

S.S.51 - VARIANTE DI CORTINA

LOTTO 1 - MIGLIORAMENTO DELLA VIABILITA' DI ACCESSO ALL'ABITATO DI CORTINA
LOTTO 2 - BYPASS DI CORTINA

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

VE406

PROGETTAZIONE: ATI GP INGEGNERIA - ENGEKO - COOPROGETTI - SAIM

IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART.15 COMMA 12):

Dott. Ing. **GIORGIO GUIDUCCI**
Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035

Dott. Ing. **GIORGIO GUIDUCCI**
ORDINE INGEGNERI
ROMA
N° 14035

IL GEOLOGO

Dott. Geol. **Marco Leonardi**
Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

arch. **Salvatore Vermiglio**
Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. **Ettore De Cesbron de la Grennelais**

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

(Mandataria) **GP INGEGNERIA**
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl

(Mandante) **engeko**

(Mandante) **cooprogetti**

(Mandante) **SAIM**
Studio di Architettura e Ingegneria Moderna

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Consorziate esecutrici:

COOPROGETTI

Cilento Ingegneria S.r.l.
Società di ingegneria

Ing. **Emiliano Moscatelli**
Ord. Ingegneri Provincia di Roma n. 20752

Ing. **Claudio Muller**
Ord. Ingegneri Provincia di Roma n. 15754

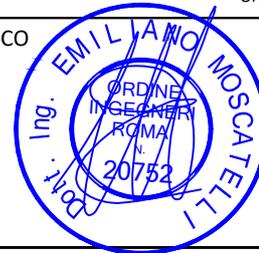
arch. **Saverio Camaiti**
Ord. Architetti Provincia di Roma n. 14652

ing. **Giuseppe Ligammari**
Ord. Ingegneri Provincia di Pordenone n. 803

ing. **Matteo Bordugo**
Ord. Ingegneri Provincia di Pordenone n. 790

Ing. **Moreno Panfilii**
Ord. Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657

Ing. **Giuseppe Resta**
Ord. Ingegneri Provincia di Roma n. 20629



LOTTO 1 – GEOLOGIA E GEOTECNICA

Geotecnica

Interventi di stabilizzazione – Relazione

CODICE PROGETTO			NOME FILE			REVISIONE	SCALA
COD. E PROG. INTERVENTO	LIV.	ANNO N.PROG.	T01GE02GETRE02B				
DPVE0406	D	2101	T01GE02GETRE02			B	-
C							
B	Revisione a seguito richieste CSLLPP		Aprile '23	A.Belà	E.Moscatelli	G.Guiducci	
A	Emissione		Feb '23	A.Belà	E.Moscatelli	G.Guiducci	
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

1	PREMESSA.....	3
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE.....	4
2.2	BIBLIOGRAFIA.....	4
2.3	ELABORATI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO.....	4
3	CRITERI DI CALCOLO.....	5
3.1	VERIFICHE DI STABILITÀ.....	5
3.1.1	<i>Analisi di stabilità ante operam.....</i>	5
3.1.2	<i>Analisi di stabilità post operam.....</i>	5
3.2	INTERVENTO DI DRENAGGIO.....	7
3.2.1	<i>Analisi delle condizioni di attivazione dei meccanismi di instabilità - Modello di riferimento e condizioni idrauliche.....</i>	7
3.2.2	<i>Condizioni di stabilità ante operam.....</i>	8
3.2.3	<i>Analisi delle condizioni di stabilità in presenza degli interventi (post operam).....</i>	9
3.3	TIRANTI DI ANCORAGGIO.....	12
3.3.1	<i>Resistenza allo sfilamento.....</i>	12
3.3.2	<i>Verifiche dell'aderenza del tirante (progetto di massima del bulbo di ancoraggio)....</i>	13
4	INTERVENTO DA PROG. 0+130 A PROG. 0+200.....	16
4.1	LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI.....	16
4.2	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	17
4.2.1	<i>Indagini eseguite.....</i>	17
4.2.2	<i>Dati di monitoraggio.....</i>	18
4.2.3	<i>Modello geotecnico di calcolo.....</i>	19
4.3	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	21
4.4	VERIFICHE DI SICUREZZA.....	21
4.4.1	<i>Verifiche di stabilità del pendio e del complesso opera di sostegno-terreno.....</i>	22
4.4.2	<i>Verifiche strutturali della paratia.....</i>	30
4.4.3	<i>Sistema di drenaggio.....</i>	34
5	INTERVENTO DA PROG. 0+600 A PROG. 0+660.....	38
5.1	LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI.....	38
5.2	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	38
5.2.1	<i>Indagini eseguite.....</i>	38
5.2.2	<i>Dati di monitoraggio.....</i>	39
5.2.3	<i>Modello geotecnico di calcolo.....</i>	41
5.3	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	43
5.4	VERIFICHE DI SICUREZZA.....	44
5.4.1	<i>Verifiche di stabilità del pendio e del complesso opera di sostegno-terreno.....</i>	44
5.4.2	<i>Verifiche strutturali della paratia OM09.....</i>	48
6	ALLEGATI DI CALCOLO.....	55
6.1	PARATIA OM09.....	55

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

1 PREMESSA

La presente relazione è redatta nell'ambito del Progetto di Fattibilità Tecnico ed Economica dell'Intervento S.S.51 – Variante di Cortina.

In particolare, si riporta la descrizione e le verifiche di dimensionamento degli interventi previsti in corrispondenza di due aree di tracciato in cui è stata riscontrata la presenza di fenomeni franosi attivi. Nei paragrafi precedenti sono sintetizzati gli aspetti principali presi a riferimento per il progetto, rimandando agli elaborati di progetto specifici per maggiori dettagli.

Gli interventi previsti si configurano come opere di presidio all'infrastruttura in progetto, in modo da garantire adeguati margini di sicurezza delle opere.

PROGETTAZIONE ATI:

2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE

- [1] **Decreto Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- [2] **Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 del C.S.LL.PP. Ministero Infrastrutture e Trasporti:** Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- [3] **Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 2005):** Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica

2.2 BIBLIOGRAFIA

Desideri A., Rampello S. (1997). “Stabilizzazione dei pendii mediante sistemi di drenaggio”

Di Maio C., Evangelista A., Viggiani C. (1988). “Analisi dell’efficienza di sistemi di dreni tubolari. Rivista Italiana di Geotecnica 12(4):187–199”

Urcioli G., Pirone M. (2013). “Subsurface drainage for slope stabilization”

2.3 ELABORATI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO

Si rimanda ai seguenti elaborati:

Codice elaborato	Titolo
	02.01 - Geologia
T01GE01GEORE01B	Relazione Geologica, Geomorfologica ed Idrogeologica
T01GE01GEOCG01A	Carta Geologica
T01GE01GEOCG02B	Carta Geomorfologica
T01GE01GEOCG03A	Carta del rischio idrogeologico
T01GE01GEOCI01A	Carta Idrogeologica
T01GE01GEOFG01A	Profilo Geologico
T01GE01GEOSG01B	Sezioni Geologiche Tav.1 di 2
T01GE01GEOSG02B	Sezioni Geologiche Tav.2 di 2
T01GE01GEODI01A	Carta frana pk 0+130÷0+220
T01GE01GEODI02A	Carta frana pk 0+600÷0+660
T01GE01GEORE02A	Fascicolo sulle indagini Pregresse - Fase I (2017)
T01GE01GEORE03A	Fascicolo sulle indagini Pregresse - Fase II (2020)
T01GE01GEORE04A	Fascicolo sulle indagini (2021)
T01GE01GEORE05A	Indagini geognostiche - Report Monitoraggio piezometrico e inclinometrico (2020)
T01GE01GEORE06B	Indagini geognostiche - Report Monitoraggio piezometrico e inclinometrico (2022)
T01GE01GEORE06A	Studio Interferometria satellitare (2020)
T01GE01GEOPU01A	Planimetria con ubicazione delle indagini
	02.02 - Geotecnica
T01GE02GETRE01A	Relazione Geotecnica
T01GE02GETFG01A	Profilo Geotecnico
T01GE02GETSG01B	Sezioni Geotecniche Tav.1 di 2
T01GE02GETSG02B	Sezioni Geotecniche Tav.2 di 2
	02.03 - Sismica
T01GE03GEORE01A	Relazione Sismica
T01GE03GEOCS06A	Planimetria con la classificazione sismica del territorio

3 CRITERI DI CALCOLO

Nel presente capitolo viene descritta la metodologia di calcolo utilizzata per il dimensionamento degli interventi di stabilizzazione.

3.1 VERIFICHE DI STABILITÀ

Nel caso di un movimento di versante classificato come attivo, è possibile eseguire un'analisi a ritroso (*back analysis*) per ricercare le condizioni che inducano l'attivazione del meccanismo osservato. In particolare, fissata la geometria di riferimento del problema e assumendo nullo il contributo della coesione (frana attiva o frana quiescente che ha subito spostamenti tali da raggiungere le condizioni di resistenza residue) è possibile risalire ai parametri (in questo caso angolo di resistenza a taglio) che producono il raggiungimento delle condizioni di incipiente scorrimento del pendio ($FS=1$).

La ricerca di un coefficiente di sicurezza prossimo (leggermente inferiore) all'unità è quindi in questo caso finalizzata all'individuazione delle condizioni di equilibrio limite o di incipiente rottura.

Le verifiche di stabilità sono state condotte utilizzando il codice di calcolo *Slide2 Modeler* della *Rocscience Inc.*, applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop.

3.1.1 Analisi di stabilità ante operam

Le verifiche di stabilità del pendio *ante operam* sono state condotte, con riferimento al § 6.3.4 [1]. In particolare, la valutazione del coefficiente di sicurezza lungo la superficie di scorrimento è stata eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, sia le azioni presi con il loro valore caratteristico.

3.1.2 Analisi di stabilità post operam

In condizioni *post operam* deve risultare rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

In condizioni statiche, le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I [1].

In condizioni sismiche, le verifiche di sicurezza (SLV) sono state eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1,2$.

Il comportamento in condizioni sismiche dei rilevati è analizzato mediante metodi pseudostatici. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella Tabella 7.11.I [1] al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido. Nel caso in esame, allo SLV risulta $a_g = 0.103 g$, da cui $\beta_s = 0,24$.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Di seguito si riporta la stima dei **parametri sismici di calcolo**:

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T2

Periodo di riferimento $V_R = 100$ anni

Coefficiente $C_U = 2$

	Probabilità di superamento (%)	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_{c^*} (s)
SLV	10	949	0,103	2,628	0,399

Tabella 3-1 Coefficienti sismici

	S_s (-)	C_c (-)	S_T (-)	k_h (-)	k_v (-)	a_{max} (m/s ²)	β_s (s)
SLV	1,500	1,420	1,200	0,044	0,022	1,812	0,240

PROGETTAZIONE ATI:

L'azione variabile dovuta al carico stradale, si considera analoga a un carico uniformemente distribuito $q_k = 20$ kPa, da cui:

Condizioni statiche	$q_d = \gamma_{Qi} \times q_k = 1,3 \times 20 = 26$ kPa
Condizioni sismiche	$q_d = \Psi_{21} \times q_k = 0,2 \times 20 = 4$ kPa

Per il materiale che costituisce il rilevato stradale si assumono i seguenti parametri geotecnici:

	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Rilevato stradale	20,0	0	35

3.2 INTERVENTO DI DRENAGGIO

3.2.1 Analisi delle condizioni di attivazione dei meccanismi di instabilità - Modello di riferimento e condizioni idrauliche

Le condizioni di stabilità di un pendio sono in genere espresse mediante il rapporto tra la resistenza al taglio disponibile $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$ e lo sforzo di taglio τ_m agente sulla superficie di scorrimento.

$$\text{Condizioni di stabilità} \Rightarrow FS = \tau_f / \tau_m$$

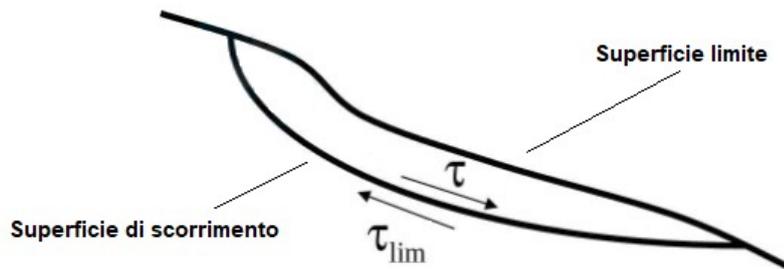


Figura 3.1 Schema pendio

Un miglioramento delle condizioni di stabilità di un pendio può essere ottenuto mediante un incremento della resistenza al taglio τ_f o una riduzione dello sforzo di taglio τ_m .

Un incremento della resistenza si può ottenere tramite un incremento delle tensioni efficaci, normali alla superficie di scorrimento, ad esempio tramite una riduzione delle pressioni interstiziali.

Un sistema di drenaggio a gravità produce l'annullamento delle pressioni interstiziali all'interfaccia tra il sistema e il terreno, modificando così l'equilibrio della distribuzione delle pressioni interstiziali, il che innesca un moto di filtrazione che termina solo al raggiungimento delle condizioni stazionarie, e quindi delle nuove condizioni al contorno.

L'analisi delle condizioni di attivazione dei meccanismi di instabilità del versante è stata svolta con riferimento allo schema di pendio indefinito (Figura 3.2). In base a tale schema, il coefficiente di sicurezza valutato su un generico piano b , parallelo al piano campagna e posto alla profondità z , risulta:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_\beta} = \frac{c' + (\sigma_\beta - u_0) \tan \varphi'}{\tau_\beta} \quad (1)$$

Nell'Eq. (1), τ_f è la resistenza al taglio disponibile sul piano b , espressa tramite il criterio di resistenza secondo Mohr-Coulomb, $\tau_\beta = \gamma z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta$, $\sigma_\beta = \gamma z \cdot \cos^2 \beta$, $u_0 = \gamma_w z_w \cdot \cos^2 \beta$ sono rispettivamente la tensione tangenziale, la tensione normale e la pressione interstiziale agenti sul piano b .

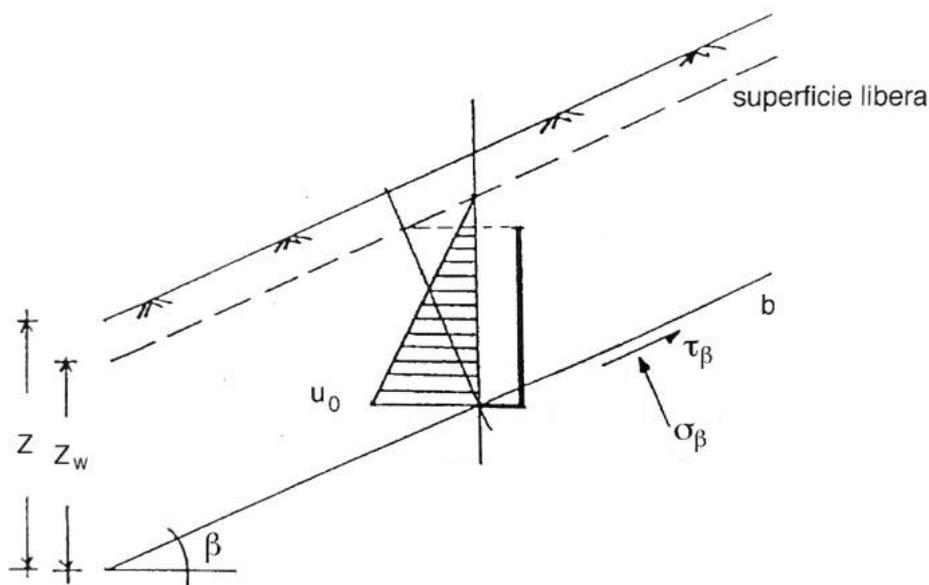


Figura 3.2 Schema di pendio indefinito

Le condizioni idrauliche sono state definite dalla posizione della superficie libera della falda, che si ricava con misure eseguite con piezometri. Questo valore, che è mediamente rappresentativo delle condizioni idrauliche del pendio, è tuttavia suscettibile di oscillazioni stagionali legate al regime delle precipitazioni piovose. In particolare, la riattivazione dei movimenti del versante si verifica tipicamente in corrispondenza di precipitazioni particolarmente intense che seguono periodi piovosi relativamente lunghi. In queste condizioni, i fenomeni di infiltrazione, evaporazione e ruscellamento non riescono a compensare l'apporto di acqua delle piogge. Di conseguenza, il pendio, inizialmente parzialmente saturo, tende progressivamente a saturarsi. L'imbibizione del terreno determina la perdita progressiva del contributo benefico della parziale saturazione del pendio che ne garantisce la stabilità nei periodi poco piovosi dell'anno. Contemporaneamente, aumenta la pressione interstiziale lungo la superficie di scorrimento del pendio e, di conseguenza, si riduce la resistenza disponibile τ_f . Tale fenomeno progredisce finché la superficie libera della falda raggiunge una posizione critica z_w in corrispondenza della quale la resistenza disponibile τ_f eguaglia quella mobilitata τ_β ($FS = 1$), innescando i movimenti del corpo di frana.

3.2.2 Condizioni di stabilità ante operam

La condizione di innesco dei meccanismi di instabilità del versante è stata analizzata poiché essa rappresenta lo scenario di riferimento per il dimensionamento degli interventi di stabilizzazione. In accordo con il § 6.3.4 [1], le analisi sono state condotte adottando i valori caratteristici delle azioni, dei parametri di resistenza e della resistenza globale del sistema.

Il coefficiente di sicurezza FS espresso dall'Eq. (1) è stato definito come il rapporto tra la resistenza disponibile τ_f e la resistenza mobilitata τ_β e il suo reciproco ($1/FS$) rappresenta il grado di mobilitazione della resistenza. Quest'ultimo assume il valore unitario quando la resistenza disponibile è completamente mobilitata. Ciò coincide con le condizioni di incipiente scorrimento del pendio ($FS=1$). Invece, nel caso di pendio stabile, si ha $FS>1$ e il grado di mobilitazione della resistenza è minore dell'unità.

Nel caso di un movimento di versante classificato come attivo, è necessario eseguire un'analisi a ritroso (*back analysis*) per ricercare le condizioni che inducano l'attivazione del meccanismo osservato. In particolare, fissata la geometria di riferimento del problema e le caratteristiche meccaniche dei terreni interessati mediante le indagini in sito e in laboratorio, l'incognita del problema è rappresentata dalla posizione della superficie libera della falda z_w in corrispondenza della quale la resistenza disponibile τ_f eguaglia la resistenza mobilitata τ_β , per cui si ha $FS=1$. Sostituendo tale condizione nell'Eq. (1) e assumendo nullo il contributo della coesione (frana attiva o frana quiescente che ha subito spostamenti tali da raggiungere le condizioni di resistenza residue), si ottiene:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_\beta} = \frac{\gamma' + \gamma_w \frac{H - z_w}{H}}{\gamma} \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} = 1 \quad (2)$$

da cui si è ottenuto la posizione ($H - z_w$), riferita al piano campagna, che corrisponde alle condizioni di incipiente scorrimento del versante:

$$\frac{H - z_w}{H} = \left(\frac{\tan \beta}{\tan \phi'} - \frac{\gamma'}{\gamma} \right) \frac{\gamma}{\gamma_w} \quad (3)$$

dove:

- β pendenza media del piano campagna e della superficie di scorrimento nella porzione del corpo di frana
- H profondità massima della superficie di scorrimento nella porzione del corpo di frana intergente con l'infrastruttura
- $\phi' = \phi'_{res}$ angolo di resistenza a taglio residuo medio del corpo di frana
- γ peso dell'unità di volume medio del corpo di frana
- γ_w peso dell'unità di volume dell'acqua

3.2.3 Analisi delle condizioni di stabilità in presenza degli interventi (post operam)

La progettazione del sistema di drenaggio è stata eseguita seguendo il metodo proposto da Desideri *et al.* (1997). In tale metodo si assume lo schema di un pendio indefinito, sede di un moto di filtrazione stazionaria con flusso monodimensionale parallelo al piano campagna (Figura 3.2).

Con riferimento all'Eq. (1), se la pressione interstiziale viene ridotta a un valore $u < u_0$ lungo tutti i punti del piano b , l'incremento del coefficiente di sicurezza risulta:

$$\Delta FS = \frac{-\Delta u \cdot \tan \varphi'}{\gamma z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (4)$$

che assume il valore massimo quando la pressione interstiziale viene annullata ($u = 0$, $\Delta u_{max} = -u_0$):

$$\Delta FS_{max} = \frac{u_0 \cdot \tan \varphi'}{\gamma z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (5)$$

Per valutare l'efficacia del sistema di drenaggio si definisce efficienza idraulica locale E il rapporto:

$$E = \frac{-\Delta u}{u_0} = \frac{u_0 - u}{u_0} = 1 - \frac{u}{u_0} \quad (6)$$

dove $-\Delta u$ è la riduzione della pressione interstiziale indotta in un punto del dominio di filtrazione dal sistema di drenaggio e $-\Delta u_{max} = u_0$ è la massima riduzione ottenibile nell'ipotesi di annullare la pressione interstiziale nello stesso punto.

A seguito dell'esecuzione del drenaggio, si instaura nel terreno una fase transitoria in cui la pressione interstiziale si riduce nel tempo fino al raggiungimento delle condizioni di regime. Di conseguenza, anche l'efficienza idraulica risulta funzione del tempo:

$$E(t) = \frac{u_0 - u(t)}{u_0} \quad (7)$$

Poiché l'efficienza idraulica varia all'interno del volume di terreno interessato dal processo di drenaggio, è possibile valutare un valore medio dell'efficienza associato ad un'assegnata superficie b :

$$\bar{E}(t) = \frac{\int_b (u_0 - u(t)) ds}{\int_b u_0 ds} \quad (8)$$

Con riferimento alla variazione del coefficiente di sicurezza in un pendio indefinito (Eq. 4), nel caso di una variazione costante della pressione interstiziale sul piano b , l'efficienza idraulica media

coincide con il rapporto tra l'incremento del coefficiente di sicurezza raggiunto e quello massimo conseguibile:

$$\bar{E}(t) = E(t) = \frac{u_0 - u(t)}{u_0} = \frac{\Delta FS(t)}{\Delta FS_{max}} \quad (9)$$

Si può dimostrare che la precedente equazione è valida anche in casi più complessi del semplice pendio indefinito (Desideri *et al.*, 1997).

Operativamente, il massimo incremento del coefficiente di sicurezza ΔFS_{max} può essere ottenuto valutando FS_{max} in un'analisi di stabilità eseguita assumendo che le pressioni interstiziali siano ovunque nulle lungo la superficie di scorrimento.

