

**LAVORI DI STRAORDINARIA MANUTENZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DELLA  
PIARDA IN COMUNE DI FICAROLO FRA STANTI 142-149**

**Importo complessivo € 560.000,00**

**RELAZIONE GEOTECNICA  
E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

**Allegato**

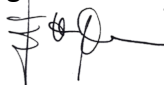
**3**

**CLASSIFICA  
RO-E-1446**

**PROGETTO  
N° 1623 DEL 21/07/2025**

**CUP  
B88H25000750001**

**RUP**  
Ing. Ettore Alberani



**Aggiornamenti**

**REGIONE VENETO  
PROVINCIA DI ROVIGO  
COMUNE DI FICAROLO**

Progetto:

**RO-E-480M: LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DELLA PIARDA IN COMUNE DI FICAROLO  
FRA GLI STANTI 142-149.  
I° STRALCIO**

**PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO**

Titolo elaborato:

**RELAZIONE GEOTECNICA  
E DI CALCOLO**

Committente:



Strada Giuseppe Garibaldi 75 - 43121 Parma  
Tel. 0521/7971. Posta certificata: protocollo@cert.agenziapo.it  
Codice Fiscale: 92116650349 - Partita IVA: 02297750347

Scala:

Elaborato: **E13**

Data: Ottobre 2023

Revisione:

Progettista:



**Ediltecno Service srl**

Il direttore tecnico

**Ferraro Ing. Valentino**

Sede legale: Via Albere 2/a  
36060 Romano d'Ezzelino (VI)  
P. IVA 02425190242

## Sommario

Criteri di calcolo e normative .....	2
piano di indagini .....	3
Risultati .....	6
Parametri geotecnici assegnati .....	9
Valutazione delle soluzioni .....	13
Condizioni idrauliche al contorno. ....	13
Azione sismica .....	13
Sovraccarichi agenti sui rilevati .....	15
Verifiche di stabilità rilevati dopo l'esecuzione degli allargamenti .....	16
Combinazioni di carico agli Stati limite Ultimi .....	16
Combinazioni di carico in condizioni sismiche .....	19
Cenni di teoria sulla stabilità dei rilevati in terra.....	21
Riferimenti per i software utilizzati e verifiche svolte.....	24
Analisi di stabilità .....	24
Parametrizzazione dei pali in legno.....	27
Verifica a liquefazione .....	28
Massima magnitudine .....	29
Analisi soluzioni studiate .....	32
Analisi dei risultati ottenuti.....	32
Terza soluzione.....	42
Conclusioni .....	48

## CRITERI DI CALCOLO E NORMATIVE

Al fine di eseguire le prestazioni di cui all'incarico, si è fatto riferimento alle seguenti normative:

*D.M. 16.01.1996*

Norme tecniche relative ai “Criteri Generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”

*D.M. 11.03.1988*

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno e delle opere di fondazione.

*Circ. Min. 24.09.1988*

Istruzioni relative a” Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno e delle opere di fondazione”.

*ORDINANZA SISMICA PCM n. 3274 aggiornata al 2005.*

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

TESTO UNITARIO – Norma tecniche per le costruzioni. DM 14 Settembre 2005.

Nuove norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 Febbraio 2009

Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Revisione norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 Gennaio 2018.

CIRCOLARE APPLICATIVA NTC 2018 - 21 Gennaio 2019

Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.



## **Piano di indagini**

Il piano di indagini condiviso con l'AIPO ha definito l'esecuzione delle seguenti prove geologiche di campagna e di laboratorio:

1. Nr 1 sondaggio a carotaggio continui spinto fino alla profondità di 23 m. in corrispondenza della frana A).
2. Nr. 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTU) spinta fino alla profondità di 21 m.\*
3. Indagini di laboratorio geotecnico (prove di taglio diretto, prove di taglio diretto residuo, granulometrie, limiti e prove triassiali tipo CID).
4. Posa ed installazione di sistema estensimetrico;



Foto 1: Planimetria delle prove considerate

La presenza di trovanti antropici, come vedremo successivamente, ha reso necessario la realizzazione di prove penetrometriche dinamiche al fine di superare gli elementi rocciosi intercettati, probabili resti di passati interventi di sistemazione delle sponde.

Nell'avanzamento della perforazione è stato usato un carotiere semplice diametro 101 mm e rivestimento diametro 126 mm. Le carote sono state deposte in cassette catalogatrici e sulle stesse, in corrispondenza delle litologie coesive, sono state effettuate, dove i materiali litologici lo permettevano, delle verifiche con il Torvane (scissometro tascabile) per determinare la resistenza al taglio e con il PP (Pocket Penetrometer test). Sono stati prelevati dei campioni di terreno indisturbati, tramite campionatore ad infissione tipo "Ostemberg", e sono stati prelevati inoltre dei campioni rimaneggiati. In allegato si riporta la stratigrafia del sondaggio.

Sono state eseguite n° 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTU 2 e 4).

La prova penetrometrica elettrica CPTU permette di effettuare, mediante l'uso di punta elettrica, la registrazione in continuo (ogni 2 cm) dei valori della resistenza alla punta e dell'attrito laterale locale, cioè le reazioni prodotte dal terreno alla penetrazione di una sonda in acciaio di definite dimensioni. Il piezocono utilizza dei trasduttori (celle di carico) per la misura della resistenza alla penetrazione ( $Q_c$ ). Il manicotto laterale che trasferisce lo sforzo ad un'altra cella di carico è cilindrico e presenta una superficie di 150 cm<sup>2</sup>.

Il piezocono viene fatto avanzare nel terreno in modo continuo con una velocità costante che normalmente è di 2 cm/sec. L'angolo del cono similmente alla versione meccanica è di 60°, il diametro alla base è di 35.7 mm con un'area di 10 cm<sup>2</sup>. Per registrare anche la pressione neutrale dell'acqua del terreno attraversato, la punta elettrica è dotata di trasduttore di pressione alloggiato nella parte anteriore della sonda e comunicante con l'esterno attraverso un filtro generalmente in bronzo poroso o acciaio sinterizzato. Lo strumento è in questo modo indicato come piezocono e la prova CPTU. L'inclinazione dello strumento durante l'avanzamento nel sottosuolo viene determinata per mezzo di inclinometri alloggiati all'interno della punta stessa.

Durante le indagini si è riscontrata la presenza di riporti antropici (trovanti litici la maggior parte di trachite - vedi stratigrafie sondaggio S1) a diverse profondità che hanno richiesto l'esecuzione di diversi posizionamenti. Inoltre, in presenza di tali riporti antropici non è stato possibile eseguire la prova CPTU. Data la presenza di tali livelli antropici, si è cercato di fare diversi tentativi cercando di avanzare utilizzando le aste del dinamico pesante.

Per le prove penetrometriche dinamiche si è utilizzato un penetrometro dinamico classificato come DPSH (S. Heavy ) del peso di 63,5 kg con una volata di 75 cm.

Per maggiori informazioni relative agli strumenti utilizzati si veda il rapporto di indagine redatto dalla società incaricata Geologia Tecnica sas.

## **Risultati**

Con riferimento ai risultati delle indagini in sito è stata identificata una stratigrafia che viene riprodotta in fig. 2 a pag. 6. In tale sezione è stata inserita la sovrapposizione con i risultati del sondaggio e le prove penetrometriche statiche CPT4 e la CPT1 (che è stata ereditata dalle prove eseguite nel 2010 vista la vicinanza alle aree di interesse)

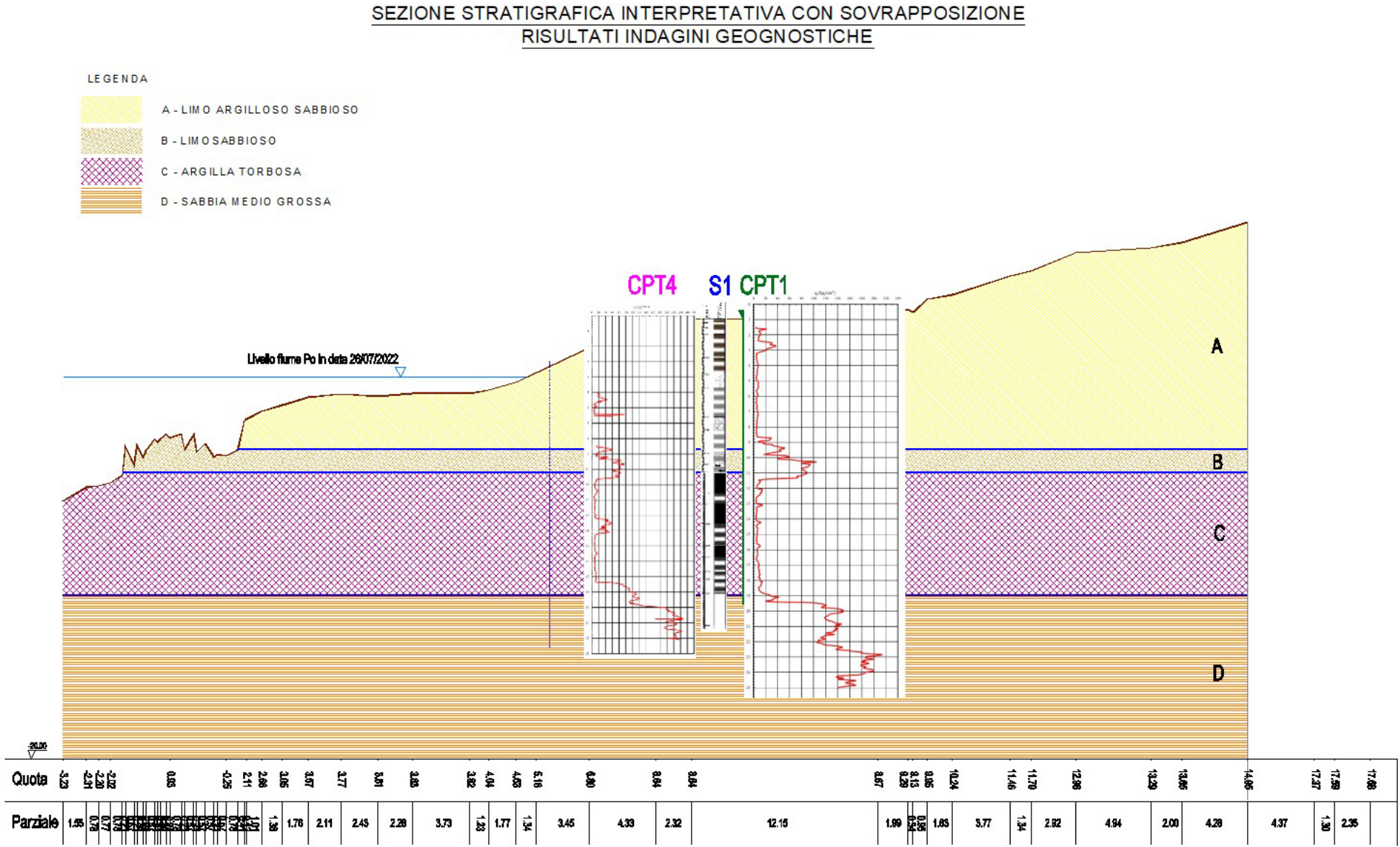


Fig. 1: Sezione stratigrafica sovrapposta alle risultanze del sondaggio S1, e delle due CPT 4 e 1 (2010).

Vengono riassunte nel seguito le informazioni stratigrafiche:

- presenza di un banco superiore di natura prevalentemente coesiva (argilloso- limosa) che si estende fino alla profondità di 9,00m dal piano piarda. È presente nella matrice anche qualche piccola percentuale di sabbia che tuttavia è trascurabile;
- segue una stratificazione limosa argillosa con presenza sabbiosa e anche ghiaiosa (spessore 1-1,5 m circa). Tale strato è quello più sensibile al fenomeno del sifonamento.
- segue in profondità un secondo banco di natura coesiva che si estende fino alla profondità di 19,00-19,50 m dal piano piarda;
- oltre i 19,00-19,50 m di profondità dal piano golena è infine presente un banco sabbioso piuttosto addensato.

Dai dati del sondaggio S1 (rotazione – carotaggio continuo) si registra la presenza di un banco superiore costituito da limi argillosi e argille limose con presenza di sabbia in quantità sostanzialmente trascurabile che si estende fino alla profondità di circa 9 m dal piano golena. Segue un livello sabbioso ghiaioso con intercalazioni limoso-argillose di potenza 1-1,5m. cui succede in profondità un secondo banco di natura coesiva (limi argillosi prevalenti con frequente presenza di torba). Oltre i 18 m (circa) di profondità dal piano golena è infine presente un banco di natura sabbiosa, costituito da sabbie fini più o meno limose.





