

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA – PADOVA


AMPLIMENTO ALLA TERZA CORSIA TRATTO : MONSELICE - PADOVA

PROGETTO ESECUTIVO

AU-CORPO STRADALE IDROLOGIA ED IDRAULICA RISOLUZIONE INTERFERENZE MINORI INTERVENTO ANTINFILTRAZIONE ARGINALE Analisi di filtrazione

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Marco D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N. 20155 Responsabile Geotecnica all'aperto	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Mario Brugnoli Ord. Ingg. Roma N. A24306	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Piero Bongio Ord. Ingg. Sondrio N. A5384 T.A. - Geologia e Geotecnica
--	--	---

CODICE IDENTIFICATIVO											Ordinatore -
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	WBS	PARTE D'OPERA	Tipo	Disciplina	Progressivo	Rev.	SCALA
111315	0000	PE	AU	IDR	II000	00000	R	APE	0105	0	

	ENGINEERING COORDINATOR: Ing. Mario Brugnoli Ord. Ingg. Roma N. A24306	SUPPORTO SPECIALISTICO:	REVISIONE	
			n.	data
			0	DICEMBRE 2021
	REDATTO:		VERIFICATO:	

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Maurizio Torresi	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	--	--

INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normativa di riferimento.....	6
2.2	Documentazione di progetto	6
3.	Caratterizzazione geotecnica.....	7
4.	ANALISI DELL'OPERA.....	8
4.1	Combinazioni e coefficienti parziali	8
4.2	Metodologia di calcolo, legami costitutivi e parametri.....	9
4.2.1	Metodologia e legami costitutivi dei materiali	9
4.2.2	Condizioni geotecniche di calcolo	11
4.2.3	Elementi strutturali	11
4.2.4	Azione sismica.....	12
4.2.5	Stabilità globale	12
4.3	Discretizzazione di calcolo	14
4.4	Fasi di calcolo	14
4.5	Risultati di calcolo	16

1. INTRODUZIONE

In questo allegato si descrivono le analisi di filtrazione al fine di garantire condizioni di sicurezza alla stabilità globale e all'efficacia idraulica degli argini migliore o almeno pari alla situazione ante operam. Le analisi considerano opere aventi lunghezza minima necessaria a garantire gli opportuni margini di sicurezza. In particolare si analizzano soluzioni che prevedono setti in terreno consolidato mediante colonne in jet grouting di spessore minimo 600mm ad interasse 450mm tra le pile e le spalla dei viadotti, da ciascun lato, a tergo degli argini originari. Tali setti sono realizzati in modo da essere immorsati nel terreno di base a bassa permeabilità. Per il Vigenzone la porzione fuori terra è non la porzione da calcolo immorsata quindi è non inferiore a 4.0 m; per il Bagnarolo la parte immorsata da calcolo è non inferiore a 2.5 m. La realizzazione dei setti in c.a. sarà preceduta quindi da uno scavo di rimodellamento della scarpata esterna dell'argine, al fine di non incrementare l'ingombro dell'opera finale, mantenendo la fruibilità della pista esistente. In seguito alla sua realizzazione, l'argine sarà completato tramite riempimento a tergo: essa agirà quindi da opera di sostegno per l'altezza corrispondente alla sua parte fuori terra.

Gli interventi previsti hanno la finalità di protezione degli argini esistenti nei confronti dei fenomeni di filtrazione e/o sifonamento che potrebbero causare indebolimento degli argini stessi, fino all'estrema situazione del collasso.

Nell'ambito dei lavori di ampliamento delle opere d'arte dell'autostrada esistente, è previsto lo scavo per la realizzazione delle fondazioni. Tali scavi andranno necessariamente ad interferire con le arginature esistenti, che saranno parzialmente rimosse in fase di cantiere e ricostituite a lavori terminati.

Al fine di garantire la tenuta idraulica delle arginature, sono state inserite in progetto opere di protezione arginale costituite da setti con la funzione di tenuta idraulica tali da interrompere l'evoluzione dei fenomeni di filtrazione, negli strati maggiormente permeabili, al di sotto degli argini.

I setti verranno realizzati mediante tecnologia Jet Grouting o similari, ovvero miscelazione del terreno con boiaccia di cemento senza asportazione di materiale. L'area di intervento interessa la porzione di argine direttamente al di sotto dell'impalcato esistente e un tratto, a monte e a valle dell'infrastruttura autostradale, di circa 20÷25m per parte.

Tali opere sono analizzate con apposita sezione FEM 2D (con codice Plaxis), per la sezione piana maggiormente critica, tracciata circa in asse al viadotto del Vigenzone, tra la spalla A e la Pila 1. L'opera è verificata dal punto di vista della prestazionalità idraulica e per la stabilità globale, con coefficienti di sicurezza superiori alla configurazione ante-operam. Comporta infatti una drastica riduzione delle infiltrazioni complessive sul corpo dell'argine in condizioni di piena, ed annulla le infiltrazioni al piede contrastando efficacemente fenomeni di erosione dell'argine (piping) che ne riducono la durabilità. Incrementa inoltre considerevolmente il coefficiente di sicurezza alla stabilità globale. Nelle seguenti immagini si mostrano le sezioni tipologiche degli interventi.

Le verifiche sono state condotte in accordo al metodo degli stati limite secondo quanto indicato dal DM2008 e dalla relativa circolare esplicativa del 2009.

Si sottolinea che a seguito di varie riunioni con il genio civile e l'autorità di bacino competente si è deciso che, in progetto, siano comunque realizzati setti mediante tecnologia Jet grouting o similari, aventi profondità

superiori a quelle di calcolo e rappresentate nei relativi elaborati di progetto con un massimo di circa 12-15m.