Gli Autori, pertanto, considerano il caso di pendii costituiti da un terreno omogeneo (o con modeste variazioni di φ' lungo la superficie di scorrimento) e forniscono una stima dell'incremento del coefficiente di sicurezza e delle sue variazioni nel tempo:

$$\Delta FS(t) = \bar{E}(t) \cdot \Delta FS_{max} \quad (10)$$

ottenuta dallo studio della soluzione del problema idraulico connesso con l'installazione di un sistema di drenaggio e dell'evoluzione temporale dell'efficienza idraulica media lungo la superficie di scorrimento.

La procedura introdotta dagli Autori permette di ottenere una valutazione quantitativa dell'efficienza idraulica media e di valutare l'incremento del coefficiente di sicurezza indotto dal sistema dei dreni.

Lo schema geometrico di riferimento utilizzato per lo studio del problema idraulico è illustrato nella Figura 3.3: i dreni tubolari di lunghezza l , diametro d ed interasse i sono installati a partire dal piano campagna su uno o due livelli posti ad una distanza S nella direzione di massima pendenza. Le analisi di filtrazione sono state condotte in condizioni di flusso piane, nella sezione longitudinale del pendio. Si è così assunto che l'interasse i tra i dreni sia sufficientemente piccolo da potere assimilare il livello dei dreni ad un piano drenante.

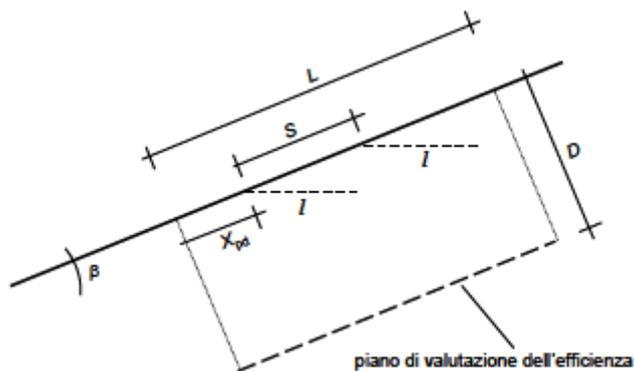


Figura 3.3 Schema di installazione dei dreni (Desideri *et al.*, 1997)

Indicando con L la lunghezza del tratto di pendio da stabilizzare, l'efficienza idraulica è stata valutata, limitatamente al tratto L , su piani paralleli al pendio posti a diverse profondità D . L'efficienza idraulica è stata espressa in funzione della lunghezza relativa dei dreni $D/L = 0.33 \div 2$ (Figura 3.4).

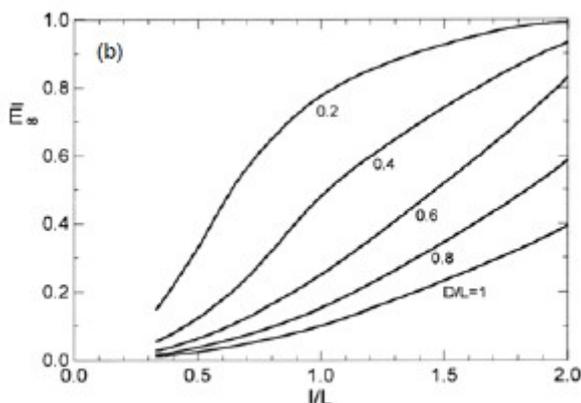


Figura 3.4 Dimensionamento di un singolo livello di dreni (Desideri et al., 1997)

Nel ricavare lo schema di pendio da utilizzare per la soluzione del problema idraulico, l'inclinazione β è quella media del pelo libero della falda e la profondità D del tratto da stabilizzare deve essere valutata a partire da esso.

L'evoluzione temporale del processo è rappresentata in funzione del fattore tempo T :

$$T = \frac{k}{\gamma_w (l \sin \beta)^2} \frac{E'}{2(1+v') \cdot (1-2v')} \cdot t \quad (11)$$

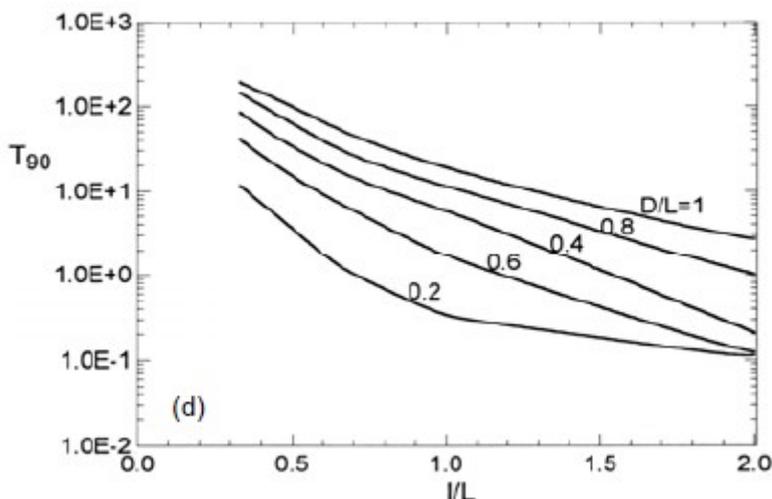


Figura 3.5 Fattore tempo T_{90} in funzione dei parametri geometrici (Desideri et al., 1997)

PROGETTAZIONE ATI:

Il fattore tempo al 90% rappresenta il tempo necessario all'opera per raggiungere un'efficienza del 90%.

3.3 TIRANTI DI ANCORAGGIO

Gli ancoraggi sono elementi strutturali opportunamente collegati al terreno, in grado di sostenere forze di trazione.

3.3.1 Resistenza allo sfilamento

La resistenza allo sfilamento di un tirante può essere calcolata con le relazioni di Bustamante Doix.

Bustamante Doix

La relazione è la seguente:

$$R_a = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot L \cdot q_s$$

dove:

D_p = diametro di perforazione;

L = lunghezza della zona ancorata;

α = fattore che misura l'incremento di diametro del bulbo del tirante nella zona di ancoraggio;

q_s = attrito e adesione laterale unitaria nella zona di ancoraggio.

Il coefficiente α è funzione della litologia dominante nel tratto di ancoraggio e delle modalità di iniezione. Può essere ricavato dalla seguente tabella:

LITOLOGIA	COEFFICIENTE α			
	Iniezione ripetuta		Iniezione semplice	
	min	max	min	max
Ghiaia	1.8	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 pulita	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	1.2
Marne e arenarie alterate e/o fratturate	1.8	1.8	1.1	1.2

Il fattore q_s può essere ricavato attraverso le seguenti due relazioni:

iniezione semplice:

q_s [MPa] = $0,01 \cdot (D_r - 50) + 0,05$ per terreni granulari (D_r = densità relativa)

q_s [MPa] = $0,006 \cdot (c - 10) + 0,1$ per terreni coesivi (c = coesione t/m²)

iniezione ripetuta:

PROGETTAZIONE ATI:

q_s [MPa] = $0,01 \cdot (D_r - 50) + 0,05$ per terreni granulari (D_r = densità relativa)

q_s [MPa] = $0,008 \cdot (c - 10) + 0,18$ per terreni coesivi (c = coesione t/m²)

La resistenza allo sfilamento si ottiene quindi dividendo R_a (resistenza di calcolo a sfilamento) per un coefficiente di sicurezza F_s , che assume diversi valori a seconda della normativa scelta.

$$T_d = \frac{R_a}{F_s}$$

3.3.2 Verifiche dell'aderenza del tirante (progetto di massima del bulbo di ancoraggio)

La lunghezza minima del bulbo iniettato (ancoraggio) deve essere tale da soddisfare le tre seguenti verifiche.

ADERENZA ACCIAIO-MALTA DI INIEZIONE

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(\text{cm}) \geq 0,01 \cdot \frac{T}{\pi \cdot d \cdot \tau \cdot \gamma \cdot s}$$

dove:

$L(\text{cm})$ = lunghezza dell'ancoraggio;

$T(\text{N})$ = sforzo massimo di trazione del tirante;

$d(\text{cm})$ = somma dei diametri dei trefoli o delle barre;

$\tau(\text{Mpa})$ = $0,4 + (R_{bk} - 15)/75$, con R_{bk} = resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa);

γ = coefficiente correttivo fornito dalla seguente tabella:

TIPOLOGIA ARMATURA TIRANTE	COEFFICIENTE γ	
	min	max
Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti allo stato naturale	1.3	1.3
Trefolo normale o barre corrugate puliti allo stato naturale	2.0	2.0
Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti verniciati o unti	0.75	0.85
Fili lisci con ringrossi o compression grips all'estremità profonda, barre lisce con dado e rondella all'estremità profonda	1.7	1.7
Trefoli normali con compression grips all'estremità profonda	2.5	2.5

s = coefficiente correttivo ricavabile dalle seguenti tabelle

- per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature alternate nel fascio (n = numero di barre, trefoli, fili contenuti nella stessa guaina o perforazione):

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
s	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

- per elementi di tensione paralleli contenuti nella stessa guaina o perforazione (*nel caso di più di 4 elementi introdurre il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi invece della somma dei singoli diametri*):

n	1	2	3	4
s	1	0.8	0.6	0.5

ADERENZA DELLA MALTA AL FORO

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(\text{cm}) \geq 0.01 \cdot \frac{3.5 \cdot T}{\pi \cdot d \cdot \tau}$$

dove:

L(cm) = lunghezza dell'ancoraggio;

T(N) = sforzo massimo di trazione del tirante;

d(cm) = diametro della perforazione;

τ (Mpa) = tensione di aderenza unitaria malta-terreno, funzione delle caratteristiche meccaniche della roccia o del terreno sciolto; non deve superare il valore di $\tau_{\max} = 0,8 + (R_{bk}-10)/25$, con R_{bk} = resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa); τ può, in prima approssimazione, essere ricavata dalle seguenti tabelle:

TERRENO	Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa]	
	min	max
ROCCIA		
Basalto	5.50	6.00
Calcare	2.80	4.80
Arenaria	1.50	1.70
Dolomite	1.70	1.90
Scisti	0.50	0.70
Scisti alterati	0.30	0.50
Gesso	0.60	0.80
Ardesia	1.60	1.80
SCIOLTO		
Limi argillosi	0.06	0.09
Argilla satura	0.05	0.08
Argilla sabbiosa compatta	0.20	0.40
Sabbia medio fine compatta	0.20	0.60
Argilla medio plastica dura	0.20	0.50
Argilla medio plastica media	0.16	0.29
Sabbia grossa e ghiaia compatta	0.29	0.60

E. Segre, "Proposta di metodo di prove semplici per tiranti di ancoraggio" (Industria Italiana del Cemento 6/88)

TERRENO	Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa]
---------	---

PROGETTAZIONE ATI:

GEOLOGIA E GEOTECNICA – GEOTECNICA – INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE - RELAZIONE

	min	med	max
Basalto compatto		5.73	
Granito alterato	1.5		2.5
Basalto		3.86	
Granito		4.83	
Serpentino		1.55	
Granito e basalto	1.72		3.10
Scisto		2.80	
Ardesia e argilla scistosa	0.83		1.38
Cacare		2.83	
Creta (Chalk)	0.22		1.07
Calcere argilloso		2.75	
Calcere tenero	1.03		1.52
Calcere dolomitico	1.38		2.07
Arenaria alterata	0.69		0.85
Limo ben cementato		0.69	
Arenaria compatta		2.24	
Arenaria	0.83		1.73
Marna del Keuper	0.17		0.25
Argilla scistosa tenera		0.35	
Argilla tenera e scistosa	0.21		0.83

G. S. Littlejohn, D.A. Bruce, "Rock anchors – Design and quality control"

PROGETTAZIONE ATI:

4 INTERVENTO DA PROG. 0+130 A PROG. 0+200

4.1 LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI

Come illustrato nella Relazione geologica (*codice elaborato T01GE01GEORE01*), dopo la rotatoria in corrispondenza di Via delle Guide Alpine, fino all'alveo del Torrente Bigontina, il tracciato di progetto si colloca al piede di una antica frana, oggi stabilizzata ma con alcune aree localmente instabili. Si riscontra la presenza di un colamento attivo, che interessa la porzione più a sud dell'opera. Nell'area si evidenziano zone umide, creep e smottamenti superficiali a riprova di alcune criticità residue. Morfologicamente l'area è caratterizzata da due ordini di terrazzo principali, uno attivo adiacente all'alveo torrentizio e uno superiore alla quota dei fabbricati, lungo Via delle Guide Alpine. Il lato spondale destro del torrente Boite invece risulta essere il piede di uno dei moltissimi colamenti lenti che caratterizzano la conca ampezzana.



Figura 4.6 Corpo di frana tra le progressive 0+130 e 0+220



Figura 4.7 Area potenzialmente instabile, piede di un antico corpo di frana complessa

Si rimanda all'elaborato Carta frana pk 0+130÷0+220 (*codice elaborato T01GE01GEODI01*) per i dettagli della ricostruzione del modello geologico di riferimento.

PROGETTAZIONE ATI:

4.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

4.2.1 Indagini eseguite

Nell'area circostante il fenomeno franoso in esame sono state eseguite le seguenti indagini:

- n. 4 sondaggi a carotaggio continuo (SC1-PZ, SC2-IN, SC3-PZ, S01-DH);
- installazione di n. 2 piezometri a tubo aperto (SC1-PZ, SC3-PZ);
- installazione di n. 1 inclinometro (SC2-IN)

Nei fori di sondaggio sono state eseguite n. 14 prove penetrometriche dinamiche (SPT) e n. 1 prova down hole (S01-DH)

I risultati della campagna di indagini pregresse "Fase I" (2017) sono riportati nel Fascicolo sulle indagini pregresse (*codice elaborato T01GE01GEORE02*). I risultati della campagna di indagini 2021 sono riportati nel Fascicolo sulle indagini (*codice elaborato T01GE01GEORE04*).

I risultati della campagna di monitoraggio piezometrico e inclinometrico 2022 sono riportati nel Report monitoraggio piezometrico e inclinometrico (*codice elaborato T01GE01GEORE05*).

Nella Relazione geotecnica (*codice elaborato T01GE02GETRE01*) sono inoltre riportati i risultati di tutte le indagini eseguite, in sito ed in laboratorio, e sono definiti i parametri caratteristici di calcolo per le unità geotecniche individuate.

Inoltre, per la stima di eventuali spostamenti del terreno e delle strutture ricadenti in un'area di circa 10 km² nell'intorno del centro abitato di Cortina è stata eseguita un'analisi storica con tecniche A-DInSAR (*Advanced Differential SAR Interferometry*) e DInSAR (*Differential SAR Interferometry*), su dati COSMO-SkyMed d'archivio.



Figura 4.8 Area di studio interferometrico dell'abitato di Cortina

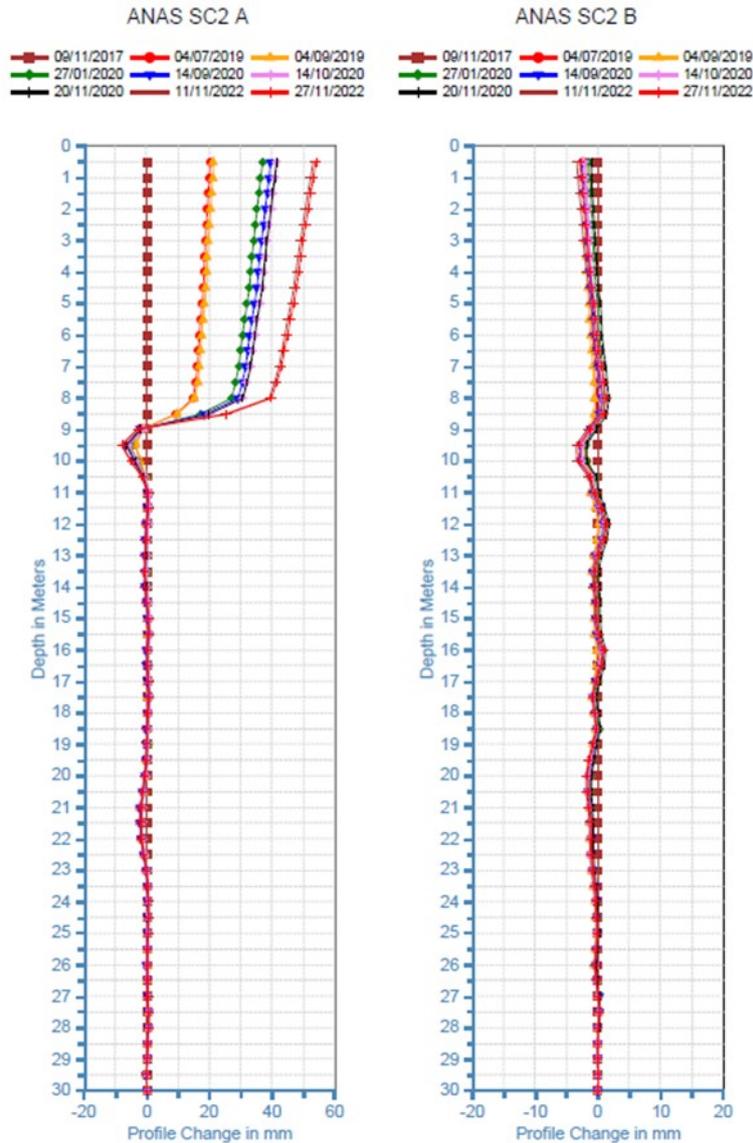


Figura 4.10 Livelli deformativi rilevati (SC2-IN)

4.2.3 Modello geotecnico di calcolo

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito coerentemente con il modello geologico. In particolare sono state redatte alcune sezioni geotecniche, trasversali al tracciato, lungo la linea di massima pendenza delle scarpate. Per il fenomeno franoso in esame si rimanda, in particolare, alle sezioni geotecniche "GEO01" e "GEO02" (*codice elaborato T01GE02GETSG01*).

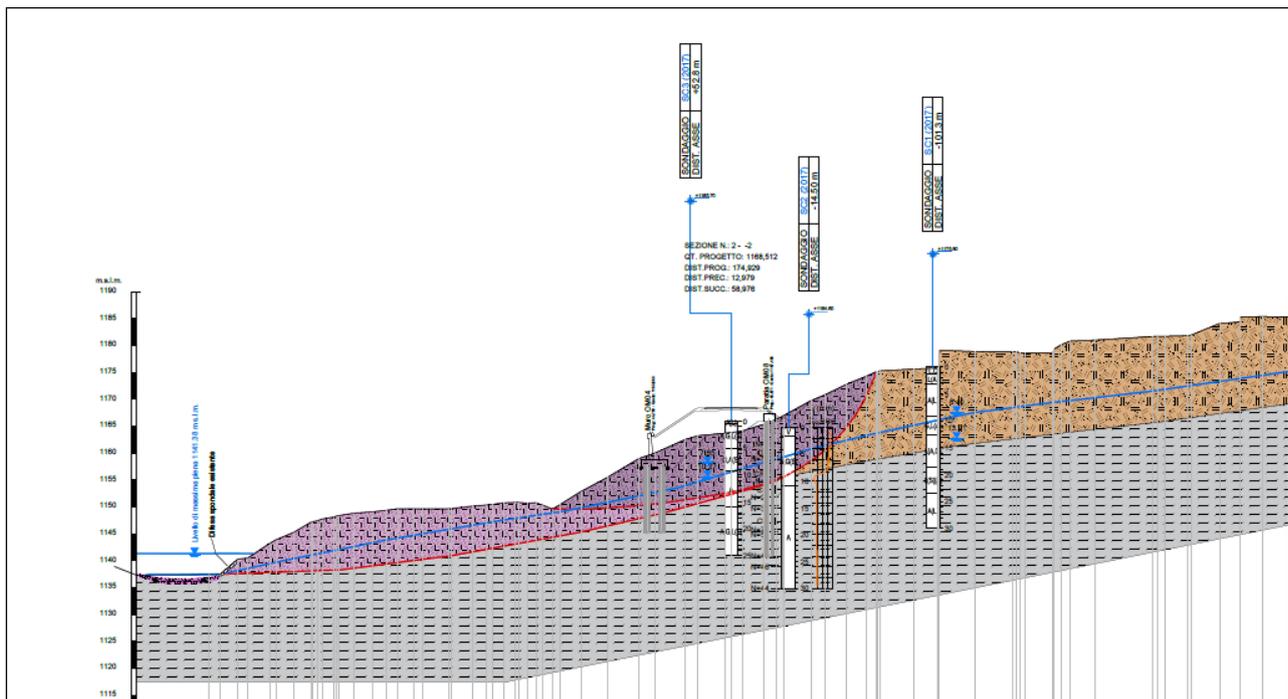


Figura 4.11 Sezione geotecnica "GEO02"

Per il dimensionamento delle opere geotecniche si è fatto riferimento alle seguenti unità geotecniche:

UG1b – Argilla

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 15 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 25^\circ$
Modulo di Young	$E = 30 \text{ MPa}$
Coeff. di Poisson	$\nu = 0,30$

UG3 – Corpo di frana

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 5 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 24^\circ$
Coesione efficace (in condizioni residue)	$c'_{\text{res}} = 0 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio (in condizioni residue)	$\varphi'_{\text{res}} = 20^\circ$
Modulo di Young	$E = 5 \text{ MPa}$
Coeff. di Poisson	$\nu = 0,30$
Permeabilità	$k = 3,50\text{E-}07 \div 3,50\text{E-}06 \text{ m/s}$

PROGETTAZIONE ATI:

I valori relativi alle condizioni residue sono stati considerati per il corpo di frana "attivo".

4.3 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Con riferimento al contesto geomorfologico, la scelta delle opere di stabilizzazione è conseguente alla definizione delle cause del meccanismo franoso. In particolare, è prevista una paratia a monte del tratto in rilevato realizzata con pali di grande diametro ($\varnothing 1500$) e interasse 1,80 m, che si configura come un intervento con lo scopo di trasferire gli sforzi tangenziali a formazioni non interessate dal movimento franoso. Vista la configurazione di progetto nel tratto di tracciato in esame, il rilevato stradale è sostenuto a valle da un muro in c.a. fondato su pali di grande diametro ($\varnothing 1200$) che contribuiscono alla stabilità dell'opera.

Il sistema di drenaggio, realizzato mediante dreni tubolari disposti radialmente di diametro $\varnothing 100$ e lunghezza pari a 15 m, all'interno dei pozzi, è stato previsto per ridurre i fenomeni di ristagno idrico immediatamente a valle del corpo di frana attivo, ovvero per evitare la riduzione della resistenza al taglio dovuta a un aumento delle pressioni neutre e, di conseguenza, di una riattivazione del corpo di frana "quiescente". I pozzi hanno un diametro interno di 3 m e sono realizzati con pali accostati in c. a. $\varnothing 800$. Il rivestimento interno ha uno spessore di 35 cm, con ordini di centine in acciaio HEB320 e sono realizzati per sottomurazione.