Sono riportati in tabella 1:

Numerazione strati	Descrizione	$\varphi$ (°)	$C'$ (kPa)	$\gamma / \gamma_{sat.}$ (kN/m <sup>3</sup> )
<b>Strato A</b> Da P.C. a -9m.	Limo argilloso leggermente sabbioso	20	8	17/20
<b>Strato B</b> Da -9 a -10 m.	Limo sabbioso	22	8	18/20
<b>Strato C</b> Da -10 a – 18m.	Argilla torbosa	12	7.6	13.9/15
<b>Strato D</b> Da – 18m.	<b>Sabbia</b>	<b>34</b>	<b>0</b>	<b>19.7/20</b>

Tabella 1: parametri geotecnici assegnati

Utilizzando i parametri sopra riportati i fattori di sicurezza ottenuti nell'intorno di 1 mediante verifica di stabilità sono riportati in fig. 3 a pag. seguente e bene ripercorrono le superfici e le varie zone delle nicchie di distacco che si osservano sul piano campagna della piarda.



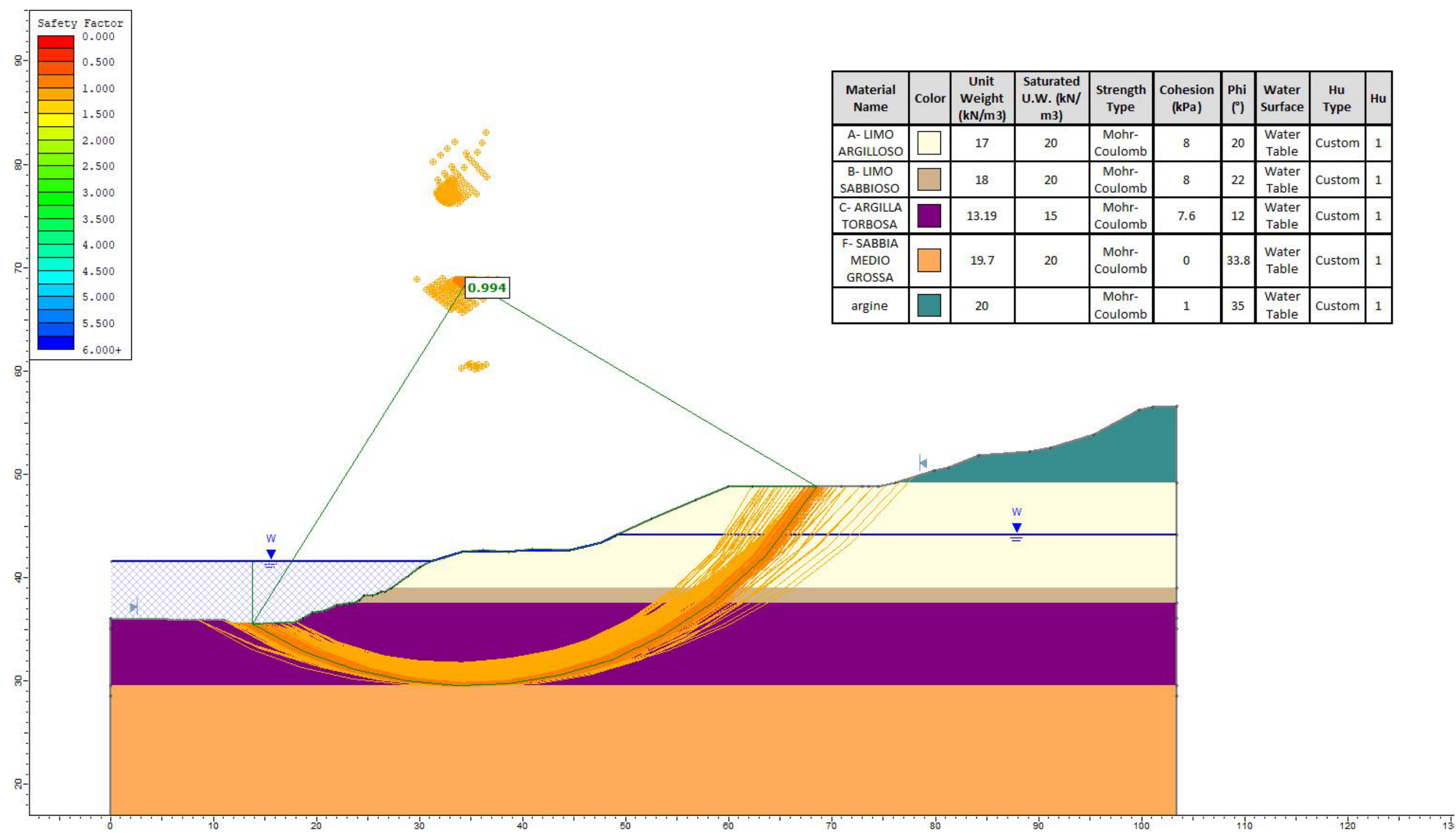


Fig. 3: Risultati back analysis.

Le superfici più probabili sono quelle che partono dalla parte centrale della piarda e riproducono fedelmente quanto si sta verificando. Sono presenti anche quelle superfici che si trovano a ridosso del piede dell'argine nel tratto centrale (Tratto B) in fase di studio.

Possiamo quindi ritenere la stratigrafia ricavata attendibile e aderente alle condizioni geologico geotecniche in loco.



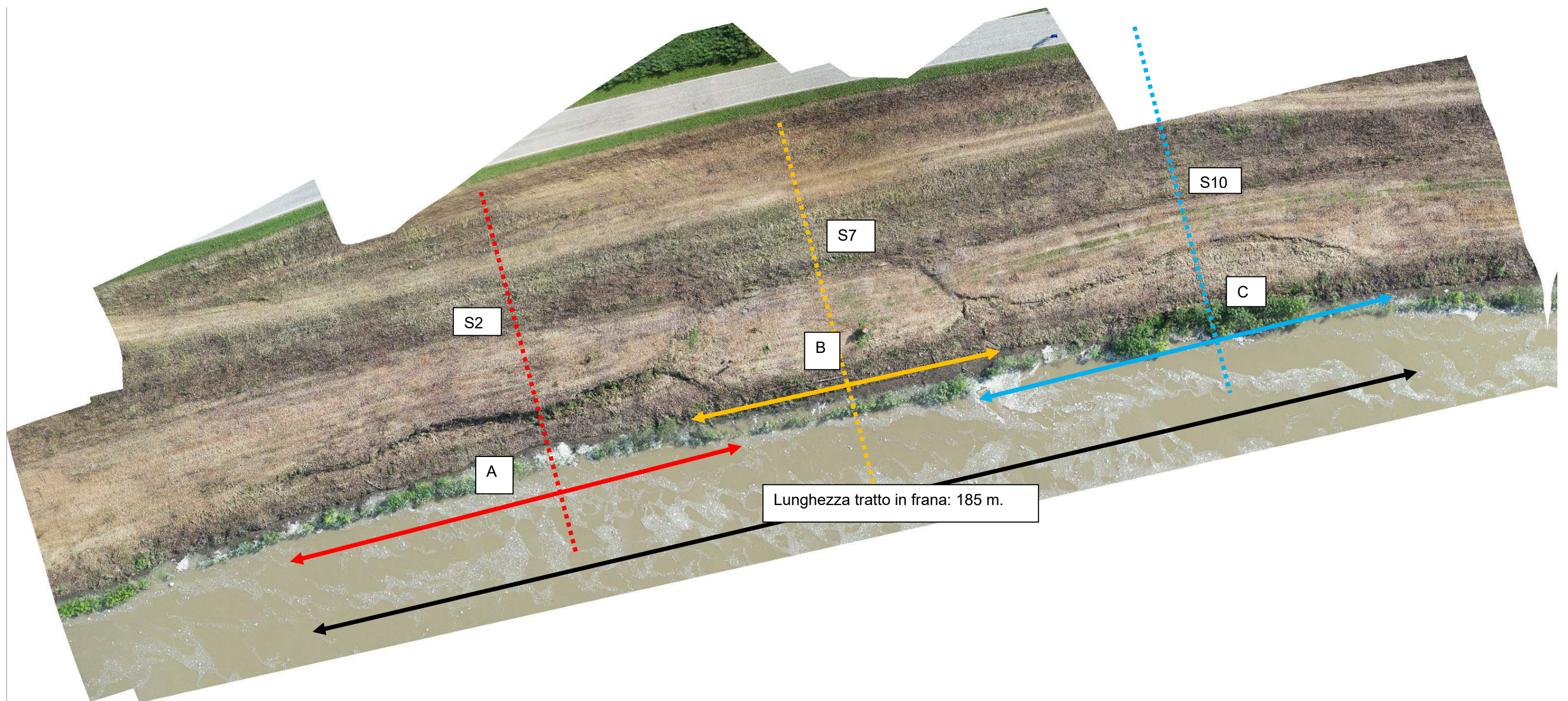


Fig. 4: Ortofoto frana con evidenziati i vari tratti.



## Valutazione delle soluzioni

Le soluzioni che è opportuno per primo valutare sono quelle che solitamente vengono realizzate negli interventi di manutenzione da AIPO. In particolare, ci si riferisce alle seguenti:

- 1) Variazione della geometria delle sponde avendo cura di diminuire il sovraccarico sulla piarda (alleggerimento) e appesantendo a valle il piede dell'argine con una scogliera. (fig. 5)
- 2) Posa in opera di una palificata di pali in legno di lunghezza 12 m., diametro 30 cm., poste su doppia fila a quinconce, con interasse 60 cm. per ogni fila. (fig. 6)

Per verificare la validità di queste ipotesi è stata eseguita una analisi di stabilità delle forze considerando per quanto riguarda la soluzione 1 un semplice equilibrio di pesi mentre per quanto riguarda l'ipotesi 2 prevedendo anche l'inserimento del contributo a favore della sicurezza che apporta la palificata di pali in legno.

Prima di fare questo circoscriveremo alcuni aspetti teorici sullo studio eseguito oltre che definire i parametri sismici necessari per le relative verifiche.

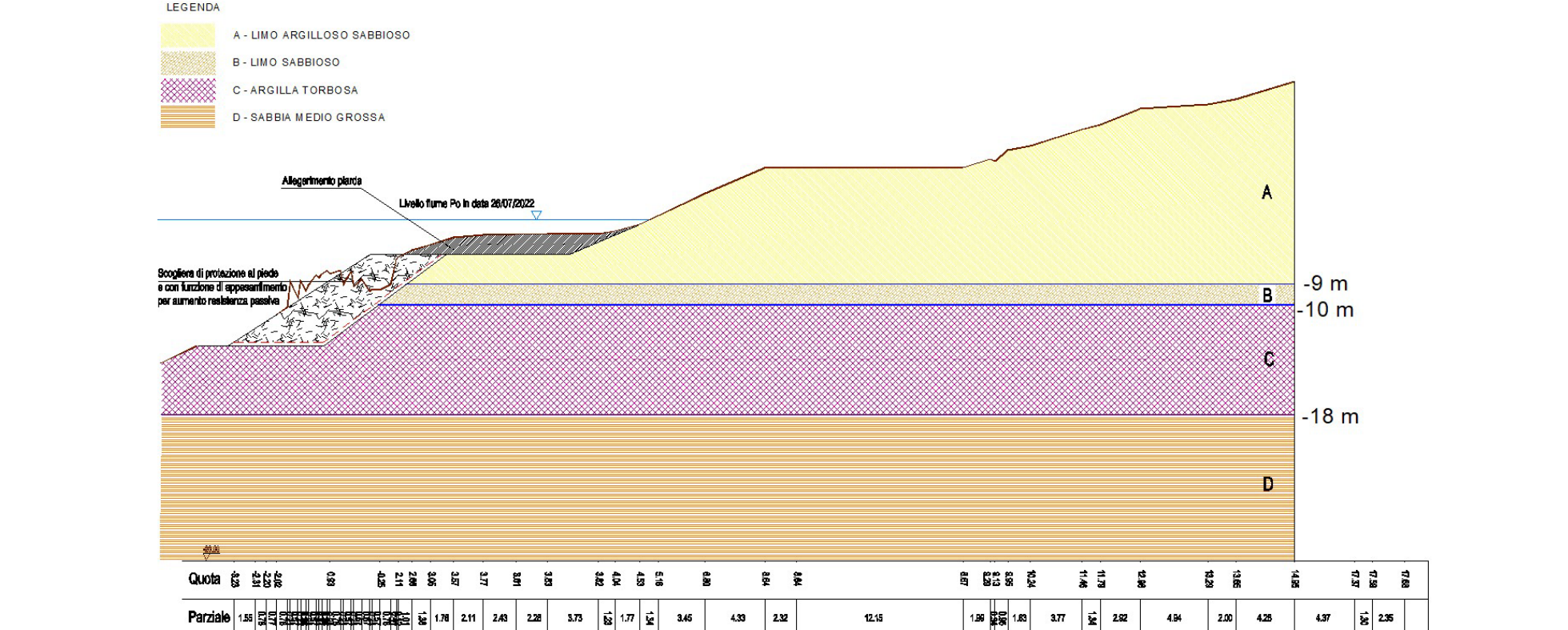


Fig. 5: Schema soluzione 1 con alleggerimento piarda e appesantimento piede



### **Condizioni idrauliche al contorno.**

Il fiume Po nella zona di Ficarolo ha una quota idrometrica assoluta di piena con Tr200 pari a 16,97 m. sul l.m.m. Di conseguenza nei calcoli allo stato limite ultimo (SLU) in condizioni di rapido svasso si considererà questa quota quale riferimento per l'andamento della piezometrica di svasso e quella di morbida del fiume PO che viene considerata pari a 4,9 m. sul l.m.m.