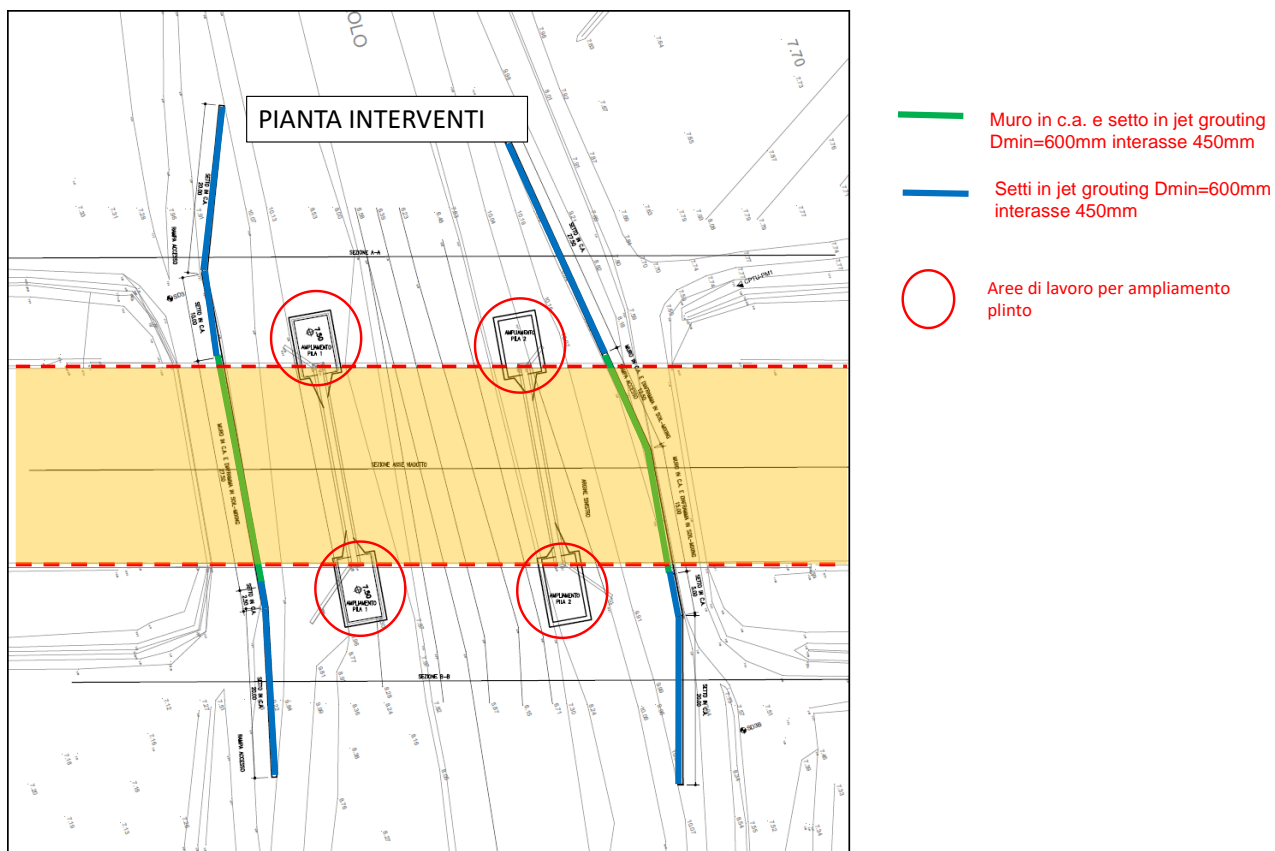


Figura 1-1- Ponte Canale Bagnarolo – Pianta interventi

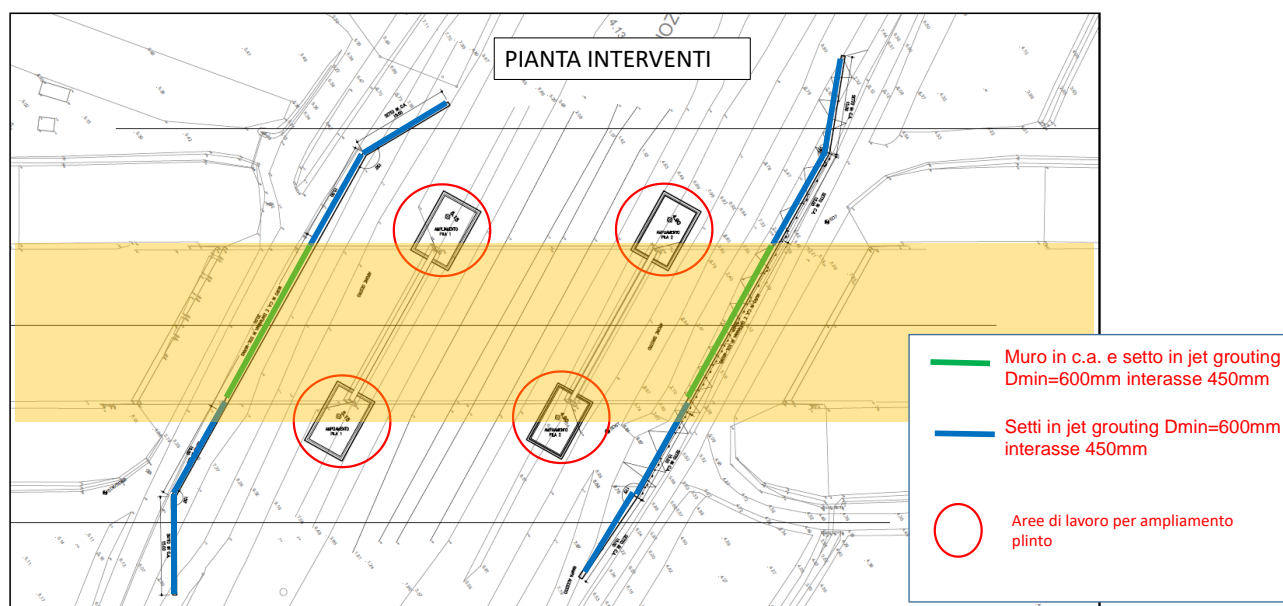


Figura 1-2- Ponte Canale Vigenzone – Pianta interventi

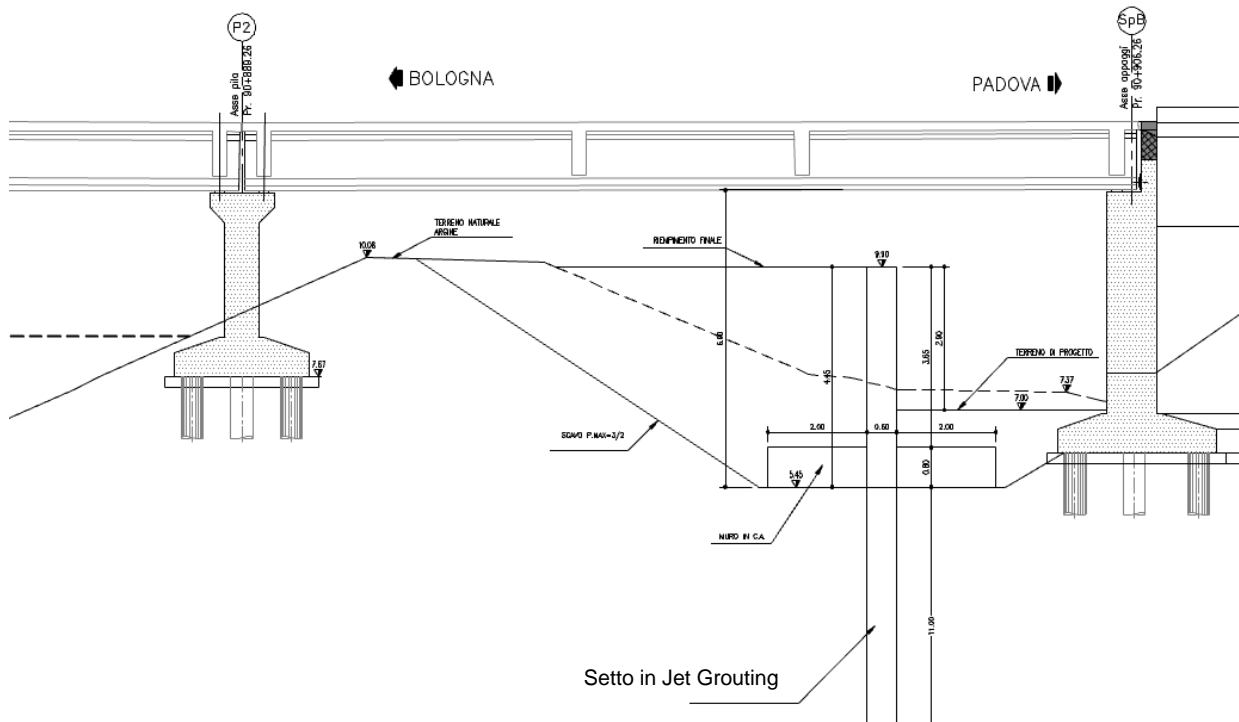


Figura 1-3-Muro in c.a. e setto in Jet grouting

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1984) - Raccomandazioni sui pali di fondazione.

2.2 Documentazione di progetto

- [4] Relazione Geotecnica di progetto;
- [5] Elaborati grafici relativi alle opere in progetto.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

L'area ricade nell'unità geologica della Pianura Padano - Veneta costituita da un deposito di sedimenti sciolti di spessore rilevante (varie centinaia di metri). La composizione litologico - stratigrafica e granulometrica del suddetto deposito risulta molto varia e spesso assai complessa nel dettaglio. Dall'esame dei sondaggi eseguiti è possibile individuare sedimenti alluvionali prevalentemente argilloso limosi in cui sono presenti inserzioni di sabbie limose. La caratterizzazione geotecnica di dettaglio allegata al progetto ha permesso di individuare le seguenti unità geotecniche con caratteristiche relativamente omogenee:

Unità A1 - Argille limose e limi argillosi appartenenti ai depositi alluvionali;

Unità A2 - Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo appartenenti ai depositi alluvionali;

L'unità A1 è possibile suddividerla in due sotto unità A1a e A1b differenziate per il loro contenuto granulometrico, ovvero, l'unità A1a è caratterizzata da argille limose con contenuto di fine $CA > 35\%$, mentre l'unità A1b, limi argillosi da debolmente sabbioso a sabbioso ($CA < 35\%$).

Dal punto di vista della permeabilità idraulica l'unità A1 è caratterizzata da valori di permeabilità (k) inferiori a 10^{-6} m/s.

L'unità A2, sabbie e sabbie limose mediamente addensate, è caratterizzata da valori di permeabilità superiori a 10^{-5} m/s.

4. ANALISI DELL'OPERA

4.1 Combinazioni e coefficienti parziali

Le analisi sono state effettuate in conformità al DM 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni). In particolare la norma prevede tre combinazioni progettuali distinte e alternative. La prima combinazione, indicata con la sigla SLE è di riferimento per le verifiche di compatibilità delle deformazioni proprie ed indotte dalle paratie, la seconda combinazione, indicata con la sigla STR, è quella di riferimento per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali, la terza, indicata con la sigla GEO, è di riferimento per le verifiche di stabilità geotecnica.

Nelle seguenti tabelle si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (amplificativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno) adottati nelle suddette combinazioni di calcolo.

Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
Permanenti		Variabili		tan φ'	c'	cu
sfav.	fav.	sfav.	fav.			
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 1 – Combinazioni per analisi statiche in esercizio (SLE).

	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	Permanenti		Variabili		tan φ'	c'	c _u
	sfav.	fav.	sfav.	fav.			
STRU (A1 + M1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
GEO (A2 + M2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

Tabella 2 – Combinazioni per analisi statiche (STR, GEO).

4.2 Metodologia di calcolo, legami costitutivi e parametri

4.2.1 Metodologia e legami costitutivi dei materiali

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche e di interazione terreno-struttura. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plain strain).

Presenta una vasta libreria di legami costitutivi attribuibili ai terreni. Sono disponibili inoltre elementi strutturali di vario tipo che consentono di simulare diaframmi, pali, ancoraggi ecc.

Per le analisi si adotta un approccio in tensioni efficaci, quindi nei problemi che coinvolgono la determinazione delle pressioni neutre le stesse possono essere generate attraverso l'analisi del moto di filtrazione in regime stazionario; quest'ultimo richiede l'introduzione delle condizioni al contorno per la quota piezometrica e per le condizioni di flusso (superfici impermeabili, punti di emungimento, sorgenti etc.)

Il codice rende disponibile un modello costitutivo denominato Hardening Soil Model, che permette di descrivere in maniera soddisfacente i principali aspetti del comportamento meccanico dei terreni da considerare nelle analisi dei problemi di scavo.

In generale nel modello costitutivo in esame, il terreno è assimilato ad un mezzo poroso continuo, caratterizzato da un legame costitutivo elastico-plastico con superficie di snervamento chiusa (vedasi Figura 4) e incrudimento isotropo regolato dalle deformazioni volumetriche plastiche (con legge flusso associato) e distorsionali plastiche (con legge di flusso non associato).

Le principali caratteristiche del modello costitutivo sono le seguenti:

- una differente rigidità per percorsi tensionali di primo carico e di scarico-ricarico;
- sviluppo di deformazioni plastiche per stati tensionali deviatorici (con legge di flusso non associata) e sferici (con legge di flusso associata);
- criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb;
- il modulo di rigidità secante E_{50} per percorsi tensionali di primo carico è funzione della tensione di confinamento applicata (Figura 5):

$$E_{50} = E_{50ref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m$$

dove: $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento,

σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,

E_{50ref} è il modulo di rigidità secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),

m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale,

E_{50} è il modulo di rigidità secante (al 50% della rottura) riferito alla tensione σ'_{min} ;

- il modulo di rigidità E_{ur} per percorsi tensionali di scarico-ricarico è funzione della tensione di confinamento applicata (Figura 5):

$$E_{ur} = E_{urref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m$$

dove: $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento,

σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,

E_{urref} è il modulo di rigidezza secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),

m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale,

E_{ur} è il modulo di rigidezza secante alla tensione σ'_{min} ;

Nel seguente paragrafo saranno compiutamente definiti i parametri di modello utilizzati per le varie unità geotecniche, determinati alla luce della caratterizzazione geotecnica.

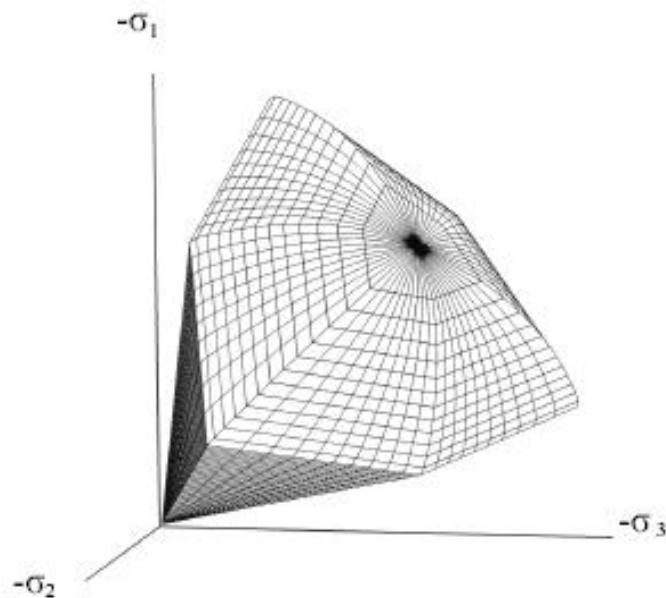


Figura 4 – Superficie di snervamento chiusa (Hardening Soil model)

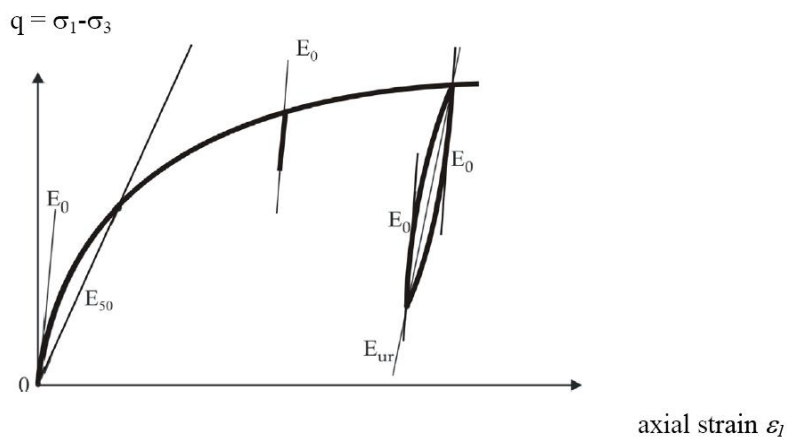


Figura 5 – Definizione di E_0 , E_{50} e E_{ur} (Hardening Soil model)

4.2.2 Condizioni geotecniche di calcolo

Per le unità costituenti il terreno esistente si è utilizzato il modello costitutivo denominato Hardening Soil Model (HS), che permette di descrivere in maniera soddisfacente i principali aspetti del comportamento meccanico dei terreni da considerare nelle analisi dei problemi di scavo. La struttura del modello costitutivo in esame è stata dettagliatamente descritta nel precedente paragrafo. Per l'unità costituente il rilevato stradale esistente si è adottato un semplice legame costitutivo alla Mohr-Coulomb.

Nella seguente Tabella 3 si riportano, per i litotipi di interesse progettuale, i parametri geotecnici di resistenza e di rigidità che ne caratterizzano il comportamento numerico. Per quanto riguarda la scelta dei parametri di deformabilità del terreno ($E_{50,ref}$, $E_{ur,ref}$, m), sono stati scelti cautelativamente valori medio-minimi del range di riferimento.

Il materiale che costituisce l'argine, è stato caratterizzato cautelativamente con le caratteristiche geotecniche del terreno circostante (unità A1), cui è stata annullata la coesione, ipotizzando un rimaneggiamento.

	A1	A2	Argine	
γ	19.5	19.0	19.5	kN/m ³
c'	5	0	0	kPa
ϕ'	25	35	25	deg
$E_{50,ref}$	12	12	12	MPa
$E_{ur,ref}$	24	24	24	MPa
m	0.0	0.0	0.0	
Kh	10^{-8}	10^{-5}	10^{-6}	m/s
Kv	10^{-9}	10^{-5}	10^{-6}	m/s

Tabella 3 – Parametri geotecnici dei terreni assunti nelle analisi

La falda è ottenuta tramite apposita analisi di filtrazione in regime stazionario. Per la sezione di calcolo analizzata, relativa al canale Vigenzone, si è adottato il livello massimo di piena, assunto pari a +8.0 m s.l.m., mentre la falda esterna al canale è a quota +4.6 m s.l.m..

4.2.3 Elementi strutturali

Nel modello FEM 2D il setto in terreno consolidato è stato modellato con elementi snelli impermeabili di spessore 0.60 m mentre il muro tramite elementi beam con legame costitutivo elastico-lineare,. Nel modello, le proprietà degli elementi interfaccia sono state applicate definendo dei materiali con legame costitutivo analogo a quello dei terreni circostanti, con coesione e resistenza alla trazione nulla, in modo da consentirne il distacco.

4.2.4 Azione sismica

L'analisi della sicurezza dell'opera in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi dell'equilibrio limite in condizioni pseudostatiche.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV - STR), i coefficienti di accelerazione sismica k_h e k_v valgono rispettivamente:

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} / g$$

$$k_v = 0$$

dove:

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

g = accelerazione di gravità

$\alpha < 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera, dipendente dall'altezza dell'opera e dalla tipologia di suolo

$\beta < 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza

L'accelerazione massima è stata valutata come:

$$a_{max} = a_g S_S S_T$$

in cui:

a_g = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Nel caso in esame, per l'analisi della paratia, $a_g/g = 0.082$ e categoria sottosuolo D, $S_S = 1.8$, $S_T = 1.0$, $\alpha \cdot \beta = 0.5$, per cui si ottiene:

$$k_h = 0.0738$$

Per l'analisi di stabilità globale (SLV GEO) si considera $\beta_s = 0.20$ quindi:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g = 0.0164 \quad \text{coeff.sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = \pm 0.0082 \quad \text{coeff.sismico verticale}$$

4.2.5 Stabilità globale

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo ($\phi' - c'$ reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \phi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{prova} = c' / FS_{prova}$$

$$\phi'_{prova} = \arctan (\tan \phi' / FS_{prova})$$

In Figura 6 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

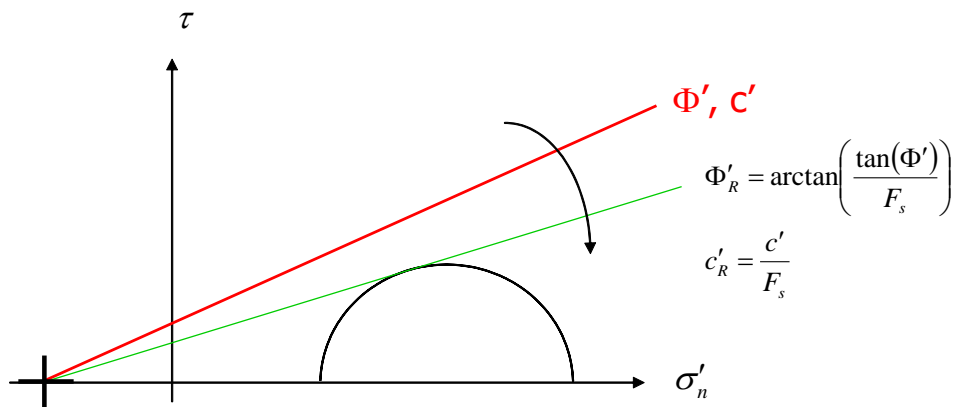


Figura 6 – Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera “naturale”; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede al definizione di ipotesi di calcolo “artificiali” (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile (si noti che i metodi classici dell'equilibrio limite prescindono dalla valutazione degli spostamenti e non richiedono pertanto la conoscenza dei legami tensioni-deformazioni ma del solo criterio di resistenza dei terreni interessati).

Le analisi di stabilità sono svolte a partire dalle configurazioni di progetto, provvisorie o definitive, maggiormente cautelative, ossia la fase di raggiungimento dello scavo massimo, la fase di applicazione dei carichi accidentali a monte (se presente) e la fase sismica.

Tale analisi equivalgono alla verifica SLU (GEO) prevista dalla normativa vigente: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$).

Pertanto, per soddisfare le verifiche di stabilità geotecnica richieste dalla normativa occorre avere $FS > 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.

4.3 Discretizzazione di calcolo

La mesh è costituita da elementi finiti triangolari a 15 nodi, quindi con funzioni di forma del 4° grado, con 12 punti di integrazione numerica interni per ogni elemento. Le dimensioni della mesh, in relazione alle dimensioni degli scavi, sono sempre sufficienti a garantire che i risultati delle analisi siano indipendenti dalla particolare discretizzazione adottata e sono tali da permettere di vincolare il lato inferiore della mesh bloccando gli spostamenti verticali ed orizzontali ed i lati sinistro e destro bloccando gli spostamenti orizzontali.

Nella seguente immagine si riporta la discretizzazione di calcolo adottate, in cui è evidenziata la successione stratigrafica. Il dominio discretizzato ha una larghezza di 60 m e un'altezza di 30 m circa, costituito da circa 3900 elementi triangolari.

4.4 Fasi di calcolo

Il tipo di analisi utilizzato consente di riprodurre nel dettaglio la storia della costruzione di opere geotecniche. In generale, mediante il codice FEM utilizzato, possono essere schematizzati gli elementi strutturali, l'evoluzione delle condizioni idrauliche al contorno, la variazione delle condizioni di vincolo e di carico.

Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione tutte le principali fasi operative previste per la realizzazione dell'opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva. Le fasi di scavo vengono simulate mediante la disattivazione dei cluster di terreno corrispondenti, mentre la messa in opera o la rimozione degli elementi strutturali (paratia e tiranti) viene simulata attivando o disattivando gli elementi strutturali corrispondenti.

I modelli 2D sviluppati includono tutte le principali fasi esecutive, nella configurazione definitiva a lungo termine, per l'evento sismico, per gli stati limite di progetto previsti dalla normativa.

Nel seguito si illustrano le fasi di calcolo considerate:

- Fase 1. Inizializzazione geostatica e configurazione ante-operam
- Fase 2. Scavo per realizzazione setto in c.a. e riprofilatura argine
- Fase 3. Esecuzione del setto in c.a. e rinterro a tergo
- Fase 4. Applicazione della spinta sismica (statica-equivalente)
 - a. con azione sismica allo SLV STR, per le verifiche strutturali
 - b. con azione sismica allo SLV GEO, per le analisi di stabilità globale

Fase 5. A partire dalla fase ante-operam (Fase 1), dalla fase finale statica (Fase 3) e dalla fase sismica GEO (Fase 4.b) si esegue la verifica di stabilità globale, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (φ' - c' *reduction method*) fino al collasso del sistema geotecnico, verificando un fattore di sicurezza globale maggiore di 1.375 (FS min = 1.25 x 1.1), in osservanza alla normativa per la verifica SLU GEO (cfr. § 4.2.4).

Le seguenti figure rappresentano la mesh di calcolo, con l'andamento della falda derivante dall'analisi di filtrazione in regime stazionario, la stratigrafia con i principali parametri geotecnici, per le due principali configurazioni analizzate, ante-operam e post-operam.

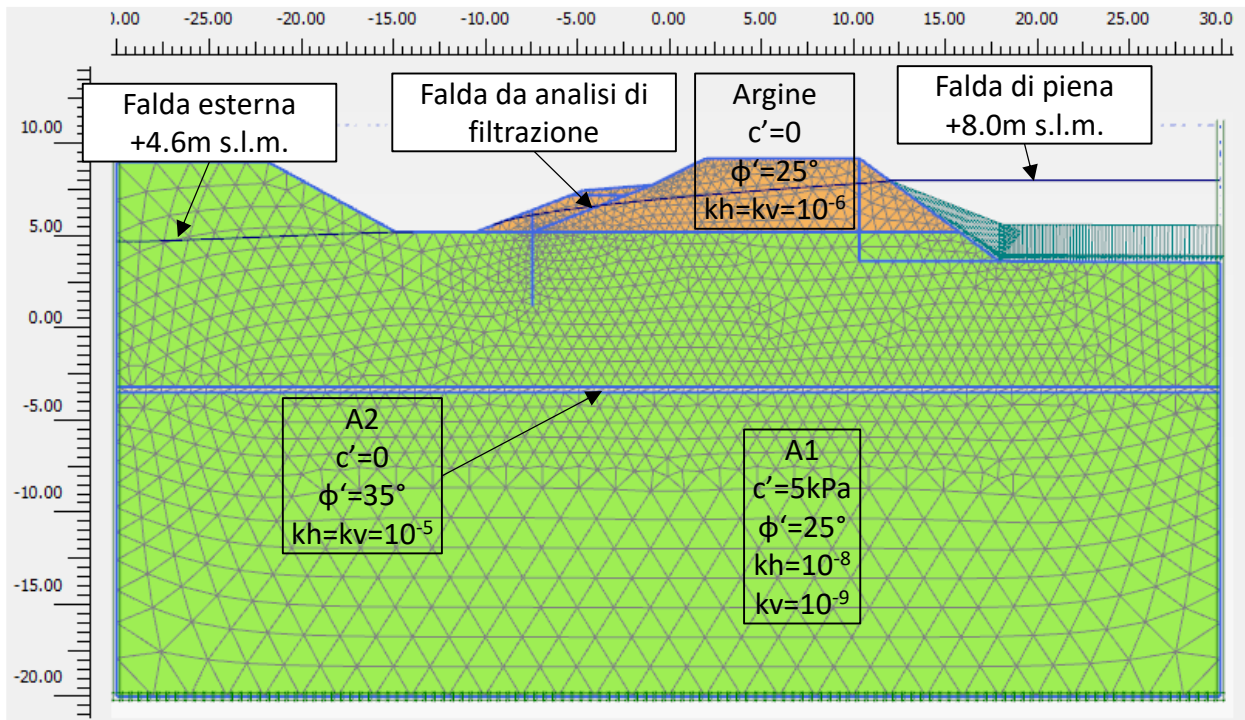


Figura 7. Configurazione ante-operam

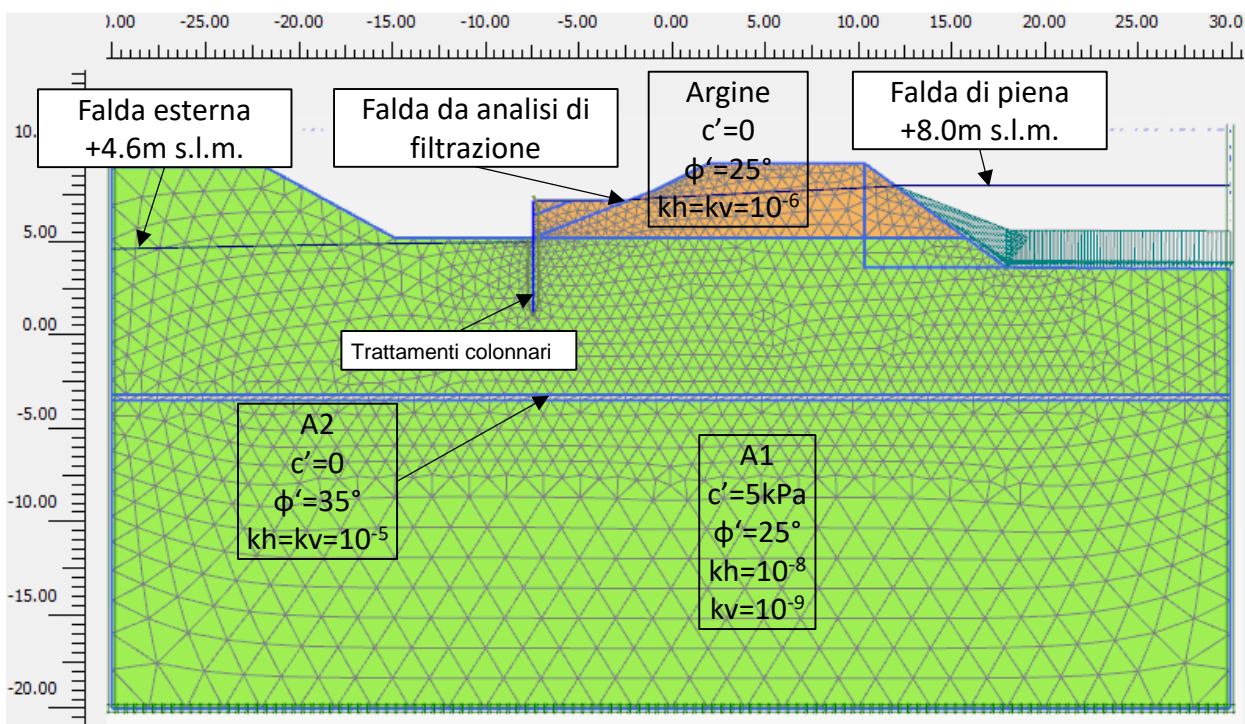


Figura 8. Configurazione finale di progetto

4.5 Risultati di calcolo

Nelle seguenti immagini si riporta, in termini di confronto della prestazionalità tra le configurazioni ante-operam e finale di progetto, i diagrammi di:

- vettori di flusso e linee equipotenziali che evidenziano le differenze qualitative tra il moto di filtrazione: in situazione di piena l'opera approfondisce i vettori di flusso sotto il setto, riducendo notevolmente il gradiente idraulico all'interno del corpo dell'argine; inoltre nella configurazione ante-operam, le velocità massime si concentrano nel piede dell'argine, con possibilità di innescare fenomeni di erosione (piping)
- flusso totale su una sezione significativa tracciata al piede dell'argine: l'opera comporta una riduzione dei flussi complessivi di filtrazione, seppur minima
- evidenza delle verifiche di stabilità globale: la sicurezza nei confronti della stabilità globale è incrementata con l'esecuzione dell'opera, spostando inoltre le potenziali superfici di instabilità sulla rampa di monte, meno significative per la viabilità posta a valle dell'opera

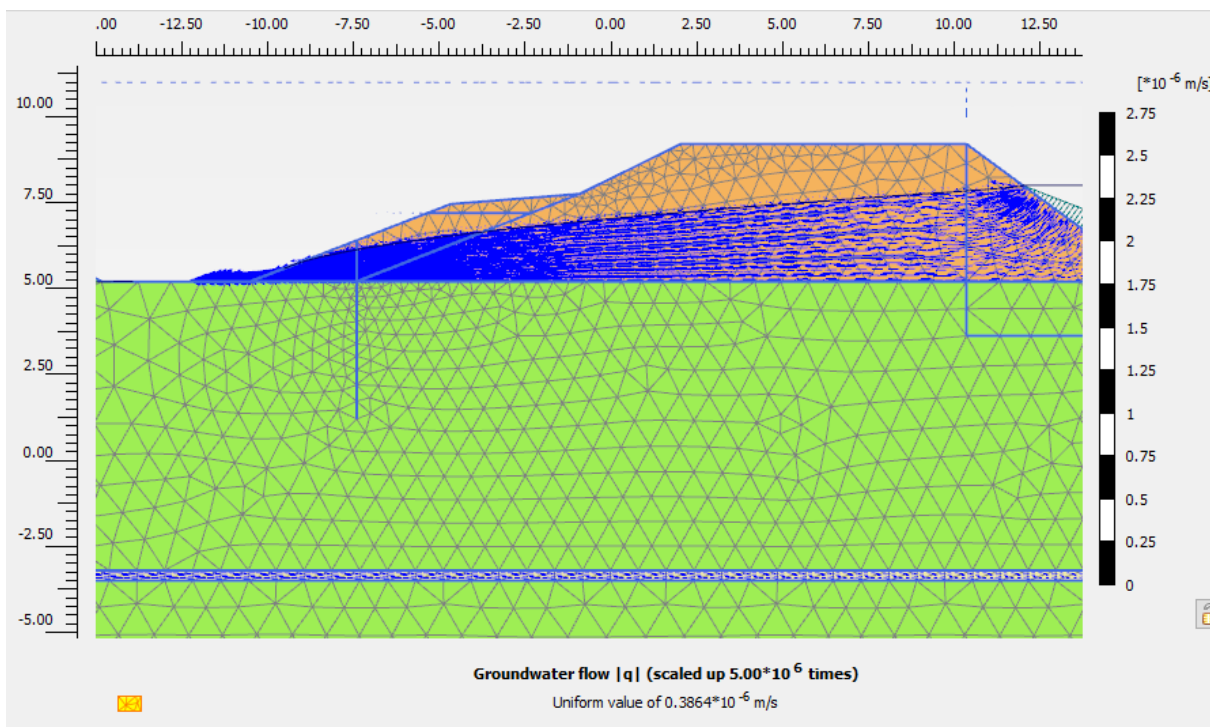


Figura 9. Configurazione ante-operam – vettori di flusso

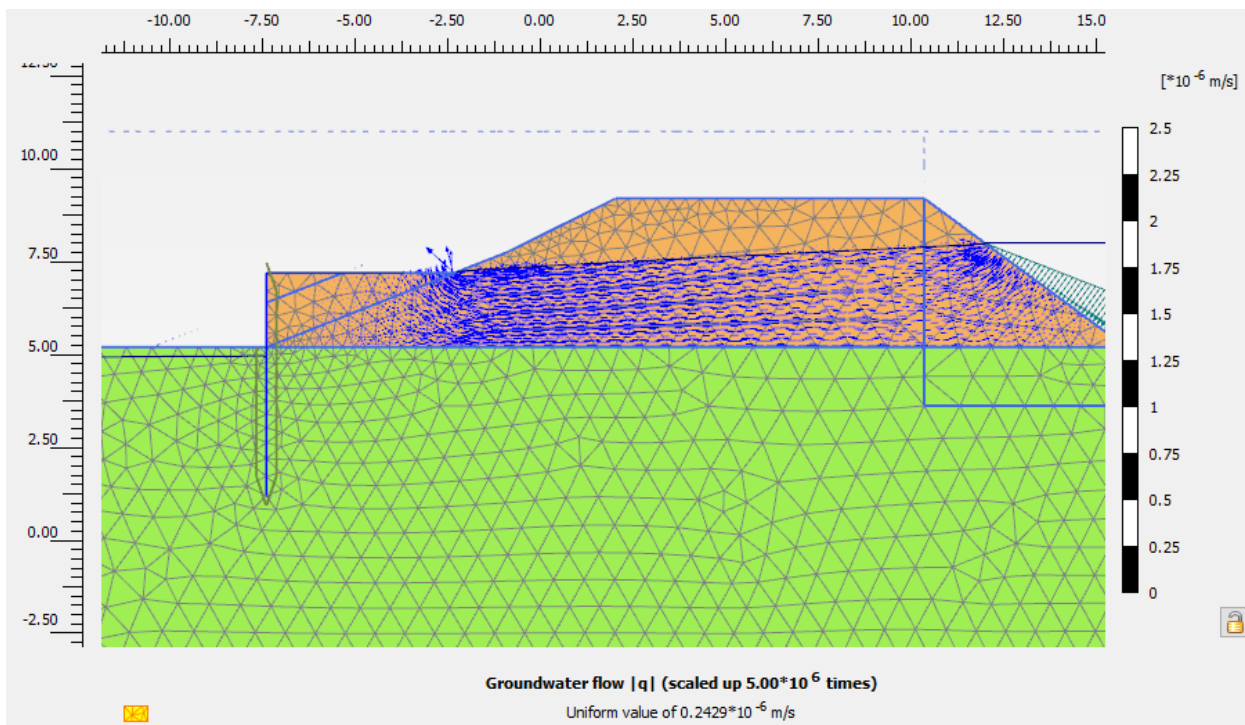


Figura 10. Configurazione finale di progetto – vettori di flusso

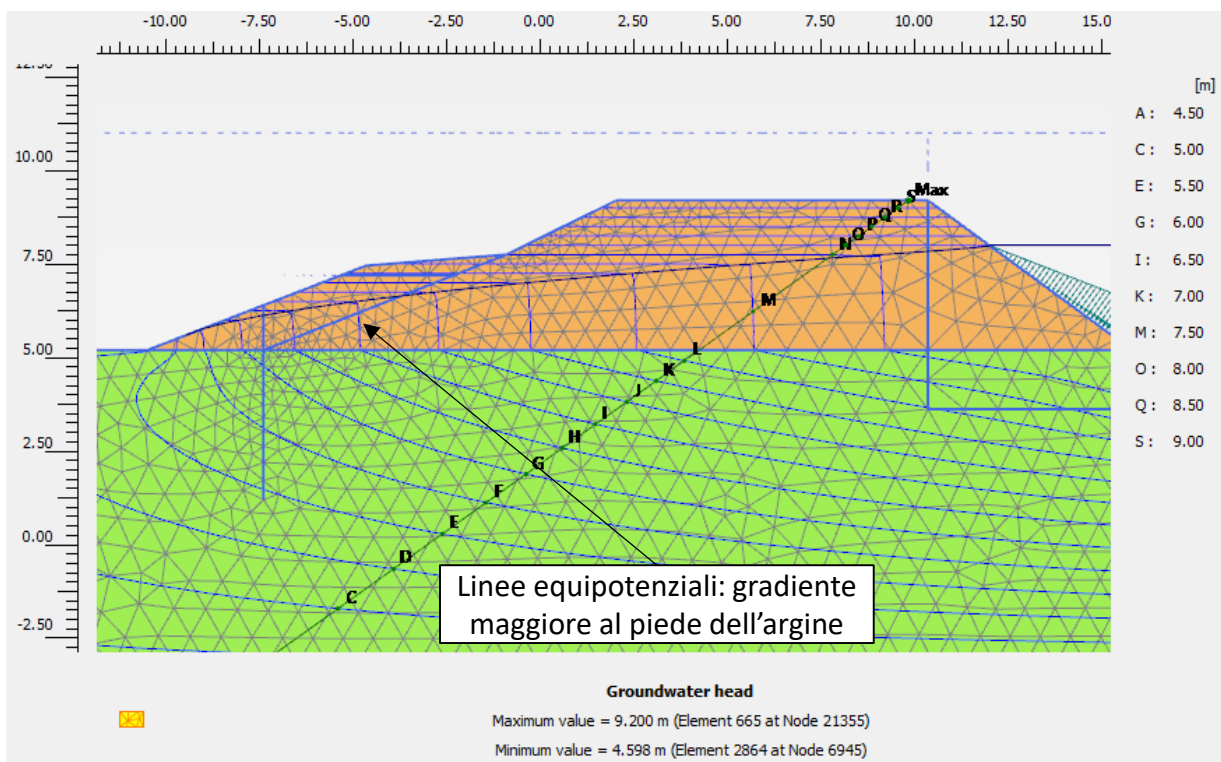


Figura 11. Configurazione ante-operam – linee equipotenziali

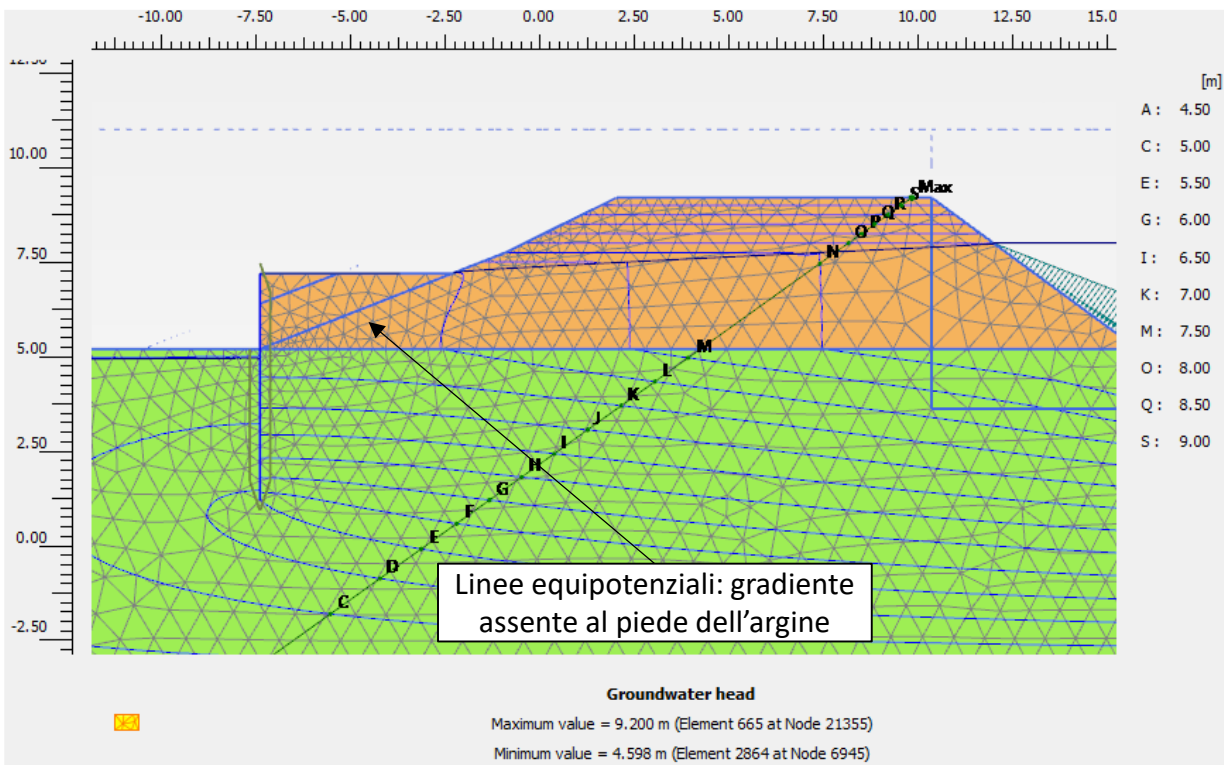


Figura 12. Coonfigurazione finale di progetto – linee equipotenziali

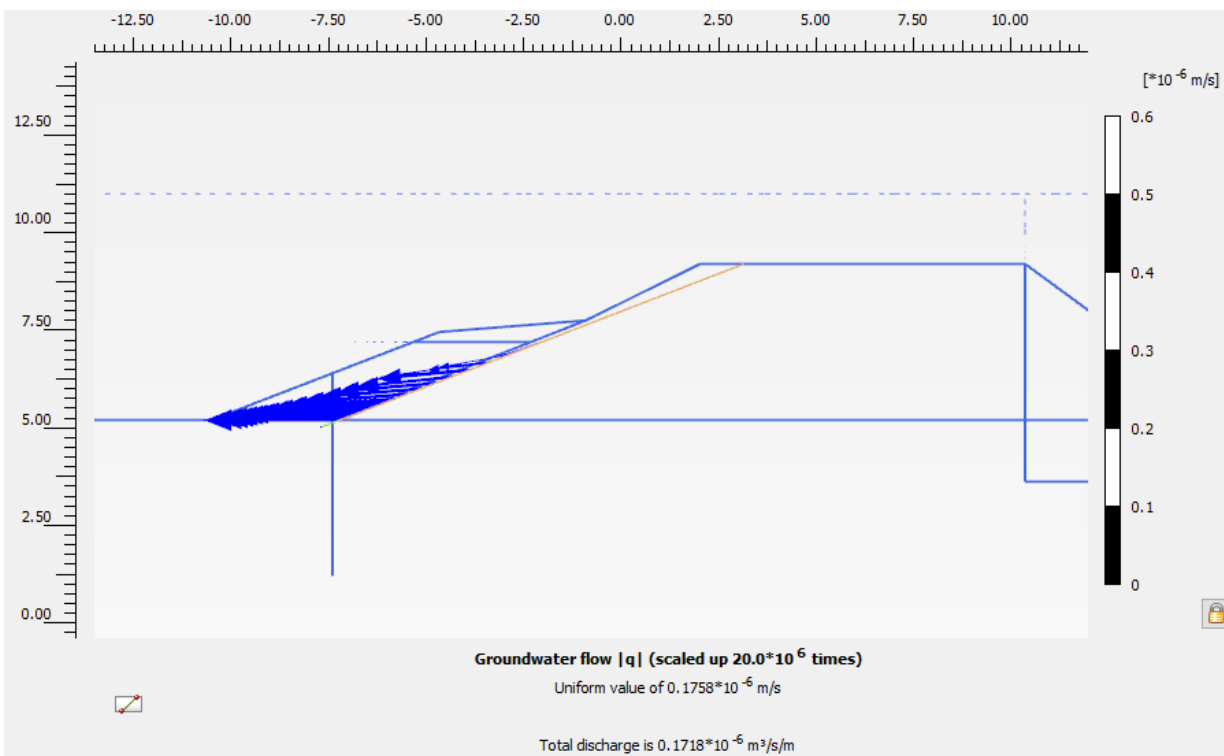


Figura 13. Configurazione ante-operam – flusso totale su sezione significativa

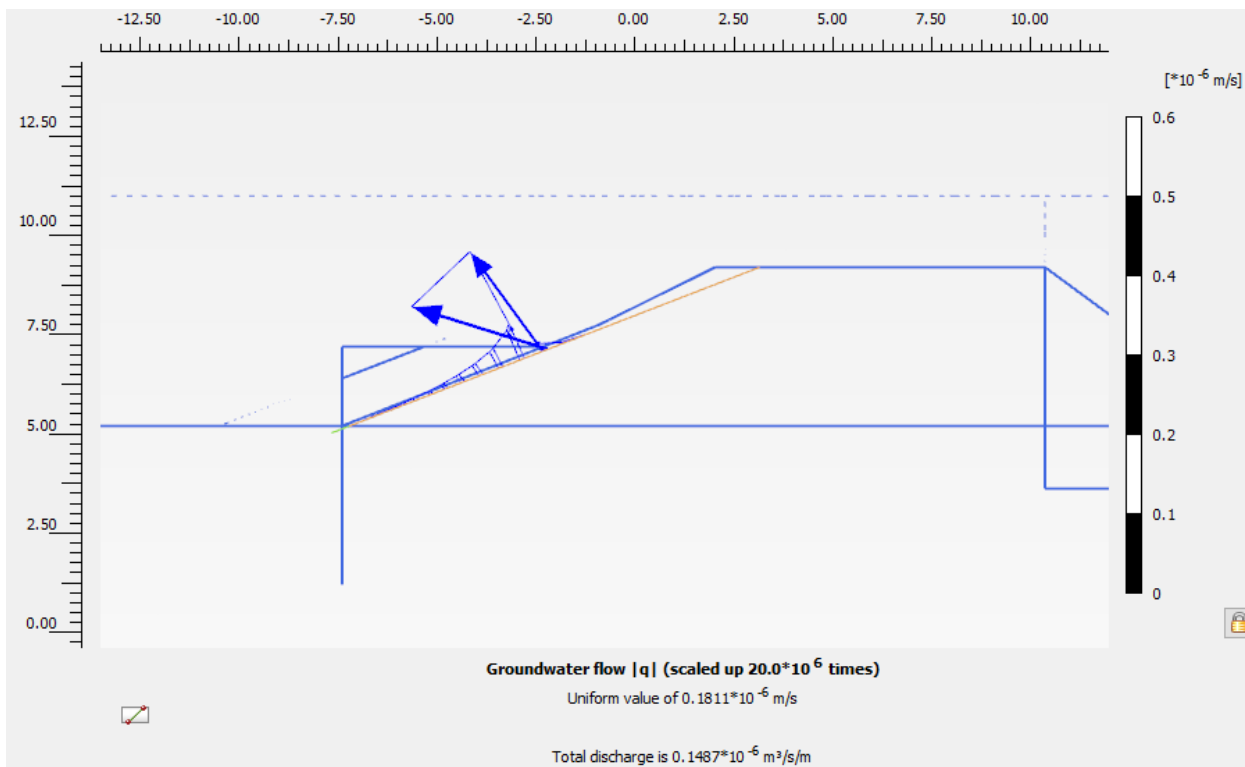


Figura 14. Coonfigurazione finale di progetto – flusso totale su sezione significativa

Nelle seguenti immagini si espone il campo di spostamenti globali ottenuti al termine dell'analisi $c-\phi$ -*reduction* effettuata con la finalità di soddisfare la verifica di stabilità globale dell'opera, nella configurazione di scavo massimo e in condizioni sismiche. Nella successiva immagine si riporta anche il diagramma dell'incremento del fattore di sicurezza con lo spostamento totale di un punto di controllo. Quest'ultimo evidenzia che il fattore di sicurezza alla stabilità globale ottenuto è superiore al minimo imposto dalla normativa, pari a 1.375 (= 1.25 x 1.1, cfr. 4.2.4 delle NTC 2008), pertanto la verifica di stabilità globale è soddisfatta.

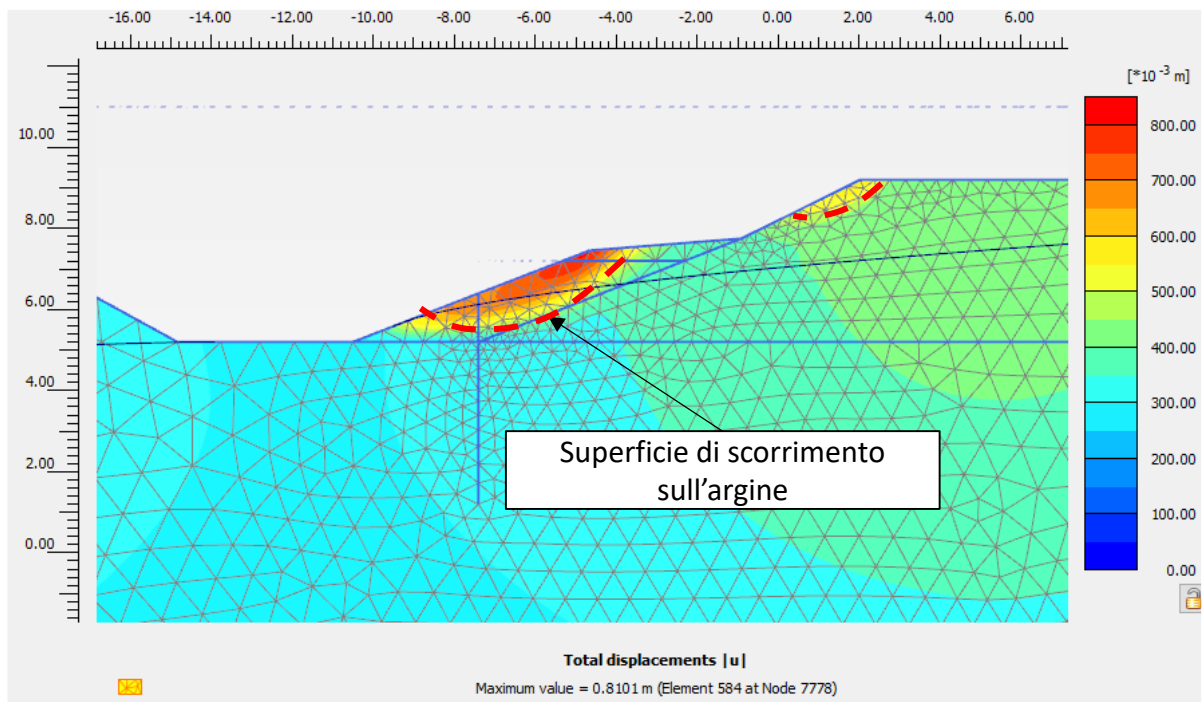


Figura 15. Configurazione ante-operam – Spostamenti globali al termine della verifica di stabilità globale, in fase di scavo massimo, per FS = 1.48

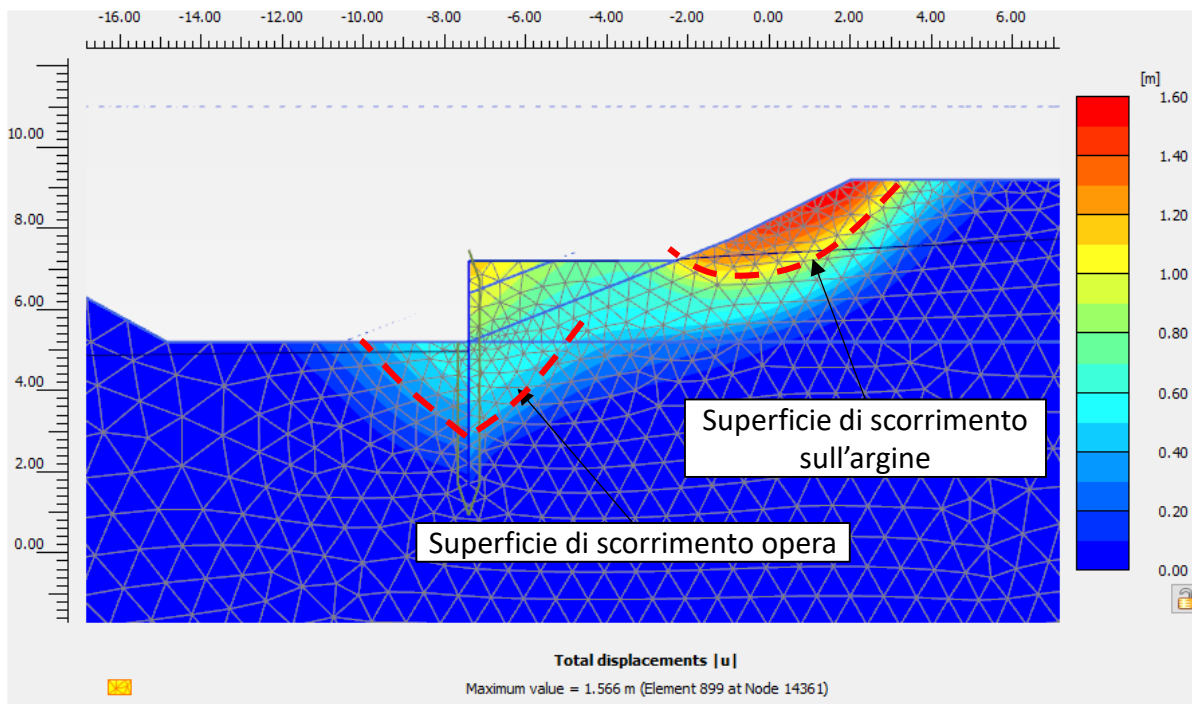


Figura 16. Configurazione finale di progetto – Spostamenti globali al termine della verifica di stabilità globale, in fase di scavo massimo, per FS = 1.55

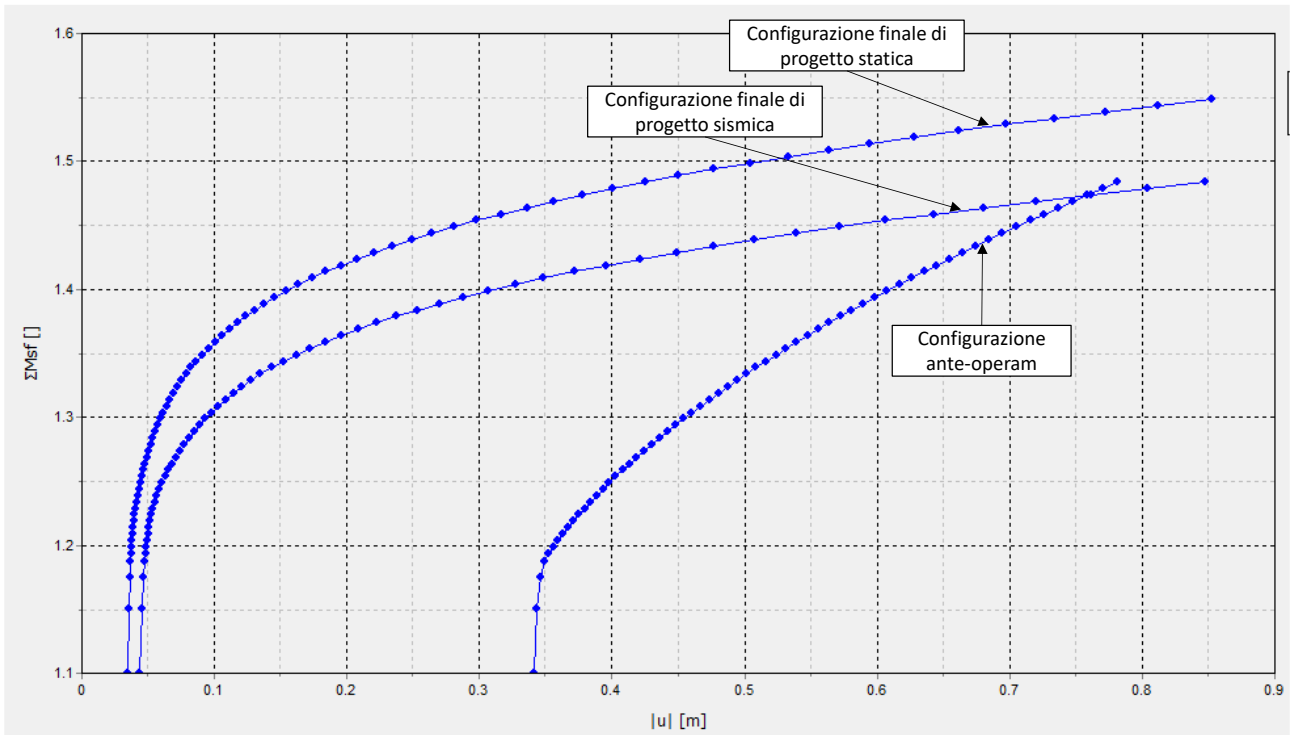


Figura 17 – Sicurezza alla stabilità globale Vs spostamento totale del punto di controllo