Le indagini geognostiche (sondaggio SC2-IN) hanno evidenziato che, nell'area in esame, la superficie di contatto tra il corpo di frana attivo e il materiale argilloso sottostante si trova ad una profondità compresa tra 9 m e 10,5 m dal piano campagna. La quota di realizzazione dei dreni tubolari necessaria a garantire la riduzione della pressione interstiziale può essere ragionevolmente assunta coincidente con la superficie di contatto tra la coltre superficiale rimaneggiata e il substrato argilloso. Di conseguenza, in fase di esecuzione, si dovrà assicurare che i pozzi siano opportunamente intestati nel substrato argilloso. Per i dettagli costruttivi del sistema di drenaggio si rimanda agli elaborati grafici (*codice elaborato T01GE02GETDI01-02*).

4.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

Si riportano le verifiche di stabilità eseguite in corrispondenza della sezione geotecnica tracciata in corrispondenza della massima pendenza del versante (Sezione geologica e geotecnica SG02).

Il modello geotecnico di riferimento è stato precedentemente illustrato. Sono state eseguite verifiche di stabilità considerando le varie fasi di realizzazione, di seguito illustrate;

Fase 0 – Ante operam: si considera la fase iniziale, valutando il coefficiente di sicurezza con riferimento alla superficie di scorrimento della frana definita "attiva"

Fase 1 – Realizzazione della paratia di monte (OM08)

Fase 2 – Scavi provvisori per la realizzazione del muro di sostegno del rilevato stradale (OM04)

Fase 3 – Realizzazione delle fondazioni del muro. In questa fase si considera la presenza dei pali di fondazione del muro stesso, come elemento strutturale

Fase 4 – Realizzazione del muro di sostegno e del rilevato stradale

Fase 5 – Condizioni finali, in cui si considera l'abbassamento del livello di falda in corrispondenza del sistema di dreni installato. Cautelativamente, la riduzione del livello di falda è considerato soltanto per il tratto in cui i dreni sono installati (lunghezza dreni $L = 15.0$ m), trascurando l'effetto di riduzione a monte degli stessi.

PROGETTAZIONE ATI:

Fase 6 – Si riportano, inoltre, le verifiche di stabilità in fase finale anche con riferimento alla superficie di scorrimento della frana recente, che risulta “quiescente”. Cautelativamente, nella geometria, si trascura la presenza della difesa spondale al piede del rilevato.

Nelle fasi finali 5 e 6 si considerano anche le condizioni sismiche.

Ad ulteriore garanzia della stabilità del corpo di frana più esteso, si considera anche una configurazione con falda in corrispondenza del torrente coincidente con il livello di massima piena.

Le verifiche di stabilità sono state condotte utilizzando il codice di calcolo *Slide2 Modeler* della *Rocscience Inc.*, applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop.

4.4.1 Verifiche di stabilità del pendio e del complesso opera di sostegno-terreno

Nelle verifiche di stabilità, eseguite con i metodi all'equilibrio limite, il contributo fornito dalla paratia e dai pali fondazione del muro è posto pari alla resistenza a taglio per unità di lunghezza del singolo palo, verificando successivamente la resistenza flessionale dei singoli elementi strutturali.

Faso 0 – Ante operam

Così come esposto nella Relazione geotecnica (*codice elaborato T01GE02GETRE01*), in condizioni *ante operam* e in condizioni residue il valore del coefficiente di sicurezza minimo lungo la superficie di scorrimento individuata assume un valore leggermente inferiore all'unità, $FS_{min}=0,98$ (Figura 4.12). Nelle analisi di stabilità è stata considerata la variabilità delle superfici di scorrimento, nell'intorno di quella individuata negli elaborati geologici. Le superfici analizzate sono indicate nelle figure seguenti.

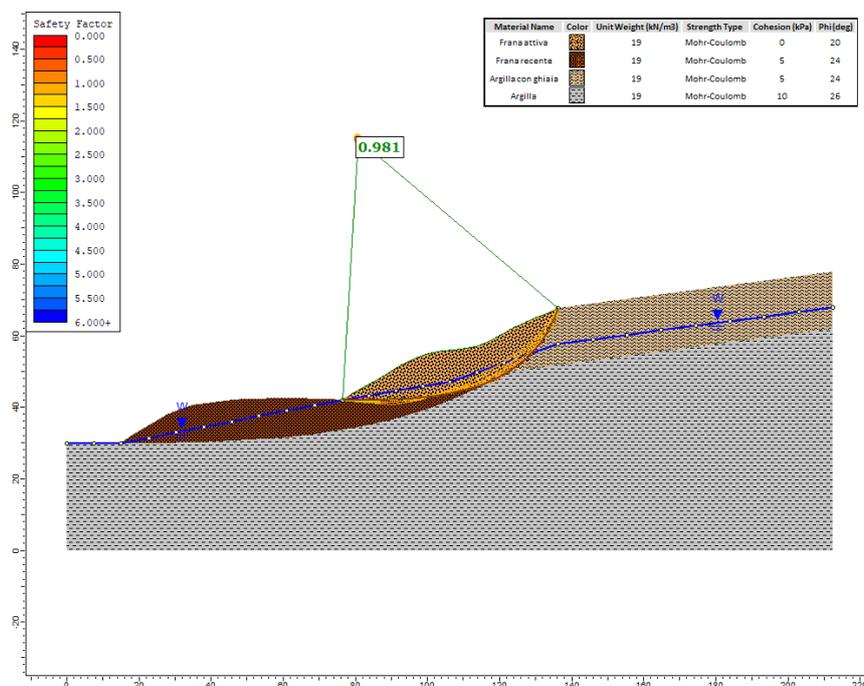


Figura 4.12 Fase 0 – Ante operam - Verifica di stabilità (condizioni residue - FS = 0,981).

Fase 1 – Realizzazione della paratia di pali di grande diametro OM08

Di seguito si riportano le analisi di stabilità in condizioni statiche considerando il solo contributo dovuto alla presenza della paratia di pali di grande diametro a monte del tratto in rilevato.

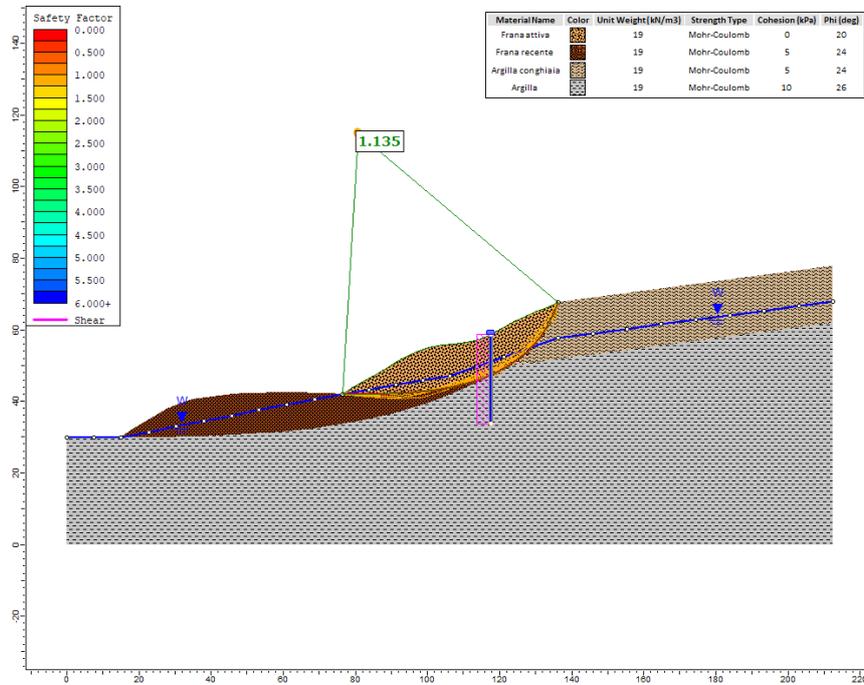


Figura 4.13 Fase 1 - Verifica di stabilità in condizioni statiche (FS = 1,135)

PROGETTAZIONE ATI:

Fase 2 – Scavo provvisorio per la realizzazione del muro di sottoscarpa OM04

Di seguito si riportano le analisi di stabilità in condizioni statiche considerando lo scavo per la realizzazione del muro di sostegno OM04 a valle del tratto in rilevato.

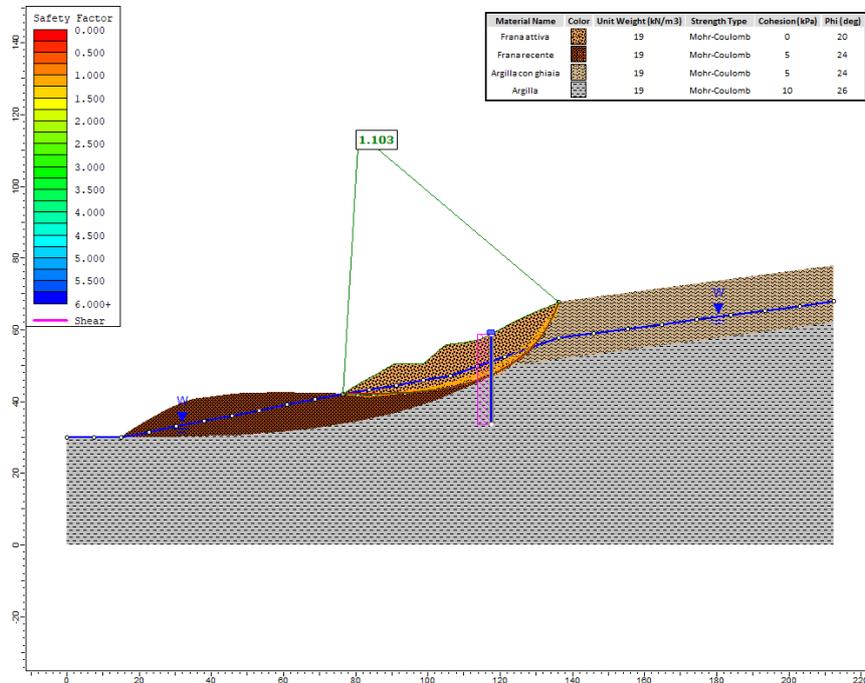


Figura 4.14 Fase 2 - Verifica di stabilità in condizioni statiche (FS = 1,103)

Fase 3 – Realizzazione della fondazione del muro di sottoscarpa OM04

Di seguito si riportano le analisi di stabilità in condizioni statiche considerando il contributo dovuto alla presenza dei pali di fondazione del muro di sostegno OM04 a valle del tratto in rilevato.

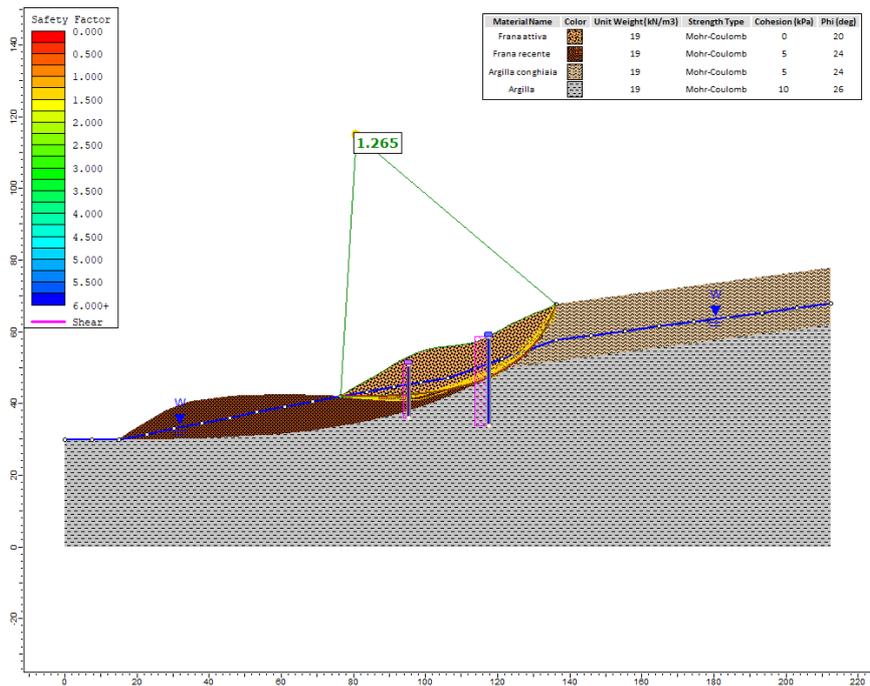


Figura 4.15 Fase 3 - Verifica di stabilità in condizioni statiche (FS = 1,265)

Fase 4 – Realizzazione del rilevato stradale

Di seguito si riportano le analisi di stabilità in condizioni statiche e dinamiche considerando anche la presenza del rilevato stradale. Si considera, inoltre, la presenza del sovraccarico stradale.

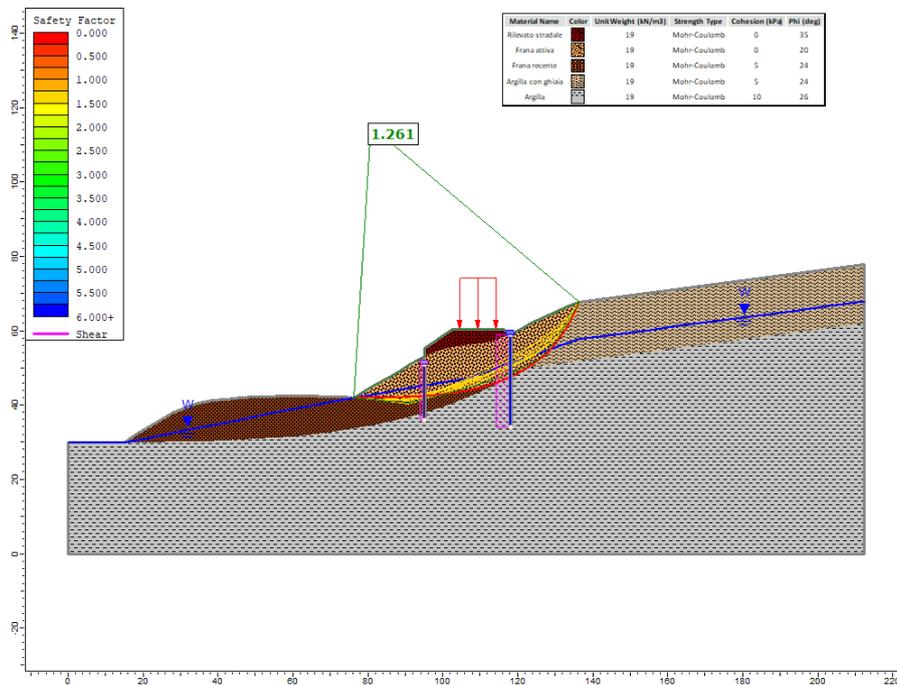


Figura 4.16 Fase 4 - Verifica di stabilità in condizioni statiche (FS = 1,261)

PROGETTAZIONE ATI:

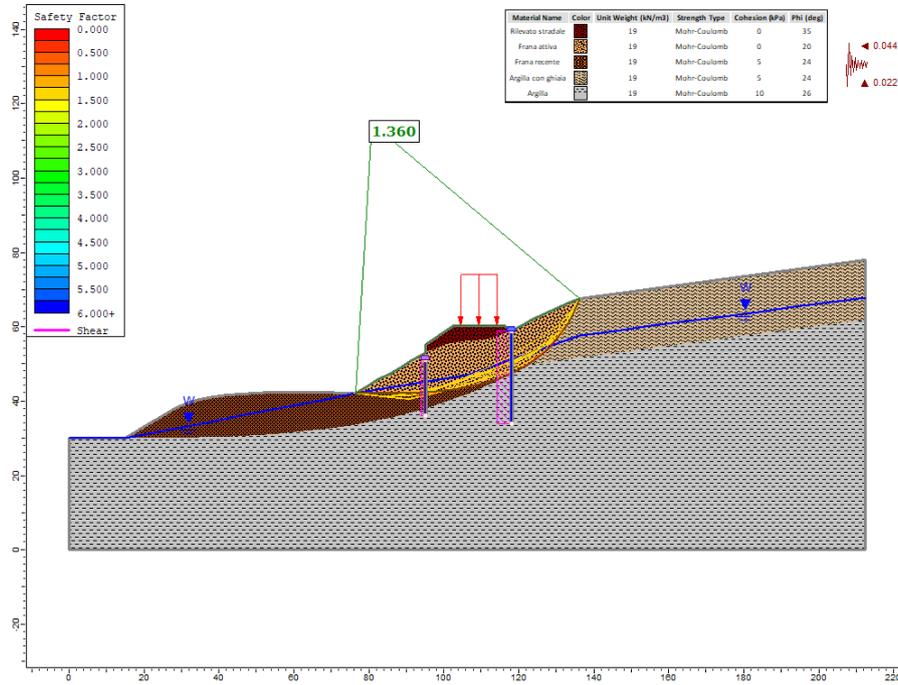


Figura 4.17 Fase 4 - Verifica di stabilità in condizioni dinamiche (FS = 1,360)

Fase 5 – Condizioni finali

Di seguito si riportano le analisi di stabilità in condizioni statiche e dinamiche nelle condizioni finali. Si considera anche una diminuzione delle pressioni interstiziali sulla superficie di scorrimento in corrispondenza dell'intervento di drenaggio.

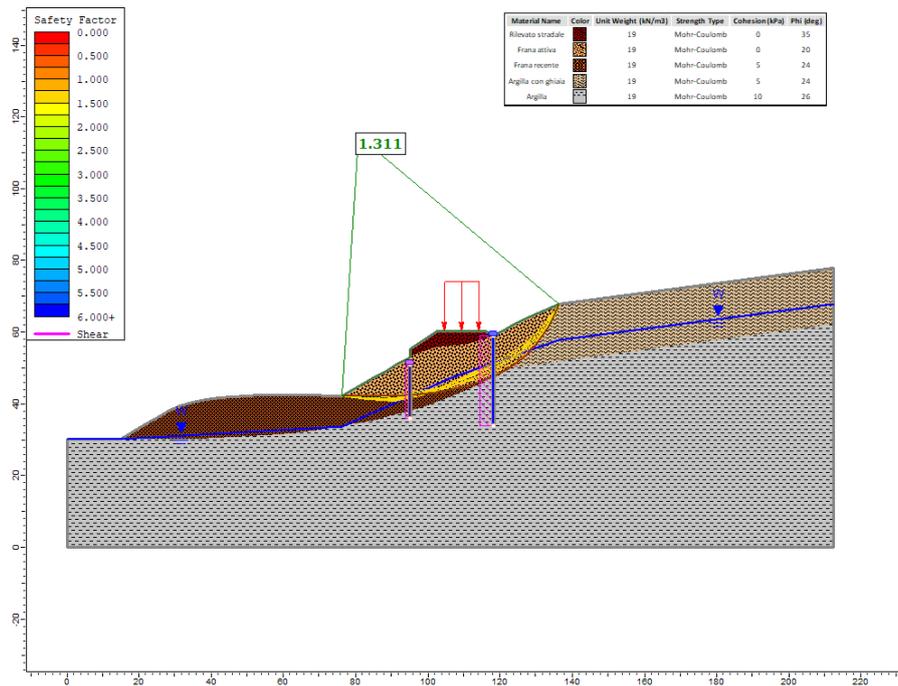


Figura 4.18 Fase 5 - Verifica di stabilità in condizioni statiche (FS = 1,311)

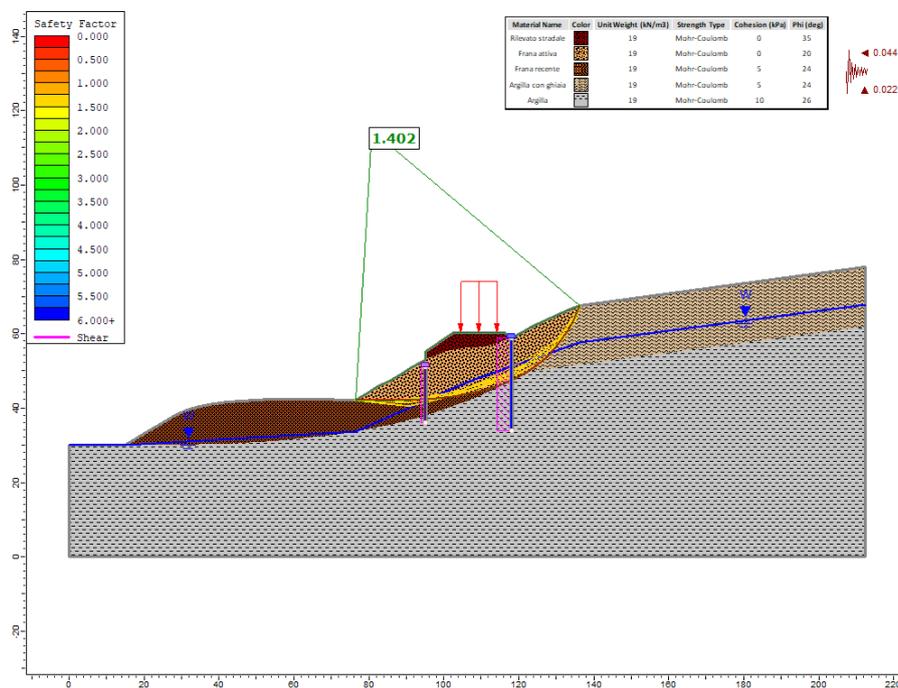


Figura 4.19 Fase 5 - Verifica di stabilità in condizioni dinamiche (FS = 1,402)

PROGETTAZIONE ATI:

Fase 6 – Condizioni finali – superficie di scorrimento frana quiescente

Di seguito si riportano le analisi di stabilità in condizioni statiche e dinamiche in condizioni finali, con riferimento alla superficie di scorrimento della frana recente, che risulta “quiescente”.