### **Azione sismica**

Per le analisi in condizioni sismiche è stato utilizzato il metodo pseudostatico, in cui l'azione sismica viene trasformata in una azione statica equivalente, costante nel tempo e nello spazio.

Per la valutazione della sicurezza si adottano criteri probabilistici che definiscono la vita nominale di un'opera strutturale VN, intesa come il numero di anni nel quale la struttura deve essere usata per lo scopo di progetto.

Si ricavano i parametri di sismicità.

- Il suolo di fondazione nel punto investigato è classificabile nella categoria D; per quanto riguarda la categoria topografica del sito, questo appartiene alla categoria T1.
- La vita nominale dell'opera, facente parte al gruppo delle "Costruzioni con livelli di prestazione elevati", è pari o superiore a 100 anni.
- In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso diverse; nel caso in esame si fa riferimento alla Classe III: "costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi ...Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso(...)"

Mediante l'utilizzo del software ACCA gratuito EdiLus-MS è possibile determinare i parametri di pericolosità sismica:

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e/o sposta il segnalino sul sito che ti interessa e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

ad es. "Contrada Rosole, 13 BAGNOLI IRPINO"

FICAROLO

Cerca



Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
44.95975105	11.43198042			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
44.961509	11.433126			
Altitudine (mt)	11			
Classe dell'edificio	III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi			
Vita Nominale Struttura	100			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	150			
<b>Parametri di pericolosità Sismica</b>				
Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g$ [-]	$F_0$ [-]	$T_c$ [s]
Operatività	90	0.051	2.537	0.289
Danno	151	0.065	2.512	0.298
Salvaguardia Vita	1424	0.153	2.585	0.303
Prevenzione Collasso	2475	0.186	2.544	0.313

[Termini e Condizioni di utilizzo di EdilLus-MS](#)

- Si ricava un'accelerazione massima attesa  $a_g = 0.153g$ ,  $F_0 = 2.585$

Definiti i parametri di pericolosità sismica, si ricavano i coefficienti sismici orizzontali e verticali, secondo la nuova normativa sulle costruzioni e revisione norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 Gennaio 2018 e CIRCOLARE APPLICATIVA NTC 2018 - 21 Gennaio 2019 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

$$k_h = \beta_s \times a_{gmax} / g$$

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

- $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito. ( $\beta_s=0.24$  - NTC18 par. 7.11.4)
- $g$  = accelerazione di gravità
- $a_{gmax} = 0.275g = S \times a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

dove:

$$S=S_s \times S_t = 1.8 \times 1.0 = 1.8$$

Con

- $S_s = 1.8$  – (tab. 3.2.IV – NTC2018) coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica;
- $S_t = 1.0$  - (tab. 3.2.V – NTC2018) coefficiente che considera l'amplificazione topografica.

$a_g = 0.151g$  accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido. Il suo valore viene estrapolato da un reticolo di riferimento sul territorio italiano. Tali punti di riferimento sono definiti in termini di latitudine e longitudine. La maglia è di 5 km. X 5km.



Stati limite	
$k_h$	<b>0.066</b>
$k_v$	<b>0.033</b>

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

### **Sovraccarichi agenti sui rilevati**

Nelle analisi di stabilità non si è considerato agente alcun tipo di sovraccarico.

### **Verifiche di stabilità rilevati dopo l'esecuzione degli allargamenti**

Per ognuna delle sezioni ritenute significative sono state eseguite le verifiche di stabilità considerando sia la condizione agli SLU che le condizioni sismiche, ricostruendo le possibili superfici critiche di scivolamento e valutando sia superfici di forma circolare che spezzata.

Di seguito si descrivono le combinazioni di carico prese in considerazione agli stati limite ultimi per tutte le verifiche di stabilità eseguite.

### **Combinazioni di carico agli Stati limite Ultimi**

Nella verifica delle condizioni di equilibrio nei vari stati limite, deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Con  $R_d$  pari al valore della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione 6.2.3 NTC2018:

$$R_d = R/\gamma_R$$

La verifica della condizione deve essere realizzata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni ( $A_1$  e  $A_2$ ), per i parametri geotecnici ( $M_1$  e  $M_2$ ) e per la resistenza del sistema ( $R_1$ ,  $R_2$  e  $R_3$ ). Il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$ , per i sistemi geotecnici opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel **primo approccio progettuale (Approccio 1)** sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- **Combinazione 1: ( $A_1+M_1+R_1$ )**
- **Combinazione 2: ( $A_2+M_2+R_2$ )**

Nel **secondo approccio progettuale (Approccio 2)** è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche:

– **Combinazione 1: (A1+M1+R3)**

Nel caso presente si considerano due diverse tipologie di intervento strutturali:

1. Rinforzo arginale con posa del terreno in rilevato;
2. Terre rinforzate;

Per la **tipologia n.1** vengono verificate la Stabilità Globale e la stabilità della porzione di rilevato.

Per la **tipologia n.2** vengono verificati:

1. Scorrimento sul piano di posa e lungo i vari strati critici.
2. Collasso per carico limite
3. Ribaltamento
4. Stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno, stabilità interna e composta del rilevato.

Le verifiche a scorrimento sul piano di posa, il collasso per carico limite, e la verifica a stabilità interna composta, vengono eseguite con l'approccio 2 combinazione A1+M1+R3 (SLU di tipo geotecnico - par. 6.5.3.1.1 NTC18).

Le verifiche a stabilità globale del rilevato vengono invece affrontate con l'approccio 1 combinazione 2 A2+M2+R2 (par. 6.8.2. NTC18).

I coefficienti parziali sono indicati nelle tabelle che seguono.

**Coefficienti parziali per le azioni (Tab. 6.2.I delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”)**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{G3}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\phi'$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$c'$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$C_{uk}$	$c_u$	1.0	1.4
Peso dell'unità' di volume	$g$	$g$	1.0	1.0

Caratteristiche dei materiali per le verifiche a stabilità globale in combinazione A2+M2+R2

Nel nostro caso verranno applicati i parametri di riduzione solo alle caratteristiche delle opere geotecniche progettate e quindi alle scogliere.

Parametri geotecnici assegnati alla scogliera

Litologia	Peso di volume $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Coesione efficace $C'$ (kPa)	Angolo d'attrito interno $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
MASSI DA SCOGLIERA	22	10	45

Parametri geotecnici assegnati alla scogliera dopo l'applicazione dei parametri di riduzione M2.

Litologia	Peso di volume $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Coesione efficace $C'$ (kPa)	Angolo d'attrito interno $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
MASSI DA SCOGLIERA	22	8	38.66

*Nel caso di progettazioni geotecniche, il coefficiente parziale  $\gamma_R$ , opera direttamente sulla resistenza del sistema (NTC2018 par. 6.2.4.1) per cui non verranno applicati fattori di riduzione alle resistenze degli eventuali elementi di supporto, ma, nelle verifiche, saranno considerati i fattori di sicurezza del sistema minimi  $F_s$  pari ai valori di  $\gamma_R$  previsti da normativa.*

I fattori  $\gamma_R$  da considerare sono i seguenti:

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.4$

Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1.15$
Stabilità interna/composta	$\gamma_R = 1.1$

**Coefficienti parziali per le resistenze R3 (Tab. 6.5.I delle  
"Nuove norme tecniche per le costruzioni")**

Per il coefficiente  $\gamma_{R2}$  nel caso di verifica a stabilità globale, si fa riferimento alla tabella Tab.6.8.1 NTC2018 che riporta i coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)
$\gamma_R$	1.1

**Coefficienti parziali per le resistenze R2 (Tab. 6.8.I delle  
"Nuove norme tecniche per le costruzioni")**

Quanto riportato si riferisce alle condizioni statiche.

### Combinazioni di carico in condizioni sismiche

Nelle verifiche di sicurezza in condizioni sismiche deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Nell'approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R3) si dovrà porre pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (par. 7.11.6.2.2 NTC2018) e pari a quelli riportati nella tabella seguente i coefficienti parziali per le resistenze  $\gamma_{R3}$

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.2$
Scorrimento/scivolamento	$\gamma_R = 1.0$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1.0$
Stabilità interna/composta	$\gamma_R = 1.2$

**Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati ultimi (SLV)  
dei muri di sostegno (Tab.7.11.III)**

Nell'approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2) si dovrà porre pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (par. 7.11.1 NTC2018) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$  (par.7.11.4 NTC2018).

### Cenni di teoria sulla stabilità dei rilevati in terra

Il grado di stabilità di un rilevato in terra, in condizioni statiche o dinamiche (per azioni sismiche), nei confronti di movimenti gravitativi, viene valutato attraverso la determinazione del cosiddetto “FATTORE O COEFFICIENTE DI SICUREZZA” indicato con il simbolo  $F_s$ .

Tale coefficiente è un indice della stabilità del pendio in oggetto ed è definito come il rapporto tra la somma delle forze (o dei momenti) risultanti che tendono a opporsi al movimento della massa, e la somma delle forze risultanti destabilizzanti che tendono a provocarlo, cioè:

$$(1) \quad F_s = \frac{\text{Forze resistenti}}{\text{Forze agenti}}$$

Valori di  $F_s$  minori od uguali un certo valore (che dipende dalle combinazioni di calcolo utilizzate) sono indicativi di condizioni di instabilità, mentre per valori maggiori le condizioni sono a favore della stabilità. Questo è il concetto di base di tutti i modelli per la verifica di stabilità che si rifanno al concetto dell'EQUILIBRIO LIMITE.

$F_s$  deve essere valutato entro un preciso riferimento spaziale. È perciò necessario considerare una potenziale superficie di scorrimento nella massa del pendio e valutare tutte le forze agenti e resistenti su detta superficie. In pratica, essendo infinite le superfici di scivolamento possibili,  $F_s$  viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio.

In tal modo il “FATTORE DI SICUREZZA” del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con  $F_s$  più basso. Tale superficie è detta anche “SUPERFICIE CRITICA”. Una superficie di scivolamento assunta divide in due parti distinte il pendio (Fig. 1). Superiormente abbiamo una massa potenzialmente instabile supposta rigida e inferiormente una massa rigida stabile. La (1) permette di determinare la stabilità del pendio nei confronti della superficie considerata precedentemente.

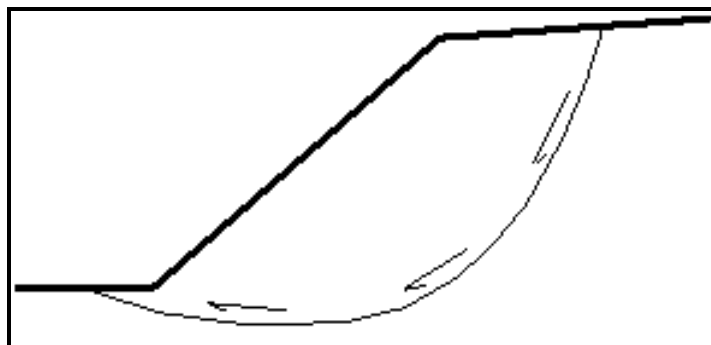


Fig. 1

Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo, espressa in termini del criterio di rottura Mohr-Coulomb.

Per procedere con il calcolo di  $F_s$  la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in "Fette" detti Conci (Fig. 2). Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti. L'insieme delle forze agenti sul concio singolo è presentato in figura 2. Queste forze sono  $W$ =Peso del concio,  $S$ =Forza di taglio mobilitata sulla base del concio,  $P$ =Forza peso normale alla base del concio,  $U$ =Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base,  $T$ =Forza verticale laterale al concio,  $E$ =Forza orizzontale laterale al concio.

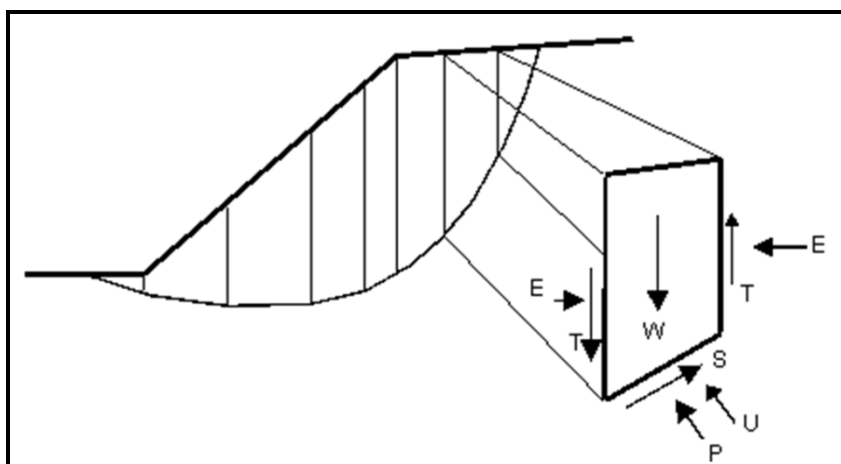


Fig. 2

Le forze  $T$  ed  $E$  di interazione tra i conci adiacenti rimangono solitamente incognite. Nelle procedure di calcolo più rigorose esse non vengono trascurate, tuttavia vengono fatte alcune assunzioni per permettere ugualmente la risoluzione della (1). Le varie procedure di calcolo



nell'ambito del metodo dell'equilibrio limite si diversificano proprio per il tipo di assunti per eliminare alcune incognite nella equazione che permette il calcolo di **Fs**. Tale equazione deve essere risolta sempre in modo iterativo, essendo espressa in forma implicita con l'incognita (**Fs**) in entrambi i membri, assumendo un valore di tentativo iniziale per **Fs** nel membro di destra e ripetendo i calcoli fino a convergenza quando la differenza tra i due **Fs** diventa minore di un certo valore assunto (generalmente 0.001).

