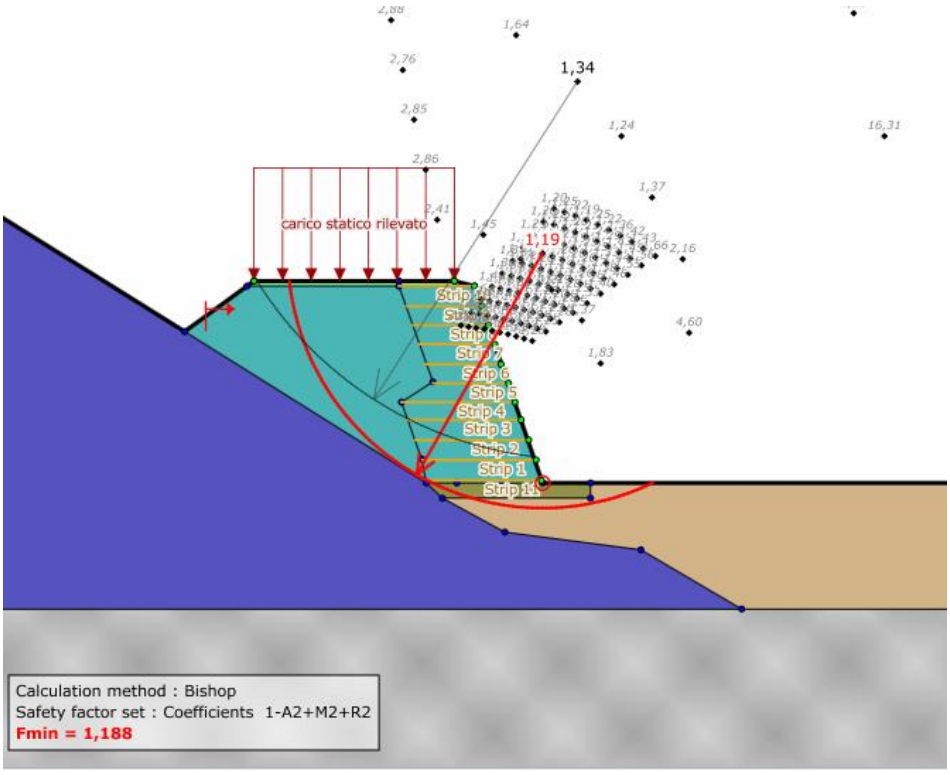


Figura 40 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità interna blocco 1

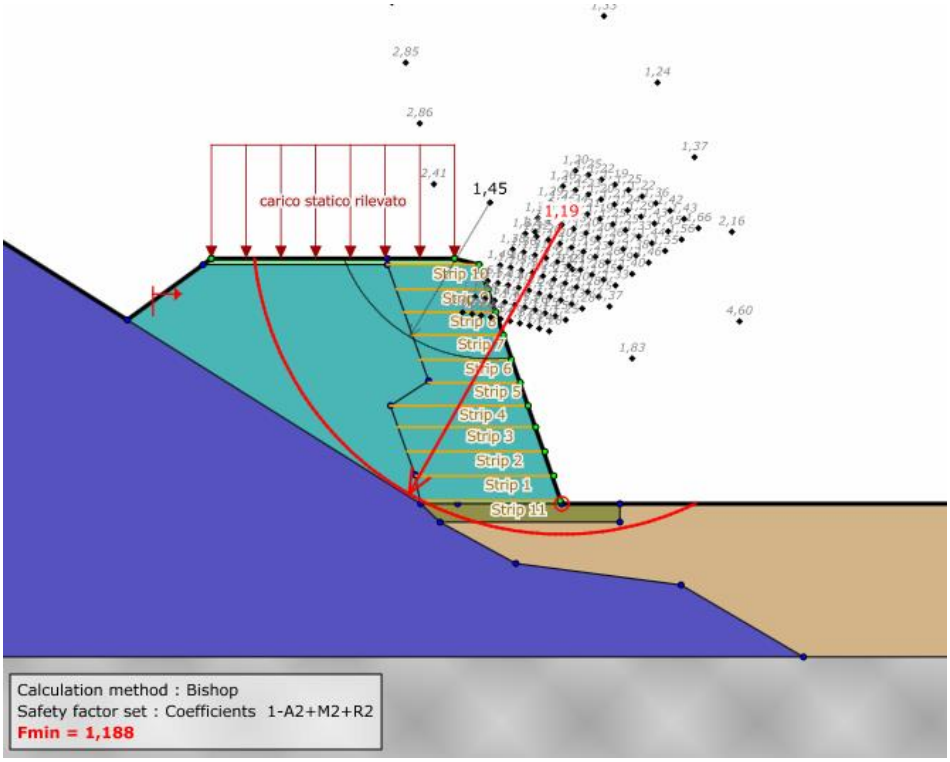


Figura 41 Sup.critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità interna blocco 2

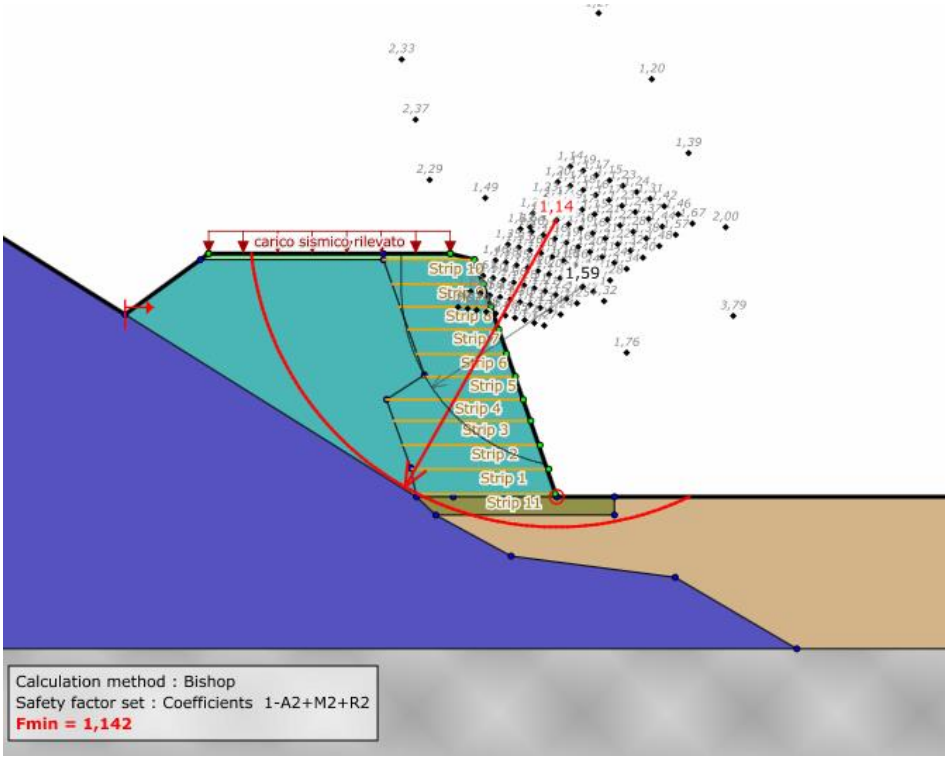


Figura 42 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità interna blocco 1

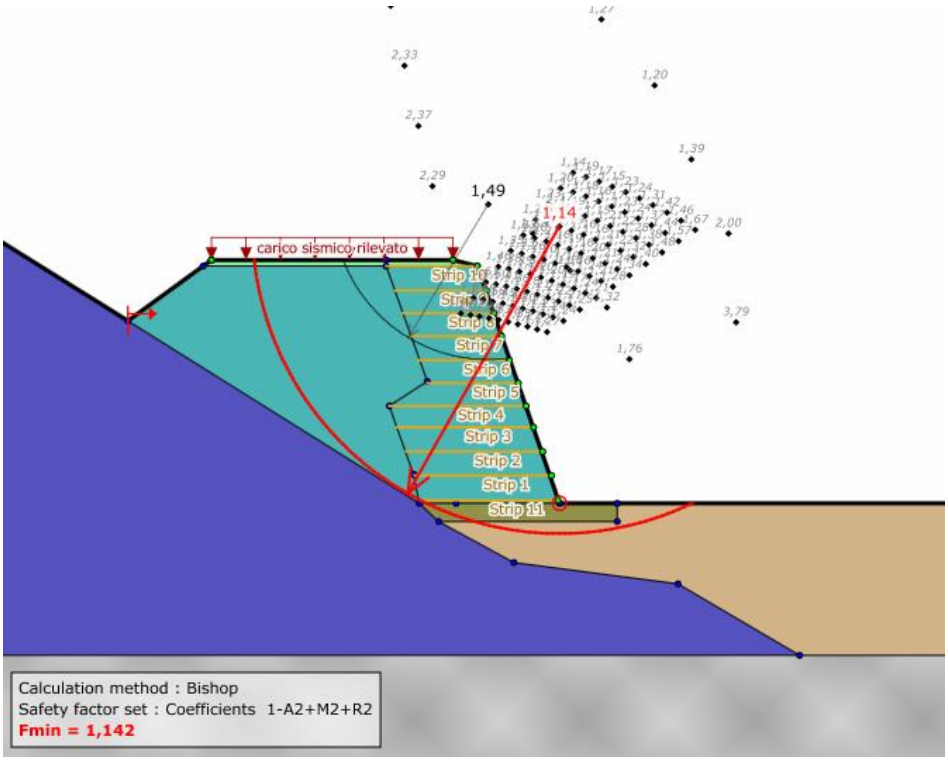


Figura 43 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità interna blocco 2

8.3.3 Risultati – Muro di sostegno

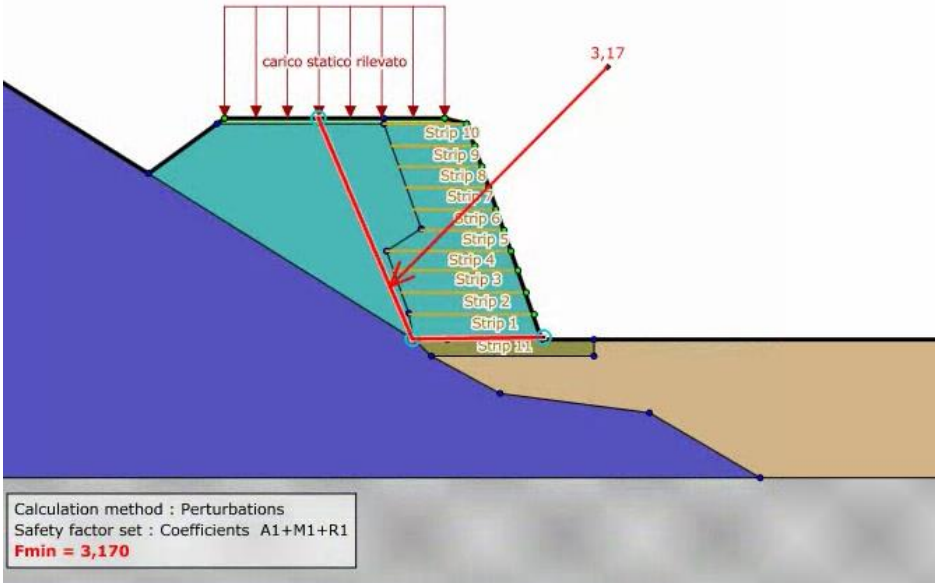


Figura 44 Comb. A1+M1 statico – verifica come muro di sostegno

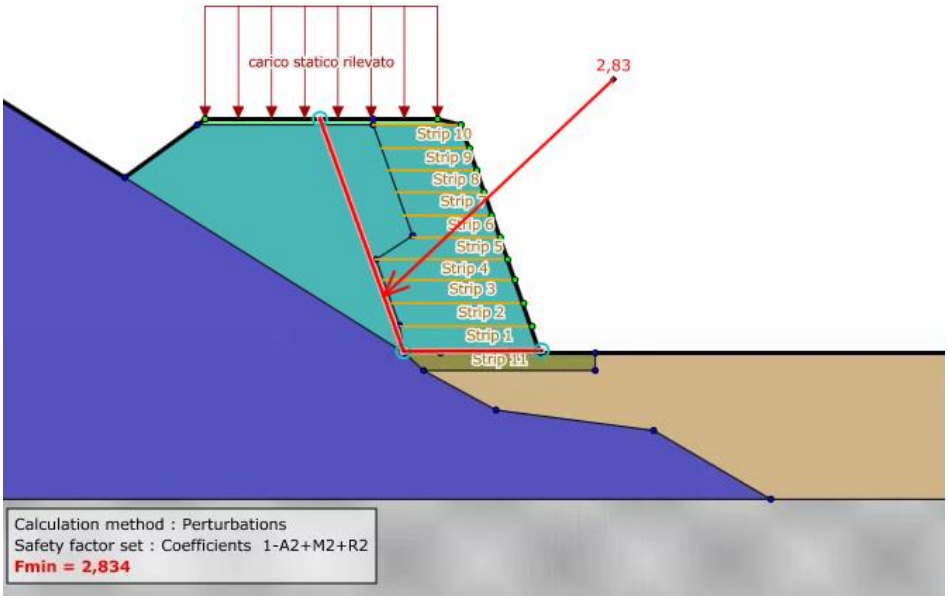


Figura 45 Comb. A2+M2 statico – verifica come muro di sostegno

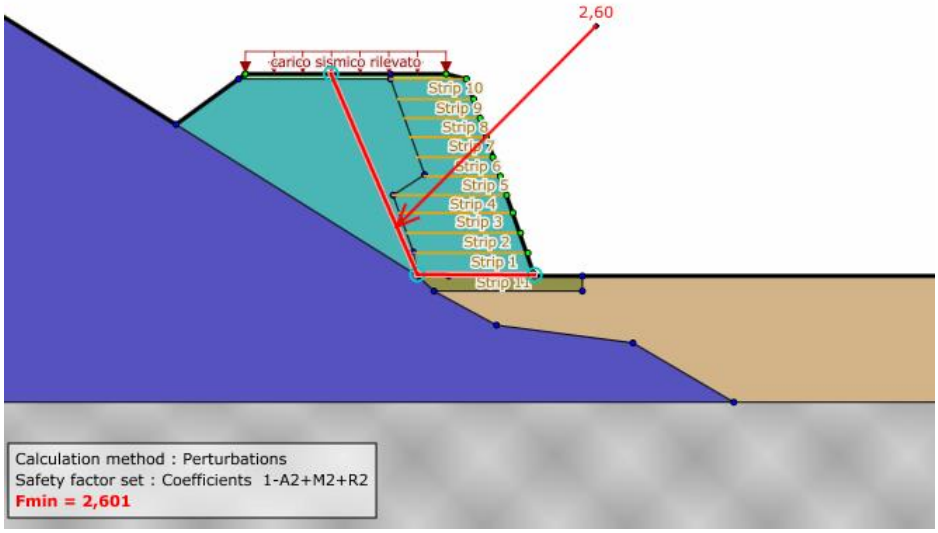


Figura 46 Comb. A2+M2 sismico – verifica come muro di sostegno

8.4 **Risultati delle analisi – Sezione 2**

I risultati in termini di coefficienti di sicurezza sono riportati nella tabella seguente:

	Coefficiente di sicurezza		
Verifica	Caso statico		Caso sismico
	A1+M1+R1	A2+M2+R2	A2+M2+R2
Stabilità globale	-	1.42	1.43
Stabilità interna BLOCCO 1	-	1.24	1.26
Stabilità interna BLOCCO 2	-	1.75	2.00
Verifica come muro di sostegno	4.75	3.35	3.82

Tutti i coefficienti di sicurezza risultano superiori ai limiti di normativa.

Si riportano le immagini relative alle superfici critiche di scorrimento, che corrispondono ai coefficienti di sicurezza minimi individuati nella tabella precedente.

8.4.1 Risultati di Stabilità globale

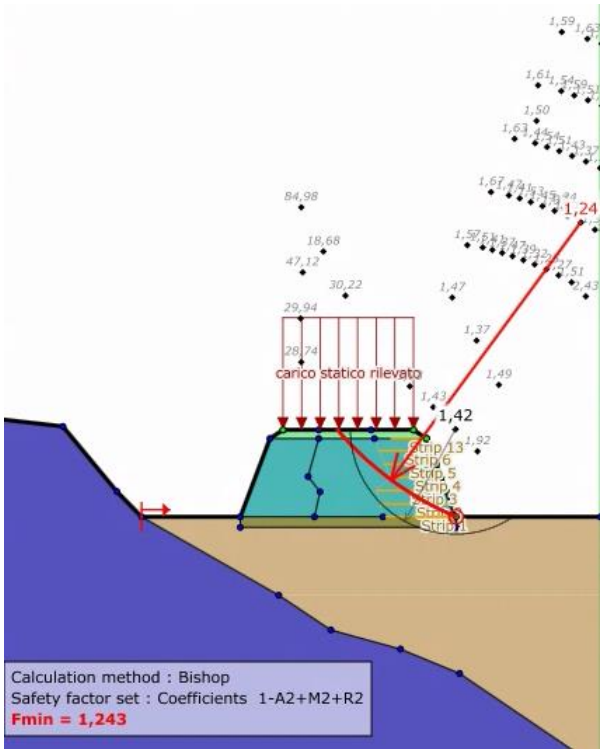


Figura 47 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità globale

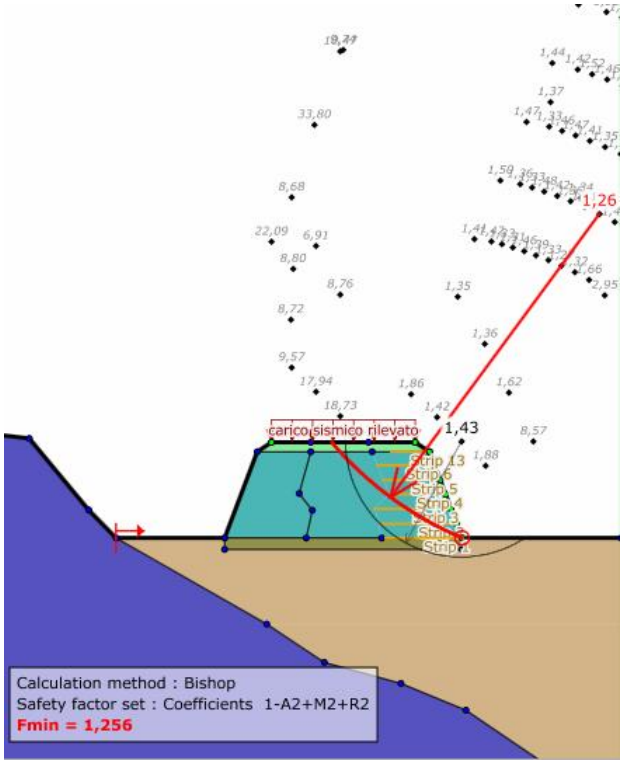


Figura 48 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità globale

8.4.2 Risultati di Stabilità interna

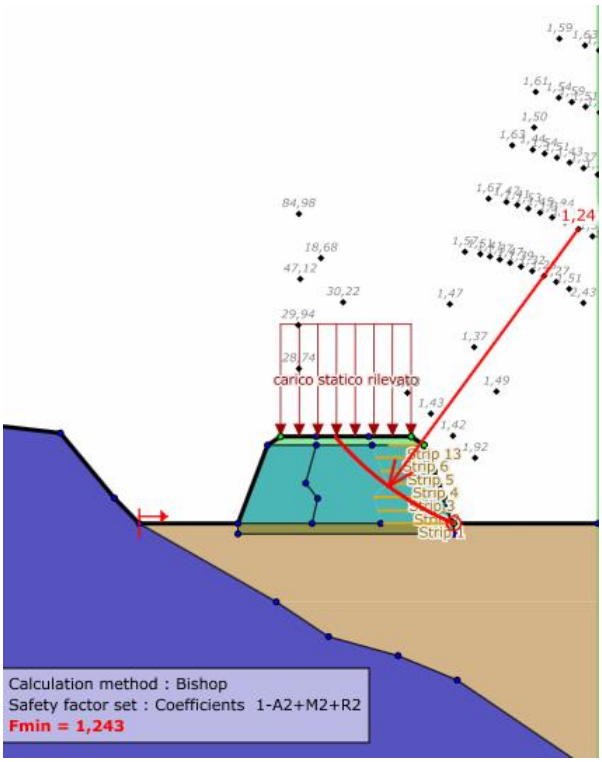


Figura 49 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità interna blocco 1

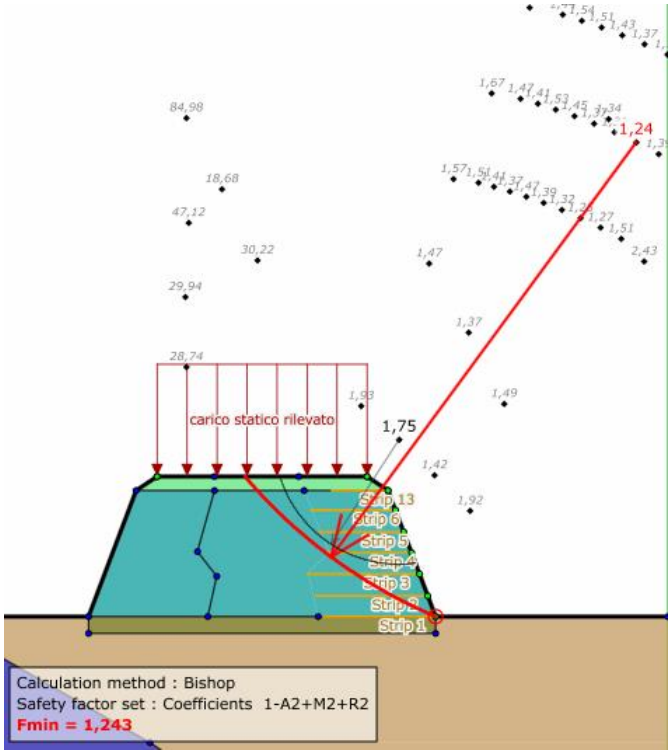


Figura 50 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità interna blocco 2

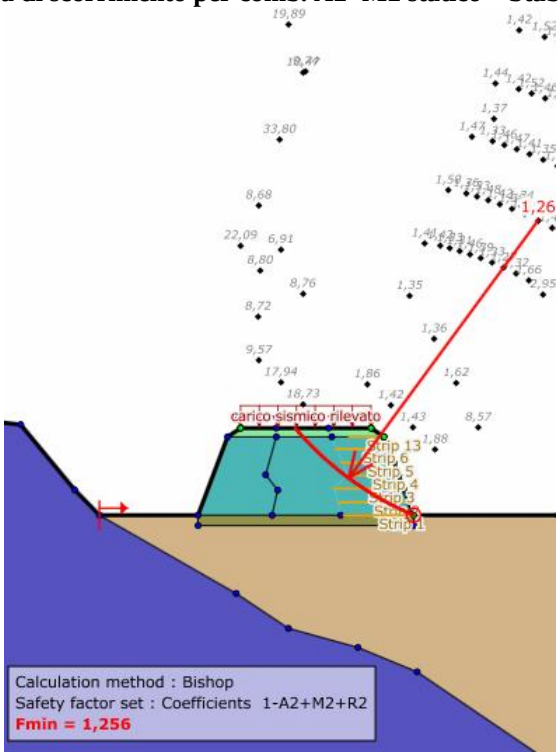


Figura 51 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità interna blocco 1

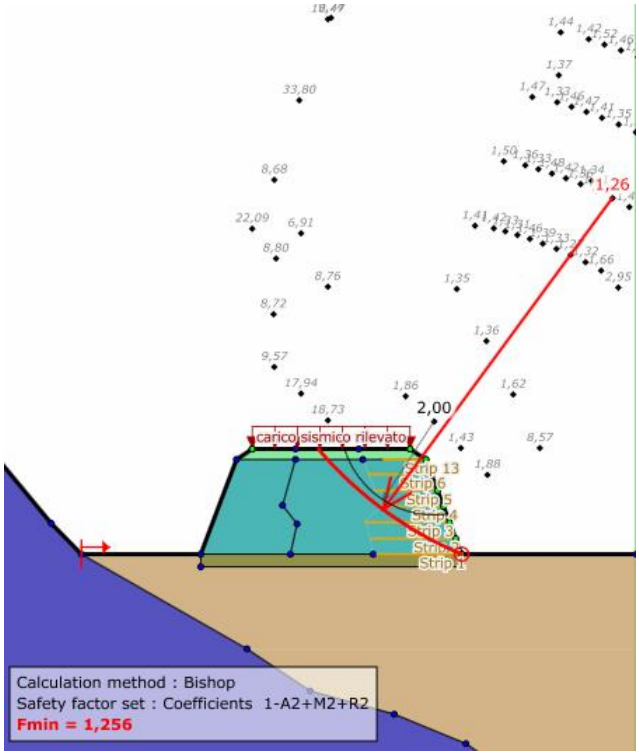


Figura 52 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità interna blocco 2

8.4.3 Risultati – Muro di sostegno

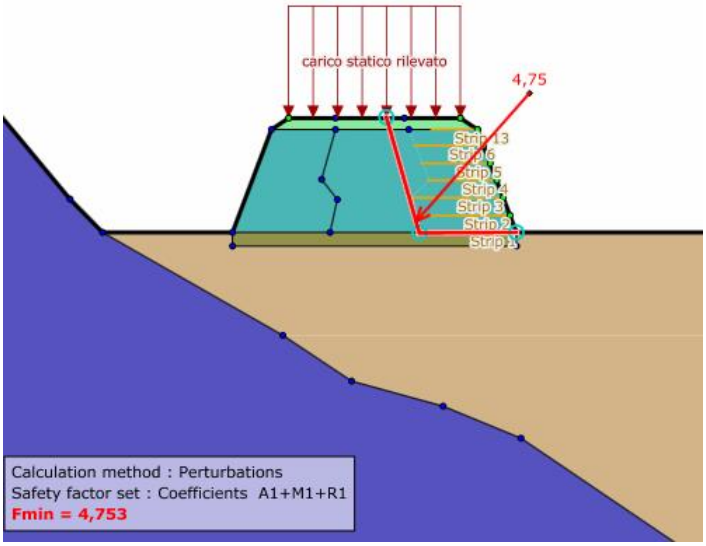


Figura 53 Comb. A1+M1 statico – verifica come muro di sostegno

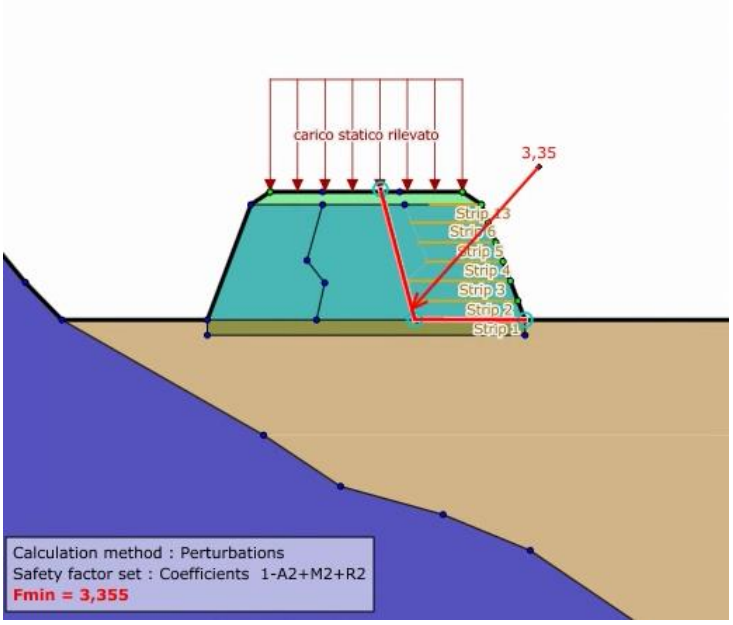


Figura 54 Comb. A2+M2 statico – verifica come muro di sostegno

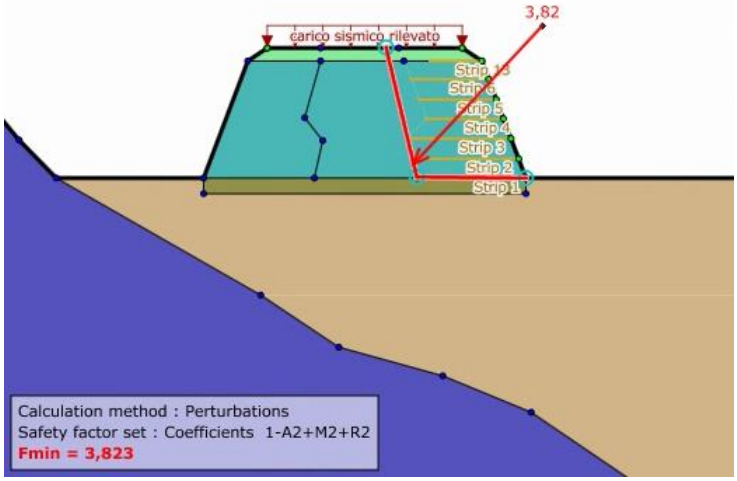


Figura 55 Comb. A2+M2 sismico – verifica come muro di sostegno

8.5 **Risultati delle analisi – Sezione 3**

I risultati in termini di coefficienti di sicurezza sono riportati nella tabella seguente:

	Coefficiente di sicurezza		
Verifica	Caso statico		Caso sismico
	A1+M1+R1	A2+M2+R2	A2+M2+R2
Stabilità globale	-	1.23	1.19
Stabilità interna BLOCCO 1	-	1.20	1.18
Stabilità interna BLOCCO 2	-	2.20	2.44
Verifica come muro di sostegno	2.96	2.62	2.86

Tutti i coefficienti di sicurezza risultano superiori ai limiti di normativa.

Si riportano le immagini relative alle superfici critiche di scorrimento, che corrispondono ai coefficienti di sicurezza minimi individuati nella tabella precedente.

8.5.1 Risultati di Stabilità globale

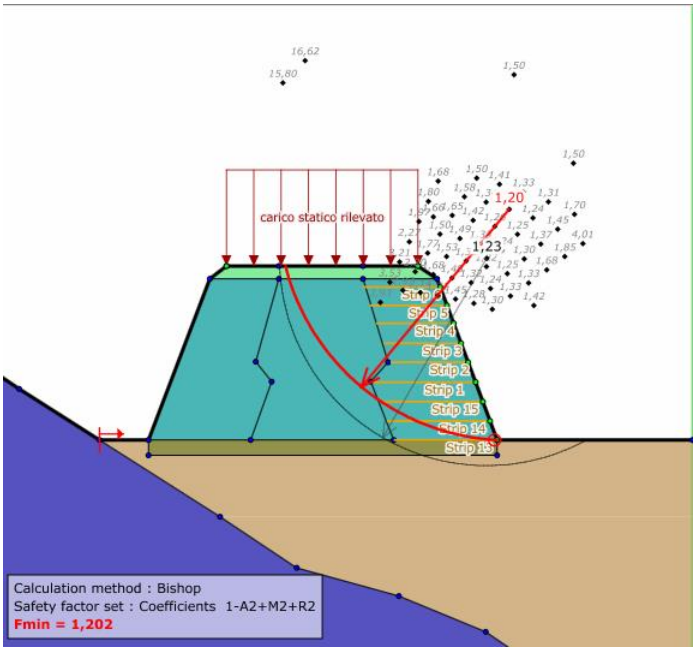


Figura 56 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità globale

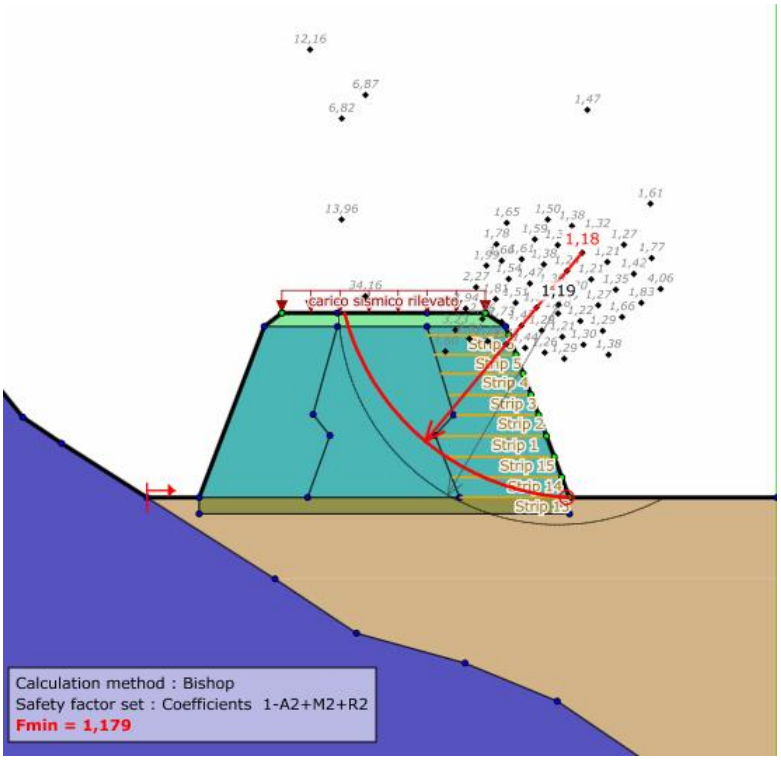


Figura 57 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità globale

8.5.2 Risultati di Stabilità interna

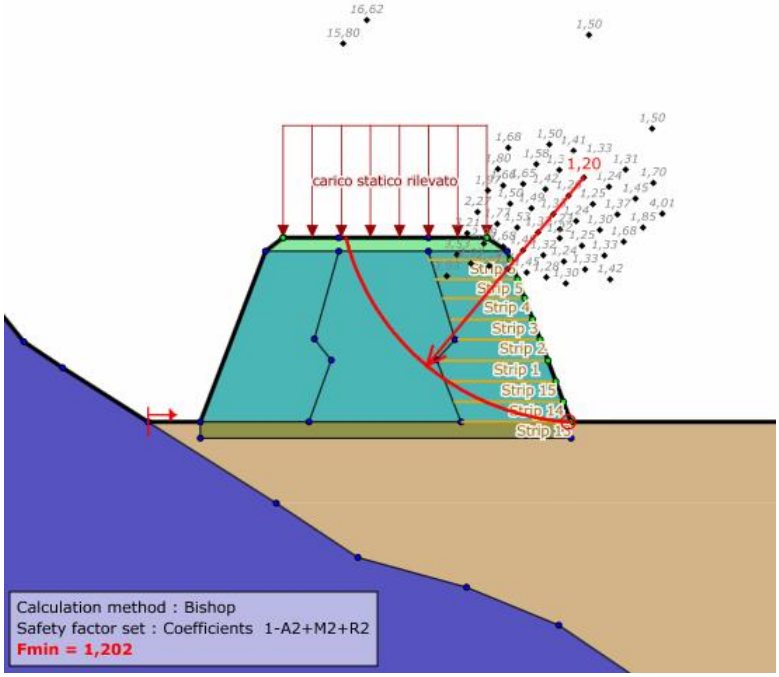


Figura 58 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità interna blocco 1

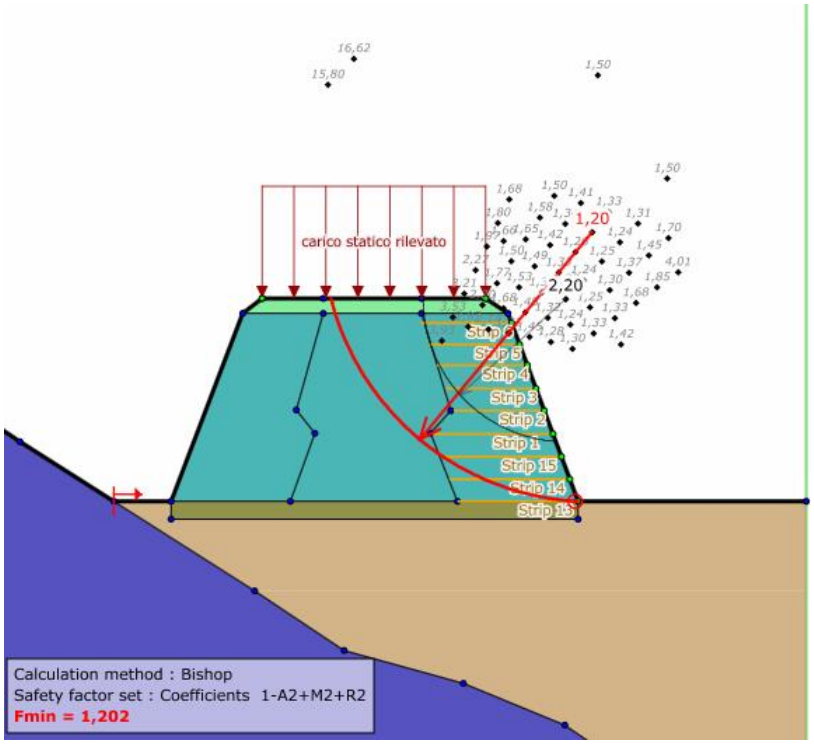


Figura 59 Sup.critica di scorrimento per comb. A2+M2 statico – Stabilità interna blocco 2

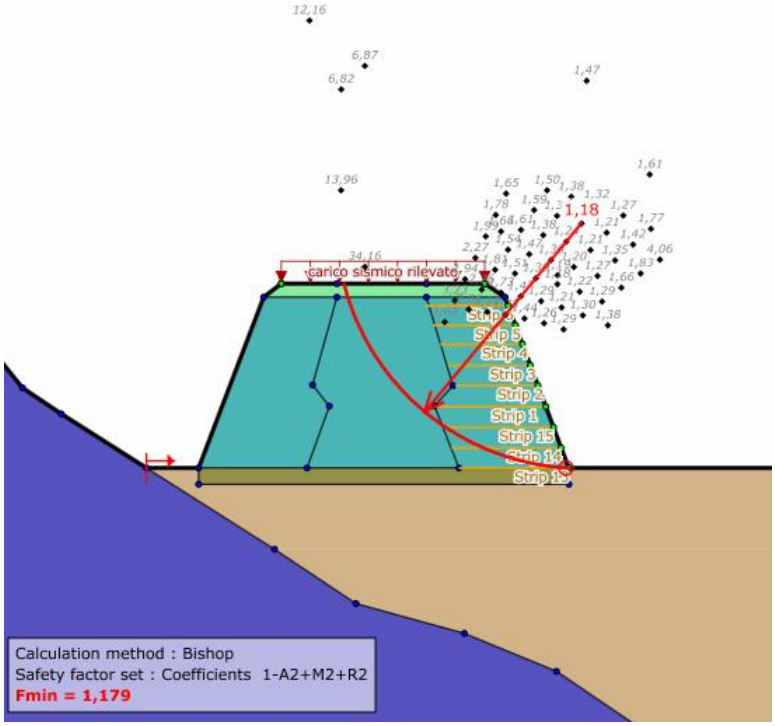


Figura 60 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità interna blocco 1

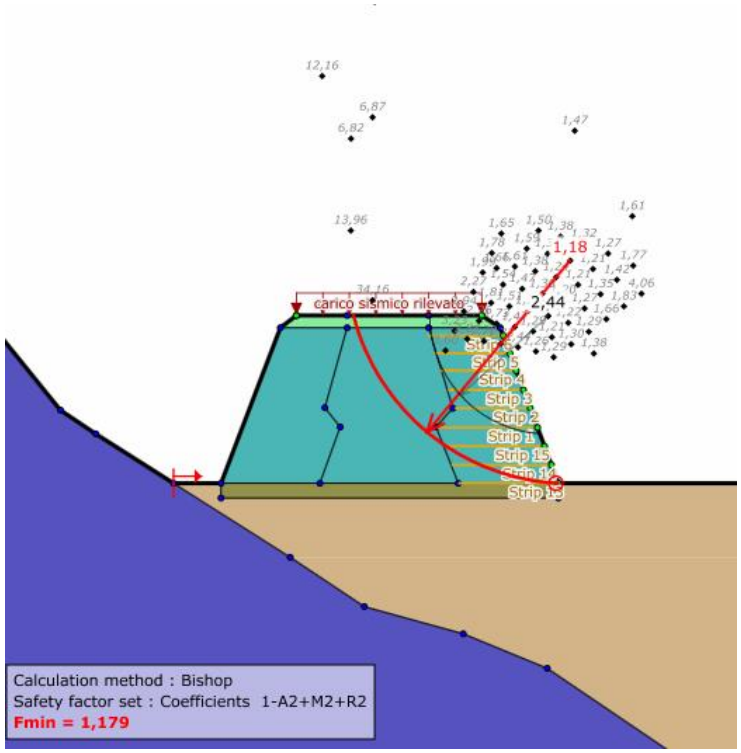


Figura 61 Sup. critica di scorrimento per comb. A2+M2 sismico – Stabilità interna blocco 2

8.5.3 Risultati – Muro di sostegno

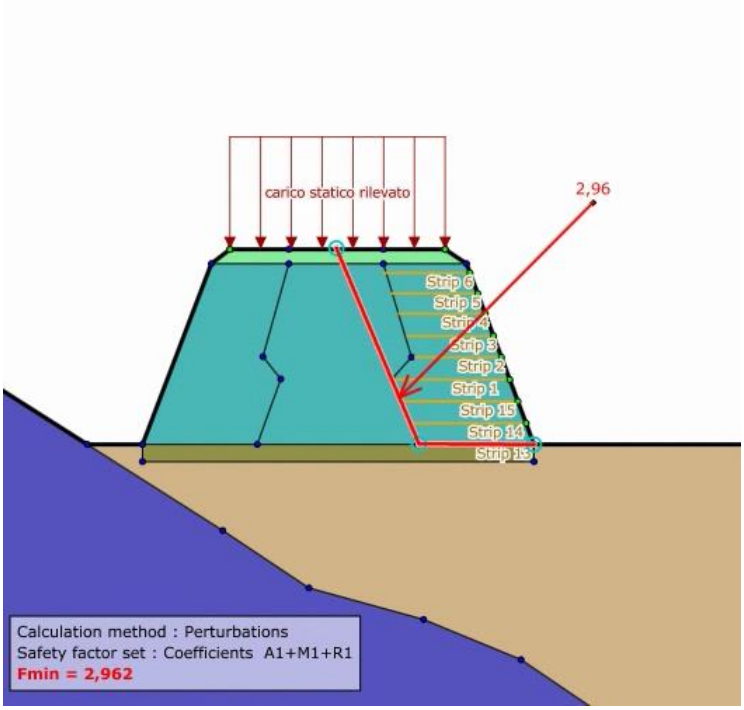


Figura 62 Comb. A1+M1 statico – verifica come muro di sostegno

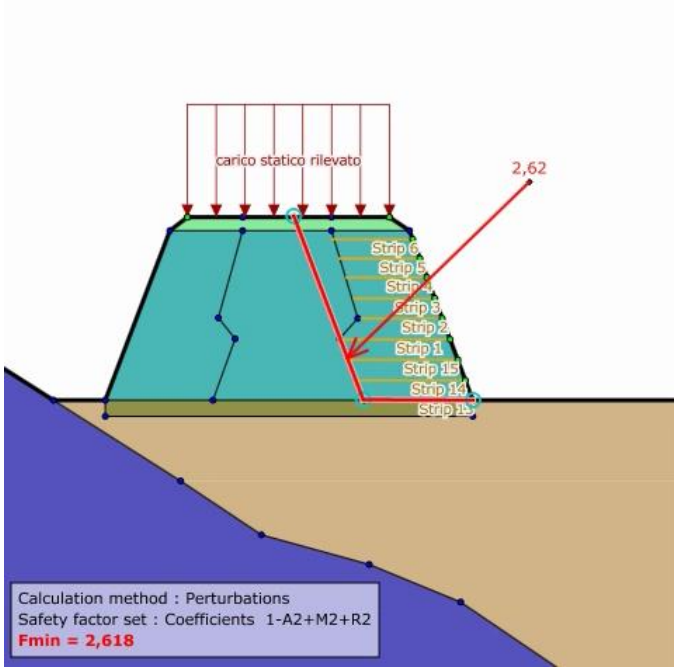


Figura 63 Comb. A2+M2 statico – verifica come muro di sostegno

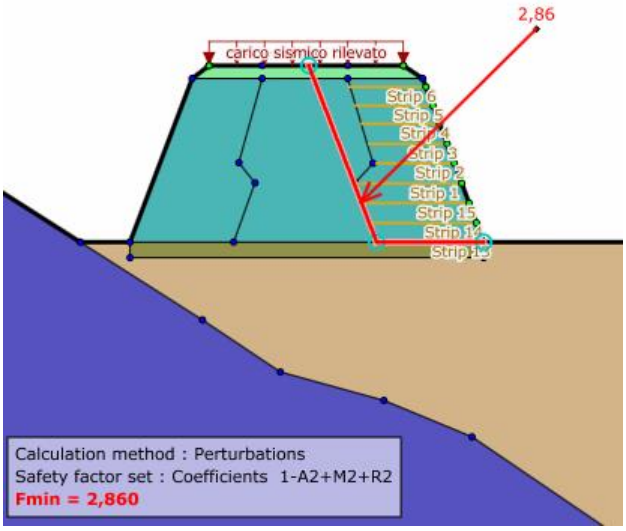


Figura 64 Comb. A2+M2 sismico – verifica come muro di sostegno