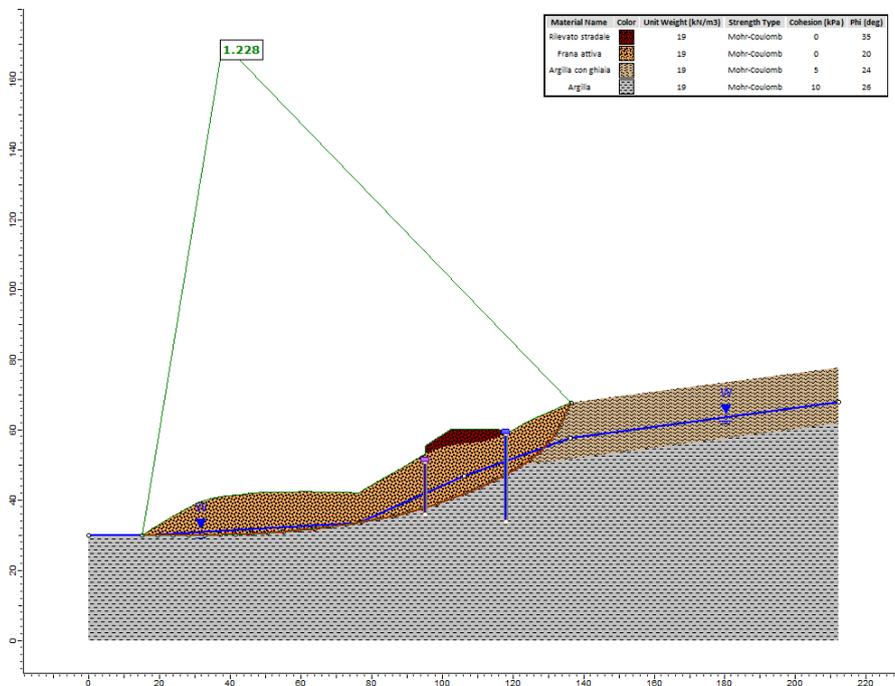


Figura 4.20 Fase 6 - Verifica di stabilità in condizioni statiche (FS = 1,228)

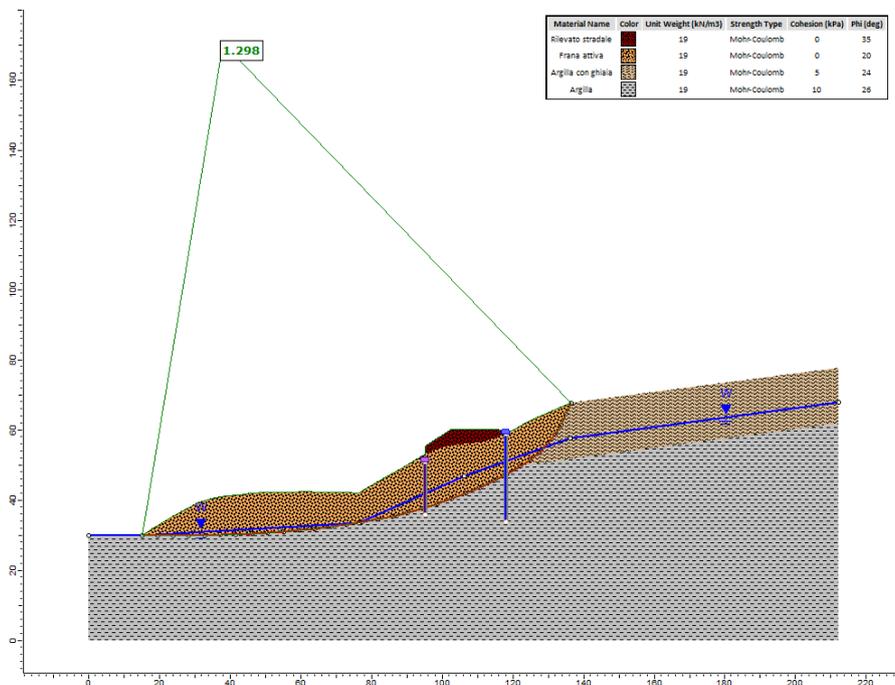


Figura 4.21 Fase 6 - Verifica di stabilità in condizioni dinamiche (FS = 1,298)

PROGETTAZIONE ATI:

Come sopra riportato, si riporta anche una configurazione con il livello di falda al piede della frana condizionato dal livello di massima piena del torrente.

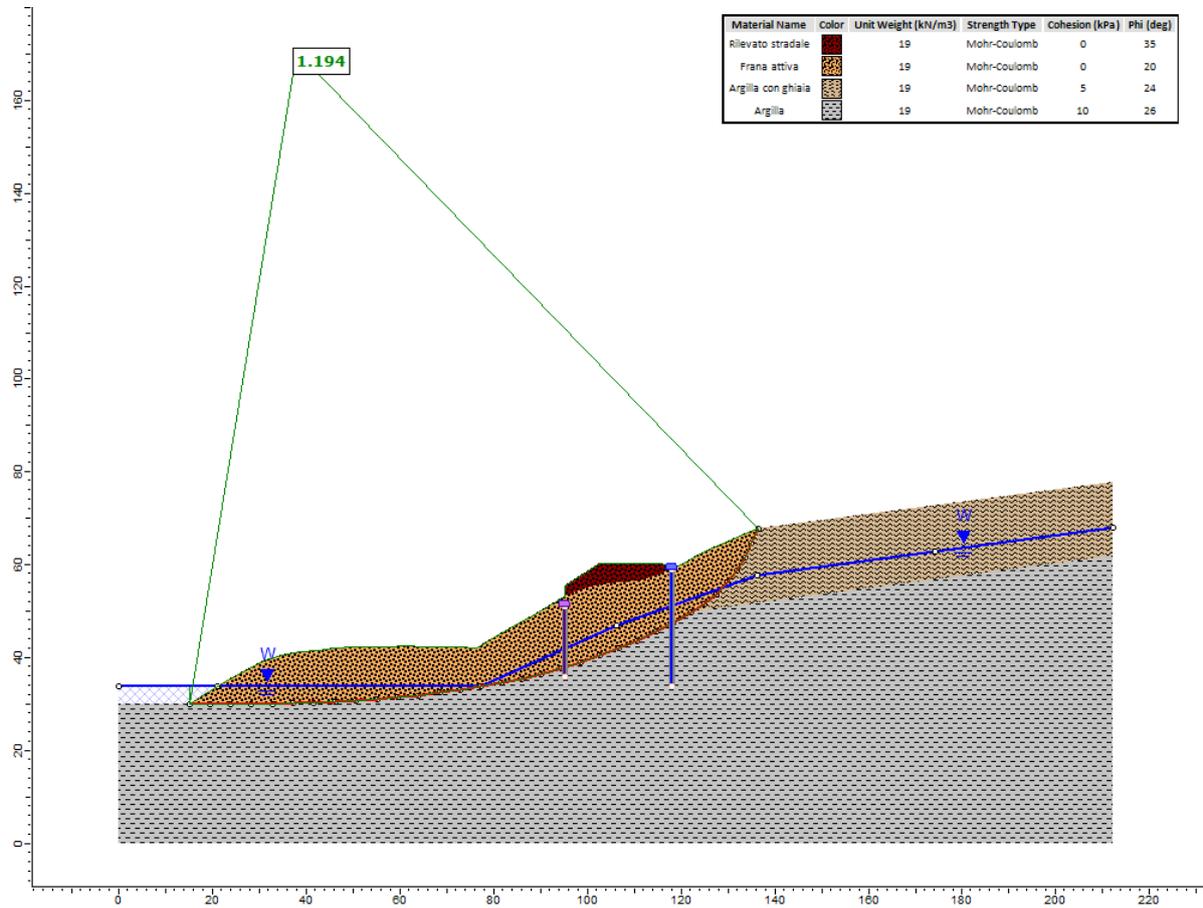


Figura 4.22 Fase 6 - Verifica di stabilità in condizioni statiche (FS = 1,194)

PROGETTAZIONE ATI:

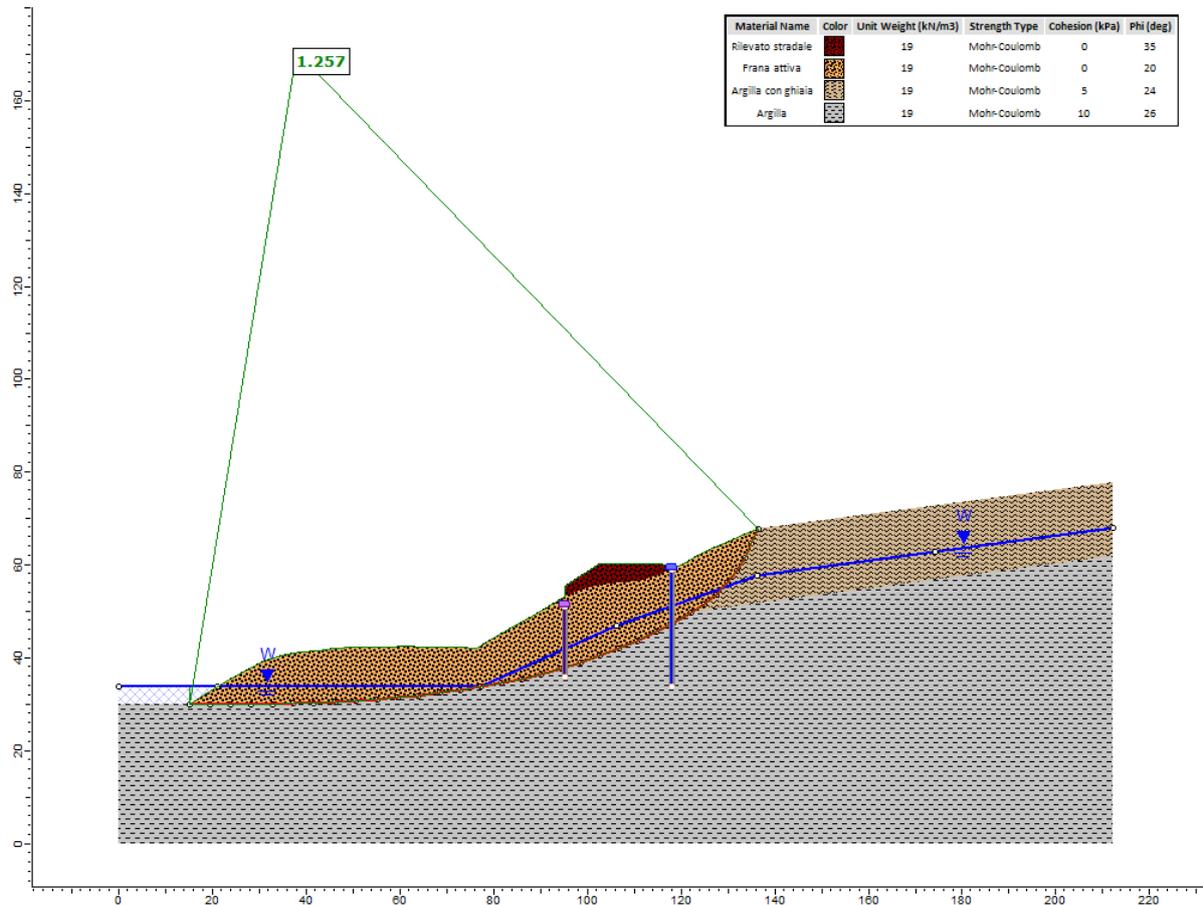


Figura 4.23 Fase 6 - Verifica di stabilità in condizioni dinamiche (FS = 1,257)

4.4.2 Verifiche strutturali della paratia

Nelle verifiche di stabilità, il contributo della presenza degli elementi strutturali (paratia di pali di grande diametro a monte e pali di fondazioni del muro di sostegno) è stato tenuto in conto considerando la resistenza a taglio per unità di lunghezza della struttura.

Per il dimensionamento della struttura, sono state eseguite verifiche a taglio e flessione. Il valore della forza orizzontale agente sul singolo palo è stato valutato dai risultati delle verifiche di stabilità, come differenza tra le forze orizzontali agenti sulla striscia in corrispondenza della paratia (Figura 4.24), moltiplicata per l'interasse dei pali ($i = 1,80$ m).

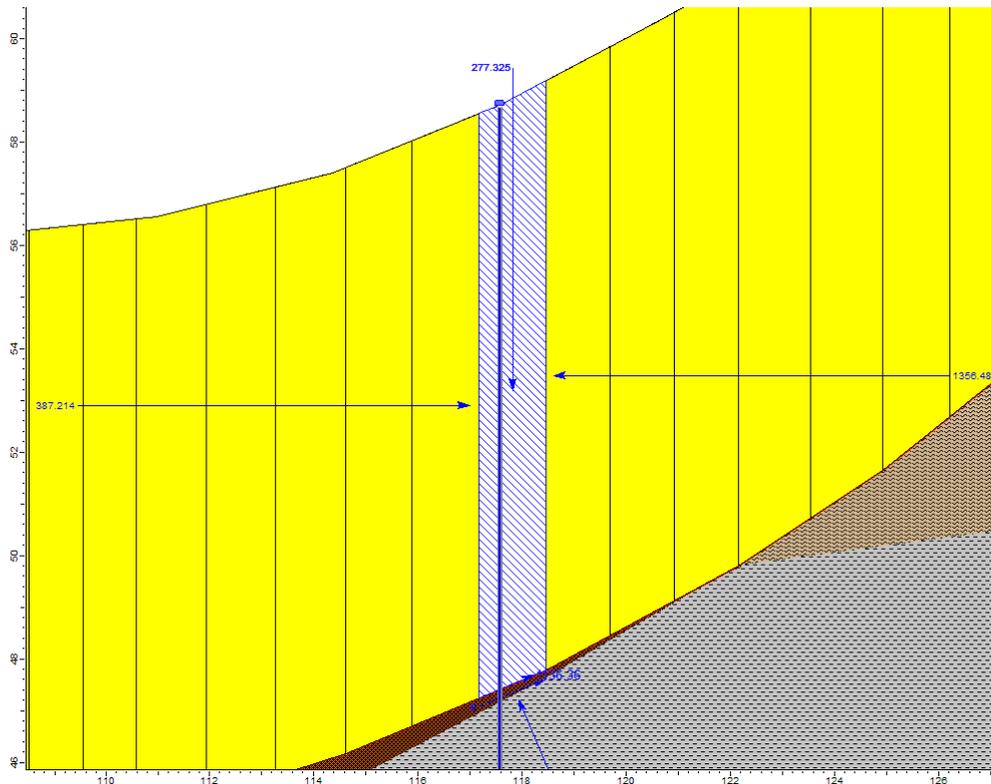


Figura 4.24 Striscia 36 in corrispondenza della paratia OM08, analisi di stabilità fase 1

Numero striscia	36
Peso della striscia	277,3 kN/m
Forzo normale alla base	-120,5 kN/m
Risultante agente sul lato sinistro	387,2 kN/m
Risultante agente sul lato destro	1356,5 kN/m

In particolare, si ottiene $H = 1356,5 - 387,2 = 969 \text{ kN/m}$. Dunque, la forza agente sul singolo palo risulta pari a $H_p = 969 \cdot 1,8 = 1744 \text{ kN}$.

Il momento flettente agente M_{Ed} sul singolo palo della paratia è stato valutato con riferimento allo schema di palo libero di ruotare e soggetto a una forza orizzontale H_p .

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dell'opera.

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C25/30

Acciaio B450C

PROGETTAZIONE ATI:

Resistenza a taglio

La valutazione della capacità è eseguita mediante le seguenti espressioni che analizzano rispettivamente il meccanismo di rottura dell'armatura trasversale " $V_{R,sd}$ " e quello dei puntoni compressi in calcestruzzo " $V_{R,cd}$ ", il valore di resistenza di progetto è pari al valore minore tra i due:

$$V_{R,sd} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha / s$$

$$V_{R,cd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_{cd} \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Si riportano di seguito le grandezze utilizzate per la determinazione del taglio resistente V_{Rd} .

Larghezza minima della sezione	b_w	150	cm
Altezza della sezione	h	120	cm
Copriferro	c	6	cm
Altezza utile della sezione	d	114	cm
Diametro delle staffe	d_w	12	mm
Diametro delle staffe	n_w	2	
Area totale staffe	A_{sw}	2,26	cm ²
Passo delle staffe	s	10	cm
Inclinazione delle staffe	α	90°	
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21,8°	

da cui:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{R,sd}; V_{R,cd} \} = \min \{ 2269 \text{ kN}; 3744 \text{ kN} \} = 2269 \text{ kN}$$

Resistenza a flessione

La valutazione della resistenza a flessione dei pali è stata eseguita trascurando il contributo dello sforzo normale ($N_{Ed} = 0$).

Per il calcolo del momento resistente della sezione dei pali oggetto di studio, è stato utilizzato il software *VCA SLU*.

Si riportano di seguito le grandezze utilizzate per la determinazione del momento resistente M_{Rd} .

Raggio della sezione	r	75	cm
N. barre longitudinali		32	
Diametro barre longitudinali	d	30	mm
Area totale barre longitudinali	A	226,19	cm ²
Copriferro	c	80	mm

M_{xRd} **4.982** kN m

σ_c **-14,17** N/mm²

σ_s **391,3** N/mm²

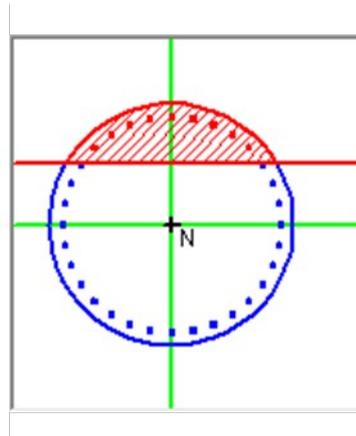
ϵ_c **3,5** ‰

ϵ_s **10,05** ‰

d **142** cm

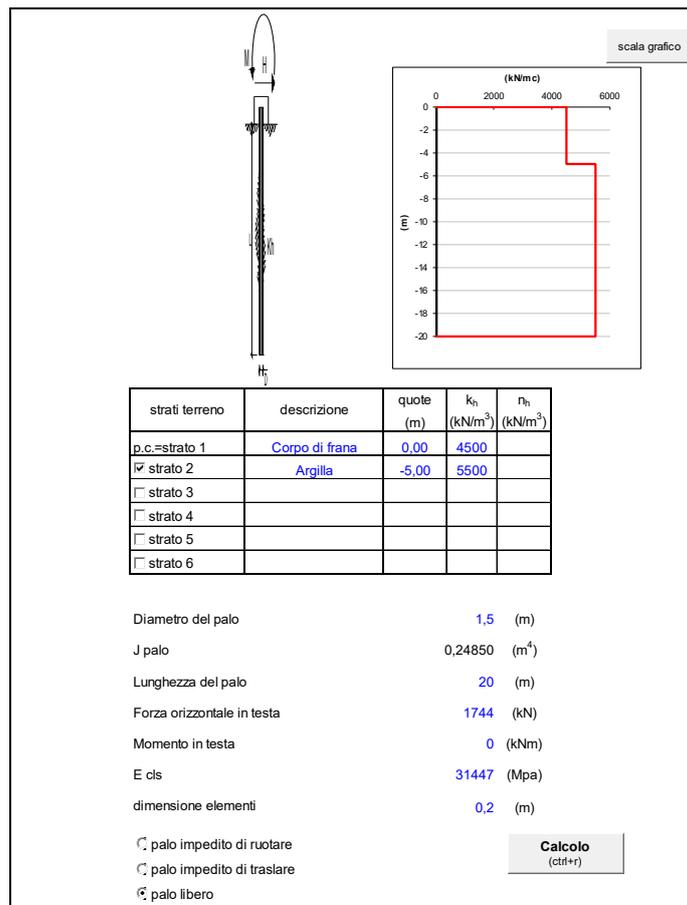
x **36,68** x/d **0,2583**

δ **0,7629**



Da cui risulta $M_{Rd} = 4982$ kNm.

Si riporta di seguito il diagramma delle sollecitazioni per il palo soggetto a carico orizzontale (nel modello l'azione orizzontale, risultante delle azioni sul palo) è applicata in corrispondenza della metà dell'altezza dello strato costituente il corpo di frana, da cui lo spessore di 5,0 m del primo strato con rigidità delle molle inferiore.



Il diagramma del momento agente sul palo è riportato in Figura 4.25. Il momento massimo agente, risulta pari a $M_{max} = 4519 \text{ kNm} < M_{Rd} = 4982 \text{ kNm}$. La verifica risulta, pertanto, soddisfatta.

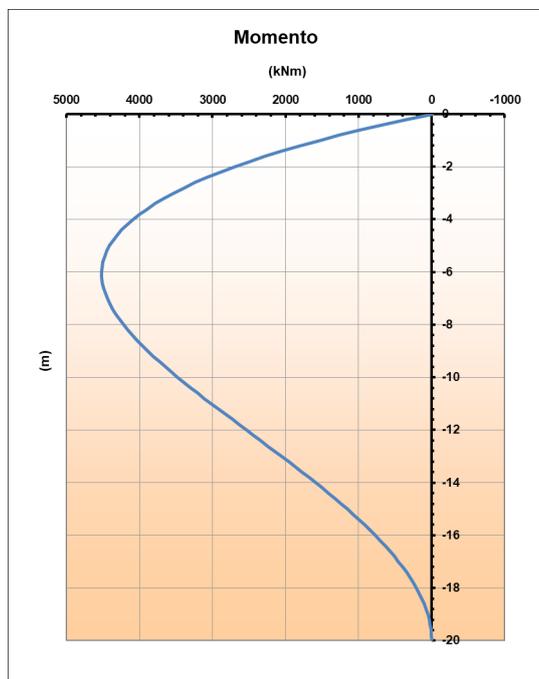


Figura 4.25 Diagramma del momento agente su un palo della paratia OM08

4.4.3 Sistema di drenaggio

4.4.3.1 Analisi delle condizioni di attivazione dei meccanismi di instabilità (ante operam)

È stata analizzata la condizione di innesco dei meccanismi di instabilità del versante considerando quanto descritto nel § 3.2.2. Per ottenere la posizione della falda riferita al piano campagna ($H - z_w$), che corrisponde alle condizioni di incipiente scorrimento del versante (Eq. 3), si sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Peso dell'unità di volume terreno	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Peso dell'unità di volume acqua	$\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 20^\circ$
Pendenza media superficie di scorrimento	$\beta = 15^\circ$
Profondità superficie di contatto	$H = 10,0 \text{ m}$

da cui

$$\frac{H - z_w}{H} = 0,49 \Rightarrow H - z_w = 4,90 \text{ m}$$

Tale condizione costituisce lo scenario di riferimento per il dimensionamento dell'intervento di stabilizzazione previsto per il caso in esame. Si considera, dunque:

Fattore di sicurezza iniziale FS_0

1,00

PROGETTAZIONE ATI:

4.4.3.2 Analisi delle condizioni di stabilità in presenza degli interventi (post operam)

Valutazione del massimo incremento del coefficiente di sicurezza

Nel § 4.4.3.1 sono state analizzate le condizioni *ante operam* del pendio che determinano l'innescio dei meccanismi di instabilità. Nello specifico, quando la superficie libera della falda è prossima ai 5 m dal piano campagna il coefficiente di sicurezza iniziale, in assenza dell'intervento di drenaggio è pari a $F S_0 = 1,00$.