Quando tutti i parametri di interesse sono noti si passa al calcolo di **Fs**. L'algoritmo di calcolo può implementare uno dei diversi metodi esistenti nell'ambito dei modelli dell'equilibrio limite. I procedimenti di calcolo avvengono in modo iterativo, come già visto in precedenza, facendo uso di espressioni del tipo della (2). I vari metodi, BISHOP (1955), MORGESTERN & PRICE (1965), SPENCER (1967), JANBU (1954), JANBU (1973) sono tutti riconducibili al "**General equilibrium method**" di FREDLUND et al. (1981), abbreviato con **GLE**. Questi metodi si diversificano per il tipo delle assunzioni e semplificazioni fatte per ridurre il numero delle incognite nel problema, tuttavia come mostrato in numerosi studi comparativi DUNCAN & WRIGHT (1980), FREDLUND et al. (1981), la differenza percentuale dei valori di **Fs** calcolati generalmente non supera il 10%, che è perfettamente compatibile con il grado di incertezza insito in tale tipo di analisi.

Nella procedura di calcolo utilizzata si è fatto uso del metodo di **Janbu e Bishop**, visto il riscontro sia teorico che pratico che essi hanno nella progettazione della stabilità dei pendii.

### Riferimenti per i software utilizzati e verifiche svolte

Per le analisi di stabilità dei rilevati e per le verifiche delle strutture in terra rinforzata è stato utilizzato il programma di calcolo **Slide2 Modeler 2D Limit Equilibrium Analysis for Slopes Build: 9.019.64**, della software house canadese **Rocscience**, con licenza n. **20998-001** regolarmente registrata allo studio Ediltecno Service di cui lo scrivente ing. Ferraro Valentino è direttore tecnico.

Tale software esegue calcoli di stabilità all'equilibrio limite lavorando con superfici di scivolamento circolari e poligonali opportunamente filtrate dall'utilizzatore, riuscendo a simulare tutte le verifiche e combinazioni di calcolo previste da normativa per quanto riguarda la stabilità di versanti e pendii con l'inserimento di rinforzi.

Esegue l'analisi dei cedimenti del suolo di argini, fondazioni e carichi superficiali.

Analizza il cedimento immediato, il consolidamento primario e il cedimento secondario, dando la possibilità di visualizzare i risultati in 3D.

### Analisi di stabilità

Il software esegue le analisi di stabilità del profilo di progetto utilizzando i metodi dell'equilibrio limite, che ipotizzano:

- lo stato piano di deformazione;
- il materiale rigido-plastico ideale;
- il fattore di sicurezza costante lungo la superficie di rottura.

Per quanto riguarda la schematizzazione del **modello geotecnico**, il programma di calcolo Slide permette di tenere conto di terreni variamente stratificati, della presenza della falda, della presenza di pressioni neutre diverse dall'idrostatica.

The 'Define Material Properties' dialog box is shown for 'LIVELLO A'. On the left, a tree view lists 'LIVELLO A' (red), 'LIVELLO B' (green), 'LIVELLO C' (blue), 'LIVELLO D' (grey), 'RIPORTO' (yellow), and 'NUCLEO A\*' (yellow). The main area is titled 'LIVELLO A' and contains the following fields:

- Name: LIVELLO A
- Fill: (red color swatch)
- Hatch: (empty)
- Unit Weight: 19 kN/m3
- Saturated U.W.: 20 kN/m3
- Strength Type: Mohr-Coulomb (with formula  $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$ )
- Strength Parameters:
  - Cohesion: 4 kPa
  - Phi: 30 degrees
  - Tensile Strength: 0 kPa
- Water Parameters:
  - Water Surface: Water Table
  - Hu: Custom 1
  - Specify alternate strength type above water surface: (unchecked)
  - Use strength type from: LIVELLO A

At the bottom, there is a note: 'Note: Material properties are shared across ALL groups and scenarios. (Exclusions: water parameters, anisotropic surface assignments)'. Buttons for OK and Cancel are at the bottom right.

Interfaccia per inserimento delle caratteristiche dei terreni

È possibile, inoltre, inserire elementi di rinforzo quali, tiranti di ancoraggio, sia attivi che passivi, micropali, barre per soil nailing ed altri elementi resistenti a trazione quali le geogriglie o geotessili di rinforzo.

Nel caso specifico in esame sono state inseriti pali in legno.

The 'Support Properties' dialog box is shown for 'PALO LEGNO'. On the left, a tree view lists 'PALO LEGNO' (red), 'Support 2' (purple), 'Support 3' (green), 'Support 4' (magenta), and 'Support 5' (red). The main area contains the following fields:

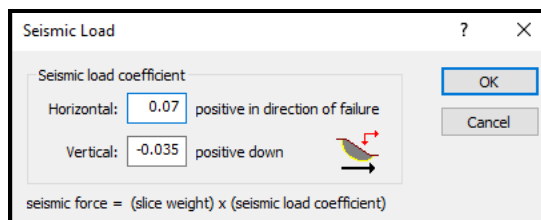
- Name: PALO LEGNO
- Support Type: Pile/Micro Pile
- Color: (red color swatch)
- General tab selected, showing a table of properties:

Type	Data
Force Application and Orientation	
Force Application	Passive (Method B)
Force Orientation	Parallel to surface
Spacing	
Out-Of-Plane Spacing (m)	0.3

At the bottom, there is a note: 'Note: Properties are shared across all groups and scenarios.'. Buttons for OK and Cancel are at the bottom right.

Interfaccia per inserimento delle caratteristiche dei pali in legno

Il software permette di applicare carichi esterni, sia concentrati che distribuiti sulle diverse superfici, e di eseguire anche un'analisi sismica con il metodo statico equivalente, mediante inserimento dei coefficienti di amplificazione sismica orizzontale e verticale.



Slide è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità, ricavando il coefficiente di sicurezza (safety factor, S.F.), come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di potenziale scorrimento e quella mobilitata dal moto incipiente dell'intera massa contenuta dalla superficie stessa.

Il programma effettua le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza utilizzando diversi metodi secondo diversi criteri:

- Bishop - semplificato e rigoroso,
- Janbu
- Morgenstern Price
- Lowe-Karafiath
- Fellenius
- Spencer

## PARAMETRIZZAZIONE DEI PALI IN LEGNO.

I pali in legno di abete diametro 300 mm. e posti con interasse 0,5 m. vengono considerati dei micropali resistenti a taglio. Per la definizione della resistenza al taglio del legno Abete si è utilizzata la tabella UNI EN 11035 – 02. Si è definito di utilizzare una classe di resistenza del legno C18 – S3. A questo riguardo si allega la tabella della norma sopracitata in fig. 21.

prospetto 5 Valori caratteristici per i tipi di legname considerati nella presente norma

Proprietà		Abete/Italia			Pino laricio/Italia			Larice/Nord Italia			Douglasia/Italia		Altre conifere/Italia			Castagno/Italia	Querce caducifoglie/Italia	Pioppo e Ontano/Italia	Altre latifoglie/Italia
Corrispondenza con le Classi di resistenza della UNI EN 338		C24	C18	C40	C22	C14		C22	C18		C35	C22				D24			
Categorie resistenti	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2/S3	S1	S2	S3	S	S	S	S	
Flessione (5-percentile), N/mm <sup>2</sup>	$f_{m,k}$	25	18	40	22	15		23	18	35	22	33	26	22	28	42	26	27	
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm <sup>2</sup>	$f_{t,0,k}$	15	11	24	13	9		14	11	21	13	20	16	13	17	25	16	16	
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm <sup>2</sup>	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm <sup>2</sup>	$f_{c,0,k}$	21	18	26	20	17		20	18	25	20	24	22	20	22	27	22	22	
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm <sup>2</sup>	$f_{c,90,k}$	2,6	2,6	3,2	3,0	3,0		3,6	3,6	3,2	2,9	3,7	3,7	3,7	7,3	11	6,3	7,7	
Taglio (5-percentile), N/mm <sup>2</sup>	$f_{v,k}$	4,0	3,4	4,0	3,8	3,0		3,8	3,4	4,0	3,8	4,0	4,0	3,8	4,0	4,0	2,7	4,0	
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), kN/mm <sup>2</sup>	$E_{0,mean}$	11,8	10,5	15	12	11		12,5	11,5	15,8	13	12,3	11,4	10,5	12,5	12,0	8,0	11,5	
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), kN/mm <sup>2</sup>	$E_{0,05}$	7,9	7,0	10	8,0	7,4		8,4	7,7	11	8,7	8,2	7,6	7,0	10,5	10,1	6,7	9,7	
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), kN/mm <sup>2</sup>	$E_{90,mean}$	0,39	0,35	0,50	0,40	0,37		0,42	0,38	0,53	0,43	0,41	0,38	0,35	0,83	0,80	0,53	0,77	
Modulo di taglio (medio), kN/mm <sup>2</sup>	$G_{mean}$	0,74	0,66	0,94	0,75	0,69		0,78	0,72	0,99	0,81	0,77	0,71	0,66	0,78	0,75	0,50	0,72	
Massa volumica (5-percentile), kg/m <sup>3</sup>	$\rho_k$	375	375	455	425	430		510	520	450	415	530	530	530	485	760	420	515	
Massa volumica (media), kg/m <sup>3</sup>	$\rho_{mean}$	450	450	550	520	520		610	620	540	500	575	575	575	580	825	460	560	

Fig. 21: Estratto norma UNI EN 11035-02

Il calcolo della resistenza al taglio da assegnare all'elemento palo nel software viene sotto calcolato.

diam	300 mm								
raggio	150 mm								
A	70685,83 mm <sup>2</sup>								
RESISTENZA AL TAGLIO DELLA SEZIONE CIRCOLARE									
	k mod	0,6		tab 4,4, IV NTC2018					
	$\gamma_M$	1,5		tab 4,4, III NTC2018					
res taglio	$f_{v,k}$	3,4 N/mm <sup>2</sup>	abete/italia S3 - C18	UNI EN 11035-2 (2010)-UNI EN 338					
$x_d =$		$f_{v,k} * k_{mod}$							
		$\gamma_M$							
$x_d =$	1,36 N/mm <sup>2</sup>		resistenza di progetto (4,4,1)						
T=Rd=	72,10 KN		$3 * A * x_d / (4 * 1000)$	Inverso formula di Jourawsky					

Rd resistenza al taglio di progetto = 72,10 kN per ogni palo in legno.

### Verifica a liquefazione

La liquefazione rappresenta lo stato raggiunto da terreni sabbiosi sciolti saturi che si trovano sottofalda quando perdono la loro resistenza al taglio come conseguenza di un incremento delle pressioni interstiziali. Tale fenomeno si manifesta in concomitanza ad eventi sismici di una certa intensità (magnitudo generalmente superiore a 5.0) e interessa terreni sabbiosi sciolti posti al di sotto del livello di falda.

A seguito del sisma si genera un incremento della pressione interstiziale; tale aumento di pressione causa l'annullamento delle tensioni efficaci del materiale e la sua perdita di consistenza, diventando un fluido denso avente capacità portante molto bassa.

$$\tau = (\sigma'_n - \Delta u) \operatorname{tg} \phi'$$

Con riferimento all'espressione sopra riportata, la resistenza ( $\tau$ ) del terreno si annulla allorché l'incremento della pressione interstiziale ( $\Delta u$ ) generata dal sisma eguaglia la tensione normale efficace agente ( $\sigma'_n$ ).

Tali fenomeni possono provocare importanti deformazioni del terreno, comportando danni di diversa entità.

