

## SS.4 - Variante dell'abitato di Monterotondo Scalo - 2°Stralcio

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. RM190

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA**

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Nando Granieri  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

**IL PROGETTISTA:**

David Carlaccini  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A1245

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

**IL R.U.P.:**

Dott. Ing.  
Achille Devitofranceschi

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

**MANDATARIA:**

**MANDANTI:**



Dott. Ing. N.Granieri  
Dott. Arch. N.Kamenicky  
Dott. Ing. V.Truffini  
Dott. Arch. A.Bracchini  
Dott. Ing. F.Durastanti  
Dott. Ing. E.Bartolucci  
Dott. Geol. G.Cerquiglini  
Geom. S.Scopetta  
Dott. Ing. L.Sbrenna  
Dott. Ing. M.Briganti Botta  
Dott. Ing. E.Sellari  
Dott. Ing. L.Dinelli  
Dott. Ing. L.Nani  
Dott. Ing. F.Pambianco  
Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini  
Dott. Ing. S.Sacconi  
Dott. Ing. F.Aloe  
Dott. Ing. V.De Gori  
Dott. Ing. C.Consorti  
Geom. M.Manzo

Dott. Ing. V.Rotisciani  
Dott. Ing. F.Macchioni  
Geom. C.Vischini  
Dott. Ing. V.Piunno  
Dott. Ing. G.Pulli  
Geom. C.Sugaroni



### GEOTECNICA

### Relazione geotecnica di calcolo

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO: <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">DPRM0190</span> LIV. PROG.: <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">D</span> N. PROG.: <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20</span>	T00-GE00-GET-RE02-A  CODICE ELAB.: <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">T00GE00GETRE02</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">A</span>	-
<b>A</b>	Emissione	17/01/2021	S.Sacconi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO
		VERIFICATO	APPROVATO
		D.Carlaccini	N.Granieri

INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	OGGETTO E SCOPO .....	3
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
4	MODELLO GEOTECNICO DI CALCOLO .....	7
5	ANALISI DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI.....	8
5.1	DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENI VERTICALI.....	11
5.2	CALCOLO DEI CEDIMENTI ATTESI.....	12
5.2.1	Asse 1 – tratto 1 [prg. 0+0.00 ÷ 0+220] _ sezione tipo 2 .....	12
5.2.2	Asse 1 - tratto 2 [prg. 0+220 ÷ 0+400] _ sezione tipo 1.....	14
5.2.3	Asse 1 - tratto 3 [prg. 0+400 ÷ 0+800] _ sezione tipo 1.....	16
5.2.4	Asse 1 - tratto 4 [prg. 0+800 ÷ 1+918] _ sezione tipo 1.....	17
5.2.5	Asse 1 - tratto 5 [prg. 1+923 ÷ fine interv.] – Rot.B– Asse 3 - tratto 1 [prg. 0+0.00 ÷ 0+110] _ sezione tipo 3.....	19
5.2.6	Asse 3 - tratto 2 [prg. 0+110 ÷ fine interv.] .....	21
5.2.7	Cedimenti di consolidazione secondaria.....	23
5.2.8	Sintesi interventi con dreni e precarica .....	24
6	VERIFICHE DI STABILITÀ.....	26
6.1	CRITERIO DI VERIFICA .....	26
6.1.1	Asse 1 – sez. 24 [prg. 1+150] _ Sezione tipo 1.....	29
6.1.2	Asse 1 – sez. 2 [prg. 0+050] _ Sezione tipo 2.....	36
6.1.3	Asse 1 – sez. 41b [prg. 2+029.6] _ Sezione tipo 3.....	42
7	VERIFICHE IDRAULICHE DI FILTRAZIONE IN CORRISPONDENZA DEI RILEVATI.....	49
7.1	INTRODUZIONE .....	49
7.2	GENERALITÀ SUL CODICE DI CALCOLO.....	50
7.3	MODELLO DI CALCOLO.....	51
7.4	RISULTATI ANALISI DI FILTRAZIONE .....	53
7.4.1	Analisi di filtrazione nella Configurazione 1.....	54
7.4.2	Analisi di filtrazione nella Configurazione 2.....	62

## 1 PREMESSA

In riferimento alla progettazione definitiva di “S.S.4 Salaria – Variante di Monterotondo Scalo – 2° stralcio”, riguardo gli interventi previsti dalla viabilità variante all’abitato di Monterotondo scalo, tra il comune di Roma e Monterotondo, il presente documento riporta gli esiti degli studi geotecnici relativi ai terreni presenti nell’area in oggetto.

L’intervento si sviluppa nei pressi della S.S.4 “Salaria” nel territorio di Monterotondo Scalo (RM) e prevede la realizzazione di un tratto di strada in rilevato che avrà anche funzione di argine delle piene occasionali del fiume Tevere, trovandosi il rilevato in zona di esondazione del fiume (asse 1, tratto tra le rotatorie A e B). L’intervento si completa con un tratto di strada in viadotto (asse 2, tratto tra le rotatorie B e C) e con due ulteriori tratti di ricongiungimento alla viabilità esistente (asse 3 e rami Nord e Sud della rotatoria D; la funzione di argine è estesa anche al ramo 3 e parzialmente al ramo Sud della rotatoria D. La figura seguente riporta una planimetria dell’area di intervento con il tracciato di progetto.

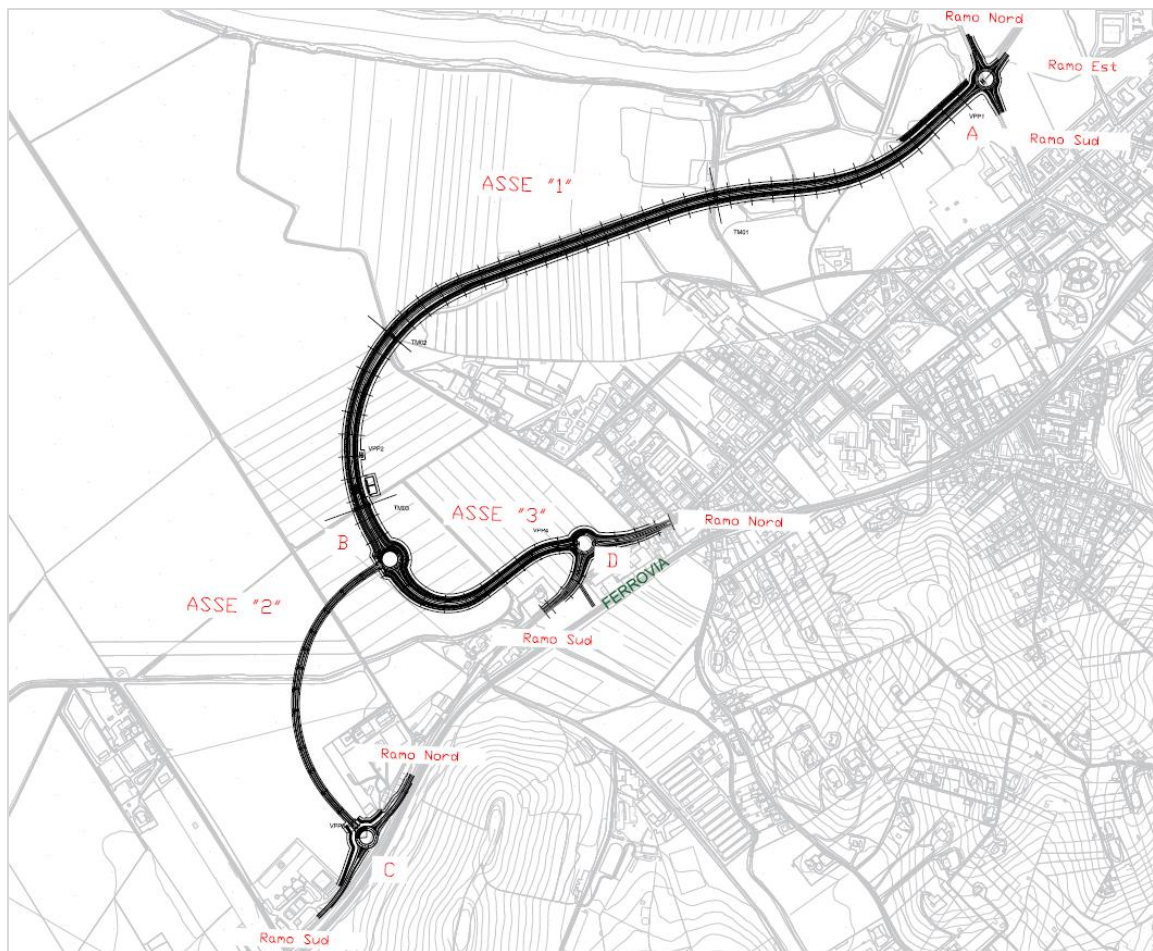


Figura 1. Planimetria dell’area di intervento e del tracciato di progetto.

## 2 OGGETTO E SCOPO

Oggetto della presente relazione sono i tratti che si sviluppano in rilevato, denominati Asse 1, Asse 3 ed i rami di collegamento alla viabilità esistente, comprese le rotatorie (A, B, C e D).

Data la vicinanza dell'intera opera al fiume Tevere, il rilevato è stato progettato, per la quasi totalità del tracciato, prevedendo l'impermeabilizzazione dei paramenti lato Tevere e lato Monterotondo, almeno fino ad una quota di 1.0 m superiore a quella della massima piena prevista, con tempo di ritorno  $Tr = 200$  anni.

L'asse 1 si sviluppa per circa 2 km. Tra le pk 0+000 e 0+222 circa, il rilevato raggiunge altezze comprese tra 1.5 e 6.0 m e sarà realizzato a ridosso di una serie di laghetti artificiali, che si sono formati in seguito all'escavazione di terreno da utilizzare probabilmente a fini costruttivi, e conseguente ristagno di acqua. Per tale ragione, preliminarmente alla costruzione del rilevato stradale, sarà necessario realizzare un argine interno al laghetto ("tura") che permetterà di allontanare l'acqua durante le fasi di realizzazione del rilevato. Inoltre, la vicinanza a Nord col fiume Tevere ha reso necessario la realizzazione di una paratia-taglione al piede del rilevato stesso, costituita da pali secanti in c.a. di diametro  $\varnothing 1000$  mm e lunghezza  $L = 14$  m, disposti ad un interasse di 0.85 m, collegati in testa da un cordolo in c.a. di altezza  $h = 1.0$  m, avente duplice funzionalità: servirà, dal punto di vista idraulico, per allungare il percorso di filtrazione dell'acqua in caso di innalzamento del livello del fiume, ma avrà altresì funzione strutturale se si considera la possibilità che la "tura" a valle venga scalzata in seguito alla piena. In testa al cordolo è previsto un muro di altezza  $H = 1.0$  m. Sul paramento opposto è prevista una gabbionata di sostegno costituita da un allineamento di 2 gabbioni sovrapposti.

Lungo l'asse 1, dalla progressiva 0+222 circa fino a fine intervento ed a seguire lungo l'asse 3, dove l'altezza del rilevato varia da circa 5 fino a 9 m, è ancora prevista una paratia-taglione con funzione idraulica (Figura 4). Costituita in questo caso da pali secanti in c.a. di diametro  $\varnothing 600$  mm e lunghezza  $L = 5 - 7$  m, disposti ad un interasse di 0.45 m, collegati in testa da un cordolo in c.a. di altezza  $h = 0.8$  m. Anche in questo caso ai piedi del rilevato sono presenti un muretto alto 1 m o 2 m lato Tevere ed un gabbione di 2 blocchi al lato opposto. Nei tratti dove il rilevato presenta le altezze maggiori (per i tratti tra le prg. 1+923 e fine intervento dell'asse 1, tra le prg. 0+0.00 e 1+110.00 dell'asse 3, ed in corrispondenza della rotatoria B compresa tra questi 2 tratti), è stato previsto di realizzare parte del rilevato stradale (al di sopra della massima quota di esondazione in caso di piena con  $Tr = 200$  anni) con materiale alleggerito (nello specifico con blocchi di Polistirene Espanso Sinterizzato, di seguito EPS).

Lungo i rami di collegamento tra la viabilità esistente e gli assi principali, in corrispondenza delle rotatorie A, C e D, vengono estesi gli interventi al piede con taglione e gabbioni al piede descritti per gli assi principali.

Lungo tutti i tratti, fatta eccezione per un breve tratto del ramo sud della rotatoria D, la sezione del rilevato risulta impermeabilizzata su entrambi i paramenti, dal piede fino ad una quota superiore di 1 m rispetto alla quota della massima piena con tempo di ritorno  $Tr = 200$  anni. In particolare, sul paramento lato Tevere (che costituisce il paramento esposto alla piena nella futura configurazione di argine) l'impermeabilizzazione è realizzata mediante la messa in opera sul rilevato di un manto sintetico impermeabile, al di sopra del quale viene getta in opera una soletta in c.a. di spessore 20 cm, protetta in superficie da un materasso reno di spessore pari a 30 cm; sul paramento lato Monterotondo, il pacchetto di impermeabilizzazione si differisce per la sola assenza della soletta in c.a..

Lungo l'asse 1 sono state previste delle aperture nei tratti in rilevato mediante la realizzazione di scotolari, che consentano il deflusso degli attuali fossi su entrambi i lati del rilevato.

**Relazione Geotecnica di calcolo**

Nelle figure seguenti si riportano in forma schematica le 3 sezioni tipo sopra descritte, che nell'ambito del presente documento vengono indicate come:

- **sezione tipo 1**: tra le prg. 0+221.76 e 1+918. dell'asse 1, tra prg. 0+110 e fine intervento dell'asse 3, lungo i rami delle rotatorie A e D;
- **sezione tipo 2**: tra le prg. 0+0.0 e 0+271.76 dell'asse 1 (tratto interno al laghetto);
- **sezione tipo 3**: tra le prg. 1+923 fino a fine intervento dell'asse 1, tra le prog 0+0.00 e 0+110 dell'asse 3 ed corrispondenza della rotatoria B (sezione alleggerita in EPS).

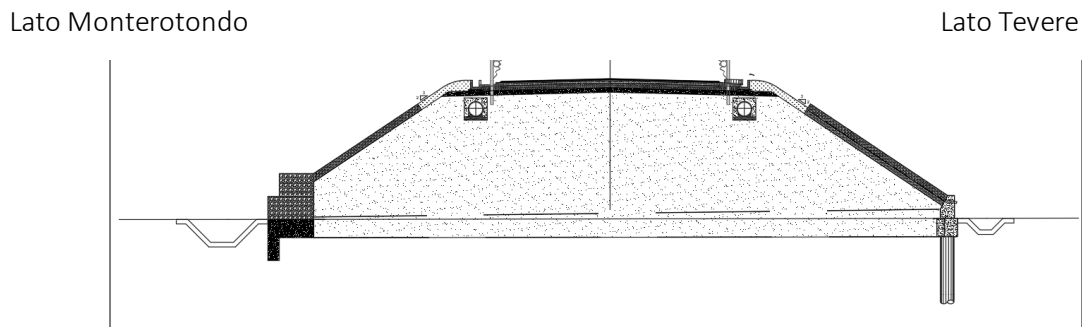


Figura 2. Sezione tipo 1 (Asse 1, Asse 3, rami delle rotatorie)

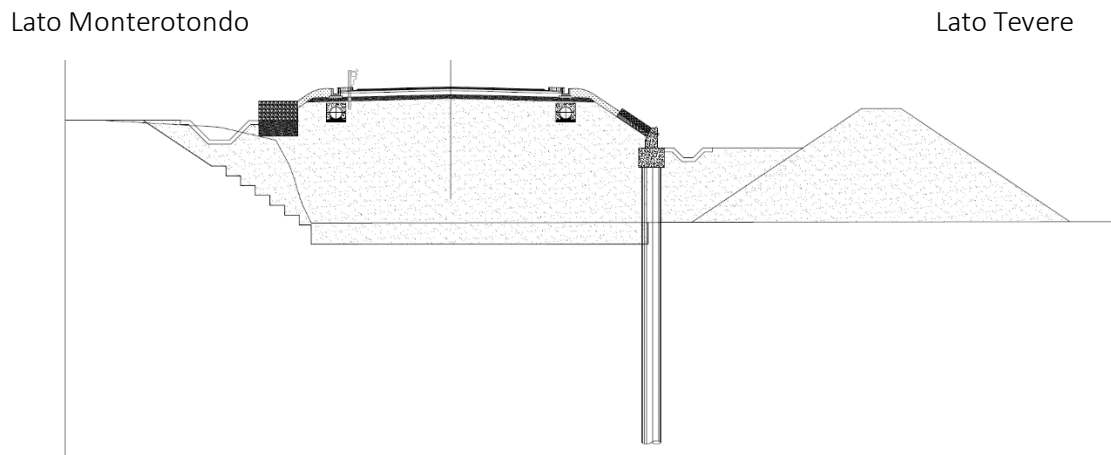


Figura 3. Sezione tipo 2 (Asse 1)



**Relazione Geotecnica di calcolo**

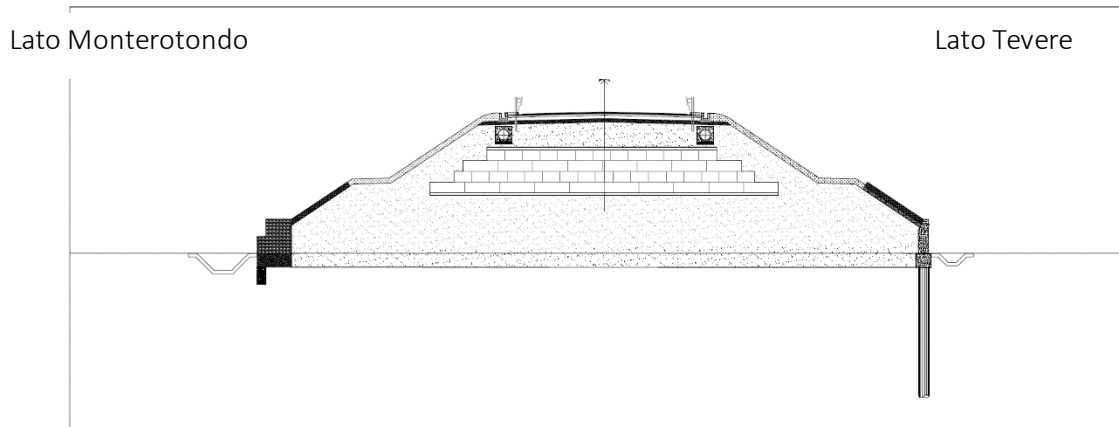


Figura 4. Sezione tipo 3 (Assi 1 e 3).

Si rimanda agli specifici elaborati grafici per una descrizione più dettagliata delle sezioni tipo previste lungo il tracciato.

Nel presente documento verranno trattate le problematiche ed i calcoli di dimensionamento e le verifiche di tipo geotecnico riguardanti la realizzazione dei rilevati e l'interazione di tipo idraulico con gli eventi di piena; per le verifiche geotecniche e strutturali delle opere "esterne" rappresentate dai gabbioni e dai taglioni previsti al piede dei rilevati, e dalla soletta di impermeabilizzazione in c.a., si rimanda alla Relazione di calcolo delle opere lungo linea (elaborato T000M00STRRE05).

Nello specifico, nei paragrafi seguenti vengono trattati i seguenti argomenti:

- modello geotecnico di calcolo;
- valutazione dei cedimenti indotti dalla realizzazione dei rilevati su terreno di fondazione a grana fine e dimensionamento degli interventi con dreni e precarica;
- verifica di stabilità dei rilevati e dei fronti di scavo;
- verifica idraulica dei rilevati nelle condizioni di esondazione del fiume Tevere;

Per la definizione delle caratteristiche generali dell'opera si rimanda alla Relazione generale descrittiva di progetto.

### 3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Nel progetto è stato fatto riferimento alle seguenti Normative ed Istruzioni:

- D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n. 42 – Suppl. Ordinario n. 8 – del 20 febbraio 2018).
- Circolare 21/01/2019 “Istruzione C.S.LL.PP. per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

## 4 MODELLO GEOTECNICO DI CALCOLO

Sulla base dei risultati della caratterizzazione geotecnica descritta nella relazione di caratterizzazione (elaborato T00-GE00-GET-RE01), si riporta di seguito una tabella riepilogativa dei parametri fisici e meccanici delle unità geotecniche definite lungo il tracciato. Nella tabella è stata inserita anche l'unità geotecnica R, che rappresenta i rilevati esistenti, le cui caratteristiche geotecniche sono state assunte tenendo conto di dati di letteratura.

Tabella 1. Sintesi modello geotecnico.

Unità geotecnica	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$c'$ ( $kPa$ )	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$c_u$ ( $kPa$ )	$c_c$ (-)	$c_s$ (-)	OCR (-)	$c_v$ ( $m^2/s$ )	$E'$ ( $MPa$ )
Aoc1	19	15÷25	26÷32	75÷150	-	-	7÷20	$5 \times 10^{-6}$	10
Aoc2	19	15÷25	26÷32	50÷150	0.2÷0.4	0.04-0.08	5÷7	$5 \times 10^{-6}$	-
Anc	19	0	28	$(0.22 \div 0.23) \sigma_v$	0.2÷0.3	0.04	1.0÷1.3	$1 \times 10^{-6}$	-
S-Gh	18.5	-	35	-	-	-	-	-	50
Ac	19.5	30	26	150	-	-	4	-	80

Per la rappresentazione dell'assetto stratigrafico, ovvero degli spessori e delle profondità delle diverse unità geotecniche, si rimanda ai profili geotecnici (T00-GE00-GET-FG01-02-03).

Relativamente alle condizioni idrauliche, il livello di falda in condizioni "ordinarie" nel terreno di fondazione lungo il tracciato è rappresentato nei profili geologici (T00-GE00-GEO-FG01-02-03) e geotecnici (T00-GE00-GET-FG01-02-03); per quanto riguarda il livello del livello libero dell'acqua che si determina sui paramenti dei rilevati in occasione degli eventi di piena considerati progettualmente, si fa riferimento alla relazione della modellazione bidimensionale del fiume Tevere (T00-ID00-IDR-RE03).



## 5 ANALISI DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

Tenuto conto dell'assetto stratigrafico dei terreni lungo il tracciato, ed in particolare della presenza di terreni argillosi a partire dal piano di fondazione e che tra profondità comprese tra circa 15 fino a 40 m dal piano campagna risultano normalconsolidati o solo lievemente sovraconsolidati (Anc), si pone il problema di limitare i cedimenti che si svilupperanno per effetto della realizzazione dei rilevati durante la fase di esercizio dell'opera. Nel caso specifico dell'opera in oggetto, l'esigenza di limitare i cedimenti è resa necessaria anche al fine di contenere gli effetti deformativi sugli elementi di impermeabilizzazione previsti lungo i paramenti dei rilevati, per garantirne la funzionalità in caso di piena. In presenza di terreni prevalentemente a grana fine e normal-consolidati (NC), infatti, solamente una modesta aliquota del cedimento totale indotto dall'applicazione dei carichi (in questo caso rappresentati dal peso proprio del rilevato) si sviluppa in condizioni di breve termine (condizioni non drenate), mentre la quasi totalità del cedimento si sviluppa nel tempo in seguito ai processi di consolidazione legati alla dissipazione delle sovrappressioni interstiziali generate in condizioni non drenate. Si pone pertanto la necessità di anticipare i cedimenti di consolidazione mediante la realizzazione di una precarica, associata all'uso di dreni verticali per accelerarne il processo e renderlo compatibile con la funzionalità dell'opera in tempi ragionevoli.

Tale problematica si pone in generale lungo tutto il tracciato, seppure con entità diverse (in termini di cedimenti e di tempi di esaurimento degli stessi) in ragione sia dell'altezza del rilevato ovvero del valore del carico applicato sia dello spessore dei terreni argillosi compressibili dell'unità Anc, al di sotto dei quali sono presenti le formazioni più rigide costituite da sabbie e ghiaie (unità SeGh) e da argille consistenti (Ac). Come descritto in precedenza, nei tratti nei quali il rilevato raggiunge le altezze maggiori e contemporaneamente risulta maggiore lo spessore delle argille Anc, oltre all'intervento con precarica e dreni è stato previsto di realizzare parte del rilevato di progetto in materiale alleggerito di tipo EPS al fine di ridurre l'entità del carico trasferito al terreno e conseguentemente di contenere i cedimenti indotti.

Lo studio del comportamento in esercizio dei rilevati è stato effettuato in corrispondenza delle sezioni più significative, individuate in funzione della geometria del rilevato e dello spessore dell'unità maggiormente compressibile (Anc), per ogni tratto di applicazione delle sezioni tipo descritte nel precedente cap.2.

Al fine di dimensionare gli interventi con dreni e precarica previsti, è necessario descrivere prima di tutto le macrofasi esecutive necessarie alla realizzazione dei rilevati:

- Fase 1: realizzazione di uno scavo di altezza pari a 80 ÷ 100 cm (spessore di scotico + bonifica);
- Fase 2: installazione dei dreni a nastro prefabbricati di lunghezza  $L = 25$  m, disposti a quinconce secondo una maglia 2.5 m x 2.5 m;
- Fase 3: posa in opera di uno strato di misto granulare ben compattato di 80 ÷ 100 cm e del geotessile di separazione;
- Fase 4: realizzazione del rilevato di precarica, di sezione maggiorata rispetto a quella del rilevato di progetto ( $H_{ril\ prec} = H_1 = H_{prog} + \Delta H_1$  e conseguente sviluppo del processo di consolidazione del terreno di fondazione al fine di ottenere nello spessore di terreno interessato dai dreni un grado di consolidazione medio non inferiore al 95%; nello specifico, tenuto conto delle caratteristiche dei terreni e del sistema di dreni previsto, tale tempo è stato stimato non superiore a  $t = 3$  mesi;
- Fase 5: al raggiungimento di un grado di consolidazione pari al 95%, rimozione della precarica (ovvero dello strato di terreno del rilevato che, dopo i cedimenti scontati, si trovi a quota superiore rispetto alla quota di progetto);

**Relazione Geotecnica di calcolo**

- Fase 6: realizzazione della sezione finale del rilevato di altezza  $H_{prog}$  e delle opere di presidio idraulico al piede (taglione, gabbioni) e di impermeabilizzazione sui paramenti esterni. La realizzazione delle sezioni di progetto prevede anche la sostituzione dell'ultimo strato di rilevato con il pacchetto stradale.

Al termine del processo di consolidazione innescato dal carico trasferito dal rilevato di precarica, il terreno avrà di fatto scontato cedimenti superiori a quelli indotti dal carico corrispondente al rilevato di progetto, risultando inoltre leggermente sovraconsolidato (in ragione della rimozione dello spessore di "precarica" sopra definito).

Nei paragrafi seguenti si descrivono il dimensionamento del sistema di drenaggio previsto, le analisi svolte al fine della valutazione dei cedimenti e del loro decorso nel tempo.

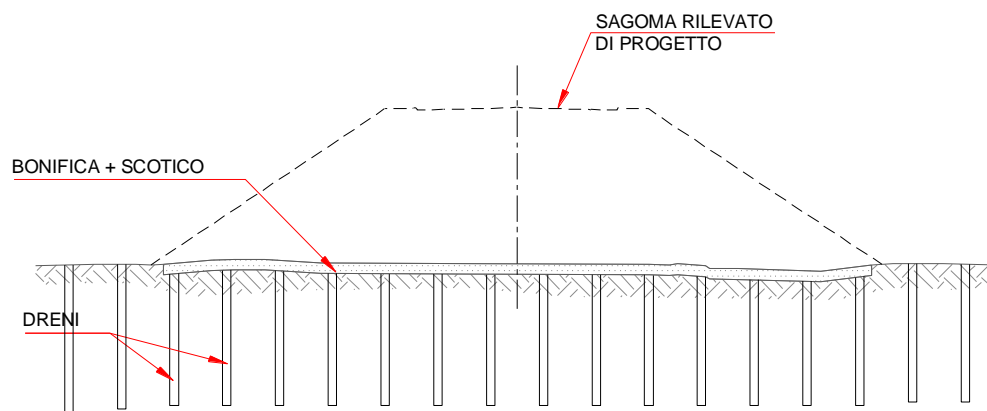


Figura 5. Fasi 1 e 2 : scotico + bonifica e realizzazione dei dreni (sotto l'impronta del rilevato di sezione maggiorata).

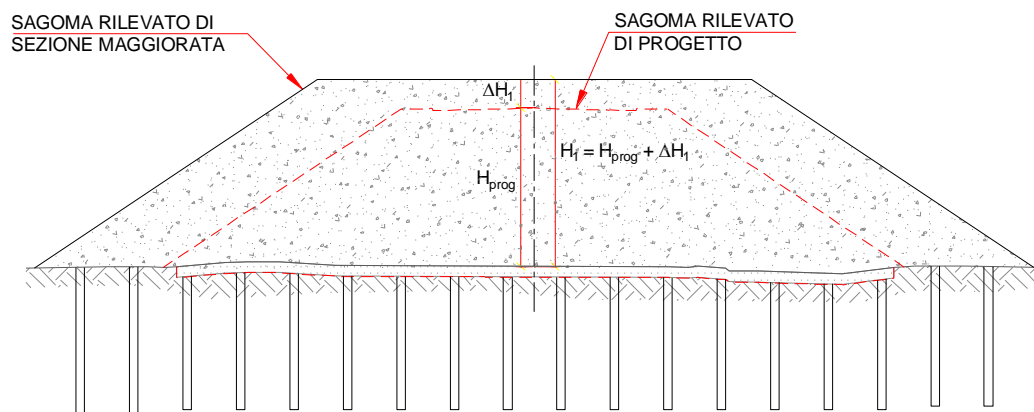


Figura 6. Fase 4: realizzazione del rilevato di sezione maggiorata, di altezza  $H_1 = H_{prog} + \Delta H_1$  (tempo  $t = 0$  del processo di consolidazione).

Relazione Geotecnica di calcolo

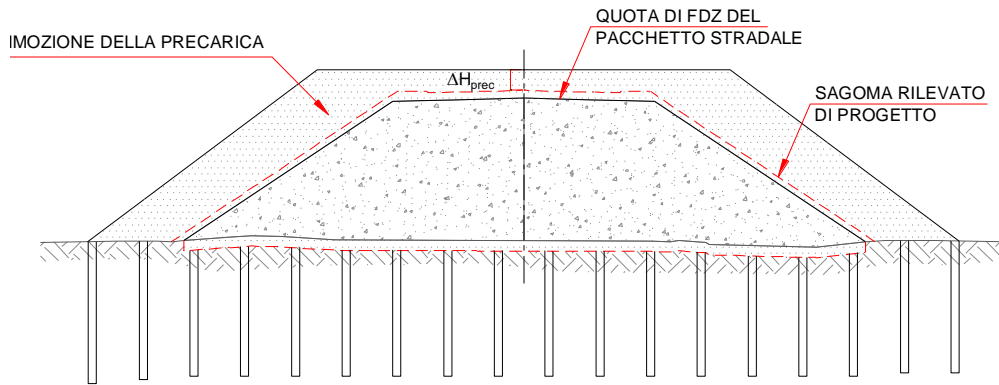


Figura 7. Fase 4: a fine consolidazione (U=95%), rimozione dello spessore di pre-carica  $\Delta H_{1prec}$ .

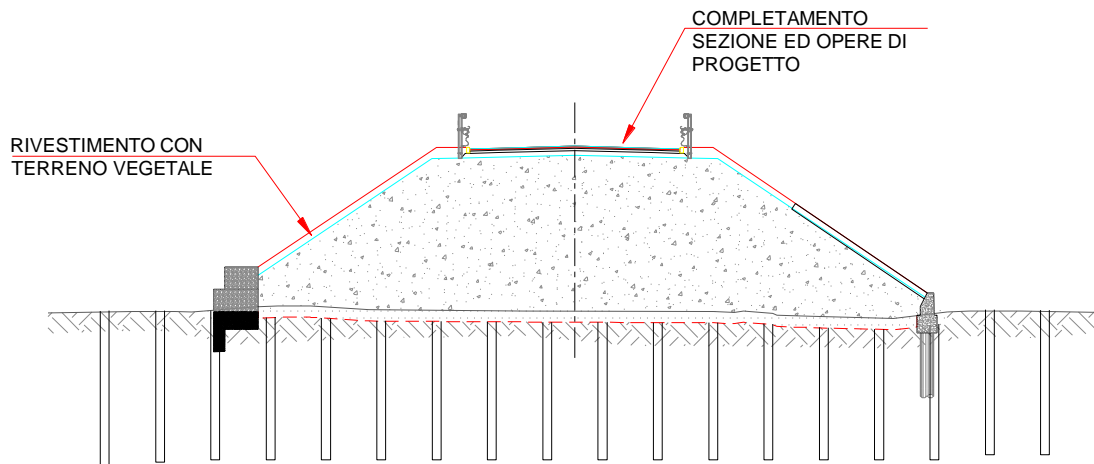


Figura 8. Fase 6: completamento della sezione di progetto.

## 5.1 DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENI VERTICALI

Come anticipato, in presenza di spessori consistenti di terreni di fondazione a grana fine poco permeabili (Aoc e Anc) e compressibili (Anc), il naturale svolgimento dei processi di consolidazione dovuti alla realizzazione dell'opera renderebbe operativamente impraticabile il completamento della stessa e quindi la sua entrata in esercizio in tempi compatibili con quelli con l'uso dell'opera, poiché il raggiungimento del 95% del grado di consolidazione medio si verificherebbe in tempi estremamente lunghi, dell'ordine di qualche anno. La valutazione dei tempi di consolidazione naturali è stata eseguita nell'ipotesi di consolidazione monodimensionale con possibilità di drenaggio solo in superficie assumendo come massimo percorso di drenaggio lo spessore delle unità argillose (variabile lungo il tracciato) ed un valore del coefficiente di consolidazione primaria operativo  $c_v = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  (valore cautelativo). Il tempo di consolidazione, corrispondente ad un grado di consolidazione  $Um = 95\%$ , è stato determinato secondo la seguente relazione:

$$t = \frac{T_V \cdot H^2}{c_v}$$

dove  $T_v$ , fattore di tempo adimensionale, è pari a 1.129 ( $Um=95\%$ ).

Al fine di accelerare lo sviluppo dei cedimenti al di sotto del rilevato, è stata prevista la realizzazione di un sistema di drenaggio verticale profondo, costituito da dreni prefabbricati di lunghezza  $L = 25 \text{ m}$ , disposti a quinconce secondo una maglia  $s \times s = 2.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m}$ ; per quanto riguarda la sezione del dreno, è stato considerato spessore  $b = 3.5 \text{ m}$  e larghezza  $a = 100 \text{ mm}$ .

Il dimensionamento geotecnico dei dreni è stato condotto in modo tale che il processo di consolidazione attivato dalla costruzione del rilevato, raggiunga un grado di consolidazione medio pari almeno al 95% dopo un tempo dal completamento dell'opera pari a circa 90 giorni (3 mesi). Il grado di consolidazione nei terreni limo-argillosi è stato stimato considerando il processo di consolidazione orizzontale dovuto alla presenza dei dreni. In particolare, il grado di consolidazione orizzontale  $U_h$  è stato stimato con riferimento alla soluzione di Barron (1948) per i processi di consolidazione radiale, assumendo le ipotesi di deformazioni verticali uguali (ogni sezione orizzontale rimane tale nel tempo) e libere (il carico applicato in superficie rimane uniformemente distribuito), per cui risulta:

$$U_h = 1 - e^{-\frac{8T_h}{F}}$$

con  $T_h$  fattore di tempo adimensionale pari a:

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2}$$

La funzione  $F$  è pari a:

$$F = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln n - \frac{3 \cdot n^2 - 1}{4 \cdot n^2}$$

in cui  $n$  è il rapporto tra il diametro equivalente  $d_e$  del cilindro di terreno che drena (pari a 1.05 volte l'interasse  $s$  dei dreni con disposizione a quinconce) e il diametro  $d_w$  del dreno.

Per i dreni prefabbricati di tipo lamellare il diametro del dreno  $d_w$  è pari a:

$$d_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad \text{con:}$$

- $a = 100$  mm - larghezza del filtro;
- $b = 3.5$  mm - spessore del filtro.

Nelle analisi è stato assunto un coefficiente di consolidazione verticale operativo  $c_{v,op} = 1 \cdot 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s, associato ad entrambe le unità argillose (Aoc e Anc); il coefficiente di consolidazione orizzontale, è stato assunto pari a 3 volte quello verticale,  $c_h \cong 2 c_v$ .

Nella tabella seguente sono riportati i valori delle grandezze che regolano il processo di consolidazione in presenza del sistema di dreni verticali.

Tabella 2. Riepilogo dimensionamento dei dreni.

$s$ (m)	$d_e$ (m)	$d_w$ (m)	$n$ (-)	$F$ (-)	$c_{v,op}$ (m <sup>2</sup> /s)	$c_{h,op}$ (m <sup>2</sup> /s)	$T_h$ (-)	$U_h$ (%)
2.50	2.625	0.066	39.84	2.94	$1 \cdot 10^{-6}$	$2 \cdot 10^{-6}$	1.1	95

I risultati riportati in tabella sono riferiti al grado di consolidazione che si ottiene dopo un tempo di attesa a carico costante pari a 90 giorni, ovvero al raggiungimento di un grado di consolidazione medio orizzontale pari al 95%; tale valore del grado di consolidazione medio complessivo è stato determinato, considerando il processo combinato di consolidazione verticale e radiale nel periodo di tempo considerato, utilizzando la seguente equazione (Carrillo, 1942):

$$U = 1 - \frac{1}{100} \cdot (100 - U_v) \cdot (100 - U_h)$$

## 5.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI ATTESI

Si riportano di seguito i risultati dei calcoli dei cedimenti di consolidazione condotti in assenza ed in presenza di dreni, effettuati con riferimento alle sezioni ritenute più rappresentative ai fini della definizione progettuale dei fenomeni e degli interventi previsti.

In ogni caso, i cedimenti totali sono stati determinati applicando il metodo elastico ed integrando il campo degli spostamenti fino a una profondità a cui corrisponde un incremento di tensioni verticali efficaci pari al 10% rispetto a quelle iniziali ( $\Delta\sigma'_v/\sigma'_v = 0.10$ ).

### 5.2.1 Asse 1 – tratto 1 [prg. 0+0.00 ÷ 0+220] \_ sezione tipo 2

In tale tratto la profondità massima della formazione argillosa compressibile Anc è pari a 25 m dal piano campagna, al di sotto della quale si trovano le unità S-Gh e Ac, poco compressibili.

Nella figura seguente sono riportati i risultati della valutazione del cedimento massimo in asse al rilevato relativo alla configurazione di progetto; nel caso specifico del tratto in esame, il calcolo è stato effettuato considerando una sezione trapezia regolare, avente dimensioni (altezza e basi) tali da risultare equivalente in termini di carico trasferito al terreno, al rilevato di progetto medio in corrispondenza della sezione alla progressiva 50 (sez. 2 dell'asse1).

Per il rilevato di progetto il cedimento elastico totale risulta  $w_{prog,tot} \cong 45$  cm.

L'entità dei cedimenti così determinati, che in assenza di dreni richiederebbe tempi di sviluppo dell'ordine di qualche decina di anni ( $t > 22$  anni), risulta pertanto incompatibile con la funzionalità dell'opera.

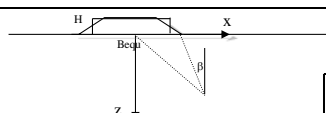
CEDIMENTO ELASTICO TOTALE DEL RILEVATO DI PROGETTO									
									
<b>DATI RILEVATO</b>									
H (m)	6.50	Altezza rilevato							
B <sub>inf</sub> (m)	32.10	Larghezza base inferiore							
B <sub>sup</sub> (m)	13.70	Larghezza base superiore							
B <sub>equ</sub> (m)	22.90	Larghezza equivalente							
γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.00	Peso rilevato							
p (kPa)	117.00	Carico alla base							
Z <sub>w</sub> (m)	0.00	Profondità falda da base rilevato							
X (m)	0.00	Ascissa di calcolo del cedimento (distanza dall'asse del rilevato)							
<b>DATI TERRENI</b>									
<b>Argilla OC1</b> z = 0 - 5 m da p.c.		<b>Argilla OC</b> z = 5 - 15 m da p.c.		<b>Argilla NC</b> z = 15 - 25 m da p.c.		<b>SeGh</b> z > 25 m			
Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa		
E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	E' (kPa)	50000		
E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04	E'ed (kPa)	67308		
v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10	v' (-)	0.30		
γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.50		
		v' (-)	0.30	v' (-)	0.30				
		e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70				
<b>w<sub>prog,tot</sub> (cm) 44.5 Cedimento elastico di lungo termine</b>									
<b>t<sub>95%</sub> (mesi) 272 tempo necessario al raggiungimento del 95% della consolidazione (in assenza di dreni)</b>									

Figura 9. Asse 1 – tratto 1 [prg. 0+0.00 – 0+220]: cedimento elastico rilevato di progetto.

Nella figura seguente sono invece riportati i risultati della stima del cedimento massimo in asse al rilevato di sezione maggiorata (rilevato di "precarica"); in particolare, sono riportati i valori sia del cedimento totale  $w_{prec, tot} \cong 51$  cm (a processo di consolidazione primaria completamente esaurito) sia del cedimento sviluppato in corrispondenza di un grado di consolidazione  $U = 95\%$ ,  $w_{prec,95\%} \cong 48$ , che in presenza dell'intervento con dreni sopra descritto verrà raggiunto al tempo  $t = 1.5$  mesi; cautelativamente, tale tempo è stato raddoppiato ed assunto quindi pari a circa 3 mesi.

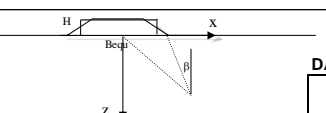
CEDIMENTO ELASTICO TOTALE DEL RILEVATO DI SEZIONE MAGGIORATA ("RILEVATO DI PRECARICA")									
									
<b>DATI RILEVATO</b>									
H (m)	7.80	Altezza rilevato							
B <sub>inf</sub> (m)	35.90	Larghezza base inferiore							
B <sub>sup</sub> (m)	13.70	Larghezza base superiore							
B <sub>equ</sub> (m)	24.80	Larghezza equivalente							
γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.00	Peso rilevato							
p (kPa)	140.40	Carico alla base							
Z <sub>w</sub> (m)	0.00	Profondità falda da base rilevato							
X (m)	0.00	Ascissa di calcolo del cedimento (distanza dall'asse del rilevato)							
<b>DATI TERRENI</b>									
<b>Argilla OC1</b> z = 0 - 5 m da p.c.		<b>Argilla OC</b> z = 5 - 15 m da p.c.		<b>Argilla NC</b> z = 15 - 25 m da p.c.		<b>SeGh</b> z > 25 m			
Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa		
E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	E' (kPa)	50000		
E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04	E'ed (kPa)	67308		
v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10	v' (-)	0.30		
γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.50		
		v' (-)	0.30	v' (-)	0.30				
		e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70				
<b>w<sub>prec, tot</sub> (cm) 50.8 Cedimento elastico di lungo termine</b>									
<b>w<sub>prec, 95%</sub> (cm) 48.2 Cedimento elastico di lungo termine al 95% della consolidazione</b>									
<b>t<sub>95%</sub> (mesi) 1.5 tempo necessario al raggiungimento del 95% della consolidazione in presenza di dreni (L=25 m, maglia 2.5 m x 2.5 m)</b>									

Figura 10. Asse 1 – tratto 1 [prg. 0+0.00 – 0+220]: cedimento elastico rilevato di "precarica".

Trascorso tale periodo, ovvero scontata la quasi totalità dei cedimenti indotti dal rilevato di sezione maggiorata, verrà rimossa la precarica ossia lo spessore di terreno in eccesso al fine di realizzare la configurazione finale di progetto.



Nella tabella seguente è riportata una sintesi dei calcoli effettuati per la sezione di riferimento per il tratto in oggetto.

Tabella 3. Asse 1 – tratto 1 [prg. 0+0.00 ÷ 0+220]: sintesi dei calcoli dei cedimenti di consolidazione.

Altezza del rilevato di progetto (* ) altezza della sezione equivalente media per il tratto in esame.	$H_{prog}$ (m)	6.5*
Cedimento totale previsto, per il rilevato di progetto, di altezza $H_{prog}$	$w_{prog,tot}$ (cm)	44.5
Altezza del rilevato di sezione maggiorata	$H'$ (m)	7.8
Sovralzo rispetto al rilevato di progetto (nella sez. di calcolo)	$\Delta H'$ (m)	1.3
Cedimento totale previsto, per il rilevato di altezza maggiorata $H'$	$w_{prec,tot}$ (cm)	51
Tempo stimato per raggiungere il 95% del grado di consolidazione	$T_{cons}$ (giorni)	45
Tempo assunto cautelativamente per la fine del processo di consolidazione (al raggiungimento del 95% del grado di consolidazione)	$T'_{cons}$ (giorni)	90
Cedimento di consolidazione al tempo $T = T_{cons}$	$w_{cons}$ (cm)	48
Cedimento residuo al tempo $T = T_{cons}$ dopo aver rimosso la precarica	$w_{res}$ (cm)	-

I cedimenti attesi del rilevato di progetto durante la vita utile dell'opera saranno di fatto nulli, avendo già scontato, durante la precarica, un cedimento superiore a quello atteso per il rilevato di progetto. Il terreno risulterà peraltro lievemente sovraconsolidato, in ragione del maggiore carico sostenuto durante la fase di precarica.

### 5.2.2 Asse 1 - tratto 2 [prg. 0+220 ÷ 0+400] \_ sezione tipo 1

In tale tratto la profondità massima della formazione argillosa compressibile Anc è pari a 28.5 m dal piano campagna, al di sotto della quale si trovano le unità S-Gh e Ac, poco compressibili.

Nella figura seguente si riportano i risultati della stima del cedimento massimo in asse al rilevato relativo alla configurazione di progetto; nel caso specifico del tratto in esame, il calcolo è stato effettuato con riferimento alla sezione alla progressiva 0+750 (sez. 16 dell'asse 1) di altezza in asse di altezza in asse  $H_{prog} = 5.0$  m, pari all'altezza massima nel tratto in esame.

Per il rilevato di progetto il cedimento elastico totale risulta  $w_{prog,tot} \cong 25$  cm. L'entità dei cedimenti così determinati, che in assenza di dreni richiederebbe tempi di sviluppo dell'ordine di qualche decina di anni ( $\cong 30$  anni), risulta pertanto incompatibile con la funzionalità dell'opera.

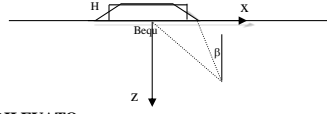
CEDIMENTO ELASTICO TOTALE DEL RILEVATO DI PROGETTO										
			<b>DATI TERRENI</b>							
<b>DATI RILEVATO</b>			<b>Argilla OC1</b> z = 0 - 5 m da p.c.		<b>Argilla OC</b> z = 5 - 15 m da p.c.		<b>Argilla NC</b> z = 15 - 28.5 m da p.c.		<b>SeGh</b> z > 28.5 m	
H (m)	5.00	Altezza rilevato	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa
E' (kPa)	10000		Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	E' (kPa)	50000
B <sub>inf</sub> (m)	25.70	Larghezza base inferiore	E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04	E'ed (kPa)	67308
B <sub>sup</sub> (m)	13.70	Larghezza base superiore	v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10	v' (-)	0.30
B <sub>equ</sub> (m)	19.70	Larghezza equivalente	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.50
γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.00	Peso rilevato	v' (-)	0.30	v' (-)	0.30	v' (-)	0.30		
p (kPa)	90.00	Carico alla base	e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70		
Z <sub>w</sub> (m)	3.00	Profondità falda da base rilevato								
X (m)	0.00	Ascissa di calcolo del cedimento (distanza dall'asse del rilevato)								
$w_{prog,tot}$ (cm)	25.0	Cedimento elastico di lungo termine								
$t_{95\%}$ (mesi)	350	tempo necessario al raggiungimento del 95% della consolidazione (in assenza di dreni)								

Figura 11. Asse 1 – tratto 2 [prg.0+220 ÷ 0+400]: cedimento elastico rilevato di progetto.

Nella figura seguente sono invece riportati i risultati della stima del cedimento massimo in asse al rilevato di sezione maggiorata (rilevato di "precarica"); in particolare, sono riportati i valori sia del cedimento totale  $w_{prec, tot} \cong 34$  cm (a processo di consolidazione primaria completamente esaurito) sia del cedimento sviluppato in corrispondenza di un grado di consolidazione  $U = 95\%$ ,  $w_{prec,95\%} \cong 32.5$ , che in presenza dell'intervento con dreni sopra descritto verrà raggiunto al tempo  $t = 1.5$  mesi; cautelativamente, tale tempo è stato raddoppiato ed assunto quindi pari a circa 3 mesi.

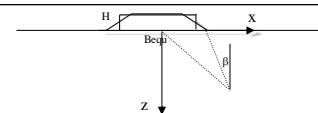
CEDIMENTO ELASTICO TOTALE DEL RILEVATO DI SEZIONE MAGGIORATA ("RILEVATO DI PRECARICA")																									
																									
<b>DATI TERRENI</b>																									
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.</th> <th colspan="2">Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.</th> <th colspan="2">Argilla NC z = 15 - 28.5 m da p.c.</th> <th colspan="2">SeGh z &gt; 28.5 m</th> </tr> <tr> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 4</th> <th>Grana grossa</th> </tr> </thead> </table>										Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.		Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.		Argilla NC z = 15 - 28.5 m da p.c.		SeGh z > 28.5 m		Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa
Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.		Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.		Argilla NC z = 15 - 28.5 m da p.c.		SeGh z > 28.5 m																			
Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa																		
<b>DATI RILEVATO</b>	H (m)	6.00	Altezza rilevato	E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	E' (kPa)	50000														
	B <sub>inf</sub> (m)	31.90	Larghezza base inferiore	E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04	E'ed (kPa)	67308														
	B <sub>sup</sub> (m)	13.70	Larghezza base superiore	v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10	v' (-)	0.30														
	B <sub>equ</sub> (m)	22.80	Larghezza equivalente	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.50														
	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0	Peso rilevato	v' (-)	0.30	v' (-)	0.30	v' (-)	0.30																
	ρ (kPa)	108.0	Carico alla base	e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70																
	Z <sub>w</sub> (m)	3.0	Profondità falda da base rilevato																						
	X (m)	0.00	Ascissa di calcolo del cedimento (distanza dall'asse del rilevato)																						
<b>w<sub>prec, tot</sub> (cm)</b>	<b>33.9</b>	<b>Cedimento elastico di lungo termine</b>																							
<b>w<sub>prec, 95%</sub> (cm)</b>	<b>32.3</b>	<b>Cedimento elastico di lungo termine al 95% della consolidazione</b>																							
<b>t<sub>95%</sub> (mesi)</b>	<b>1.5</b>	<b>tempo necessario al raggiungimento del 95% della consolidazione in presenza di dreni (L=25 m, maglia 2.5 m x 2.5 m)</b>																							

Figura 12. Asse 1 – tratto 1 [prg.0+00 – 0+200]: cedimento elastico rilevato di "precarica".

Trascorso tale periodo, ovvero scontata la quasi totalità dei cedimenti indotti dal rilevato di sezione maggiorata, verrà rimossa la precarica ossia lo spessore di terreno in eccesso al fine di realizzare la configurazione finale di progetto.

Nella tabella seguente è riportata una sintesi dei calcoli effettuati per la sezione di riferimento per il tratto in oggetto.

Tabella 4. Asse 1 – tratto 2 [prg.0+00 – 0+200]: sintesi dei calcoli dei cedimenti di consolidazione.

Altezza del rilevato di progetto	$H_{prog}$ (m)	5.0
Cedimento totale previsto, per il rilevato di progetto, di altezza $H_{prog}$	$w_{prog,tot}$ (cm)	25
Altezza del rilevato di sezione maggiorata	$H'$ (m)	6.0
Sovralzo rispetto al rilevato di progetto (nella sez. di calcolo)	$\Delta H'$ (m)	1.0
Cedimento totale previsto, per il rilevato di altezza maggiorata $H'$	$w_{prec,tot}$ (cm)	34
Tempo stimato per raggiungere il 95% del grado di consolidazione	$T_{cons}$ (giorni)	45
Tempo assunto cautelativamente per la fine del processo di consolidazione (al raggiungimento del 95% del grado di consolidazione)	$T'_{cons}$ (giorni)	90
Cedimento di consolidazione al tempo $T = T_{cons}$	$w_{cons}$ (cm)	32
Cedimento residuo al tempo $T = T_{cons}$ dopo aver rimosso la precarica	$w_{res}$ (cm)	-

I cedimenti attesi del rilevato di progetto durante la vita utile dell'opera saranno di fatto nulli, avendo già scontato, durante la precarica, un cedimento superiore a quello atteso per il rilevato di progetto. Il terreno risulterà peraltro lievemente sovraconsolidato, in ragione del maggiore carico sostenuto durante la fase di precarica.

**5.2.3 Asse 1 - tratto 3 [prg. 0+400 ÷ 0+800] \_ sezione tipo 1**

In tale tratto la profondità massima della formazione argillosa compressibile Anc è pari a circa 30 m dal piano campagna, al di sotto della quale si trovano le unità S-Gh e Ac, poco compressibili.

Nella figura seguente si riportano i risultati della stima del cedimento massimo in asse al rilevato relativo alla configurazione di progetto; nel caso specifico del tratto in esame, il calcolo è stato effettuato con riferimento alla sezione alla progressiva 0+250 (sez. 6 dell'asse 1) di altezza in asse  $H_{prog} = 5.0$  m, pari all'altezza massima nel tratto in esame.

Per il rilevato di progetto il cedimento elastico totale risulta  $w_{prog,tot} \cong 30$  cm. L'entità dei cedimenti così determinati, che in assenza di dreni richiederebbe tempi di sviluppo dell'ordine di qualche decina di anni ( $t \cong 30$  anni), risulta pertanto incompatibile con la funzionalità dell'opera.

CEDIMENTO ELASTICO TOTALE DEL RILEVATO DI PROGETTO									
		<b>DATI TERRENI</b>							
		<b>Argilla OC1</b> z = 0 - 5 m da p.c.		<b>Argilla OC</b> z = 5 - 15 m da p.c.		<b>Argilla NC</b> z = 15 - 30 m da p.c.		<b>SeGh</b> z > 30 m	
<b>DATI RILEVATO</b>		Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa
H (m)	5.0	Altezza rilevato		E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30
B <sub>inf</sub> (m)	28.7	Larghezza base inferiore		E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04
B <sub>sup</sub> (m)	13.7	Larghezza base superiore		v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10
B <sub>equi</sub> (m)	21.2	Larghezza equivalente		γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00
γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0	Peso rilevato		v' (-)	0.30	v' (-)	0.30	v' (-)	0.30
p (kPa)	90.0	Carico alla base		e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70		
Z <sub>w</sub> (m)	1.4	Profondità falda da base rilevato							
X (m)	0.0	Ascissa di calcolo del cedimento (distanza dall'asse del rilevato)							
<b>w<sub>prog,tot</sub> (cm)</b>	<b>29.8</b>	<b>Cedimento elastico di lungo termine</b>							
<b>t<sub>95%</sub> (mesi)</b>	<b>390</b>	<b>tempo necessario al raggiungimento del 95% della consolidazione (in assenza di dreni)</b>							

Figura 13. Asse 1 – tratto 3 [prg.0+400 ÷ 0+800]: cedimento elastico rilevato di progetto.

Nella figura seguente sono invece riportati i risultati della stima del cedimento massimo in asse al rilevato di sezione maggiorata (rilevato di "precarica"); in particolare, sono riportati i valori sia del cedimento totale  $w_{prec,tot} \cong 39$  cm (a processo di consolidazione primaria completamente esaurito) sia del cedimento sviluppato in corrispondenza di un grado di consolidazione  $U = 95\%$ ,  $w_{prec,95\%} \cong 34.5$ , che in presenza dell'intervento con dreni sopra descritto verrà raggiunto al tempo  $t = 1.5$  mesi; cautelativamente, tale tempo è stato raddoppiato ed assunto quindi pari a circa 3 mesi.

CEDIMENTO ELASTICO TOTALE DEL RILEVATO DI SEZIONE MAGGIORATA ("RILEVATO DI PRECARICA")									
		<b>DATI TERRENI</b>							
		<b>Argilla OC1</b> z = 0 - 5 m da p.c.		<b>Argilla OC</b> z = 5 - 15 m da p.c.		<b>Argilla NC</b> z = 15 - 30 m da p.c.		<b>SeGh</b> z > 30 m	
<b>DATI RILEVATO</b>		Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa
H (m)	6.0	Altezza rilevato		E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30
B <sub>inf</sub> (m)	32.0	Larghezza base inferiore		E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04
B <sub>sup</sub> (m)	13.7	Larghezza base superiore		v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10
B <sub>equi</sub> (m)	22.9	Larghezza equivalente		γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00
γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0	Peso rilevato		v' (-)	0.30	v' (-)	0.30	v' (-)	0.30
p (kPa)	108.0	Carico alla base		e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70		
Z <sub>w</sub> (m)	1.4	Profondità falda da base rilevato							
X (m)	0.0	Ascissa di calcolo del cedimento (distanza dall'asse del rilevato)							
<b>w<sub>prec,tot</sub> (cm)</b>	<b>38.7</b>	<b>Cedimento elastico di lungo termine</b>							
<b>w<sub>prec,95%</sub> (cm)</b>	<b>34.5</b>	<b>Cedimento elastico di lungo termine al 95% della consolidazione</b>							
<b>t<sub>95%</sub> (mesi)</b>	<b>1.5</b>	<b>tempo necessario al raggiungimento del 95% della consolidazione in presenza di dreni (L=25 m, maglia 2.5 m x 2.5 m)</b>							

Figura 14. Asse 1 – tratto 3 [prg.0+400 ÷ 0+800]: cedimento elastico rilevato di "precarica".

Trascorso tale periodo, ovvero scontata la quasi totalità dei cedimenti indotti dal rilevato di sezione maggiorata, verrà rimossa la precarica ossia lo spessore di terreno in eccesso al fine di realizzare la configurazione finale di progetto.

Nella tabella seguente è riportata una sintesi dei calcoli effettuati per la sezione di riferimento per il tratto in oggetto.

Tabella 5. Asse 1 – tratto 3 [prg.0+400 ÷ 0+800]: sintesi dei calcoli dei cedimenti di consolidazione.

Altezza del rilevato di progetto	$H_{prog}$ (m)	5.0
Cedimento totale previsto, per il rilevato di progetto, di altezza $H_{prog}$	$w_{prog,tot}$ (cm)	30
Altezza del rilevato di sezione maggiorata	$H'$ (m)	6.0
Sovralzo rispetto al rilevato di progetto (nella sez. di calcolo)	$\Delta H'$ (m)	1.0
Cedimento totale previsto, per il rilevato di altezza maggiorata $H'$	$w_{prec,tot}$ (cm)	39
Tempo stimato per raggiungere il 95% del grado di consolidazione	$T_{cons}$ (giorni)	45
Tempo assunto cautelativamente per la fine del processo di consolidazione (al raggiungimento del 95% del grado di consolidazione)	$T'_{cons}$ (giorni)	90
Cedimento di consolidazione al tempo $T = T_{cons}$	$w_{cons}$ (cm)	34.5
Cedimento residuo al tempo $T = T_{cons}$ dopo aver rimosso la precarica	$w_{res}$ (cm)	-

I cedimenti attesi del rilevato di progetto durante la vita utile dell'opera saranno di fatto nulli, avendo già scontato, durante la precarica, un cedimento superiore a quello atteso per il rilevato di progetto. Il terreno risulterà peraltro lievemente sovraconsolidato, in ragione del maggiore carico sostenuto durante la fase di precarica.

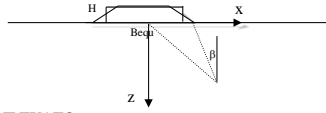
#### 5.2.4 Asse 1 - tratto 4 [prg. 0+800 ÷ 1+918] \_ sezione tipo 1

In tale tratto la profondità massima della formazione argillosa compressibile Anc è assunta pari a 40 m dal piano campagna, al di sotto della quale si trovano le unità S-Gh e Ac, poco compressibili.

Nella figura seguente si riportano i risultati della stima del cedimento massimo in asse al rilevato relativo alla configurazione di progetto; nel caso specifico del tratto in esame, il calcolo è stato effettuato con riferimento alla sezione alla progressiva 1+150 (sez. 24 dell'asse 1) di altezza in asse  $H_{prog} = 6.5$  m, pari all'altezza massima nel tratto in esame.

Per il rilevato di progetto il cedimento elastico totale risulta  $w_{prog,tot} \cong 45$  cm.

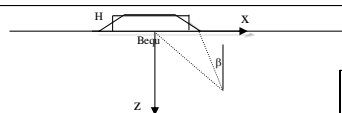
L'entità dei cedimenti così determinati, che in assenza di dreni richiederebbe tempi di sviluppo dell'ordine di qualche decina di anni ( $t \cong 60$  anni), risulta pertanto incompatibile con la funzionalità dell'opera.

CEDIMENTO ELASTICO TOTALE DEL RILEVATO DI PROGETTO		
		
<b>DATI RILEVATO</b>	H (m)	6.5 Altezza rilevato
	B <sub>inf</sub> (m)	30.7 Larghezza base inferiore
	B <sub>sup</sub> (m)	13.7 Larghezza base superiore
	B <sub>equi</sub> (m)	22.2 Larghezza equivalente
	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0 Peso rilevato
	p (kPa)	117.0 Carico alla base
	Z <sub>w</sub> (m)	1.4 Profondità falda da base rilevato
	X (m)	0.0 Ascissa di calcolo del cedimento (distanza dall'asse del rilevato)
	W <sub>prog,tot</sub> (cm)	45.1 Cedimento elastico di lungo termine
	t <sub>95%</sub> (mesi)	700 tempo necessario al raggiungimento del 95% della consolidazione (in assenza di dreni)

DATI TERRENI							
Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.		Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.		Argilla NC z = 15 - 40 m da p.c.		SeGh z > 40 m	
Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa
E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	E' (kPa)	50000
E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04	E'ed (kPa)	67308
v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10	v' (-)	0.30
γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.50
		v' (-)	0.30	v' (-)	0.30		
		e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70		

Figura 15. Asse 1 – tratto 4 [prg. 0+800 – 1+918]: cedimento elastico rilevato di progetto.

Nella figura seguente sono invece riportati i risultati della stima del cedimento massimo in asse al rilevato di sezione maggiorata (rilevato di "precarica"); in particolare, sono riportati i valori sia del cedimento totale  $w_{prec,tot} \cong 64$  cm (a processo di consolidazione primaria completamente esaurito) sia del cedimento sviluppato in corrispondenza di un grado di consolidazione  $U = 95\%$ ,  $w_{prec,95\%} \cong 50.5$ , che in presenza dell'intervento con dreni sopra descritto verrà raggiunto al tempo  $t = 1.5$  mesi; cautelativamente, tale tempo è stato raddoppiato ed assunto quindi pari a circa 3 mesi.

CEDIMENTO ELASTICO TOTALE DEL RILEVATO DI SEZIONE MAGGIORATA ("RILEVATO DI PRECARICA")		
		
<b>DATI RILEVATO</b>	H (m)	8.0 Altezza rilevato
	B <sub>inf</sub> (m)	39.0 Larghezza base inferiore
	B <sub>sup</sub> (m)	13.7 Larghezza base superiore
	B <sub>equi</sub> (m)	26.4 Larghezza equivalente
	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0 Peso rilevato
	p (kPa)	144.0 Carico alla base
	Z <sub>w</sub> (m)	1.4 Profondità falda da base rilevato
	X (m)	0.0 Ascissa di calcolo del cedimento (distanza dall'asse del rilevato)
	W <sub>prec,tot</sub> (cm)	64.2 Cedimento elastico di lungo termine
	W <sub>prec,95%</sub> (cm)	50.5 Cedimento elastico di lungo termine al 95% della consolidazione
t <sub>95%</sub> (mesi)	1.5 tempo necessario al raggiungimento del 95% della consolidazione in presenza di dreni (L=25 m, maglia 2.5 m x 2.5 m)	

DATI TERRENI							
Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.		Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.		Argilla NC z = 15 - 40 m da p.c.		SeGh z > 40 m	
Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa
E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	E' (kPa)	50000
E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04	E'ed (kPa)	67308
v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10	v' (-)	0.30
γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.50
		v' (-)	0.30	v' (-)	0.30		
		e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70		

Figura 16. Asse 1 – tratto 4 [prg. 0+800 – 1+918]: cedimento elastico rilevato di "precarica".

Trascorso tale periodo, ovvero scontata la quasi totalità dei cedimenti indotti dal rilevato di sezione maggiorata, verrà rimossa la precarica ossia lo spessore di terreno in eccesso al fine di realizzare la configurazione finale di progetto.

Nella tabella seguente è riportata una sintesi dei calcoli effettuati per la sezione di riferimento per il tratto in oggetto.

Tabella 6. Asse 1 – tratto 4 [prg. 0+800 – 1+918]: sintesi dei calcoli dei cedimenti di consolidazione.

Altezza del rilevato di progetto (* <i>altezza della sezione equivalente media per il tratto in esame.</i> )	$H_{prog}$ (m)	6.5
Cedimento totale previsto, per il rilevato di progetto, di altezza $H_{prog}$	$w_{prog,tot}$ (cm)	45
Altezza del rilevato di sezione maggiorata	$H'$ (m)	8.0
Sovralzo rispetto al rilevato di progetto (nella sez. di calcolo)	$\Delta H'$ (m)	1.5
Cedimento totale previsto, per il rilevato di altezza maggiorata $H'$	$w_{prec,tot}$ (cm)	64
Tempo stimato per raggiungere il 95% del grado di consolidazione	$T_{cons}$ (giorni)	45
Tempo assunto cautelativamente per la fine del processo di consolidazione (al raggiungimento del 95% del grado di consolidazione)	$T'_{cons}$ (giorni)	90
Cedimento di consolidazione al tempo $T = T_{cons}$	$w_{cons}$ (cm)	50.5
Cedimento residuo al tempo $T = T_{cons}$ dopo aver rimosso la precarica	$w_{res}$ (cm)	-

I cedimenti attesi del rilevato di progetto durante la vita utile dell'opera saranno di fatto nulli, avendo già scontato, durante la precarica, un cedimento superiore a quello atteso per il rilevato di progetto. Il terreno risulterà peraltro lievemente sovraconsolidato, in ragione del maggiore carico sostenuto durante la fase di precarica.

### 5.2.5 Asse 1 - tratto 5 [prg. 1+923 ÷ fine interv.] – Rot.B – Asse 3 - tratto 1 [prg. 0+0.00 ÷ 0+110] \_ sezione tipo 3

In tale tratto la profondità massima della formazione argillosa compressibile Anc è assunta pari a 40 m dal piano campagna, al di sotto della quale si trovano le unità S-Gh e Ac, poco compressibili.

Nella figura seguente si riportano i risultati della stima del cedimento massimo in asse al rilevato relativo alla configurazione di progetto; nel caso specifico del tratto in esame, il calcolo è stato effettuato con riferimento alla sezione alla progressiva 2+029.3 (sez. 41b dell'asse 1) di altezza in asse  $H_{prog} = 9.0$  m.

Per il rilevato di progetto il cedimento elastico totale risulta  $w_{prog,tot} \cong 59$  cm; nel calcolo è stato considerato un valore del peso dell'unità di volume equivalente del rilevato  $\gamma_{eq} \cong 14$  kN/m<sup>3</sup>, valutato per la sezione tipo 3 in oggetto la presenza degli elementi in EPS aventi densità pari a 25 kg/m<sup>3</sup>.

L'entità dei cedimenti così determinati, che in assenza di dreni richiederebbe tempi di sviluppo dell'ordine di qualche decina di anni ( $t \cong 60$  anni), risulta pertanto incompatibile con la funzionalità dell'opera.



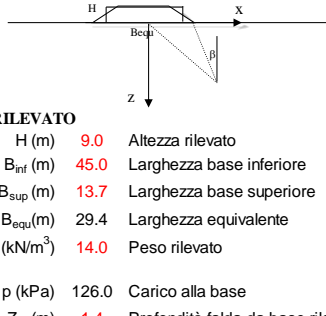
CEDIMENTO ELASTICO TOTALE DEL RILEVATO DI PROGETTO																																																																	
																																																																	
<b>DATI RILEVATO</b> H (m) 9.0 Altezza rilevato B <sub>inf</sub> (m) 45.0 Larghezza base inferiore B <sub>sup</sub> (m) 13.7 Larghezza base superiore B <sub>equi</sub> (m) 29.4 Larghezza equivalente γ (kN/m <sup>3</sup> ) 14.0 Peso rilevato p (kPa) 126.0 Carico alla base Z <sub>w</sub> (m) 1.4 Profondità falda da base rilevato X (m) 0.0 Ascissa di calcolo del cedimento (distanza dall'asse del rilevato)	<b>DATI TERRENI</b>																																																																
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.</th> <th colspan="2">Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.</th> <th colspan="2">Argilla NC z = 15 - 40 m da p.c.</th> <th colspan="2">SeGh z &gt; 40 m</th> </tr> <tr> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 4</th> <th>Grana grossa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>E' (kPa)</td> <td>10000</td> <td>Cc (-)</td> <td>0.30</td> <td>Cc (-)</td> <td>0.30</td> <td>E' (kPa)</td> <td>50000</td> </tr> <tr> <td>E'ed (kPa)</td> <td>13461.54</td> <td>Cs (-)</td> <td>0.06</td> <td>Cs (-)</td> <td>0.04</td> <td>E'ed (kPa)</td> <td>67308</td> </tr> <tr> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> <td>OCR (-)</td> <td>5.00</td> <td>OCR (-)</td> <td>1.10</td> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> </tr> <tr> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>19</td> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>19.00</td> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>19.00</td> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>18.50</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>e<sub>0</sub> (-)</td> <td>0.70</td> <td>e<sub>0</sub> (-)</td> <td>0.70</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.		Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.		Argilla NC z = 15 - 40 m da p.c.		SeGh z > 40 m		Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa	E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	E' (kPa)	50000	E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04	E'ed (kPa)	67308	v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10	v' (-)	0.30	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.50			v' (-)	0.30	v' (-)	0.30					e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70		
	Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.		Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.		Argilla NC z = 15 - 40 m da p.c.		SeGh z > 40 m																																																										
	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa																																																									
	E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	E' (kPa)	50000																																																									
	E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04	E'ed (kPa)	67308																																																									
	v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10	v' (-)	0.30																																																									
	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.50																																																									
			v' (-)	0.30	v' (-)	0.30																																																											
			e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70																																																											
<b>w<sub>prog,tot</sub> (cm)</b> 58.7 Cedimento elastico di lungo termine																																																																	
<b>t<sub>95%</sub> (mesi)</b> 700 tempo necessario al raggiungimento del 95% della consolidazione (in assenza di dreni)																																																																	

Figura 17. Asse 1 - tratto 5 [prg. 1+923 – fine int.] – Rot.B – Asse 3 - tratto 1 [prg. 0+0.00 – 0+110]:  
cedimento elastico rilevato di progetto.

Nella figura seguente sono invece riportati i risultati della stima del cedimento massimo in asse al rilevato di "precarica". Si osserva che per la sezione tipo 3, il maggior carico trasferito dal rilevato di "precarica" non è ottenuto mediante un sovrizzo rispetto alla sezione di progetto ma dal maggior peso di unità di volume del materiale con il quale è realizzato per l'intera sezione (terreno da rilevato con  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ) rispetto a al peso per unità di volume equivalente del rilevato di progetto realizzato parzialmente in materiale alleggerito EPS ( $\gamma_{eq} \cong 14 \text{ kN/m}^3$ ).

Nella figura seguente, in particolare, sono riportati i valori sia del cedimento totale  $w_{prec,tot} \cong 79 \text{ cm}$  (a processo di consolidazione primaria completamente esaurito) sia del cedimento sviluppato in corrispondenza di un grado di consolidazione  $U = 95\%$ ,  $w_{prec,95\%} \cong 59$ , che in presenza dell'intervento con dreni sopra descritto verrà raggiunto al tempo  $t = 1.5$  mesi; cautelativamente, tale tempo è stato raddoppiato ed assunto quindi pari a circa 3 mesi.

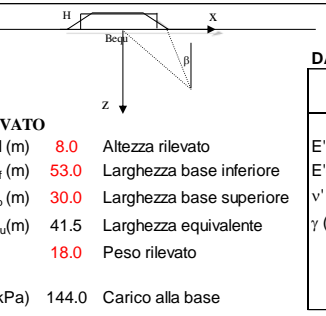
CEDIMENTO ELASTICO TOTALE DEL RILEVATO DI SEZIONE MAGGIORATA ("RILEVATO DI PRECARICA")																																																																	
																																																																	
<b>DATI RILEVATO</b> H (m) 8.0 Altezza rilevato B <sub>inf</sub> (m) 53.0 Larghezza base inferiore B <sub>sup</sub> (m) 30.0 Larghezza base superiore B <sub>equi</sub> (m) 41.5 Larghezza equivalente γ (kN/m <sup>3</sup> ) 18.0 Peso rilevato p (kPa) 144.0 Carico alla base Z <sub>w</sub> (m) 1.4 Profondità falda da base rilevato X (m) 0.0 Ascissa di calcolo del cedimento (distanza dall'asse del rilevato)	<b>DATI TERRENI</b>																																																																
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.</th> <th colspan="2">Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.</th> <th colspan="2">Argilla NC z = 15 - 40 m da p.c.</th> <th colspan="2">SeGh z &gt; 40 m</th> </tr> <tr> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 4</th> <th>Grana grossa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>E' (kPa)</td> <td>10000</td> <td>Cc (-)</td> <td>0.30</td> <td>Cc (-)</td> <td>0.30</td> <td>E' (kPa)</td> <td>50000</td> </tr> <tr> <td>E'ed (kPa)</td> <td>13461.54</td> <td>Cs (-)</td> <td>0.06</td> <td>Cs (-)</td> <td>0.04</td> <td>E'ed (kPa)</td> <td>67308</td> </tr> <tr> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> <td>OCR (-)</td> <td>5.00</td> <td>OCR (-)</td> <td>1.10</td> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> </tr> <tr> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>19</td> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>19.00</td> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>19.00</td> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>18.50</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>e<sub>0</sub> (-)</td> <td>0.70</td> <td>e<sub>0</sub> (-)</td> <td>0.70</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.		Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.		Argilla NC z = 15 - 40 m da p.c.		SeGh z > 40 m		Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa	E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	E' (kPa)	50000	E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04	E'ed (kPa)	67308	v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10	v' (-)	0.30	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.50			v' (-)	0.30	v' (-)	0.30					e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70		
	Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.		Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.		Argilla NC z = 15 - 40 m da p.c.		SeGh z > 40 m																																																										
	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa																																																									
	E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	E' (kPa)	50000																																																									
	E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04	E'ed (kPa)	67308																																																									
	v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10	v' (-)	0.30																																																									
	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.50																																																									
			v' (-)	0.30	v' (-)	0.30																																																											
			e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70																																																											
<b>w<sub>prec,tot</sub> (cm)</b> 79.0 Cedimento elastico di lungo termine																																																																	
<b>w<sub>prec,95%</sub> (cm)</b> 58.6 Cedimento elastico di lungo termine al 95% della consolidazione																																																																	
<b>t<sub>95%</sub> (mesi)</b> 1.5 tempo necessario al raggiungimento del 95% della consolidazione in presenza di dreni (L=25 m, maglia 2.5 m x 2.5 m)																																																																	

Figura 18. Asse 1 - tratto 5 [prg. 1+923 – fine int.] – Rot.B – Asse 3 - tratto 1 [prg. 0+0.00 – 0+110]:  
cedimento elastico rilevato di "precarica".

Trascorso tale periodo, ovvero scontata la quasi totalità dei cedimenti indotti dal rilevato di sezione maggiorata, verrà rimosso l'intero volume di terreno al di sopra della quota di imposta della parte di materiale alleggerito, e verrà completata la configurazione di progetto mettendo in opera i blocchi in EPS e realizzando le strutture di impermeabilizzazione sui paramenti e di presidio idraulico al piede.

Nella tabella seguente è riportata una sintesi dei calcoli effettuati per la sezione di riferimento per il tratto in oggetto.

Tabella 7. Asse 1 – tratto 4 [prg. 0+800 – 1+918]: sintesi dei calcoli dei cedimenti di consolidazione.

Altezza del rilevato di progetto (* <i>) altezza della sezione equivalente media per il tratto in esame.</i>	$H_{prog}$ (m)	9.0
Cedimento totale previsto, per il rilevato di progetto, di altezza $H_{prog}$	$w_{prog,tot}$ (cm)	59
Altezza del rilevato di sezione maggiorata	$H'$ (m)	8.0
Sovralzo rispetto al rilevato di progetto. (* <i>in questo caso il maggior peso del rilevato non è regolato dal sovrалzo, ma dal fatto che il rilevato di precarica è integralmente costituito con materiale da rilevato.</i>	$\Delta H'$ (m)	*
Cedimento totale previsto, per il rilevato di altezza maggiorata $H'$	$w_{prec,tot}$ (cm)	79
Tempo stimato per raggiungere il 95% del grado di consolidazione	$T_{cons}$ (giorni)	45
Tempo assunto cautelativamente per la fine del processo di consolidazione (al raggiungimento del 95% del grado di consolidazione)	$T'_{cons}$ (giorni)	90
Cedimento di consolidazione al tempo $T = T_{cons}$	$w_{cons}$ (cm)	59
Cedimento residuo al tempo $T = T_{cons}$ dopo aver rimosso la precarica	$w_{res}$ (cm)	-

I cedimenti attesi del rilevato di progetto durante la vita utile dell'opera saranno di fatto nulli, avendo già scontato, durante la precarica, un cedimento uguale o superiore a quello atteso per il rilevato di progetto (il tempo di attesa previsto di 3 mesi risulta il doppio di quello corrispondente al 95% della consolidazione).

### 5.2.6 Asse 3 - tratto 2 [prg. 0+110 ÷ fine interv.]

In tale tratto la profondità massima della formazione argillosa compressibile Anc è assunta pari a 40 m dal piano campagna, al di sotto della quale si trovano le unità S-Gh e Ac, poco compressibili.

Nella figura seguente si riportano i risultati della stima del cedimento massimo in asse al rilevato relativo alla configurazione di progetto; nel caso specifico del tratto in esame, il calcolo è stato effettuato con riferimento alla sezione alla progressiva 0+150 (sez. 4 dell'asse 3) di altezza in asse  $H_{prog} = 5.5$  m, pari all'altezza massima nel tratto in esame.

Per il rilevato di progetto il cedimento elastico totale risulta  $w_{prog,tot} \cong 36$  cm.

L'entità dei cedimenti così determinati, che in assenza di dreni richiederebbe tempi di sviluppo dell'ordine di qualche decina di anni ( $t \cong 60$  anni), risulta pertanto incompatibile con la funzionalità dell'opera.

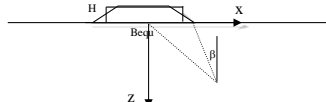
CEDIMENTO ELASTICO TOTALE DEL RILEVATO DI PROGETTO																																																																	
																																																																	
<b>DATI RILEVATO</b> H (m) 5.5 Altezza rilevato B <sub>inf</sub> (m) 30.3 Larghezza base inferiore B <sub>sup</sub> (m) 13.7 Larghezza base superiore B <sub>equ</sub> (m) 22.0 Larghezza equivalente γ (kN/m <sup>3</sup> ) 18.0 Peso rilevato p (kPa) 99.0 Carico alla base Z <sub>w</sub> (m) 1.4 Profondità falda da base rilevato X (m) 0.0 Ascissa di calcolo del cedimento (distanza dall'asse del rilevato)	<b>DATI TERRENI</b>																																																																
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.</th> <th colspan="2">Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.</th> <th colspan="2">Argilla NC z = 15 - 40 m da p.c.</th> <th colspan="2">SeGh z &gt; 40 m</th> </tr> <tr> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 4</th> <th>Grana grossa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>E' (kPa)</td> <td>10000</td> <td>Cc (-)</td> <td>0.30</td> <td>Cc (-)</td> <td>0.30</td> <td>E' (kPa)</td> <td>50000</td> </tr> <tr> <td>E'ed (kPa)</td> <td>13461.54</td> <td>Cs (-)</td> <td>0.06</td> <td>Cs (-)</td> <td>0.04</td> <td>E'ed (kPa)</td> <td>67308</td> </tr> <tr> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> <td>OCR (-)</td> <td>5.00</td> <td>OCR (-)</td> <td>1.10</td> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> </tr> <tr> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>19</td> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>19.00</td> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>19.00</td> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>18.50</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>e<sub>0</sub> (-)</td> <td>0.70</td> <td>e<sub>0</sub> (-)</td> <td>0.70</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.		Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.		Argilla NC z = 15 - 40 m da p.c.		SeGh z > 40 m		Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa	E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	E' (kPa)	50000	E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04	E'ed (kPa)	67308	v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10	v' (-)	0.30	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.50			v' (-)	0.30	v' (-)	0.30					e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70		
	Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.		Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.		Argilla NC z = 15 - 40 m da p.c.		SeGh z > 40 m																																																										
	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa																																																									
	E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	E' (kPa)	50000																																																									
	E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04	E'ed (kPa)	67308																																																									
	v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10	v' (-)	0.30																																																									
	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.50																																																									
			v' (-)	0.30	v' (-)	0.30																																																											
			e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70																																																											
<b>w<sub>prog,tot</sub> (cm)</b> 35.9 Cedimento elastico di lungo termine																																																																	
<b>t<sub>95%</sub> (mesi)</b> 700 tempo necessario al raggiungimento del 95% della consolidazione (in assenza di dreni)																																																																	

Figura 19. Asse 3 – tratto 2 [prg. 0+110 – fine intervento]: cedimento elastico rilevato di progetto.

Nella figura seguente sono invece riportati i risultati della stima del cedimento massimo in asse al rilevato di sezione maggiorata (rilevato di "precarica"); in particolare, sono riportati i valori sia del cedimento totale  $w_{prec, tot} \cong 53$  cm (a processo di consolidazione primaria completamente esaurito) sia del cedimento sviluppato in corrispondenza di un grado di consolidazione  $U = 95\%$ ,  $w_{prec, 95\%} \cong 43$ , che in presenza dell'intervento con dreni sopra descritto verrà raggiunto al tempo  $t = 1.5$  mesi; cautelativamente, tale tempo è stato raddoppiato ed assunto quindi pari a circa 3 mesi.

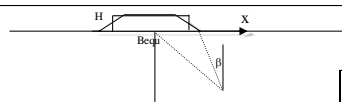
CEDIMENTO ELASTICO TOTALE DEL RILEVATO DI SEZIONE MAGGIORATA ("RILEVATO DI PRECARICA")																																																																	
																																																																	
<b>DATI RILEVATO</b> H (m) 7.0 Altezza rilevato B <sub>inf</sub> (m) 35.5 Larghezza base inferiore B <sub>sup</sub> (m) 13.7 Larghezza base superiore B <sub>equ</sub> (m) 24.6 Larghezza equivalente γ (kN/m <sup>3</sup> ) 18.0 Peso rilevato p (kPa) 126.0 Carico alla base Z <sub>w</sub> (m) 1.4 Profondità falda da base rilevato X (m) 0.0 Ascissa di calcolo del cedimento (distanza dall'asse del rilevato)	<b>DATI TERRENI</b>																																																																
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.</th> <th colspan="2">Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.</th> <th colspan="2">Argilla NC z = 15 - 40 m da p.c.</th> <th colspan="2">SeGh z &gt; 40 m</th> </tr> <tr> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 2</th> <th>Grana fine</th> <th>Terreno 4</th> <th>Grana grossa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>E' (kPa)</td> <td>10000</td> <td>Cc (-)</td> <td>0.30</td> <td>Cc (-)</td> <td>0.30</td> <td>E' (kPa)</td> <td>50000</td> </tr> <tr> <td>E'ed (kPa)</td> <td>13461.54</td> <td>Cs (-)</td> <td>0.06</td> <td>Cs (-)</td> <td>0.04</td> <td>E'ed (kPa)</td> <td>67308</td> </tr> <tr> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> <td>OCR (-)</td> <td>5.00</td> <td>OCR (-)</td> <td>1.10</td> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> </tr> <tr> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>19</td> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>19.00</td> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>19.00</td> <td>γ (kN/m<sup>3</sup>)</td> <td>18.50</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> <td>v' (-)</td> <td>0.30</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>e<sub>0</sub> (-)</td> <td>0.70</td> <td>e<sub>0</sub> (-)</td> <td>0.70</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.		Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.		Argilla NC z = 15 - 40 m da p.c.		SeGh z > 40 m		Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa	E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	E' (kPa)	50000	E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04	E'ed (kPa)	67308	v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10	v' (-)	0.30	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.50			v' (-)	0.30	v' (-)	0.30					e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70		
	Argilla OC1 z = 0 - 5 m da p.c.		Argilla OC z = 5 - 15 m da p.c.		Argilla NC z = 15 - 40 m da p.c.		SeGh z > 40 m																																																										
	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 2	Grana fine	Terreno 4	Grana grossa																																																									
	E' (kPa)	10000	Cc (-)	0.30	Cc (-)	0.30	E' (kPa)	50000																																																									
	E'ed (kPa)	13461.54	Cs (-)	0.06	Cs (-)	0.04	E'ed (kPa)	67308																																																									
	v' (-)	0.30	OCR (-)	5.00	OCR (-)	1.10	v' (-)	0.30																																																									
	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	γ (kN/m <sup>3</sup> )	18.50																																																									
			v' (-)	0.30	v' (-)	0.30																																																											
			e <sub>0</sub> (-)	0.70	e <sub>0</sub> (-)	0.70																																																											
<b>w<sub>prec, tot</sub> (cm)</b> 52.9 Cedimento elastico di lungo termine																																																																	
<b>w<sub>prec, 95%</sub> (cm)</b> 42.7 Cedimento elastico di lungo termine al 95% della consolidazione																																																																	
<b>t<sub>95%</sub> (mesi)</b> 1.5 tempo necessario al raggiungimento del 95% della consolidazione in presenza di dreni (L=25 m, maglia 2.5 m x 2.5 m)																																																																	

Figura 20. Asse 3 – tratto 2 [prg. 0+110 – fine intervento]: cedimento elastico rilevato di "precarica".

Trascorso tale periodo, ovvero scontata la quasi totalità dei cedimenti indotti dal rilevato di sezione maggiorata, verrà rimossa la precarica ossia lo spessore di terreno in eccesso al fine di realizzare la configurazione finale di progetto.

Nella tabella seguente è riportata una sintesi dei calcoli effettuati per la sezione di riferimento per il tratto in oggetto.

Tabella 8. Asse 3 – tratto 2 [prg. 0+110 – fine intervento]: sintesi dei calcoli dei cedimenti di consolidazione.

Altezza del rilevato di progetto (* <i>)</i> altezza della sezione equivalente media per il tratto in esame.	$H_{prog}$ (m)	5.5
Cedimento totale previsto, per il rilevato di progetto, di altezza $H_{prog}$	$w_{prog,tot}$ (cm)	36
Altezza del rilevato di sezione maggiorata	$H'$ (m)	7.0
Sovralzo rispetto al rilevato di progetto (nella sez. di calcolo)	$\Delta H'$ (m)	1.5
Cedimento totale previsto, per il rilevato di altezza maggiorata $H'$	$w_{prec,tot}$ (cm)	53
Tempo stimato per raggiungere il 95% del grado di consolidazione	$T_{cons}$ (giorni)	45
Tempo assunto cautelativamente per la fine del processo di consolidazione (al raggiungimento del 95% del grado di consolidazione)	$T'_{cons}$ (giorni)	90
Cedimento di consolidazione al tempo $T = T_{cons}$	$w_{cons}$ (cm)	43
Cedimento residuo al tempo $T = T_{cons}$ dopo aver rimosso la precarica	$w_{res}$ (cm)	-

I cedimenti attesi del rilevato di progetto durante la vita utile dell'opera saranno di fatto nulli, avendo già scontato, durante la precarica, un cedimento superiore a quello atteso per il rilevato di progetto. Il terreno risulterà peraltro lievemente sovraconsolidato, in ragione del maggiore carico sostenuto durante la fase di precarica.

### 5.2.7 Cedimenti di consolidazione secondaria

Con riferimento ai terreni di fondazione dei rilevati lungo il tracciato nei tratti descritti nei paragrafi precedenti, in ragione dei valori di preconsolidazione indotti a seguito della rimozione delle precariche, mediamente dell'ordine di circa 5 kPa per altezze di precarica (ovvero dello spessore di terreno rimosso alla fine del processo di consolidazione legato ai rilevati di altezza maggiorata) pari a circa 30÷40 cm, si attendono valori nulli dei cedimenti residui legati ai processi di consolidazione sia primaria, sia secondaria.

Una stima dei cedimenti,  $\delta_s$ , legata ai fenomeni di consolidazione secondaria di natura viscosa ("creep") è stata tuttavia effettuata secondo il seguente criterio:

$$\delta_s = C_\alpha H_0 \log (t / t_{100})$$

dove

$C_\alpha$  = coefficiente di consolidazione secondaria;

$H_0$  = altezza dello strato compressibile;

$t_{100}$  = tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primario.

I valori dei coefficienti di consolidazione secondaria per le unità Anc e Aoc sono stati determinati mediante la seguente formulazione di natura sperimentale, definita per argille non organiche:

$$C_\alpha = 0.04 \times C_c \quad (\text{Mesri e Godlewsky, 1975; Mesri e Chiu, 1985}).$$

Con riferimento al tratto dove lo spessore delle unità argillose compressibili (Aoc+Anc) risulta maggiore e pari a circa 40 m dal p.c., il calcolo del cedimento di consolidazione secondaria è stato effettuato considerando un tempo  $t$  corrispondente al periodo di tempo pari alla vita utile dell'opera ( $V_N = 50$  anni) successivo all'esaurimento della consolidazione primaria naturale, ovvero in assenza di dreni ( $t = V_N + t_{100}$ ). Essendo  $t_{100} = 580$  anni il tempo di fine consolidazione naturale primaria ( $U=100\%$ ), in assenza di dreni.

**Relazione Geotecnica di calcolo**

Risulta quindi:

$$C_{\alpha} = 0.04 \times C_c = 0.04 \times 0.03 = 0.015$$

$$\delta_s = C_{\alpha} H_0 \log(t/t_{100}) = 0.015 \times 40 \times \log[(580+50)/580] \cong 2.2 \text{ cm}$$

Tali valori del cedimento  $\delta_s$  risultano inferiori al valore massimo del cedimento residuo (5 cm) previsto dal Capitolo ANAS e compatibili con la funzionalità delle opere di impermeabilizzazione previste sui rilevati. In particolare, si osserva che per la soletta in c.a. di spessore 20 cm prevista sul paramento lato Tevere, il valore massimo del cedimento differenziale verificato risulta pari a 4 cm, superiore al valore massimo del cedimento assoluto in tal caso riconducibile ai soli cedimenti secondati e pari a circa 2.0 cm.

**5.2.8 Sintesi interventi con dreni e precarica**

Nelle tabelle seguenti sono sintetizzati gli interventi con dreni e precarica lungo il tracciato, con riferimento alle 3 sezioni tipo definite nel cap. 2.

Sezione tipo	Asse	da prg. (inclusa)	a prg. (esclusa)	Rilevato di "precarica"			Dreni a nastro	
				altezza iniziale (in asse)	cedimento totale di consolidazione (U=95%)	tempo di permanenza della precarica	Lunghezza	dimensioni maglia a quinconce
				H <sub>prec</sub>	$\Delta H_{cons}$	t <sub>prec</sub>	L	i <sub>L</sub> x i <sub>T</sub>
		(m)	(m)	(m)	(m)	(giorni)	(m)	(mxm)
TIPO 1	1	221.76	400	6.0	0.35	90	25	2.5 x 2.5
		400	800	6.0	0.40			
		800	1918	8.0	0.50			
	3	110	483.77	7.0	0.4	90	25	2.5 x 2.5
	rot. D	tutta		5.5	0.3	90	25	2.5 x 2.5
	rami N e S della rot. D	0	50	5.5	0.3	90	25	2.5 x 2.5
	Rot C	tutta		8.8	0.6	90	25	2.5 x 2.5

Tabella 9. Sintesi interventi con dreni e precarica con riferimento alla sezione tipo 1.

Relazione Geotecnica di calcolo

Sezione tipo	Asse	da prg. (inclusa)	a prg. (esclusa)	Rilevato di "precarica"			Dreni a nastro	
				altezza iniziale (in asse)	cedimento totale di consolidazione (U=95%)	tempo di permanenza della precarica	Lunghezza	dimensioni maglia a quinconce
				H <sub>prec</sub>	ΔH <sub>cons</sub>	t <sub>prec</sub>	L	i <sub>L</sub> x i <sub>T</sub>
		(m)	(m)	(m)	(m)	(giorni)	(m)	(mxm)
TIPO 2	1	0	221.76	5.5*	0.50	90	25	2.5 x 2.5
	rot. A	tutta		4.8	0.40	90	25	2.5 x 2.5

\* altezza in asse del rilevato di precarica in corrispondenza della sezione 3 dell'asse 1

Tabella 10. Sintesi interventi con dreni e precarica con riferimento alla sezione tipo 2.

Sezione tipo	Asse	da prg. (inclusa)	a prg. (esclusa)	Rilevato di "precarica"			Dreni a nastro	
				altezza iniziale (in asse)	cedimento totale di consolidazione (U=95%)	tempo di permanenza della precarica	Lunghezza	dimensioni maglia a quinconce
				H <sub>prec</sub>	ΔH <sub>cons</sub>	t <sub>prec</sub>	L	i <sub>L</sub> x i <sub>T</sub>
		(m)	(m)	(m)	(m)	(giorni)	(m)	(mxm)
TIPO 3	1	1923	2033	8.0	0.6	90	25	2.5 x 2.5
	rot. B	tutta		8.0	0.6	90	25	2.5 x 2.5
	3	0	110	8.0	0.6	90	25	2.5 x 2.5

Tabella 11. Sintesi interventi con dreni e precarica con riferimento alla sezione tipo 3.



## 6 VERIFICHE DI STABILITÀ

### 6.1 CRITERIO DI VERIFICA

In aderenza alle prescrizioni della normativa vigente (“Norme Tecniche delle costruzioni” del 17/01/2018 [NTC2018]) le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della condizione  $E_d \leq R_d$ , dove con  $E_d$  si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con  $R_d$  il valore di progetto delle resistenze.

La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Le azioni di progetto, o gli effetti delle azioni,  $E_d$  sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali  $\gamma_F$  i valori specificati nella seguente tabella (Tabella 6.2.I delle NTC2018).

Tabella 12 \_ Coefficienti parziali per le azioni o gli effetti delle azioni (NTC2018).

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Le resistenze di progetto  $R_d$  si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali  $\gamma_M$  specificati nella seguente tabella (Tabella 6.2.II delle NTC2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_{Ri}$  specifici per ciascun tipo di opera.

Tabella 13 \_ Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC2018).

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Le verifiche di sicurezza dei rilevati fanno riferimento, come prescritto dalla normativa, alle opere di materiali sciolti (rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterri, terrapieni e colmate); in particolare, 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 secondo l'Approccio 1 Combinazione 2: A2+M2+R2, tenendo conto di quanto riportato nella seguente tabella (Tabella 6.8.I delle NTC2018).

Tabella 14 \_ Coefficiente parziale per la verifica di stabilità globale per opere di materiali sciolti (NTC2018).

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Si osserva che, in condizioni statiche, i coefficienti parziali di sicurezza del gruppo M2 sono stati cautelativamente applicati anche per le caratteristiche geotecniche del rilevato, eseguendo di fatto le analisi con un valore di progetto dell'angolo di attrito ( $\varphi_d'=29.3^\circ$ ) inferiore al valore caratteristico ( $\varphi_k'=35^\circ$ ) pur risultando quest'ultimo una prescrizione di progetto e non una stima ragionata e cautelativa del parametro.

Le analisi in presenza di sisma possono essere effettuate adottando il metodo pseudo-statico, in cui l'azione sismica è rappresentata da una azione statica equivalente proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno instabile; le componenti orizzontali e verticali di tale forza possono esprimersi come  $Fh=k_h W$  e  $Fv=k_v W$ , dove il coefficiente  $k_h$  è legato all'accelerazione di picco dalla relazione:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = \beta_m \cdot \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g}, \quad k_v = \pm 0.5 k_h, \quad \text{con}$$

- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento;
- $\beta$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $S_S$  = coefficiente che tiene conto della amplificazione stratigrafica;
- $S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito  $\beta$  è assunto pari a 0.38 (verifiche allo stato limite ultimo- SLV).

Nella tabella seguente si riportano i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica, definite per il sito di riferimento e per la specifica tipologia di opera:

Tabella 15 \_ Riepilogo grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica.

Vita Nominale $V_N$	Classe d'uso	$CU$	$V_R$	$a_g/g$	Cat. terreno	$S_T$	$F_0$	$S_S$	$a_{max}/g$	$\beta$	$k_h$	$k_v$
[anni]	[-]	[-]	[anni]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
50	IV	2	100	0.143	C	1.0	2.572	1.479	0.211	0.38	0.080	$\pm 0.040$

In condizioni sismiche, le verifiche SLU vengono effettuate assumendo valori unitari per i coefficienti parziali da applicare alle azioni ( $A_i$ ) ed ai parametri geotecnici ( $M_i$ ). Per le verifiche di stabilità, inoltre, è definito un coefficiente parziale da applicare alle resistenze  $\gamma_R = 1.2$  (cfr. par. 7.11.4 delle NTC2018).

Tutte le analisi di stabilità sono state eseguite nell'ipotesi di problema piano con i tradizionali metodi dell'equilibrio limite globale, schematizzando il terreno come un mezzo rigido-plastico e adottando il criterio di rottura di *Mohr-Coulomb*. In particolare, è stato utilizzato il metodo delle strisce, nel quale la porzione di terreno delimitato dalla generica superficie  $S$  e dalla superficie topografica è suddivisa in settori verticali in modo da valutare, seppur in modo approssimato e discreto, la distribuzione della tensione efficace normale e della corrispondente resistenza a taglio lungo la superficie di scorrimento; in dettaglio,

si è utilizzato il metodo di *Bishop* (1955). Tutte le analisi sono state effettuate con il codice di calcolo numerico RocScience Slide.

Considerata la natura dei terreni di fondazione, le analisi sono state eseguite prendendo in considerazione condizioni non drenate nelle fasi intermedie di realizzazione dell'opera e condizioni drenate a fine costruzione, tenendo conto dei processi di consolidazione previsti. Le analisi in presenza di sisma sono state effettuate ipotizzando solo condizioni non drenate.

Per le condizioni di esercizio, in condizioni statiche è stato considerato un valore caratteristico del sovraccarico stradale  $q_k = 20$  kPa uniformemente ripartito sulla sede stradale, al quale è stato applicato il coefficiente parziale sui carichi variabili  $\gamma_Q = 1.3$ , ottenendo quindi un valore di progetto  $q_{d,(stat)} = 26$  kPa; in condizioni sismiche, applicando un fattore di combinazione  $\psi = 0.6$  ed un fattore amplificativo unitario ( $\gamma_Q = 1.0$ ), il valore di progetto del sovraccarico stradale risulta  $q_{d,(sism)} = 12$  kPa.

Le verifiche per la configurazione di progetto sono state condotte anche con riferimento alle condizioni idrauliche di esondazione a seguito della piena del Tevere; con riferimento a tale scenario, è stata studiata la condizione limite di saturazione del corpo del rilevato (per mancata tenuta dell'impermeabilizzazione) e successivo svasso rapido, cautelativamente schematizzato con livello di falda internamente al corpo del rilevato corrispondente al livello di massima piena ed esternamente al rilevato ubicata al piano campagna. In tale scenario è stato considerato un valore nullo del carico stradale.

Inoltre, le verifiche di stabilità sono state effettuate anche con riferimento alla configurazione con sezione maggiorata (rilevato di "precarica"), in tale caso con carichi accidentali nulli, nelle sole condizioni statiche e non considerando la concomitanza di fenomeni di esondazione.

Nella tabella seguente è sintetizzato il modello geotecnico impiegato nelle analisi

Tabella 16 \_ Modello geotecnico impiegato nelle verifiche di stabilità (valori caratteristici).

Litotipo	da (m da p.c.)	a (m da p.c.)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_{uk}$ (kPa)	$c'_k$ (kPa)	$\phi'_k$ (°)
R	Corpo del rilevato		18	0	0	35
Aoc	0	15	19	75	15	28
Anc	15	40	19	$0.23 * \sigma_v$	0	28

L'unità R rappresenta il materiale costituente il rilevato.

La quota della falda è stata assunta a 0.0 m da piano campagna; per il rilevato di tipo 2, dove il livello della falda è presumibilmente condizionato dalla quota dell'acqua all'interno del laghetto nel quale verrà realizzato il rilevato, è stata assunta per quest'ultima un valore massimo coincidente con quello del rinterro compreso tra il rilevato e l'argine.

Nei paragrafi seguenti si riportano le verifiche di stabilità eseguite, con riferimento alle diverse condizioni descritte, in corrispondenza delle sezioni riconosciute come maggiormente critiche in ragione delle caratteristiche geometriche; il rispetto dei coefficienti di normativa in queste sezioni garantisce che la verifica sia soddisfatta anche sulle sezioni meno critiche.

Si osserva che risultando l'assetto stratigrafico per i primi 25 m circa dal piano campagna praticamente uniforme lungo il tracciato, tale aspetto non incide nella determinazione di sezioni maggiormente critiche rispetto ad altre.

Le verifiche di stabilità globale sono quindi state effettuate con riferimento alle sezioni tipo 1 e 2 e 3, descritte nel cap.2.

I risultati di tali verifiche, con riferimento alla configurazione finale nella quale sono schematizzate anche le opere di presidio al piede dei rilevati, tagliane e gabbioni, costituiscono e soddisfano anche le verifiche di stabilità delle opere stesse, intese come opere di sostegno e per le quali i criteri di verifica sono i medesimi che per le opere in materiali sciolti.

### 6.1.1 Asse 1 – sez. 24 [prg. 1+150] \_ Sezione tipo 1

Le verifiche di stabilità in corrispondenza della sezione tipo 1 sono state eseguite con riferimento alla sezione alla progressiva 1+150 (sez. 24 dell'asse 1) di altezza in asse  $H_{prog} = 6.5$  m nella configurazione di progetto e  $H' = 8.0$  m nella configurazione di "precarica".

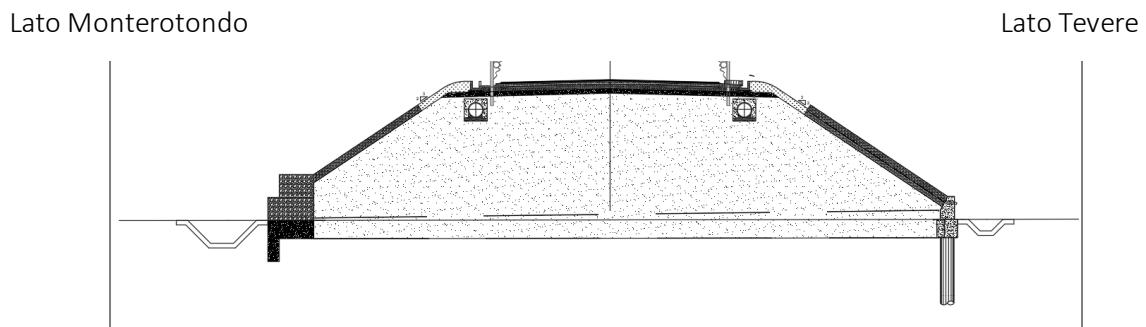


Figura 21. Sezione tipo 1 (Asse 1, Asse 3, rami delle rotatorie)

La tabella seguente riepiloga i valori del coefficiente di sicurezza  $FS$  (inteso come rapporto tra i valori di progetto della resistenza e delle azioni calcolati lungo la superficie di scorrimento,  $R_d/F_d$ ) ottenuti nelle verifiche di stabilità, condotte considerando meccanismi di rottura orientati verso entrambi i paramenti (lato Tevere e lato Monterotondo) nelle diverse condizioni precedentemente descritte; per le analisi in condizioni sismiche i risultati si riferiscono alla condizione di sisma verso il basso ( $k_v+$ ) risultata più gravosa; nelle figure successive sono riportati i risultati delle analisi di stabilità in forma grafica.

Tabella 17. Asse 1 – sez.24 -prg. 1+150 [sezione tipo 1] \_ Analisi di stabilità: riepilogo coefficienti di sicurezza.

Riferimenti della sezione di studio				Sezione di precarica	Sezione di progetto					
Sez tipo	Asse	Sez.	Prg.	$FS_{STAT\ min}$ $[R_d/F_d]_{STAT}$	$FS_{STAT\ min}$ $[R_d/F_d]_{STAT}$ lato Monter.	$FS_{STAT\ min}$ $[R_d/F_d]_{STAT}$ lato Tevere	$FS_{SISM\ \downarrow}$ $[R_d/F_d]_{SISM}$ lato Monter	$FS_{SISM\ \downarrow}$ $[R_d/F_d]_{SISM}$ lato Tevere	$FS_{post\ piena}$ $[R_d/F_d]$ Lato Monter.	$FS_{post\ piena}$ $[R_d/F_d]$ Lato Tevere
TIPO 1	1	24	1+150	1.39	1.78	1.86	1.64	1.28	1.99	1.23

Le verifiche sono in ogni caso soddisfatte, risultando i valori dei coefficienti di sicurezza maggiori dei valori minimi richiesti dalla normativa ( $\gamma_R = 1.1$  in condizioni statiche e  $\gamma_R = 1.2$  in condizioni sismiche).

### Verifica di stabilità a fine esecuzione del rilevato di "precarica" (tempo $t=0$ )

La verifica per la configurazione corrispondente al rilevato di sezione maggiorata (rilevato di "precarica") è stata effettuata in condizioni di breve termine, considerando per il terreno i valori dei parametri di resistenza definiti in tensioni totali (TT) ed ipotizzando che non si sia ancora sviluppato alcun processo di consolidazione. Considerata la simmetria della sezione, la verifica è stata effettuata con riferimento a meccanismi di scorrimento orientato solo sul lato Monterotondo.

L'analisi restituisce un valore del coefficiente di sicurezza minimo  $FS = 1.39$ , maggiore di quello minimo richiesto dalla normativa ( $\gamma_R = 1.1$ ).

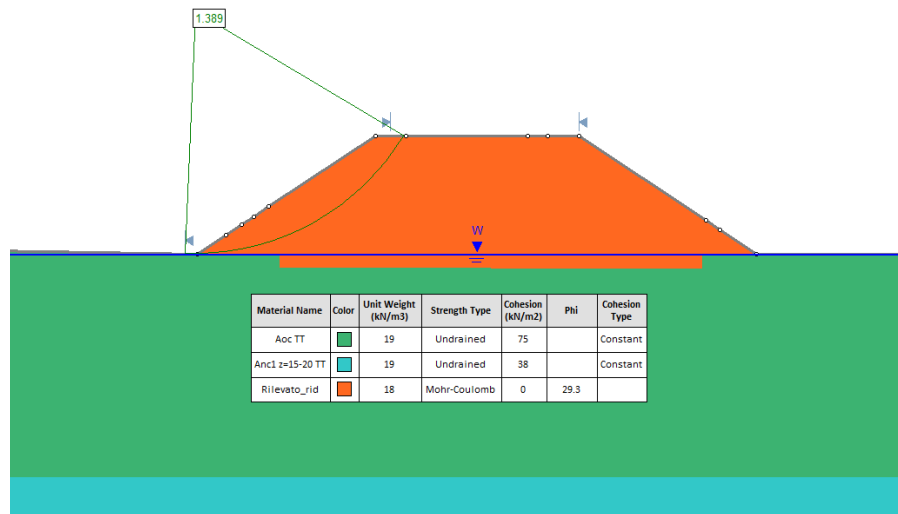


Figura 22. Sez. tipo 1\_Asse 1 sez.24 - Stabilità globale in condizioni statiche, a fine realizzazione del rilevato di precarica, in TT.

**Verifiche di stabilità del rilevato a lungo termine (fine processo di consolidazione) – condizioni statiche**

La verifica è stata effettuata per la configurazione finale, in condizioni di lungo termine, nell'ipotesi che i processi di consolidazione siano terminati, considerando i parametri di resistenza del terreno definiti sia in tensioni totali (TT) che in tensioni efficaci (TE). Il valore più basso del coefficiente di sicurezza si ottiene lungo una potenziale superficie di scorrimento orientata verso il paramento lato Monterotondo, in condizioni non drenate (TT) e risulta  $FS = 1.78$ , quindi maggiore del valore minimo di normativa ( $\gamma_R = 1.1$ ).

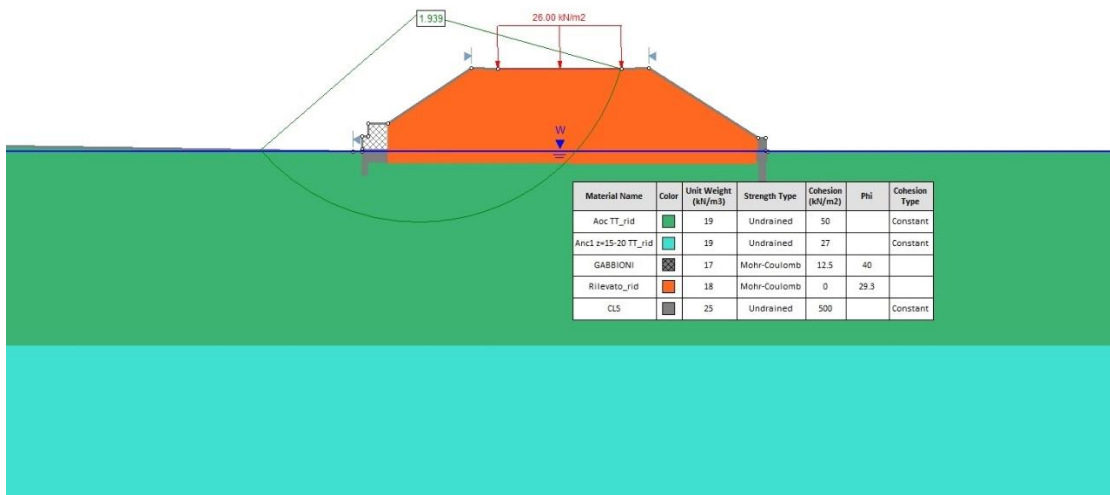


Figura 23. Sez. tipo 1\_Asse 1 sez.24 - Stabilità globale in condizioni statiche, nella configurazione finale, in TT  
 - Paramento lato Monterotondo.

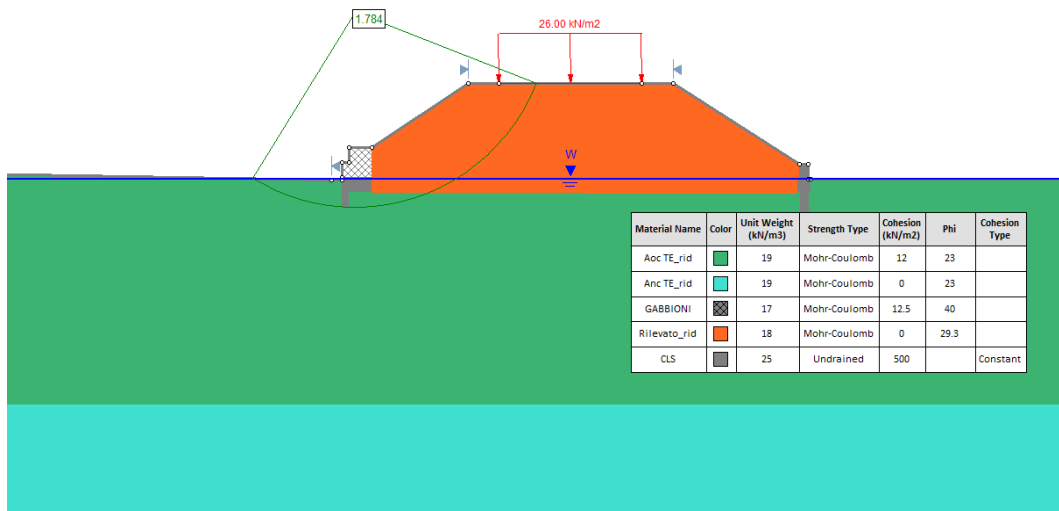


Figura 24. Sez. tipo 1\_Asse 1 sez.24 - Stabilità globale in condizioni statiche, nella configurazione finale, in TE  
 - Paramento lato Monterotondo.

Relazione Geotecnica di calcolo

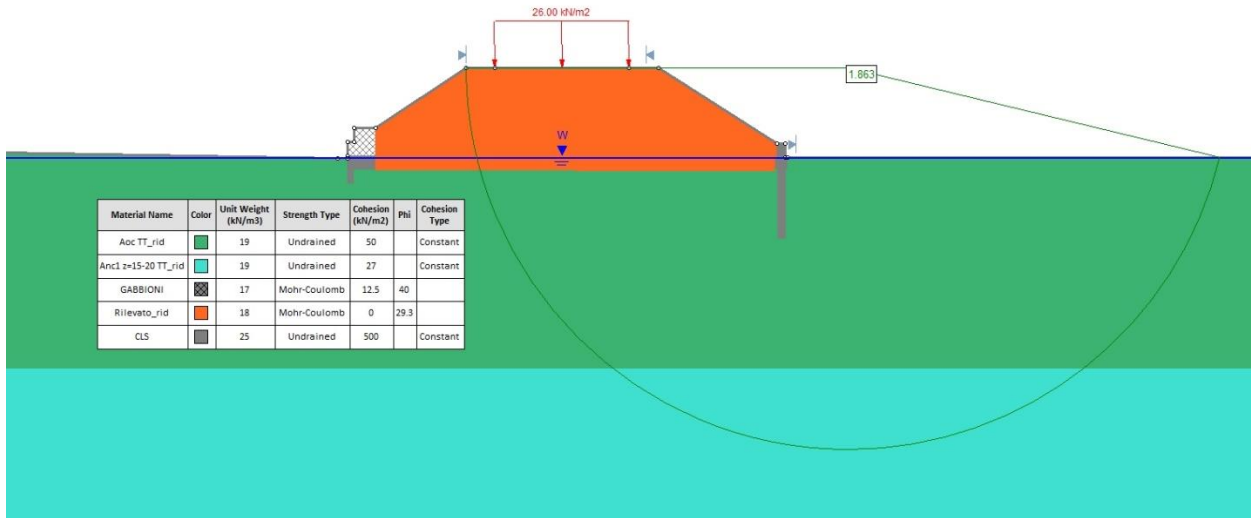


Figura 25. Sez. tipo 1\_Asse 1 sez.24 - Stabilità globale in condizioni statiche, nella configurazione finale, in TT – Paramento lato TEVERE.

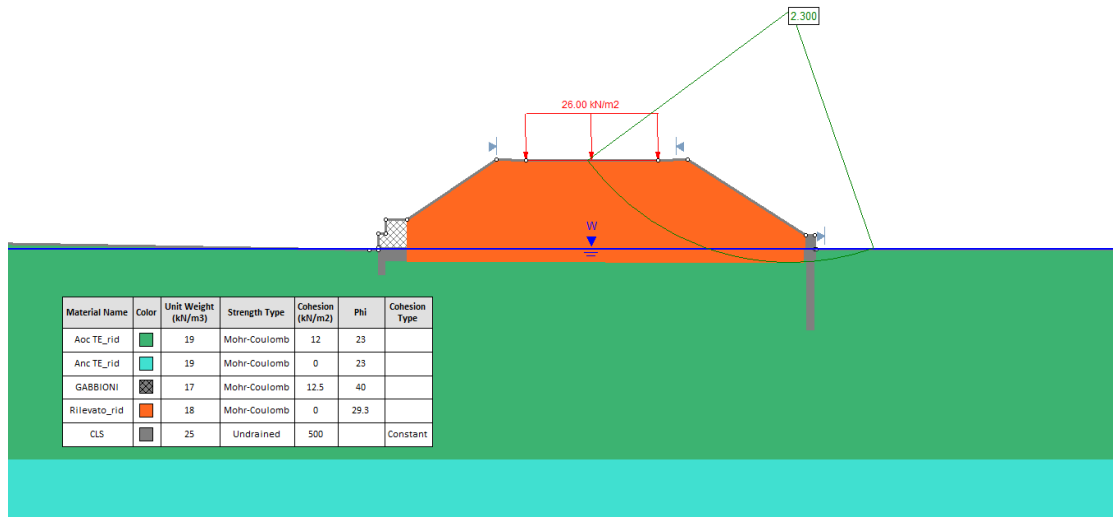


Figura 26. Sez. tipo 1\_Asse 1 sez.24 - Stabilità globale in condizioni statiche, nella configurazione finale, in TE – Paramento lato TEVERE.



### Verifica di stabilità del rilevato in condizioni sismiche

La verifica è stata condotta considerando l'opera con la sua configurazione finale in condizioni di lungo termine.

La condizione più sfavorevole è risultata quella con la componente dell'azione sismica verticale rivolta verso l'alto, con potenziale superficie di scorrimento lungo il paramento lato Monterotondo.

In particolare, l'analisi restituisce un valore del coefficiente di sicurezza minimo  $FS = 1.28$ , maggiore di quello minimo di normativa ( $\gamma_R = 1.2$ ).

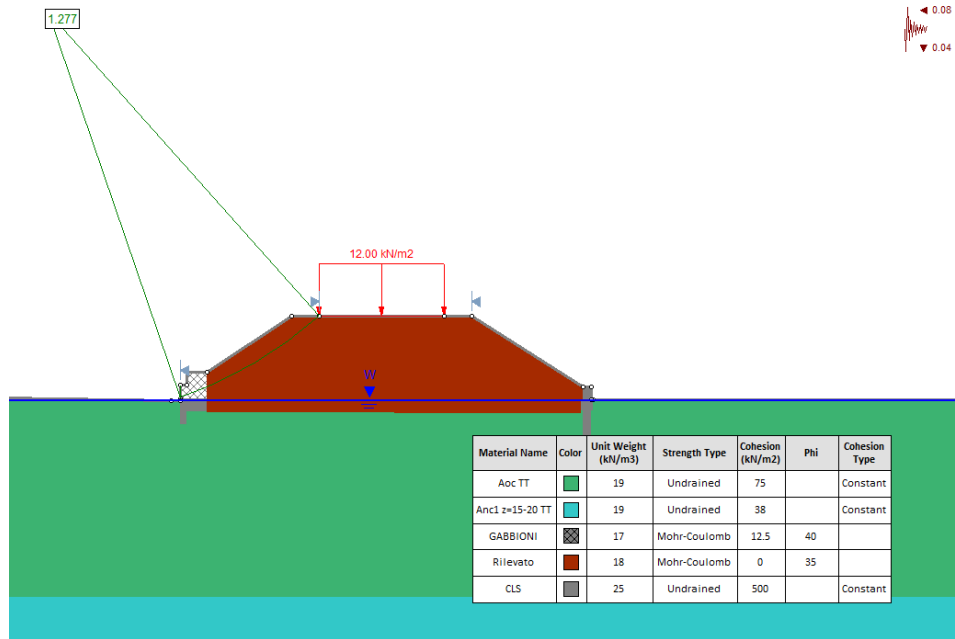


Figura 27. Sez. tipo 1\_Asse 1 sez.24 - Stabilità globale in condizioni sismiche, nella configurazione finale, in TT - Paramento lato Monterotondo.

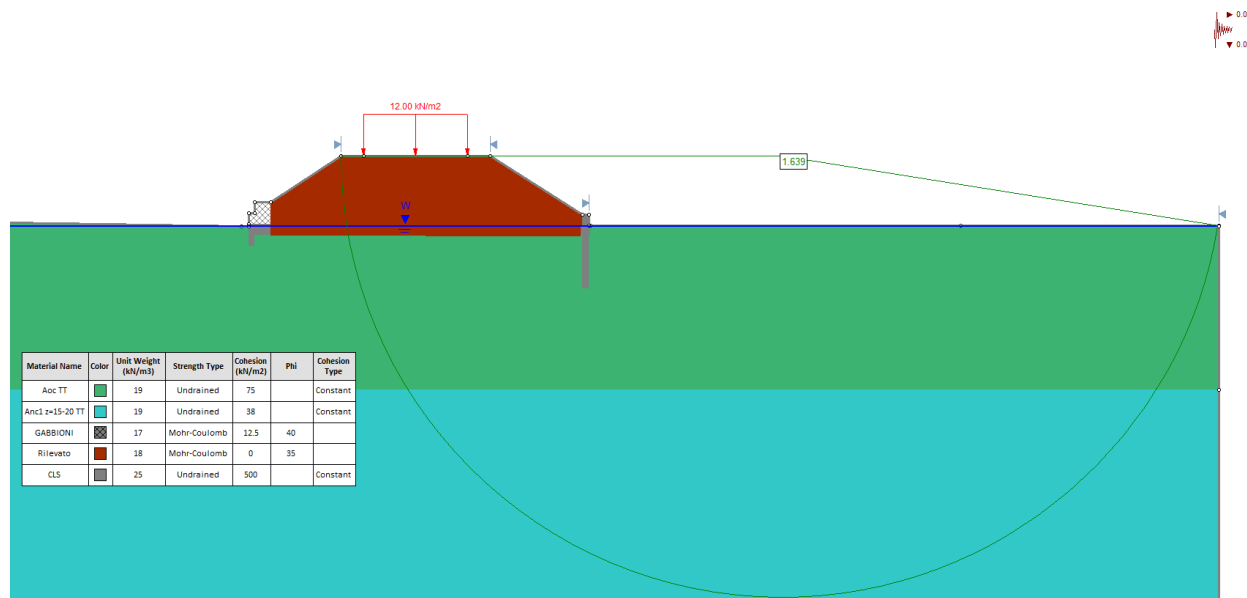


Figura 28. Sez. tipo 1\_Asse 1 sez.24 - Stabilità globale in condizioni sismiche, nella configurazione finale, in TT - Paramento lato Tevere.

### Verifica di stabilità del rilevato in condizioni di piena

La verifica è stata condotta considerando l'opera con la sua configurazione finale in condizioni di lungo termine, ipotizzando la condizione di svasso rapido immediatamente successiva alla massima piena con tempo di ritorno  $T_r = 200$  anni.

L'analisi restituisce un valore minimo del coefficiente di sicurezza  $FS = 1.234$ , determinato in condizioni sia drenate che non drenate (analisi in TE e TT) lungo una potenziale superficie di scorrimento orientata verso il lato Monterotondo, maggiore di quello minimo di normativa ( $\gamma_R = 1.1$ ).

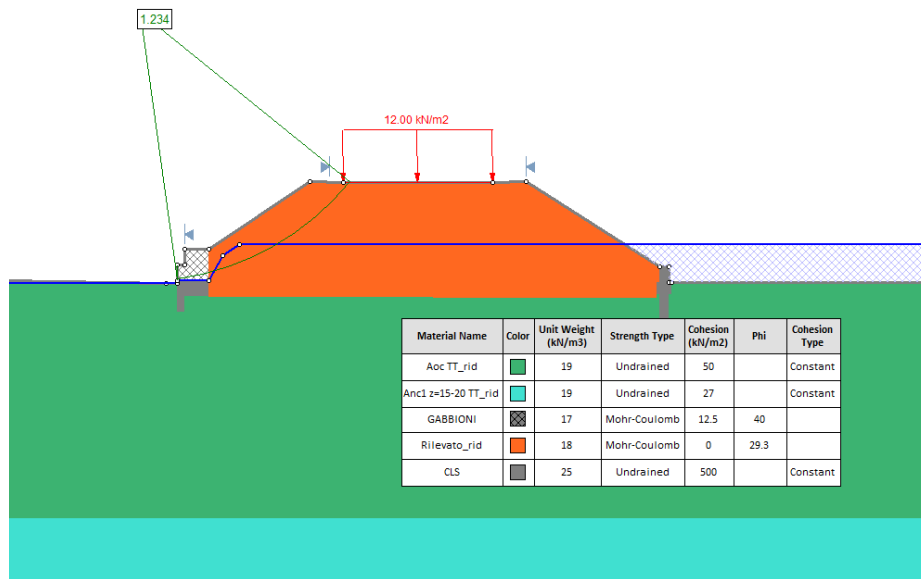


Figura 29. Sez. tipo 1\_Asse 1 sez.24 - Stabilità globale in condizioni di svasso rapido post-piena, nella configurazione finale, in TT - Paramento lato Monterotondo.

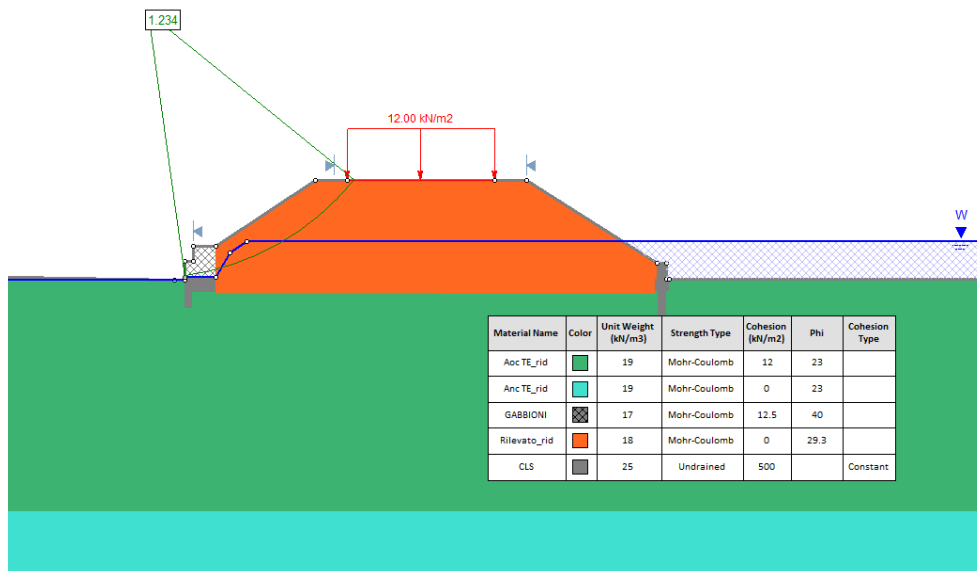


Figura 30. Sez. tipo 1\_Asse 1 sez.24 - Stabilità globale in condizioni di svasso rapido post-piena, nella configurazione finale, in TE - Paramento lato Monterotondo.

Relazione Geotecnica di calcolo

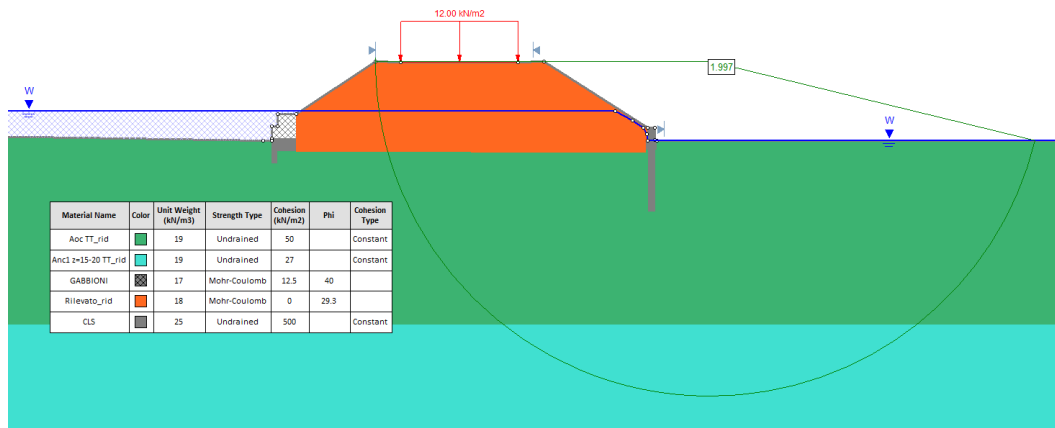


Figura 31. Sez. tipo 1\_Asse 1 sez.24 - Stabilità globale in condizioni di svasso rapido post-piena, nella configurazione finale, in TT - Paramento lato Tevere.

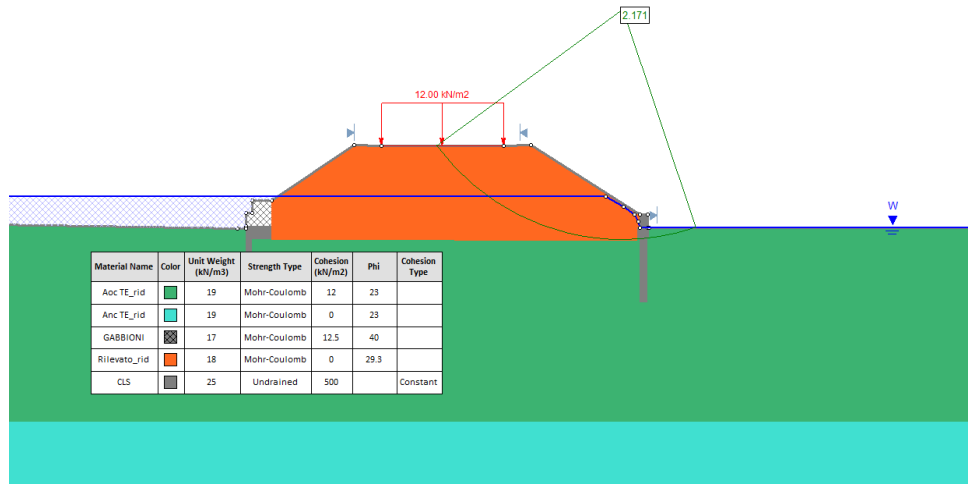


Figura 32. Sez. tipo 1\_Asse 1 sez.24 - Stabilità globale in condizioni di svasso rapido post-piena, nella configurazione finale, in TE - Paramento lato Tevere.

### 6.1.2 Asse 1 – sez. 2 [prg. 0+050] \_ Sezione tipo 2

Le verifiche di stabilità in corrispondenza della sezione tipo 2 sono state eseguite con riferimento alla sezione alla progressiva 0+050 (sez. 2 dell'asse 1) di altezza in asse  $H_{prog} = 8.0$  m nella configurazione di progetto.

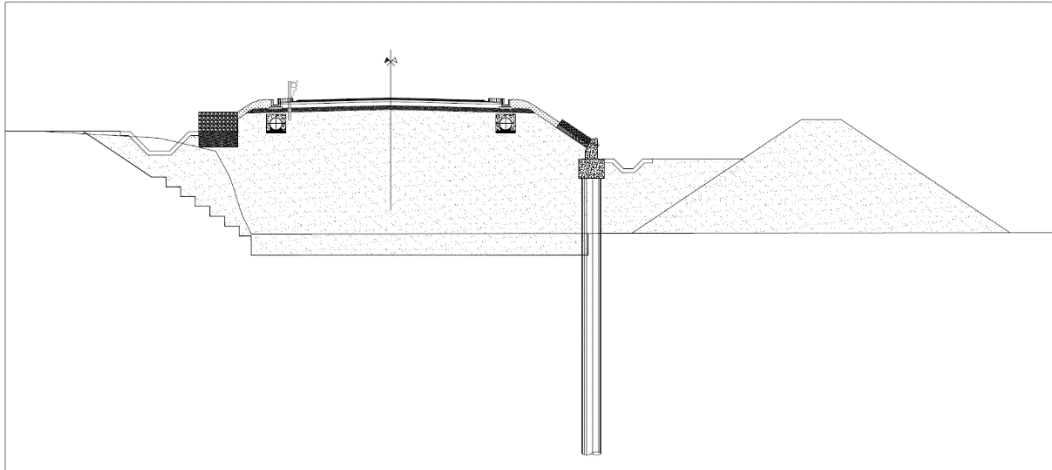


Figura 33. Sezione tipo 2 (Asse 1)

La tabella seguente riepiloga i valori del coefficiente di sicurezza  $FS$  (inteso come rapporto tra i valori di progetto della resistenza e delle azioni calcolati lungo la superficie di scorrimento,  $R_d/F_d$ ) ottenuti nelle verifiche di stabilità, condotte considerando meccanismi di rottura orientati soltanto verso il lato Tevere (i meccanismi di rottura sul lato Monterotondo sono incompatibili con la geometria del rilevato) nelle diverse condizioni precedentemente descritte; per le analisi in condizioni sismiche i risultati si riferiscono alla condizione di sisma verso il basso ( $k_v+$ ) risultata più gravosa; nelle figure successive sono riportati i risultati delle analisi di stabilità in forma grafica.

Tabella 18. Asse 1 – sez.4 -prg. 0+050 [sezione tipo 2] \_ Analisi di stabilità: riepilogo coefficienti di sicurezza.

Riferimenti della sezione di studio				Sezione di precarica	Sezione di progetto		
Sez tipo	Asse	Sez.	Prg.	$FS_{STAT\ min}$ $[R_d/F_d]_{STAT}$	$FS_{STAT\ min}$ $[R_d/F_d]_{STAT}$ lato Tevere	$FS_{SISM\ \downarrow}$ $[R_d/F_d]_{SISM}$ lato Tevere	$FS_{post\ piena}$ $[R_d/F_d]$ Lato Tevere
TIPO 1	2	4	0+050		1.39	1.99	1.87

Le verifiche sono in ogni caso soddisfatte, risultando i valori dei coefficienti di sicurezza maggiori dei valori minimi richiesti dalla normativa ( $\gamma_R = 1.1$  in condizioni statiche e  $\gamma_R = 1.2$  in condizioni sismiche).

### Verifica di stabilità a fine esecuzione del rilevato di "precarica" (tempo $t=0$ )

La verifica per la configurazione corrispondente al rilevato di sezione maggiorata (rilevato di "precarica") è stata effettuata in condizioni di breve termine, considerando per il terreno i valori dei parametri di resistenza definiti in tensioni totali (TT) ed ipotizzando che non si sia ancora sviluppato alcun processo di consolidazione. Considerata la simmetria della sezione, la verifica è stata effettuata con riferimento a meccanismi di scorrimento orientato solo sul lato Monterotondo.

L'analisi restituisce un valore del coefficiente di sicurezza minimo  $FS = 2.22$ , maggiore di quello minimo richiesto dalla normativa ( $\gamma_R = 1.1$ ).

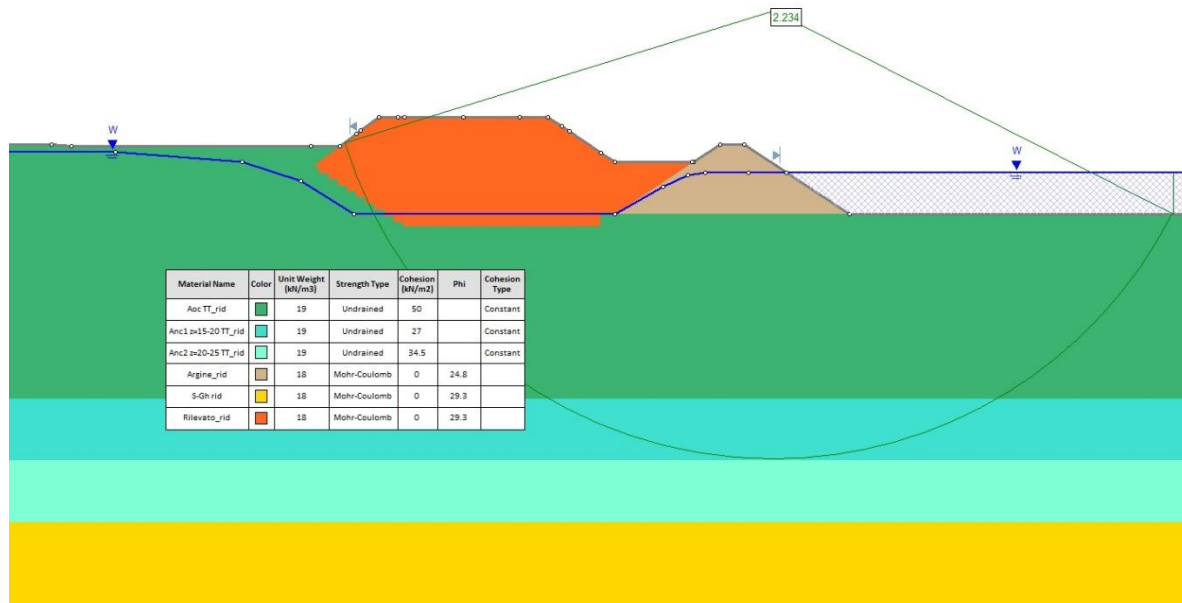


Figura 34. Sez. tipo 2\_Asse 1 sez.4 - Stabilità globale in condizioni statiche, a fine realizzazione del rilevato di precarica, in TT.

**Verifiche di stabilità del rilevato a lungo termine (fine processo di consolidazione) – condizioni statiche**

La verifica è stata effettuata per la configurazione finale, in condizioni di lungo termine, nell'ipotesi che i processi di consolidazione siano terminati, considerando i parametri di resistenza del terreno definiti sia in tensioni totali (TT) che in tensioni efficaci (TE). Il valore più basso del coefficiente di sicurezza si ottiene lungo una potenziale superficie di scorrimento orientata verso il paramento lato Tevere, in condizioni non drenate (TT) e risulta  $FS = 2.3$ , quindi maggiore del valore minimo di normativa ( $\gamma_R = 1.1$ ).

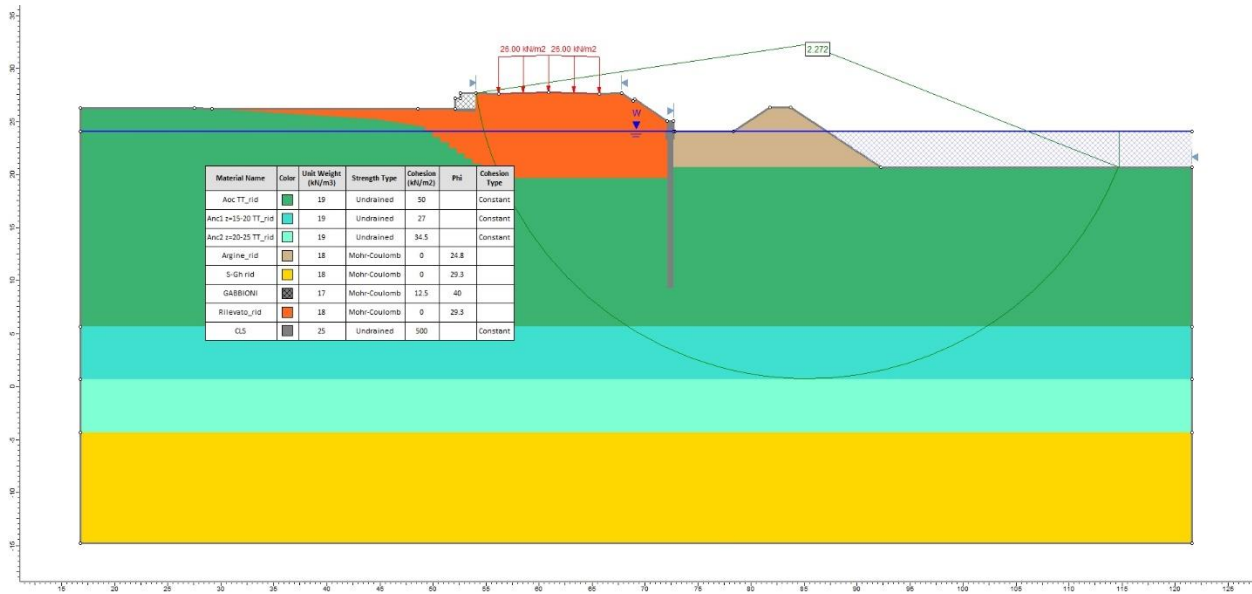


Figura 35. Sez. tipo 3\_Asse 1 sez.2 - Stabilità globale in condizioni statiche, nella configurazione finale, in TT  
- Paramento lato Tevere.

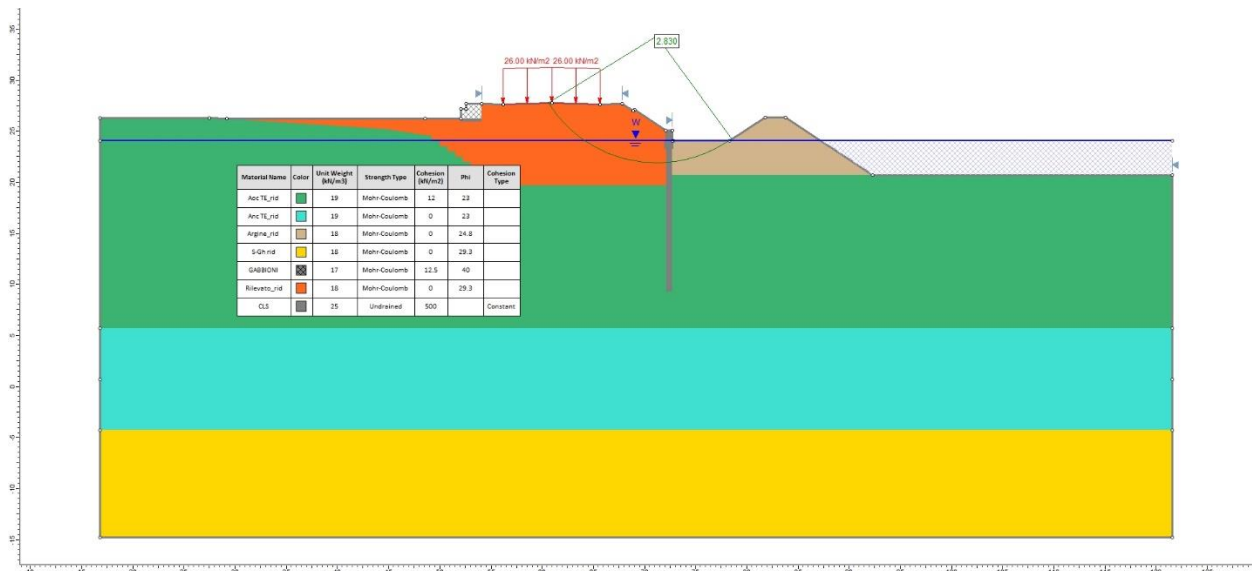


Figura 36. Sez. tipo 3\_Asse 1 sez.2- Stabilità globale in condizioni statiche, nella configurazione finale, in TE  
- Paramento lato Tevere.

### Verifica di stabilità del rilevato in condizioni sismiche

La verifica è stata condotta considerando l'opera con la sua configurazione finale in condizioni di lungo termine.

La condizione più sfavorevole è risultata quella con la componente dell'azione sismica verticale rivolta verso l'alto, con potenziale superficie di scorrimento lungo il paramento lato Tevere.

In particolare, l'analisi restituisce un valore del coefficiente di sicurezza minimo  $FS = 1.99$ , maggiore di quello minimo di normativa ( $\gamma_R = 1.2$ ).

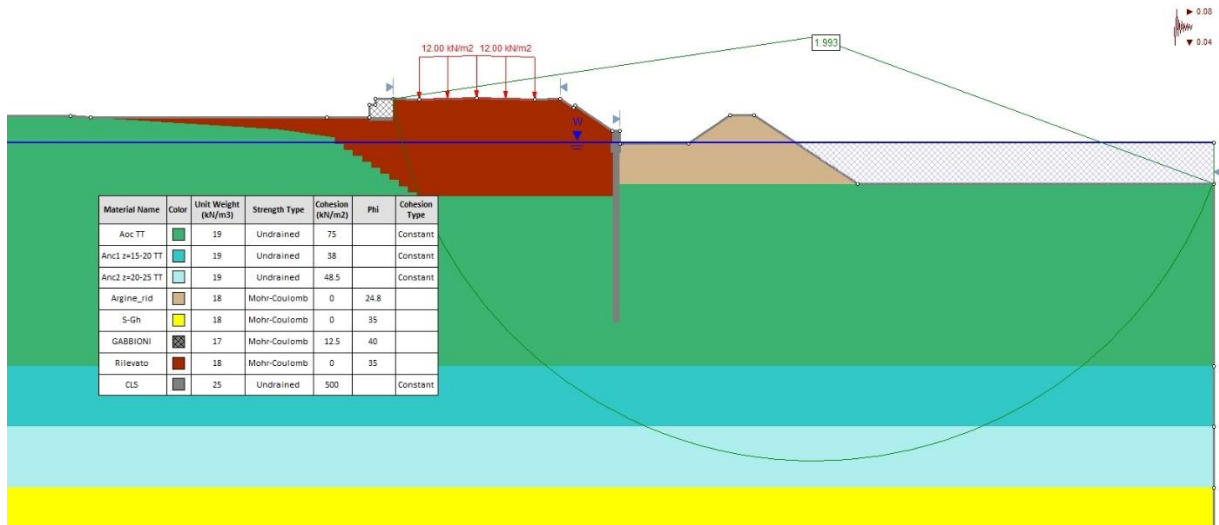


Figura 37. Sez. tipo 2\_Asse 1 sez.4 - Stabilità globale in condizioni sismiche, nella configurazione finale, in TT - Paramento lato Tevere.



### Verifica di stabilità del rilevato in condizioni di piena

La verifica è stata condotta considerando l'opera con la sua configurazione finale in condizioni di lungo termine, ipotizzando la condizione di svasso rapido immediatamente successiva alla massima piena con tempo di ritorno  $T_r = 200$  anni. In tale caso è stata simulata anche la condizione limite di avvenuto scalzamento dei rinterri presenti a valle della paratia, lato Tevere, assumendo per tale condizione un valore nullo del carico accidentale dovuto al carico stradale.

L'analisi restituisce un valore minimo del coefficiente di sicurezza  $FS = 1.87$ , determinato in condizioni non drenate (analisi in TT) lungo una potenziale superficie di scorrimento orientata verso il lato Tevere, nella configurazione con scalzamento, maggiore di quello minimo di normativa ( $\gamma_R = 1.1$ ).

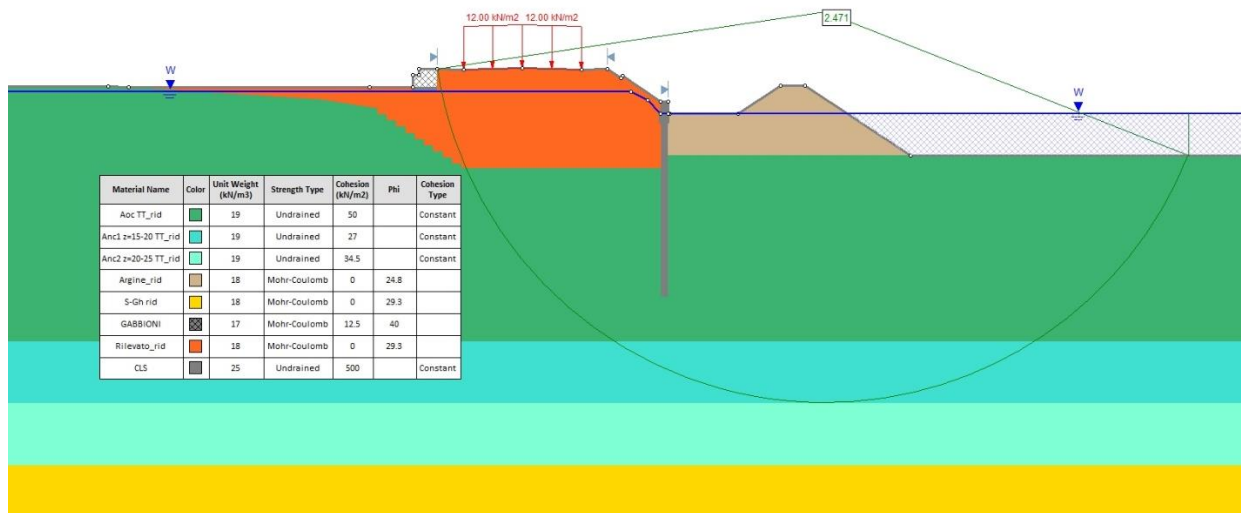


Figura 38. Sez. tipo 2\_Asse 1 sez.4 - Stabilità globale in condizioni di svasso rapido post-piena, nella configurazione finale, in TT - Paramento lato Tevere.

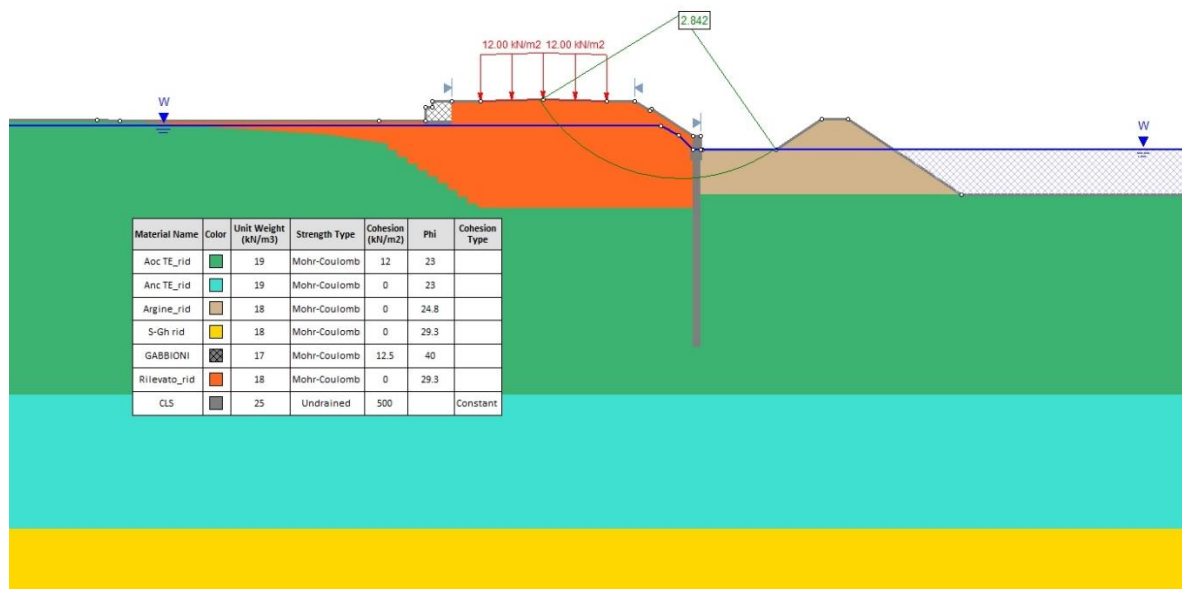


Figura 39. Sez. tipo 2\_Asse 1 sez.4 - Stabilità globale in condizioni di svasso rapido post-piena, nella configurazione finale, in TE - Paramento lato Tevere.

Relazione Geotecnica di calcolo

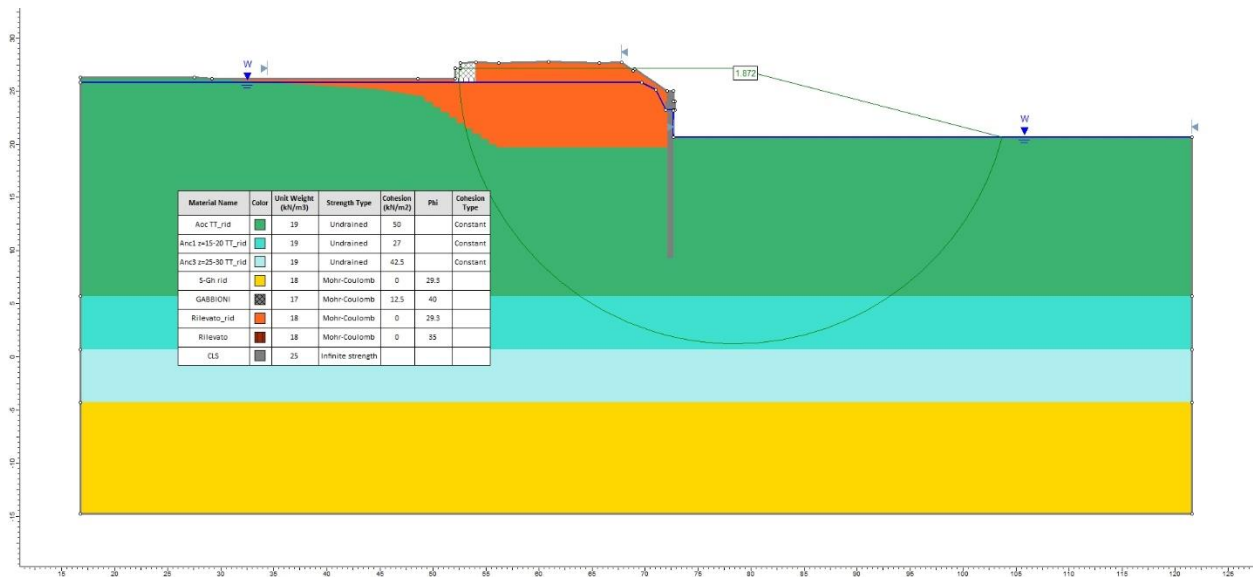


Figura 40. Sez. tipo 2\_Asse 1 sez.4 - Stabilità globale in condizioni di svasso rapido post-piena e con avvenuto scalzamento al piede, nella configurazione finale, in TT - Paramento lato Tevere.

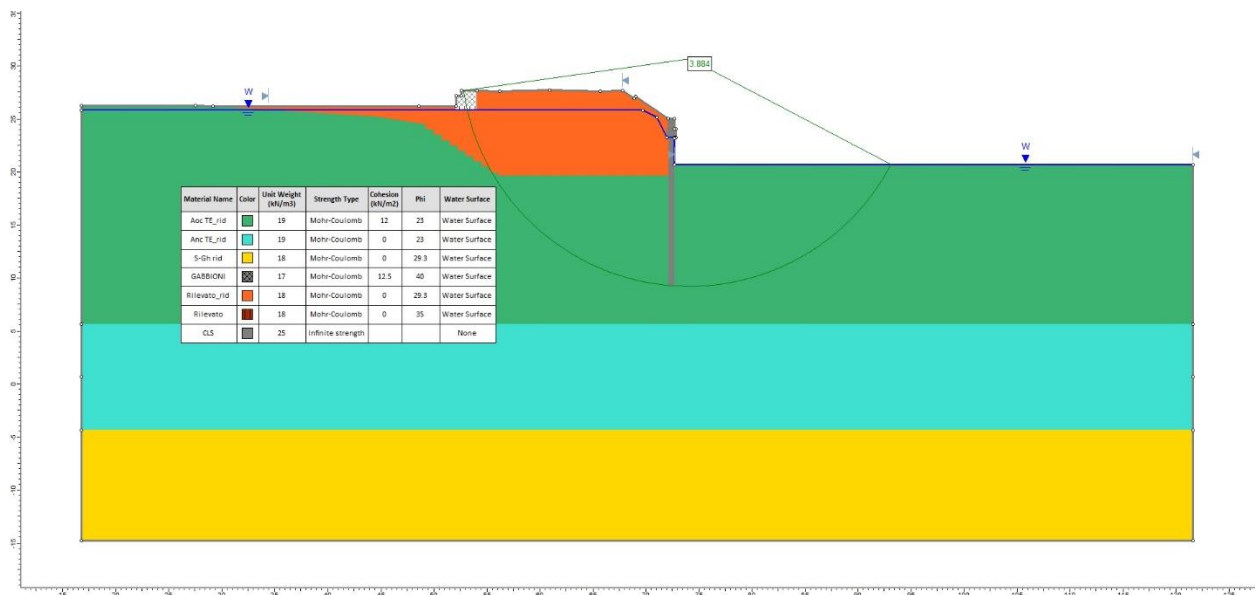


Figura 41. Sez. tipo 2\_Asse 1 sez.4 - Stabilità globale in condizioni di svasso rapido post-piena e con avvenuto scalzamento al piede, nella configurazione finale, in TE - Paramento lato Tevere.

### 6.1.3 Asse 1 – sez. 41b [prg. 2+029.6] \_ Sezione tipo 3

Le verifiche di stabilità in corrispondenza della sezione tipo 3 sono state eseguite con riferimento alla sezione alla progressiva 2+030 circa (sez. 41b dell'asse 1) di altezza in asse  $H_{prog} = 9.0$  m nella configurazione di progetto e  $H' = 8.0$  m nella configurazione di "precarica". Nella configurazione di progetto, la sezione tipo in oggetto risulta parzialmente realizzata in materiale alleggerito (blocchi di EPS) mentre nella configurazione di "precarica" la sezione è integralmente costituita da materiale da rilevato.

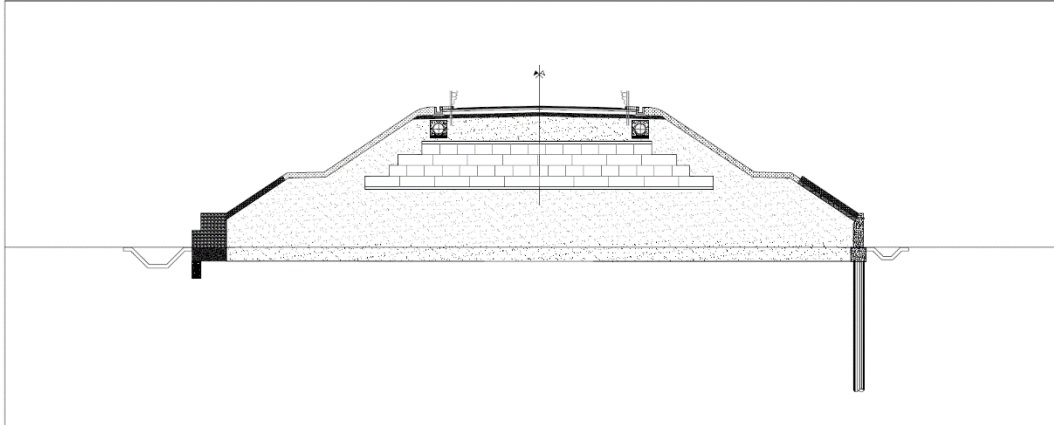


Figura 42. Sezione tipo 3 (Assi 1 e 3).

Le analisi nella configurazione di progetto sono state effettuate considerando la porzione di rilevato al di sopra dalla quota di imposta dei blocchi in EPS, come un carico permanente, al quale si aggiunge il carico accidentale rappresentato dal carico stradale.

La tabella seguente riassume i valori del coefficiente di sicurezza  $FS$  (inteso come rapporto tra i valori di progetto della resistenza e delle azioni calcolati lungo la superficie di scorrimento,  $R_d/F_d$ ) ottenuti nelle verifiche di stabilità, condotte considerando meccanismi di rottura orientati verso entrambi i paramenti (lato Tevere e lato Monterotondo) nelle diverse condizioni precedentemente descritte; per le analisi in condizioni sismiche i risultati si riferiscono alla condizione di sisma verso il basso ( $k_v+$ ) risultata più gravosa; nelle figure successive sono riportati i risultati delle analisi di stabilità in forma grafica.

Tabella 19. Asse 1 – sez.41b -prg. [sezione tipo 3] \_ Analisi di stabilità: riepilogo coefficienti di sicurezza.

Riferimenti della sezione di studio				Sezione di precarica	Sezione di progetto						
Sez tipo	Asse	Sez.	Prg.	$FS_{STAT\ min}$ $[R_d/F_d]_{STAT}$	$FS_{STAT\ min}$ $[R_d/F_d]_{STAT}$ lato Monter.	$FS_{STAT\ min}$ $[R_d/F_d]_{STAT}$ lato Tevere	$FS_{SISM\ \downarrow}$ $[R_d/F_d]_{SISM}$ lato Monter.	$FS_{SISM\ \downarrow}$ $[R_d/F_d]_{SISM}$ lato Tevere	$FS_{post\ piena}$ $[R_d/F_d]$ Lato Monter.	$FS_{post\ piena}$ $[R_d/F_d]$ Lato Tevere	
TIPO 2	1	41b	2+030	1.46	1.26	1.38	1.37	1.38	1.52	2.01	

Le verifiche sono in ogni caso soddisfatte, risultando i valori dei coefficienti di sicurezza maggiori dei valori minimi richiesti dalla normativa ( $\gamma_R = 1.1$  in condizioni statiche e  $\gamma_R = 1.2$  in condizioni sismiche).

**Verifica di stabilità a fine esecuzione del rilevato di “precarica” (tempo  $t=0$ )**

La verifica per la configurazione corrispondente al rilevato di sezione maggiorata (rilevato di “precarica”) è stata effettuata in condizioni di breve termine, considerando per il terreno i valori dei parametri di resistenza definiti in tensioni totali (TT) ed ipotizzando che non si sia ancora sviluppato alcun processo di consolidazione. Considerata la simmetria della sezione, la verifica è stata effettuata con riferimento a meccanismi di scorrimento orientato solo sul lato Monterotondo.

L'analisi restituisce un valore del coefficiente di sicurezza minimo  $FS = 1.462$ , maggiore di quello minimo di normativa ( $\gamma_R = 1.1$ ).

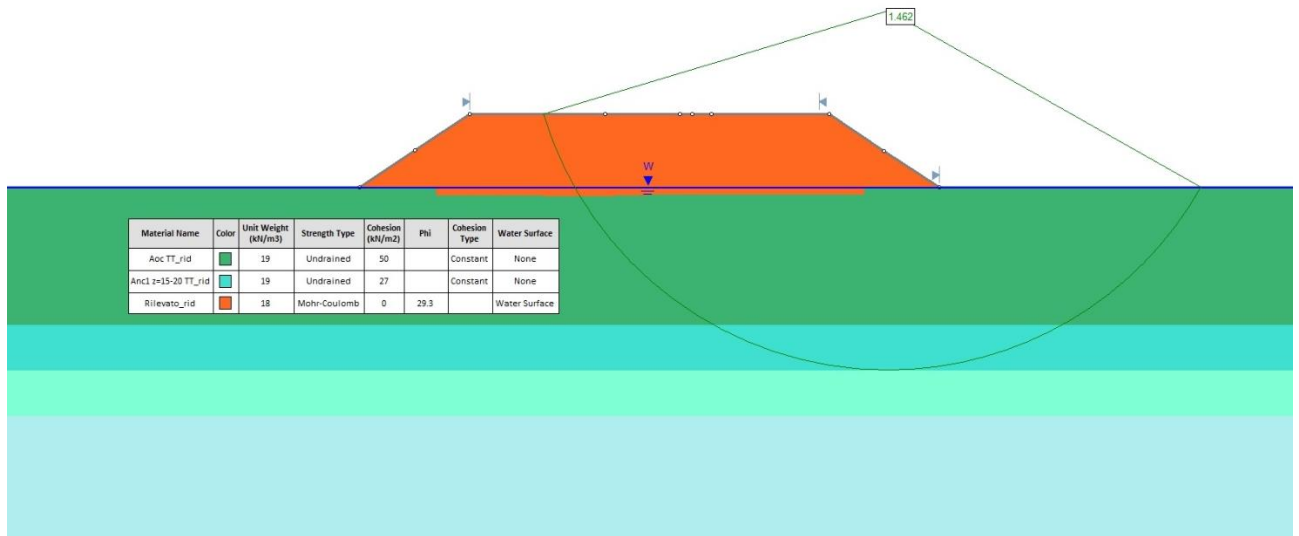


Figura 43. Sez. tipo 3\_Asse 1 sez.41b - Stabilità globale in condizioni statiche, a fine realizzazione del rilevato di precarica, in TT.

**Verifica di stabilità del rilevato a lungo termine (fine processo di consolidazione) – condizioni statiche**

La verifica è stata effettuata per la configurazione finale, in condizioni di lungo termine, nell'ipotesi che i processi di consolidazione siano terminati, considerando i parametri di resistenza del terreno definiti sia in tensioni totali (TT) che in tensioni efficaci (TE). Il valore più basso del coefficiente di sicurezza si ottiene lungo una potenziale superficie di scorrimento orientata verso il lato Monterotondo, in condizioni non drenate (TT) e risulta  $FS = 1.26$ , quindi maggiore del valore minimo di normativa ( $\gamma_R = 1.1$ ).

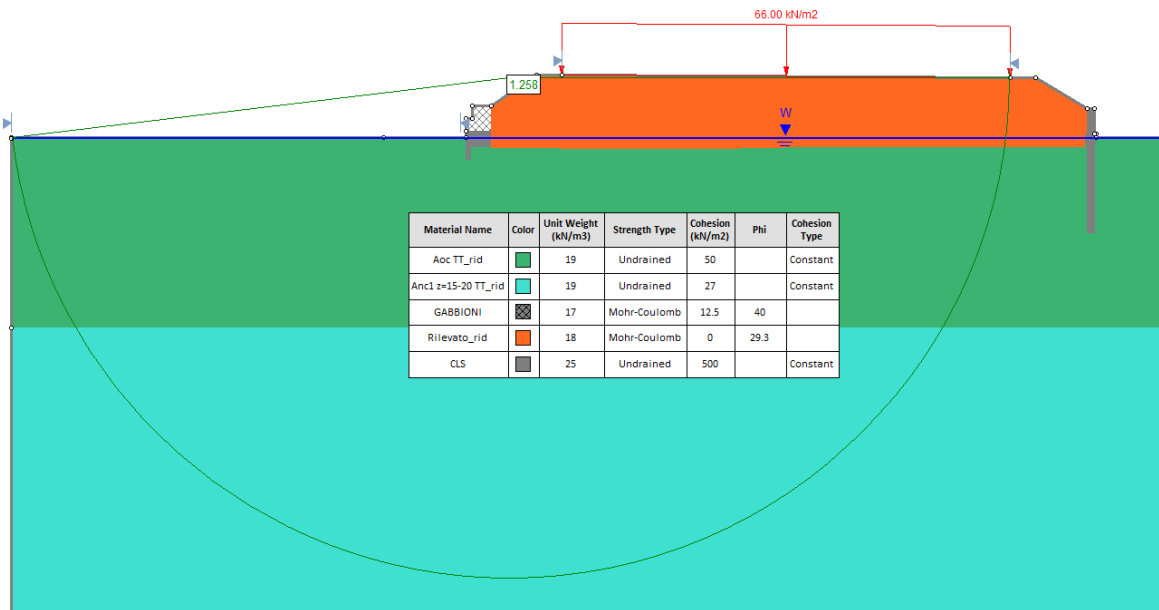


Figura 44. Sez. tipo 3\_Asse 1 sez.41b - Stabilità globale in condizioni statiche, nella configurazione finale, in TT  
 - Paramento lato Monterotondo.

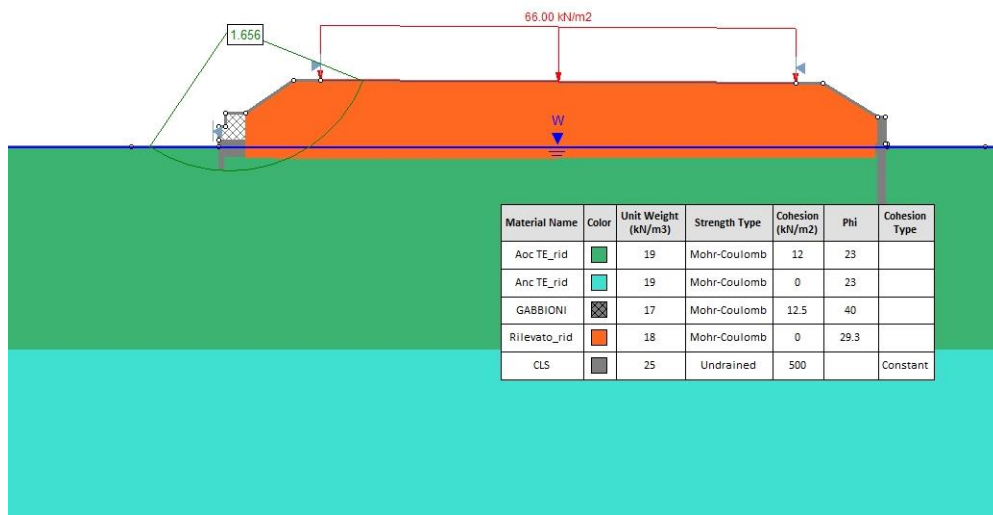


Figura 45. Sez. tipo 2\_Asse 1 sez.41b - Stabilità globale in condizioni statiche, nella configurazione finale, in TE  
 - Paramento lato Monterotondo.

Relazione Geotecnica di calcolo

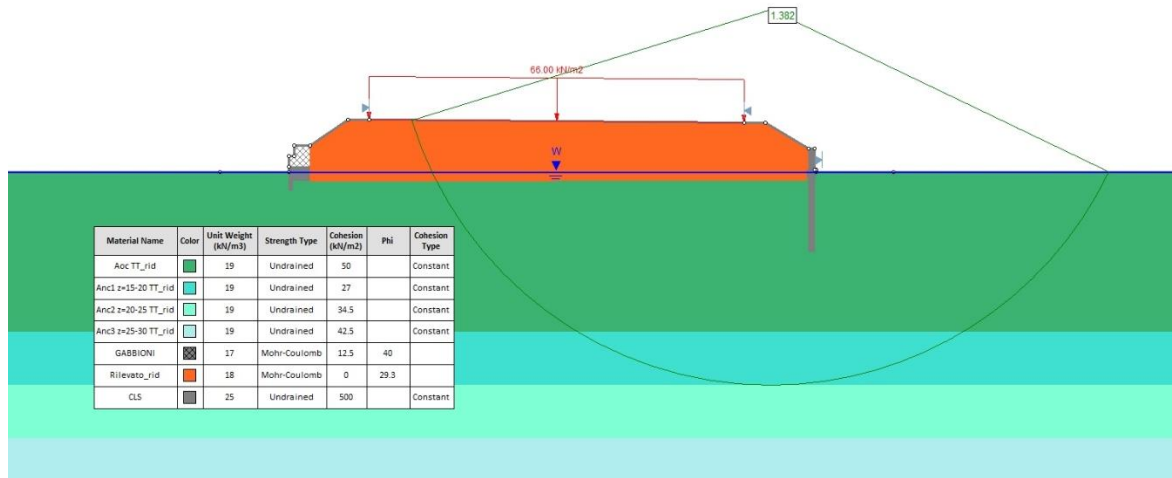


Figura 46. Sez. tipo 3\_Asse 1 sez.41b - Stabilità globale in condizioni statiche, nella configurazione finale, in TT – Paramento lato TEVERE.

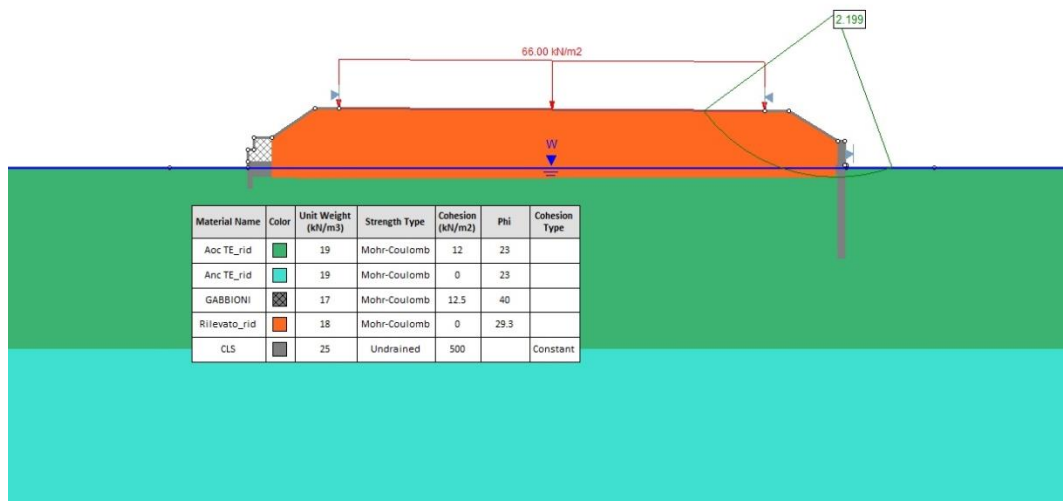


Figura 47. Sez. tipo 3\_Asse 1 sez.41b - Stabilità globale in condizioni statiche, nella configurazione finale, in TE – Paramento lato TEVERE.

### Verifica di stabilità del rilevato in condizioni sismiche

La verifica è stata condotta considerando l'opera con la sua configurazione finale in condizioni di lungo termine.

La condizione più sfavorevole è risultata quella con la componente dell'azione sismica verticale rivolta verso l'alto, con potenziale superficie di scorrimento lungo il paramento lato Monterotondo.

In particolare, l'analisi restituisce un valore del coefficiente di sicurezza minimo  $FS = 1.37$ , maggiore di quello minimo di normativa ( $\gamma_R = 1.2$ ).

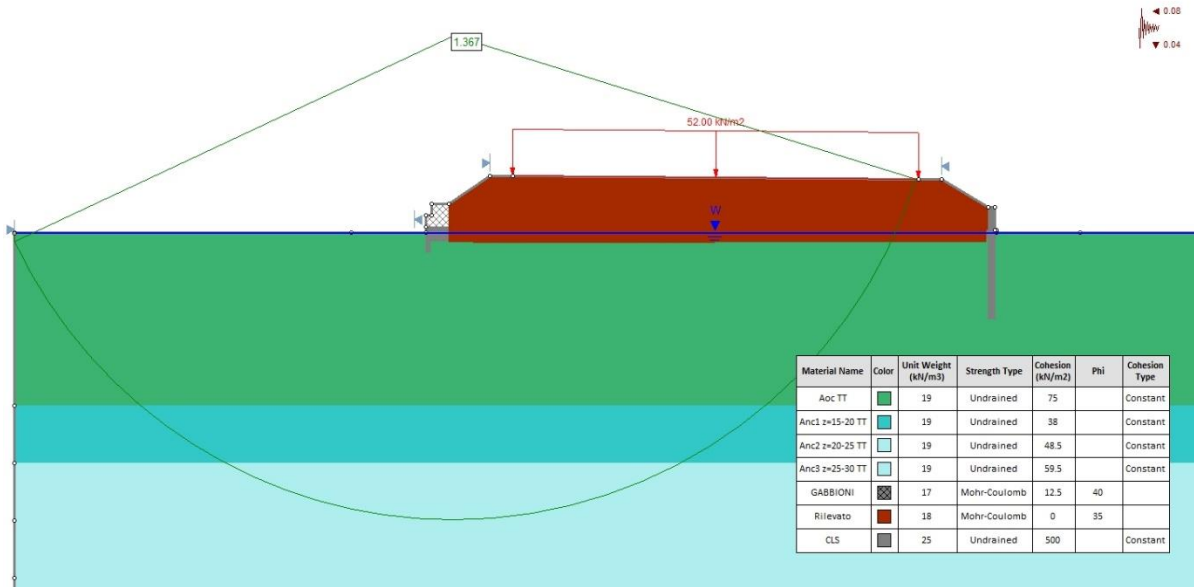


Figura 48. Sez. tipo 3\_Asse 1 sez.41b - Stabilità globale in condizioni sismiche, nella configurazione finale, in TT - Paramento lato Monterotondo.

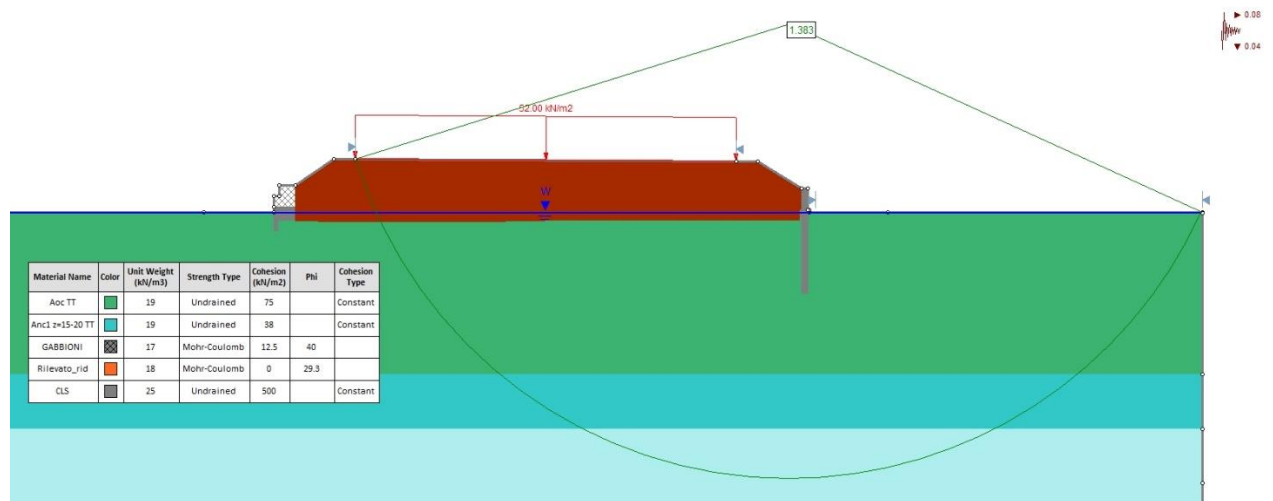


Figura 49. Sez. tipo 2\_Asse 1 sez.41b - Stabilità globale in condizioni sismiche, nella configurazione finale, in TT - Paramento lato Tevere.



### Verifica di stabilità del rilevato in condizioni di piena

La verifica è stata condotta considerando l'opera con la sua configurazione finale in condizioni di lungo termine, ipotizzando la condizione di svasso rapido immediatamente successiva alla massima piena con tempo di ritorno  $T_r = 200$  anni.

L'analisi restituisce un valore del coefficiente di sicurezza minimo  $FS = 1.52$ , determinato in condizioni non drenate (analisi in TT) lungo una potenziale superficie di scorrimento orientata verso il lato Monterotondo, maggiore di quello minimo di normativa ( $\gamma_R = 1.1$ ).

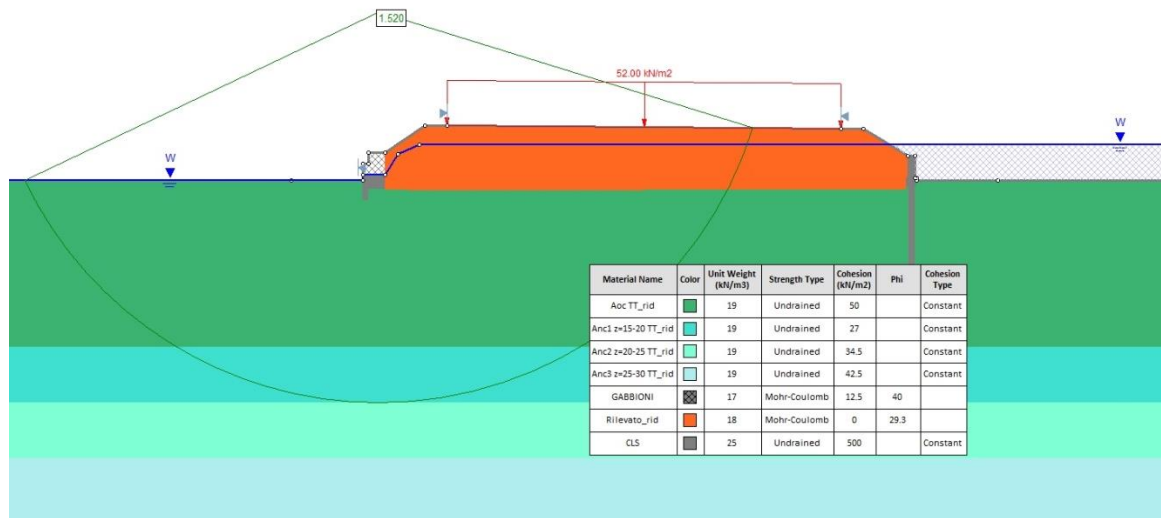


Figura 50. Sez. tipo 3\_Asse 1 sez.41b - Stabilità globale in condizioni di svasso rapido post-piena, nella configurazione finale, in TT - Paramento lato Monterotondo.

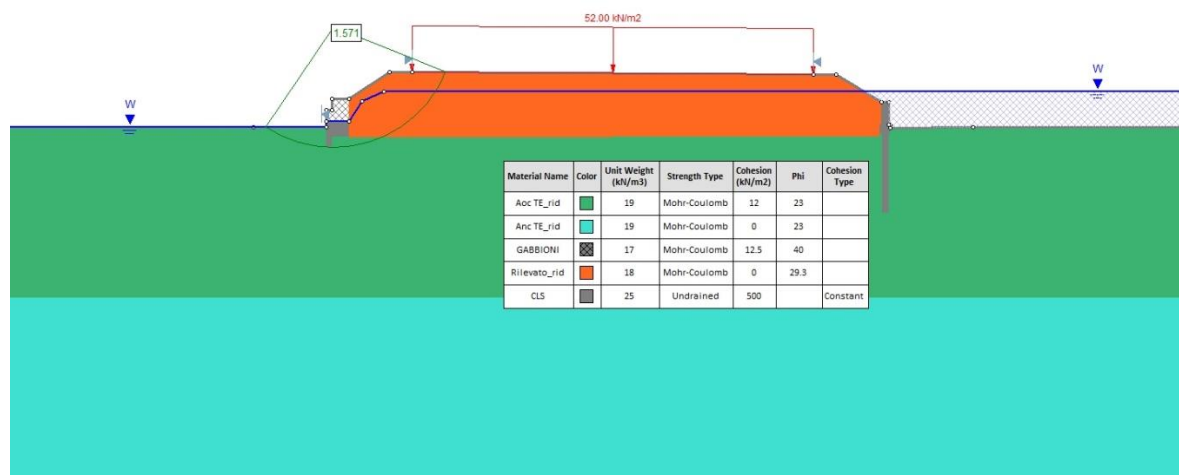


Figura 51. Sez. tipo 3\_Asse 1 sez.41b - Stabilità globale in condizioni di svasso rapido post-piena, nella configurazione finale, in TE - Paramento lato Monterotondo.

Relazione Geotecnica di calcolo

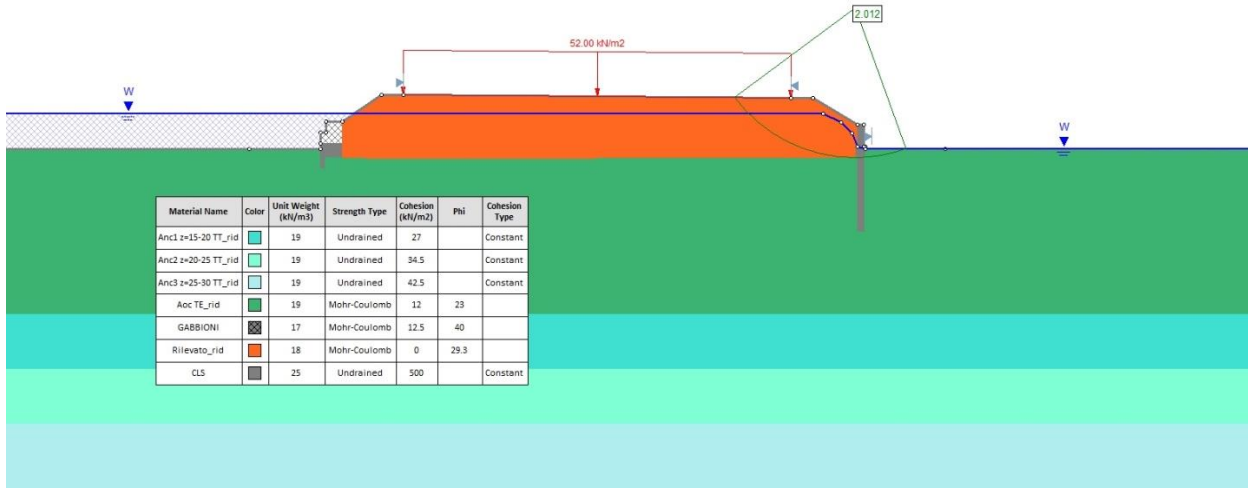


Figura 52. Sez. tipo 3\_Asse 1 sez.41b - Stabilità globale in condizioni di svaso rapido post-piena, nella configurazione finale, in TT - Paramento lato Tevere.

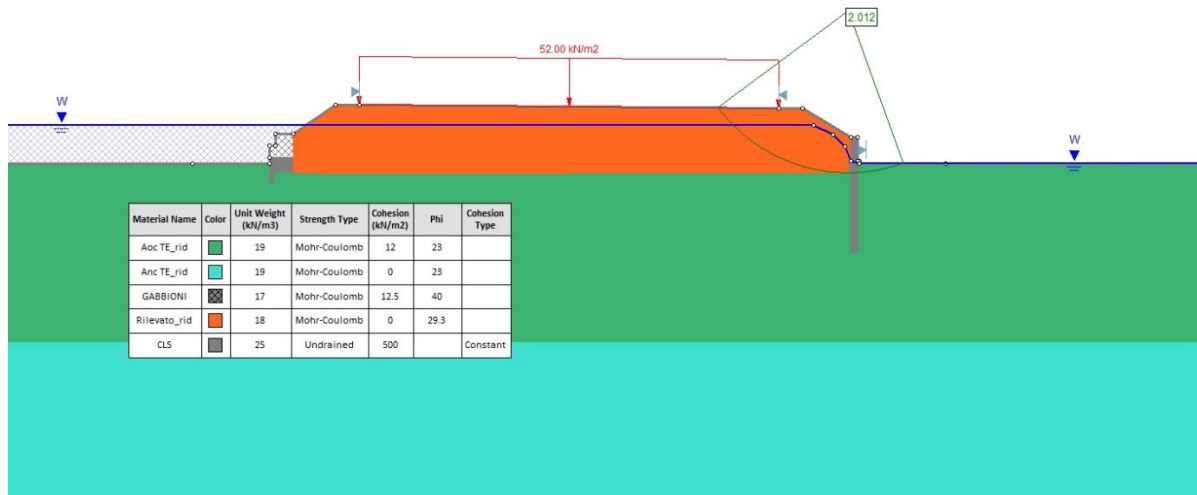


Figura 53. Sez. tipo 3\_Asse 1 sez.41b - Stabilità globale in condizioni di svaso rapido post-piena, nella configurazione finale, in TE - Paramento lato Tevere.

## 7 VERIFICHE IDRAULICHE DI FILTRAZIONE IN CORRISPONDENZA DEI RILEVATI

### 7.1 INTRODUZIONE

A valle della caratterizzazione idraulica e meccanica dei litotipi presenti nel sottosuolo, si è proceduto alla verifica idraulica dell'arginatura, affinché ne venga garantita la stabilità durante i fenomeni di esondazione. A tal proposito, per la determinazione degli scenari di studio si è tenuto conto di due configurazioni di progetto:

- una prima configurazione (cfr. "Configurazione 1") in cui l'apertura degli scatolari posti lungo il tracciato (n. 3 scatolari) determina una continuità idraulica tra monte e valle e di conseguenza, in fase di piena, il livello libero aumenta sia lato Tevere sia lato Monterotondo;
- una seconda configurazione (cfr. "Configurazione 2") in cui gli scatolari in concomitanza di eventi di piena del Tevere saranno chiusi e, di conseguenza, il livello libero aumenterà solo dal lato del fiume.

Maggiori dettagli circa i possibili scenari sono riportati negli elaborati di progetto che riguardano l'idraulica.

Per entrambi gli scenari è stato verificato in primo luogo che la superficie freatica, che in qualche modo rappresenta il moto di filtrazione durante tutto l'evento di piena, non intersechi le sponde esterne dell'argine ed in secondo luogo è stata verificata l'assenza di fenomeni di sifonamento. In particolare, tale condizione di verifica è stata studiata solo nella seconda configurazione in quanto, nella "Configurazione 1", il livello libero aumenta gradualmente su entrambi i lati del rilevato e dunque non sussistono le condizioni per l'innescarsi di fenomeni di sifonamento.

Oltre alle condizioni di verifica sopra citate, si è anche verificato che non avvengano risalite di acqua dal terreno di fondazione all'interno del corpo del rilevato, durante gli eventi sopra citati.

La prevenzione da questi eventi è stata realizzata attraverso opportuni accorgimenti costruttivi. In particolare, la scarpata del rilevato dal lato Tevere è caratterizzata dalla presenza di una guaina impermeabile protetta da una soletta in calcestruzzo armato, a sua volta protetta da un materasso reno; questi elementi, presenti fino ad una quota assoluta maggiore di 1 m rispetto alla quota massima di piena del Tevere, garantiscono l'impermeabilizzazione del paramento in caso di esondazione. Al piede del rilevato dal lato Tevere, inoltre, è presente un taglio costituito da pali secanti, che "prolunga" il tratto impermeabile in profondità, avente la finalità di prolungare i percorsi di filtrazione in modo da ridurre contestualmente i gradienti idraulici.

La lunghezza del taglio è stata determinata in ragione sia della funzione idraulica dell'opera (lunghezza minima del taglio che garantisce da fenomeni di sifonamento e da altezze di risalita dell'acqua all'interno del corpo del rilevato, cfr. presente relazione), sia della funzione statica della stessa (cfr. relazione di calcolo opere lungo linea, T00-OM00-STR-RE04). Tenendo conto della duplice funzione del taglio ed in ragione anche della diversa geometria del rilevato stradale (dipendente dal profilo stradale) oltre che delle condizioni morfologiche locali presenti, sono stati distinti 3 tratti omogenei per dimensioni del taglio così definiti:

- **Tratto 1**: asse 1 da pk 0+000 a pk 0+221.76, lunghezza del taglio pari a 14 m;
- **Tratto 2**: asse 1 da pk 0+221.76 a pk 1+918.00, asse 3 da pk 0+110.00 a fine intervento, rotatoria A ramo Nord e rotatorio D ramo Sud, lunghezza del taglio pari a 5 m;
- **Tratto 3**: asse 1 da pk 1+918.00 a fine intervento e asse 3 da pk 0+000 a pk 0+110.00, lunghezza del taglio pari a 7 m.

**Relazione Geotecnica di calcolo**

Sul lato Monterotondo, l'impermeabilizzazione del paramento sarà realizzata mediante la predisposizione di una guaina che si estenderà fino alla base dei gabbioni. Inoltre, tali elementi saranno ubicati al di sopra di uno strato di magrone sotto il quale è prevista la realizzazione di un "piede" di altezza 1 m avente finalità di minimizzare il flusso di acqua interstiziale all'interno del corpo del rilevato durante gli eventi di piena in concomitanza della configurazione di progetto a scatolari aperti. Per maggiore chiarezza si riporta in Figura 54 la sezione tipo del rilevato.

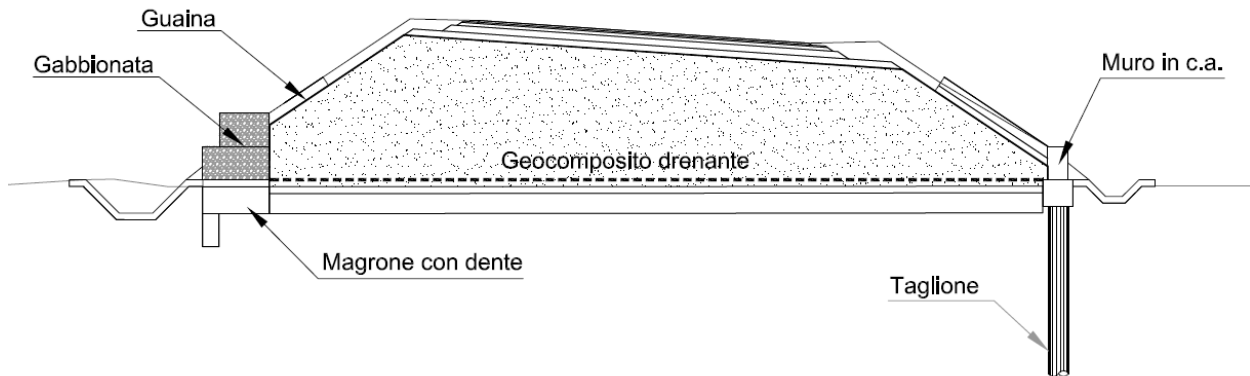


Figura 54. Sezione tipo del rilevato.

Per realizzare le verifiche sopra citate, è stato sviluppato un modello agli elementi finiti (FEM) che ha permesso di valutare i percorsi di filtrazione e la distribuzione del carico e del gradiente idraulico all'interno dell'opera di progetto e nel terreno di fondazione. Sulla base dei risultati di tale modellazione si è manifestata la necessità di prevedere un taglione lato Tevere e un "piede" lato Monterotondo, al fine di minimizzare lo sviluppo di gradienti idraulici nella "Configurazione 1" e onde evitare un'eccessiva risalita di acqua all'interno del corpo del rilevato in entrambe le configurazioni di progetto.

Le elaborazioni effettuate ed i risultati ottenuti saranno descritti in dettaglio nei paragrafi seguenti successivamente ad una breve panoramica esplicativa del codice di calcolo adottato.

**7.2 GENERALITÀ SUL CODICE DI CALCOLO**

Per la realizzazione del modello è stato utilizzato il *software Slide* della Rocscience, che utilizza la teoria degli elementi finiti per la risoluzione di problemi di filtrazione bidimensionali in terreni.

Nella fase di implementazione del modello, si definisce la geometria del dominio di calcolo e la stratigrafia dei terreni e si assegnano i valori dei parametri idraulici quali la permeabilità, il grado di anisotropia della stessa, il coefficiente di ritenzione idrica, etc. L'area d'interesse viene rappresentata nel modello attraverso una *mesh* di calcolo composta da elementi di geometria regolare.

Le grandezze definibili come condizioni al contorno sono:

- Il carico idraulico espresso in metri, associabile ad esempio alla presenza di un battente idrico;
- La pressione interstiziale (questo parametro viene assegnato, di norma, quando il problema è condizionato da azioni esterne tali da condizionare la pressione interstiziale);
- La portata, ad esempio quella estratta da un pozzo;
- Il flusso superficiale (ovvero la portata per unità di superficie); tale grandezza schematizza, ad esempio, fenomeni di infiltrazione diffusa come quelli dovuti agli eventi meteorici;

- Una funzione (questo parametro serve a definire la presenza di una variazione al contorno del modello, un esempio è il passaggio di una piena o la variabilità dei livelli idraulici dovuti a qualsivoglia ragione).

Sui bordi del modello, ove non si hanno informazioni sui valori delle grandezze elencate, è possibile definire dei punti incogniti in cui il programma calcola il carico idraulico per successive iterazioni fino a trovare dei valori compatibili con quelli assunti dalle funzioni di campo. Infine, è anche possibile definire dei contorni impermeabili attraverso l'imposizione di una superficie caratterizzata da filtrazione nulla.

Il *software* offre la possibilità di analizzare i fenomeni di filtrazione in terreni sia saturi che non saturi. Nei primi, il flusso è calcolato con l'usuale relazione di Darcy:

$$v = k i$$

dove:

- $v$  esprime la velocità apparente;
- $i$  è il gradiente idraulico;
- $k$  è il coefficiente di permeabilità del mezzo.

Per i terreni non saturi, la permeabilità è esprimibile come funzione della pressione interstiziale. Tale legame rende non lineari le equazioni che governano il problema e la risoluzione delle stesse può essere ottenuta attraverso un processo iterativo di tipo numerico. In tale procedura, partendo dal valore del carico idraulico, si ricava il campo delle pressioni interstiziali da cui si giunge a definire la permeabilità. Laddove il carico idraulico non è noto a priori, esso viene calcolato iterativamente dal *software*.

Le curve che rappresentano la variazione della permeabilità o del coefficiente di ritenzione in funzione della pressione interstiziale possono essere implementate per punti, in caso siano state svolte specifiche indagini, oppure possono essere adottate delle curve disponibili in letteratura in funzione della granulometria dei terreni ed opportunamente tarate in relazione ai dati noti caratteristici.

Una volta definito il modello di calcolo, sia avvia il solutore ed il *software* restituisce la soluzione in forma grafica attraverso dei *contour* delle grandezze quali il carico o il gradiente idraulico. È possibile inoltre mettere in evidenza sia l'andamento della linea freatica che le linee di flusso ed equipotenziali.

Il programma può effettuare analisi sia stazionarie che in regime transitorio. In quest'ultimo caso, è possibile definire degli istanti di tempo per i quali si desidera ottenere i valori delle grandezze di interesse.

### 7.3 MODELLO DI CALCOLO

Ai fini di verificare le *performance* del rilevato e le relative condizioni di sicurezza, dal punto di vista idraulico, è stato messo a punto il modello di calcolo riportato in Figura 55. In Figura 56 si riporta anche un ingrandimento di tale modello nella zona del rilevato.

È stato considerato il caso con la lunghezza minore del taglione (tratto 2, cfr. § 7.1), essendo dal punto di vista idraulico la condizione più gravosa (nei tratti 1 e 3, nei quali il taglione ha lunghezza maggiore per motivi statici, le verifiche idrauliche risultano ancora più soddisfatte rispetto a questo analizzato).

Nel modello di calcolo sono stati modellati esplicitamente i principali elementi attribuendo le permeabilità riportate in Tabella 20. Inoltre, la guaina impermeabile che sarà posta in opera sui paramenti del rilevato e in prossimità del gabbione e del cordolo, è stata simulata imponendo ai punti di competenza un contorno impermeabile.

Per quanto riguarda i terreni di fondazione, si tratta della formazione delle alluvioni recenti del Tevere, costituite in questo lotto prevalentemente da materiale a grana fine (litotipo A, cfr. relazione geotecnica di caratterizzazione, T00-GE00-GET-RE01). Questo litotipo, però, è anche caratterizzato dalla presenza randomica di tratti a maggiore componente granulare, come mostrano i profili delle prove CPTU eseguite.

Dal punto di vista meccanico (resistenza e rigidezza) questi strati non sono stati considerati, in quanto il loro contributo risulta trascurabile a fronte di quello offerto dalla frazione fine presente; dal punto di vista idraulico, invece, non si possono trascurare. Infatti, l'eventuale presenza di uno strato a maggiore componente grossolana continuo lungo tutta la sezione trasversale del rilevato (da una scarpata all'altra), anche magari di modesto spessore (0.5 ÷ 0.8 m) crea le condizioni di una via preferenziale all'acqua e, in caso di apprezzabili differenze di carico idraulico tra un lato e l'altro del rilevato (come nel caso della piena del fiume), questa circostanza può portare a fenomeni di sifonamento. Non potendo sapere la posizione esatta di questi eventuali strati continui, essendo complicato con qualsiasi tipo indagine riconoscerli in una formazione del genere (sarebbe necessario eseguire prove uniformemente distribuite lungo l'asse longitudinale del rilevato e per tutta la larghezza in sezione dello stesso), in questa sede si è immaginato che potessero essere presenti a diverse profondità dal piano campagna; ciò è stato simulato assegnando a tutto il terreno di fondazione un coefficiente di permeabilità tipico di materiali a grana media-grossa ( $k = 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ ).

Tale scenario è sicuramente il più cautelativo in quanto una permeabilità maggiore del terreno di fondazione comporta, a sua volta, una maggiore risalita dell'acqua interstiziale all'interno del rilevato in caso di eventi di piena.

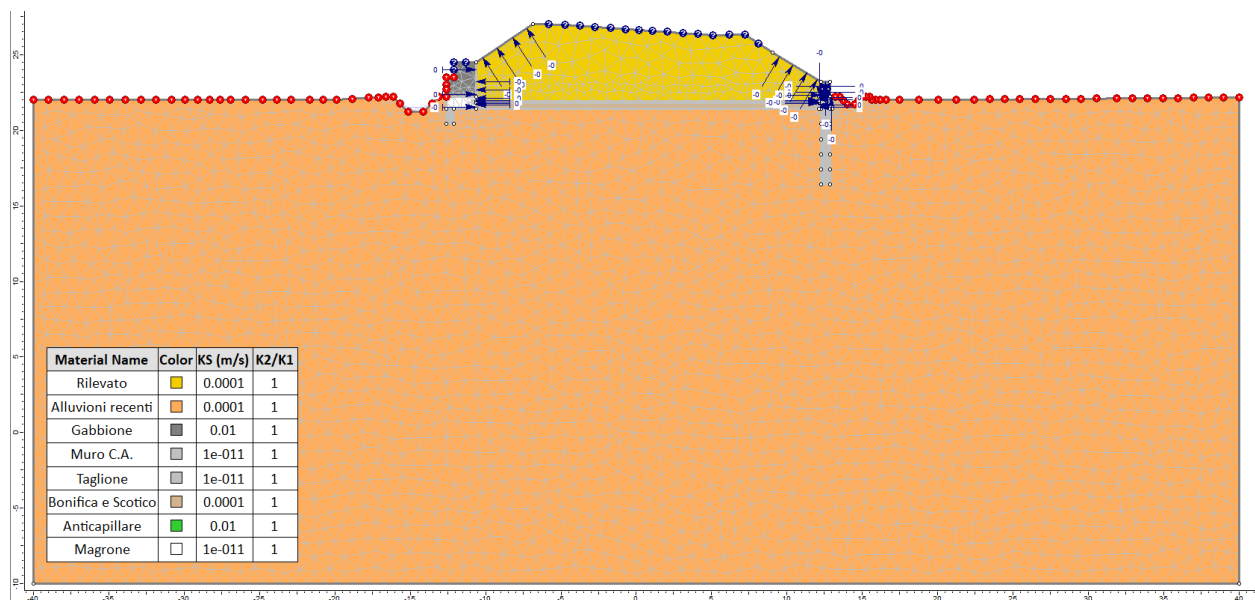


Figura 55. Modello di calcolo utilizzato per le analisi di filtrazione – Vista generale.



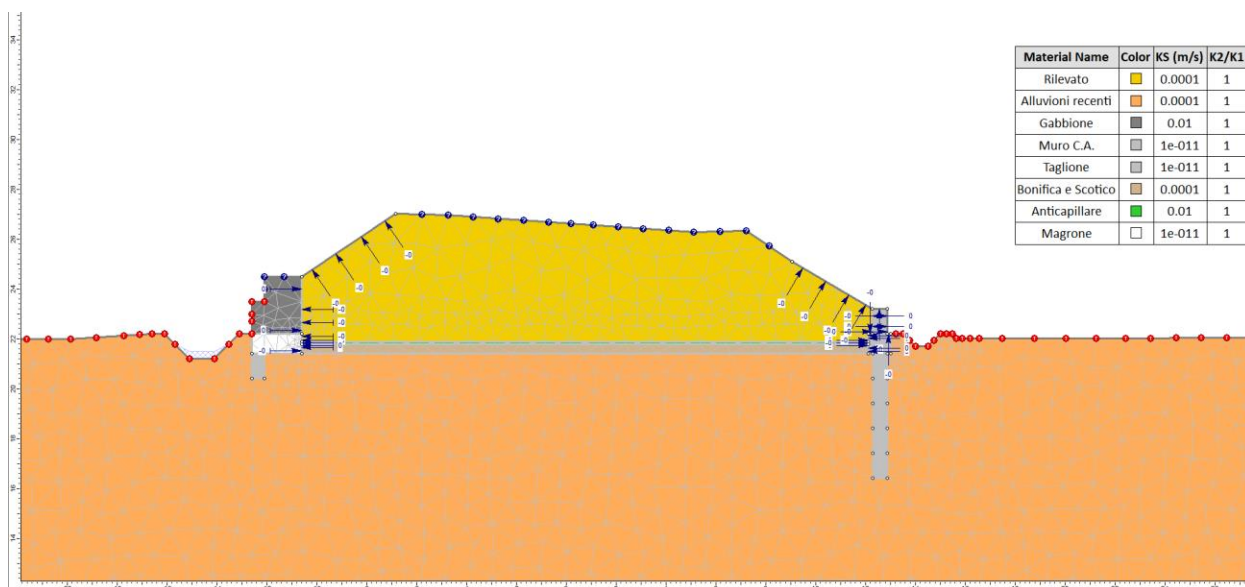


Figura 56. Modello di calcolo utilizzato per le analisi di filtrazione – Particolare del rilevato.

Tabella 20. Permeabilità assegnate agli elementi del modello di calcolo.

Materiale	$k$ (m/sec)
Terreno di fondazione	1e-5
Corpo del rilevato	1e-5
Scotico e bonifica	1e-5
Geocomposito drenante	1e-2
Muro in c.a.	1e-11
Taglione in c.a.	1e-11
Gabbione	1e-2
Magrone	1e-11
“Piede”	1e-11

## 7.4 RISULTATI ANALISI DI FILTRAZIONE

Per quanto riguarda gli scenari idraulici possibili sono state studiate la “Configurazione 1” e la “Configurazione 2”.

Come già evidenziato nel §7.1, la “Configurazione 1” è relativa alla situazione iniziale in cui il rilevato stradale non avrà ancora funzione di argine nei confronti delle piene del fiume Tevere, essendoci degli scolarari aperti che interrompono la continuità del rilevato; dunque, ci sarà una continuità idraulica tra i due lati del rilevato in caso di eventi di piena. La “Configurazione 2” fa invece riferimento allo scenario di lungo termine in cui non ci sarà una continuità idraulica tra i due lati e, pertanto, il rilevato assolverà alla funzione di argine in caso di piena del Tevere.



Nei paragrafi successivi si riporta la descrizione delle analisi effettuate in entrambi gli scenari e i risultati ottenuti.

#### 7.4.1 Analisi di filtrazione nella Configurazione 1

Con riferimento alla "Configurazione 1" sono stati studiati due casi, entrambi mediante analisi di filtrazione in regime transitorio con assegnata, ai punti del modello numerico a piano campagna sia lato Tevere sia Monterotondo, una predeterminata funzione del carico idraulico nel tempo.

In particolare, il primo caso (cfr. "Caso 1") è relativo all'evento di piena del Tevere con tempo di ritorno pari a 200 anni. L'idrogramma, così come la simulazione dell'evento di piena rappresentata in Figura 57., sono stati estrapolati dai risultati delle analisi idrauliche svolte per valutare gli effetti delle piene del Tevere e dei fossi Pantanella e Ventaglio riportati negli elaborati specialistici a cui si rimanda per maggiori dettagli (cfr. Relazioni idrologica sotto bacini, idraulica sottobacini e modellazione bidimensionale del fiume Tevere, elab. T00-ID00-IDR-RE01-02-03). In particolare l'idrogramma di piena da implementare nell'analisi di filtrazione è stato opportunamente scelto tenendo conto della disposizione plano-altimetrica del rilevato al fine di poter adottare, nell'analisi di filtrazione, l'idrogramma caratterizzato dal massimo livello di carico idraulico e di maggiore durata dell'evento. In definitiva, in Figura 58 sono riportati gli idrogrammi di piena selezionati per l'analisi di filtrazione per il caso "Caso 1".

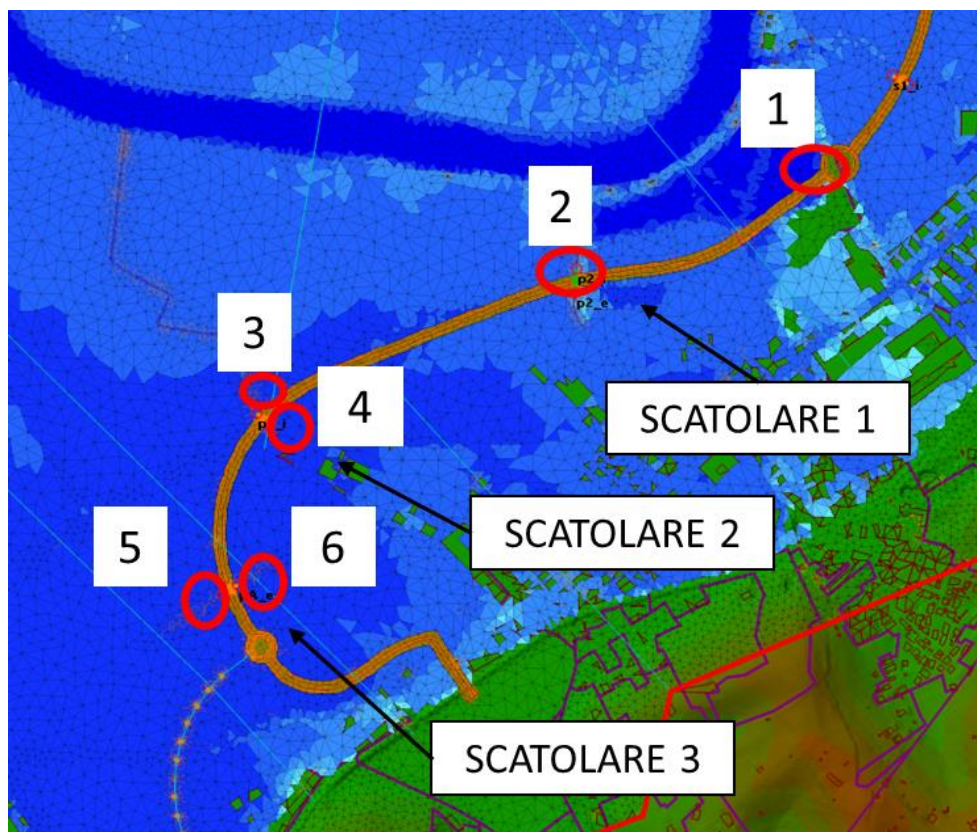
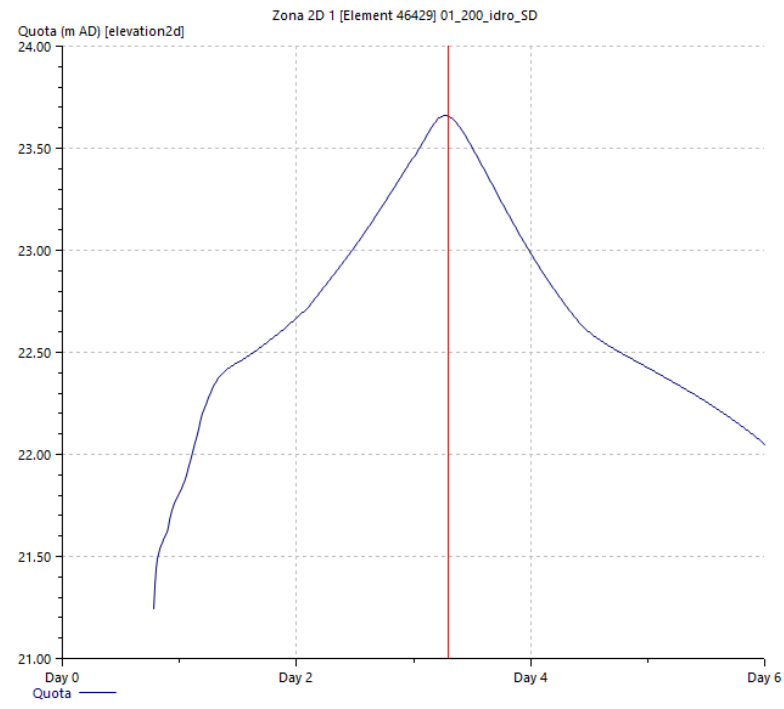


Figura 57. Caso 1 - Simulazione dell'evento di piena del Tevere con  $Tr = 200$  anni.

Relazione Geotecnica di calcolo

a)



b)

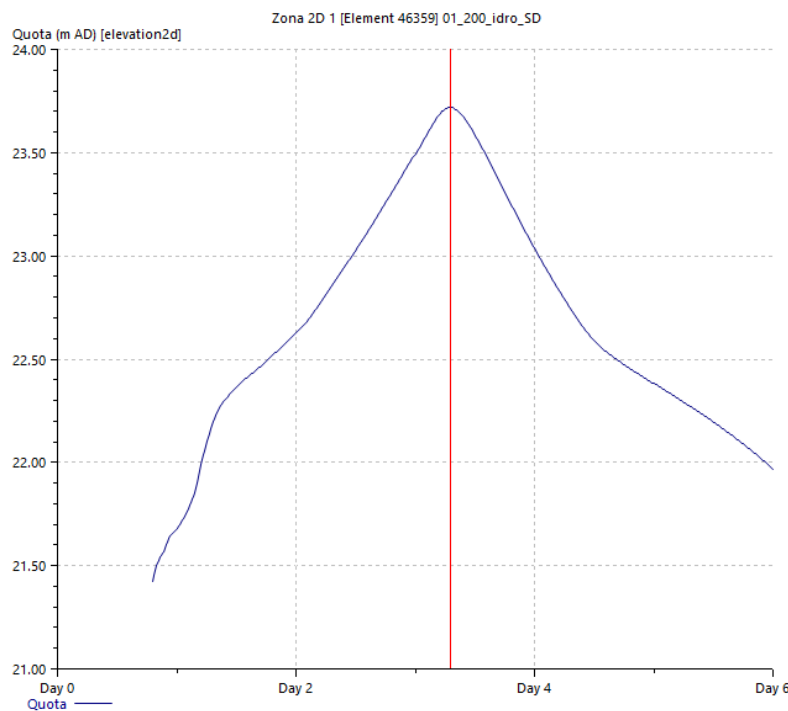


Figura 58. Caso 1 - Idrogrammi di piena ottenuti dalla simulazione dell'evento di piena del Tevere con  $T_r = 200$  anni relativi ai punti di controllo 3 e 4 in Figura 57.

Una seconda simulazione (cfr. "Caso 2") è stata svolta per valutare in condizioni più frequenti, e dunque con una probabilità di accadimento più alta, la "capacità" dell'acqua di permeare all'interno del corpo del rilevato. Tale analisi è stata svolta per accertarsi che il rilevato non risulti saturo di acqua in nessuna sua parte nel caso di eventi di piena più probabili. A tal fine, nell'analisi numerica è stato assunto un idrogramma di piena, a valle e a monte del rilevato, relativo ad uno scenario in cui vi è la concomitanza della piena del Tevere con tempo di ritorno di 20 anni e dei fossi Pantanella e Ventaglio con tempo di ritorno pari a 200 anni (cfr. Figura 59). L'idrogramma di *input* delle analisi di filtrazione è stato selezionato con il medesimo *modus operandi* impiegato per il "Caso 1". Inoltre, per semplicità di analisi, è stata implementata un'unica curva di afflusso-deflusso coincidente con l'idrogramma a) riportato in Figura 60.

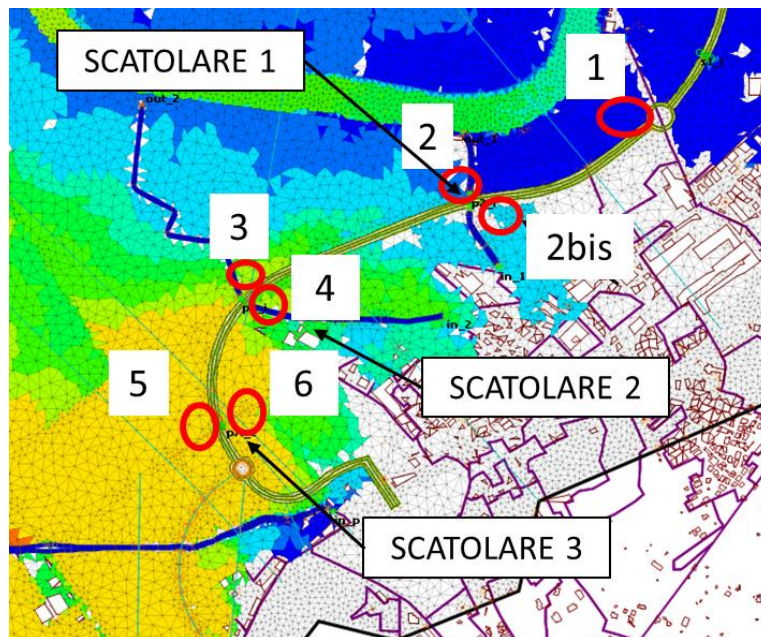
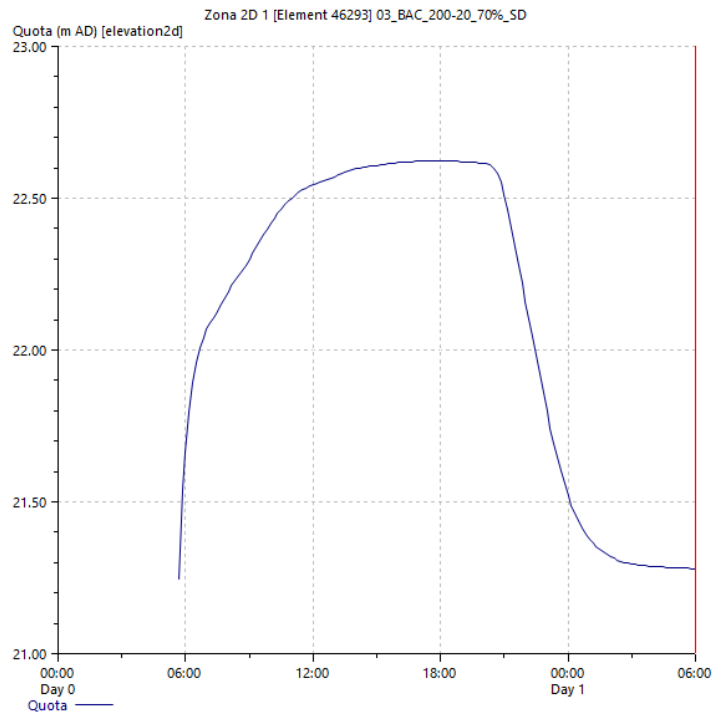


Figura 59. Caso 2 - Simulazione degli eventi di piena del Tevere con  $Tr = 20$  anni e dei fossi Pantanella e Ventaglio con  $Tr = 200$  anni.

Relazione Geotecnica di calcolo

a)



b)

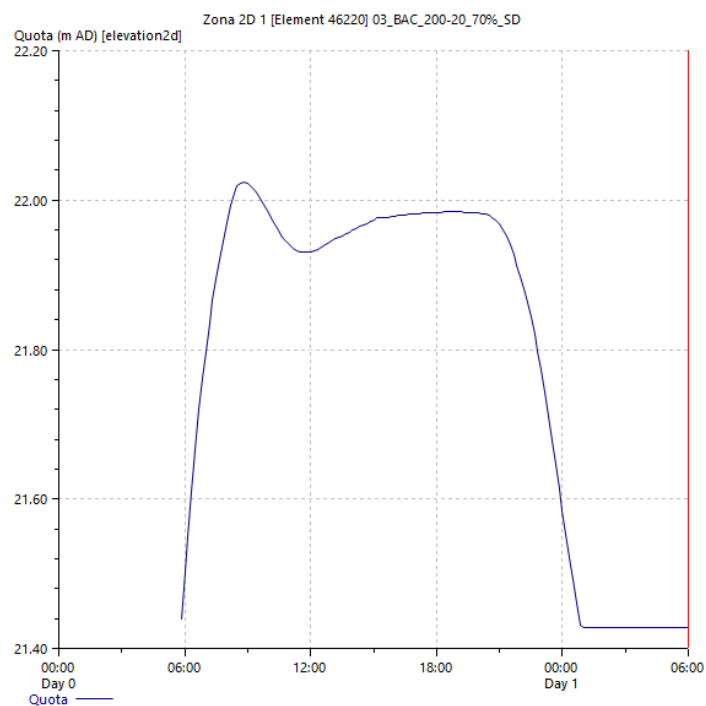


Figura 60. Caso 2 - Idrogrammi di piena ottenuti dalla simulazione degli eventi di piena del Tevere con  $Tr = 20$  anni e dei fossi Pantanella e Ventaglio con  $Tr = 200$  anni relativi ai punti di controllo 3 e 4 in Figura 59.

**Relazione Geotecnica di calcolo**

Le analisi numeriche sono state svolte al fine di valutare l'innalzamento della falda all'interno del rilevato negli scenari sopra citati. Si riportano dunque nel seguito i risultati, in termini di carico idraulico, per entrambe le simulazioni. Dai risultati si evince che, in entrambe le situazioni il passaggio della piena non crea criticità per il rilevato. È infatti evidente come il passaggio della piena non determini un eccessivo sollevamento della linea di falda all'interno dell'opera. Con particolare riferimento al "Caso 1", l'evento di piena produce un innalzamento del livello di falda al di sopra dello strato anticapillare di appena 50 cm e, quindi, di entità ragionevolmente trascurabile specialmente se contestualizzata con la probabilità di accadimento dello scenario studiato. In particolare, come evidenziato dagli *output* in funzione del tempo riportati dalla Figura 61 alla Figura 68, il livello idrico supera il geocomposito drenante a partire dal terzo giorno dall'inizio dell'evento di piena e rimane al di sopra dello stesso per un periodo limitato di durata di massimo 5 giorni.

Anche il "Caso 2" evidenzia il buon comportamento del rilevato dal punto di vista idraulico. In particolare, la durata dell'evento di piena è pari a circa ad un giorno e durante tale periodo non si evincono criticità; i risultati evidenziano infatti come il corpo del rilevato resti sostanzialmente asciutto per tutta la durata della piena. La superficie libera di falda, difatti, risulta essere pressoché coincidente con il geocomposito drenante come osservabile dall'*output* riportato in Figura 69 in cui si può osservare la distribuzione dei carichi idraulici e la superficie libera di falda al momento di massimo livello idrico di piena.

*t = 0 giorni:*

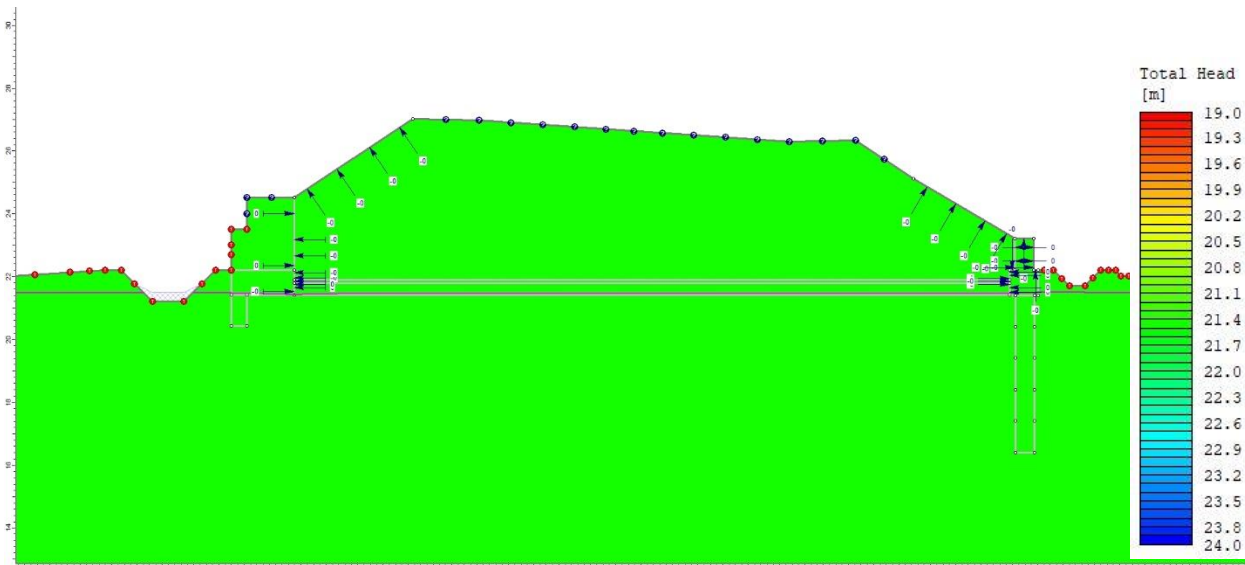


Figura 61. Caso 1 – Andamento del carico idraulico a t = 0 giorni.



Relazione Geotecnica di calcolo

$t = 1.1$  giorni:

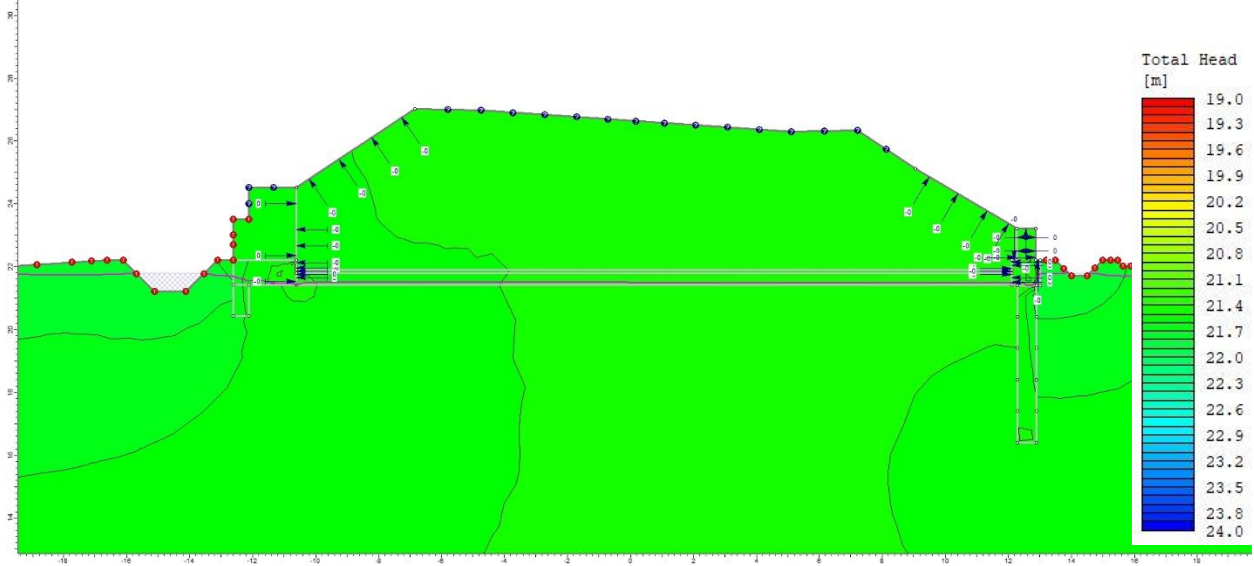


Figura 62. Caso 1 – Andamento del carico idraulico a  $t = 1.1$  giorni.

$t = 2.1$  giorni:

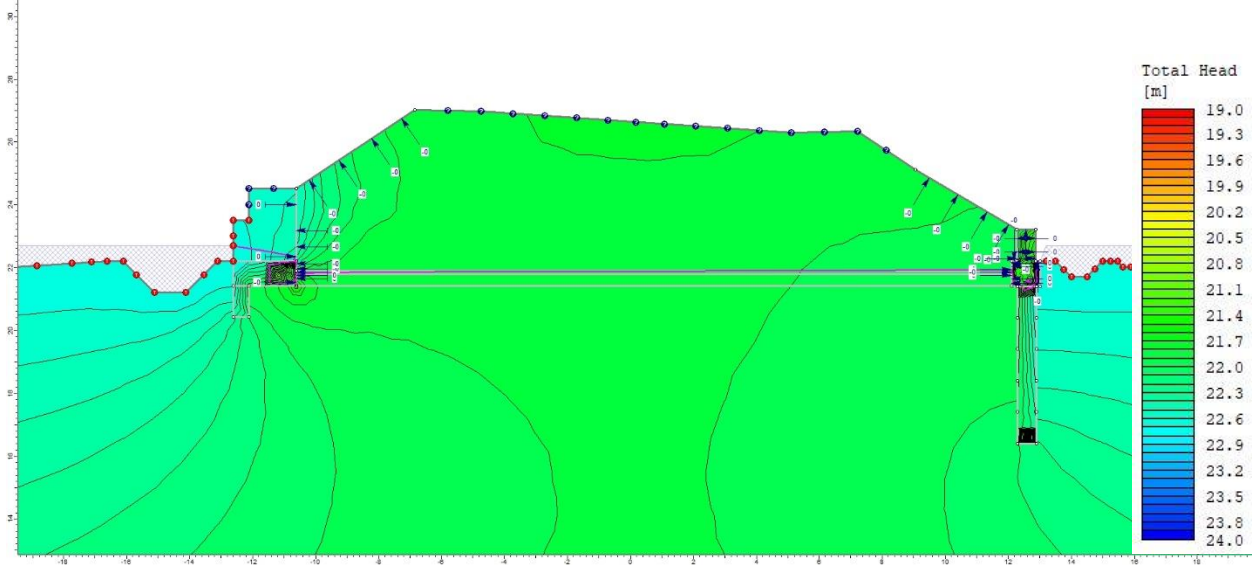


Figura 63. Caso 1 – Andamento del carico idraulico a  $t = 2.1$  giorni.

Relazione Geotecnica di calcolo

$t = 3.1$  giorni:

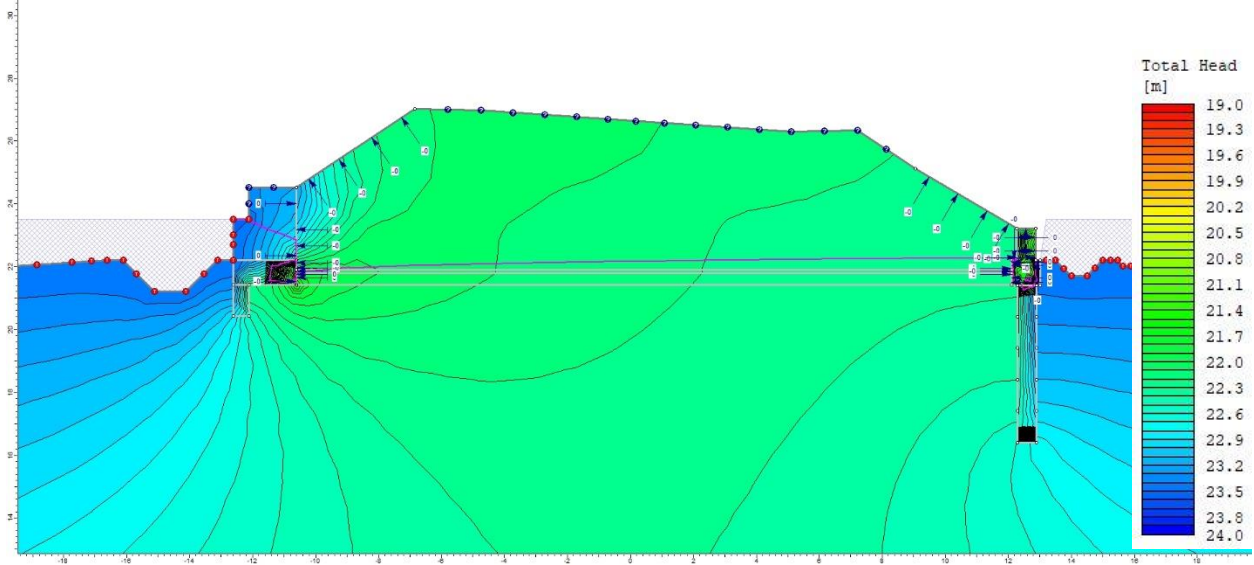


Figura 64. Caso 1 – Andamento del carico idraulico a  $t = 3.1$  giorni.

$t = 3.35$  giorni:

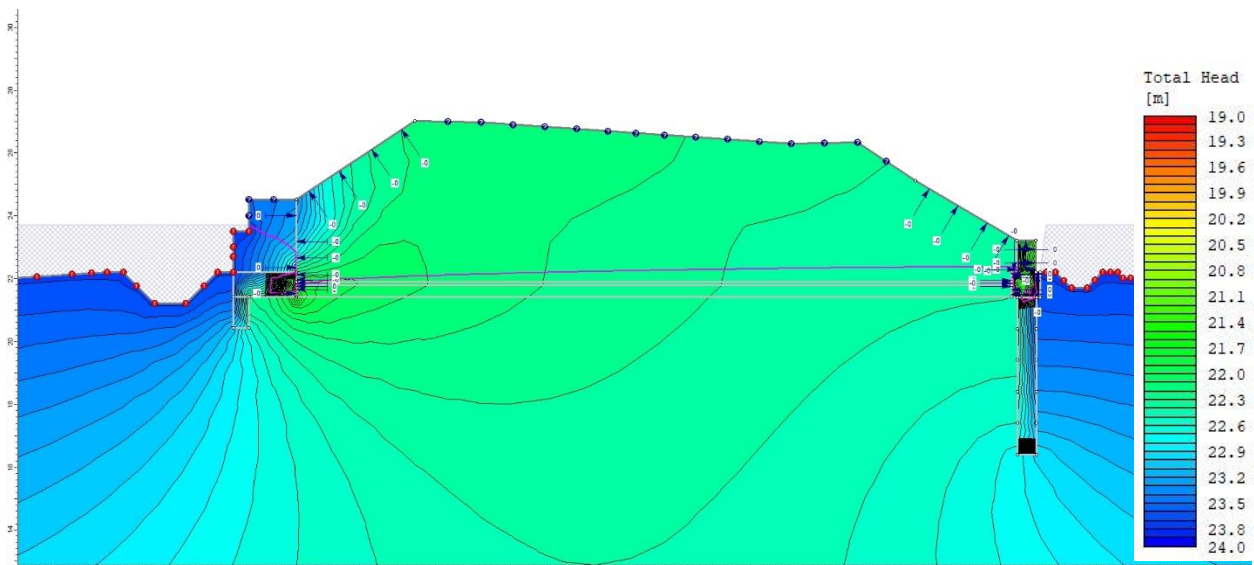


Figura 65. Caso 1 – Andamento del carico idraulico a  $t = 3.35$  giorni.



$t = 4.5$  giorni:

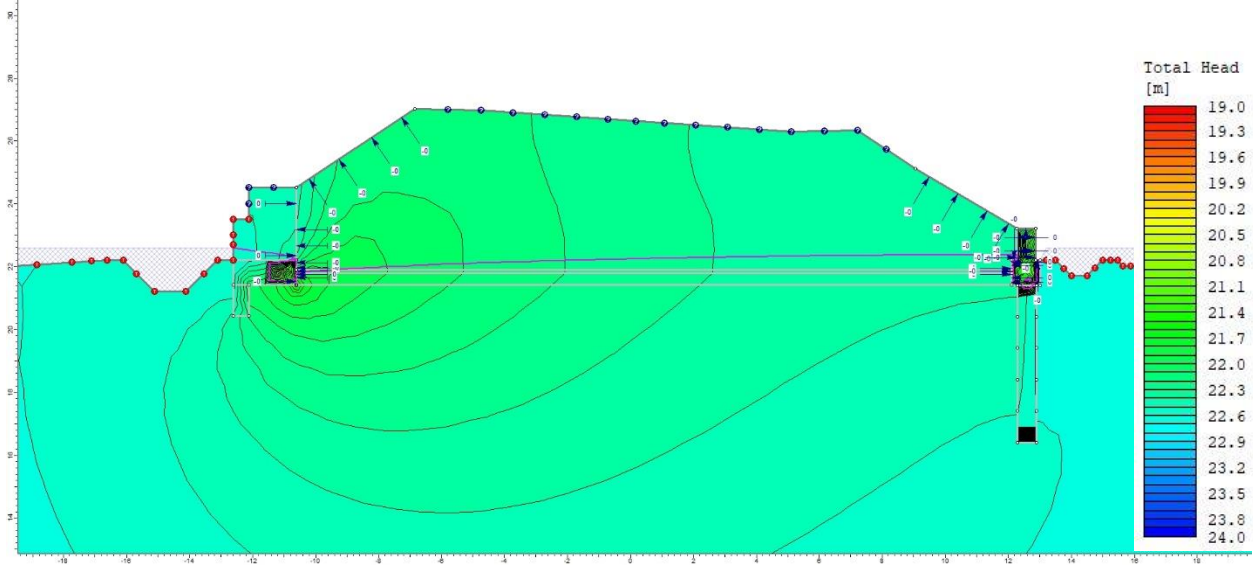


Figura 66. Caso 1 – Andamento del carico idraulico a  $t = 4.5$  giorni.

$t = 6$  giorni:

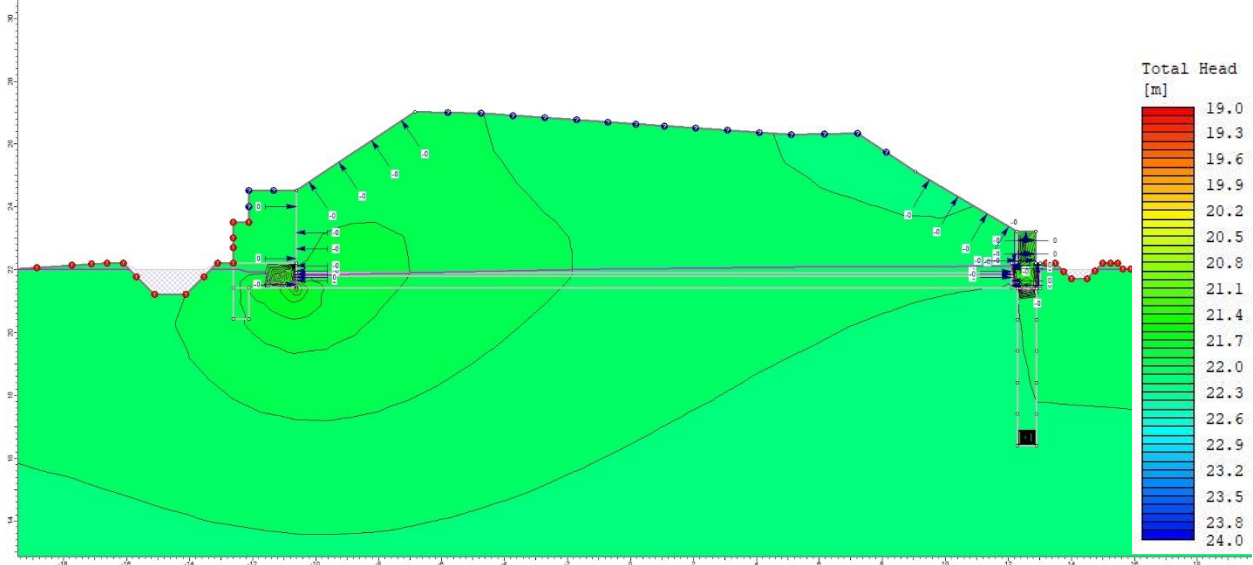


Figura 67. Caso 1 – Andamento del carico idraulico a  $t = 6$  giorni.

$t = 9$  giorni:

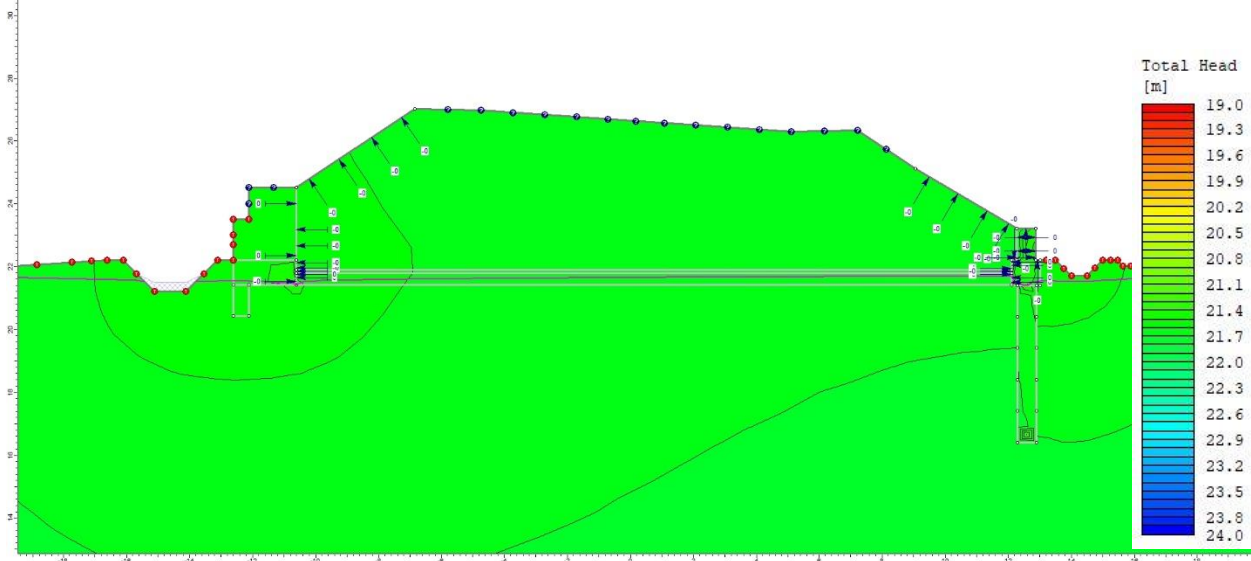


Figura 68. Caso 1 – Andamento del carico idraulico a  $t = 9$  giorni.

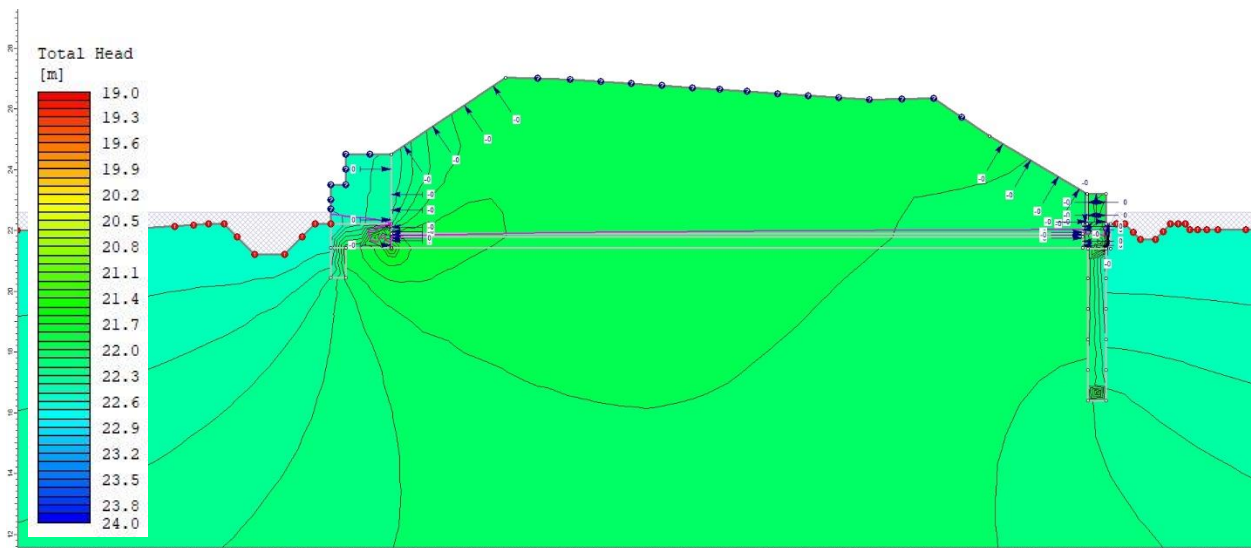


Figura 69. Caso 2 – Andamento del carico idraulico a  $t = 0.9$  giorni.

#### 7.4.2 Analisi di filtrazione nella Configurazione 2

Per quanto riguarda lo studio della “Configurazione 2”, è stata condotta un’analisi di filtrazione in regime stazionario andando a valutare il comportamento dell’opera nell’ipotesi di un battente idrico lato Tevere costante nel tempo e associato ad una piena con  $Tr = 200$  anni. In tale configurazione di lungo termine, rispetto alla configurazione precedente, il rilevato funzionerà da argine andando a contrastare l’evento di piena del Tevere. Si è anche ipotizzata l’apertura della guaina di impermeabilizzazione lato Monterotondo, prevista per collegare il geocomposito alla canaletta di valle attraverso il gabbione.

Si riportano nel seguito i risultati, in termini di carico e gradiente idraulico. L’imposizione di un livello idrico massimo lato Tevere (cfr. 23.7 m s.l.m) in regime stazionario comporta una risalita del livello di falda, al di sopra del geocomposito drenante, di massimo 70 cm (cfr. Figura 70). In tale condizione, il gradiente

idraulico verticale risulta al più pari a 0.2. Tali valori risultano ampiamente compatibili con le condizioni di sicurezza e con la funzionalità dell'opera, e quindi potendo giudicare più che soddisfacente l'effetto degli interventi di impermeabilizzazione previsti. Ad avvalorare tale affermazione si evidenzia che tali risultati sono stati ottenuti nell'ipotesi cautelativa di regime stazionario e senza dunque tenere conto della natura transitoria dell'evento.

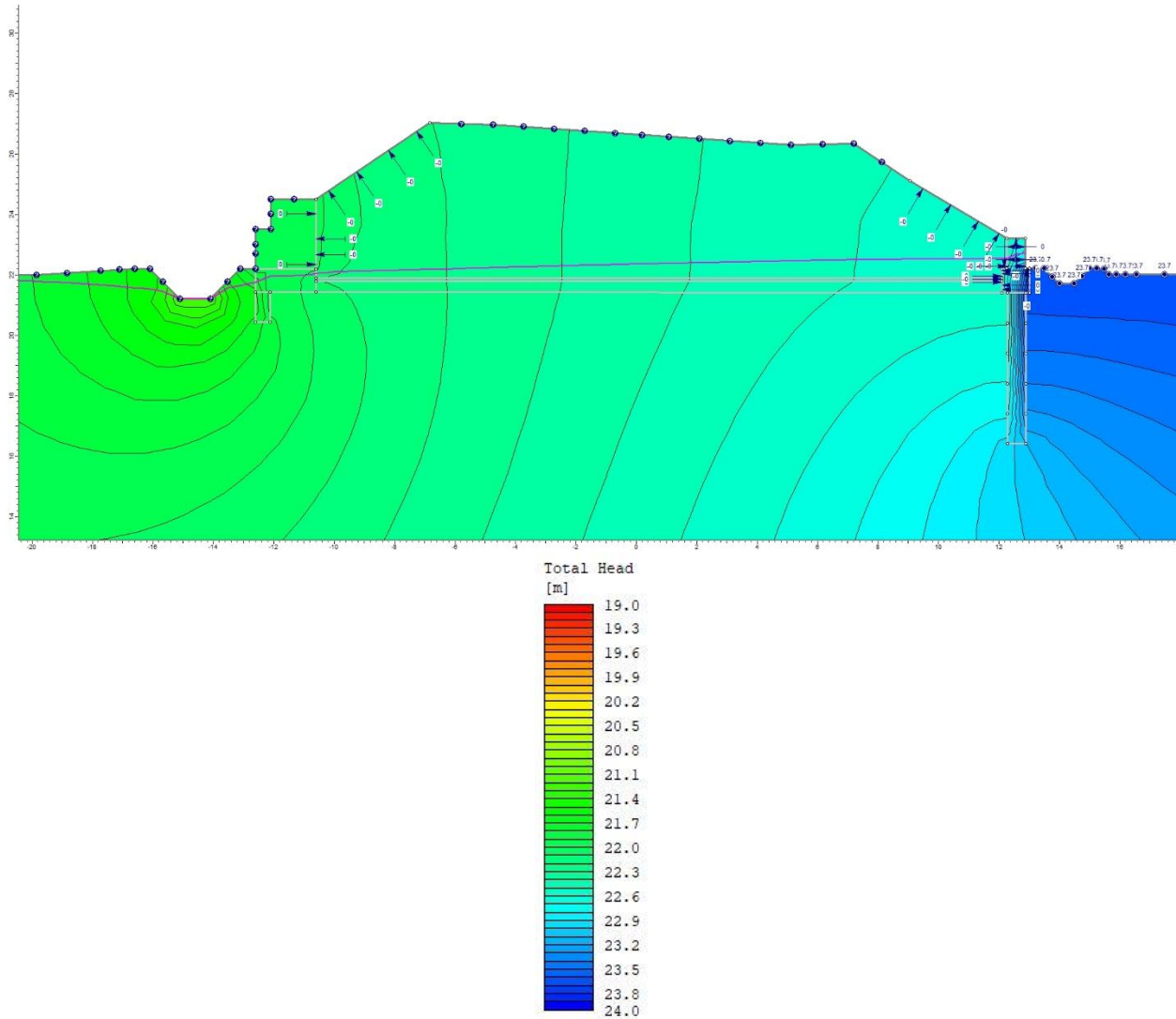


Figura 70. Andamento del carico idraulico nella Configurazione 2.

Relazione Geotecnica di calcolo

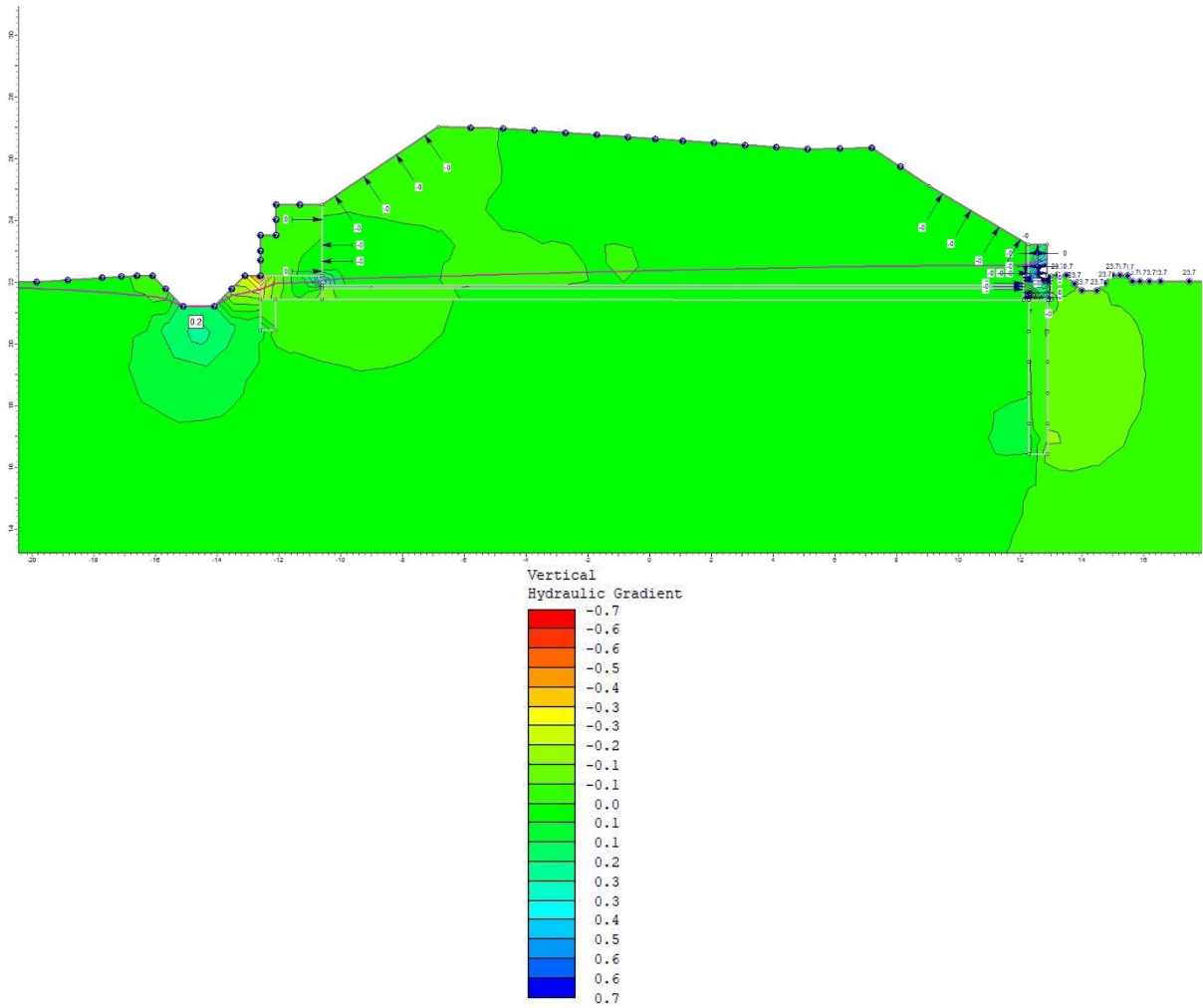


Figura 71. Andamento del gradiente idraulico verticale nella Configurazione 2.