Il valore massimo del coefficiente di sicurezza $F S_{max}$ è stato stimato nell'ipotesi di coesione nulla ($c' = 0$ kPa), imponendo che la pressione interstiziale sia nulla ($u = 0$ kPa) lungo la superficie di scorrimento. In particolare, si ottiene:

$$u = 0 \Rightarrow F S_{max} = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} = 1,36$$

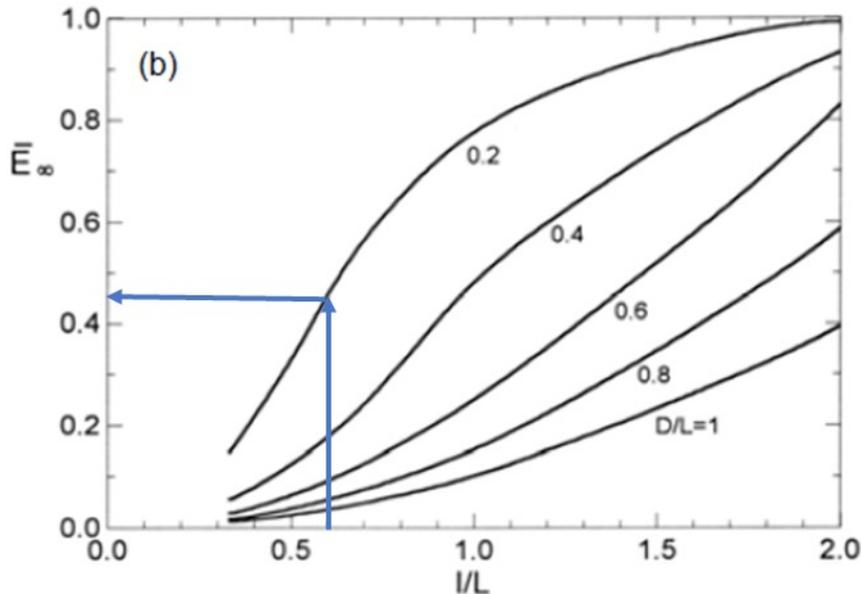
Il massimo incremento ottenibile del coefficiente di sicurezza è quindi $\Delta F S_{max} = F S_{max} - F S_0 = 0,36$.

Calcolo dell'efficienza media a regime

Sulla base delle caratteristiche dell'intervento e in accordo con le grandezze geometriche precedentemente introdotte, si assume:

Lunghezza dei dreni l	15 m
Profondità del piano di valutazione dell'efficienza $D = z_w \cos \beta$	≈ 5 m
Lunghezza della porzione di frana considerata L	25 m
Rapporto D/L	0,2
Rapporto l/L	0,6

Il valore dell'efficienza media a regime \bar{E}_∞ è stato valutato mediante l'abaco di Figura 3.4.



In condizioni di regime, dunque, l'intervento previsto è in grado di garantire un'efficienza del 45% lungo un piano posto in corrispondenza della superficie di scorrimento D.

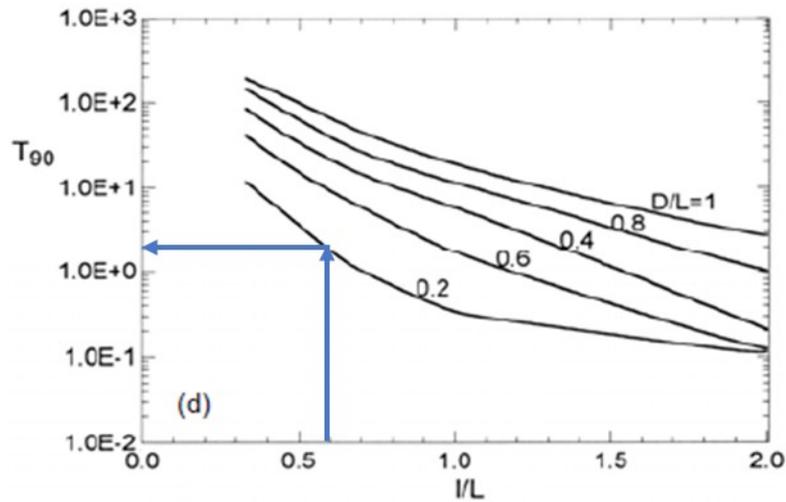
Dunque, il massimo incremento ottenibile del coefficiente di sicurezza a regime è $\Delta F S_{\infty} = \bar{E}_{\infty} \cdot \Delta F S_{max} = 0,16$.

Calcolo del coefficiente di sicurezza e del fattore tempo al 90%

Il valore del fattore tempo al 90% T_{90} è stato stimato in funzione del rapporto I/L e del rapporto D/L mediante l'abaco di Figura 3.5.

Il tempo necessario al raggiungimento di un'efficienza del 90% è stato valutato mediante l'Eq. 11 in funzione della permeabilità k associata al corpo di frana (considerando un range di variabilità pari a $3,50E-07 \div 3,50E-06$ m/s).

Fattore tempo al 90% T_{90}	2,00E+01
Tempo in giorni, al raggiungimento di un'efficienza del 90%	0,20 ÷ 2 giorni
Efficienza media al 90% $E_{(t90)}$	0,41
Incremento fattore di sicurezza al 90% $\Delta FS_{(t90)}$	0,15
Fattore di sicurezza al 90% $FS_{(t90)}$	1,15



In condizioni di regime, dunque, l'intervento previsto è in grado di garantire un margine di sicurezza pari a $F S_{\infty} = 1,15$.

PROGETTAZIONE ATI:

5 INTERVENTO DA PROG. 0+600 A PROG. 0+660

5.1 LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI

Come illustrato nella Relazione geologica (*codice elaborato T01GE01GEORE01*), sulla sponda sinistra del torrente Bigontina, poco a monte della confluenza con il Boite si riconoscono evidenze di un movimento franoso (probabilmente di colamento lento) di cui permangono sul terreno i segni del coronamento della frana oltre che indizi dei movimenti subiti. Le evidenze geomorfologiche suggeriscono che questo dissesto possa essere localmente attivo nella sua parte più corticale; si riconoscono infatti segni di creep e locali smottamenti superficiali. Inoltre anche la forte ansa formata dal Bigontina è un indizio del movimento avvenuto in passato. La zona potenzialmente critica è compresa tra la progressiva 600 m e la 660 m ed è in parte coperta da vegetazione.



Figura 5.26 Evidenze geomorfologiche del movimento franoso sulla spalla sinistra del Bigontina

5.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

5.2.1 Indagini eseguite

Nell'area circostante il fenomeno franoso in esame sono state eseguite le seguenti lavorazioni:

- n. 4 sondaggi a carotaggio continuo (SC5-PZ, S5a-IN, S5b-IN, S8-IN);
- installazione di n. 1 piezometro a tubo aperto (SC5-PZ);
- installazione di n. 3 inclinometri (S5a-IN, S5b-IN, S8-IN);
- n. 43 prove penetrometriche dinamiche (SPT);
- n. 1 prova MASW (MASW02);

I risultati delle campagne di indagini pregresse "Fase I" (2017) sono riportati nel Fascicolo sulle indagini pregresse (*codice elaborato T01GE01GEORE02*). I risultati delle campagne di indagini pregresse "Fase II" (2020) sono riportati nel Fascicolo sulle indagini pregresse (*codice elaborato T01GE01GEORE03*). I risultati della campagna di indagini 2021 sono riportati nel Fascicolo sulle indagini (*codice elaborato T01GE01GEORE04*).

I risultati della campagna di monitoraggio piezometrico e inclinometrico 2022 sono riportati nel Report monitoraggio piezometrico e inclinometrico (*codice elaborato T01GE01GEORE05*).

PROGETTAZIONE ATI:

Nella Relazione geotecnica (*codice elaborato T01GE02GETRE01*) sono inoltre riportati i risultati di tutte le indagini eseguite, in sito ed in laboratorio, e sono definiti i parametri caratteristici di calcolo per le unità geotecniche individuate.

5.2.2 Dati di monitoraggio

5.2.2.1 Monitoraggio piezometrico

La misura del carico idraulico e la ricostruzione della superficie piezometrica in corrispondenza del fenomeno franoso in esame è stata eseguita con riferimento al piezometro SC5-PZ.

Nella Figura 5.27 si riportano i livelli di falda rilevati durante le diverse misurazioni.

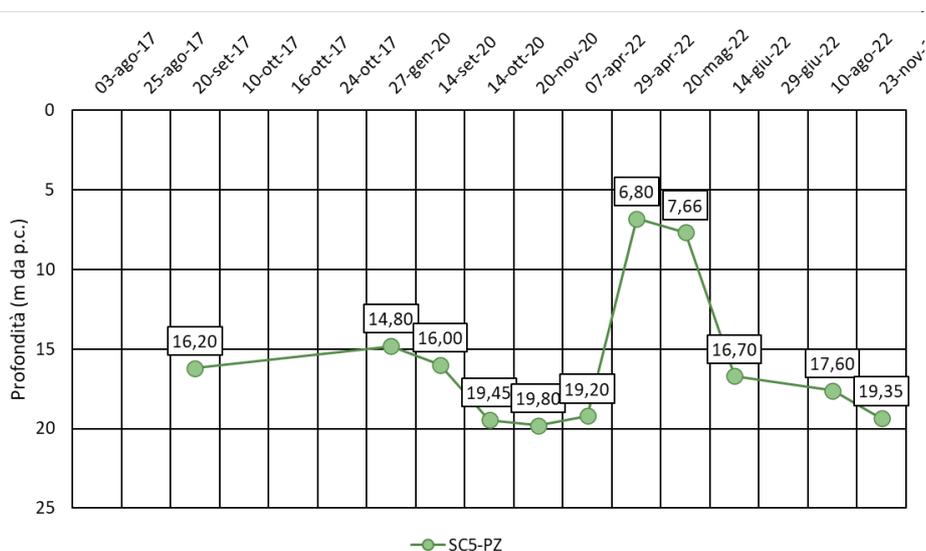


Figura 5.27 Livelli di falda rilevati (SC5-PZ)

5.2.2.2 Monitoraggio inclinometrico

Il monitoraggio del fenomeno franoso, presente tra la progressiva km 0+600 e la progressiva km 0+660, è realizzato mediante l'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo attrezzati con un inclinometro (SC5a-IN, S5b-IN, S8-IN).

Dalle prime misure inclinometriche eseguite nei fori S5a-IN e S8-IN (da settembre 2020 a novembre 2020) non si ricavano indicazioni di movimenti (quantomeno di entità rilevabile con la sensibilità della strumentazione installata) e/o comunque compatibili con la cinematica di un possibile movimento di pendio. Le misure su questi strumenti indicherebbero quindi che i movimenti di pendio non avrebbero intaccato la zona terrazzata sul quale sorge il complesso dei Carabinieri.

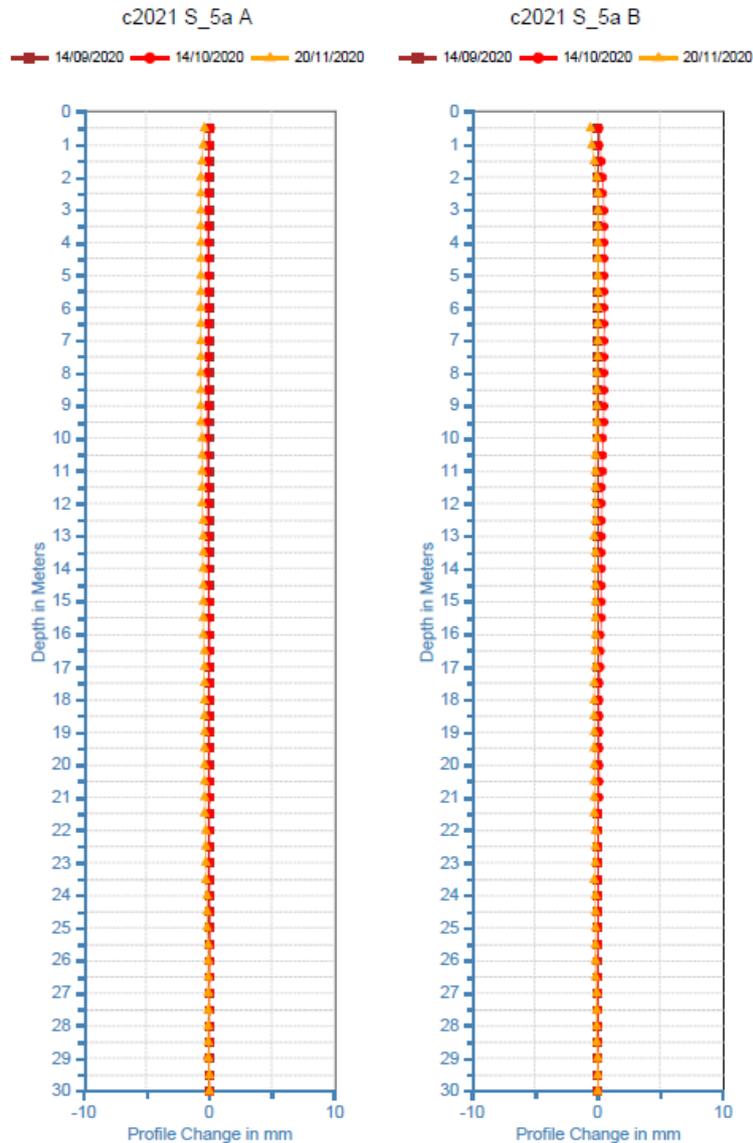


Figura 5.28 Livello deformativi rilevati (S5a-IN)

Le misure inclinometriche eseguite sul foro S5b-IN sembrano invece evidenziare una deformazione plastica (seppur molto lenta) a partire da una profondità di circa 7 m dalla testa del tubo con associato un movimento che comporta una deriva della testa del tubo di 42,62 mm totali (da novembre 2020 a novembre 2022). Il modello deformativo descritto dall'inclinometro metterebbe quindi in evidenza la presenza di una superficie di scorrimento alla profondità di circa 6÷7 m con tassi di movimento registrati in testa al tubo di 1,4 cm/anno fino alla data attuale.

PROGETTAZIONE ATI:

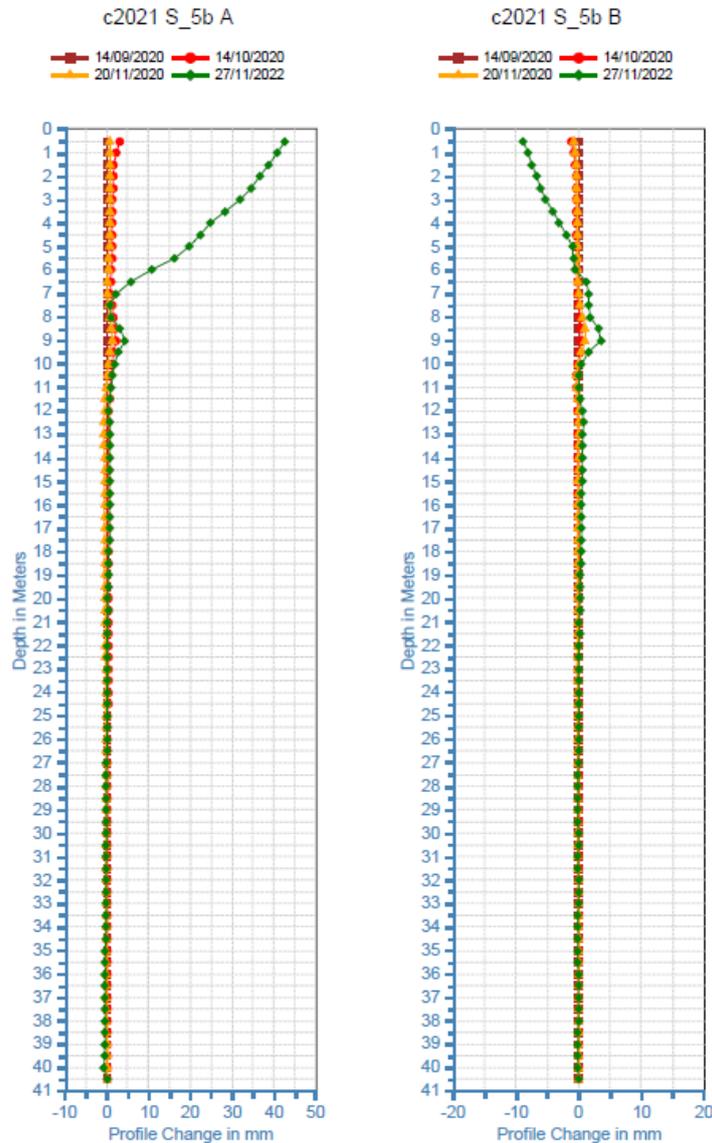


Figura 5.29 Livello deformativi rilevati (S5b-IN)

5.2.3 Modello geotecnico di calcolo

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito coerentemente con il modello geologico. A tal proposito è stata redatta una sezione geotecnica, trasversale al tracciato. Per il fenomeno franoso in esame si rimanda, in particolare, alla sezione geotecnica "GEO06" (codice elaborato T01GE02GETSG02).

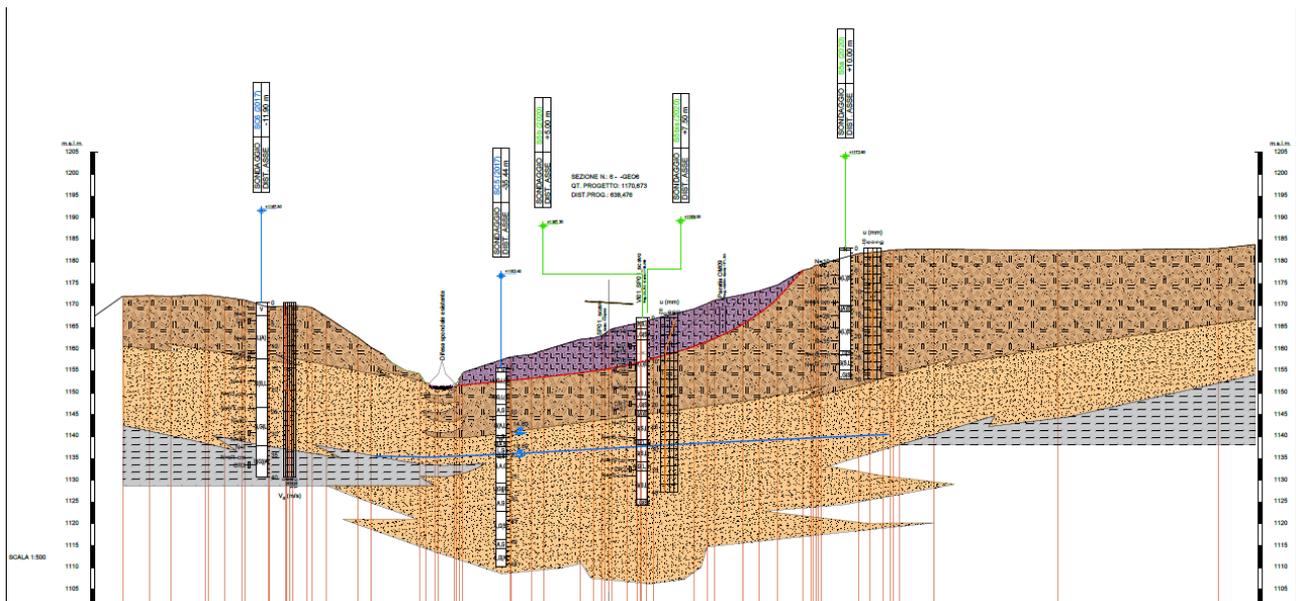


Figura 5.30 Sezione geotecnica "GEO06"

Per il dimensionamento delle opere geotecniche si è fatto riferimento alle seguenti unità geotecniche:

UG1a – Argilla con ghiaia

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 10 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 26^\circ$
Modulo di Young	$E = 30 \text{ MPa}$
Coeff. di Poisson	$\nu = 0,30$

UG3 – Corpo di frana

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 5 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 24^\circ$
Coesione efficace (in condizioni residue)	$c'_{\text{res}} = 0 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio (in condizioni residue)	$\varphi'_{\text{res}} = 20^\circ$
Modulo di Young	$E = 5 \text{ MPa}$
Coeff. di Poisson	$\nu = 0,30$
Permeabilità	$k = 3,50\text{E-}07 \div 3,50\text{E-}06 \text{ m/s}$

I valori relativi alle condizioni residue sono stati considerati per il corpo di frana "attivo".

PROGETTAZIONE ATI:

5.3 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Con riferimento al contesto geomorfologico, la scelta delle opere di stabilizzazione è conseguente alla definizione delle cause del meccanismo franoso. In particolare, in corrispondenza del fenomeno individuato e delle caratteristiche delle opere in progetto, è prevista la realizzazione di una paratia realizzata con pali di grande diametro ($\varnothing 1500$) e interasse 1,80 m, a monte dell'infrastruttura. In questo tratto infatti il tracciato corre in viadotto. Le fondazioni della spalla sono previste su pozzi di fondazione, tipologia di fondazione che garantisce una maggiore resistenza alle forze orizzontali derivate da eventuali movimenti franosi. La struttura di pali di grande diametro prevista ha la funzione di presidio dell'infrastruttura. Durante le fasi realizzative, a valle della stessa sono previsti scavi per la realizzazione della fondazione della spalla e della vasca di raccolta. Si osserva che tali scavi hanno durata ed estensione limitata. In fase finale l'opera è parzialmente interrata, con un tratto scavato in corrispondenza del piazzale e un'altezza di scavo contenuta tra 2,00 e 6,00 m. Al fine di ridurre gli spostamenti orizzontali della paratia è stato inserito un ordine di tiranti a 5 trefoli in testa, di lunghezza complessiva pari a 24,0 m (lunghezza libera 16,0 m e lunghezza del bulbo 8,0 m).

PROGETTAZIONE ATI:

5.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

Si riportano le verifiche di stabilità eseguite in corrispondenza della sezione geotecnica tracciata in corrispondenza della massima pendenza del versante (Sezione geologica e geotecnica SG06).

Il modello geotecnico di riferimento è stato precedentemente illustrato. Sono state eseguite verifiche di stabilità considerando le varie fasi di realizzazione, di seguito illustrate;

Fase 0 – Ante operam: si considera la fase iniziale, valutando il coefficiente di sicurezza con riferimento alla superficie di scorrimento della frana

Fase 1 – Realizzazione della paratia di monte (OM09)

Fase 2 – Condizioni finali, con scavo a valle della paratie

Le verifiche di stabilità sono state condotte utilizzando il codice di calcolo *Slide2 Modeler* della *Rocscience Inc.*, applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop.

5.4.1 Verifiche di stabilità del pendio e del complesso opera di sostegno-terreno

Nelle verifiche di stabilità, eseguite con i metodi all'equilibrio limite, il contributo fornito dalla paratia e dai pali fondazione del muro è posto pari alla resistenza a taglio per unità di lunghezza del singolo palo, verificando successivamente la resistenza flessionale dei singoli elementi strutturali.