Secondo le NTC la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle fig. a pag. 48 (a), nel caso di

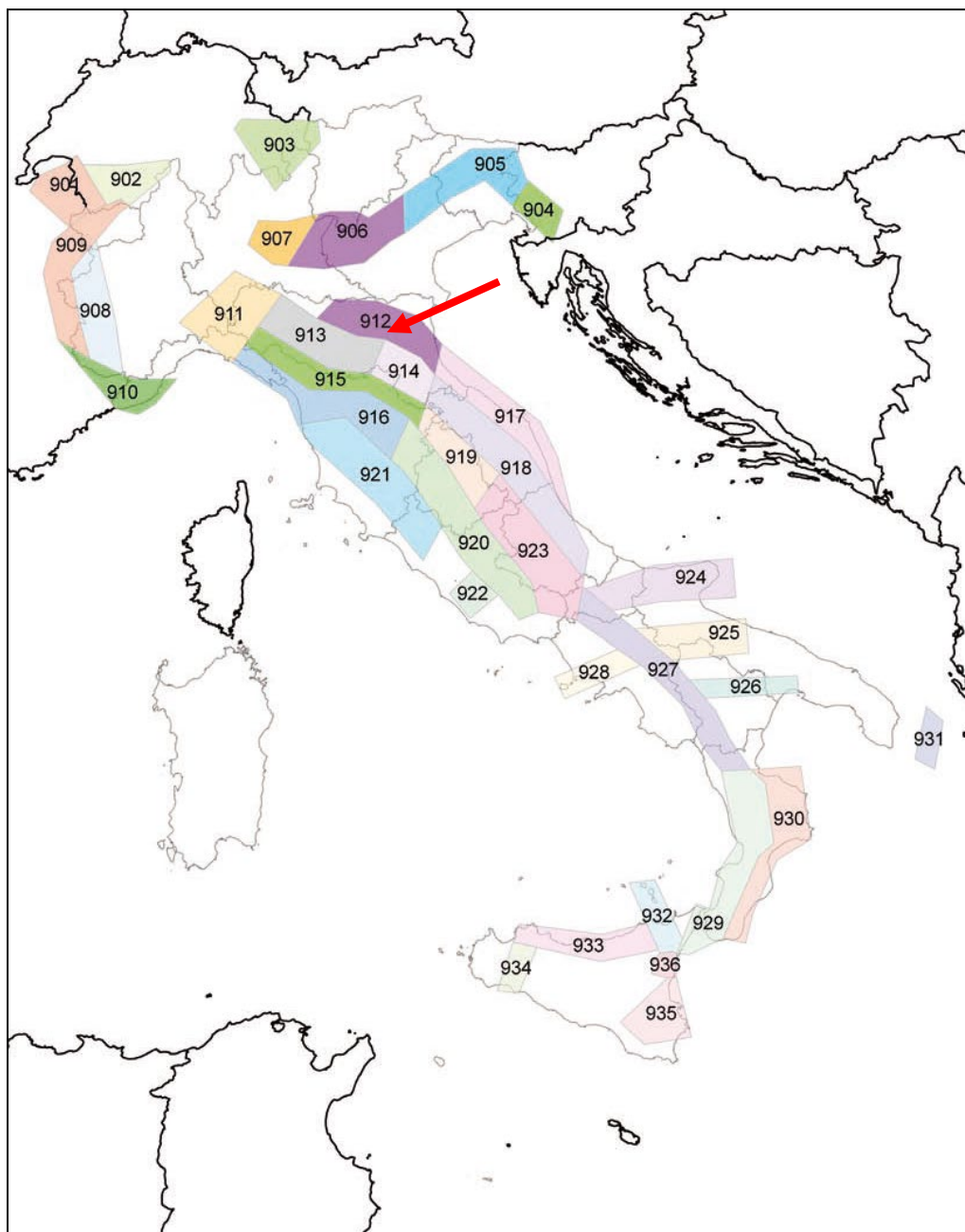
terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  (granulometria uniforme) ed in Fig. 78 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$  (granulometria estesa).

### **Massima magnitudine**

Al fine di valutare la possibilità del manifestarsi di problemi legati alla liquefazione si fa riferimento alla massima magnitudo attesa da sito.

Nell'area in esame il valore assegnato facendo riferimento a: *"Indirizzi e criteri per la MICROZONAZIONE SISMICA Parti I e II"* Presidenza del Consiglio dei Ministri - Dipartimento della protezione civile è **minore a 5** in quanto non facente parte di nessuna area sismogenetica.

Si riportano di seguito le immagini estrapolate dal documento sopracitato a cui si è fatto riferimento.



Zone sismogenetiche per la mappa di pericolosità sismica di base di riferimento (Gruppo di lavoro, 2004). Con la freccia rossa è indicata l'area di interesse.



**Tabella 2.8-1 – Valori di  $M_{wmax}$  per le zone sismogenetiche di ZS9 (estratto da Gruppo di lavoro, 2004)**

Nome ZS	Numero ZS	$M_{wmax}$
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio – Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

**Nel nostro caso quindi non si presenta la necessità di verifica a sifonamento.**

## **Analisi soluzioni studiate**

Si passa ora ad analizzare le verifiche eseguite sulle soluzioni tecniche ipotizzate.

Come anticipato la verifica si baserà sull'equilibrio delle forze all'interno di una verifica di stabilità globale degli argini a seguito di due tipologie di interventi che sono tipiche degli argini in contesti di manutenzione degli argini:

- a) Intervento di alleggerimento a monte con eliminazione di circa due metri di spessore di terreno che ricopre la piarda e appesantimento a valle dello stesso con esecuzione di una scogliera. Quello che si tenta di fare è quindi un bilanciamento dei pesi.
- b) Intervento di ricucitura e collegamento mediante due file di pali in legno tra loro disassate di circa 50 cm. e con interasse dei pali di circa 60 cm. su ogni fila con interasse generale pari a 30 cm. circa. Il tutto comunque sempre coadiuvato dalla presenza al piede di una scogliera di appesantimento..

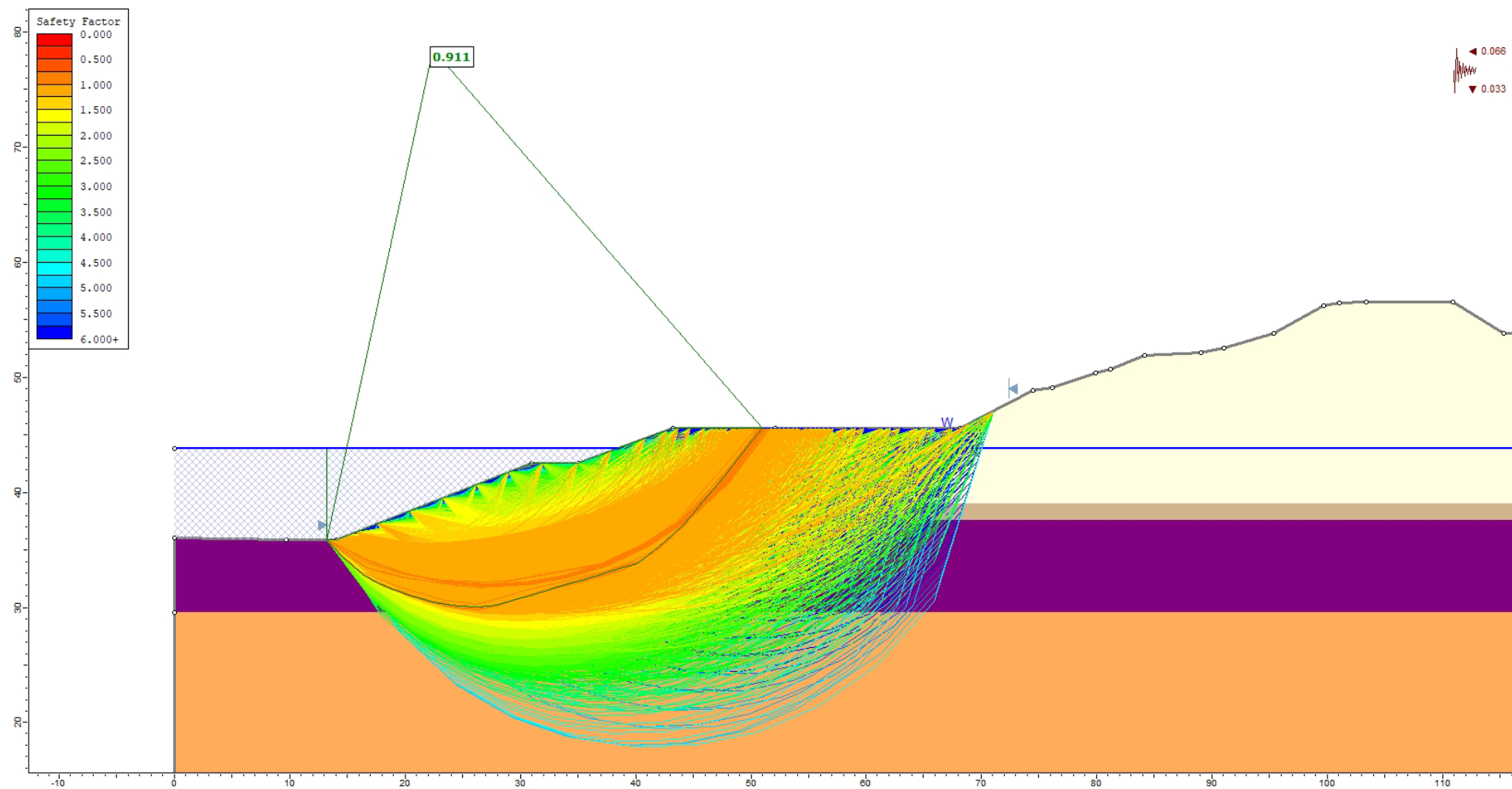
Per ambedue gli interventi sono state ipotizzate delle condizioni di morbida con una condizione di rapido svasso a seguito di un evento di piena centennale.

## **Analisi dei risultati ottenuti**

### Intervento a)

L'intervento di bilanciamento dei pesi risulta carente in quanto sia le verifiche in condizioni sismiche che quelle in condizioni statiche/SLU non raggiungono i fattori di sicurezza minimi previsti dalla normativa. Si allega estratti grafici delle verifiche nelle pagine seguenti.

Come vediamo il fattore di sicurezza risultante sia per le condizioni sismiche che statiche risultano minori di quelli da normativa e risultano addirittura minori all'unità in condizioni sismiche. L'intervento quindi risulta non fattibile.



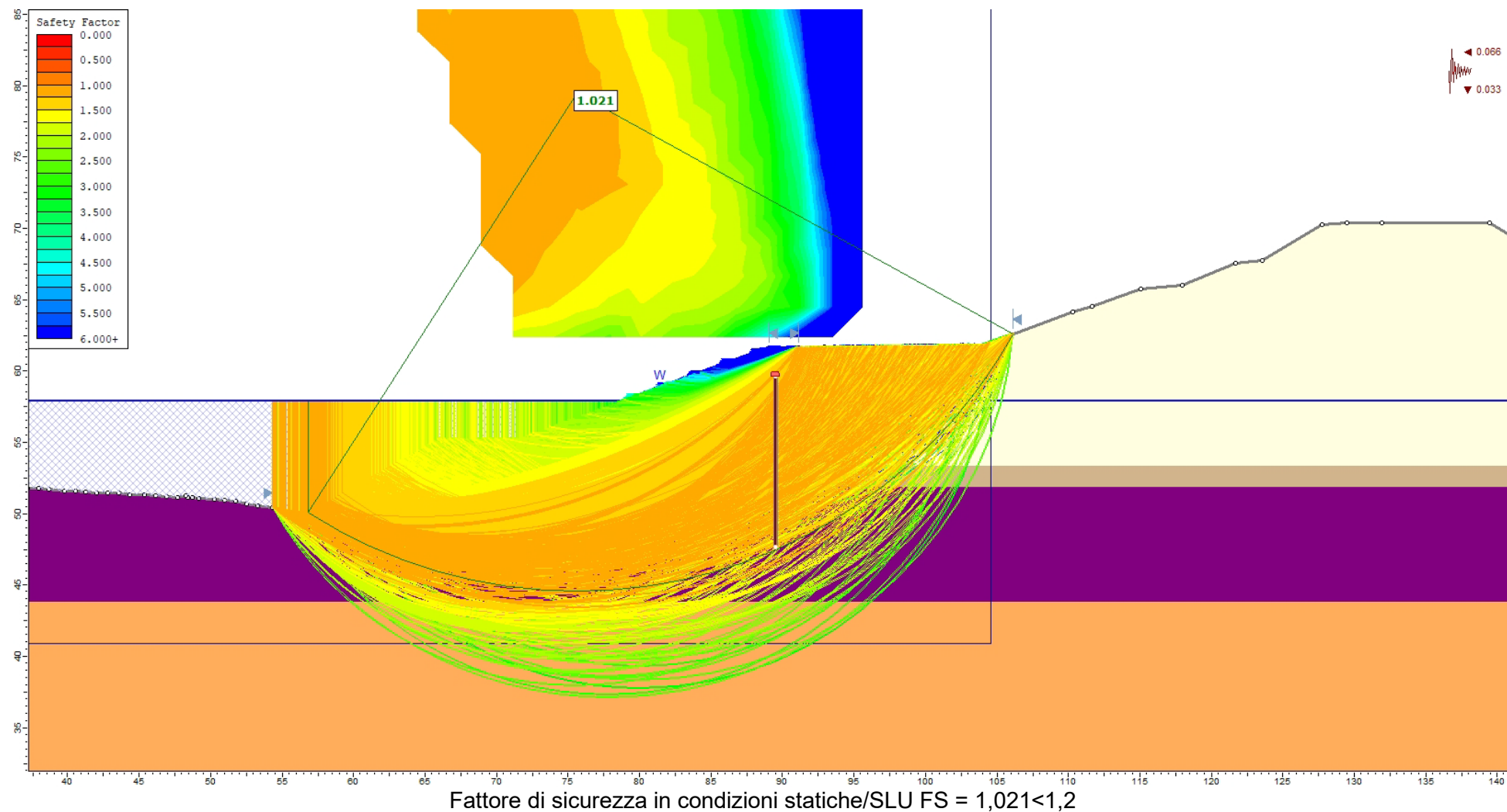
Fattore di sicurezza in condizioni sismiche  $FS = 0,911 < 1,2$