Faso 0 – Ante operam

Così come esposto nella Relazione geotecnica (*codice elaborato T01GE02GETRE01*), in condizioni *ante operam* e in condizioni residue il valore del coefficiente di sicurezza minimo lungo la superficie di scorrimento individuata assume un valore leggermente inferiore all'unità, $FS_{min} = 1,01$ (Figura 5.31). Nelle analisi di stabilità è stata considerata la variabilità delle superfici di scorrimento, nell'intorno di quella individuata negli elaborati geologici. Le superfici analizzate sono indicate nelle figure seguenti.

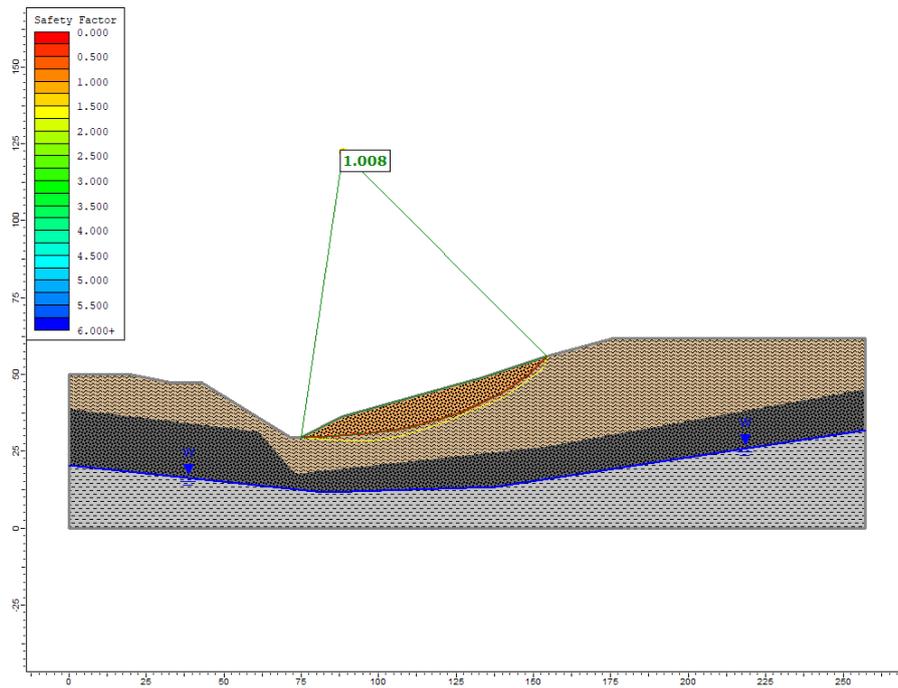


Figura 5.31 Fase 0 - Verifica di stabilità, condizioni residue (FS = 1,008)

Fase 1 – Paratia di pali di grande diametro OM09

Di seguito si riportano le analisi di stabilità in condizioni statiche considerando il solo contributo dovuto alla presenza della paratia di pali di grande diametro a monte del tratto in rilevato.

PROGETTAZIONE ATI:

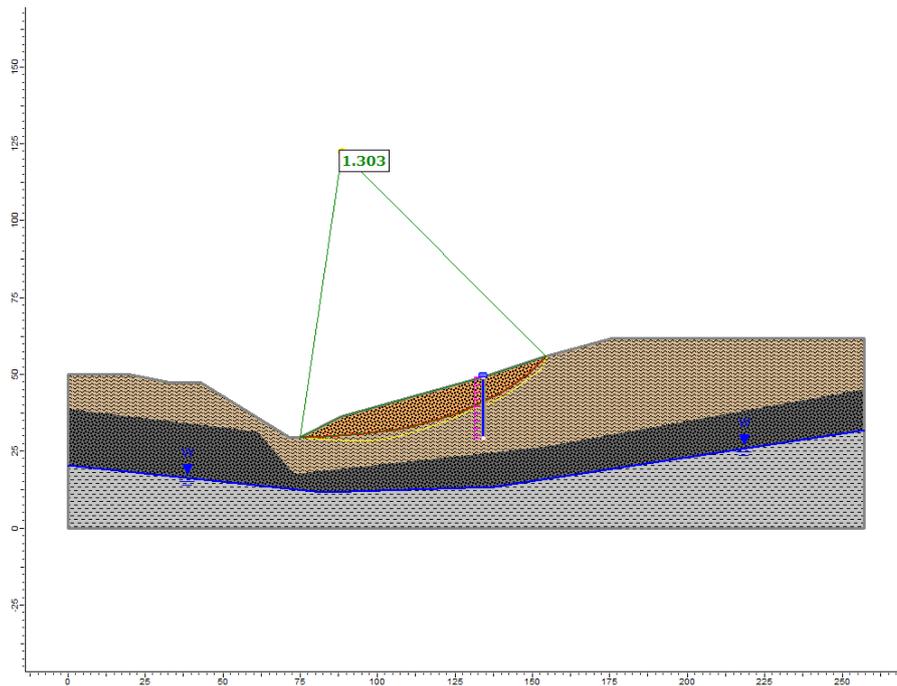


Figura 5.32 Fase 1 - Verifica di stabilità in condizioni statiche (FS = 1,303)

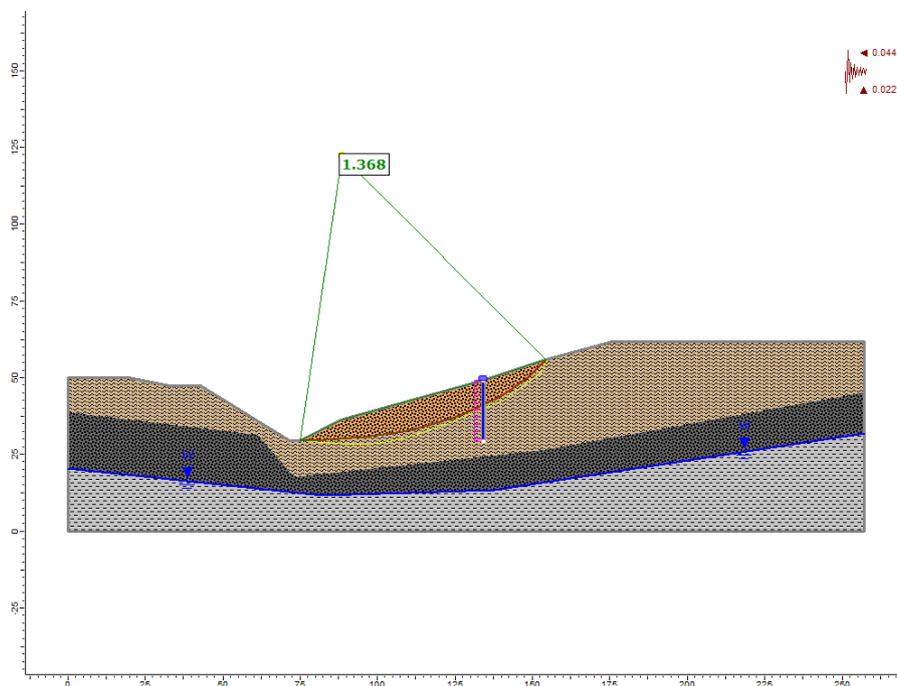


Figura 5.33 Fase 1 - Verifica di stabilità in condizioni dinamiche (FS = 1,368)

PROGETTAZIONE ATI:

Fase 2 – Condizioni finali

Di seguito si riportano le analisi di stabilità in condizioni statiche e dinamiche in condizioni finali, considerando uno scavo a valle della paratia di circa 6.00 m.

Le analisi di stabilità sono state eseguite sul corpo di frana, trascurando la presenza delle strutture di fondazione del viadotto. Cautelativamente, inoltre, si trascura la presenza dei tiranti installati sul cordolo della paratia.

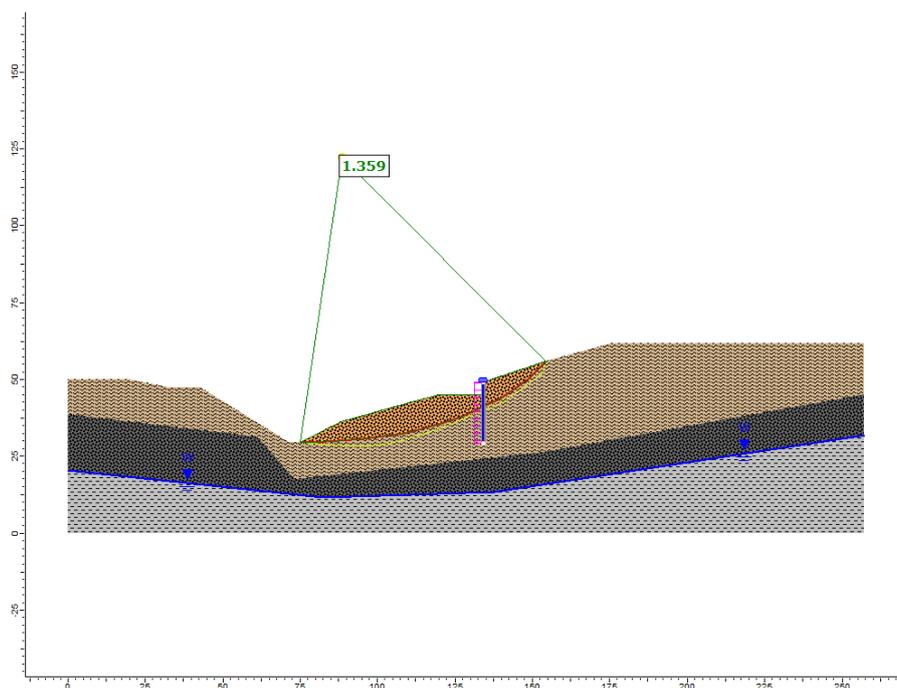


Figura 5.34 Fase 1 - Verifica di stabilità in condizioni statiche (FS = 1,359)

PROGETTAZIONE ATI:

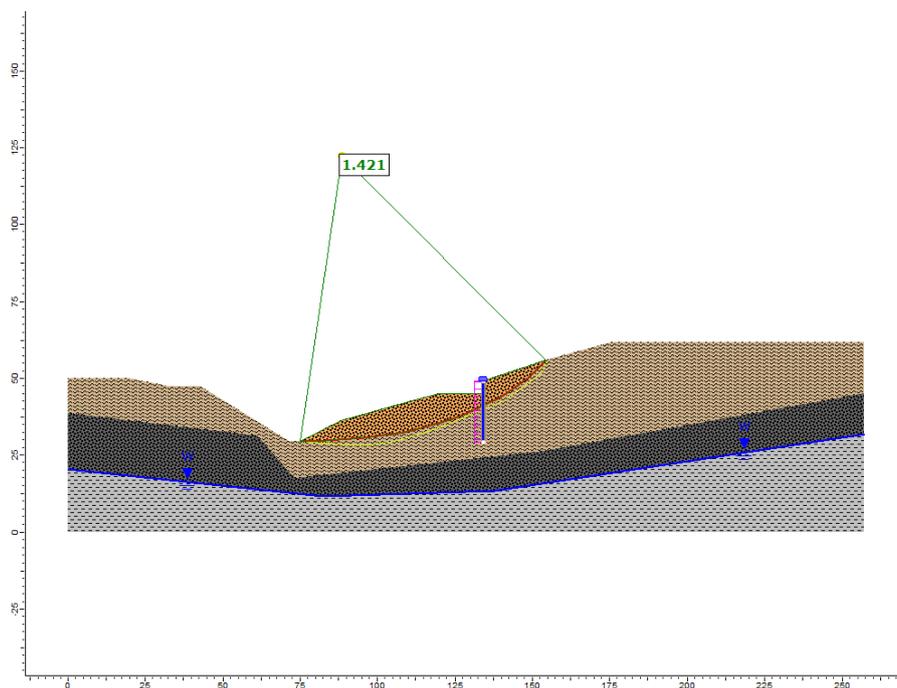


Figura 5.35 Fase 1 - Verifica di stabilità in condizioni dinamiche (FS = 1,421)

5.4.2 Verifiche strutturali della paratia OM09

Determinazione della resistenza a taglio

Nelle verifiche di stabilità, il contributo della presenza degli elementi strutturali (paratia di pali di grande diametro a monte e pali di fondazioni del muro di sostegno) è stato tenuto in conto considerando la resistenza a taglio per unità di lunghezza della struttura.

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C25/30

Acciaio B450C

Resistenza a taglio

La valutazione della capacità è eseguita mediante le seguenti espressioni che analizzano rispettivamente il meccanismo di rottura dell'armatura trasversale "V_{R,sd}" e quello dei puntoni compressi in calcestruzzo "V_{R,cd}", il valore di resistenza di progetto è pari al valore minore tra i due:

$$V_{R,sd} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha / s$$

$$V_{R,cd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_{cd} \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Si riportano di seguito le grandezze utilizzate per la determinazione del taglio resistente V_{Rd}.

Larghezza minima della sezione	b _w	150	cm
Altezza della sezione	h	120	cm
Copriferro	c	6	cm

PROGETTAZIONE ATI:

Altezza utile della sezione	d	114	cm
Diametro delle staffe	d _w	12	mm
Diametro delle staffe	n _w	2	
Area totale staffe	A _{sw}	2,26	cm ²
Passo delle staffe	s	10	cm
Inclinazione delle staffe	α	90°	
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21,8°	

da cui:

$$V_{Rd} = \min\{V_{R, sd}; V_{R, cd}\} = \min\{2269 \text{ kN}; 3744 \text{ kN}\} = 2269 \text{ kN}$$

Dimensionamento dell'opera di sostegno

Si riportano di seguito le verifiche strutturali della paratia OM09 con riferimento alla condizione più gravosa, rappresentata dal raggiungimento della massima profondità di scavo pari a 6.0 m dal piano campagna.

Il calcolo e le verifiche sono stati condotti utilizzando il codice di calcolo *ParatiePlus v23.0* della *Harpaceas s.r.l.*

La sezione resistente del singolo palo (Figura 5.36) presenta le seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo		C25/30	
Acciaio		B450C	
Diametro sezione	D	1,5	m
N. barre longitudinali		32	
Diametro barre longitudinali	d	30	mm
Area totale barre longitudinali	A	226,19	cm ²
Copriferro	c	80	mm
Diametro delle staffe	d _w	12	mm
Numero di bracci	n _w	2	
Area totale staffe	A _{sw}	2,26	cm ²
Passo delle staffe	s	10	cm
Inclinazione delle staffe	α	90°	
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21,8°	

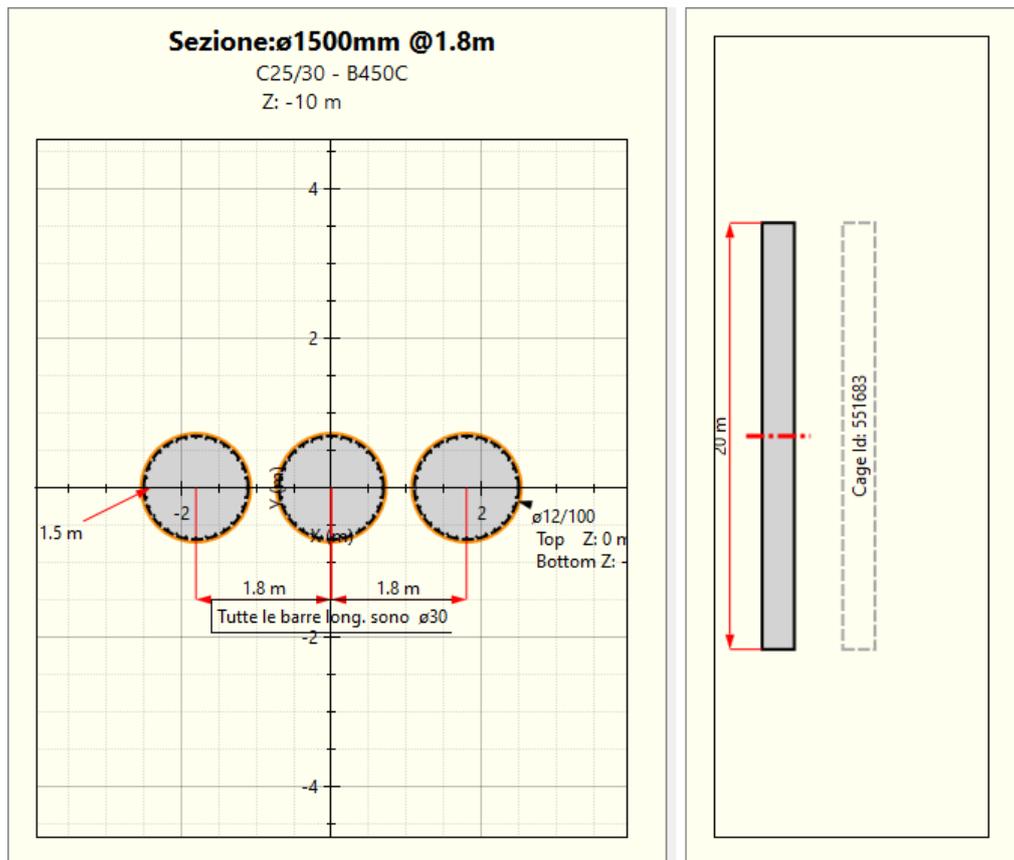


Figura 5.36 Sezione resistente palo $\varnothing 1500$ passo 1,8 m

Verifica a taglio

Di seguito si riporta l'involuppo del taglio sollecitante per le combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1. Il taglio massimo agente, considerando una altezza libera di scavo pari a 6 m, risulta essere pari a $V_{Ed} = 217 \text{ kN/m} < 531 \text{ kN/m} = V_{Rd}$.

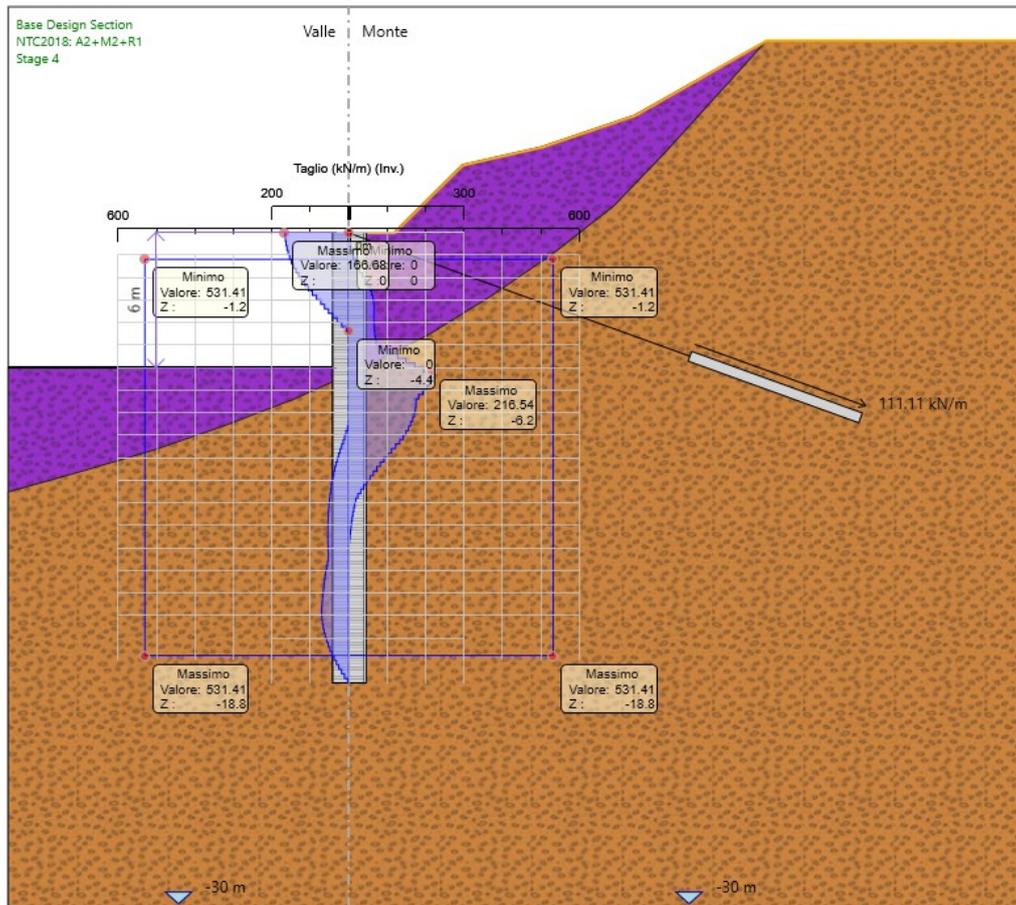


Figura 5.37 Taglio agente e resistente – Combinazione A1+M1+R1 e A2+M2+R1

Verifica a flessione

Di seguito si riporta l'involuppo del momento sollecitante per le combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1. Il momento massimo agente, considerando una altezza libera di scavo pari a 6 m, risulta essere pari a $M_{Ed} = 461 \text{ kNm/m} < 2774 \text{ kNm/m} = M_{Rd}$.

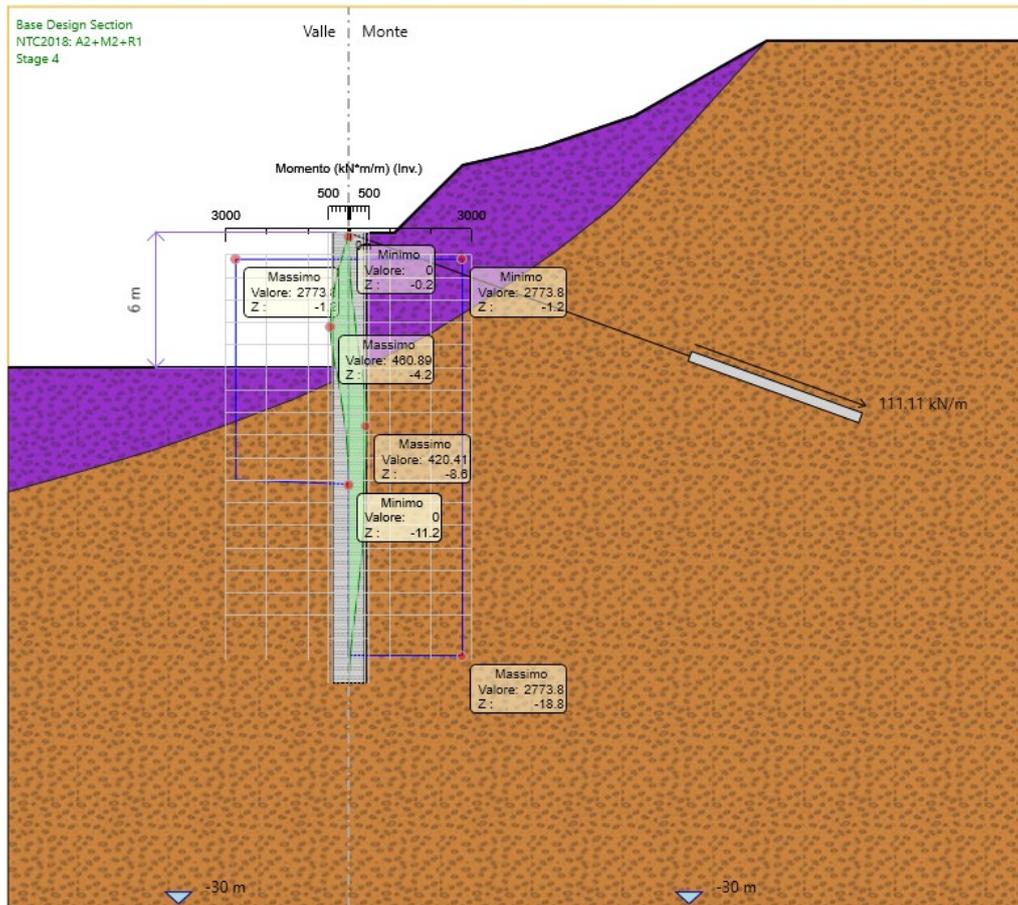


Figura 5.38 Momento flettente agente e resistente – Combinazione A1+M1+R1 e A2+M2+R1

Verifica dei tiranti

Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche e meccaniche dei singoli tiranti.