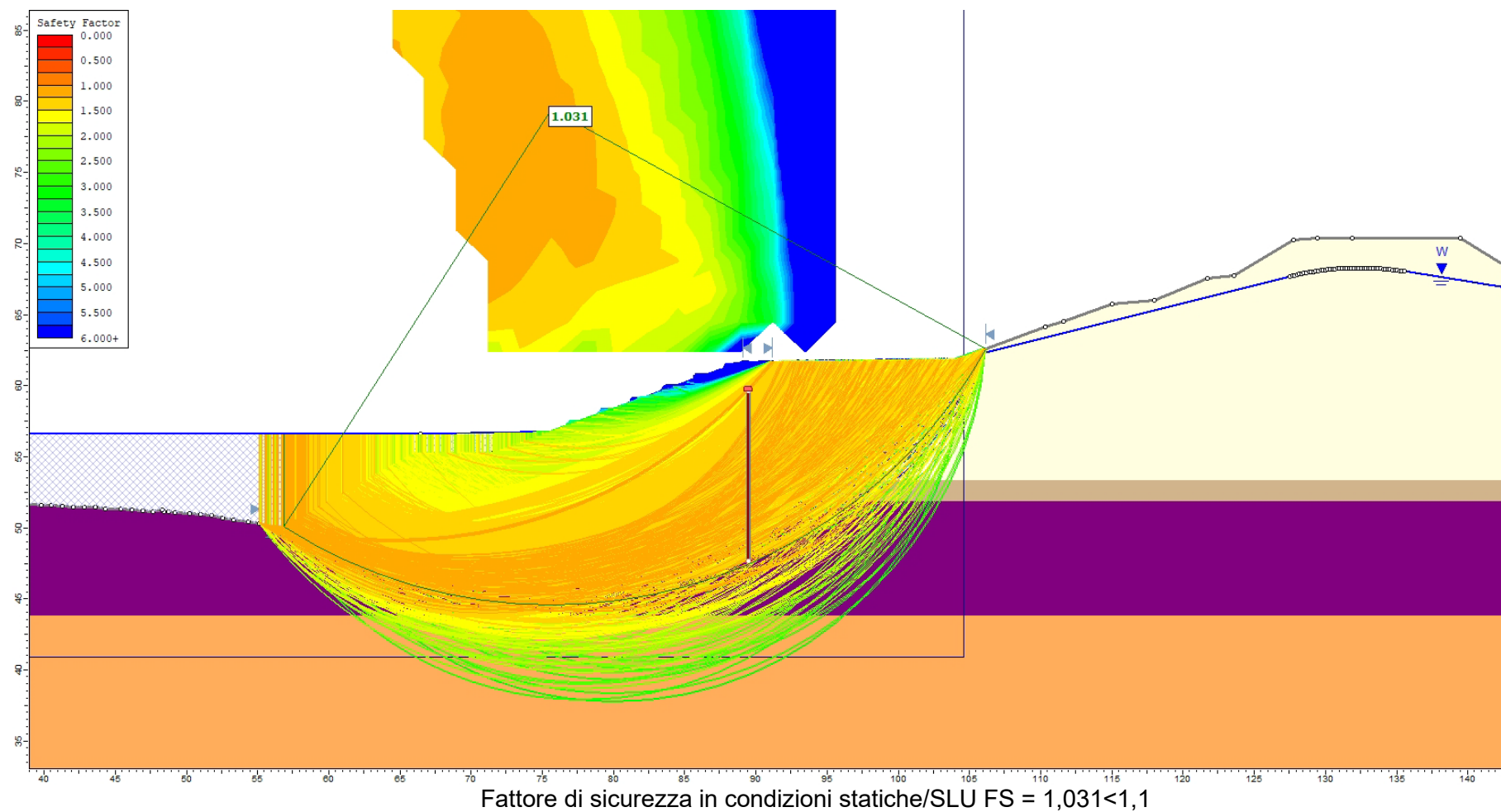
**Ediltecnò Service srl**

Intervento b)

L'intervento con pali in legno risulta anch'esso carente tuttavia in ambedue le condizioni, sia sismiche che in condizioni statiche è in grado di raggiungere un fattore di sicurezza maggiore di 1 il che significa che nonostante non ci siano i margini di sicurezza richiesti da normativa tuttavia possiamo ragionevolmente pensare che l'intervento anche in condizioni limite possa essere in equilibrio.

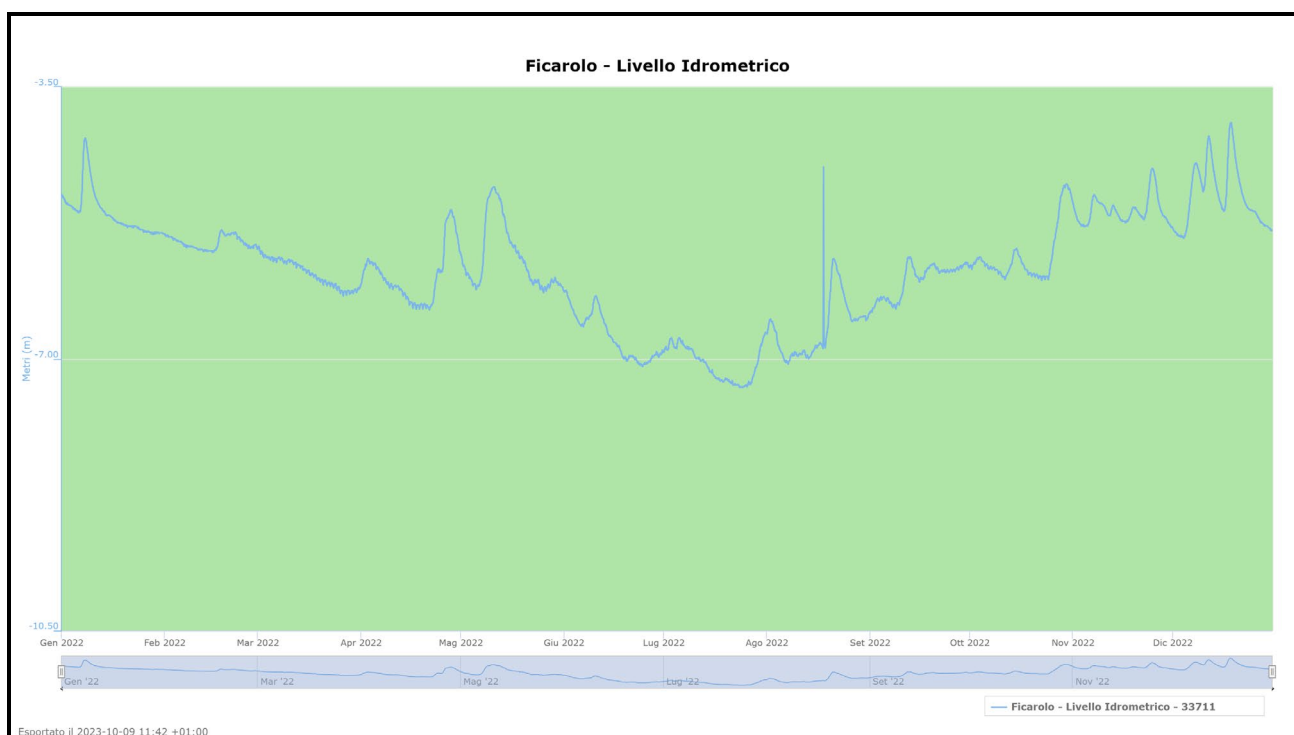
## RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO





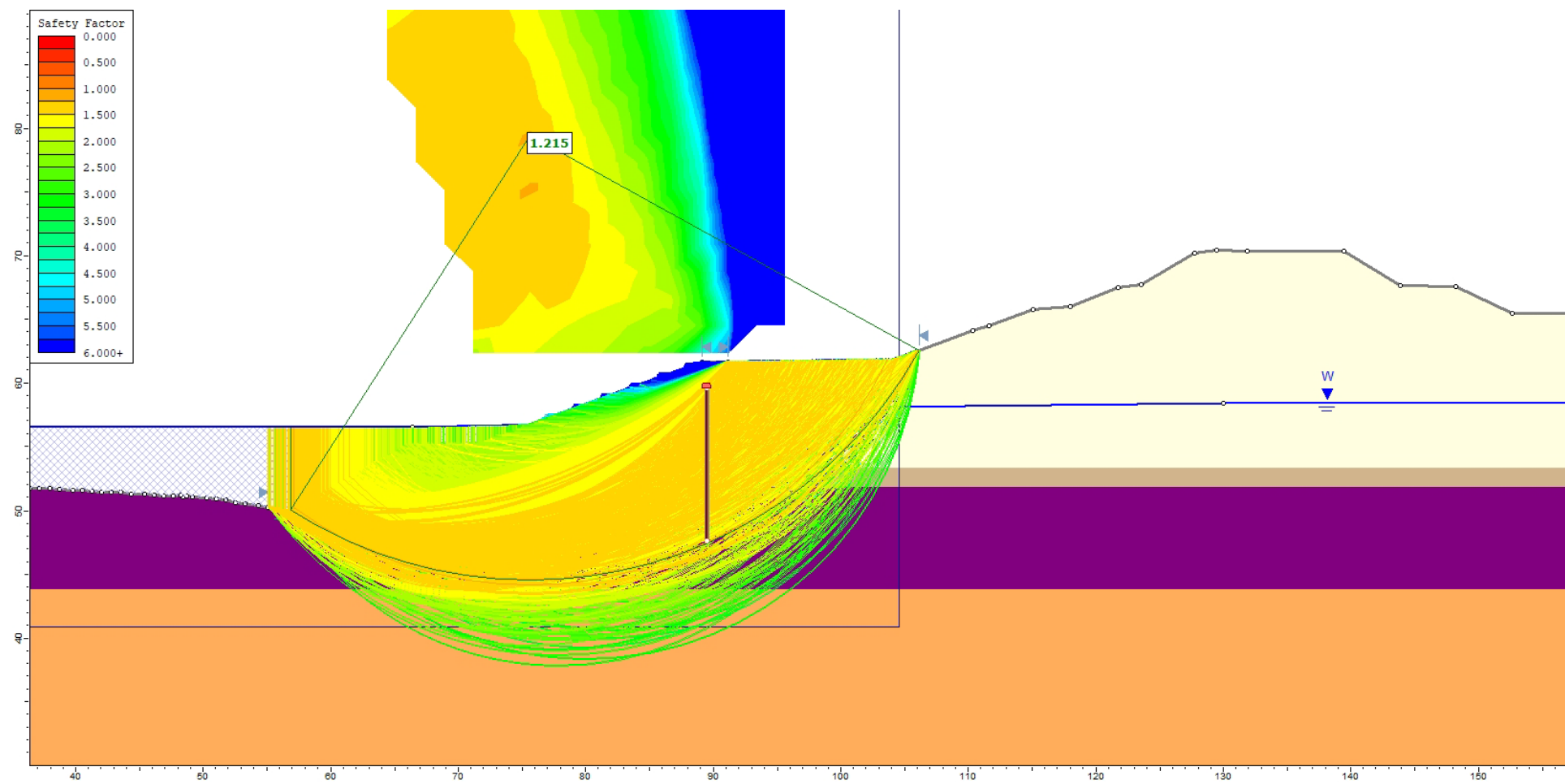
In particolare, quest'ultimo intervento, predisponendosi quale provvedimento di manutenzione di un argine che sta evidenziando problemi non legati a condizioni massime (quali quelle di calcolo sismico o di rapido svasso da evento centennale) ma a condizioni di "ordinario" rapido svasso, può anche diventare l'intervento prescelto.

A tal proposito, riprendendo il livello idrometrico della stazione di Ficarolo dell'anno 2022, il rapido svasso che si è verificato a seguito dell'evento del Maggio 2022 e che ha dato inizio con ogni probabilità al cedimento venuto alla luce nel Luglio 2022 parte da una quota assoluta di circa 5,5 per arrivare ad una quota di circa 3m. con uno svasso di circa 2,5 m.