Calcestruzzo		C20/25
Acciaio		acciaio armonico
Tipologia tirante		attivo / permanente
Lunghezza libera	L_l	16 m
Angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale	θ	20 deg
Passo orizzontale	p	3,6 m
Diametro perforazione	D	0,18 m
N. trefoli	n	5
Area totale trefoli	A	1,39 cm ²
Tiro iniziale	N	400 kN

PROGETTAZIONE ATI:

Tipologia di iniezione		ripetuta (IRS)	
Fattore α	(argilla con ghiaia)	α	1,8 kN
Fattore q_s		q_s	180 kPa

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche di sicurezza GEO (A1+M1+R3):

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R3

Tiranti | Puntoni | Travi di Ripartizione in Acciaio | Travi di Ripartizione in Calcestruzzo

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage 3	519.95	678.58	1009.3	0.766	0.515	✓	✓
Tieback	Stage 4	638.77	678.58	1009.3	0.941	0.633	✓	✓
Tieback	Stage 5	627.64	678.58	1009.3	0.925	0.622	✓	✓
Tieback	Stage 6	627.64	678.58	1009.3	0.925	0.622	✓	✓

Copia negli appunti | Chiudi

e le verifiche di sicurezza STR (A1+M1+R1 e A2+M2+R1):

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1

Tiranti | Puntoni | Travi di Ripartizione in Acciaio | Travi di Ripartizione in Calcestruzzo

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage 3	519.95	814.3	1009.3	0.639	0.515	✓	✓
Tieback	Stage 4	638.77	814.3	1009.3	0.784	0.633	✓	✓
Tieback	Stage 5	627.64	814.3	1009.3	0.771	0.622	✓	✓
Tieback	Stage 6	627.64	814.3	1009.3	0.771	0.622	✓	✓

Copia negli appunti | Chiudi

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A2+M2+R1

Tiranti | Puntoni | Travi di Ripartizione in Acciaio | Travi di Ripartizione in Calcestruzzo

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage 3	399.96	678.58	1009.3	0.589	0.396	✓	✓
Tieback	Stage 4	561.35	678.58	1009.3	0.827	0.556	✓	✓
Tieback	Stage 5	550.99	678.58	1009.3	0.812	0.546	✓	✓
Tieback	Stage 6	550.98	678.58	1009.3	0.812	0.546	✓	✓

Copia negli appunti | Chiudi

Verifiche di esercizio (SLE)

Di seguito si riporta l'involuppo degli spostamenti subiti dalla paratia in condizioni di esercizio.

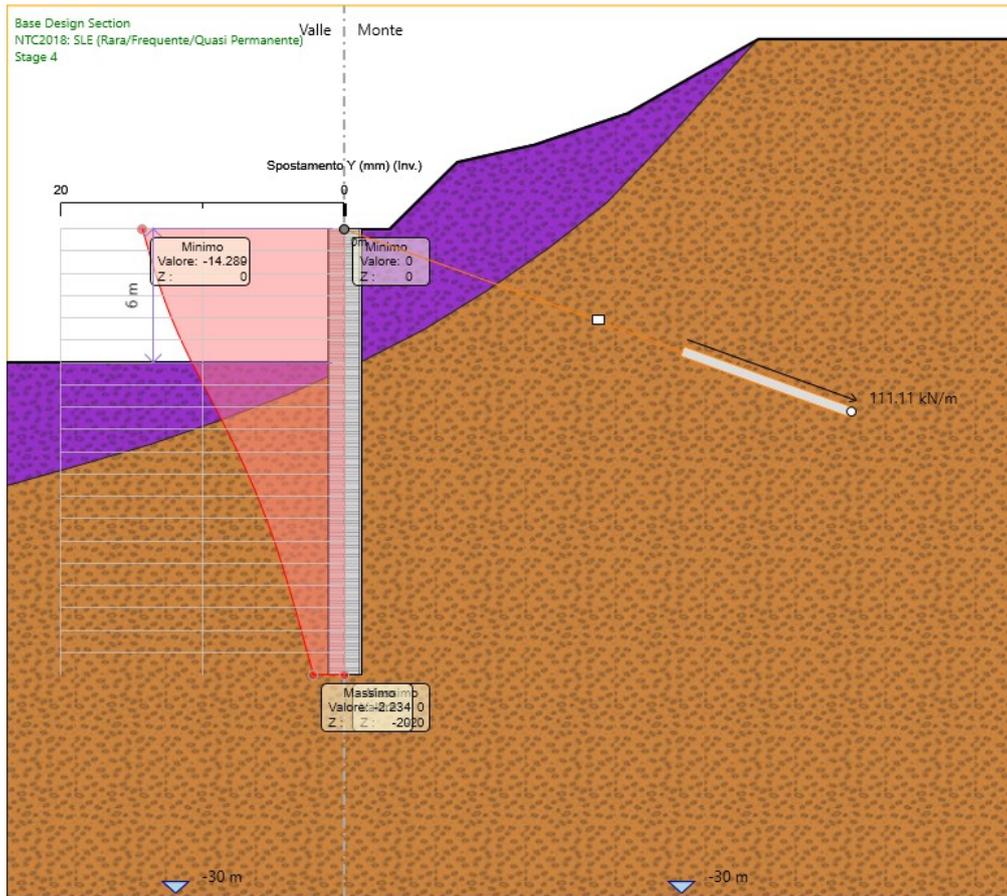


Figura 5.39 Involuppo spostamenti in condizioni SLE

Lo spostamento massimo registrato risulta pari a circa 1,5 cm.

6 ALLEGATI DI CALCOLO

6.1 PARATIA OM09

PARATIE *plus*TM

Report di Calcolo

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : POLYLIN

Punti

(-15;10)
(30;10)
(30;-30)
(-15;-30)

Tipo : POLYLIN

Punti

(-15;-11.494)
(-11.813;-10.591)
(-8.636;-9.652)
(-5.499;-8.59)
(-2.408;-7.399)
(0.613;-6.043)
(3.557;-4.522)
(6.366;-2.769)
(9.085;-0.877)
(11.685;1.175)
(13.971;3.573)
(16.184;6.038)
(18.4;8.5)
(30;8.5)
(30;-30)
(-15;-30)

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c_v	ϕ_p	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	A	exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa				kPa		kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	UG3	16.5	18	18				0	Constant		10000	1600											
2	UG1a	16.5	19	26				10	Constant		30000	4800											

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Muro di sinistra

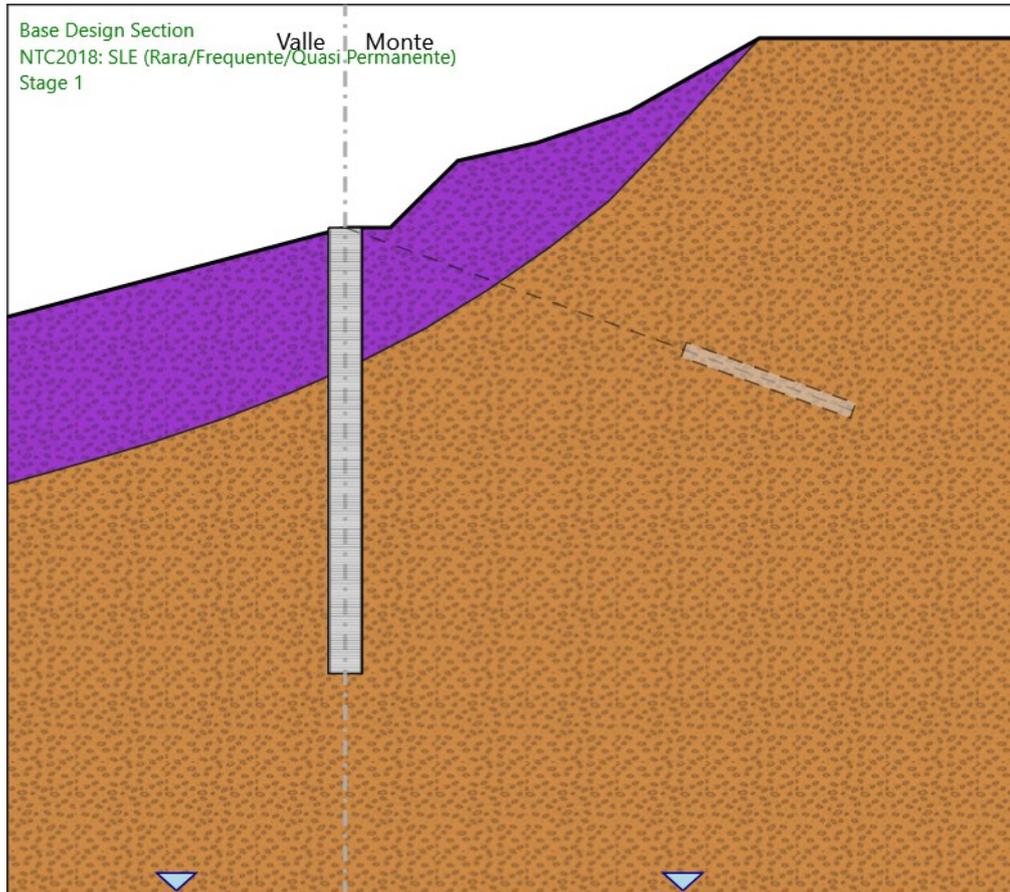
Armatura Lunghezza segmenti : 1 m
Rinforzo longitudinale 1
Lunghezza : 20 m
Materiale : B450C
Quota iniziale : 0 m
Barre 1
Numero di barre : 32
Diametro : 0.03 m
Distanza dal bordo : 0.08 m
Staffe 1
Numero di staffe : 2
Copertura : 0.05 m
Diametro : 0.012 m
Lunghezza : 20 m
Quota iniziale : 0 m
Passo : 0.1 m

Sezione : $\varnothing 1500\text{mm} @ 1.8\text{m}$
Area equivalente : 0.98174770424681 m
Inerzia equivalente : 0.1381 m⁴/m
Materiale calcestruzzo : C25/30
Tipo sezione : Tangent
Spaziatura : 1.8 m
Diametro : 1.5 m
Efficacia : 1

PROGETTAZIONE ATI:

Fasi di Calcolo

Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;-4)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;0)

(2;0)

PROGETTAZIONE ATI:

(5;3)
(8.5;3.8)
(12.6;5.2)
(18.4;8.5)
(30;8.5)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

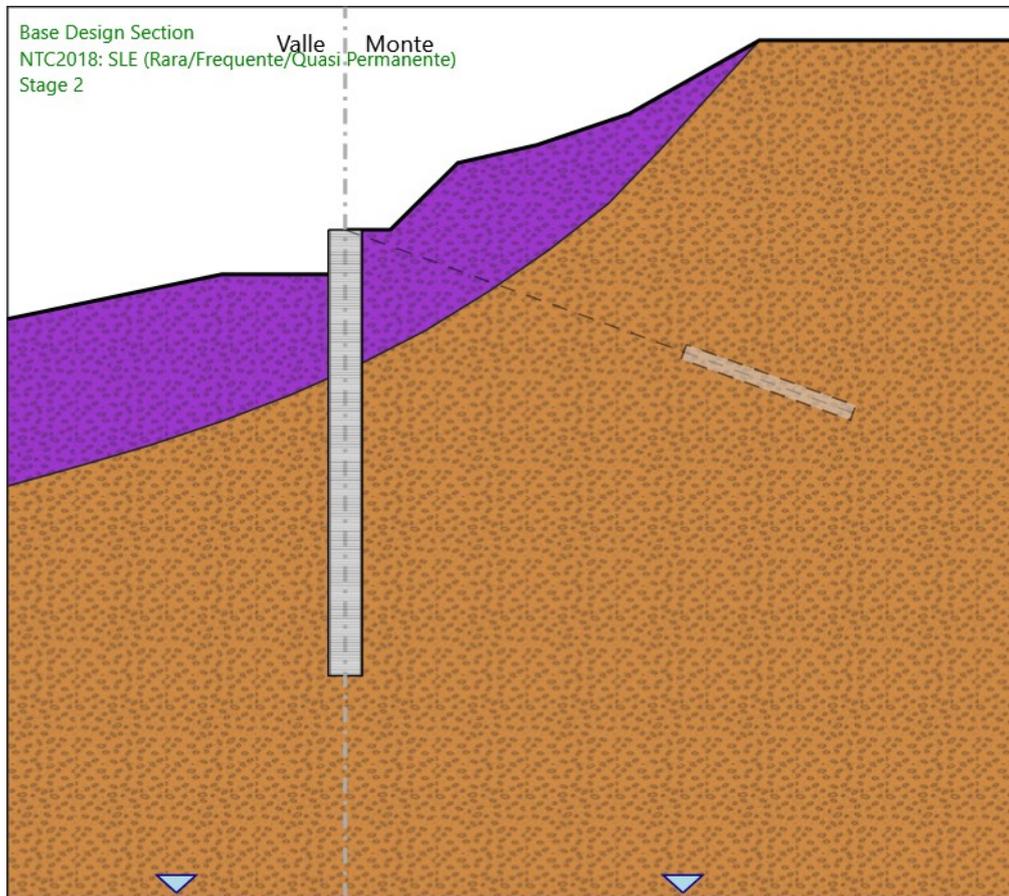
Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : \varnothing 1500mm @1.8m

PROGETTAZIONE ATI:

Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;-4)

(-5.5;-2)

(0;-2)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;0)

(2;0)

(5;3)

PROGETTAZIONE ATI:

(8.5;3.8)

(12.6;5.2)

(18.4;8.5)

(30;8.5)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

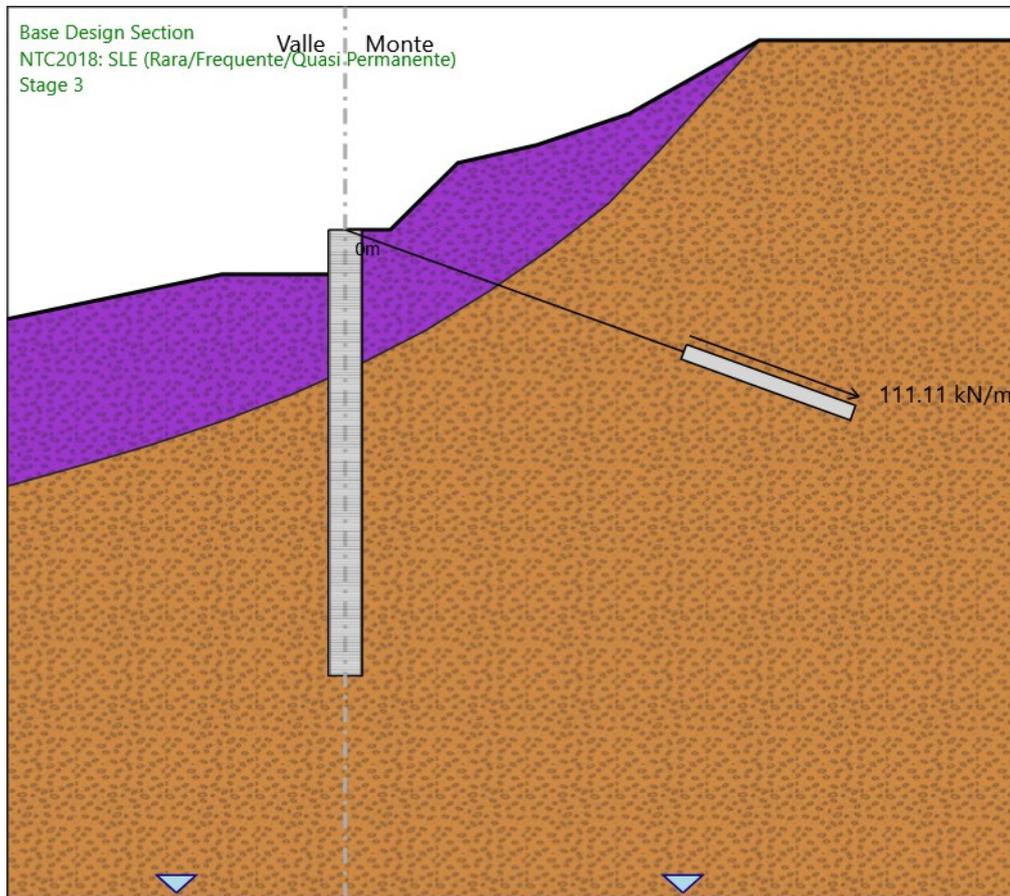
Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : \varnothing 1500mm @1.8m

PROGETTAZIONE ATI:

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;-4)

(-5.5;-2)

(0;-2)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;0)

(2;0)

(5;3)

PROGETTAZIONE ATI:

(8.5;3.8)
(12.6;5.2)
(18.4;8.5)
(30;8.5)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : $\varnothing 1500\text{mm} @ 1.8\text{m}$

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : 0 m

Lunghezza bulbo : 8 m

Diametro bulbo : 0.18 m

Lunghezza libera : 16 m

Spaziatura orizzontale : 3.6 m

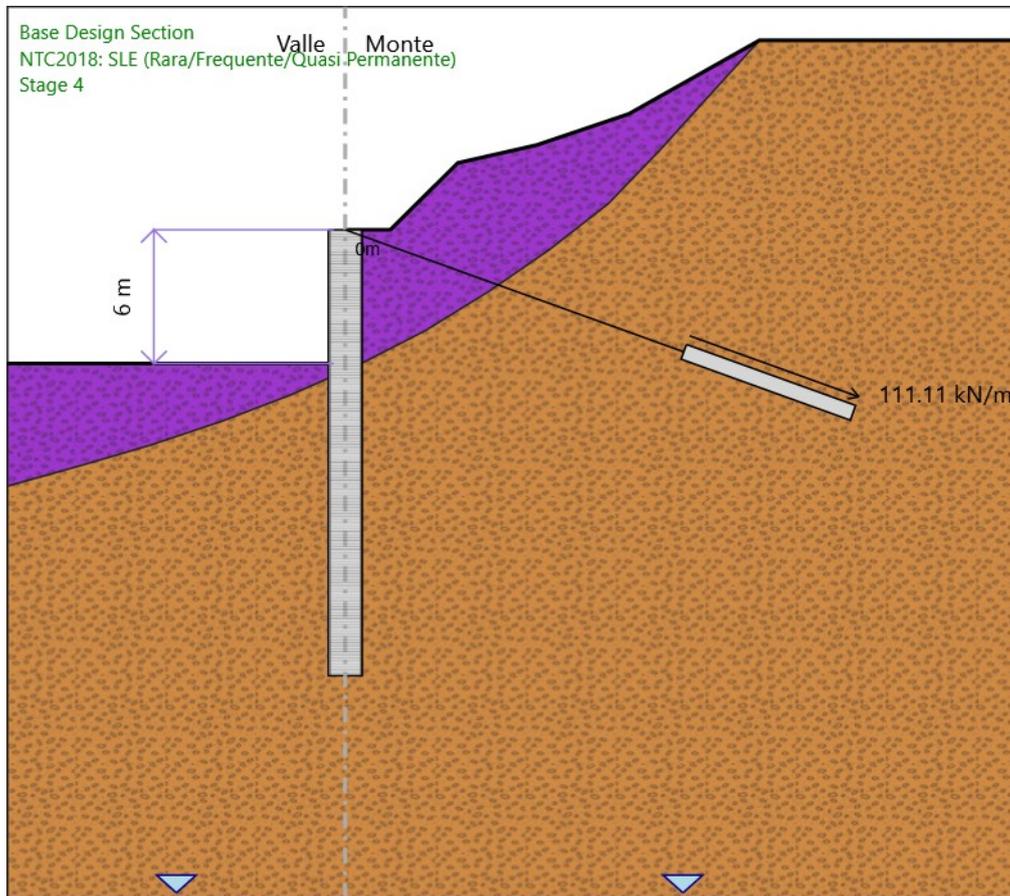
Precarico : 400 kN

Angolo : 160 °

Sezione : #5STRANDS

Area : 0.000695 m²

Stage 4



Stage 4

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -6 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

-6 m

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;0)

(2;0)

(5;3)

(8.5;3.8)

(12.6;5.2)

PROGETTAZIONE ATI:

(18.4;8.5)

(30;8.5)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : $\varnothing 1500\text{mm} @ 1.8\text{m}$