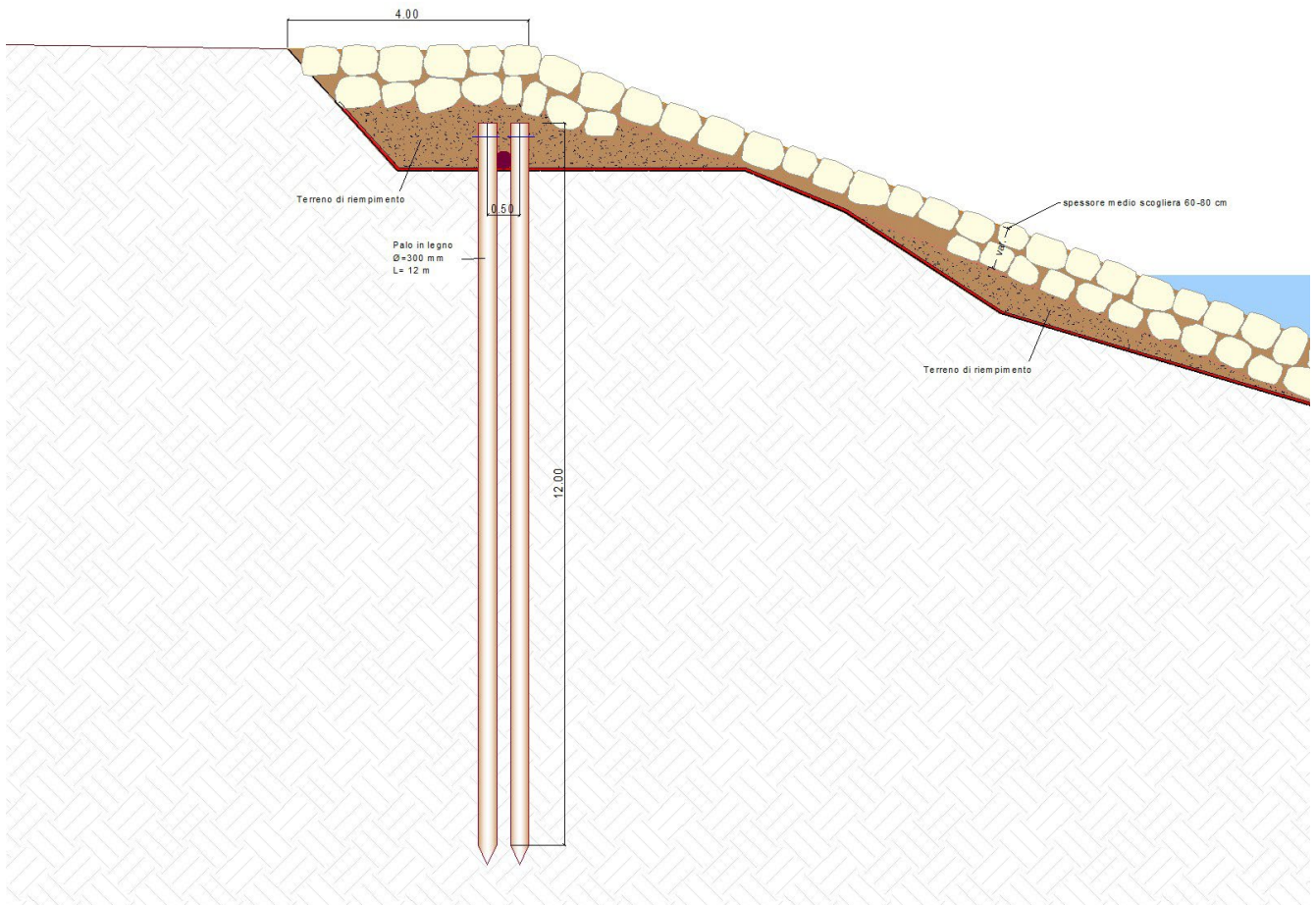
Eseguendo la verifica con tale svasso rapido possiamo osservare come il fattore di sicurezza soddisfi le richieste di normativa.



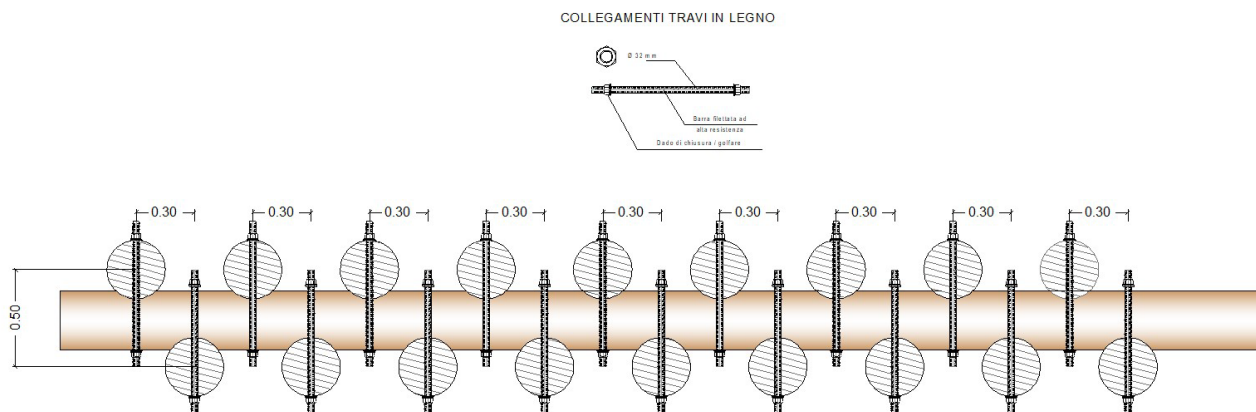


Fattore di sicurezza in condizioni statiche/SLU FS = 1,215 > 1,1

Si riporta nel seguito la disposizione in pianta e in sezione dei pali ricordando che nel calcolo e nel computo sono state previste essenze di abete; è tuttavia possibile utilizzare anche essenza di castagno nel caso sia preferito che risulta equivalente o addirittura migliorativo rispetto all'essenza prevista.

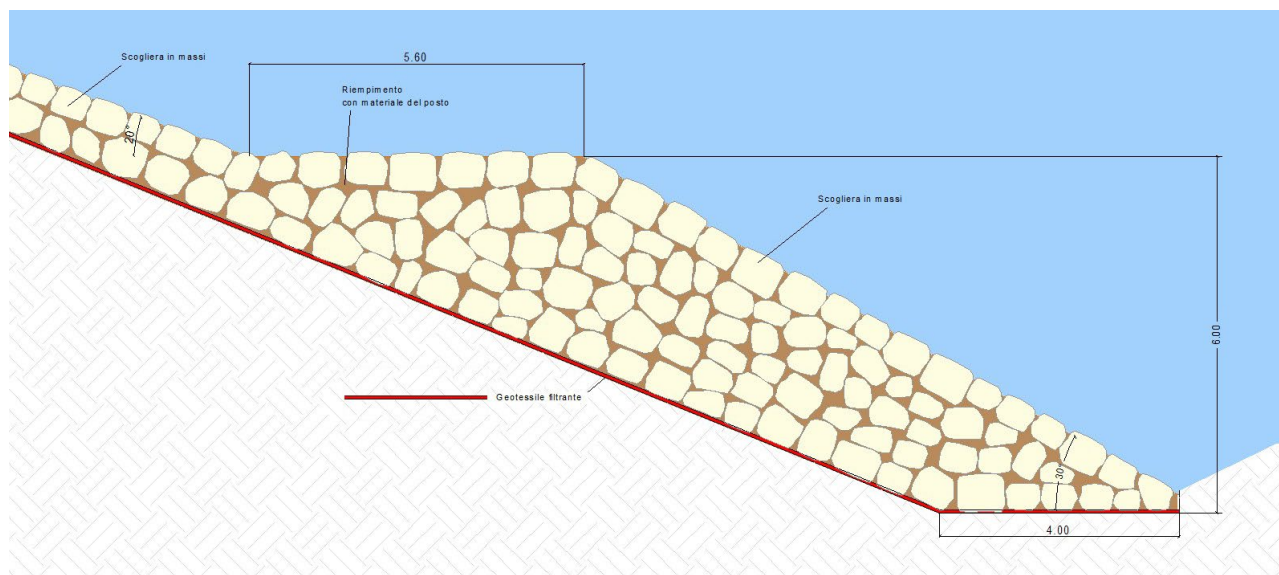


Disposizione della palificata in legno con piano di infissione a circa -2m



Disposizione pali in legno con elemento di irrigidimento in testa.

E' fondamentale e parimenti importante accompagnare la realizzazione del consolidamento di monte con palificata in legno ad una scogliera che sia in grado di creare appesantimento al piede della sponda e, lungo lo sviluppo della scarpata anche una difesa sia all'erosione della corrente che dai fenomeni di sifonamento dello strato di sabbia. Tra il terreno e la scogliera stessa si prevede la posa di un geotessile filtrante in grado di evitare la dispersione del terreno attraverso gli spazi della scogliera.

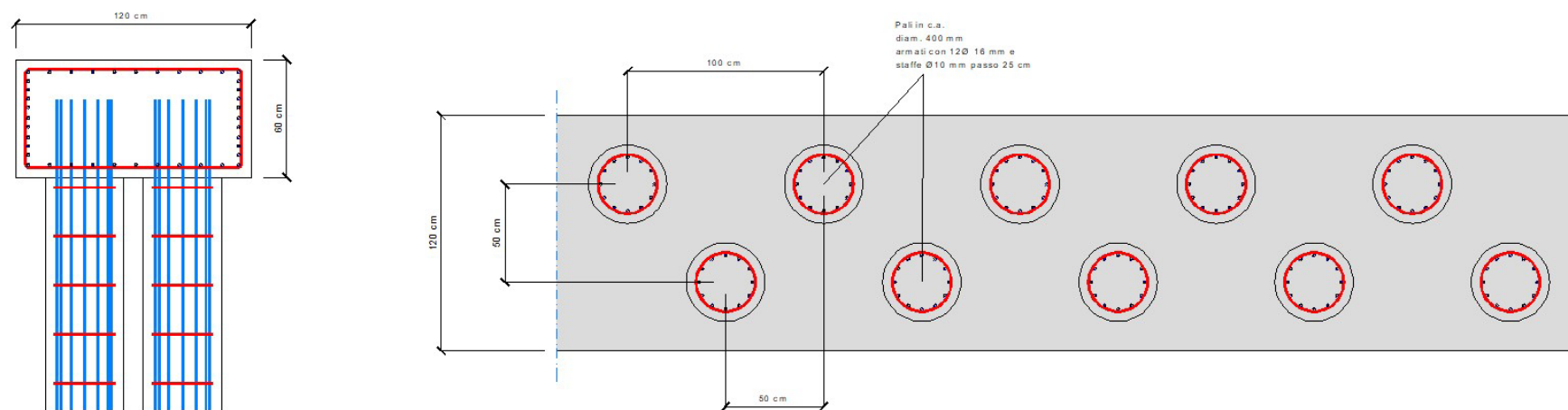


Schematizzazione geometrica della scogliera prevista

### **Terza soluzione**

In un'ottica di dare una indicazione per una risoluzione della problematica a lungo termine si è proceduto a eseguire il predimensionamento di un'opera di consolidamento in grado di soddisfare tutte le richieste di normativa in tutte le condizioni e combinazioni di carico. Tale intervento prevede l'utilizzo di strutture che prima di tutto possano essere spinte ad una profondità superiore rispetto ai pali in legno che al massimo arrivano a 12 m. e che siano in grado di sviluppare una resistenza al taglio superiore agli stessi pali equilibrando le forze che si sviluppano nelle varie combinazioni. Tale soluzione prevede la realizzazione di una paratia/diaframma filtrante (non continuo e impermeabile) formato da pali in calcestruzzo non intersecanti, aventi diametro pari a 40 cm., posti a quinconce su due file parallele poste a 50 cm. di distanza. I pali in ognuna delle due fila avranno una distanza di circa 1 m. Tali pali saranno armati e in testa collegati mediante un cordolo in calcestruzzo armato. Nelle figure seguenti è possibile osservare la disposizione geometrica in planimetria e sezione dell'intervento con armature.

### Disposizione in pianta e sezione soluzione 3



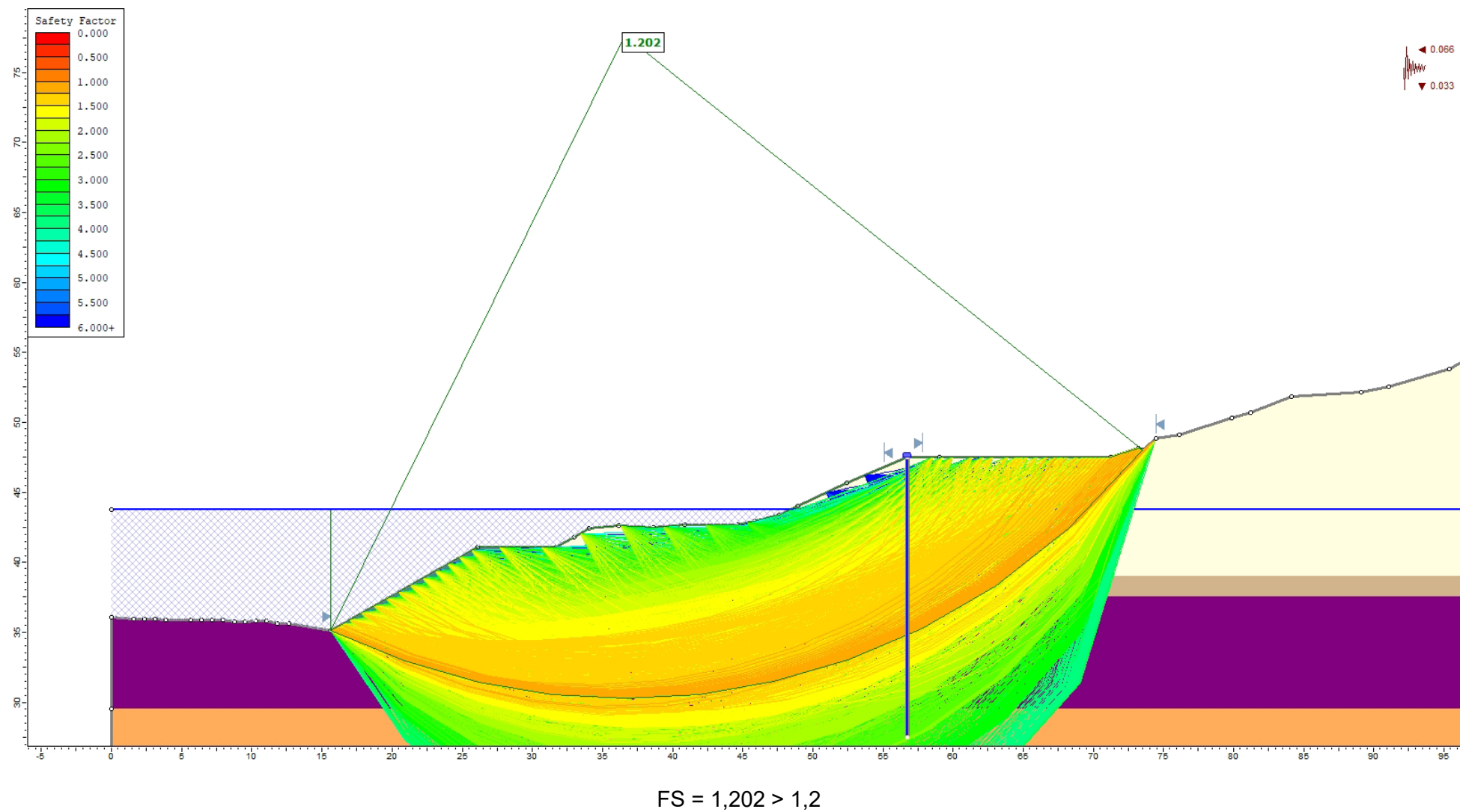
Particolare disposizione dei pali in calcestruzzo armato e del cordolo di contrasto in calcestruzzo.

La lunghezza dei pali è pari a 18 m. e, a partire da -2 m. rispetto al piano piarda si spingeranno sino a circa 20 m. di profondità superando lo strato critico di scivolamento di argilla torbosa.

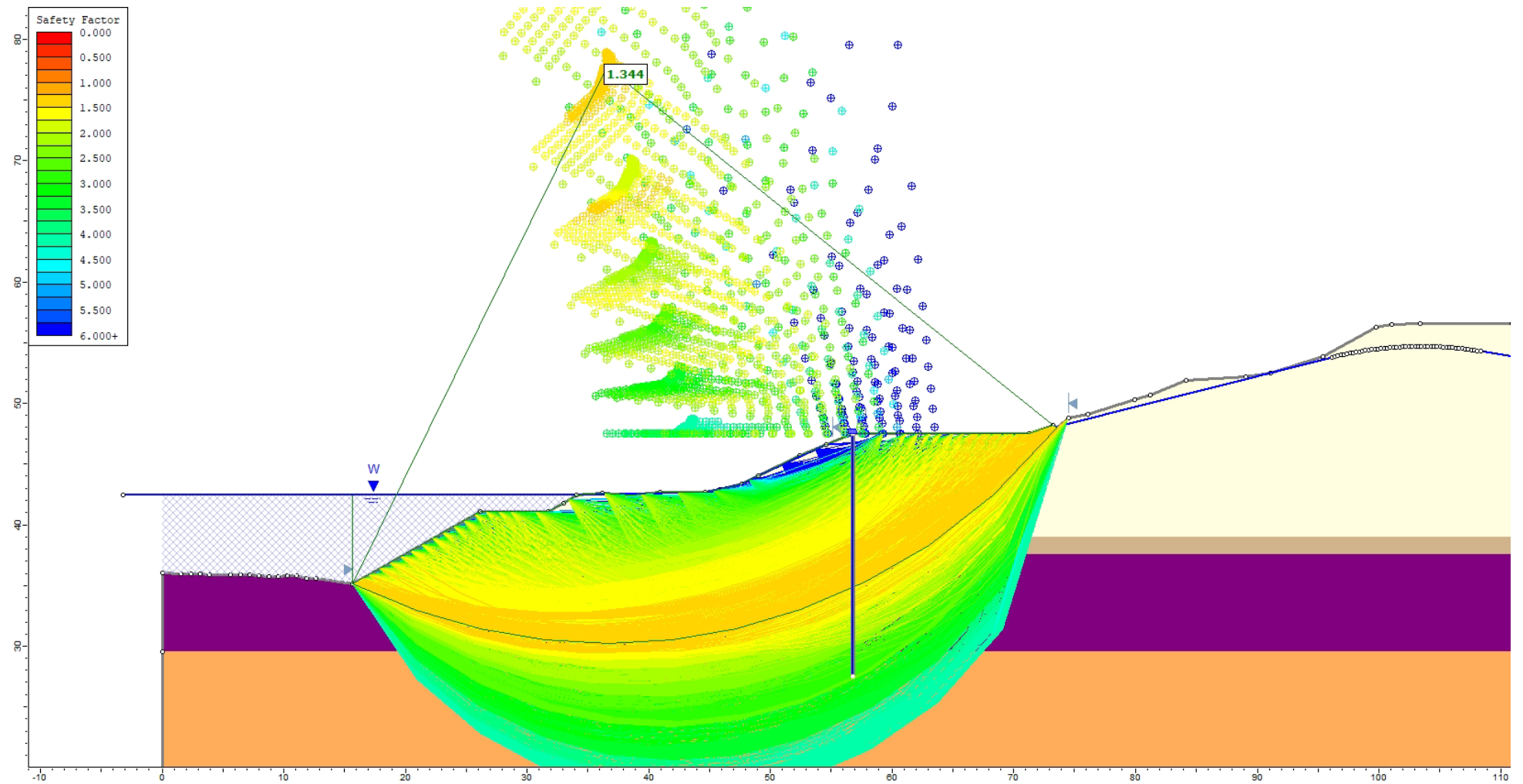
Tale soluzione è stata verificata sia in condizioni sismiche che in condizioni statiche analizzando:

- la stabilità globale secondo l'equilibrio delle forze constatando che l'apporto della palificata è in grado di stabilizzare i movimenti che strutturalmente
- l'efficacia strutturale delle sezioni in calcestruzzo e acciaio previste riscontrando che momenti e tagli sollecitanti sulla paratia filtrante sono sostenibili.

## RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

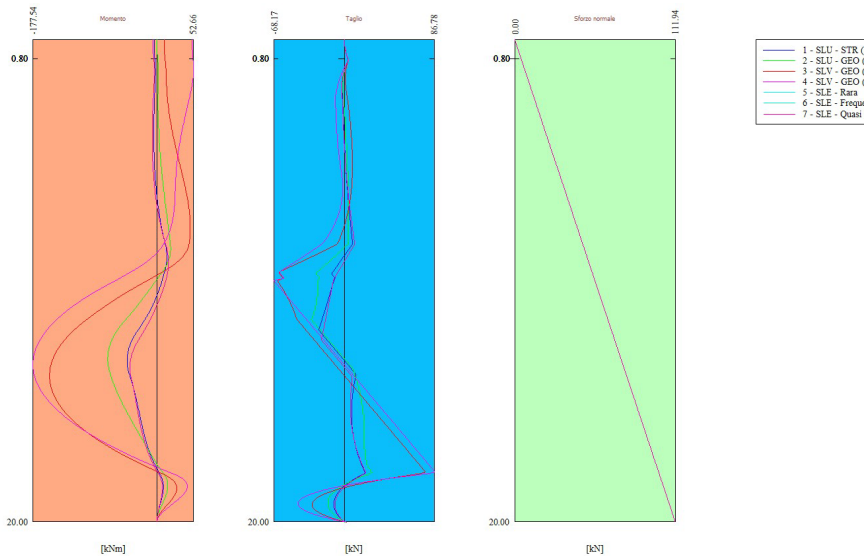








Si allegano sotto anche i principali output di calcolo del software PAC 16 di Aztec



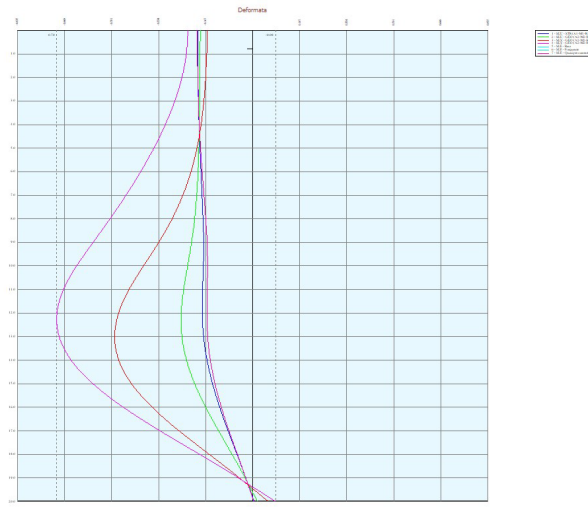
Sollecitazioni (Inviluppo)

Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata

n°      Indice della combinazione/fase  
Tipo    Tipo della combinazione/fase  
Y        ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]  
U        spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle  
V        spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U [cm]	Y <sub>U</sub> [m]	V [cm]	Y <sub>V</sub> [m]	
1	SLU - STR	0.1952	0.00	0.0162	0.00	MAX
		-0.0056	20.00	0.0000	0.00	MIN
2	SLU - GEO	0.2541	12.29	0.0162	0.00	MAX
		-0.0175	20.00	0.0000	0.00	MIN
3	SLV - GEO	0.4903	12.99	0.0162	0.00	MAX
		-0.0559	20.00	0.0000	0.00	MIN
4	SLV - GEO	0.6961	12.29	0.0162	0.00	MAX
		-0.0817	20.00	0.0000	0.00	MIN
5	SLE - Rara	0.1970	0.00	0.0162	0.00	MAX
		-0.0038	20.00	0.0000	0.00	MIN
6	SLE - Frequente	0.1970	0.00	0.0162	0.00	MAX
		-0.0038	20.00	0.0000	0.00	MIN
7	SLE - Quasi permanente	0.1970	0.00	0.0162	0.00	MAX
		-0.0038	20.00	0.0000	0.00	MIN



Spostamenti (Inviluppo)

### Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo PAC - Analisi e Calcolo Paratie

Versione 16.0

Produttore Aztec Informatica srl, Casali del Manco - Loc. Casole Bruzio (CS)

Utente EDILTECNO SERVICE S.R.L.

Licenza AIU6889A3

### Conclusioni

Sono state valutate tre possibili soluzioni per la messa in sicurezza del movimento franoso.

- L'intervento di bilanciamento dei pesi risulta non adatto a risolvere il problema in discussione. Le superfici più profonde sviluppano un deficit di forze che non sono equilibrabili dalla conformazione studiata. Sarebbe necessario sia appesantire ulteriormente il piede con una scogliera molto importante che abbassare ulteriormente il piano della piarda. L'intervento perderebbe la competitività rispetto ad altri parimenti o più efficaci oltre che abbassare troppo l'attuale piano a scapito anche della sicurezza dell'argine maestro principale che protegge l'abitato di Ficarolo.

- La palificata in legno si prefigura come soluzione per condizioni di normali sollecitazioni idrauliche quali sono quelle che hanno effettivamente provocato le attuali condizioni di dissesto e viene quindi prescelta anche alla luce delle disponibilità economiche in questo primo stralcio. La presenza di trovanti fino a 7-8 m. di profondità che potrebbero rendere difficoltoso o impossibile la battitura dei pali verrà superata mediante previsione di costi per l'utilizzo di una sonda in grado di fare un preforo (indicativamente fino a 7-8m) laddove se ne verificasse la necessità.
- La terza soluzione con pali in calcestruzzo armato gettati risulta essere quella tecnicamente più valida delle tre valutate e risolve tutte le condizioni di carico e combinazioni richieste dalla normativa attuale. D'altra parte essa risulta anche molto più onerosa rispetto a quella precedente e per questo motivo non presa in considerazione quale intervento in questo progetto definitivo esecutivo viste le ridotte disponibilità economiche. Sulla base del costo parametrico a metro lineare allegato alla "Relazione di progetto" di questo intervento che evidenzia un investimento economico importante per la sistemazione definitiva si consiglia di eseguire anche una analisi di confronto se tale direzione sia quella più opportuna da intraprendere o se uno studio di idraulica fluviale con pennelli e/o barriere soffolte non possa offrire una soluzione tecnicamente equivalente ed economicamente più conveniente.