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : 0 m

Lunghezza bulbo : 8 m

Diametro bulbo : 0.18 m

Lunghezza libera : 16 m

Spaziatura orizzontale : 3.6 m

Precarico : 400 kN

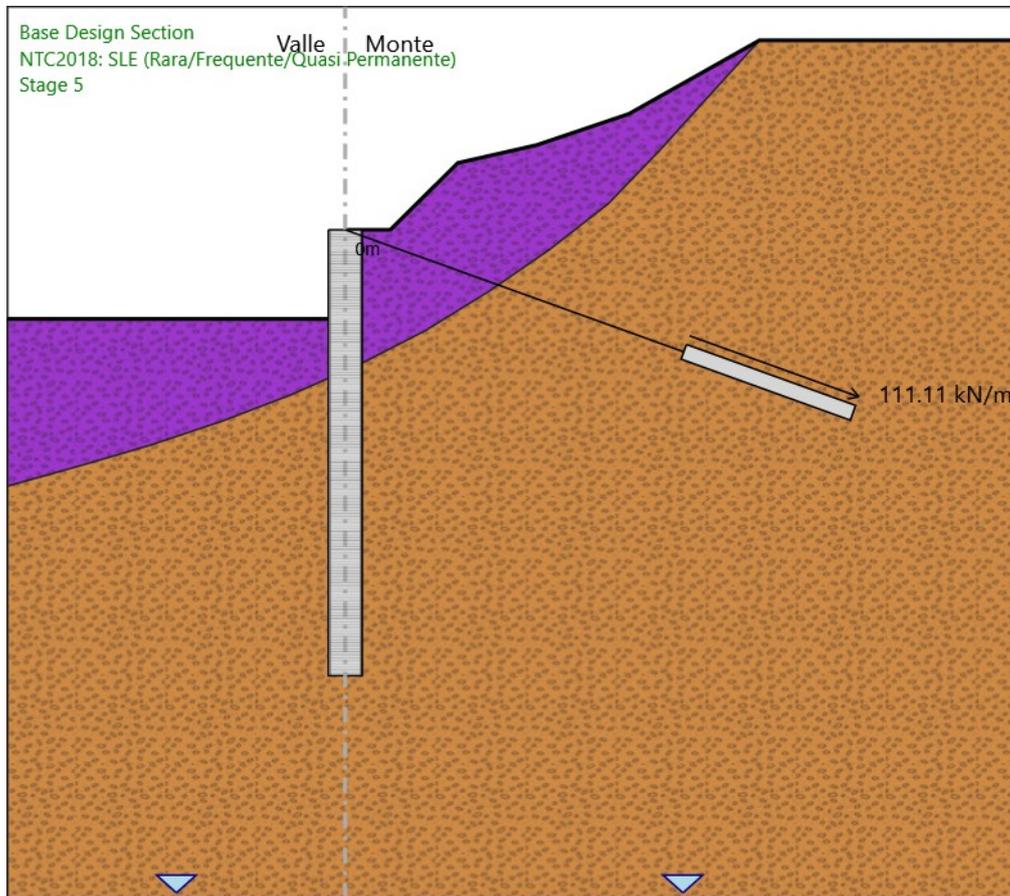
Angolo : 160 °

Sezione : #5STRANDS

Area : 0.000695 m²

PROGETTAZIONE ATI:

Stage 5



Stage 5

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

-4 m

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;0)

(2;0)

(5;3)

(8.5;3.8)

(12.6;5.2)

PROGETTAZIONE ATI:

(18.4;8.5)

(30;8.5)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : \varnothing 1500mm @1.8m

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : 0 m

Lunghezza bulbo : 8 m

Diametro bulbo : 0.18 m

Lunghezza libera : 16 m

Spaziatura orizzontale : 3.6 m

Precarico : 400 kN

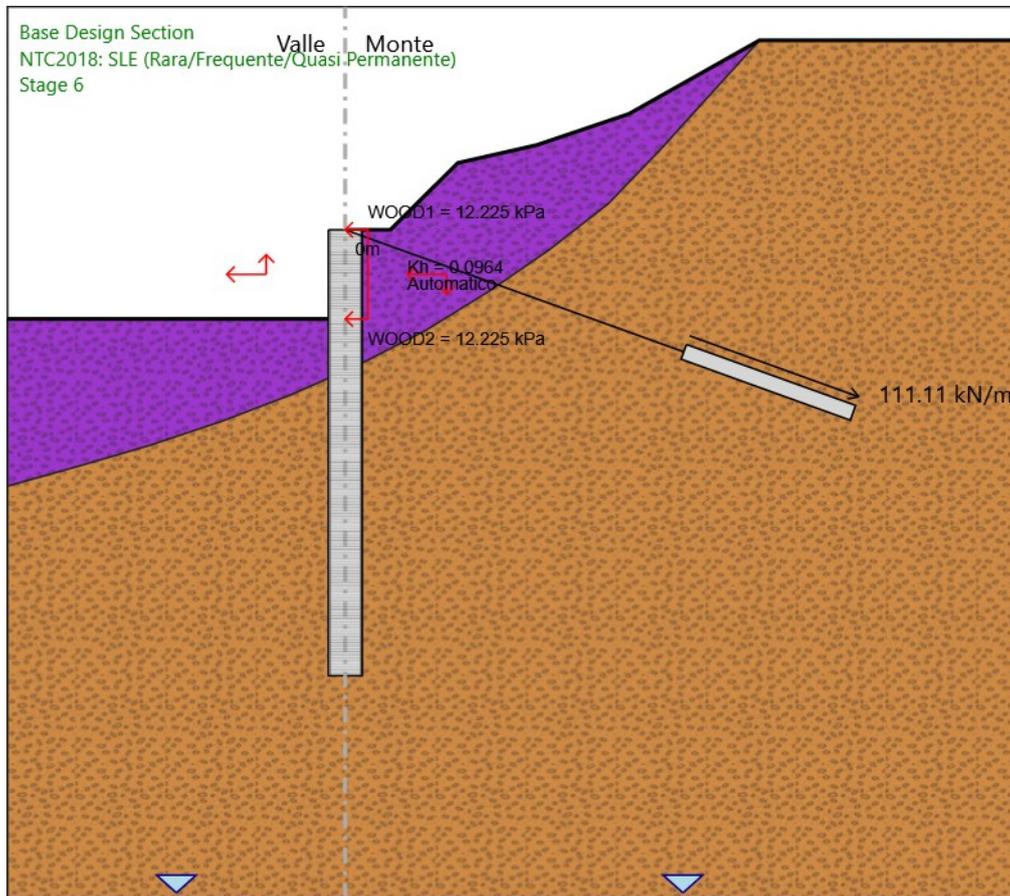
Angolo : 160 °

Sezione : #5STRANDS

Area : 0.000695 m²

PROGETTAZIONE ATI:

Stage 6



Stage 6

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

-4 m

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;0)

(2;0)

(5;3)

(8.5;3.8)

(12.6;5.2)

PROGETTAZIONE ATI:

(18.4;8.5)

(30;8.5)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : $\varnothing 1500\text{mm} @ 1.8\text{m}$

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : 0 m

Lunghezza bulbo : 8 m

Diametro bulbo : 0.18 m

Lunghezza libera : 16 m

Spaziatura orizzontale : 3.6 m

Precarico : 400 kN

Angolo : 160 °

Sezione : #5STRANDS

Area : 0.000695 m²

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_favour)	Carico Sismico (F_seism_load)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_WaterDR)	Pressioni Acqua Lato Valle (F_WaterRes)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_UPL_QDStab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_QDStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A1+M1+R3	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R2	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su $\tan(\phi')$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R3	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: A2+M2+R2	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R3	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R2	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

PROGETTAZIONE ATI:

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 6
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)						
NTC2018: A1+M1+R1	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R3	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1						
NTC2018: A2+M2+R2						
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA GEO						

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella Involuppi Momento WallElement

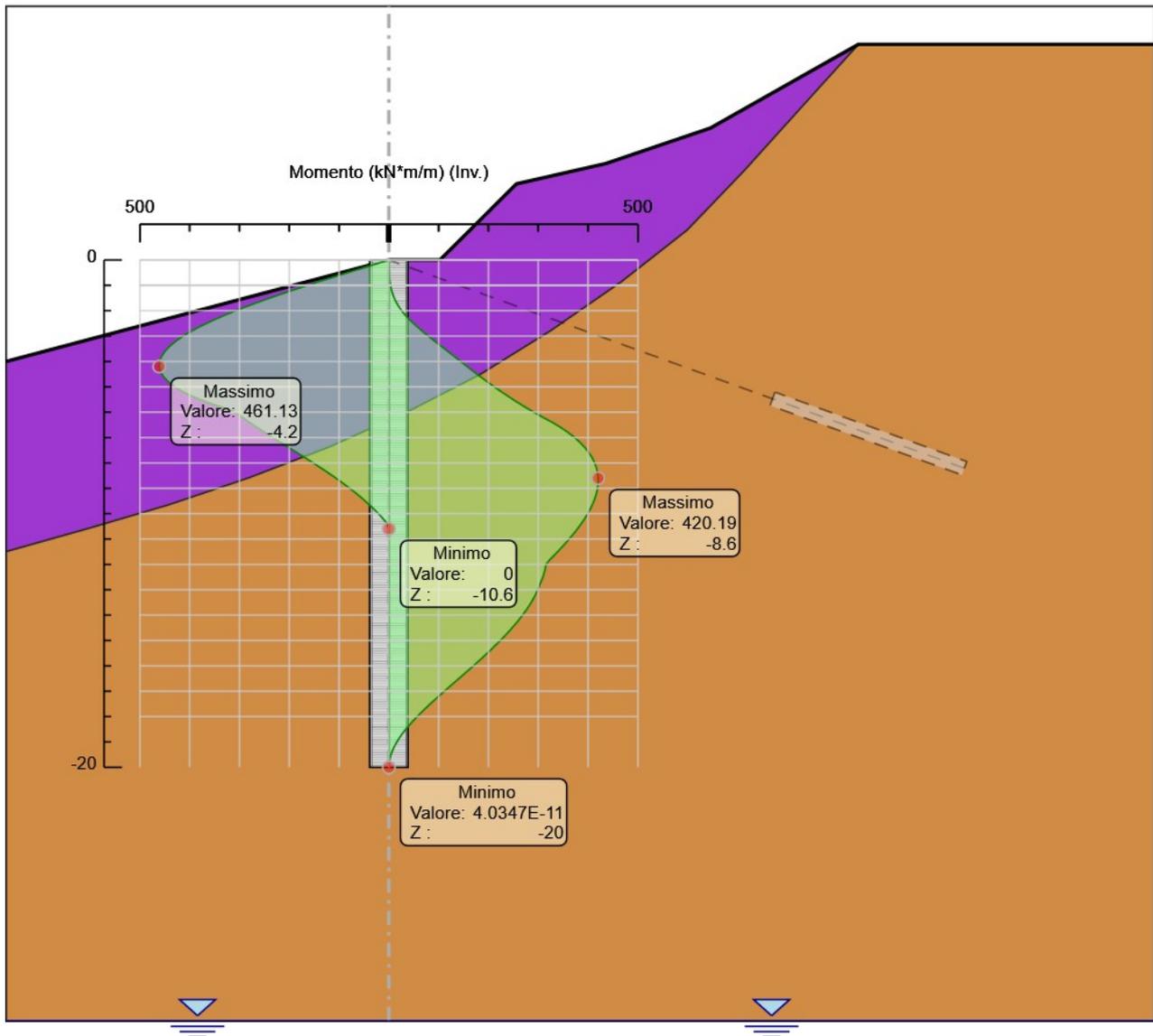
Selected Design Assumptions	Involuppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	33.347	0
-0.4	66.539	0.155
-0.6	99.421	0.621
-0.8	131.836	1.553
-1	163.63	3.106
-1.2	194.648	5.435
-1.4	224.734	8.697
-1.6	253.733	13.045
-1.8	281.49	18.636
-2	307.848	25.624
-2.2	332.654	34.166
-2.4	355.752	44.031
-2.6	376.986	54.992
-2.8	396.201	66.818
-3	413.242	79.283
-3.2	427.953	92.155
-3.4	440.18	105.207
-3.6	449.767	118.21
-3.8	456.558	131.148
-4	460.399	144.097
-4.2	461.133	157.132
-4.4	458.607	170.331
-4.6	452.664	183.767
-4.8	443.149	197.52
-5	429.906	211.663
-5.2	412.782	226.275
-5.4	391.62	241.43
-5.6	366.264	257.204
-5.8	336.561	273.674
-6	307.315	290.913
-6.2	294.396	308.997
-6.4	279.882	328
-6.6	264.729	344.937
-6.8	249.08	359.901
-7	233.073	372.984
-7.2	216.838	384.274
-7.4	200.499	393.859
-7.6	184.171	401.823
-7.8	167.964	408.251
-8	151.983	413.224
-8.2	136.323	416.82
-8.4	121.077	419.118
-8.6	106.328	420.191
-8.8	92.156	420.114
-9	78.617	418.956
-9.2	65.732	416.787
-9.4	53.519	413.671
-9.6	41.993	409.675
-9.8	31.166	404.861
-10	21.048	399.287
-10.2	11.649	393.012
-10.4	2.974	386.093
-10.6	0	378.582
-10.8	0	370.533
-11	0	361.994
-11.2	0	353.015
-11.4	0	343.64
-11.6	0	333.916
-11.8	0	323.883

PROGETTAZIONE ATI:

Selected Design Assumptions	Involuppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-12	0	315.395
-12.2	0	313.612
-12.4	0	310.906
-12.6	0	307.326
-12.8	0	302.956
-13	0	298.976
-13.2	0	294.232
-13.4	0	288.765
-13.6	0	282.616
-13.8	0	275.824
-14	0	268.431
-14.2	0	260.473
-14.4	0	251.99
-14.6	0	243.02
-14.8	0	233.599
-15	0	223.764
-15.2	0	213.551
-15.4	0	202.995
-15.6	0	192.132
-15.8	0	180.996
-16	0	169.621
-16.2	0	158.062
-16.4	0	146.385
-16.6	0	134.656
-16.8	0	122.94
-17	0	111.305
-17.2	0	99.815
-17.4	0	88.544
-17.6	0	77.566
-17.8	0	66.958
-18	0	56.795
-18.2	0	47.166
-18.4	0	38.168
-18.6	0	29.896
-18.8	0	22.445
-19	0	15.912
-19.2	0	10.394
-19.4	0	5.969
-19.6	0	2.711
-19.8	0	0.697
-20	0	0

PROGETTAZIONE ATI:

Grafico Involuppi Momento



Momento

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella Involuppi Taglio WallElement

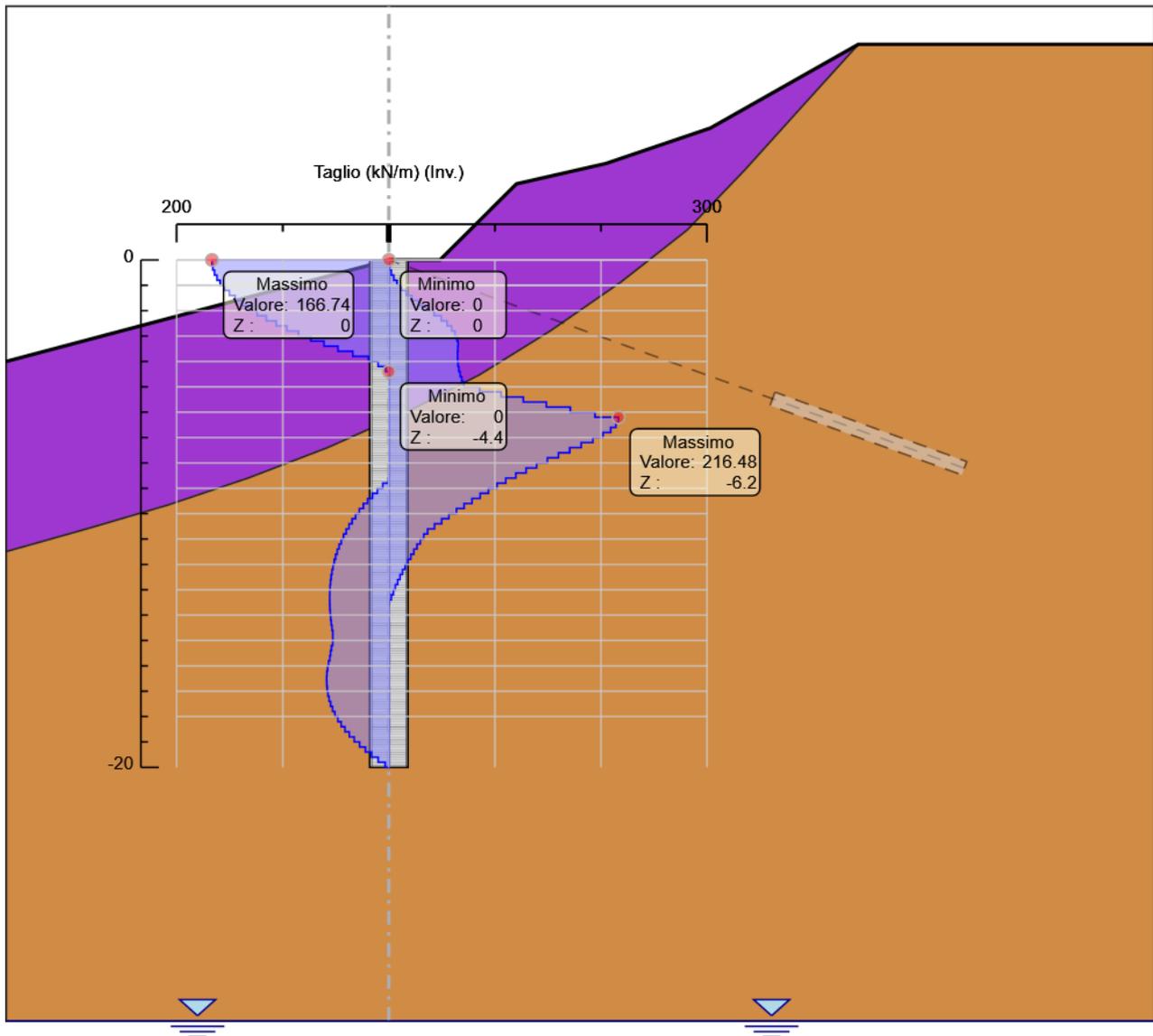
Selected Design Assumptions	Involuppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	166.736	0
-0.2	166.736	0.776
-0.4	165.96	2.329
-0.6	164.407	4.659
-0.8	162.077	7.765
-1	158.971	11.647
-1.2	155.089	16.306
-1.4	150.43	21.742
-1.6	144.994	27.954
-1.8	138.783	34.942
-2	131.794	42.707
-2.2	124.029	49.327
-2.4	115.488	54.803
-2.6	106.17	59.134
-2.8	96.076	62.321
-3	85.205	64.363
-3.2	73.557	65.26
-3.4	61.134	65.26
-3.6	47.933	65.013
-3.8	33.956	64.745
-4	19.203	65.177
-4.2	10.142	65.99
-4.4	2.955	67.185
-4.6	0	68.761
-4.8	0	70.719
-5	0	85.623
-5.2	0	105.812
-5.4	0	126.777
-5.6	0	148.519
-5.8	0	171.037
-6	0	194.332
-6.2	0	216.479
-6.4	0	216.479
-6.6	0	214.021
-6.8	0	209.175
-7	0	201.942
-7.2	0	192.323
-7.4	0	181.312
-7.6	0	170.487
-7.8	0	159.867
-8	0	149.465
-8.2	0	139.294
-8.4	0	129.363
-8.6	0.387	119.682
-8.8	5.789	110.255
-9	10.848	101.923
-9.2	15.575	93.919
-9.4	19.98	86.089
-9.6	24.075	78.44
-9.8	27.869	70.976
-10	31.373	63.702
-10.2	34.598	56.62
-10.4	37.552	49.734
-10.6	40.248	43.045
-10.8	42.693	36.555
-11	44.898	32.899
-11.2	46.871	29.661
-11.4	48.623	26.551
-11.6	50.162	23.57
-11.8	51.495	20.716

PROGETTAZIONE ATI:

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio		Muro: WallElement
	Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
-12	52.633	17.988	
-12.2	53.583	15.386	
-12.4	54.352	12.908	
-12.6	54.948	10.554	
-12.8	55.378	8.322	
-13	55.65	6.21	
-13.2	55.77	4.219	
-13.4	55.77	2.345	
-13.6	55.744	0.588	
-13.8	55.579	0	
-14	55.281	0	
-14.2	54.854	0	
-14.4	54.304	0	
-14.6	53.636	0	
-14.8	52.856	0	
-15	52.956	0	
-15.2	54.079	0	
-15.4	54.991	0	
-15.6	55.692	0	
-15.8	56.877	0	
-16	57.795	0	
-16.2	58.385	0	
-16.4	58.645	0	
-16.6	58.645	0	
-16.8	58.577	0	
-17	58.179	0	
-17.2	57.451	0	
-17.4	56.355	0	
-17.6	54.886	0	
-17.8	53.04	0	
-18	50.815	0	
-18.2	48.142	0	
-18.4	44.991	0	
-18.6	41.362	0	
-18.8	37.253	0	
-19	32.663	0	
-19.2	27.59	0	
-19.4	22.127	0	
-19.6	16.288	0	
-19.8	10.074	0	
-20	3.483	0	

PROGETTAZIONE ATI:

Grafico Inviluppi Taglio



Taglio

PROGETTAZIONE ATI:

Normative adottate per le verifiche degli Elementi Strutturali

Normative Verifiche	
Calcestruzzo	NTC
Acciaio	NTC
Tirante	NTC

Coefficienti per Verifica Tiranti	
GEO FS	1
ξ_{a3}	1.8
γ_s	1.15

PROGETTAZIONE ATI:

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 6
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)						
NTC2018: A1+M1+R1	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R3	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1						
NTC2018: A2+M2+R2						
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA GEO						

PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche Tiranti NTC2018: A1+M1+R1

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1	Tipo Risultato: Verifiche Tiranti				NTC2018 (ITA)			
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage 3	519.948	814.301	1009.261	0.639	0.515		
Tieback	Stage 4	638.773	814.301	1009.261	0.784	0.633		
Tieback	Stage 5	627.639	814.301	1009.261	0.771	0.622		
Tieback	Stage 6	627.64	814.301	1009.261	0.771	0.622		

PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche Tiranti NTC2018: A1+M1+R3

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R3	Tipo Risultato: Verifiche Tiranti				NTC2018 (ITA)			
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage 3	519.948	678.584	1009.261	0.766	0.515		
Tieback	Stage 4	638.773	678.584	1009.261	0.941	0.633		
Tieback	Stage 5	627.639	678.584	1009.261	0.925	0.622		
Tieback	Stage 6	627.64	678.584	1009.261	0.925	0.622		

PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche Tiranti NTC2018: SISMICA STR

Design Assumption: NTC2018: SISMICA STR	Tipo Risultato: Verifiche Tiranti				NTC2018 (ITA)			
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage 3	399.96	678.584	1009.261	0.589	0.396		
Tieback	Stage 4	491.364	678.584	1009.261	0.724	0.487		
Tieback	Stage 5	482.8	678.584	1009.261	0.711	0.478		
Tieback	Stage 6	469.318	678.584	1009.261	0.692	0.465		

PROGETTAZIONE ATI:

Inviluppo Verifiche Tiranti (su tutte le D.A. attive)

Tipo Risultato: Verifiche Tiranti									
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze	Design Assumption
Tieback	Stage 4	638.773	678.584	1009.261	0.941	0.633			NTC2018: A1+M1+R3

PROGETTAZIONE ATI: