



**Politecnico  
di Torino**

**Politecnico di Torino**

Corso di Laurea magistrale  
a.a. 2020/2021  
Sessione di Laurea Ottobre 2021

**Analisi delle condizioni di stabilità degli argini e dei  
manufatti di sbarramento della cassa di espansione  
del fiume Panaro (MO)**

Relatrice:

Maria Rita Migliazza

Correlatori:

Renato Maria Cosentini

Daniele Costanzo

Candidata:

Miriam Polizzi



## Indice

1.	Introduzione .....	1
2.	La cassa di espansione .....	3
2.1.	Il funzionamento .....	4
2.2.	La struttura.....	6
2.2.1.	L’opera di presa.....	6
2.2.2.	Il bacino artificiale e gli argini .....	6
2.2.3.	L’opera di sbarramento .....	9
2.2.4.	L’opera di scarico .....	10
2.2.5.	La vasca di dissipazione .....	11
2.3.	Normativa .....	12
2.3.1.	I progetti .....	13
2.3.2.	La costruzione .....	13
2.3.3.	L’esercizio .....	14
2.4.	Il collaudo .....	15
3.	Quadro teorico .....	19
3.1.	I moti di filtrazione .....	19
3.1.1.	Misura dell’altezza piezometrica .....	20
3.1.2.	La permeabilità.....	22
3.1.3.	L’equazione fondamentale del moto .....	24
3.1.4.	La rete idrodinamica.....	25
3.1.5.	La filtrazione in una diga in terra .....	26
3.2.	Il metodo degli elementi finiti .....	28
3.3.	Il software RS2 .....	31
3.4.	Validazione del software .....	32
3.4.1.	La scelta del modello idraulico .....	32
3.4.2.	Il contributo della suzione .....	35
3.4.3.	Le condizioni al contorno idrauliche.....	36
4.	Descrizione dell’opera del caso studio .....	39
4.1.	Inquadramento geologico e geotecnico .....	43
4.1.1.	Le indagini.....	44
4.1.2.	La ricostruzione delle sezioni degli argini .....	46
4.1.3.	La caratterizzazione geotecnica dei materiali .....	51
4.1.4.	L’analisi sismica.....	56

4.2.	Il monitoraggio .....	58
4.3.	Principali eventi di piena acquisiti dal sistema di monitoraggio .....	64
4.4.	Confronto tra letture piezometriche ed idrometriche: evento 2020.....	65
4.4.1.	Piezometri <i>A</i> : i più superficiali posti in sommità all'argine.....	66
4.4.2.	Piezometri <i>B</i> profondi in sommità e <i>C</i> superficiali al piede .....	67
4.4.3.	Piezometri <i>D</i> : i più profondi posti al piede dell'argine .....	68
4.4.4.	Piezometri in alveo: P2-AF e P3-AF.....	68
4.5.	Il collaudo .....	69
4.6.	Fase 1 del collaudo .....	71
4.7.	Confronto tra letture piezometriche ed idrometriche: Fase 1 del collaudo .....	73
4.7.1.	Piezometri <i>A</i> : i più superficiali posti nel corpo arginale .....	73
4.7.2.	Piezometri <i>B</i> profondi in sommità e <i>C</i> superficiali al piede .....	74
4.7.3.	Piezometri <i>D</i> : i più profondi posti al piede dell'argine .....	75
4.7.4.	Piezometri in alveo: P2-AF e P3-AF.....	75
5.	Analisi numeriche del caso studio .....	77
5.1.	Gli argini.....	77
5.1.1.	Creazione dei modelli numerici .....	77
5.1.2.	Analisi e condizioni di carico applicate .....	80
5.1.3.	Risultati delle analisi numeriche .....	93
5.2.	Il manufatto di sbarramento.....	110
5.2.1.	Creazione del modello numerico.....	110
5.2.2.	Analisi e condizioni di carico applicate .....	114
5.2.3.	Risultati dell'analisi numerica.....	115
6.	Conclusioni .....	125
	Bibliografia e sitografia.....	133
	Indice delle figure.....	137
	Indice delle tabelle .....	140
	Indice degli allegati .....	141
	Ringraziamenti .....	143

# 1. Introduzione

L'Italia è un paese a forte rischio idrogeologico a causa della sua morfologia e dei fattori antropici, come l'alta densità della popolazione e lo sviluppo urbanistico. Secondo la Direzione generale per la difesa del suolo del Ministero dell'Ambiente, dai dati raccolti con i Piani per l'Assetto Idrogeologico (PAI), l'81,6% dei comuni nel nostro paese ricade in aree a rischio alluvioni e frane.

Il processo di alluvione è l'allagamento temporaneo manifestato lungo i corsi d'acqua e nelle aree circostanti, a seguito di esondazione e straripamento di fiumi, torrenti e laghi, causato da un evento meteorologico eccezionale. Può essere un evento catastrofico e devastante per il suo impatto sulle vite ed opere umane. Per mitigare e limitare gli effetti delle acque e della pioggia sul territorio, l'uomo è intervenuto con la costruzione di argini, dighe e canalizzazioni.

Il lavoro di tesi si concentra sulla provincia modenese, storicamente soggetta ad eventi alluvionali dovuti ai due fiumi che l'attraversano, il Panaro ed il Secchia. A seguito di grandi esondazioni del fiume Panaro a fine anni '70, si è costruita la cassa di espansione: un'opera idraulica, delimitata da un'arginatura e da manufatti idraulici di imbocco e sbocco, che viene realizzata per ridurre la portata di colmo di un'onda di piena tramite l'invaso del bacino.

Nel corso della sua storia, dagli anni '70 fino ai nostri giorni, la cassa di espansione del fiume Panaro, nel comune di San Cesario sul Panaro (MO), ha subito numerosi eventi di piena; alcuni di questi, tra cui l'ultimo evento del dicembre 2020 che ha raggiunto il livello di invaso massimo, sono stati registrati attraverso il sistema di monitoraggio installato sulle arginature e nell'alveo della cassa.

Il presente elaborato ha avuto lo scopo di valutare le condizioni di stabilità dal punto di vista geotecnico ed idraulico degli argini che delimitano il bacino della cassa, oltretutto dello sbarramento a valle dell'opera, durante la prima fase del collaudo eseguita nel maggio del 2021. A tale fine sono state eseguite analisi numeriche FEM in campo bidimensionale con il software RS2 (Rocscience), per simulare le condizioni di invaso e svaso del bacino di laminazione e degli effetti sugli argini maestri e sull'opera di sbarramento.

La descrizione generica del funzionamento, della struttura e delle opere idrauliche di una generica cassa di espansione viene fornita nel **capitolo 2**, in cui si dà anche un quadro generale della normativa vigente per le fasi di progettazione, costruzione ed esercizio dell'opera stessa con particolare attenzione all'operazione di collaudo.

Le basi teoriche dei moti di filtrazione e del metodo agli elementi finiti sono invece discusse nel **capitolo 3**, fornendo una breve spiegazione del software RS2.

Invece, la descrizione dettagliata della storia e delle opere idrauliche relative la cassa di espansione del fiume Panaro è trattata nel **capitolo 4**. Ai fini della modellazione numerica, vengono ricostruite le sezioni stratigrafiche dei corpi arginali e dei relativi terreni di fondazione sulla base della vasta campagna di indagini realizzata nel corso degli anni. I sondaggi, le prove in sito e di laboratorio, hanno consentito la caratterizzazione geotecnica dei terreni, definendo le loro caratteristiche fisiche, meccaniche ed idrauliche.

Il **capitolo 5** è quello attinente alle simulazioni numeriche, nel quale vengono espone le modalità di analisi ed i risultati ottenuti. Sono state analizzate sette delle sezioni arginali ricostruite, ubicate sia lungo gli argini maestri che nel secondario. Per studiare la risposta meccanica e il comportamento idraulico delle sezioni sono state condotte le seguenti analisi accoppiate:

1. *Fase iniziale*: a partire dalle condizioni idrauliche iniziali degli argini, si effettua il confronto con i dati di monitoraggio piezometrici registrati nel periodo antecedente l'operazione di collaudo per effettuare la calibrazione dei modelli numerici e la valutazione dell'attendibilità dei risultati numerici ottenuti.
2. *Invaso*: avvenuto durante la fase 1 del collaudo fino al raggiungimento del massimo livello idrometrico registrato, attraverso un approccio di tipo transitorio per tenere conto della velocità di riempimento del bacino durante l'invaso sperimentale.
3. *Stazionamento*: ad un livello medio per 158 ore per lo studio delle condizioni arginali pre-svaso.
4. *Svaso*: tale da ripristinare in tutte le sezioni arginali le condizioni di falda iniziali. Anche per questa simulazione si tiene conto della velocità con cui avviene lo svaso del bacino attraverso analisi transitorie.

I risultati ottenuti dalle analisi numeriche sono stati successivamente confrontati con le misure piezometriche ed idrometriche ottenute dall'esteso sistema di monitoraggio. Per ciascun argine viene valutato il fattore di sicurezza *SRF* e individuata la superficie di rottura.

Le condizioni di stabilità dell'opera di sbarramento posta a chiusura della cassa di espansione vengono studiate, anche in questo caso, con un modello numerico agli elementi finiti: si effettua una verifica nei confronti del possibile sollevamento di manufatto e platea per effetto delle sottospinte idrauliche dovute ai moti di filtrazione che si instaurano al di sotto dell'opera e della vasca di dissipazione posta a valle. In questo caso le analisi numeriche condotte sono:

1. *Fase iniziale*: in cui si suppone un livello di falda in corrispondenza del piano campagna a monte dello sbarramento, prima dell'attuazione del collaudo.
2. *Invaso*: avvenuto durante la fase 1 del collaudo fino al raggiungimento del massimo livello idrometrico registrato, attraverso un approccio di tipo stazionario per la stima delle pressioni interstiziali nelle condizioni di carico più gravose.

Si tiene conto della presenza di tre diaframmi longitudinali sottostanti il manufatto e la platea nel calcolo del regime delle pressioni neutre; su questi elementi strutturali si effettuano poi le verifiche a pressoflessione retta e taglio.

## 2. La cassa di espansione

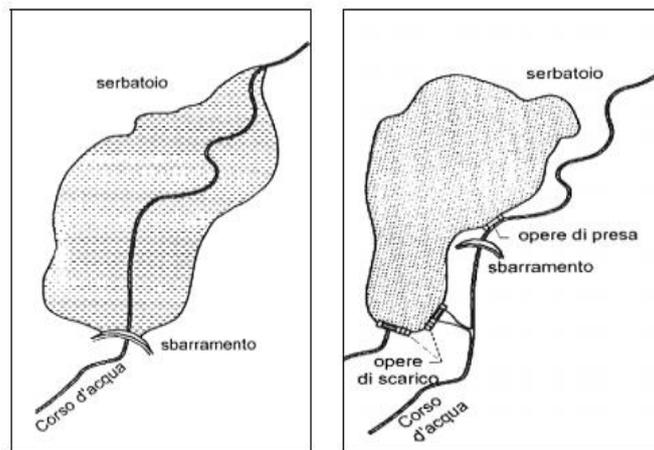
La *cassa di espansione*, o *bacino di espansione*, è un'opera idraulica, delimitata da un'arginatura e da manufatti idraulici di imbocco e sbocco che viene realizzata per ridurre la portata di colmo di un'onda di piena di un corso d'acqua tramite l'invaso temporaneo del suo volume (Autorità di Bacino del Fiume Arno 2002).

La cassa di espansione occupa un'area molto estesa, essendo costruita generalmente nei tratti pianeggianti di un corso d'acqua, ovvero nella parte bassa del reticolo idrografico. Questa è la sostanziale differenza che la distingue dal serbatoio di laminazione il quale, invece, viene realizzato nella parte alta o media del reticolo idrografico e per questo motivo è un vaso artificiale meno esteso e più profondo della cassa di espansione.

Le casse possono essere suddivise in due tipologie: in linea e in derivazione, mostrate rispettivamente in **Figura 2.1**. Una cassa di espansione *in linea* realizza lo stoccaggio del volume d'acqua per mezzo di un'opera trasversale in alveo, che può essere una briglia o una trasversa munita di luci, talvolta dotata di organi meccanici, per il controllo della portata effluente in funzione del livello della cassa.

Una cassa di espansione *in derivazione* si connette per mezzo di sistemi idraulici con soglie tracimabili localizzati nel corpo dell'argine fluviale ad aree di territorio parallele all'alveo. In particolare, la cassa si riempie quando durante un evento di piena la portata supera un prefissato valore di soglia.

La scelta fra le due tipologie è connessa al tipo di fiume; infatti, qualora questo fosse pensile, ovvero con l'alveo ad un livello superiore rispetto alla pianura circostante, si opta per la realizzazione di una cassa in derivazione cosicché parte dell'onda di piena possa passare nella cassa stessa e successivamente tornare in alveo attraverso un manufatto idraulico.



**Figura 2.1** Schemi di cassa in linea a sinistra ed in derivazione a destra (Autorità di Bacino del Fiume Arno 2002)

Per la creazione dell'invaso in cui accogliere l'acqua rigurgitata dalla traversa o dalla soglia, vengono realizzate delle arginature in terra che possono essere rivestite in materiali sciolti e/o flessibili per protezione rispetto a fenomeni erosivi. È anche opportuno realizzare una copertura erbacea stabile per evitare fenomeni di disseccamento che favoriscano l'infiltrazione localizzata e fenomeni di sifonamento.

Per contenere l'altezza degli argini che si estendono lungo il corso d'acqua, si può costruire una cassa multipla, ossia una cassa suddivisa in compartimenti in serie. Ogni compartimento, una volta riempito, scarica nel compartimento di valle mediante uno sfioratore.

## 2.1. Il funzionamento

Al fine di affrontare lo studio di stabilità dell'intera opera, si descrive dapprima brevemente il funzionamento dal punto di vista idraulico. Il funzionamento della cassa è dipendente dalle caratteristiche geometriche ed idrauliche dei manufatti di cui l'invaso è costituito, oltre che della capacità in termini di volume massimo disponibile.

Nel caso di cassa di espansione in linea, come descritto in letteratura da Majone (2003), l'onda di piena in uscita si ottiene dall'equazione di continuità (1) nella quale  $Q_i(t)$  e  $Q_u(t)$  sono le portate in entrata ed in uscita al tempo  $t$ ,  $W$  è il volume invasato nell'opera allo stesso tempo. Si riporta in **Figura 2.2** un esempio di idrogrammi in ingresso ed in uscita da una cassa di espansione in linea.

$$Q_i(t) - Q_u(t) = \frac{dW}{dt} \quad (1)$$

Fino ad un istante di tempo definito come  $t^*$  la portata in ingresso è superiore di quella in uscita e ciò implica che la cassa si sta riempiendo; una volta superato il tempo  $t^*$  gli andamenti si invertono e la cassa si sta quindi svuotando.

Il volume invasato, che riduce la portata di colmo entrante  $Q_{maxi}$  al valore uscente  $Q_{maxu}$  ed è indicato con  $W$ , può essere determinato come l'area compresa tra i due idrogrammi, come osservabile dalla figura sotto rappresentata. La formulazione matematica per il calcolo del volume invasato è, quindi, l'integrale riportato nell'equazione (2).

$$W = \int_{t_0}^{t^*} (Q_i(t) - Q_u(t)) dt \quad (2)$$

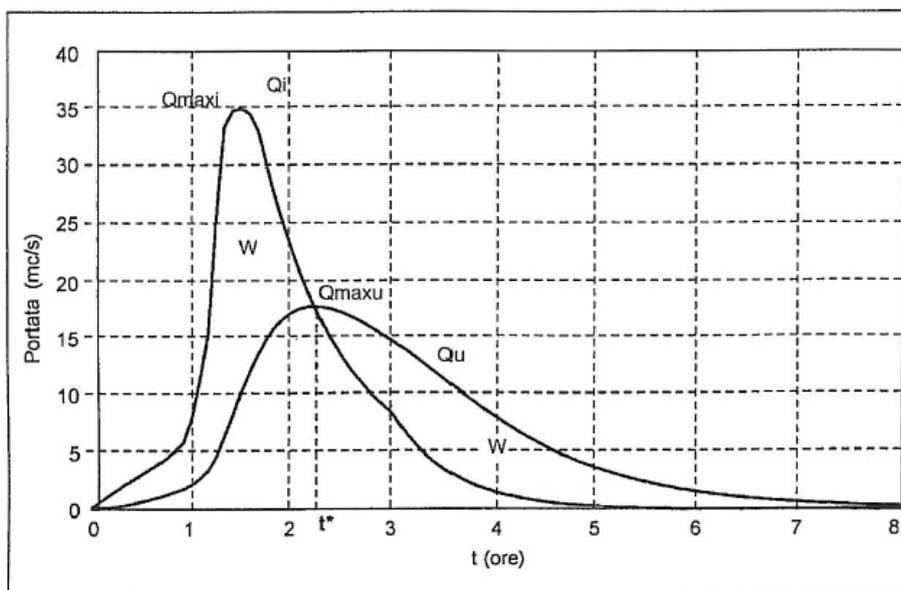
Qualora a valle dell'opera non fosse consentito il deflusso della portata oltre un valore di soglia  $Q_v^*$ , la cassa di espansione deve avere un volume tale da abbattere l'onda di piena entrante fino ad un valore  $Q_v^* = Q_{maxu}$ .

Si può a questo punto anche definire il rapporto di laminazione  $e$  come il rapporto tra i valori di colmo delle portate uscente ed entrante, con equazione (3), e l'efficienza di laminazione  $\varepsilon$  come il complementare di  $e$ , con equazione (4).

Il rendimento massimo lo si ottiene abbattendo l'idrogramma al valore  $Q_{maxu}$  per mezzo di manufatti di alimentazione e scarico dotati di organi mobili.

$$e = \frac{Q_{maxu}}{Q_{maxi}} \quad (3)$$

$$\varepsilon = 1 - \frac{Q_{maxu}}{Q_{maxi}} \quad (4)$$

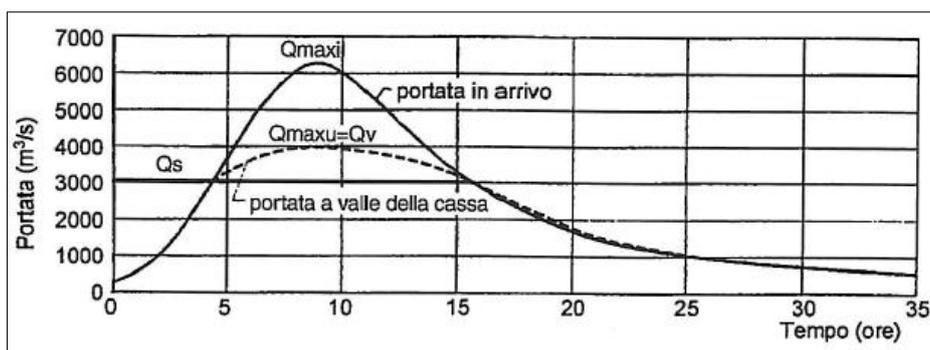


**Figura 2.2** Idrogrammi per la cassa di espansione in linea (Majone, 2003)

Per le casse di espansione in derivazione l'andamento degli idrogrammi generalmente è come quello mostrato in **Figura 2.3**, con scarico di fondo chiuso durante l'evento di piena. Come osservabile dalle figure per le due tipologie di cassa, quella in derivazione consente di ottenere una più efficace laminazione dell'idrogramma di piena, dal momento che l'idrogramma in uscita, rispetto a quello delle casse in linea, manca del volume invasato nella fase iniziale della piena.

Un altro parametro importante è il rapporto di riempimento  $\eta$  che è un indicatore dell'effettivo utilizzo della cassa, la cui equazione (5) è di seguito riportata.

$$\eta = \frac{W_{inv}}{W} \quad (5)$$



**Figura 2.3** Idrogrammi per la cassa di espansione in derivazione (Majone, 2003)

Il funzionamento idraulico delle casse di espansione è strettamente connesso al tempo di ritorno delle onde di piena  $T$ . L'efficienza di una cassa è massima per eventi di piena con tempi di ritorno inferiori a quelli di progetto e l'utilizzo è minore rispetto alle potenzialità della cassa per eventi meno gravosi, ovvero caratterizzati da piccoli tempi di ritorno. Durante il progetto di quest'opera, quindi, si analizza il comportamento della cassa per diversi eventi di piena con diverse portate al colmo e volumi.

## 2.2. *La struttura*

Per lo studio di una cassa di espansione, è dapprima necessaria la descrizione degli elementi di cui essa è costituita: l'opera di presa, il bacino artificiale e l'opera di scarico.

### 2.2.1. L'opera di presa

L'opera di presa è un impianto progettato per prelevare e convogliare una certa portata d'acqua all'interno del bacino artificiale di espansione, una volta raggiunto un certo livello del corso d'acqua, così che quest'ultimo subisca una notevole riduzione della portata. Le opere di presa possono essere in falda, alla sorgente o in superficie. Si analizza solo l'ultima tipologia.

Le opere di captazione da acque superficiali, ovvero da fiumi o torrenti, sono caratterizzate da diverse metodologie di presa (Gruppo Hera s.d.):

1. *Impianti di sollevamento*, caratterizzate da una pompa, a secco o sommersa, e dalle condotte per trasportare l'acqua alla condotta di adduzione. Nel caso di pompa a secco sarà presente anche la condotta di aspirazione.
2. *Sifoni a cavaliere d'argine*, tipi particolari di sifone utilizzati per superare l'ostacolo dell'argine del fiume. Anche in questo caso si utilizza una pompa per adescare il moto che poi continua autonomamente a mantenersi costante.
3. *Traverse*, che ostacolano la corrente, costringendola in questo modo a innalzarsi di livello e poi si predispone un'apertura direttamente lungo la sponda del fiume che permetta il convogliamento dell'acqua verso le condotte. In questo modo, la portata d'acqua captata non varia nel tempo, in quanto la finestra attraverso cui l'acqua scorre sarà sempre completamente sommersa dall'acqua. Nel caso di alternanza di momenti di piena e momenti di secca del fiume, invece, vi è la variazione della portata captata nel tempo.

### 2.2.2. Il bacino artificiale e gli argini

Il bacino artificiale di espansione è costruito in un territorio che presenta una conformazione tale da ridurre al minimo le spese per la costruzione di opere di contenimento o argini. La descrizione delle opere di contenimento viene fornita dall'Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e per i servizi Tecnici (2004).

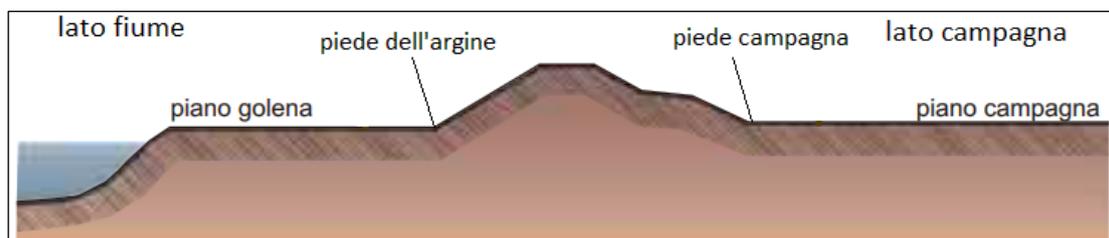
Gli *argini* sono opere di difesa passiva del territorio atte ad impedire lo straripamento dei corsi d'acqua. Sono costruiti come rilevati artificiali in terra con la funzione di tenuta d'acqua, simili alle dighe. Le altezze sono considerevoli, generalmente fino ai 10 -12 metri, in quanto devono garantire il contenimento delle acque durante gli eventi di piena per la salvaguardia e protezione delle aree limitrofe da inondazioni.

È fondamentale per la distinzione degli argini l'utilizzo della convenzione della destra e sinistra orografica: ponendosi rivolti nella direzione del corso dell'acqua, con le spalle alla sorgente, si dice argine destro quello posto a destra ed argine sinistro l'altro. Questa convenzione sarà poi utilizzata nel caso studio affrontato dal **Capitolo 4**.

Gli argini possono essere distinti in due tipologie: *longitudinali* e *trasversali*.

Gli *argini longitudinali* impediscono ogni comunicazione fra l'alveo e il territorio laterale obbligando la corrente a passare per una sezione opportunamente limitata. Vengono definiti *in frodo* se sono a diretto contatto con le sponde del corso d'acqua. Questa soluzione è adottata in caso di mancanza di spazio, ma nel progetto è da tenere in conto che il piede dell'argine è a contatto con il corso d'acqua ed è, quindi, soggetto a maggiore pressione idrostatica ed attività cinetica.

Altrimenti, nel caso di corsi d'acqua importanti e soggetti a notevoli piene, gli argini longitudinali sorgono ad una certa distanza dalle sponde, creando un letto di espansione per le acque; il terreno compreso fra gli argini stessi e le sponde prende il nome di *golena* (**Figura 2.4**). La presenza delle golene è vantaggiosa sia sui livelli idrometrici sia dal punto di vista della propagazione dell'onda di piena.



**Figura 2.4** Rappresentazione della sezione trasversale di un argine longitudinale, con golena. Immagine modificata, tratta da Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e per i servizi Tecnici, 2003.

Passando alla geometria degli argini longitudinali, essi sono generalmente caratterizzati da una sezione trasversale di tipo trapezia. Ma nel caso degli argini maestri di grandi corsi d'acqua, questi presentano una sezione molto più complessa: viene realizzato il rinforzo del rilevato sia lato fiume che lato campagna al fine sia di ridurre il rischio di filtrazione attraverso la massa del terrapieno o nel suolo sottostante che di evitare franamenti dell'argine a causa dell'erosione prodotta da una eccessiva velocità della corrente.

Gli *argini trasversali*, anche detti ortogonali, sono disposti a coppie in direzione circa normale alla corrente, così da obbligarla a passare fra le teste delle successive coppie di argini in modo da esser centralizzata. Durante un evento di piena, l'acqua si stende nelle zone comprese fra una coppia di argini trasversali e la successiva, realizzando abbondanti depositi.

Le caratteristiche meccaniche e fisiche dei materiali con cui un argine viene realizzato devono garantire la stabilità e trattenere e contenere le acque. Solitamente i materiali impiegati sono a bassa permeabilità di natura argillosa e limosa, con permeabilità  $k$  non superiore a  $10^{-6} \div 10^{-8}$  m/s, al fine di limitare eventuali fenomeni di filtrazione, e con elevato peso di volume, per assicurare la stabilità al franamento. Il materiale è, quindi, a granulometria fine, classificato A6 o A4 nel sistema di classificazione HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006), mostrato in **Figura 2.5**.

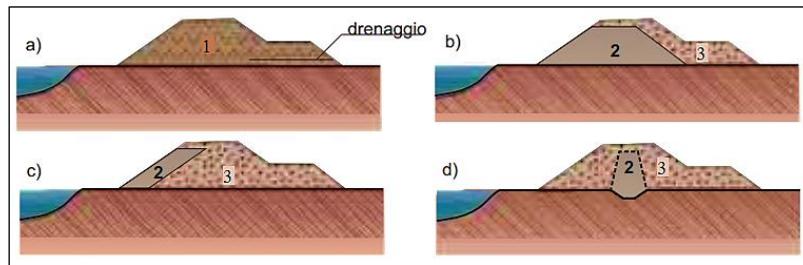
Sempre per tali fini ed anche per contrastare il pericolo di sifonamento attraverso il terreno di fondazione dell'argine, occorre scegliere opportunamente in fase di progetto la sezione trasversale del rilevato, che deve avere pendenza più dolce verso campagna. Il sifonamento è un fenomeno causato dall'aumento della pressione dell'acqua in corrispondenza del terreno di fondazione del rilevato. Si verifica quando il modo di filtrazione avviene non soltanto attraverso il corpo dell'argine ma anche al di sotto di esso, così da innescare il fenomeno che provoca il sollevamento del terreno oltre l'argine, quest'ultimo soggetto ad un processo di erosione che lo porta al collasso.

Classificazione generale	Terre ghiaia - sabbiosa							Terre limo - argillose					Torbe e terre organiche palustri
	Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 ≤ 35%							Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 >35%					
Gruppo	A1		A3	A2			A4	A5	A6	A7		A8	
Sottogruppo	A1 a	A1 b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7						
Analisi granulometrica - Frazione passante al setaccio													
2 UNI 2332 %	≤ 80												
0,4 UNI 2332 %	≤ 30	≤ 80	≥ 80										
0,075 UNI 2332 %	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	
Caratteristiche della frazione passante al setaccio 0,4 UNI 2332													
Limite liquido	0			≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	≤ 40	≤ 40	
Indice di plasticità	≤ 6		N.P.	≤ 10	≤ 10max	> 10	> 10	≤ 10	≤ 10	> 10	> 10 (IP>LL30)	> 10 (IP>LL30)	
Indice di gruppo	0		0	0		≤ 4		≤ 8	≤ 12	≤ 18	≤ 20		
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	ghiaia e breccia, sabbione, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fine	ghiaia e sabbia limosa e argillosa				Limi poco compressibili	Limi fort. compressibili	Argille poco compressibili	Argille fort. compressibili med. plastiche	Argille fort. compressibili fort. plastiche	Torbe di recente o remota formazione e, detriti organici di origine palustre
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	da eccellenti a buone					Da mediocre a scadente					Da scartare come sottofondo		
Azione del gelo sulla qualità portanti del terreno di sottofondo	Nessuna o lieve			Media			media	elevata	Media	elevata	Media		
Ritiro o rigonfiamento	Nulla			Nulla o lieve			Lieve o media		elevato	elevato	molto elevato		
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa					Scarsa o nulla				
Identificazione dei territori in sito	Facilmente individuabili a vista		Aspri al tatto incoerenti allo stato asciutto	La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo - Aspri al tatto - Una tenacità media e elevata allo strato asciutto indica la presenza di argilla			Reagiscono alla prova di scuotimento - Polverulenti o poco tenaci allo stato asciutto - Non facilmente modellabili allo stato umido		Non reagiscono alla prova di scuotimento - Tenaci allo stato asciutto - Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido			Fibrosi di colore bruno a nero - facilmente individuabili a vista	

**Figura 2.5** Classificazione dei terreni HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006)

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, l'8 febbraio 1873, nelle linee guida per la realizzazione delle arginature indica una pendenza di 1:2 per le scarpate verso campagna e 1:1,5 - 1:2 per quelle verso fiume. A seguito di eventi di collasso delle arginature di diversi fiumi, altre linee guida e disposizioni, come le «Linee guida per l'esecuzione degli interventi di adeguamento delle arginature del Fiume Po in fase di progettazione e costruzione» del Magistrato del Po del 22 settembre 1999 dopo la piena del 1994, suggeriscono pendenze fino a 1:2, la formazione di banche in golenia e l'innalzamento della sommità dell'argine (Comastri 2013).

Il terreno per la costruzione del rilevato viene posto in opera a strati con spessore dell'ordine di 30 - 35 cm e viene successivamente compattato. Per ragioni economiche, i terreni utilizzati per la costruzione del rilevato sono, generalmente, quelli presenti in golenia ed in alveo. Nel caso in cui la disponibilità dei terreni a bassa permeabilità nella zona di costruzione sia limitata, si possono adottare delle sezioni trasversali più complesse e simili a quelle delle dighe in terra, **Figura 2.6**. Queste sezioni possono essere costituite da materiali omogenei ma con utilizzo di filtri e drenaggi lato campagna, oppure da due tipologie di materiali, uno meno permeabile verso fiume ed uno più permeabile e stabile verso campagna.



**Figura 2.6** Sezioni arginali a zone con permeabilità diversa: 1) materiale permeabile, 2) materiale impermeabile, 3) materiale molto permeabile. Immagine modificata, tratta da Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e per i servizi Tecnici, 2003.

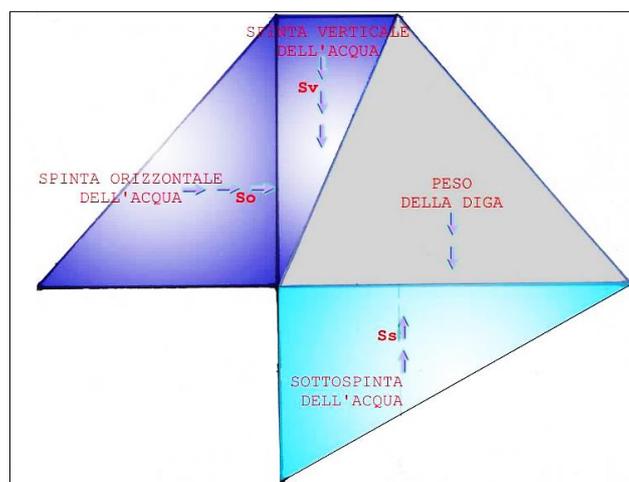
### 2.2.3. L'opera di sbarramento

Le *opere di sbarramento* di valli e fiumi, o dighe, sono costruite per creare una riserva d'acqua, che nel caso di una cassa di espansione è fondamentale la regolazione delle portate fluviali. Ne esistono di diverse tipologie (Scesi, Papini e Gattinoni, 2003):

- In *materiali sciolti*, in terra e/o pietrame;
- *Murarie*, che si distinguono in quelle a gravità, a volta ed infine a volte o solette sostenute da contrafforti. Si descrive soltanto la tipologia a gravità in quanto trattata nel caso studio del presente lavoro di tesi.

Le *dighe murarie a gravità* sono realizzate in calcestruzzo, con sezioni trasversali semplici quale quella triangolare o trapezia.

Per comprendere quali siano le azioni agenti sull'opera si considera a titolo di esempio il caso di una diga con sezione triangolare, rappresentata in **Figura 2.7** con colorazione grigia, su cui grava una certa quantità d'acqua internamente al bacino artificiale (Del Tedesco, 2009). Il corpo dell'opera ha una forza peso  $W$  ottenuta a partire dal peso specifico del calcestruzzo. È soggetto alla spinta orizzontale  $S_o$  dovuta alla pressione dell'acqua accumulata nel bacino ed una forza verticale rivolta verso il basso  $S_v$  legata al peso dell'acqua che agisce sul lato inclinato a monte. Oltre a queste forze, la diga è anche soggetta ad una forza sottostante  $S_s$  rivolta verso l'alto. Questa forza restituisce una delle problematiche connesse alla diga muraria a gravità: il sollevamento dell'opera, che compromette la tenuta del bacino.



**Figura 2.7** Schema di una diga a gravità soggetta alla pressione dell'acqua (Del Tedesco, Tecnica - Il corpo della diga 2009)

Nella costruzione di una diga, solitamente le sue fondazioni sono poste sull'alveo di un fiume o di un torrente, che sono comunemente costituiti da ghiaia o materiale permeabile per profondità anche elevate. Quando per un evento di piena il bacino artificiale di una cassa di espansione si riempie a monte della diga, l'acqua è spinta dalla sua stessa pressione verso il basso e tende a passare sotto l'opera. Si instaura un moto di filtrazione al di sotto dell'opera che può indurre il suo sollevamento per effetto delle sottospinte idrauliche agenti.

Qualora questa sottospinta idraulica risultasse maggiore della forza peso della diga si verificherebbe il suo sollevamento. Nel progetto dell'opera di sbarramento si deve tenere in conto che tanto più alta è la diga, maggiore è il battente idrico, maggiore anche la sottospinta e tanto più pesante deve essere la diga stessa. Oltre alla scelta di una opportuna geometria, le ulteriori soluzioni a questa problematica sono le iniezioni di cemento per impermeabilizzare il terreno sotto la diga o, come verrà esaminato nel capitolo relativo al caso studio, la costruzione di un'opportuna opera di fondazione per mezzo di diaframmi.

#### 2.2.4. L'opera di scarico

La funzione degli *organi di scarico* è quella di permettere il controllo dei livelli idrici, delle portate in transito e la loro gestione in sicurezza, tramite lo smaltimento dei volumi in eccesso.

L'opera di scarico consente l'accumulo dell'acqua degli eventi di piena, quindi deve permettere il mantenimento di un certo livello stabilito, anche diverso da quello massimo o minimo, all'interno del bacino, e consente poi il parziale o totale deflusso dell'acqua. Le opere di scarico possono essere di due tipologie, come descritto da ITCOLD (2021):

- *Fisse*, quando prive di regolazione, e quindi per la loro conformazione non sono soggette a manovre ed azionamenti esterni. Rientrano in questa categoria le soglie di sfioro fisse su *scarichi di superficie*, una delle tipologie di scarichi più utilizzati. Questi per gli sbarramenti murari possono essere realizzati sullo stesso corpo-diga; difatti, in molte dighe è previsto che, qualora il livello dell'invaso raggiunga la massima altezza della diga, essa venga semplicemente "scavalcata" dall'acqua.
- *Mobili*, con organi soggetti a comando e controllo esterno che svolgono la loro funzione in virtù della loro posizione e movimentazione. Questi a loro volta si distinguono in *On/Off*, quando funzionano soltanto in posizione completamente aperta o completamente chiusa, ed in *regolazione*, quando funzionano in qualunque posizione.

Le *paratoie* sono elementi metallici mobili di apertura e chiusura, montate su un supporto solitamente murario. Ne esistono di diversi tipi: piane, piane multiple, a settore, anulari, vinciane ed a ventola. Si descrive soltanto la tipologia di paratoia piana, in quanto trattata nel caso studio del presente lavoro di tesi.

Le *paratoie piane* sono costituite da un diaframma piano a forma rettangolare scorrevole all'interno di gargami laterali inghisati nelle pile.

I carichi da vincere per il sollevamento delle paratoie sono: il peso proprio della paratoia (incluse le eventuali zavorre, che hanno lo scopo di permettere la chiusura a gravità sotto flusso), le resistenze di attrito generate dal contatto delle tenute laterali con le relative sedi di tenuta inghisate nelle pile e le resistenze di attrito delle ruote di scorrimento.

L'opera di scarico viene realizzata nella parte a livello più basso della cassa di espansione.

Proprio per realizzare gli obiettivi prima descritti, gli scarichi sono oggetti di particolare attenzione da parte dei progettisti per il loro progetto e la loro costruzione, in quanto fondamentali per il corretto funzionamento del bacino artificiale. La normativa prevede che gli scarichi siano dimensionati per far fronte alla massima portata di piena sul bacino, oltre che in funzione del tempo di svuotamento (Del Tedesco, Tecnica - Gli scarichi della diga, 2010).

Il tempo di svuotamento è strettamente correlato alle dimensioni degli organi di scarico poiché in assenza di organi meccanici di regolazione la cassa si svuota più rapidamente. In base al tempo di svuotamento della cassa, si può stabilire dopo quanto tempo la cassa sia in grado di ripristinare le condizioni preesistenti e di fronteggiare eventi di piena consecutivi. È importante che la cassa non abbia tempi di svuotamento eccessivi per non aggravare i problemi di sifonamento degli argini.

### 2.2.5. La vasca di dissipazione

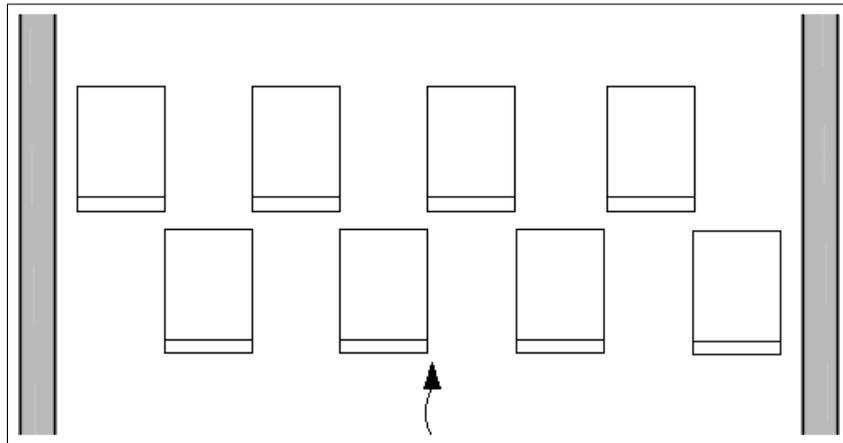
A valle delle opere di sbarramento, con lo scopo di evitare le possibili erosioni dell'alveo per effetto della elevata velocità che possono avere le correnti idriche all'uscita dalle opere di scarico, si realizza la *vasca di dissipazione*. L'elevata velocità della corrente sfiorata è legata a ciò che si verifica a valle degli sfioratori di una diga: una portata molto elevata passa dalla quota della soglia di sfioro a quella in alveo, con la conseguente trasformazione dell'energia potenziale in energia cinetica. È proprio la grande energia cinetica che può causare pericolosi fenomeni di erosione dell'alveo, e quindi danni ingenti.

La funzione della vasca di dissipazione è quella di agevolare la formazione della corrente lenta a valle del manufatto, confinando entro l'opera stessa la corrente ad alta velocità e forte turbolenza. La dissipazione avviene per: *frantumazione*, l'aria assorbe l'energia delle correnti dotate di alta velocità, *macro-scabrezza*, diverse file di ostacoli continui o discontinui sul fondo della vasca producono delle perdite di carico localizzate e *risalto idraulico*, con il quale si provoca la corrente lenta per mezzo di un ostacolo.

Le tipologie generalmente adottate sono: a vasca, a scalinata o gradinata, a pozzo, a gradini contrapposti ed a chiocciola.

Per evitare l'erosione a valle dello scarico, spesso si riveste l'alveo con la realizzazione di platee in calcestruzzo, in muratura di pietrame, con massi in roccia o elementi prefabbricati in calcestruzzo di varia forma. Questi elementi sono disposti fino ad una distanza dallo scarico tale per cui la corrente è diventata lenta tramite risalto idraulico o l'erosione non risulta pericolosa.

Nel caso di realizzazione di una platea, può essere a fondo piatto orizzontale o leggermente in contropendenza oppure essere dotata di elementi dissipatori posizionati sia nella sezione d'ingresso che in sezioni intermedie (Valentini web 2002). Tali elementi sono delle traversine a sezione rettangolare o trapezia, con altezza di solito crescente nel verso del moto. Nella realizzazione di più file successive, è importante che gli elementi siano sfalsati rispetto agli elementi delle file adiacenti. Si considerino, ad esempio, due file di traversine parallele e sfalsate mostrate in **Figura 2.8**; gli elementi della seconda fila sono colpiti da una corrente adagiata sul fondo della vasca di dissipazione e, quindi, l'impatto è più efficace (Cannarozzo, 2017).



**Figura 2.8** Vista in pianta di due file di traversine sfalsate in una vasca di dissipazione

### 2.3. Normativa

Il Decreto del Presidente della Repubblica n. 1363, “Approvazione del regolamento per la compilazione dei progetti, la costruzione e l’esercizio delle dighe di ritenuta” del 1959, è l’unico regolamento approvato per la compilazione dei progetti, la costruzione e l’esercizio degli sbarramenti in ritenuta, dighe e traverse. Tale regolamento è applicato a tutti gli sbarramenti la cui altezza superi i 10 metri, a quelli di minore altezza<sup>1</sup> che determinino un volume di invaso<sup>2</sup> superiore ai 100.000 m<sup>3</sup> e, infine, anche alle opere di ritenuta destinate alla formazione di serbatoi idrici artificiali realizzati fuori alveo, come specificato in seguito nella Circolare del Ministro dei LL.PP n. 352, “Prescrizioni inerenti all’applicazione del regolamento sulle dighe di ritenuta approvato con decreto del Presidente della Repubblica 1° novembre 1959, n. 1363” (1987).

Il d.p.r. descrive nella prima parte le norme generali per la progettazione, costruzione ed esercizio, ciascuno in tre differenti capitoli, e fornisce nella seconda le definizioni e le basi teoriche per progetto, analisi e verifiche.

Nonostante in questa tesi non si attenzionino gli aspetti relativi al progetto dell’opera idraulica, comprensiva del calcolo del volume di una cassa di espansione e della successiva scelta di tipologia, scavo di materiali, indagine delle condizioni geomorfologiche, e così via, ma si è interessati alla sola operazione di collaudo, si sceglie comunque di riportare in questo paragrafo un breve riassunto di quanto indicato complessivamente nel Decreto del Presidente della Repubblica n. 1363 (1959).

<sup>1</sup> Dalla (Circolare P.C.M. n. DSTN/2/22806, 1995) nel punto F – a), “con il termine di «altezza» si intende la differenza tra la quota del piano di coronamento, ovvero del ciglio più elevato di sfioro nel caso di traverse prive di coronamento, e quella del punto più depresso dei paramenti da individuare su una delle due linee di intersezione tra paramenti e piano di campagna”.

<sup>2</sup> Dalla (Circolare P.C.M. n. DSTN/2/22806, 1995) nel punto F – b), “con il termine «volume di invaso» si intende la capacità del serbatoio compresa tra la quota più elevata delle soglie sfioranti degli scarichi, o della sommità delle eventuali paratoie (quota di massima regolazione), e la quota del punto più depresso del paramento di monte da individuare sulla linea di intersezione tra detto paramento e piano di campagna”.

### 2.3.1. I progetti

Il Capitolo I, relativo ai progetti, fornisce le indicazioni per la redazione di:

- *Progetti di massima*, art. 1, redatti in base a rilievo diretto, topografico e geologico, della zona d'imposta dell'opera e del territorio interessato dall'invaso, e corredati da una relazione geognostica preliminare.
- *Progetto esecutivo*, art. 2, firmato in tutti i suoi allegati dall'ingegnere progettista e dal richiedente la concessione o concessionario della derivazione e corredato da diversi allegati. Tra questi la relazione tecnica generale, quella geognostica definitiva con risultati di prove ed indagini, quella idraulica che stabilisce la portata massima di piena prevedibile e le informazioni legate allo smaltimento di essa, quella relativa ai materiali come malte e conglomerati, quella sulle prove del terreno di fondazione, il piano degli apparecchi da installare per il controllo del comportamento dello sbarramento durante la costruzione e l'esercizio, la corografia con indicazione del bacino imbrifero tributario del serbatoio e del territorio a valle in quanto interessato dal serbatoio stesso e la planimetria di rilievo diretto del serbatoio e della zona di imposta.

La Circolare del Ministro dei LL.PP n. 352 (1987) richiede tra gli allegati anche la determinazione delle caratteristiche dell'onda di piena conseguente all'ipotetico collasso dello sbarramento e la individuazione delle aree soggette ad allagamento ai fini della protezione civile, oltre che lo schema dell'impianto elettromeccanico delle apparecchiature di comando e di controllo degli organi di scarico.

Il progetto è presentato in originale in bollo e tre copie all'Ufficio Periferico, che trasmette una copia alla autorità militare competente per territorio, per accertarne la rispondenza alle eventuali clausole imposte nell'interesse della difesa nazionale. Infine, il Servizio Nazionale Dighe esamina il progetto esecutivo e lo invia successivamente al Consiglio superiore dei lavori pubblici per esame e parere.

Il progetto e la costruzione delle opere e degli interventi di tutti gli sbarramenti di ritenuta del territorio nazionale rispettano le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti (2014) in cui vengono fornite tutte le indicazioni utili.

- *Verifiche statiche*, art. 3, con i calcoli di stabilità e resistenza esposti riproducendo integralmente, fino alle formule finali, il metodo adottato, qualora questo non sia di comune dominio, e l'applicazione numerica di esso allo sbarramento progettato.
- *Foglio di condizioni*, art. 6, per la costruzione e quello per l'esercizio e la manutenzione, approvati entrambi dal Servizio Nazionale Dighe, come indicato dall'art. 24, comma 3, lettera g), del Decreto del Presidente della Repubblica n. 85 (1991).

### 2.3.2. La costruzione

Il Capitolo II, relativo alla costruzione, fornisce le indicazioni per:

- *Autorizzazione all'esecuzione dei lavori*, art. 7, dall'ufficio competente del Genio civile, il quale ne avverte immediatamente il Servizio Dighe.
- *Direzione dei lavori*, art. 8: l'ingegnere direttore dei lavori, qualora non sia anche progettista, deve firmare il progetto esecutivo, assumendone ogni responsabilità per quanto riguarda le modalità costruttive e la rispondenza dell'opera ai disegni e alle altre caratteristiche del progetto approvato.

- *Vigilanza dei lavori*, art. 9, eseguita dal Servizio dighe durante tutte le fasi della costruzione, raccogliendo i dati e sorvegliando i sistemi di lavoro, disponendo accertamenti e verifiche ritenute necessarie.
- *Prove preliminari sui materiali*, art. 10, presso laboratori specializzati, dirette ad accertarne: il peso specifico, il modulo di elasticità, le resistenze meccaniche, la permeabilità e le altre caratteristiche di cui è ritenuta utile la conoscenza;
- *Assistenza governativa*, art. 11, al fine di controllare l'impiego dei materiali e l'osservanza delle buone norme costruttive. L'assistente governativo raggiunge il cantiere prima dell'inizio dei lavori e resta poi permanentemente sul posto, riferendo periodicamente all'ufficio sullo svolgimento dei lavori stessi, nonché sui risultati delle prove di cantiere.
- *Controllo dei materiali durante la costruzione*, art. 12, con il prelievo, la conservazione, la spedizione e le modalità di prova dei campioni dei materiali impiegati negli sbarramenti murari, in conformità delle vigenti «Norme per l'accettazione e il collaudo dei materiali da costruzione».
- *Autorizzazione all'invaso*, art. 13, da parte dell'Ufficio periferico, solo delle parti che hanno raggiunto una sufficiente stagionatura. L'invaso delle acque fino al raggiungimento del livello di massimo invaso sarà consentito per la prima volta in occasione del collaudo.
- **Collaudo**, art. 14. Tale passaggio viene maggiormente argomentato nel **paragrafo 2.4** essendo l'oggetto principale del presente elaborato di tesi.

### 2.3.3. L'esercizio

Il Capitolo III, relativo all'esercizio, fornisce le indicazioni per:

- *Vigilanza durante l'esercizio*, art. 15, con personale adatto che risiederà nelle immediate vicinanze in apposita casa di guardia collegata, in modo sicuro, telefonicamente o con impianto radio, con la rete telefonica pubblica e con la più prossima sede della ditta concessionaria.
- *Obblighi del richiedente la concessione o concessionario*, art. 16, quali l'assicurare completa e perfetta manutenzione dell'opera in ogni sua parte e dei relativi accessi. Particolare attenzione viene data nella Circolare del Ministro dei LL.PP n. 352 (1987) agli organi di scarico, in quanto dal loro funzionamento e manutenzione dipende la sicurezza tanto da ritenerli prevalenti rispetto ad altre esigenze.
- *Accertamenti periodici di controllo*, art. 17, da parte dell'ingegnere dell'Ufficio periferico almeno due volte all'anno e possibilmente negli stati di massimo e minimo invaso. A fine visita viene redatto un verbale trasmesso al Sede Centrale del Servizio Nazionale Dighe.
- *Provvedimenti d'urgenza*, art. 18, imposti dall'Ufficio periferico al richiedente la concessione o concessionario, all'insorgere di dubbi sulla stabilità dello sbarramento che possano mettere in pericolo l'incolumità pubblica.
- *Osservazioni e misure*, art. 19, riportate in un apposito registro a cura del richiedente la concessione o concessionario, come varie misure di controllo, delle perdite attraverso l'opera, misure giornaliere, la descrizione dei lavori di manutenzione ordinaria eseguiti, delle caratteristiche di lesioni nello sbarramento e nelle opere accessorie ed i provvedimenti presi.

## 2.4. Il collaudo

Il termine di collaudo, dal latino cum-laude, ovvero "a opera d'arte", è un atto unilaterale complesso di natura tecnica, economica ed amministrativa, disposto dal Committente, al quale si perviene a conclusione dell'opera. Ha due scopi: accertare la buona esecuzione dell'opera e liquidare il corrispettivo all'appaltatore con conseguente sua liberazione definitiva dal rapporto contrattuale. È un vero e proprio giudizio finale e costituisce l'atto definitivo di approvazione dell'opera (Pecorella 2008).

Deve essere inteso in due diversi sensi: come *collaudo tecnico-amministrativo*, finalizzato alla certificazione della corretta esecuzione dell'opera, e come *collaudo statico*, inteso come l'attività di accertamento tecnico specialistico per la verifica della sicurezza. Anche se separati e ben distinti, è importante l'acquisizione del certificato del collaudo statico al fine di considerare corretto il compimento della procedura di collaudo amministrativo nelle opere pubbliche (Angotti, Colacino e Renzelli 2008).

L'oggetto del *collaudo tecnico-amministrativo* è descritto nel titolo X - Collaudo dei lavori, Capo I - Disposizioni preliminari, art. 215, del Decreto del Presidente della Repubblica n. 207 (2010): "il collaudo ha lo scopo di verificare e certificare che l'opera o il lavoro sono stati eseguiti a regola d'arte e secondo le prescrizioni tecniche prestabilite, in conformità del contratto, delle varianti e dei conseguenti atti di sottomissione o aggiuntivi debitamente approvati. Il collaudo ha altresì lo scopo di verificare che i dati risultanti dalla contabilità e dai documenti giustificativi corrispondono fra loro e con le risultanze di fatto, non solo per dimensioni, forma e quantità, ma anche per qualità dei materiali, dei componenti e delle provviste, e che le procedure espropriative poste a carico dell'appaltatore siano state espletate tempestivamente e diligentemente. Il collaudo comprende altresì tutte le verifiche tecniche previste dalle leggi di settore".

In certi casi, con lavori di importo limitato (fino a 500.000 euro) e non particolarmente complessi, il *certificato di corretta esecuzione* sostituisce il collaudo. Questo certificato viene emesso non oltre tre mesi dalla data di ultimazione dei lavori dal direttore dei lavori e va confermato dal responsabile del procedimento ed approvato dall'amministrazione.

Nell'art. 215 del Decreto del Presidente della Repubblica n. 207 (2010) vengono descritti i casi per cui il collaudo in corso d'opera è obbligatorio; tra questi il punto e) "nel caso di opera o lavoro comprendenti significative e non abituali lavorazioni non più ispezionabili in sede di collaudo finale", nel quale ricadono la maggior parte delle opere. Il collaudo è obbligatorio in tutti i contratti di opere pubbliche.

Le operazioni di collaudo devono essere svolte da un soggetto rimasto estraneo alla progettazione dell'opera, alla direzione dei lavori ed a qualsiasi attività di controllo sugli stessi e, quindi, in una posizione che assicuri l'imparzialità dei suoi giudizi (Studio Ing. Silvio Petrillo s.d.). Infatti, il collaudatore, per lo svolgimento del collaudo finale, viene nominato entro trenta giorni dalla data di ultimazione dei lavori. Il collaudo deve essere eseguito da un ingegnere o da un architetto, iscritto all'albo da almeno dieci anni (Legge n. 1086 1971).

Le *Norme tecniche per le costruzioni* dal Decreto Ministeriale del 2018 definiscono l'operazione di *collaudo statico* come una procedura finalizzata alla valutazione e giudizio sulle prestazioni delle opere e delle componenti strutturali comprese nel progetto ed eventuali varianti, oltre che della qualità dei materiali utilizzati. Sono soggette obbligatoriamente a collaudo statico tutte le opere di ingegneria civile.

Il collaudo statico comprende l'ispezione dell'opera nelle varie fasi costruttive dell'opera e, infine, anche nel suo complesso, confrontando il progetto depositato in cantiere con il costruito. Il Collaudatore, come specificato nel Decreto Ministeriale del 2018, controlla che siano state rispettate tutte le prescrizioni progettuali e siano stati eseguiti i controlli sperimentali.

Effettua l'esame dei certificati delle prove sui materiali e quelli dei controlli in stabilimento e nel ciclo produttivo ed inoltre il controllo dei verbali e dei risultati delle eventuali prove di carico, fatte eseguire dal Direttore dei lavori. Il Collaudatore, nell'ambito delle sue responsabilità, deve anche esaminare: il progetto dell'opera in ambito strutturale e geotecnico, gli schemi di calcolo e le azioni considerate; le indagini eseguite nelle fasi di progettazione e costruzione; la relazione a strutture ultimate del Direttore dei lavori.

Alla fine, è il Collaudatore ad effettuare tutti quegli accertamenti, studi, indagini, sperimentazioni e ricerche utili per formarsi il convincimento della sicurezza, della durabilità e della collaudabilità dell'opera, per mezzo di prove di carico, prove sui materiali messi in opera, anche mediante metodi non distruttivi e del monitoraggio.

In caso di esito positivo del collaudo, la procedura si conclude con l'emissione del *certificato di collaudo*. Le opere non possono essere poste in esercizio prima dell'effettuazione del collaudo statico.

Nel caso di difetti e mancanze nell'esecuzione dei lavori tali da rendere il lavoro assolutamente inaccettabile, l'organo di collaudo rifiuta l'emissione del certificato di collaudo. Altrimenti, se riparabili in breve tempo, l'organo di collaudo prescrive specificatamente le lavorazioni da eseguire ed il certificato di collaudo non è rilasciato sino a che da apposita dichiarazione del direttore dei lavori, confermata dal responsabile del procedimento, risulti che l'esecutore abbia completamente e regolarmente eseguito le lavorazioni prescritte (Studio Ing. Silvio Petrillo s.d.).

Il certificato di collaudo ha carattere provvisorio e assume carattere definitivo decorso due anni dall'emissione del medesimo. Decorso tale termine, il collaudo si intende tacitamente approvato ancorché l'atto formale di approvazione non sia intervenuto entro due mesi dalla scadenza del medesimo termine. Fino a collaudo definitivo, l'appaltatore è quindi tenuto alla garanzia per le difformità e i vizi dell'opera "ancorché riconoscibili" in sede di collaudo provvisorio (Codice civile - Regio Decreto n. 262 1942).

Nell'art. 235 del Decreto del Presidente della Repubblica n. 207 (2010) vengono definiti lo svincolo della cauzione alla data di emissione del certificato di collaudo provvisorio ed il pagamento della rata di saldo non oltre il novantesimo giorno dall'emissione del certificato.

Per quanto riguarda invece il caso specifico delle dighe, da Circolare del Ministro dei LL.PP n. 352 (1987), il collaudo viene "effettuato per designazione del presidente della IV sezione del Consiglio superiore dei lavori pubblici, da una commissione collaudatrice presieduta da un ingegnere dell'Amministrazione dei lavori pubblici con qualifica non inferiore a primo dirigente e comprendente un ingegnere del servizio dighe che sia a conoscenza dello svolgimento dei lavori.

La commissione può inoltre comprendere, nei casi di maggiore rilevanza, un ingegnere con almeno cinque anni di attività prestata al servizio idrografico, un funzionario amministrativo a conoscenza della pratica di concessione di derivazione, esperti in altre specializzazioni tecniche. La commissione può essere nominata sin dall'inizio dei lavori e comunque deve essere nominata prima degli invasi sperimentali. La commissione dovrà almeno una volta all'anno dare comunicazione delle operazioni e delle osservazioni eseguite al presidente della IV sezione del Consiglio superiore dei lavori pubblici". Dunque, secondo il Decreto del Presidente della Repubblica n. 1363 (1959) e la Circolare del Ministro dei LL.PP n. 352 (1987), il potere di

nomina della Commissione di collaudo è da attribuire al presidente della IV sezione del Consiglio superiore dei lavori pubblici. A tale proposito viene mosso il quesito dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti sull'individuazione del soggetto con potere di nomina delle Commissioni di collaudo dopo l'istituzione del Registro Italiano Dighe (il cui acronimo è R.I.D.).

Il Consiglio di Stato (Sez. II 31 marzo 2004) afferma che «l'attività delle commissioni di collaudo, che sono tenute a certificare la sicurezza degli sbarramenti nella delicata fase di primo riempimento, costituisce un momento del più ampio procedimento di autorizzazione al regolare esercizio del medesimo, ed è di competenza del R.I.D». A seguito del parere predetto, il potere di nomina della Commissione risulta attribuito al Direttore Generale del Registro Italiano Dighe. Ma dopo la soppressione del R.I.D. a seguito della Legge n. 286, art. 1, commi 170 e 171 (2006), tale potere viene attribuito al Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche.

Per quanto attiene alle *paratoie* si deve dare atto che, in assenza di precise disposizioni normative, detti dispositivi sono stati in passato frequentemente ritenuti esclusi dagli adempimenti relativi alle strutture resistenti in acciaio, essendo invece considerati parti di impianti elettromeccanici. In tali casi, per le dighe già collaudate ex art. 14 Decreto del Presidente della Repubblica n. 1363 (1959), non si ritiene di dover dare corso ad ulteriori accertamenti, salvo situazioni particolari motivate; mentre per le dighe non ancora collaudate ai sensi del regolamento dighe è opportuno che i collaudatori, ex art. 14 Decreto del Presidente della Repubblica n. 1363 (1959), acquisiscano i collaudi funzionali impiantistici disponibili o le certificazione del produttore delle paratoie stesse e/o procedano a verifiche tecnico-funzionali indipendenti.



### 3. Quadro teorico

Lo scopo dell'elaborato è la verifica delle condizioni di stabilità dal punto di vista geotecnico degli argini che delimitano il bacino artificiale di una cassa di espansione, oltreché dello sbarramento a valle dell'opera, soggetti all'operazione di collaudo.

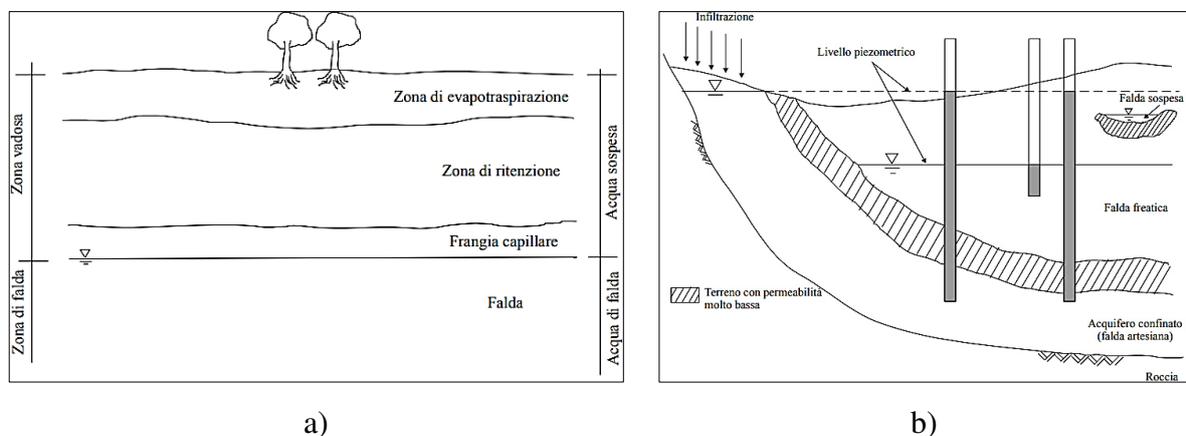
L'operazione di collaudo di una cassa di espansione viene eseguita, ai sensi dell'art. 14 del Decreto del Presidente della Repubblica n. 1363 (1959) precedentemente descritto nel **paragrafo 2.4**, con l'incremento graduale del livello di invaso fino al raggiungimento della quota del ciglio di sfioro sul manufatto di sbarramento, posto a valle del bacino artificiale.

Per affrontare questo studio, si devono prima rivedere i concetti teorici necessari per la comprensione ed analisi dei risultati ottenuti.

In particolare, vengono descritti in questo capitolo le basi teoriche dei moti di filtrazione nel terreno in una prima parte ed i concetti base per la modellazione numerica agli elementi finiti nella seconda parte. Le analisi del caso studio sono eseguite attraverso l'utilizzo di un programma bidimensionale agli elementi finiti, il software RS2 del pacchetto Rocscience, analizzato poi in una terza parte del capitolo.

#### 3.1. I moti di filtrazione

Le conseguenze della presenza dell'acqua nel terreno sono uno dei maggiori problemi affrontati nel campo dell'ingegneria geotecnica. In un generico deposito di terreno, mostrato in **Figura 3.1-a**, è possibile distinguere differenti zone in cui l'acqua è presente in condizioni di saturazione diverse: lo strato prossimo alla superficie è la *zona di evapotraspirazione* in cui l'acqua è in parte ritenuta ed in altra parte assorbita dalla vegetazione, più in profondità si trova la *zona di ritenzione* in cui l'acqua si è infiltrata ed è immobile, a seguire la *frangia capillare* in cui per capillarità e tensione superficiale l'acqua risale tra i vuoti del terreno. Questi tre strati costituiscono la *zona vadosa*. Infine, nella parte più profonda del deposito si osserva la *zona di falda* o *acquifero*, completamente satura. Assumendo nulla la pressione atmosferica, nella zona vadosa la pressione dell'acqua sarà inferiore ad essa e quindi negativa.



**Figura 3.1** Deposito di terreno e presenza dell'acqua (Facciorusso, Madiari e Vannucchi, 2011)

In **Figura 3.1-b** vengono mostrate tre diverse condizioni di falda: la *falda freatica* è delimitata da uno strato non permeabile inferiormente e da una *superficie* detta *freatica* con acqua a pressione atmosferica; la *falda sospesa* con lo strato non permeabile inferiore meno esteso; la *falsa artesia* incanalata fra due strati impermeabili con l'acqua a pressione maggiore di quella atmosferica, come in una tubazione in pressione.

L'acqua nel terreno può presentarsi in condizione di quiete o di moto. Nel caso in cui fosse in moto, questo può distinguersi in due tipologie: *flusso stazionario* o *permanente*, in cui la quantità di acqua che entra in un elemento di terreno è uguale alla quantità uscente, o il caso contrario chiamato *flusso non stazionario* o *vario*.

I *moti di filtrazione* (Lancellotta, 1987) si verificano da un punto cui compete una certa energia ad un altro cui corrisponde una quantità di energia inferiore. L'energia di cui si parla è data dalla somma di due diversi contributi: l'energia cinetica e quella potenziale. L'energia cinetica è legata alla velocità del fluido, mentre quella potenziale alla posizione del punto e alla pressione del liquido nello stesso punto.

Un elemento liquido di peso unitario in moto possiede un'energia descritta sotto forma di altezze per mezzo dell'*equazione di Bernoulli* (6) che definisce  $H$ , il *carico effettivo* o *altezza totale*, come somma di tre contributi: la *quota geometrica*  $\zeta$  che è la distanza del punto considerato da un piano di riferimento arbitrario  $\zeta = 0$ , l'*altezza piezometrica*  $u/\gamma_w$  che è la distanza di risalita dell'acqua per effetto della sua pressione  $u$  ed, infine, l'*altezza cinetica*  $v^2/2g$  dovuta alla velocità dell'acqua.

$$H = \zeta + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (6)$$

Dato che nei problemi di filtrazione le velocità del fluido sono molto piccole rispetto agli altri due termini, l'altezza cinetica può essere trascurata e nei calcoli si può fare riferimento, senza apprezzabili errori, solo alla *quota piezometrica*  $h$ , data soltanto dalla somma dei primi due contributi.

La differenza  $\Delta h$  di quota piezometrica tra due punti distinti rappresenta la perdita di carico effettivo dovuta al flusso dell'acqua nel terreno. Il rapporto tra la perdita di quota piezometrica  $\Delta h$  e il tratto di lunghezza  $L$  in cui tale perdita si verifica è definita *gradiente idraulico*  $i$ .

### 3.1.1. Misura dell'altezza piezometrica

La conoscenza dell'altezza piezometrica  $u/\gamma_w$  è particolarmente importante nella meccanica dei terreni, in quanto a partire dalla pressione interstiziale è possibile la calcolare le tensioni efficaci  $\sigma'_{ij}$ .

L'interazione tra fluido interstiziale e particelle solide è descritta dal *principio degli sforzi efficaci* formulato da *Terzaghi* (1923), secondo cui le tensioni totali  $\sigma_{ij}$ , agenti nel mezzo continuo bifase costituito dalla fase solida e dalla fase liquida, sono espresse come somma delle tensioni efficaci  $\sigma'_{ij}$ , agenti nello scheletro solido, e delle pressioni neutre  $u$ , agenti nell'acqua (7). Nell'equazione  $\delta_{ij}$  è il simbolo di Kronecker che è pari a 1 per  $i$  uguale a  $j$  e pari a 0 per  $i$  diverso da  $j$ . L'acqua non è in grado di sostenere le tensioni tangenziali, che gravano esclusivamente sullo scheletro solido.

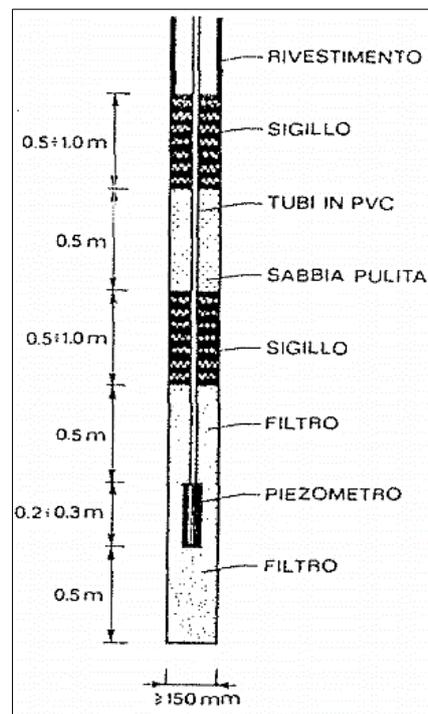
$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + \delta_{ij} \cdot u \quad (7)$$

Al fine di valutare l'altezza piezometrica o pressione dell'acqua in un punto generico di un ammasso di terreno, si utilizza il *piezometro*, o *cella piezometrica*, elemento poroso cavo pieno d'acqua, la cui pressione è uguale a quella dell'ambiente circostante. La sua presenza non altera il regime delle pressioni neutre.

Come descritto da Lambe e Whitman (1969), l'impiego maggiore è quello del piezometro introdotto da Casagrande (1946), costituito da una capsula porosa in ceramica con lunghezza pari a 200 - 300 mm e diametro di 30 - 50 mm, inserita in un filtro di sabbia, priva di frazione limo-argillosa, che drena l'acqua portando a ritardi, o time-lag, nella misura relativamente brevi. L'estremità superiore è collegata a due tubicini rigidi in PVC di diametro 12.5 mm per il raccordo in superficie. L'installazione di un piezometro, mostrato in **Figura 3.2**, avviene secondo sette fasi operative, descritte in Lancellotta (1987):

1. Una volta ultimato il sondaggio con il rivestimento in opera, il foro viene riempito di malta di cemento, bentonite ed acqua fino a 50 cm sotto la quota prevista per il piezometro.
2. Ritirando man mano il rivestimento, si realizza il filtro di 50 cm di sabbia pulita.
3. Si pone in opera il piezometro, collegando accuratamente i tubi di andata e ritorno in modo da essere sicuri della perfetta tenuta dei giunti.
4. Attorno al piezometro si continua il filtro in sabbia ed il ritiro del rivestimento.
5. Si effettua la posa di un tappo o sigillo impermeabile costituito da palline di bentonite costipate con pestello, con ritiro ulteriore del rivestimento.
6. Si realizza un altro strato di 50 cm di sabbia pulita e un secondo sigillo impermeabile.
7. Cementazione del tratto di foro rimanente, con malta di cemento, bentonite ed acqua per 50 cm, come nel caso del primo riempimento.

Nei casi in cui siano state installate all'interno della stessa perforazione due celle Casagrande, a differenti profondità, si realizza un tappo impermeabile che consente il completo isolamento fra le due celle piezometriche.



**Figura 3.2** Schema di installazione del piezometro Casagrande (Lancellotta, 1987)

### 3.1.2. La permeabilità

Il moto di un liquido reale può essere di tipo *laminare* o *turbolento*. Nel primo caso ogni particella segue un percorso che non interferisce con la traiettoria delle altre; il contrario avviene per il moto turbolento.

La differenza fra le due tipologie di moto è descritta dal numero di Reynold  $R$ , determinato come il rapporto tra il prodotto di velocità, diametro del condotto e densità del liquido ed il coefficiente di viscosità. Per valori di  $R$  minori di 2000 il flusso è laminare, tra 2000 e 3000 il flusso laminare perde la sua stazionarietà e si ricade nel regime di transizione, per valori maggiori di 3000 nasce il regime turbolento.

Nel caso di moto laminare, la velocità di flusso attraverso un mezzo poroso può essere legata al gradiente idraulico tramite la *legge di Darcy* (1856) (8), in cui  $k$  è il *coefficiente di conducibilità idraulica* o di *permeabilità*.

$$v = k \cdot i \quad (8)$$

Il coefficiente di permeabilità è un parametro geotecnico che distingue in modo marcato il diverso comportamento macroscopico dei terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie) da quello dei terreni a grana fine (limi e argille).

I terreni a grana grossa hanno una elevata permeabilità ( $k > 10^{-6} \text{ m/s}$ , come osservabile in **Figura 3.3**) e si comportano come un sistema aperto con libero flusso dell'acqua ed una eventuale sovrappressione interstiziale, generata da una qualunque causa ne turbi l'equilibrio originario, si dissipa in tempi estremamente brevi. Il comportamento del materiale in campo statico può essere analizzato in *condizioni drenate*, prendendo cioè in esame le condizioni di equilibrio idrostatico o di flusso stazionario, e trascurando il moto di filtrazione transitorio che porta alla dissipazione delle sovrappressioni dell'acqua interstiziale.

I terreni a grana fine, invece, data la loro ridotta permeabilità ( $k < 10^{-6} \text{ m/s}$ ), quando soggetti ad una modifica dello stato tensionale si comportano inizialmente come un sistema chiuso, senza moto di filtrazione e tale condizione è definita *non drenata*. Successivamente si instaura un flusso in regime transitorio di lunga durata, definito processo di *consolidazione*, durante il quale si ha una variazione delle caratteristiche di resistenza, di deformabilità e dello stato tensionale efficace. Quando la sovrappressione dell'acqua si è completamente dissipata, si hanno le condizioni drenate.

TIPO DI TERRENO	k (m/s)
Ghiaia pulita	$10^{-2} - 1$
Sabbia pulita, sabbia e ghiaia	$10^{-5} - 10^{-2}$
Sabbia molto fine	$10^{-6} - 10^{-4}$
Limo e sabbia argillosa	$10^{-9} - 10^{-5}$
Limo	$10^{-8} - 10^{-6}$
Argilla omogenea sotto falda	$< 10^{-9}$
Argilla sovraconsolidata fessurata	$10^{-8} - 10^{-4}$
Roccia non fessurata	$10^{-12} - 10^{-10}$

**Figura 3.3** Valori orientativi del coefficiente di conducibilità idraulica  $k$  (Facciorusso, Madiati e Vannucchi, 2011)

Nel caso di deposito di terreno stratificato, ogni strato  $i$ -esimo è caratterizzato da un certo spessore  $H_i$ , dai coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale  $k_{h_i}$  e verticale  $k_{v_i}$ . La stima di un coefficiente di permeabilità medio è dipendente dalla direzione del moto di filtrazione che può essere in parallelo, ovvero parallelamente agli strati, o in serie, ovvero ortogonale ad essi. Nel caso di *moto di filtrazione in parallelo*, il coefficiente di permeabilità medio orizzontale  $k_h$  è stimato attraverso la formula (9), come rapporto tra velocità media di filtrazione ed il gradiente idraulico. Con una serie di passaggi matematici, sfruttando la legge di Darcy e la definizione di portata, si ottiene il rapporto tra la sommatoria del prodotto tra il coefficiente di permeabilità in direzione orizzontale e lo spessore dell' $i$ -esimo strato e lo spessore totale del deposito.

$$k_h = \frac{v}{i} = \frac{\sum q_i}{i \cdot H} = \frac{\sum v_i \cdot H_i}{i \cdot H} = \frac{\sum k_{h_i} \cdot H_i}{H} \quad (9)$$

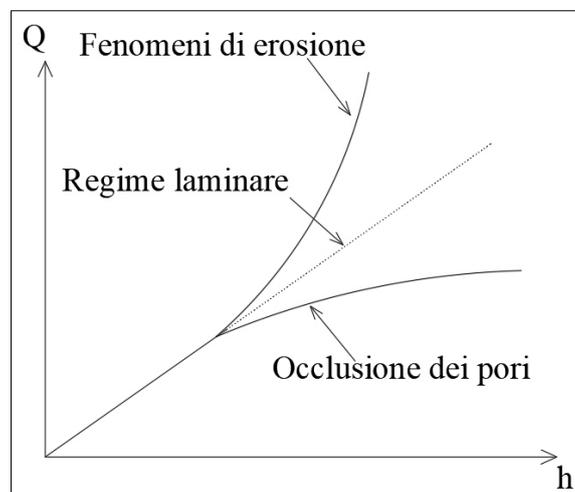
Nel caso di *moto di filtrazione in serie*, invece, la portata entrante è uguale a quella uscente per il principio di conservazione della massa e la velocità attraverso ogni strato è la stessa nell'ipotesi di incomprimibilità del fluido. Il coefficiente di permeabilità medio in direzione verticale  $k_v$  è espresso tramite la formula (10), come rapporto tra la velocità media di filtrazione ed il gradiente idraulico, espresso a sua volta come il rapporto la perdita di carico totale  $h$  ed il percorso di filtrazione  $H$ . Con una serie di passaggi matematici e sostituzioni, si trova l'espressione finale.

$$k_v = \frac{v}{i} = \frac{v}{\frac{h}{H}} = \frac{1}{\frac{h}{H}} \cdot \frac{h}{\sum \frac{H_i}{k_{v_i}}} = \frac{H}{\sum \frac{H_i}{k_{v_i}}} \quad (10)$$

Il coefficiente di permeabilità di un terreno può essere determinato con prove di laboratorio o in situ, come quelle a carico costante e a carico variabile.

Nella *prova di permeabilità a carico costante*, definita da Lancellotta (1987), si misurano i valori di portata  $Q$  sotto almeno tre valori diversi del carico idraulico  $h$ . Si pone in un grafico il carico idraulico in ascissa e la portata in ordinata, come in **Figura 3.4**; nel caso di regime laminare, la relazione tra le due grandezze è lineare, nel caso di regime turbolento, si osserva una curva con concavità rivolta verso l'alto, nel caso in cui nascano fenomeni di occlusione dei pori la concavità della curva è verso il basso.

$$k = \frac{Q}{F \cdot h} \quad (11)$$



**Figura 3.4** Deviazione dalle condizioni di regime laminare (Lancellotta, 1987)

Nel caso di *prova di permeabilità a carico variabile*, si ha una variazione di carico idraulico lineare nel tempo. Il coefficiente di permeabilità è calcolato con la formula (12), in cui  $A$  è l'area della sezione trasversale della cavità filtrante.

$$k = \frac{A}{F \cdot \Delta t} \cdot \ln \Delta h \quad (12)$$

### 3.1.3. L'equazione fondamentale del moto

La descrizione del moto di un fluido attraverso un mezzo poroso richiede che siano soddisfatte le seguenti equazioni: principio degli sforzi efficaci ed equazioni di continuità, di stato e di equilibrio dinamico.

Si considera un elemento infinitesimo di terreno di volume  $dx \cdot dy \cdot dz$ . Si indicano con  $(v_x, v_y, v_z)$  le componenti di velocità nelle tre direzioni  $(x, y, z)$ . Si ipotizza che il fluido e i grani del terreno siano incompressibili e che, quindi, i loro pesi specifici,  $\gamma_w$  e  $\gamma_s$ , siano costanti nel tempo. L'equazione di continuità esprime il principio di conservazione della massa. La differenza tra la quantità di massa in entrata e quella in uscita dall'elemento in esame in un intervallo di tempo  $dt$ , descritta nell'equazione (11) a sinistra dell'uguale, deve essere pari alla variazione di peso dell'elemento nello stesso intervallo di tempo, descritta alla destra dell'uguale.

$$-\gamma_w \cdot \left( \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) \cdot dx \cdot dy \cdot dz = \frac{\partial P_w}{\partial t} \quad (11)$$

Introducendo l'equazione di Darcy ed ipotizzando che la permeabilità sia costante lungo ciascuna delle tre direzioni, si ottiene l'espressione (12).

$$\gamma_w \cdot \left( k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) \cdot dx \cdot dy \cdot dz = \frac{\partial P_w}{\partial t} \quad (12)$$

Si introduce l'equazione di stato (13), in cui  $S_r$  è il grado di saturazione dato dal rapporto tra il volume d'acqua  $V_w$  e quello dei vuoti  $V_v$ ,  $e$  è l'indice dei vuoti dato dal rapporto tra il volume dei vuoti  $V_v$  e quello dello scheletro solido  $V_s$ .

$$\frac{\partial P_w}{\partial t} = \frac{\gamma_w}{(1+e)} \cdot \left( e \cdot \frac{\partial S_r}{\partial t} + S_r \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \right) \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad (13)$$

Si trova così l'*equazione generale di flusso*, riportata nella formula (14).

$$\left( k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) = \frac{1}{(1+e)} \cdot \left( e \cdot \frac{\partial S_r}{\partial t} + S_r \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (14)$$

Nel caso di moto di filtrazione permanente, per cui l'indice dei vuoti ed il grado di saturazione sono delle costanti, in un mezzo omogeneo, incompressibile ed idraulicamente isotropo, quindi con permeabilità costante nelle tre direzioni  $(x, y, z)$ , indicata genericamente come  $k$ , l'equazione fondamentale del moto si semplifica nell'equazione di Laplace (15).

$$\left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) = \nabla^2 h = 0 \quad (15)$$

La soluzione dell'equazione di Laplace è difficile da ottenere, e le metodologie per la sua risoluzione sono differenti: metodi analitici, analogici, fisici a scala ridotta, prototipi in vera grandezza, grafici e numerici.

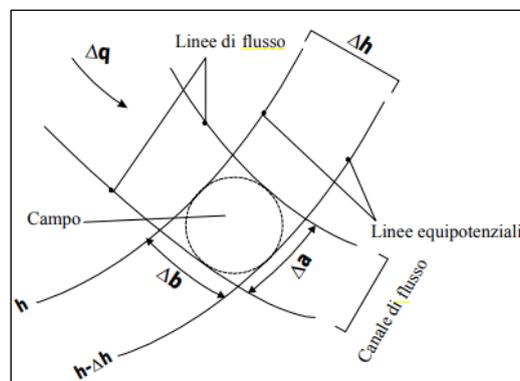
### 3.1.4. La rete idrodinamica

Nel caso di moto di filtrazione piano, ovvero bidimensionale, in un terreno omogeneo ed isotropo, si può dimostrare che esistono due famiglie di curve in grado di risolvere l'equazione di Laplace: le *linee di flusso* e le *equipotenziali* o *isopieziche*, che si tagliano ad angolo retto l'una con l'altra sotto le ipotesi sopradette. Un sistema costituito da tali curve costituisce una *rete idrodinamica*.

Le linee di flusso si definiscono come l'involuppo dei vettori velocità di filtrazione nominali ad un determinato istante di tempo  $t$ ; la tangente nel generico punto della linea di flusso fornisce la direzione del vettore velocità in quel punto ed in quel dato istante  $t$ . Quando il moto è stazionario, la linea di flusso coincide con la traiettoria o linea di corrente, definita come la curva percorsa da una assegnata particella liquida in tempi successivi. Tra due linee di flusso adiacenti si individua il *canale di flusso*, o *tubo di flusso*, attraverso il quale scorre una portata costante  $\Delta Q$ , nell'ipotesi di liquido incomprimibile.

Le linee equipotenziali sono curve lungo le quali si ha uguale energia potenziale, ovvero uguale quota piezometrica. La distanza tra due linee equipotenziali indica in quanto spazio si è dissipata una quantità costante di carico idraulico  $\Delta h$ .

L'area delimitata da due linee di flusso e due linee equipotenziali è definita *maglia*. Nel caso di moto bidimensionale, la maglia è detta *quadra*, ovvero le mediane hanno uguale lunghezza ed è possibile inscrivere una circonferenza tangente ai lati della maglia nei punti medi, come mostrato in **Figura 3.5**.



**Figura 3.5** Rete idrodinamica (Facciorusso, Madiari e Vannucchi, 2011)

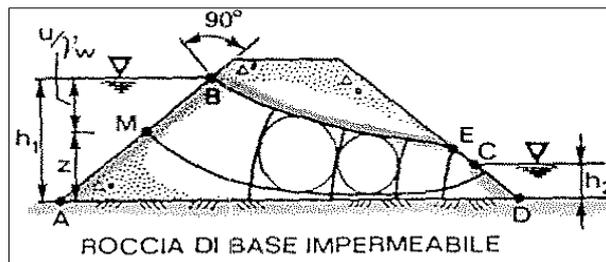
Per l'individuazione della rete idrodinamica, si devono verificare e precisare tutte le *condizioni al contorno*: le superfici impermeabili sono linee di flusso, mentre quelle a contatto con acqua libera sono linee equipotenziali. Il modo di filtrazione è definito *confinato* quando le condizioni al contorno della regione in cui avviene il moto sono note prima di risolvere l'equazione del moto stesso. In caso contrario è detto *non confinato*.

Il classico esempio di moto confinato è quello di un diaframma infisso in uno strato di terreno delimitato inferiormente da uno strato impermeabile, con una certa differenza di carico idraulico tra monte e valle.

Il tipico esempio di moto non confinato, invece, è il moto di filtrazione negli argini fluviali o nei corpi di dighe in terra; la localizzazione della superficie che delimita l'acqua durante il moto, detta freatica poiché a pressione atmosferica, non è nota.

### 3.1.5. La filtrazione in una diga in terra

In **Figura 3.6** è rappresentata la sezione trasversale di una diga di terra fondata su una base di roccia impermeabile con la relativa rete idrodinamica nel caso di moto stazionario. Le condizioni al contorno che è possibile individuare sono: il tratto  $\overline{AB}$  come isopiezica di monte,  $\overline{CD}$  isopiezica di valle, la linea di flusso  $\overline{AD}$ . La linea di filtrazione  $\overline{BE}$  si trova a pressione atmosferica e quindi il carico totale coincide con la quota geometrica, e non può essere definita né come linea di flusso né come linea equipotenziale. La difficoltà in questo genere di problema è proprio nella individuazione della linea  $\overline{BE}$ .



**Figura 3.6** Filtrazione in una diga in terra (Lancellotta, 1987)

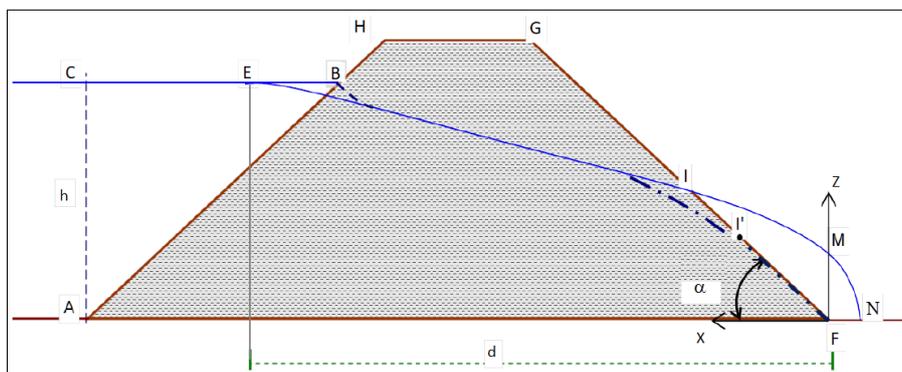
Un metodo analitico per la determinazione della superficie freatica parabolica è la soluzione di Casagrande, valida per materiale omogeneo ed isotropo. Lo schema è mostrato in **Figura 3.7**; il fuoco della parabola  $F$  si trova al piede a valle, in cui è posto il sistema di riferimento  $x-z$ . La parabola ha equazione (16) con il termine  $s$  espresso mediante la formula (17). Il punto  $E$  si trova assumendo il tratto  $\overline{BE}$  uguale al 30% del tratto  $\overline{BC}$ .

$$z^2 = s^2 + 2sx \quad (16)$$

$$s = \sqrt{d^2 + h^2} - d \quad (17)$$

La parabola a monte, in corrispondenza del punto  $B$ , viene corretta imponendo l'ortogonalità, come visibile in figura con la linea tratteggiata, poiché la faccia  $\overline{AB}$  è una isopiezica. Una ulteriore correzione va fatta a valle: la parabola interseca il tratto  $\overline{GF}$  della diga nel punto  $I$  andando a sovrastimare l'altezza; per questo motivo, attraverso la correzione (18) di Schaffernak-Van Iterson, si calcola la lunghezza  $\overline{FI'}$ .

$$\overline{FI'} = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (18)$$



**Figura 3.7** Schema geometrico per la soluzione in forma chiusa di Casagrande (Barla, 2019)

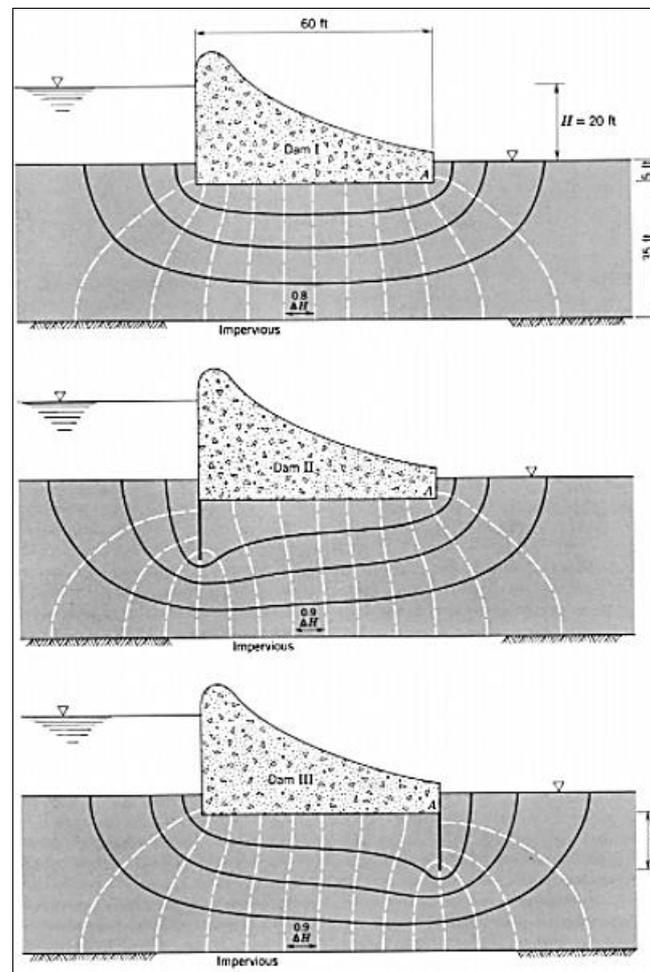
Per il calcolo della portata, si utilizza la formulazione di *Casagrande* (19) nel caso di angolo  $\alpha$  superiore ai  $30^\circ$ , altrimenti, in caso contrario, la formula di *Schaffernak* (20).

$$Q = -kl \sin \alpha \tan \alpha \quad (19)$$

$$Q = kl \sin^2 \alpha \quad (20)$$

Interessante per la presente trattazione è l'esempio riportato nel libro di Lambe e Whitman (1969) relativo ad una diga in calcestruzzo fondata su terreno isotropo e permeabile. In particolare, vengono mostrati tre differenti situazioni in **Figura 3.8**: il caso della diga I senza alcun diaframma in fondazione, della diga II con la presenza di un diaframma nel paramento di monte e, infine, della diga III con il diaframma nel paramento di valle.

La rete idrodinamica della diga I è perfettamente simmetrica rispetto all'asse della diga, mentre quelle degli altri due casi sono speculari. È facilmente calcolabile che la portata filtrante per la diga I è maggiore di quella degli altri due casi. Invece, il gradiente allo sbocco minore si ottiene ponendo il diaframma nel paramento di valle, quindi nel caso della diga III; al contempo, in questo stesso caso, la sottospinta delle pressioni neutre sulla base della diga è la maggiore.



**Figura 3.8** Effetto dei diversi dispositivi di controllo delle filtrazioni in fondazione

Come già accennato, i metodi per la risoluzione dei problemi di filtrazione sono molteplici. Una delle metodologie più importanti al giorno d'oggi è l'analisi numerica, di cui i principi e concetti fondamentali verranno esposti nel prossimo paragrafo.

### 3.2. Il metodo degli elementi finiti

I metodi numerici possono essere considerati ad oggi uno strumento di calcolo essenziale per ogni branca dell'ingegneria civile. L'ingegneria civile geotecnica parte dai principi della meccanica dei terreni e delle rocce al fine di investigare le condizioni e la stratigrafia del sottosuolo, di determinare le proprietà dei materiali, di valutare la stabilità di pendii naturali o depositi artificiali, di progettare opere e di monitorare le condizioni in situ.

Nella fase di progettazione, i metodi numerici consentono di definire un modello, ovvero una rappresentazione schematica e semplificata del problema reale, che tenga conto delle complesse proprietà dei materiali, condizioni di carico e condizioni al contorno e di ottenere da esso soluzioni sufficientemente approssimate. Dal momento che nel campo geotecnico l'incertezza è una delle principali problematiche, viene introdotto il *metodo di Terzaghi e Peck*, anche detto *osservazionale*, che si basa sull'interazione fra la progettazione delle opere, i metodi numerici ed il monitoraggio in corso d'opera.

Il metodo osservazionale si fonda su due punti fondamentali: la *previsione* del comportamento di un dato sistema attraverso l'analisi dei risultati dei metodi numerici, e la *performance* reale del sistema, facendo il confronto tra risultati numerici e dati di monitoraggio al fine di verificare l'esattezza del modello numerico e progettare eventuali interventi e azioni.

Esistono diversi metodi di analisi numeriche, scelti a partire dal tipo di problema da studiare:

- Nella *meccanica del continuo* si usa il *metodo agli elementi finiti* (Finite Element Method, FEM), quello alle *differenze finite* (Finite Difference Method, FDM) che si distingue dal primo solo nella computazione e quello *degli elementi al contorno* (Boundary Element Method, BEM) che si differenzia invece già per la discretizzazione del modello;
- Nella *meccanica del discontinuo*, si usa il *metodo degli elementi discreti* (Discrete Element Method, DEM) che rappresenta il sistema come un insieme di corpi discreti e distinti che interagiscono tra loro e consente di seguire l'evoluzione di una frana dall'innescio;
- La combinazione degli approcci del continuo e discontinuo permette di definire il metodo combinato degli elementi finiti-discreti (Combined Finite Discrete Element Method, FDEM).

Nel presente lavoro di tesi si utilizza il *metodo degli elementi finiti*.

I principi su cui si basa il metodo degli elementi finiti sono otto:

1. *Definizione del dominio*: dal momento che è impossibile analizzare un modello infinito in estensione, è necessario definire un contorno, dalla forma più semplice possibile, come quella rettangolare, i cui lati siano sufficientemente lontani dal problema esaminato da non influenzare il risultato dell'analisi.
2. *Discretizzazione*: il nome stesso del metodo deriva dal fatto che il dominio precedentemente definito è suddiviso in piccole regioni chiamate elementi finiti costituenti la *mesh*. La definizione della *mesh* è uno step importante poiché la scelta di una corretta discretizzazione può ottimizzare il processo computazionale, riducendone il tempo di calcolo e semplificando i risultati. Gli elementi finiti di una *mesh* possono avere diverse geometrie, ad esempio essere triangolari o quadrangolari, distinguendosi poi per il numero di nodi (disposti nei vertici dell'elemento e talvolta anche sui lati o all'interno).

Uno grande numero di nodi può portare ad un incremento della qualità dell'approssimazione ma al contempo ad un eccessivo tempo di calcolo, per cui è bene ottimizzare la geometria incrementando la densità della mesh solo laddove ci si aspetta alte variazioni di tensione.

3. *Definizione della variabile principale:* lo spostamento  $\{u(x, y, z)\}$  nel singolo elemento della mesh segue una espressione polinomiale di ordine pari al numero dei nodi dell'elemento stesso. L'equazione di spostamento per un generico punto interno all'elemento finito è espressa in forma matriciale nella formula (21), con  $\{\alpha\}$  la matrice delle coordinate generalizzate.

$$\{u(x, y, z)\} = \{\Phi(x, y, z)\}^T \cdot \{\alpha\} \quad (21)$$

Dal momento che questa espressione è valida per un punto interno all'elemento, è corretto applicarla anche per i suoi nodi. Si esprime nella formula (22) la matrice degli spostamenti nodali dell'elemento  $\{u\}_e$  in funzione di  $\{\alpha\}$  e della matrice delle coordinate dei nodi  $[A]$ .

$$\{u\}_e = [A]\{\alpha\} \quad (22)$$

4. *Equazioni del singolo elemento:* si esprime il campo degli spostamenti, che è anche il campo delle incognite, in funzione della matrice degli spostamenti ai nodi dell'elemento  $\{u\}_e$  e della *funzione di forma*  $\{H(x, y, z)\}$  tramite l'equazione (23) (trovata a seguito di semplici passaggi matematici). La funzione di forma ha una espressione polinomiale e rappresenta la geometria e la forma dell'elemento.

$$\{u(x, y, z)\} = \{\Phi(x, y, z)\}^T \cdot [A]^{-1} \cdot \{u\}_e = \{H(x, y, z)\}^T \cdot \{u\}_e \quad (23)$$

Lo stato deformativo  $\{\varepsilon\}$  è invece definito nell'equazione (24) in funzione della matrice degli spostamenti ai nodi dell'elemento  $\{u\}_e$  e della matrice di deformazione dell'elemento  $[B]$ , trovata come  $\{\Phi'(x, y, z)\}^T \cdot [A]^{-1}$ .

$$\{\varepsilon\} = [B] \cdot \{u\}_e \quad (24)$$

Lo stato tensionale  $\{\sigma\}$  è definito con l'equazione (25) nell'ipotesi di modello costitutivo elastico lineare ed isotropo, ed è in funzione dello stato deformativo  $\{\varepsilon\}$  e della matrice di elasticità  $[C]$ .

$$\{\sigma\} = [C] \cdot \{\varepsilon\} \quad (25)$$

A questo punto si introduce la relazione (26) tra le forze agenti ai nodi  $\{X\}_e$  e gli spostamenti nodali  $\{u\}_e$ , tramite la definizione della matrice di rigidezza dell'elemento  $[K]_e$ . Attraverso l'applicazione del principio dei lavori virtuali si determina la matrice di rigidezza dalla formulazione (27).

$$\{X\}_e = [K]_e \cdot \{u\}_e \quad (26)$$

$$[K]_e = \int_{V_e} [B]^T [C] [B] dV_e \quad (27)$$

5. *Equazioni globali:* la fase più importante è l'assemblaggio delle equazioni di ogni elemento costituente la mesh in un set di equazioni globali. Il punto di forza del metodo agli elementi finiti è la possibilità di costruire la matrice di ogni elemento e successivamente di assemblarle in quella globale in quanto permette di modellare strutture composte da elementi con proprietà fisiche e meccaniche diverse (Bacchetto s.d.). Il vettore delle forze nodali  $\{X\}$  è dato da diversi contributi: forze nodali equivalenti alle forze di volume e superficie, forze nodali legate alle condizioni tensionali e deformative iniziali e, infine, forze applicate direttamente ai singoli nodi.

La relazione tra forze nodali  $\{X\}$  e spostamenti nodali  $\{u\}$  riferita, stavolta, a tutta la mesh (28) è in funzione di una matrice di rigidezza globale  $[K]_G$ , determinata come in formula (29). La matrice di rigidezza globale è simmetrica ed ha dimensioni  $n \times n$  con  $n$  il numero di gradi di libertà del sistema.

$$\{X\} = [K]_G \cdot \{u\} \quad (28)$$

$$[K]_G = \sum_e \left( \int_{V_e} [B]_e^T [C]_e [B]_e dV_e \right) \quad (29)$$

6. *Applicazione delle condizioni al contorno*; se ne distinguono due tipologie: condizioni di carico, concentrato o distribuito, e condizioni di spostamento al contorno del dominio (attraverso l'utilizzo di cerniere e carrelli).
7. *Risoluzione delle equazioni globali*, dalle quali si ottengono gli spostamenti in tutti i nodi del sistema e da cui si calcola lo stato tensionale e deformativo.
8. *Interpretazione dei risultati ottenuti*, analizzando e validando i risultati con il confronto coi dati di monitoraggio.

Prima della computazione da parte del software, ma successivamente alla definizione del dominio e della discretizzazione, si compiono tre passaggi fondamentali: l'assegnazione delle proprietà dei materiali agli elementi della mesh con un appropriato modello costitutivo, la definizione delle condizioni tensionali iniziali o carico gravitazionale presente in situ e la suddivisione in stage per simulare una sequenza costruttiva o di scavo.

Ad esempio, lo scavo di una galleria è simulato con la rimozione di materiale nell'area del tunnel e l'applicazione di forze uguali ed opposte alle tensioni interne che il terreno esercitava prima dello scavo. Tali forze vanno a ridursi gradualmente per simulare l'effetto reale dell'avanzamento di uno scavo di galleria. Nel caso invece di una costruzione, essa è simulata nei diversi stage attivando di volta in volta elementi della mesh nel modello.

Molti problemi geotecnici riguardano l'interazione fra struttura e terreno che può essere studiata con i software agli elementi finiti attraverso l'introduzione di particolari elementi all'interno del modello. Tali particolari elementi finiti sono formulati in modo da riprodurre in modo semplificato il comportamento degli elementi strutturali e fornire i risultati anche in termini di distribuzione delle azioni interne, ovvero sforzo normale, sforzo tagliante e momento flettente, essendo questi di interesse dal punto di vista ingegneristico. Tali elementi possono essere:

- *Beam*: elementi monodimensionali con tre gradi di libertà in ogni nodo (traslazione in  $x$ ,  $y$  e rotazione). Utili per simulare elementi strutturali con una prefissata resistenza flessionale, come i diaframmi. Con questo tipo di elemento la reale geometria del problema non è tenuta in conto, ma si tratta di un errore accettabile e trascurabile, essendo lo spessore dei diaframmi molto piccolo rispetto all'intero dominio del modello.
- *Cable*: elementi monodimensionali utilizzati per simulare la presenza di chiodi o tiranti, a cui viene assegnato un valore di capacità.
- *Pile*: elementi bidimensionali che interagiscono con il terreno per attrito e sono in grado di simulare una fondazione su pali.

Per connettere l'elemento strutturale ai nodi degli elementi finiti della mesh si deve introdurre un ulteriore elemento speciale, ovvero quello di *interfaccia*. Questo elemento consente gli spostamenti differenziali fra struttura e terreno, come scivolamento e separazione, identificando un legame costitutivo rappresentativo dell'interazione con prove di laboratorio.

Per la risoluzione di analisi idrauliche, si seguono tutti i concetti e principi di cui si è discusso largamente nel **paragrafo 3.1**.

Una specifica aggiuntiva va fatta sulla differenza fra problema *accoppiato* (*Coupled*) e *non accoppiato* (*Uncoupled*). Si dice accoppiato quando i problemi idraulico e meccanico vengono risolti insieme, tenendo conto contemporaneamente delle equazioni di equilibrio, di congruenza, equazione di bilancio e leggi costitutive.

### 3.3. *Il software RS2*

Il software agli elementi finiti utilizzato per lo studio è *RS2* del pacchetto *Rocscience*, è un programma per analisi bidimensionale adatto per applicazioni in terreni e rocce. Si basa su tre moduli: modellazione (*Model*), calcolo (*Compute*) ed interpretazione (*Interpret*).

Le impostazioni del progetto (*Project settings*) devono sempre essere scelte all'inizio della modellazione e permettono di stabilire il numero di stage, il tipo di analisi, le unità di misura ed il metodo di calcolo in condizioni idrauliche.

I tipi di analisi che è possibile effettuare sono due: sotto l'ipotesi di deformazione piana (*Plane strain*), ovvero la deformazione nella direzione uscente dal piano è considerata nulla, ed in condizioni assialsimmetriche (*Axisymmetric*), che consente di studiare un problema tridimensionale in modo bidimensionale come nel caso dello scavo di una galleria.

Il software consente di scegliere il metodo di analisi in presenza di acqua nel terreno fra le seguenti opzioni: *Static Water*, *Steady state* ovvero moto stazionario e *Transient state* ovvero moto transitorio.

Per le analisi di interazione acqua-terreno, le opzioni sono invece tre: *None* per cui le variazioni della pressione interstiziali non influenzano la deformazione e viceversa, quindi si effettua un'analisi per tensioni totali; *Coupled* o accoppiata che è basata sulla teoria di Biot, può essere eseguita solo se imposto il *Transient state* nelle impostazioni iniziali ed è utilizzata quando i cambiamenti nelle pressioni interstiziali possono influenzare la deformazione e viceversa; *Uncoupled* o non accoppiata che all'inizio conduce una simulazione per calcolare le pressioni interstiziali in eccesso, successivamente, effettua un'analisi transitoria per ottenere la dissipazione delle pressioni ed, infine, fa un'altra analisi per calcolare la variazione delle tensioni causata dalle variazioni delle pressioni.

Sempre nelle impostazioni iniziali si definisce il numero di stage, attribuendo ad essi un certo tempo nel caso dell'analisi transitoria. Per le analisi accoppiate si definisce per ogni stage se si è in condizioni drenate, non drenate o completamente drenate. Nel caso di condizione drenata (*Drained*), il fluido può muoversi dentro e fuori dal modello, il volume totale (vuoti e scheletro solido) può cambiare nel tempo. Possono presentarsi pressioni interstiziali in eccesso. In condizioni non drenate (*Undrained*), il fluido non può entrare o uscire dal modello, non ci sono variazioni di volume e l'eccesso di pressione interstiziale è in funzione dei carichi applicati. Infine, nella condizione completamente drenata (*Fully drained*), non si ha alcun eccesso di pressioni interstiziali in quanto si tratta di un'analisi drenata a tempo infinito e quindi il risultato coincide con l'analisi stazionaria.

*RS2* consente anche lo studio di stabilità. Si supponga di studiare un generico pendio di cui si deve calcolare il fattore di sicurezza al fine di stabilire se esso è stabile o meno. Il classico metodo adottato è quello dell'*equilibrio limite*, *LEM*, che definisce una superficie di rottura attraverso un processo *trial and error* o scegliendola a priori. Il *fattore di sicurezza*  $F_s$  è calcolato come il rapporto tra le forze stabilizzanti e quelle instabilizzanti, agenti lungo la superficie di rottura precedentemente ipotizzata; si è in condizioni di equilibrio limite qualora

il fattore di sicurezza risulti essere pari ad 1. Le forze stabilizzanti dipendono dalla distribuzione delle tensioni normali e dai parametri di resistenza della superficie di rottura.

Utilizzando il metodo agli elementi finiti che implica la definizione di una mesh, condizioni al contorno e proprietà dei materiali, il problema dell'analisi di stabilità di un pendio può essere risolto con il metodo *SSRM* ovvero *Shear Strength Reduction Method*. Tale metodo consiste nella riduzione della resistenza al taglio del terreno per mezzo di un fattore di sicurezza *SRF* fino al collasso del sistema, definendo così il fattore di sicurezza critico. I valori iniziali dei parametri di resistenza del terreno  $c'$  e  $\varphi'$  vengono divisi per diversi valori di *SRF*, come nelle equazioni (30) e (31).

$$c'_f = \frac{c'}{FS_{tentative}} \quad (30)$$

$$\varphi'_f = \arctan\left(\frac{tg\varphi'}{FS_{tentative}}\right) \quad (31)$$

Se il problema esaminato è *stabile*, allora l'*SRF* critico è maggiore dell'unità. Nel computo il fattore viene di volta in volta incrementato al fine di ridurre i parametri di resistenza del terreno fino al raggiungimento dell'*SRF* critico corrispondente al collasso del sistema.

Se il problema esaminato è *instabile*, allora l'*SRF* critico è minore dell'unità. Nel computo il fattore viene di volta in volta ridotto al fine di incrementare i parametri di resistenza del terreno fino al raggiungimento dell'*SRF* critico corrispondente alla stabilità del sistema.

I vantaggi del metodo *SSRM* sono molteplici: innanzitutto, la superficie di rottura non viene stabilita a priori come nel metodo all'equilibrio limite, bensì è il risultato del calcolo, è un metodo robusto, affidabile e molto flessibile, tiene conto del legame tensione-deformazione nei materiali e fornisce l'evoluzione della rottura e del collasso.

Gli svantaggi dell'analisi sono invece connessi al tempo computazionale, alla maggior richiesta di parametri di input per i materiali ed è richiesta una certa esperienza di modellizzazione numerica.

### 3.4. Validazione del software

La validazione di un software è un processo che consiste nel controllare una certa applicazione per valutare se essa risulta essere conforme agli usi previsti, alle esigenze dell'utente, agli aspetti di sicurezza ed a quelli normativi applicabili.

In particolare, la validazione del software *RS2* ha richiesto differenti analisi numeriche per comprendere al meglio il suo funzionamento ed soprattutto per risolvere i seguenti problemi: per scegliere il modello idraulico da attribuire ai materiali nelle analisi del caso studio, per capire come annullare il contributo della suzione nel calcolo delle tensioni e per testare le diverse condizioni al contorno idrauliche al fine di comprendere quale fosse la migliore per la simulazione degli svasi e dei riempimenti di un bacino.

#### 3.4.1. La scelta del modello idraulico

Per la scelta del modello idraulico, si effettua un confronto fra i risultati delle analisi numeriche fornite dal software con i risultati delle soluzioni analitiche.

Nel paragrafo relativo i moti di filtrazione è stato introdotto il metodo di Casagrande per l'individuazione della superficie freatica in una diga in terra costituita di materiale omogeneo ed isotropo.

Viene, quindi, applicata la soluzione in forma chiusa di Casagrande su un rilevato con sezione trasversale trapezia di geometria ben definita e riportata in **Tabella 3.1** e costituito unicamente da un terreno con permeabilità assunta pari a  $10^{-7}$  m/s. Sfruttando le equazioni precedentemente riportate, si ottengono le grandezze geometriche in **Tabella 3.2**.

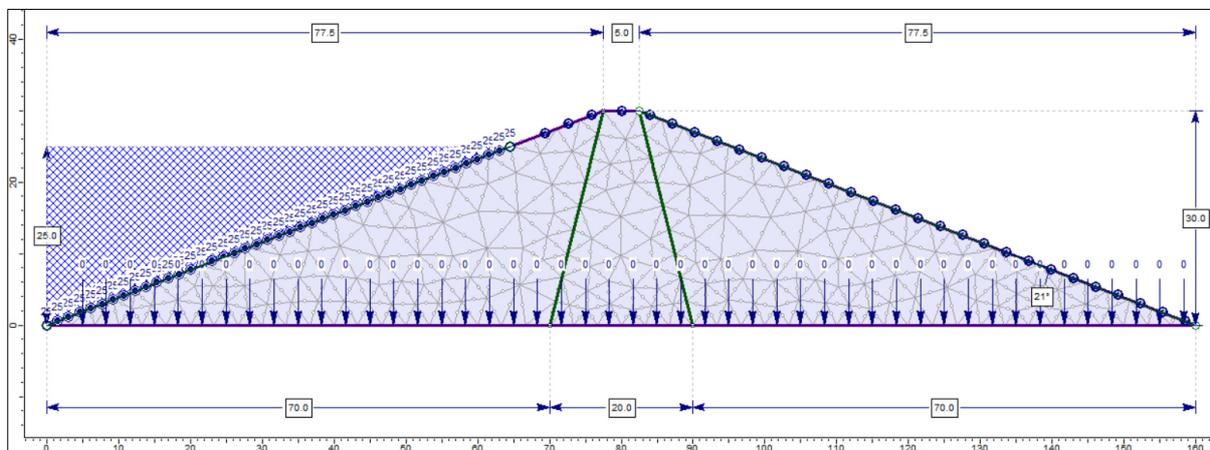
**Tabella 3.1** Dimensioni del rilevato oggetto d'esame

Base minore	Altezza	$L_x$ lati	h
[m]	[m]	[m]	[m]
5.0	30.0	77.5	25.0

**Tabella 3.2** Applicazione della soluzione di Casagrande

Base maggiore	$\alpha$	BC	BE	d	s	FI'	AB
[m]	[°]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
160.0	21.2	64.6	19.4	114.8	2.7	21.3	69.3

Una volta trovata la soluzione analitica, il medesimo problema viene analizzato con RS2. Il modello è mostrato in **Figura 3.9**: la mesh è graduata con elementi finiti triangolari a sei nodi e le condizioni al contorno idrauliche sono definite in modo da rendere impermeabile la base del rilevato e da stabilire il carico idraulico a monte pari a 25 m.



**Figura 3.9** Modello dell'analisi numerica per scelta modello idraulico

I modelli idraulici consentono di definire le caratteristiche di permeabilità dei materiali e tengono conto della suzione di matrice.

In un terreno parzialmente saturo, a causa della tensione superficiale, la pressione dell'acqua nei pori  $u_w$  risulta sempre inferiore alla pressione dell'aria nei pori  $u_a$ . La differenza tra la pressione dell'aria (che in condizioni naturali è pari alla pressione atmosferica) e la pressione dell'acqua nei pori è detta *suzione di matrice*  $s$  ed è positiva. Un terreno non saturo posto a contatto con acqua libera e pura a pressione atmosferica tende a richiamare acqua per effetto di una pressione negativa detta *suzione totale*  $\psi$  che è la somma di una componente associata al

fenomeno di capillarità, ovvero la suzione di matrice  $s$ , e di una componente detta *suzione osmotica*  $\pi$  legata al potenziale elettrochimico che si stabilisce tra l'acqua pura esterna e l'acqua interstiziale a causa dei sali in essa disciolti. I problemi geotecnici sono solitamente legati alle variazioni di suzione di matrice.

I modelli idraulici studiati e confrontati con il software sono tre:

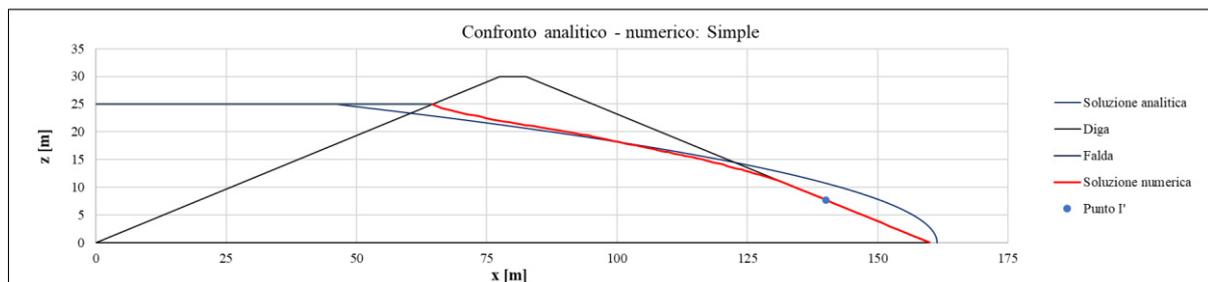
- *Constant*, per il quale la permeabilità satura si mantiene costante;
- *Simple*, per cui la permeabilità insatura diminuisce di un ordine di grandezza all'interno dell'intervallo di valori iniziali della suzione di matrice ed invece rimane costante per valori più elevati di suzione;
- *Van Genuchten* (1980), definito dalle formule (32) e (33) in cui  $S_e$  è il grado di saturazione,  $h$  l'altezza piezometrica,  $k_s$  la permeabilità satura e  $\alpha$ ,  $n$  e  $m$  parametri del modello.

$$k = k_s \left( \sqrt{S_e} \left[ 1 - \left( 1 - S_e^{1/m} \right)^m \right]^2 \right) \quad (32)$$

$$S_e = \frac{1}{[1+(\alpha h)^n]^m} \quad (33)$$

Una volta computate le analisi numeriche, si effettua il confronto con il risultato analitico tra le superfici freatiche ed il valore di portata per ognuno dei modelli idraulici studiati. È osservabile che tutti i modelli forniscono risultati molto simili l'uno con l'altro. Tuttavia, il modello Van Genuchten richiede informazioni e parametri dei materiali ben specifici, di cui spesso non si è a disposizione a meno di prove di laboratorio specifiche. Per questo motivo, si riporta di seguito a titolo di esempio soltanto il confronto per il modello idraulico *Simple*, in quanto è quello utilizzato poi nelle analisi del caso studio nel **Capitolo 5**, dal momento che approssima meglio il risultato analitico rispetto al Modello Constant. In **Figura 3.10** è rappresentata in azzurro la parabola di Casagrande e tratteggiata in rosso la superficie freatica ottenuta con RS2.

Per quanto riguarda i valori di portata, essa viene calcolata con la formula di Schaffernak (20), essendo  $\alpha$  minore di  $30^\circ$ , mentre da RS2 è possibile trovarlo aggiungendo una *Discharge Section*. I valori sono quasi coincidenti e sono mostrati in **Tabella 3.3**.



**Figura 3.10** Confronto tra soluzione analitica e risultati numerici per il modello Constant

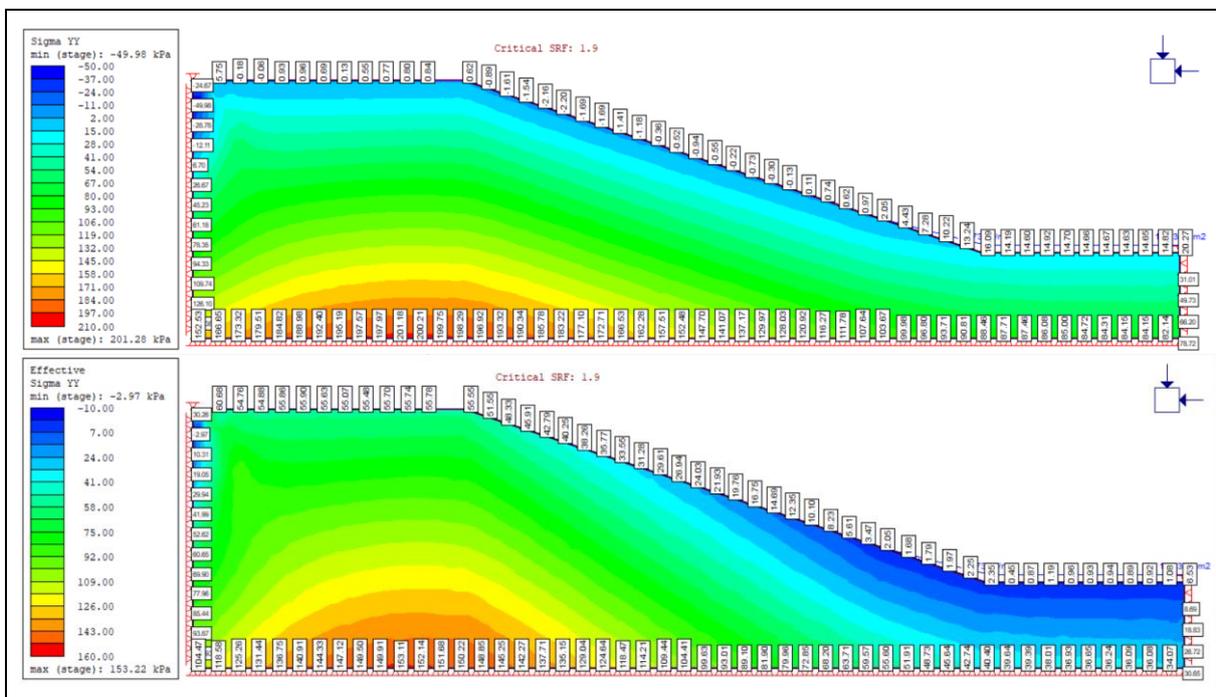
**Tabella 3.3** Determinazione dei valori di portata

Schaffernak ( $\alpha < 30^\circ$ )	RS2 - FI'
q [m <sup>3</sup> /s]	q [m <sup>3</sup> /s]
2.98E-07	3.03E-07

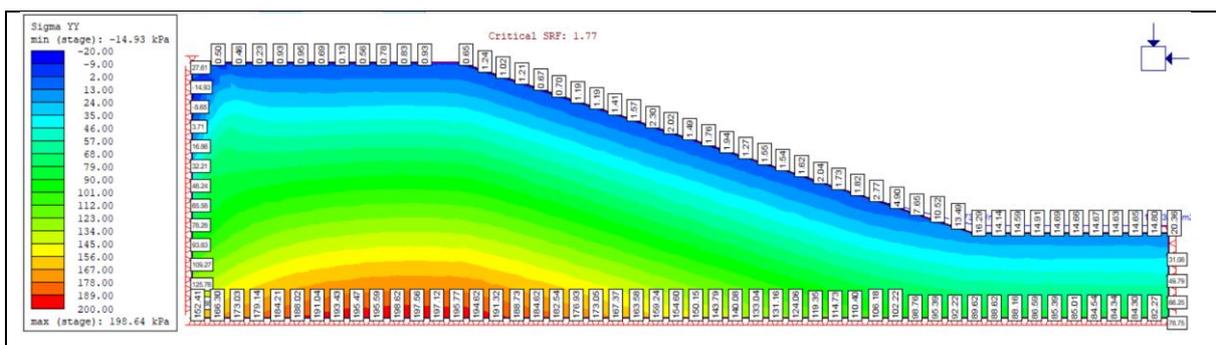
### 3.4.2. Il contributo della suzione

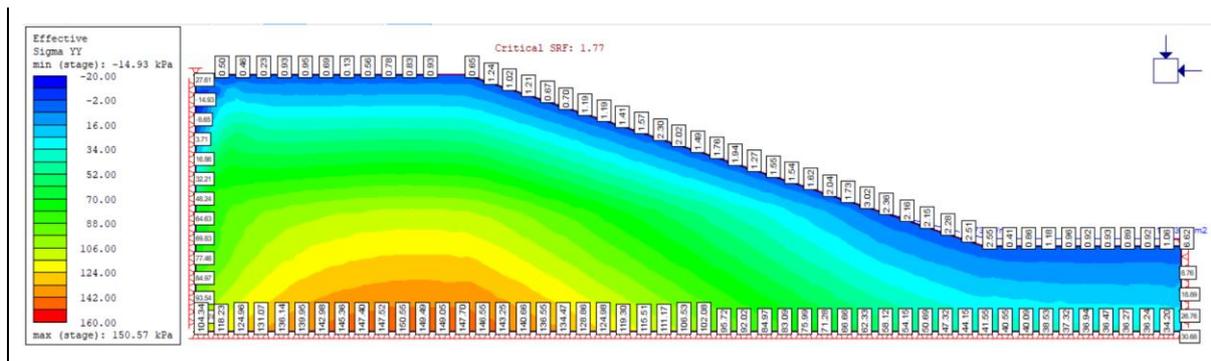
Per annullare il contributo della suzione di matrice nel calcolo delle tensioni ed evitare un irrealistico incremento di resistenza, RS2 consiglia l'utilizzo del comando *Negative Pore Pressure Cutoff*, che limita il valore delle pressioni interstiziali nei nodi al valore di cutoff stabilito. Imponendo un valore pari a 0 kPa, si ottiene la limitazione massima dell'influenza delle pressioni interstiziali negative sulle tensioni efficaci.

Dal momento che viene meno il contributo stabilizzante della suzione nel terreno, conducendo una analisi di stabilità attraverso il metodo *Shear Strength Reduction* con il comando di *Maximum Negative Pore Pressure Cutoff* attivato, il fattore *SRF* si riduce. L'annullamento del contributo della suzione di matrice è sicuramente a favore di sicurezza. A titolo d'esempio, il modello utilizzato per la validazione è selezionato da uno dei tutorial di RS2. L'analisi è accoppiata. Si mostrano in **Figura 3.10** i risultati senza l'utilizzo del cutoff in termini tensioni totali ed efficaci e del fattore *SRF*, mentre in **Figura 3.12** utilizzandolo. La riduzione dell'*SRF* critico è evidente confrontando i due casi, in quanto si passa da un valore pari a 1.90 a 1.77.



**Figura 3.11** Risultati con il contributo della suzione: tensioni totali ed efficaci





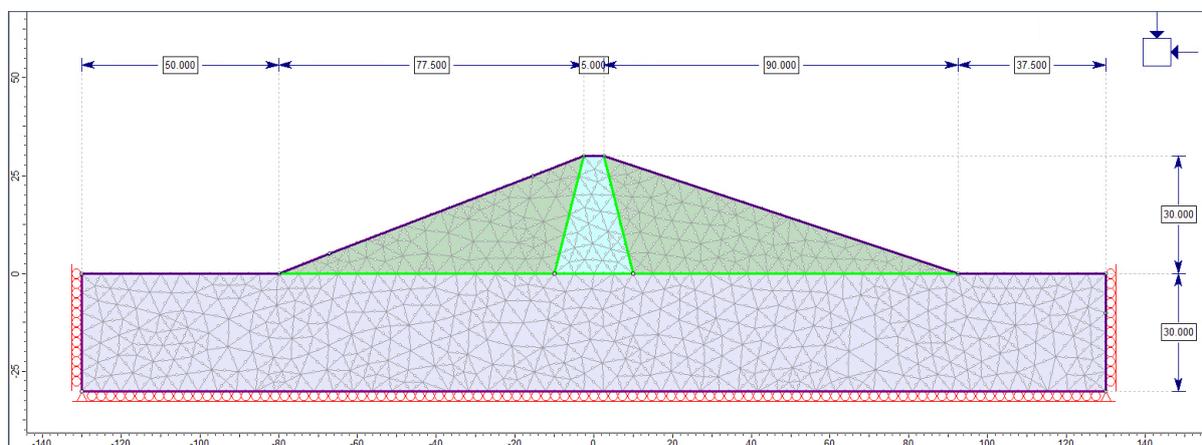
**Figura 3.12** Risultati senza il contributo della suzione: tensioni totali ed efficaci

### 3.4.3. Le condizioni al contorno idrauliche

RS2 fornisce una vasta scelta di opzioni per l'assegnazione delle condizioni idrauliche, ma si elencano quelle che vengono prevalentemente utilizzate nelle analisi a seguire: *Total head* o quota piezometrica  $h$ , *Pressure head* o altezza piezometrica  $u/\gamma_w$ , *Pore pressure* o pressione interstiziale  $u$ , *Zero pressure* ovvero pressione interstiziale nulla, *Unknown* o incognito.

Un'ulteriore opzione è relativa alle analisi transitorie ed è il comando *Transient* che consente di applicare delle condizioni al contorno dipendenti dal tempo imponendo una certa funzione. Se, ad esempio, si volesse simulare una variazione di quota piezometrica lineare nel tempo, questo comando permette di ottenere risultati migliori ed attendibili, in termini di stabilità e di valori di SRF critico, rispetto all'applicazione del semplice comando *Total head*.

Questa considerazione è fatta a partire dai risultati di un modello, mostrato in **Figura 3.13** e selezionato dai tutorial del software agli elementi finiti *Plaxis*, al fine di fare un confronto fra i due programmi. Si simulano due svassi, passando da un livello d'acqua di 25 m a 5 m: uno svasso rapido che avviene in 5 giorni ed uno lento in 25 giorni. La differenza nei risultati sta proprio nell'applicazione del comando *Transient* o meno. In questo caso si sceglie di effettuare un'analisi accoppiata. La mesh è uniforme con elementi finiti triangolari a sei nodi. Le condizioni al contorno imposte sono carrelli nel contorno inferiore del modello e nei bordi laterali, ponendo poi nei due vertici inferiori due cerniere.



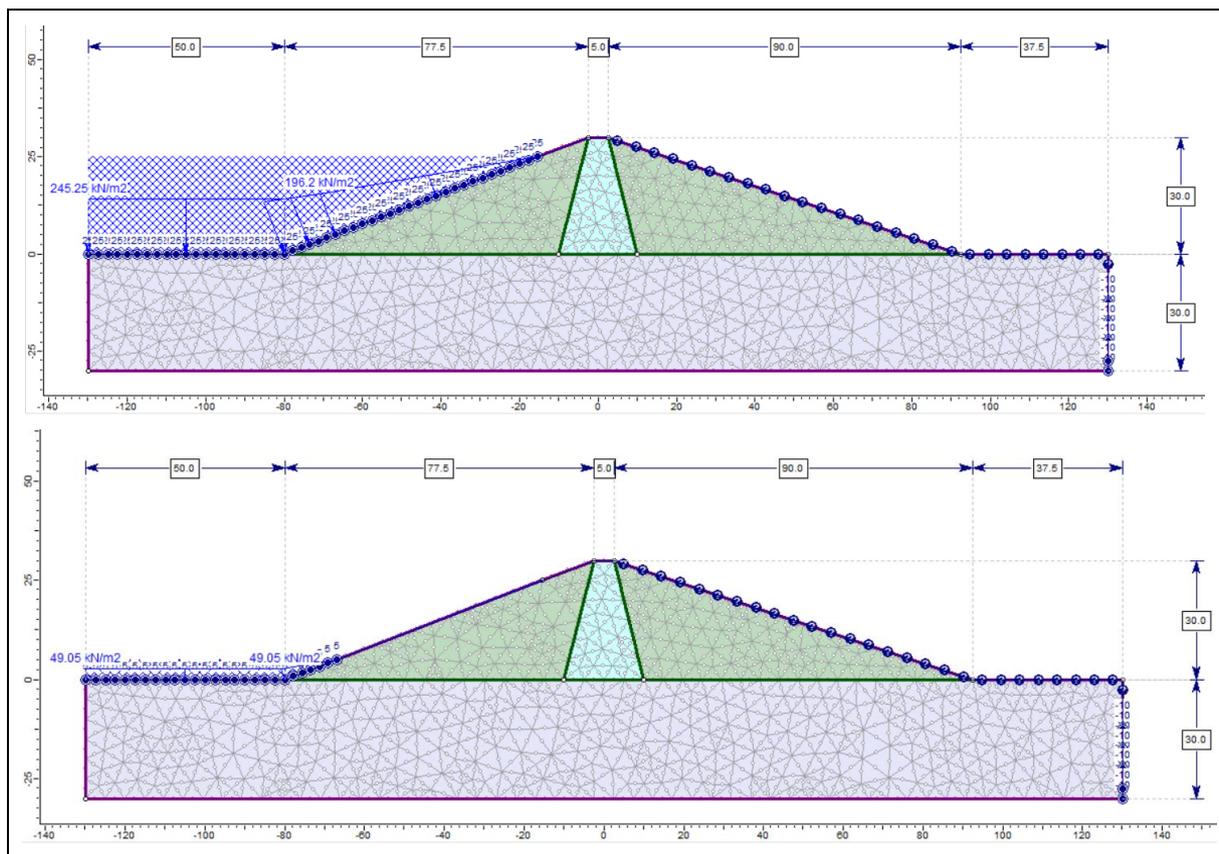
**Figura 3.13** Modello dell'analisi numerica per scelta delle condizioni al contorno idrauliche

Il problema esaminato è caratterizzato da tre differenti materiali le cui proprietà sono mostrate in **Tabella 3.4**. Il software applica sui materiali il modello idraulico Van Genuchten, di cui fornisce tutti i parametri dalla letteratura, e che di conseguenza viene utilizzato anche in RS2.

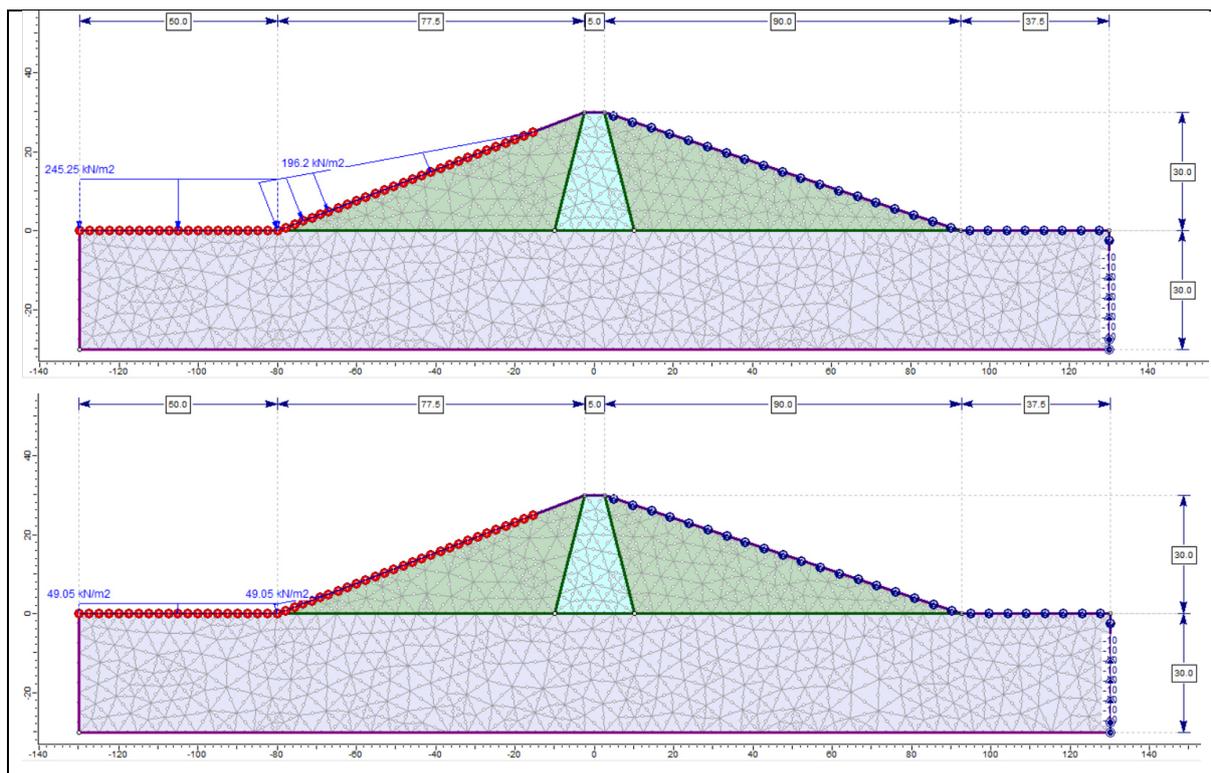
**Tabella 3.4** Proprietà dei materiali del modello tutorial Plaxis

Material Name	Material Color	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Poisson's Ratio	Young's Modulus (kPa)	Failure Criterion	Material Type	Peak Tensile Strength (kPa)	Peak Friction Angle (degrees)	Peak Cohesion (kPa)	Residual Tensile Strength (kPa)	Residual Friction Angle (degrees)	Residual Cohesion (kPa)	Material Behaviour	Ks (m/d)	Alpha (1/m)	n
Subsoil		21	0.3	50000	Mohr-Coulomb	Plastic	10	35	1	10	35	1	Drained	0.01	4.3	1.5206
Fill		20	0.33	20000	Mohr-Coulomb	Plastic	10	31	5	10	31	5	Drained	1	4.3	1.5206
Core		18	0.35	1500	Mohr-Coulomb	Plastic	10	31	5	10	31	5	Drained	0.0001	1.68	1.073

Le condizioni al contorno sono mostrate in **Figura 3.14** per l'applicazione del comando *Total Head* ed in **Figura 3.15** per l'applicazione del comando *Transient*. Si nota anche l'utilizzo di un comando definito come *Ponded Water Load* che rappresenta il carico idraulico dovuto all'acqua nell'invaso. Tale carico può cambiare a seconda dello stage considerato.

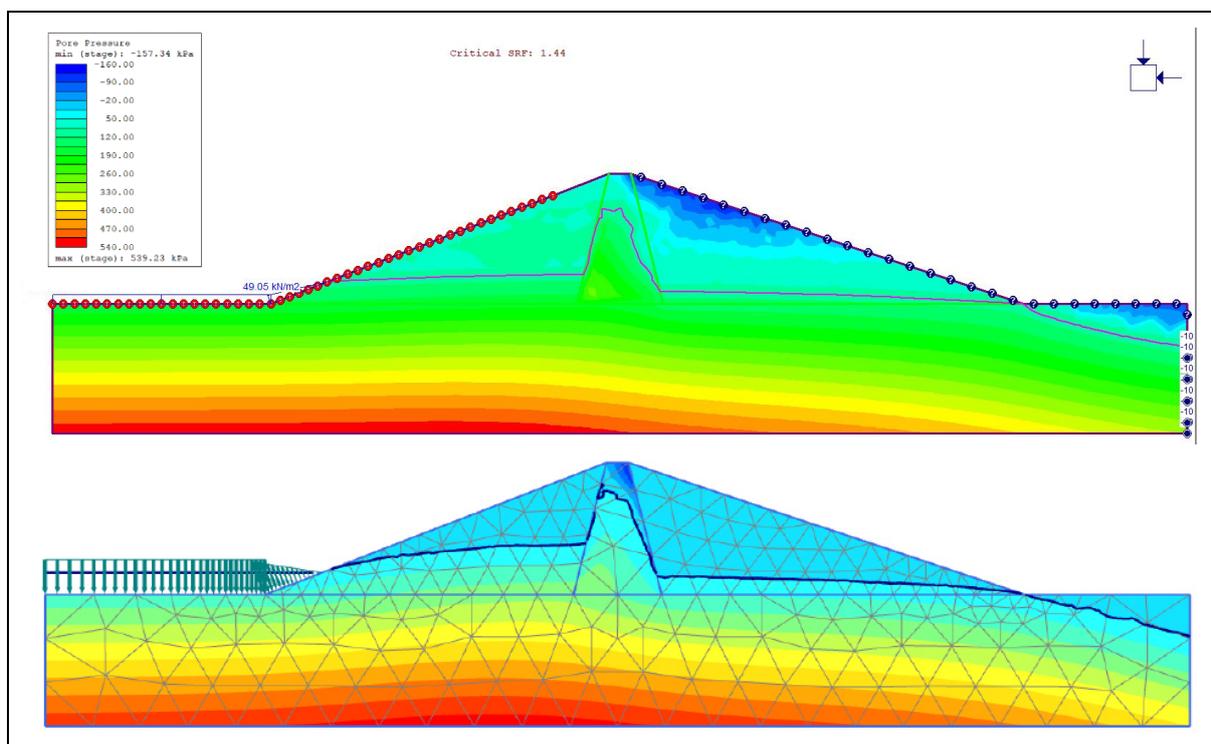


**Figura 3.14** Condizioni al contorno idrauliche con l'applicazione del comando Total Head



**Figura 3.15** Condizioni al contorno idrauliche con l'applicazione del comando Transient

I risultati dei due software, RS2 e Plaxis, vengono confrontati per lo svasso rapido e lento. I risultati sono simili sia in termini di superficie freatica sia per l'SRF critico quando si usa il comando Transient in RS2. Si mostra, in **Figura 3.16**, a titolo d'esempio il risultato dell'analisi dello svasso lento, ovvero in 25 giorni, con l'utilizzo del comando Transient; gli altri confronti sono mostrati in **Allegato 1**. L'SRF critico di Plaxis è pari a 1.50, quello ottenuto con RS2 è pari a 1.44.



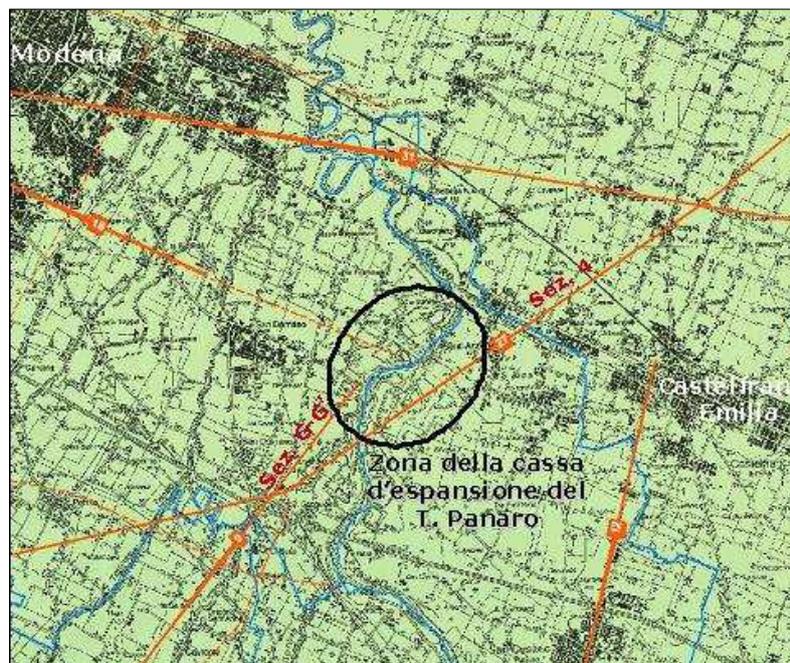
**Figura 3.16** Confronto RS2 – Tutorial Plaxis: svasso lento in 25 giorni

## 4. Descrizione dell'opera del caso studio

Il presente elaborato di tesi tratta lo studio delle interazioni tra grandi opere di sbarramento fluviale e correnti idriche superficiali e sotterranee, in riferimento alle pressioni interstiziali che si propagano sulle fondazioni delle opere di sbarramento, oltre che della stabilità degli argini della cassa di espansione durante le fasi di riempimento, stazionamento e svasso delle operazioni di collaudo.

L'opera oggetto di studio è la cassa di espansione del fiume Panaro nel comune di San Cesario sul Panaro in provincia di Modena, del bacino idrografico di monte e del sistema fluviale di valle. Essa nasce sotto l'egida dell'Agenzia Interregionale per il Fiume Po (AIPO).

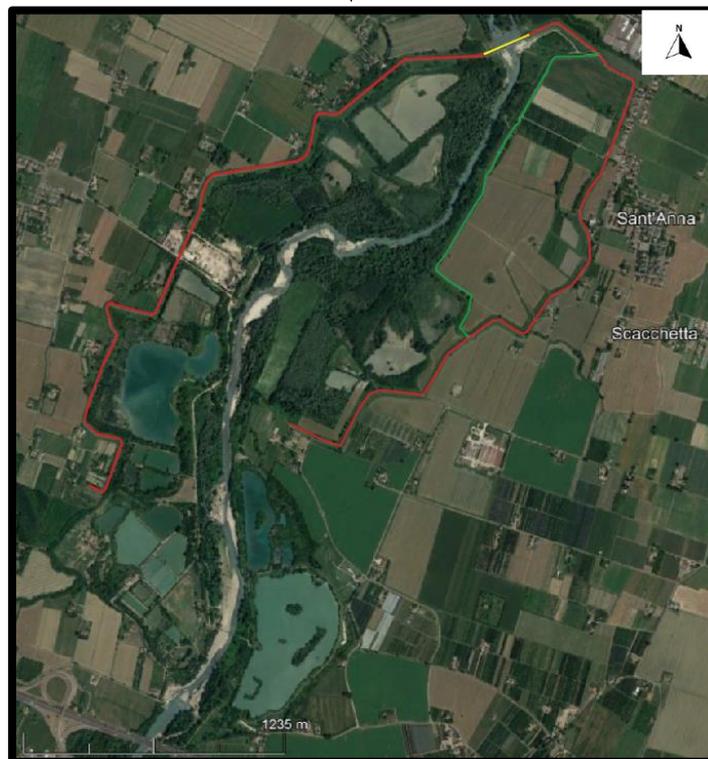
L'area della cassa d'espansione del fiume Panaro ricade all'incrocio di 4 fogli in scala 1:50000, come mostrato in **Figura 4.1**: all'estremità sud-orientale del foglio 201 Modena, all'estremità sud-occidentale del foglio 202 San Giovanni in Persiceto, all'estremità nord-occidentale del foglio 220 Casalecchio di Reno e all'estremità del foglio 219 Sassuolo. I riferimenti per l'inquadramento geologico sono i rispettivi fogli della Carta Geologica d'Italia: APAT (2005), APAT in stampa a, APAT in stampa b ed APAT in stampa c.



**Figura 4.1** Ubicazione della cassa d'espansione del Panaro

La cassa si estende sia in destra orografica del fiume Panaro, verso il comune di San Cesario sul Panaro, sia in sinistra verso il comune di Modena. L'invaso è orientato in direzione SW-NE come osservabile in **Figura 4.2**. È delimitato da un argine principale e da un'arginatura secondaria che lo suddivide in due vasche distinte: una di dimensioni maggiori che si sviluppa lungo l'asta fluviale, sia in destra sia in sinistra orografica; l'altra, quella sussidiaria, localizzata interamente in destra orografica nella porzione SE dell'invaso, che delimita un'area più piccola di dimensioni pari a circa il 22% dell'intero bacino.

L'altitudine del territorio nell'area interessata dal bacino di invaso è compresa tra i 33 m e i 40 m s.l.m. circa.



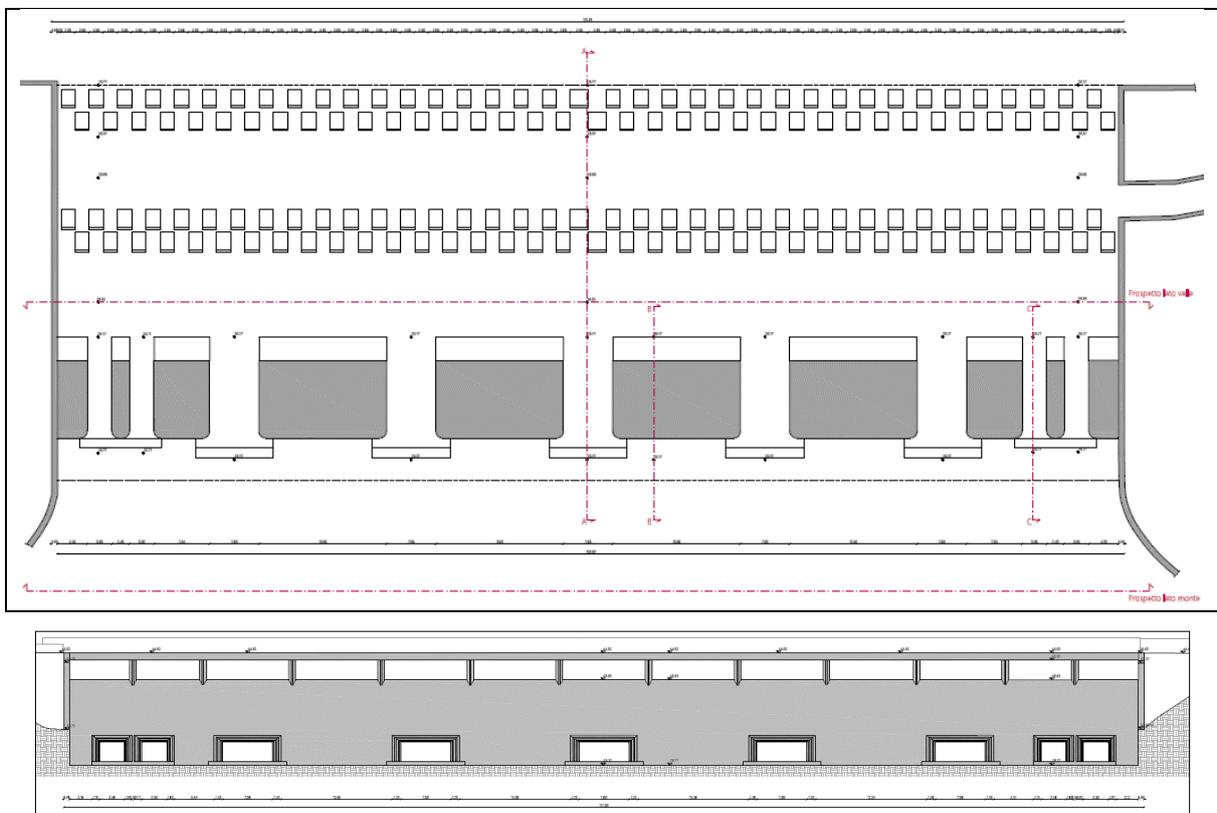
**Figura 4.2** Immagine di Google Earth della posizione della cassa d'espansione del Panaro. In rosso argini maestri, in verde argine secondario ed in giallo lo sbarramento.

Le caratteristiche principali della cassa di espansione possono essere così riassunte:

- Superficie complessiva 3000000 m<sup>2</sup>;
- Superficie del bacino principale 2350000 m<sup>2</sup>;
- Volume utile complessivo 25000000 m<sup>3</sup>;
- Volume utile del bacino principale 19500000 m<sup>3</sup>;
- Portata massima entrante con tempo di ritorno tra 30 – 50 anni) 1400 m<sup>3</sup>/s;
- Portata massima uscente con tempo di ritorno tra 30 – 50 anni) 900 m<sup>3</sup>/s;
- Quota massima dello sfioratore principale 41.10 m s.l.m.;
- Quota di massimo invaso con tempo di ritorno tra 30 – 50 anni) 43.25 m s.l.m.;
- Quota di coronamento arginature maestre 44.85 m s.l.m.;
- Quota di coronamento arginature secondarie 42.00 m s.l.m.;
- Altezza massima degli argini maestri 11.00 m;
- Altezza massima dell'argine secondario 8.15 m.

Il manufatto principale, mostrato in **Figura 4.3** da **Allegato 2** e **Figura 4.4**, è costituito da uno sbarramento a gravità in calcestruzzo completamente sfiorante; secondo il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2014), è classificato come tipologia di diga *d* di tipo misto e vario (*a.1.1* ovvero diga a gravità ordinaria di calcestruzzo e *b.1* ovvero di materiali sciolti di terra omogenea). Il deflusso è previsto oltre che dalla soglia sfiorante, anche da cinque luci centrali rettangolari di dimensione pari a 7.00 m x 2.80 m e quattro luci laterali di dimensione 3.50 m x 2.80 m tutte presidiate da paratoie piane. In sommità allo sbarramento è presente una passerella carrabile poggiante su pile emergenti dalla struttura.

Superato il manufatto, si trova la vasca di dissipazione dotata di quattro file di traversine sfalsate tutte di larghezza pari a 2 m: le due file lato monte hanno lunghezza di circa 2.80 m, le due lato valle invece di 2.60 m.



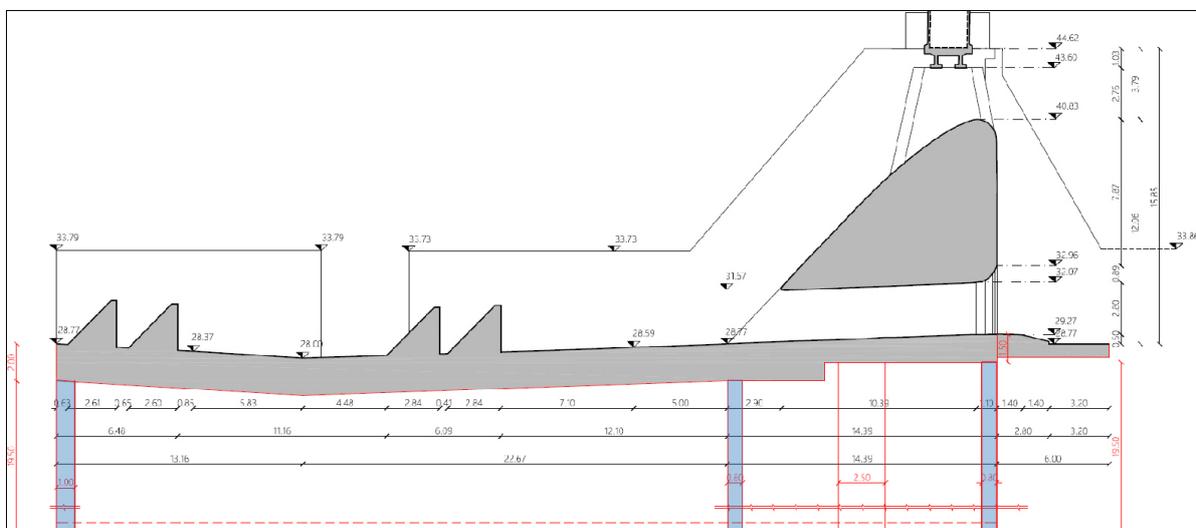
**Figura 4.3** Vista in pianta e prospetto lato monte del manufatto principale



**Figura 4.4** Vista tridimensionale da Google Earth del manufatto principale e della vasca di dissipazione

La platea su cui si sviluppa il manufatto è intestata su tre diaframmi longitudinali spinti sino a quota 8.00 m s.l.m. per una lunghezza di 19.50 m, di cui i due sotto lo sbarramento sono collegati anche trasversalmente in modo da formare una struttura scatolare. Nella sezione trasversale A-A del manufatto rappresentata in **Figura 4.5**, è possibile osservare lo sviluppo della platea di fondazione e della vasca di dissipazione ed individuare la posizione dei diaframmi, indicati in blu. Il terzo diaframma longitudinale è localizzato a fine platea. Le quote indicate in rosso sono le dimensioni e le forme delle strutture interrato e non visibili desunte dalle tavole di progetto.

Le due spalle laterali del manufatto sono progettate con una struttura scatolare in c.a. sulla platea di fondazione con coronamento che si raccorda con le arginature.



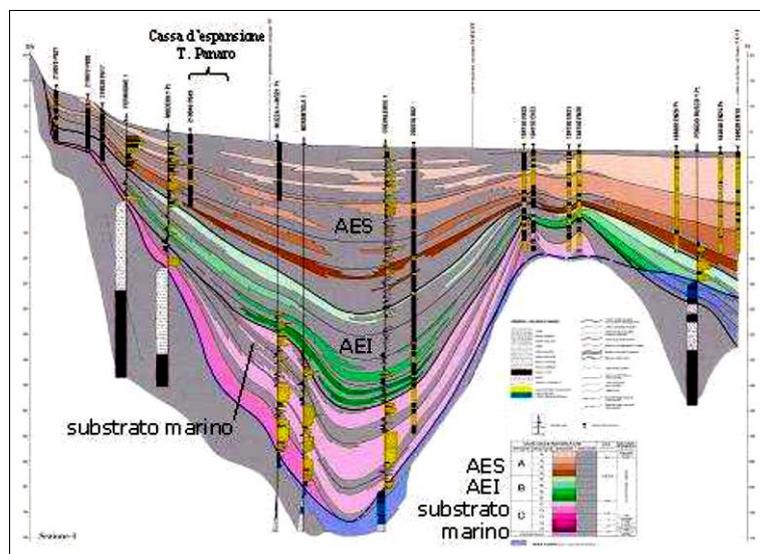
**Figura 4.5** Sezione trasversale A-A del manufatto principale e della vasca di dissipazione

Le principali caratteristiche del manufatto sono di seguito riassunte:

- Sviluppo longitudinale tra le spalle 151.62 m;
- Larghezza al piede del manufatto 20.39 m;
- Altezza della soglia sull'estradosso della platea 12.06 m;
- Quota della soglia sfiorante 40.83 m s.l.m.;
- Quota media di sommità delle spalle e degli argini 44.58 m s.l.m.;
- Quota di fondo delle cinque luci libere 29.27 m s.l.m.;
- Spessore della platea di fondazione 1.50 m;
- Spessore della platea di valle 2.00 m;
- Lunghezza dei diaframmi 19.50 m.

#### 4.1. Inquadramento geologico e geotecnico

Le litologie del terreno di fondazione degli argini sono prevalentemente costituite da depositi fluviali sabbiosi e limosi con intercalazioni di orizzonti ghiaiosi. L'assetto geologico del sottosuolo è ricavabile dalla sezione n. 4 di RER & ENI-Agip (1998) (**Figura 4.6**), la cui posizione è mostrata in pianta in **Figura 4.1**. Dalla figura si può individuare una successione stratigrafica costituita da sedimenti alluvionali giacenti su un substrato costituito da sedimenti marini e costieri. I sedimenti alluvionali si distinguono in due cicli deposizionali principali: il Sintema Emiliano-Romagnolo superiore (il cui acronimo è AES), il più recente, ed il Sintema Emiliano-Romagnolo inferiore (AEI).



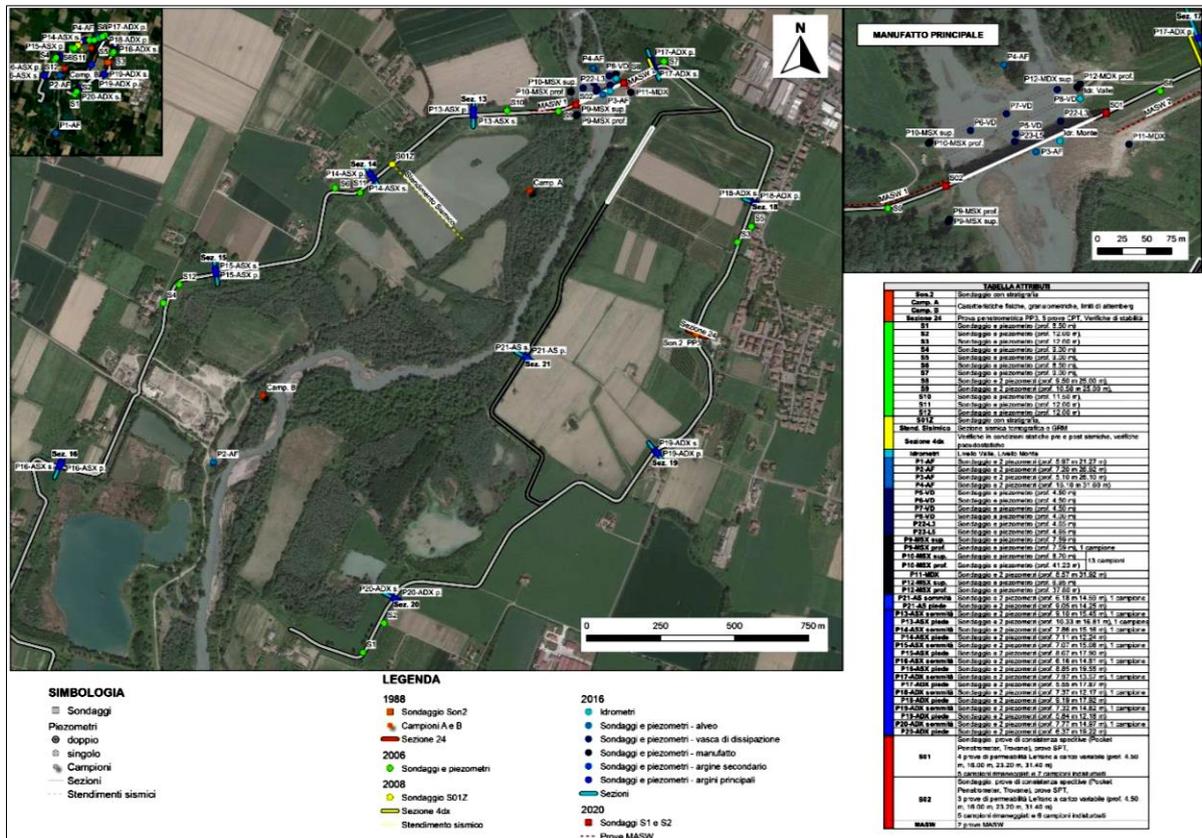
**Figura 4.6** Sezione geologica 4 tratta da RER & ENI-Agip (1998)

La successione stratigrafica è costituita in prevalenza da terreni fini come limi e da sabbie, in cui si intercalano orizzonti ghiaiosi di spessore metrico; il manufatto sorge in corrispondenza di questi terreni.

Il modello geologico del terreno di fondazione degli argini è studiato e caratterizzato con numerosi sondaggi disponibili nella banca dati dell'Agencia Interregionale per il Fiume Po e del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna e con prove in situ

per descrivere la stratigrafia fino alla profondità di 50 metri. Le indagini geognostiche sono state condotte tra il 1978 e il 2020.

In **Figura 4.7** si riporta la planimetria del bacino con la posizione di tutti i sondaggi e di tutte le indagini eseguite. Ad ogni anno di indagine viene attribuito un colore diverso.



**Figura 4.7** Planimetria di tutte le indagini eseguite

#### 4.1.1. Le indagini

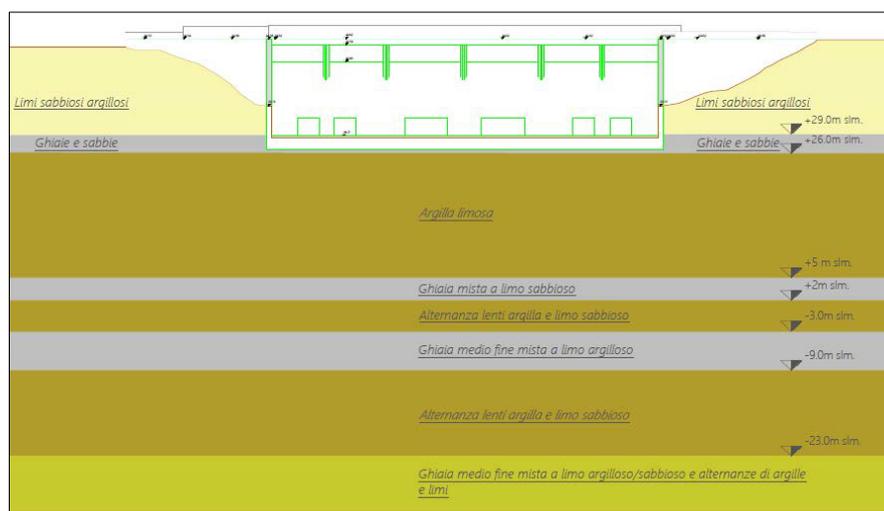
La caratterizzazione geotecnica e litostratigrafica dei terreni è avvenuta attraverso le indagini eseguite nell’arco temporale tra il 1978 ed il 2020. Si tratta prevalentemente di sondaggi a carotaggio per il prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche statiche CPT e standard SPT, prove Down-Hole, prove di permeabilità in foro e di laboratorio.

- **Indagine 1978:** fa riferimento al progetto del manufatto di sbarramento e comprende quattro sondaggi a carotaggio continuo spinti sino alla profondità di circa 40 m con estrazione di campioni indisturbati e rimaneggiati, esecuzione di prove SPT e CPT ed esecuzione di prove geotecniche di laboratorio, come quelle di classificazione, granulometriche e edometriche.
- **Indagine 1988:** eseguita al fine di caratterizzare i terreni per la costruzione del rinfianco delle arginature nell’ambito del progetto di completamento dell’arginatura principale. Vengono estratti due campioni di materiale per il ringrosso, effettuate numerose prove penetrometriche e definiti due profili stratigrafici longitudinali degli argini principali a destra e sinistra orografica.

- *Indagine 2006*: per l'installazione dei piezometri per il collaudo funzionale e il monitoraggio dei manufatti del fiume Panaro. Si effettuano dodici sondaggi con l'installazione di quattordici piezometri e l'esecuzione di dieci prove di permeabilità.
- *Indagine 2008*: per le arginature. Comprende l'installazione di 58 celle piezometriche tipo Casagrande, un sondaggio a carotaggio fino alla profondità di 50 m, dodici prove penetrometriche standard, una prova Down-Hole e prove geotecniche di laboratorio (edometrica, di colonna risonante, triassiale e granulometrica).
- *Indagine 2016*: finalizzata all'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo per la strumentazione dei fori di sondaggio con piezometri con celle di Casagrande per il rilievo dei livelli piezometrici.
- *Indagine 2020*: condotta nell'area limitrofa all'opera di sbarramento. Si effettuano altri due sondaggi, differenti prove penetrometriche standard, prove di permeabilità e prelievo di campioni rimaneggiati ed indisturbati per l'esecuzione di prove geotecniche di laboratorio.

Al termine delle indagini in situ e delle prove di laboratorio condotte sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi, si è individuata una stratigrafia così costituita (**Figura 4.8**):

- Il rilevato arginale è costituito da terreni coesivi quali limi sabbiosi e limi argillosi appartenenti a terreni del tipo A4 - A6 secondo la classificazione dei terreni HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006).
- Dalla quota del piano campagna, 29 m s.l.m. circa, per uno spessore di circa 3 m è presente un banco di terreni granulari costituito da ghiaie e sabbie addensate con abbondante matrice limo-sabbiosa.
- Da quota 26 m s.l.m. è presente un banco di terreni fini di medio-alta plasticità costituiti da argille limose con stratificazioni di limo argilloso debolmente sabbioso.
- A seguire un livello di ghiaie miste a limo sabbioso dello spessore di 3 m.
- Da quota 2 m s.l.m. a -3 m s.l.m. si trova una alternanza di argille e limi sabbiosi, succeduta poi da ghiaia medio fine mista a limo argilloso/sabbioso.
- Da quota -9 m s.l.m. sono presenti terreni coesivi costituiti da una alternanza di argille e limi sabbiosi.
- A seguire e sino alle massime profondità indagate si trovano ghiaie medio fini miste a limo argilloso/sabbioso e alternanza di argille e limi.



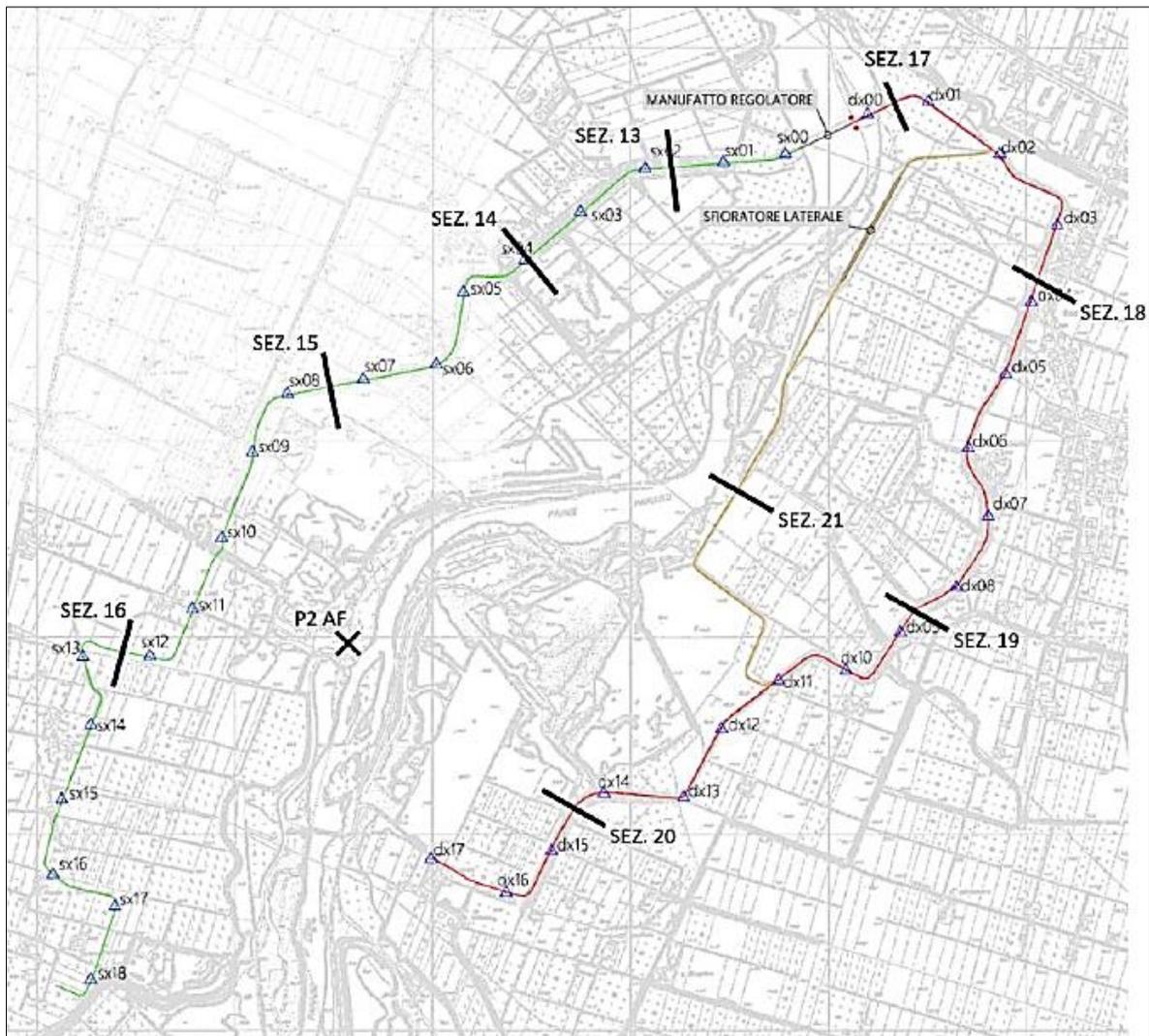
**Figura 4.8** Schema preliminare della stratigrafia dei terreni di fondazione in corrispondenza del manufatto e degli argini di spalla

#### 4.1.2. La ricostruzione delle sezioni degli argini

Come già detto nel **paragrafo 2.2.2**, per la distinzione degli argini si usa convenzione della destra e sinistra orografica. A partire dai risultati delle indagini, è possibile ricostruire nove sezioni arginali di interesse sulle quali eseguire le verifiche di stabilità.

Si distinguono quindi le seguenti sezioni, mostrate poi in **Figura 4.9**:

- *Argine sinistro*
  - Sezione 13: dotata di due sondaggi, ciascuno con due celle di Casagrande di cui una profonda P13–ASX p ed una superficiale P13–ASX s. Per ognuno un campione prelevato.
  - Sezione 14: dotata di due sondaggi, ciascuno con due celle di Casagrande di cui una profonda P14–ASX p ed una superficiale P14–ASX s con prelievo di campione.
  - Sezione 15: dotata di due sondaggi, ciascuno con due celle di Casagrande di cui una profonda P15–ASX p ed una superficiale P15–ASX s con prelievo di campione.
  - Sezione 16: dotata di due sondaggi, ciascuno con due celle di Casagrande di cui una profonda P16–ASX p ed una superficiale P16–ASX s con prelievo di campione.
  - P2AF in alveo: dotata di due piezometri.
- *Argine destro*
  - Sezione 17: dotata di due sondaggi, ciascuno con due celle di Casagrande di cui una profonda P17–ASX p ed una superficiale P17–ASX s con prelievo di campione.
  - Sezione 18: dotata di due sondaggi, ciascuno con due celle di Casagrande di cui una profonda P18–ASX p ed una superficiale P18–ASX s con prelievo di campione.
  - Sezione 19: dotata di due sondaggi, ciascuno con due celle di Casagrande di cui una profonda P19–ASX p ed una superficiale P19–ASX s con prelievo di campione.
  - Sezione 20: dotata di due sondaggi, ciascuno con due celle di Casagrande di cui una profonda P20–ASX p ed una superficiale P20–ASX s con prelievo di campione.
- *Argine secondario*
  - Sezione 21: dotata di due sondaggi, ciascuno con due celle di Casagrande di cui una profonda P21–ASX p ed una superficiale P21–ASX s con prelievo di campione.



**Figura 4.9** Planimetria (da TAV 1 - CTR planimetria 10000 (Rilievo Unipr)) delle sezioni

Il nucleo delle arginature è costituito prevalentemente da limi sabbiosi e sabbie limose, provenienti dagli scavi di sbancamento effettuati per la realizzazione del bacino. L'arginatura secondaria è stata realizzata secondo i medesimi criteri strutturali delle arginature principali.

A titolo di esempio si riportano due sezioni litografiche: la sezione 14 per l'argine sinistro (**Figura 4.10**) e la sezione 17 per l'argine destro (**Figura 4.11**). Le altre sono riportate nell'**Allegato 3**.

Inoltre, si riporta a titolo d'esempio in **Figura 4.12** la scheda del sondaggio al piede della sezione 17 dell'argine destro, con annesse alcune foto del carotaggio.

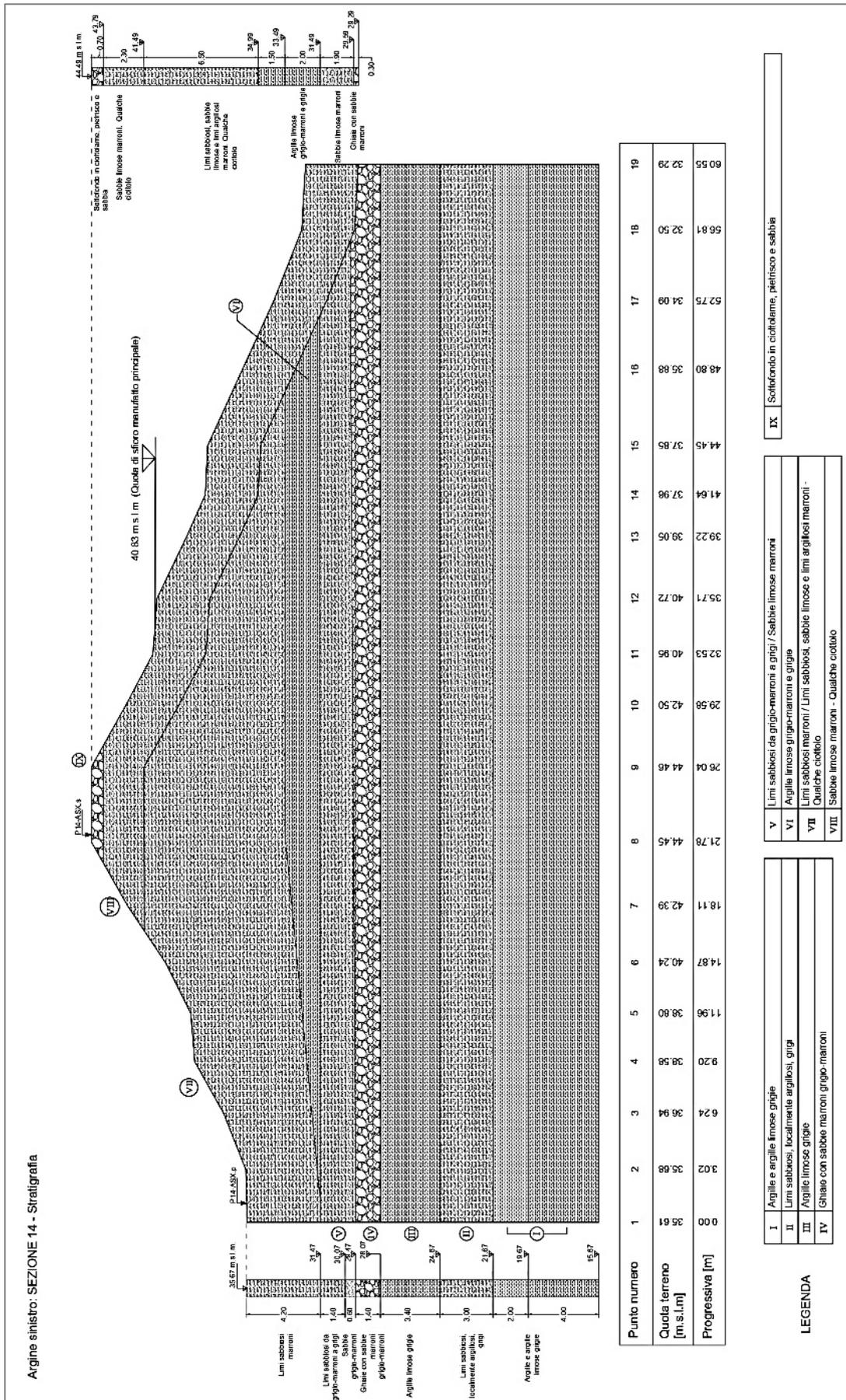


Figura 4.10 Sezione litografica 14 dell'argine sinistro

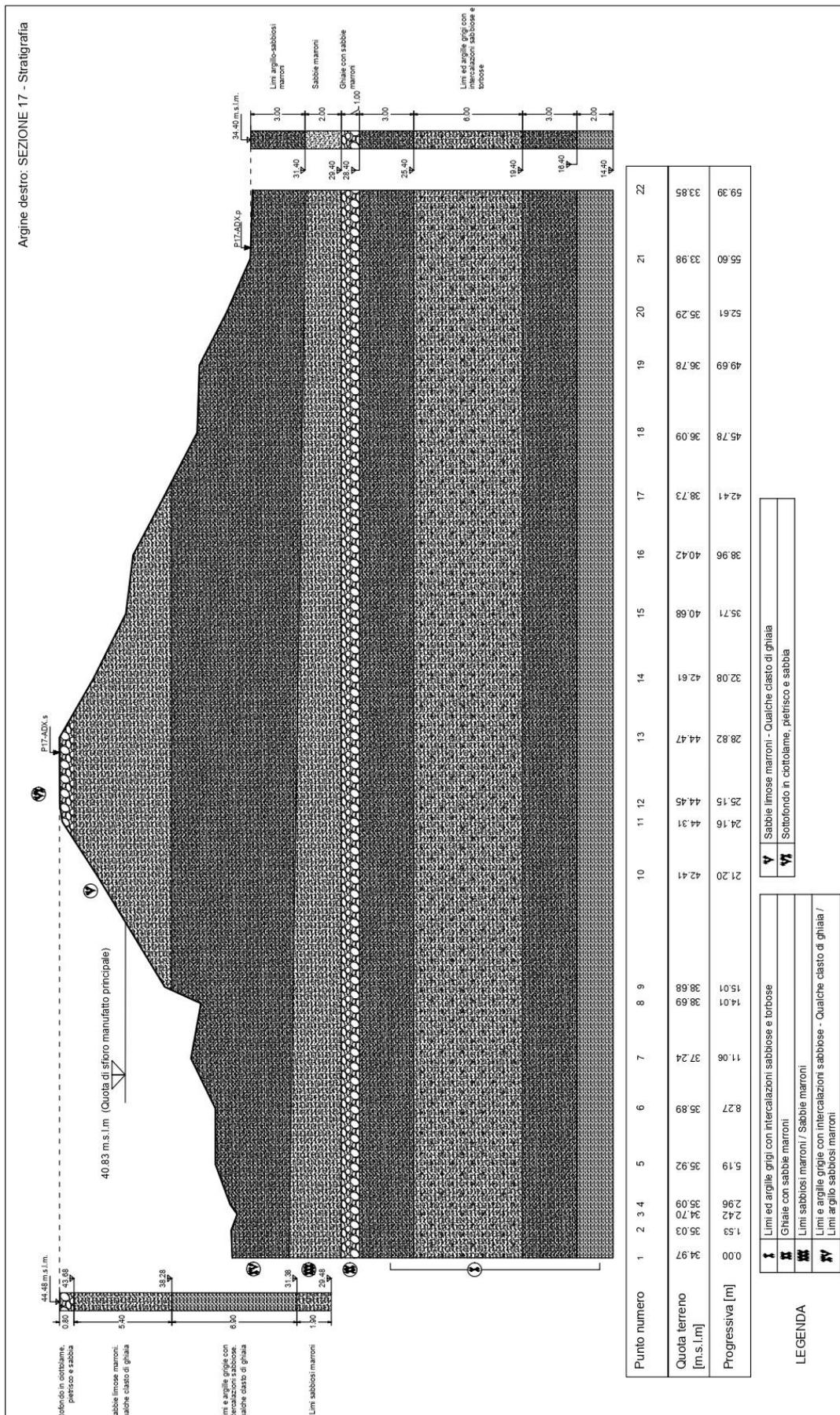
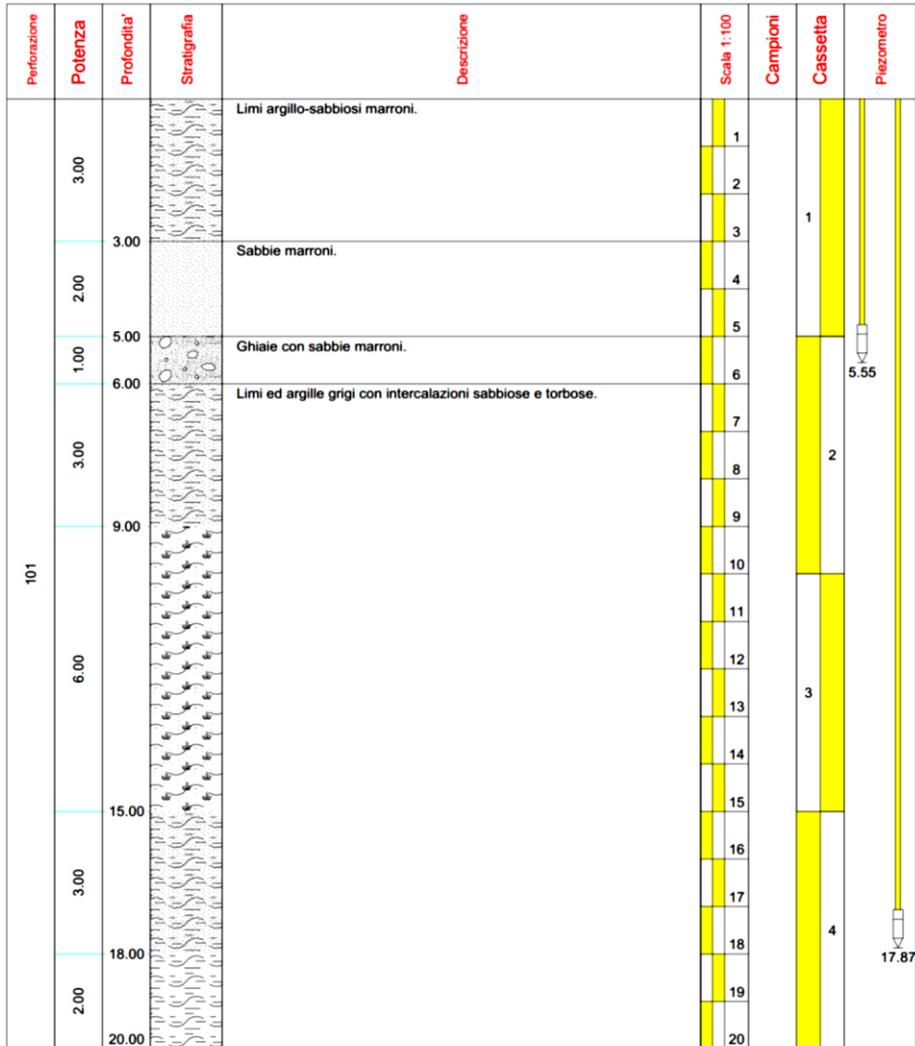


Figura 4.11 Sezione litografica 17 dell'argine destro

<b>PARMAGEO</b> indagini geognostiche V. Argini sud, 31 - 43030 BASILICANOVA (PR) ☎ 0521.681030 • ✉ 0521.1550449 info@parmageo.com • www.parmageo.com C.F., p. IVA e Reg. Imp. di PR: 01719120347 REA: 173188 • Cap. Soc.: 30.000,00 Euro int. vers.	Committente: <b>A.I.P.O</b>	Sondaggio N°: <b>P17-ADX.p1/1</b>	Pag: <b>P17-ADX.p1/1</b>
	Località: <b>F. Panaro</b>	Certificato di prova N°:	
Cantiere: <b>Cassa di Espansione</b>	Data inizio: <b>29/11/2016</b>	Data fine: <b>30/11/2016</b>	
Il geologo di cantiere: <b>Dr. S. Verduri</b>	Fluido perf.: <b>acqua</b>	Metodo: <b>carotaggio cont.</b>	Quota inizio: <b>piede argin.</b>
Il direttore del laboratorio: <b>Dr. E. Faccini</b>	Perforatrice: <b>MDT "80 V"</b>	Coordinate:	



Nella colonna "Piezometro", le quote indicano la base delle celle Casagrande installate.



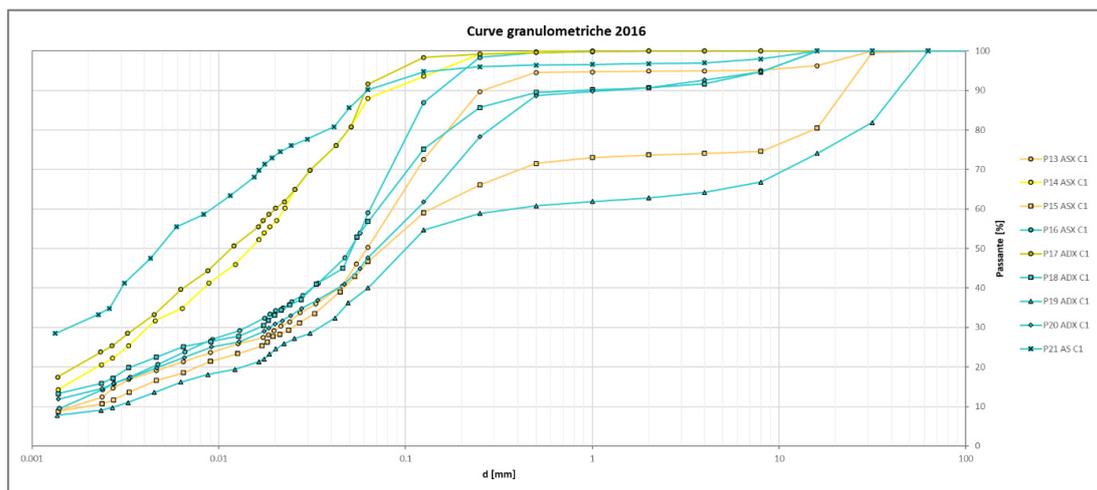
Figura 4.12 Sondaggio nella sezione arginale 17 al piede ed alcune foto del carotaggio

### 4.1.3. La caratterizzazione geotecnica dei materiali

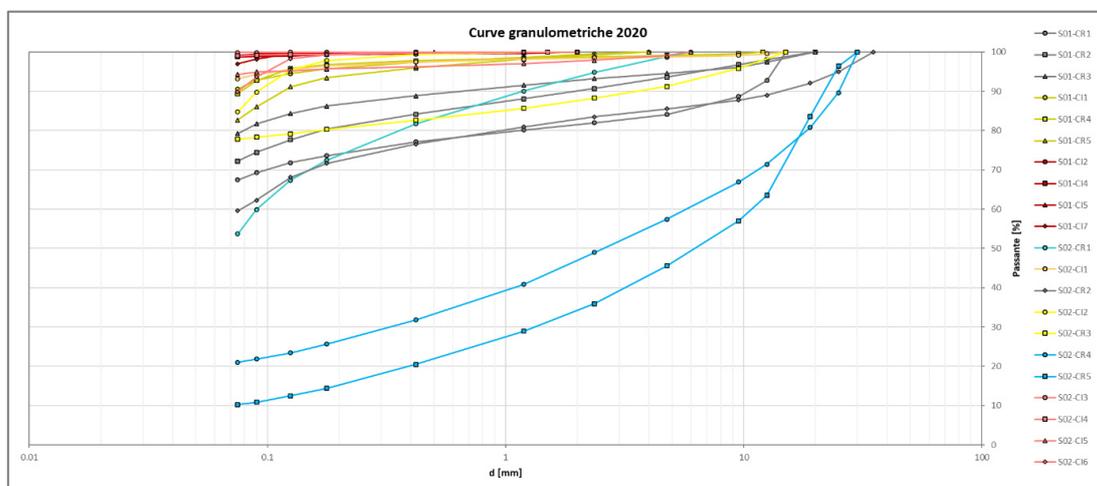
La caratterizzazione geotecnica dei terreni utilizzati nelle arginature e nei relativi terreni di fondazione è effettuata con l'analisi e l'interpretazione dei risultati ottenuti dalle prove in situ e di laboratorio. Queste prove sono realizzate a seguito delle indagini e dei sondaggi già presentati nel **paragrafo 4.1.1** su campioni indisturbati e rimaneggiati. In particolare, ci si riferisce a 47 campioni prelevati durante le indagini degli anni:

- 2008. Due campioni indisturbati dal sondaggio S01Z;
- 2016. 22 campioni rimaneggiati di cui 13 dal sondaggio P10-MSX ed un campione per ciascuno dei seguenti sondaggi: P13-ASX S., P14-ASX S., P15-ASX S., P16-ASX S., P17-ADX S., P18-ADX S., P19-ADX S., P20-ADX S. e P21-AS S.);
- 2020. 10 campioni rimaneggiati e 13 campioni indisturbati dai sondaggi S01 e S02.

Si eseguono su essi prove granulometriche, edometriche, triassiali, di taglio diretto e si determinano i limiti di Atterberg ed il contenuto naturale d'acqua. Per la classificazione dei terreni si sfruttano le analisi granulometriche, condotte per setacciatura e sedimentazione a seconda dei campioni, e i limiti di Atterberg. Si riportano le curve granulometriche dei campioni esaminati per gli anni 2016 e 2020, rispettivamente in **Figura 4.13** e **Figura 4.14**.



**Figura 4.13** Curva granulometrica per i campioni estratti nell'indagine del 2016



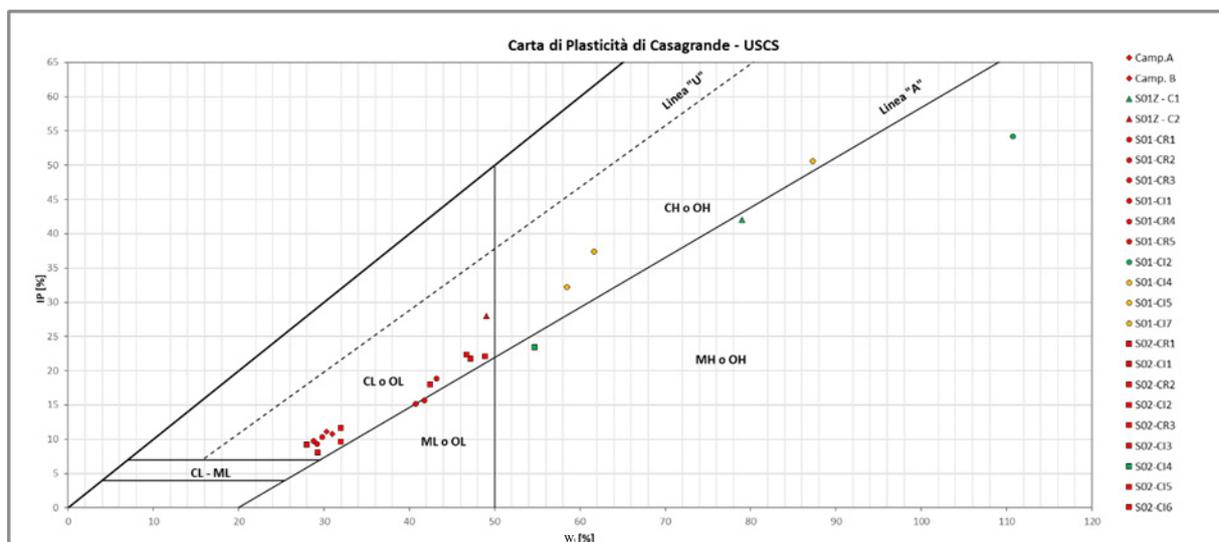
**Figura 4.14** Curva granulometrica per i campioni estratti nell'indagine del 2020

A partire dai valori di *limite di liquidità*  $w_l$  e *limite di plasticità*  $w_p$ , si definisce l'*indice di plasticità*  $IP$  dato dalla loro differenza. Diagrammando tale indice in funzione del limite di liquidità si ottiene un grafico detto *carta di plasticità di Casagrande*, che da informazioni qualitative sul terreno in esame. In essa si distinguono sei zone e, quindi, sei classi di terreno e la suddivisione avviene per mezzo di una retta detta *linea A* di equazione (34) e due rette verticali corrispondenti a  $w_l$  pari a 30 e 50. Sopra la linea A si individua la zona delle argille inorganiche, invece sotto argille o limi organici. A sinistra della retta verticale per  $w_l$  pari a 30 si trovano i terreni a bassa plasticità indicati con  $L$ , alla destra della retta verticale per  $w_l$  pari a 50 i terreni ad alta plasticità indicati con  $H$ , nella zona centrale quelli a media plasticità.

$$IP = 0,73 \cdot (w_l - 20) \quad (34)$$

Viene in seguito fatta una modifica alla carta di plasticità di Casagrande con l'inserimento del sistema di classificazione dei terreni *Unified Soil Classification System* (USCS), che suddivide i terreni in cinque gruppi principali: due a grana grossa, ovvero ghiaie indicate con  $G$  e sabbie con  $S$ , e tre a grana fine, ovvero limi indicati con  $M$ , argille con  $C$  e terreni organici con  $O$ . Si riporta in **Figura 4.15** la carta di plasticità di Casagrande per i campioni esaminati.

I risultati complessivi sono mostrati in **Tabella 4.1**.



**Figura 4.15** Carta di plasticità di Casagrande

**Tabella 4.1** Classificazione dei campioni delle indagini geognostiche 1988, 2008, 2016 e 2020

Indagini geognostiche	Sondaggio	Campione	Granulometria				Limiti di Atterberg			IC [-]	Classificazione USCS
			Ghiaia [%]	Sabbia [%]	Limo [%]	Argilla [%]	w <sub>l</sub> [%]	w <sub>p</sub> [%]	IP [%]		
1988	Camp. A	Camp. A		28.0	42.0	30.0	31.0	20.2	10.8	1.52	CL o OL - Argille magre o argille organiche
	Camp. B	Camp. B		24.0	49.0	27.0	30.3	19.2	11.1	1.83	CL o OL - Argille magre o argille organiche
2008	S01Z	S01Z - C1					79.0	37.0	42.0	0.38	MH o OH - Limo elastico o organico
		S01Z - C2					49.0	21.0	28.0	1.00	CL o OL - Argille magre o argille organiche
2016	P13-ASX S.	P13 ASX C1	5.0	39.1	44.9	11.1					
	P14-ASX S.	P14 ASX C1	0	10.6	71.1	18.3					
	P15-ASX S.	P15 ASX C1	25.8	24.4	39.9	10.0					
	P16-ASX S.	P16 ASX C1	0	33.9	53.7	12.4					
	P17-ADX S.	P17 ADX C1	0	6.7	71.7	21.6					
	P18-ADX S.	P18 ADX C1	7.6	31.0	46.6	14.9					
	P19-ADX S.	P19 ADX C1	35.2	21.1	35.1	8.6					
	P20-ADX S.	P20 ADX C1	6.8	41.9	37.7	13.5					
P21-AS S.	P21 AS C1	2.8	5.9	59.4	32.0						
2020	S01	S01-CR1	15.9	16.6	67.5		29.8	19.5	10.3	2.20	CL o OL - Argille magre o argille organiche con sabbia
		S01-CR2	6.4	21.3	72.3		29.2	19.9	9.3	1.80	CL o OL - Argille magre o argille organiche con sabbia
		S01-CR3	5.4	15.4	79.2		28.8	19.1	9.7	0.70	CL o OL - Argille magre o argille organiche con sabbia
		S01-CI1	0	9.4	90.6		41.8	26.2	15.6	0.90	CL o OL - Argille magre o argille organiche
		S01-CR4	0.9	9.7	89.4		40.8	25.7	15.1	1.40	CL o OL - Argille magre o argille organiche
		S01-CR5	0	17.3	82.7		43.2	24.4	18.8	1.60	CL o OL - Argille magre o argille organiche
		S01-CI2	0	1.3	98.7		110.8	56.6	54.2	0.90	MH o OH - Limo elastico o organico
		S01-CI4	0	1.2	98.8		87.3	36.7	50.6	0.96	CH o OH - Argilla grassa o organica
		S01-CI5	0	0.9	99.1		61.7	24.3	37.4	1.02	CH o OH - Argilla grassa o organica
	S01-CI7	0	3.0	97.0		58.5	26.2	32.2	1.05	CH o OH - Argilla grassa o organica	
	S02	S02-CR1	1.2	45.1	53.7		29.3	21.3	8.0	2.12	CL o OL - Argille magre o argille organiche con sabbia
		S02-CI1	1.3	5.5	93.2		32.0	20.4	11.6	1.66	CL o OL - Argille magre o argille organiche
		S02-CR2	14.5	25.9	59.6		28.0	18.8	9.2	1.67	CL o OL - Argille magre o argille organiche con sabbia
		S02-CI2	0	15.3	84.7		42.5	24.5	18.0	1.28	CL o OL - Argille magre o argille organiche con sabbia
		S02-CR3	8.7	13.5	77.8		32.0	22.4	9.6	1.42	CL o OL - Argille magre o argille organiche con sabbia
		S02-CR4	42.5	36.5	21.0		18.1	15.6	2.5	6.50	SM - Sabbia limosa
		S02-CR5	54.5	35.2	10.3		16.8	15.2	1.6	5.97	GW - GM - Ghiaia ben assortita con limo
		S02-CI3	0	0.2	99.8		48.9	26.8	22.1	1.00	CL o OL - Argille magre o argille organiche
S02-CI4		0	1.0	99.0		54.7	31.3	23.4	1.09	MH o OH - Limo elastico o organico	
S02-CI5	0.9	4.8	94.3		47.2	25.5	21.7	1.14	CL o OL - Argille magre o argille organiche		
S02-CI6	0	10.1	89.9		46.7	24.4	22.3	1.08	CL o OL - Argille magre o argille organiche		

Le prove di laboratorio effettuate sui campioni indisturbati sono:

- *Prove di consolidazione edometrica* ad incrementi di carico per la determinazione dei parametri di comprimibilità dei terreni in condizioni di deformazioni laterali impedito.
- *Prove di taglio diretto* per determinare le caratteristiche di resistenza a taglio di picco, di stato stazionario e residua su provini consolidati in condizioni  $k_0^3$  mediante controllo di sforzi normali e tangenziali.
- *Prove triassiali consolidate non drenate (CIU)* per la determinazione dei parametri di resistenza al taglio dei terreni sia in condizioni drenate ( $c'$  e  $\varphi'$ ) che in condizioni non drenate ( $c_u$ ), e *prove triassiali non drenata e non consolidata (UU)* per la valutazione della resistenza a taglio non drenata  $c_u$ .

Nella **Tabella 4.2** sono riassunti i risultati ottenuti nelle diverse prove.

**Tabella 4.2** Risultati delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati

Indagini	Sondaggi	Campioni	Prova Edometrica				Triassiale CIU		Taglio Diretto o Residuo		Triassiale UU	
			O.C .R.	E <sub>ed</sub> [kPa]				c'	φ'	c'	φ'	c <sub>u</sub>
			[-]	49.0 - 98.1	98.1 - 196.1	196.1 - 392.3	392.3 - 784.5	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]
2008	S01Z	S01Z - C1	1.00					8.9	21.3			
2020	S01	S01-C11	1.01	2439	3934	6741	11917	19.0	23.6	16.3	24.2	82
		S01-C12	1.01	3760	3077	3620	4893			13.4	16.3	
		S01-C14	1.04	7661	5925	5952	7184			18.8	15.8	
		S01-C15										
		S01-C17	2.04	3175	4639	7363	11509					
	S02	S02-C11	2.37	6174	9671	14175	23725			24.0	25.3	102
		S02-C12	4.38	4140	6595	10376	16046	14.0	28.4	0.5	22.7	
		S02-C13						30.1	26.5	27.5	26.8	155
		S02-C14										105
		S02-C16	1.12	3638	5608	9189	15722					

Come già detto prima, sono state inoltre eseguite alcune prove penetrometriche standard SPT al fine di ottenere i parametri geotecnici di quei materiali per i quali non è stato possibile prelevare campioni indisturbati su cui eseguire prove di laboratorio per la natura stessa del materiale. Si utilizzano una serie di relazioni empiriche, dalla equazione (35) alla (39), sia per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  che per quella del modulo di Young  $E$ .

$$\varphi' = (N_{SPT} \cdot 0,3) + 27 \quad \text{Shioi (35)}$$

$$\varphi' = (0,14 \cdot D_r) + 28 \quad \text{Schmertmann (1978) (36)}$$

$$\varphi' = \sqrt{15 \cdot N_{SPT}} + 15 \quad \text{RoadBridge (Shioi e Fukuni, 1982) (37)}$$

$$\varphi' = 19 - 0,38 \cdot \sigma'_v + 8,73 \cdot \log(N_{SPT}) \quad \text{De Mello (1978) (38)}$$

$$\varphi' = 27,20 + 0,28 \cdot (N_1)_{60} \quad \text{Peck, Hanson e Thornburn (1956) (39)}$$

$$E [MPa] = (0,756 \cdot N_{SPT}) + 18,75 \quad \text{D'Appolonia et al. (1970) (40)}$$

<sup>3</sup> Il parametro  $k_0$  è detto coefficiente di spinta a riposo e definisce il rapporto tra la tensione effettiva orizzontale  $\sigma'_h$  e quella verticale  $\sigma'_v$  in condizioni di deformazione trasversale impedita.

Il valore  $N_{SPT}$  è il numero di colpi misurati durante la prova, mentre  $(N_1)_{60}$  è il numero di colpi della prova corretto per una efficienza del 60% e normalizzato alla pressione di riferimento a 1 atm attraverso la formula (41). I termini  $C_E$  e  $C_N$  sono rispettivamente il coefficiente rapporto di energia e quello di normalizzazione della tensione litostatica ( $\sigma'_{v0}$ ). Quest'ultimo è valutato secondo la relazione (42). Il valore della densità relativa si determina a partire dalla equazione (43). In **Tabella 4.3** si riportano i risultati.

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_E \cdot C_N \quad (41)$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \sigma'_{v0}/100} \quad (42)$$

$$Dr = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad (43)$$

**Tabella 4.3** Valori ottenuti dalle correlazioni empiriche con la prova SPT

Ghiaie con sabbie																	
Profondità media [m]	N <sub>SPT</sub>	Profondità falda [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma'_{vo}$ [kPa]	C <sub>n</sub> [-]	N <sub>I60</sub>	D <sub>r</sub> [%]	Med. [%]	$\varphi$ Shi. [°]	$\varphi$ Sch. [°]	$\varphi$ RB [°]	$\varphi$ DM [°]	$\varphi$ P. [°]	$\varphi$ S. [°]	Med. [°]	E [D'A.] [Mpa]	Med. [MPa]
15.23	42 pa	9.7	20.0	249	0.67	28.05	68	57	40	38	40	32	35	37	34	50.50	42.19
16.73	23 pc	9.7	20.0	264	0.65	14.86	50		34	35	34	30	31	31		36.14	
18.23	33 pc	9.7	20.0	279	0.63	20.66	59		37	36	37	31	33	34		43.70	
19.73	26 pc	9.7	20.0	294	0.61	15.78	51		35	35	35	30	32	31		38.41	
Sabbie con limi debolmente argillose																	
Profondità media [m]	N <sub>SPT</sub>	Profondità falda [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma'_{vo}$ [kPa]	C <sub>n</sub> [-]	N <sub>I60</sub>	D <sub>r</sub> [%]	Med. [%]	$\varphi$ Shi. [°]	$\varphi$ Sch. [°]	$\varphi$ RB [°]	$\varphi$ DM [°]	$\varphi$ P. [°]	$\varphi$ S. [°]	Med. [°]	E [D'A.] [Mpa]	Med. [MPa]
1.73	9 pa	0	18.6	15	1.74	15.67	51	51	30	35	27	27	32	45	33	25.55	25.55

Le prove di permeabilità effettuate sono sia a carico costante che a carico variabile, con lo scopo di misurare il valore medio di conducibilità idraulica  $k$  dei terreni in sito. Le prime misurano la portata necessaria a mantenere costante il livello dell'acqua alla quota del boccaforo, quelle a carico variabile la velocità di riequilibrio dell'acqua nel foro dopo averlo alterato mediante immissione d'acqua nel foro. I risultati delle prove del 2006 sono in **Tabella 4.4**, quelle del 2020 in **Tabella 4.5**.

**Tabella 4.4** Risultati delle prove di permeabilità del 2006

Prove di permeabilità 2006						
Sondaggio	Profondità [m]	Quota assoluta [m s.l.m.]	Litologia	Prova di permeabilità a carico:		
				variabile - k [m/s]	costante - k [m/s]	
S2	Prova 1	5.50	39.11	Limo argilloso a livelli debolmente sabbioso fine, poco consistente, colore bruno.	2.36·10 <sup>-9</sup>	
	Prova 2	9.00	35.61	Sabbia eterometrica debolmente limosa, discreto grado di ossidazione, poco addensata, colore nocciola grigiastro con evidenti screziature ocracee.	1.17·10 <sup>-6</sup>	
S5	Prova 1	2.50	36.75	Limo debolmente argilloso sabbioso fine con raro ghiaietto, poco consistente, colore bruno.	6.28·10 <sup>-9</sup>	
	Prova 2	9.00	30.25	Limo da debolmente argilloso ad argilloso con intercalati subordinati livelletti limoso sabbioso fine, poco consistente, debolmente plastico, colore grigio.	3.84·10 <sup>-9</sup>	
S6	Prova 1	3.50	32.17	Limo debolmente sabbioso fine con raro ghiaietto sparso, poco consistente, colore bruno.	5.26·10 <sup>-9</sup>	
	Prova 2	12.00	23.67	Limo argilloso, moderatamente consistente, colore variegato da nocciola a grigio.	8.94·10 <sup>-10</sup>	
S7	Prova 1	3.00	31.40	Limo argilloso, moderatamente consistente, colore variegato da nocciola a grigio.	4.15·10 <sup>-9</sup>	
	Prova 2	7.50	26.90	Ghiaia eterometrica con sabbia da debolmente limosa a limosa, rari ciottoli, moderatamente addensata, colore grigio.		9.87·10 <sup>-5</sup>
S10	Prova 1	4.00	40.53	Ghiaia eterometrica con sabbia da debolmente limosa a limosa, rari ciottoli, discreto grado di ossidazione, moderatamente addensata, colore bruno nocciola.		3.31·10 <sup>-5</sup>
	Prova 2	13.50	31.03	Sabbia eterometrica, poco addensata, colore nocciola grigio.	1.11·10 <sup>-6</sup>	

**Tabella 4.5** Risultati delle prove di permeabilità del 2020

Prove di permeabilità 2020				
Sondaggio	Profondità [m]	Quota assoluta [m s.l.m.]	Litologia	Prova di permeabilità a carico variabile k [m/s]
S01	4.50	40.04	Limi di colore marrone	$1.43 \cdot 10^{-8}$
	16.00	28.54	Ghiaie eterometriche in taglie prevalentemente minute e medie e matrice sabbio-limosa di colore grigio-marrone.	$1.20 \cdot 10^{-3}$
	23.20	21.34	Depositi alluvionali prevalentemente argillosi, solo a tratti debolmente limosi. Colore di base grigio, da chiaro a scuro.	$2.23 \cdot 10^{-8}$
	31.40	13.14	Depositi alluvionali prevalentemente argillosi, solo a tratti debolmente limosi. Colore di base grigio, da chiaro a scuro.	$1.53 \cdot 10^{-8}$
S02	5.50	39.11	Limi con sabbie (sabbie fini e finissime) di colore marrone. Piccoli clasti di ghiaia dispersi nell'ammasso per tutta la sua altezza.	$1.01 \cdot 10^{-8}$
	20.00	24.61	Ghiaie eterometriche in matrice sabbio- limosa dapprima marrone, poi grigio-marrone.	$2.83 \cdot 10^{-4}$
	33.20	11.41	Alluvioni prevalentemente argillose con sporadiche intercalazioni limose/limo-sabbiose al più centimetriche	$1.49 \cdot 10^{-8}$

Dall'analisi dei parametri determinati dalle diverse prove, si classificano e caratterizzano i terreni costituenti le arginature della cassa di espansione e i relativi depositi di fondazione. La classificazione è semplificata individuando sette macro-categorie di terreni sulla base delle caratteristiche fisico meccaniche e idrauliche i cui parametri si riassumono in **Tabella 4.6**. Questi sono i dati necessari per la costruzione dei modelli numerici degli argini, **capitolo 5**.

**Tabella 4.6** Classificazione dei materiali costituenti delle arginature della cassa di laminazione

	Limi e argille sabbiosi	Argille	Sabbie con limi d. argillose	Limi con argille	Limi sabbiosi	Ghiaie con sabbie	Argille e limi
Campioni	(S01: CI1,CR4,CR5)	(S01: CI2,CI4,CI5, CI7 - S01Z: C1)	(S02: CR1)	(S02: CI1)	(S02: CI2,CR3)	(S02: CR1,CR5)	(S02: CI3, CI4, CI5, CI6)
Quota [m s.l.m.]	37.54 - 10.70	22.04 - 5.44	42.01 - 41.61	41.11 - 40.70	35.91 - 32.76	29.11 - 24.61	23.61 - 9.21
w <sub>l</sub> [%]	41.9	79.5	29.3	32.0	37.3	17.5	49.4
IP [%]	16.5	43.3	8.0	11.6	13.8	2.1	22.4
G [%]	0.3	0	1.2	1.3	4.4	48.5	0.2
S [%]	12.1	1.6	45.1	5.5	14.4	35.9	4.0
L - A [%]	87.6	98.4	53.7	93.2	81.3	15.7	95.8
γ <sub>s</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	17.5	18.6	19.6	19.6	20.0	19.1
φ' [°]	23.9	17.8	32.6	25.3	28.4	34.3	26.7
c' [kPa]	17.7	13.7		24.0	14.0		28.8
c <sub>u</sub> [kPa]	82.0	243		102	102		130
k [m/s]	$1.43 \cdot 10^{-8}$	$1.88 \cdot 10^{-8}$	$1.17 \cdot 10^{-6}$	$1.01 \cdot 10^{-8}$	$1.01 \cdot 10^{-8}$	$2.83 \cdot 10^{-4}$	$1.49 \cdot 10^{-8}$
ν [-]	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
E <sub>ed</sub> [kPa]	3934	7438		9671	16046		15722
E [kPa]	2922	5525	25554	7184	11920	42186	11679
D <sub>r</sub> [%]			51			57	
O.C.R.	1.01	1.27		2.37	4.38		1.12

#### 4.1.4. L'analisi sismica

È stato anche predisposto dal *Gruppo di orientamento* un piano di verifiche tecniche per le opere di ritenuta dei bacini e le arginature delle casse di espansione nel bacino del fiume Po e per le arginature del Fiume Po medesimo (Autorità di bacino fiume Po s.d.).

Tale gruppo è costituito da: il Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna, l'Unità Organizzativa Tutela e Valorizzazione del Territorio della Regione Lombardia, e l'Agenzia Interregionale per il fiume Po.

Importanti sono le verifiche sismiche dei corpi arginali al fine di avere un ampio quadro conoscitivo necessario per la definizione di una strategia di messa in sicurezza del territorio.

In particolare, sono state fatte: *analisi statiche pre-sismiche*, sia in termini di tensioni efficaci che totali, *analisi post-sismiche*, simulando un decadimento della resistenza al taglio ed un incremento delle pressioni interstiziali indotte nel terreno dall'azione sismica, ed *analisi sismiche* mediante l'impiego di metodi pseudostatici in termini di tensioni totali che efficaci. Le verifiche sono state eseguite per le condizioni di esercizio: fine lavori, massimo invaso e rapido svuotamento.

Per il sito oggetto di indagine, sulla base della pericolosità sismica del sito, sono stati costruiti gli spettri di risposta in accelerazione al 5% dello smorzamento critico riferiti a 2 periodi di ritorno  $T_r$ : l'evento meno raro con  $T_r$  475 anni e l'evento molto raro con  $T_r$  di 975 anni. Per ognuno dei tempi di ritorno, si sono considerati: 7 accelerogrammi generati dagli spettri di accelerazione con diversi valori della coppia magnitudo - distanza e 7 accelerogrammi registrati estratti dalla Banca dati ITACA.

A partire da questi spettri e dalle indagini geofisiche, si definiscono i fattori di amplificazione  $F_a$  computati come il rapporto tra le intensità spettrali calcolate sugli spettri di risposta in pseudo-velocità al 5% dello smorzamento critico del moto in superficie  $si_{output}$  e del moto di input  $si_{input}$ , per due diversi intervalli di periodo, ovvero 0.1 - 0.5 s e 0.5 - 1.5 s. Il valore di  $F_a$  è simile per gli accelerogrammi generati e quelli registrati: per il tempo di ritorno di 475 anni è circa pari a 1.58 per l'intervallo 0.1 - 0.5 s ed 1.49 per quello 0.5 - 1.5 s; per il tempo di ritorno di 975 anni è pari a 1.91 per l'intervallo 0.1 - 0.5 s e circa 1.92 per quello 0.5 - 1.5 s. Si osserva quindi un'amplificazione generalizzata su tutti i periodi dello spettro.

Sono state fatte delle analisi numeriche su una sezione rappresentativa della cassa, posta in prossimità del manufatto di regolazione. La definizione del modello numerico si basa sulla documentazione geotecnica relativa alle indagini geognostiche e lavori di installazione di piezometri per il collaudo funzionale e il monitoraggio dell'efficienza dei manufatti di laminazione delle piene del Fiume Panaro (Citiemme S.r.l. 2006) e sulle informazioni acquisite mediante la campagna di indagini geofisiche e geotecniche. Data l'incertezza dei parametri geotecnici trovati, in quanto legati anche a formule empiriche, sono stati attribuiti ai terreni parametri di resistenza al taglio sufficientemente cautelativi. Le condizioni geometriche e al contorno più impegnative per le tre condizioni di esercizio si trovano nel versante interno al bacino di invaso ed è, quindi, lato invaso che vengono analizzate le condizioni di stabilità.

Le analisi pre-sismiche hanno mostrato valori del coefficiente di sicurezza in termini di tensioni totali marcatamente superiori a quelli ricavati in termini di tensioni efficaci, per tutte le situazioni considerate, con valore minimo del fattore di sicurezza superiore a 3.

Le analisi post-sismiche hanno mostrato che in seguito all'azione sismica di progetto non si manifestano nel terreno significativi incrementi delle pressioni interstiziali.

Le analisi sismiche, così come per quelle statiche, restituiscono valori di fattore di sicurezza ottenuti in termini di tensioni totali superiori a quelli ricavati in termini di tensioni efficaci; per la condizione di rapido svasso, considerando il periodo di ritorno dell'evento sismico di 975 anni, i valori del coefficiente di sicurezza globali e parziali risultano inferiori ad uno, sia globalmente che localmente.

Sulla base dei risultati ottenuti da tutte queste analisi, è stato possibile affermare che i rilevati arginali della cassa di laminazione sul Fiume Panaro sono caratterizzati da un margine di sicurezza adeguato a garantirne la stabilità in condizioni sismiche nelle condizioni di esercizio di fine lavori e massimo invaso, mentre la condizione di rapido svasso potrebbe rappresentare una condizione ad elevata criticità.

Da tenere sempre in conto è l'incertezza della caratterizzazione meccanica e idraulica dei materiali; infatti, avendo attribuito ai parametri di resistenza al taglio di progetto valori cautelativi, i coefficienti di sicurezza ottenuti dalle analisi sono anch'essi cautelativi nei confronti della stabilità degli argini.

## *4.2. Il monitoraggio*

Lo scopo del sistema di monitoraggio è il controllo delle pressioni interstiziali, durante le operazioni di invaso, ritenzione e svasso del bacino, indotte all'interno dei corpi arginali della cassa di espansione e nei loro terreni di fondazione. I sensori del sistema di monitoraggio sono distribuiti in diverse aree dell'opera, ma maggiormente concentrate in prossimità dello sbarramento e degli argini adiacenti, per poi diradarsi lungo le arginature verso monte e terminando nei pressi della sezione d'ingresso.

I sondaggi attrezzati con i piezometri sono stati realizzati nelle seguenti aree:

- Quattro punti lungo l'asta del fiume Panaro, dal pettine selettivo in ingresso, a ridosso dello sbarramento, fino al margine della vasca di dissipazione a valle dello sbarramento;
- Sei punti nella vasca di dissipazione immediatamente a valle dello sbarramento;
- Quattro punti in corrispondenza del manufatto principale;
- Otto punti a valle del rilevato arginale principale e nel corpo arginale;
- Un punto nel corpo arginale della cassa sussidiaria e a valle dello stesso.

I piezometri considerati ed analizzati nel presente elaborato sono quelli disposti lungo gli argini della cassa, mostrati in pianta nella **Figura 4.16 (Allegato 4)**, ed in prossimità dell'opera di sbarramento, in **Figura 4.17**.

In tutte le sezioni delle arginature sono presenti quattro piezometri posti a differenti profondità, due posti nel corpo arginale in sommità e due lungo una verticale posta al piede dell'argine lato campagna. Si riporta a titolo d'esempio un'immagine dell'ubicazione dei piezometri nella sezione 14, in **Figura 4.18**, le profondità delle due celle sono mostrate nella **Tabella 4.7**.

In ogni foro di sondaggio, del diametro di 110 mm, sono stati installati fino a due celle piezometriche, posizionate a quote differenti, rivestite da una tasca filtrante isolata dal resto della tubazione mediante due livelli di bentonite, uno in testa ed uno alla base del punto di misura.

Le modalità operative di installazione sono già state descritte nel dettaglio nel **paragrafo 3.1.1**. Inoltre, come già detto, nei casi in cui siano state installate all'interno della stessa perforazione due celle Casagrande, a differenti profondità, è stato eseguito un tappo impermeabile che consente un completo isolamento fra le due celle piezometriche.

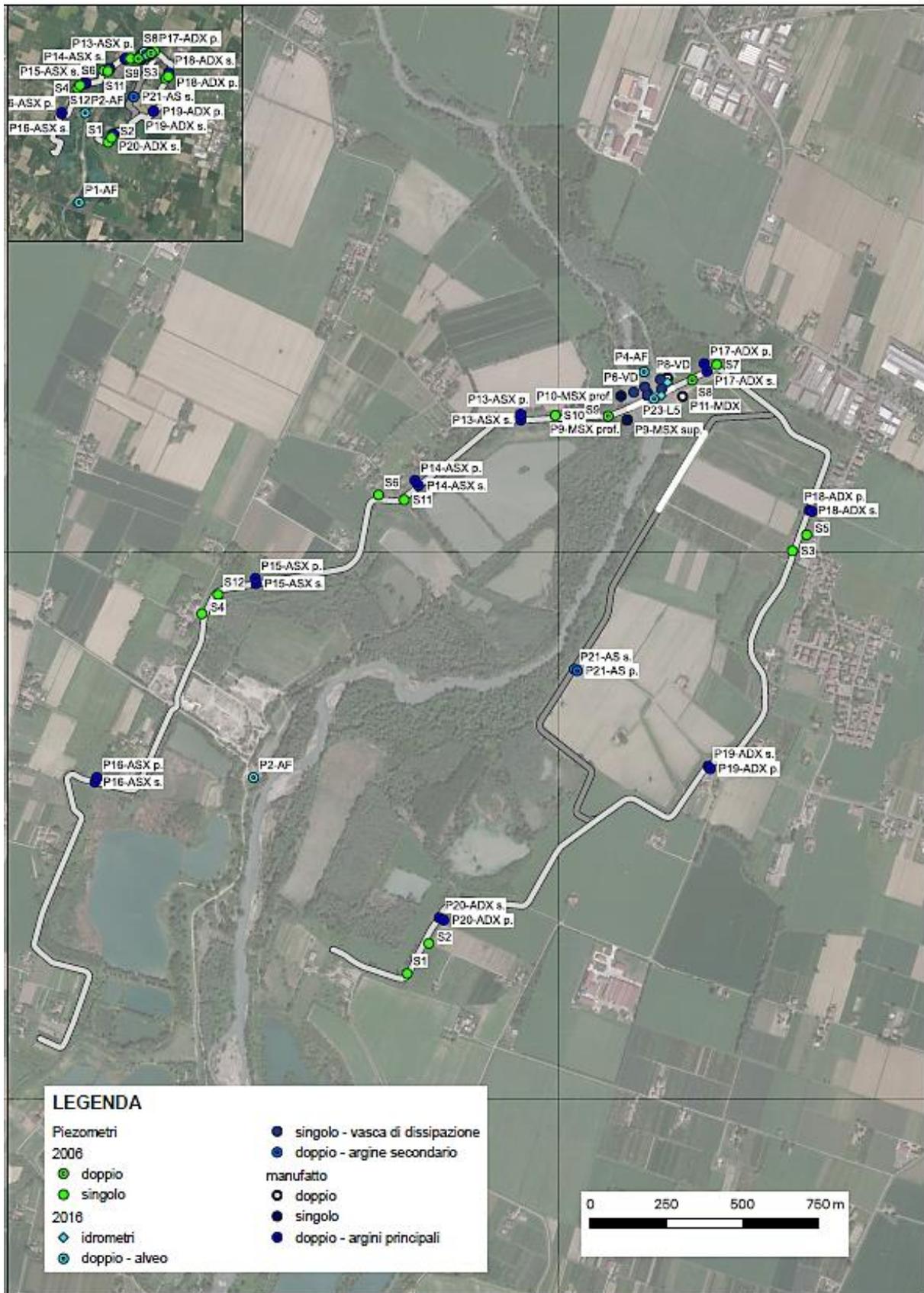
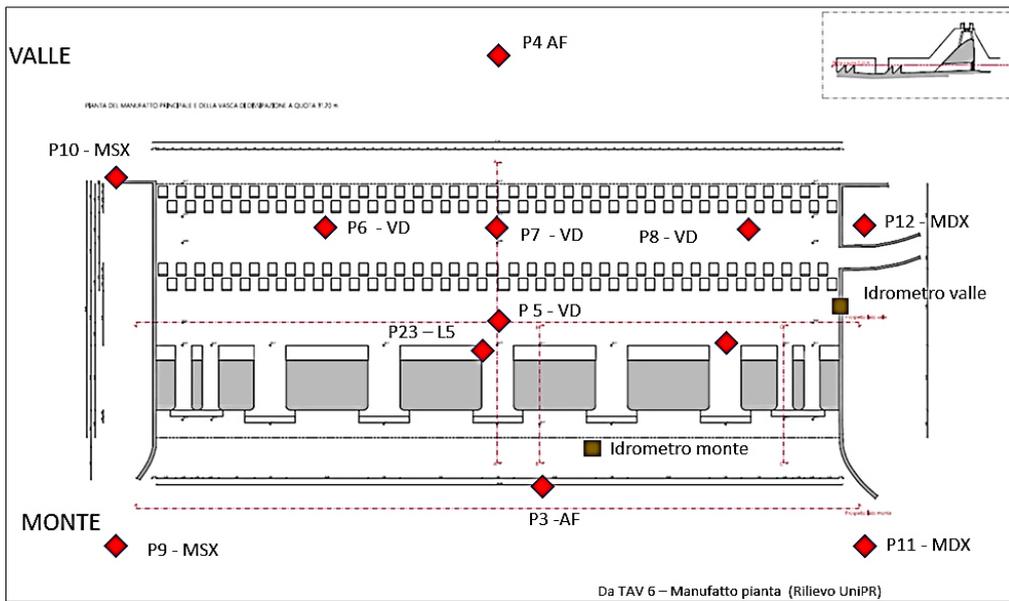


Figura 4.16 Ubicazione dei piezometri nella cassa



**Figura 4.17** Distribuzione dei piezometri nell'opera di sbarramento

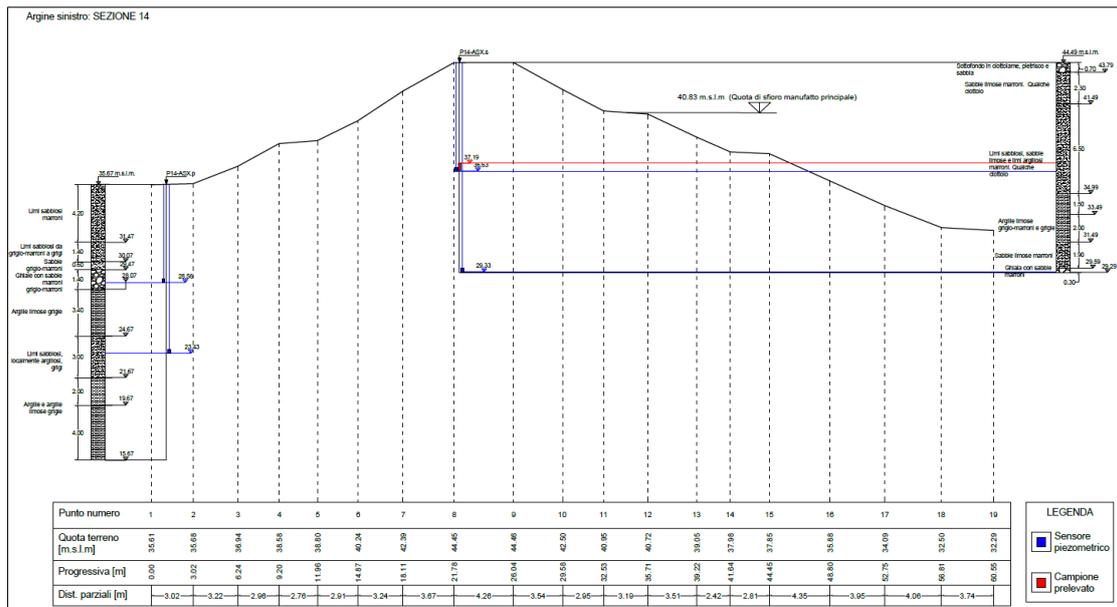


Figura 4.18 Segnaletica dei piezometri nella sezione arginale 14 con zoom in quello al piede

**Tabella 4.7** Quote delle celle di Casagrande dell'intera cassa

Sensore	Quota chiusino [m s.l.m.]	Quota testa cella [m s.l.m.]	Quota punta cella [m s.l.m.]
P1-AF_6m	42.08	36.38	36.11
P1-AF_21m	42.08	21.08	20.81
P2-AF_7m	35.92	28.99	28.72
P2-AF_27m	35.92	9.27	9.00
P3-AF_5m	28.71	23.88	23.61
P3-AF_26m	28.71	2.88	2.61
P4-AF_15m	31.98	17.15	16.88
P4-AF_32m	31.98	0.65	0.38
P5-VD_5m	28.58	24.35	24.08
P6-VD_5m	28.34	24.11	23.84
P7-VD_5m	28.33	24.10	23.83
P8-VD_5m	28.34	24.61	24.34
P9-MSX_7m	33.91	26.59	26.32
P9-MSX_30m	33.92	3.86	3.59
P10-MSX_8m	34.31	25.88	25.61
P10-MSX_41m	34.31	-6.65	-6.92
P11-MDX_8m	35.15	26.85	26.58
P11-MDX_32m	35.15	3.50	3.23
P12-MDX_38m	33.93	-3.60	-3.87
P12-MDX_7m	34.04	27.36	27.09
P13-ASX_S9m	44.53	35.70	35.43
P13-ASX_S15m	44.53	29.35	29.08
P13-ASX_P10m	36.23	26.17	25.90
P13-ASX_P17m	36.23	19.69	19.42
P14-ASX_S7m	44.49	36.90	36.63
P14-ASX_S15m	44.49	29.60	29.33
P14-ASX_P7m	35.67	28.83	28.56
P14-ASX_P12m	35.67	23.70	23.43
P15-ASX_S7m	44.49	37.69	37.42
P15-ASX_S15m	44.49	29.68	29.41
P15-ASX_P8m	37.18	28.78	28.51
P15-ASX_P18m	37.18	19.55	19.28
P16-ASX_S6m	44.47	38.58	38.31
P16-ASX_S15m	44.47	29.93	29.66
P16-ASX_P9m	37.12	28.54	28.27
P16-ASX_P19m	37.12	17.84	17.57
P17-ASX_S8m	44.48	36.78	36.51
P17-ASX_S13m	44.48	31.18	30.91
P17-ASX_P5m	34.00	28.72	28.45
P17-ASX_P18m	34.00	16.40	16.13
P18-ASX_S7m	44.44	37.34	37.07
P18-ASX_S12m	44.44	32.54	32.27
P18-ASX_P9m	39.25	30.33	30.06
P18-ASX_P17m	39.25	21.60	21.33
P19-ASX_S7m	44.41	37.36	37.09
P19-ASX_S15m	44.41	29.86	29.59
P19-ASX_P6m	39.13	33.56	33.29
P19-ASX_P12m	39.13	27.22	26.95
P20-ASX_S8m	44.84	37.34	37.07
P20-ASX_S15m	44.84	30.14	29.87
P20-ASX_P6m	36.61	30.51	30.24
P20-ASX_P19m	36.61	17.66	17.39
P21-AS_S6m	41.91	36.00	35.73
P21-AS_S14m	41.91	27.59	27.32
P21-AS_P8m	35.25	26.47	26.20
P21-AS_P18m	35.25	21.27	21.00
P22-L3_5m	28.80	24.42	24.15

Ogni cella piezometrica Casagrande è composta da un filtro a candela e da un telaio, per un diametro esterno di circa 55 mm e una lunghezza complessiva di 270 mm. All'estremità superiore delle celle si trovano due raccordi collegati ad altrettanti tubi in PVC, di cui uno per l'effettuazione delle misure e l'altro di spurgo.

Ogni cella Casagrande è collegata alla superficie da due tubazioni le cui estremità sono state protette con appositi tappi di tipologia variabile a seconda della posizione del sondaggio: in materiale plastico per i piezometri in aree non allagabili come la testa dei corpi arginali, con appositi raccordi idraulici a tenuta stagna nelle aree potenzialmente allagabili durante le operazioni di laminazione delle piene e durante il collaudo come quelle in corrispondenza del manufatto e lungo l'alveo fluviale e con tappi svitabili per facilitare l'esecuzione delle campagne di misura manuali nel caso dei tubi di spurgo. A protezione delle teste dei piezometri vi sono dei pozzetti prefabbricati in CLS, di dimensione 40 x 40 cm o 50 x 50 cm, a fondo aperto e chiusi con chiusino carrabile in ghisa.

I sondaggi posizionati nelle vasca di dissipazione non sono più ispezionabili in quanto sigillati con raccordi a V impermeabili in testa alle tubazioni, a loro volta protetti da pozzetti flangiati in acciaio ricoperti con getto di conglomerato cementizio (**Figura 4.19**).



**Figura 4.19** Foto generiche del monitoraggio piezometrico nella cassa

Le misure sono eseguite in automatico mediante l'installazione di trasduttori di pressione di tipo piezoresistivo, dotati di circuito elettronico a microprocessore con convertitore.

Il sistema di monitoraggio si basa su un'architettura di comunicazione prevalentemente wireless, composto da due centraline principali di acquisizione, una presso lo sbarramento ed una sull'argine destro, in posizione baricentrica rispetto alla cassa. I dati piezometrici vengono raccolti grazie a diversi moduli di comunicazione wireless, autoalimentati da pannelli solari e batterie tampone, collegati ai vari sensori e che comunicano con il resto del sistema utilizzando frequenze in libera concessione.

Il sistema di monitoraggio prevede anche la misura dei livelli di invaso a monte e a valle dell'opera di sbarramento. I dati di monitoraggio dei piezometri sono raccolti in un database e sono disponibili a partire dall'anno 2017, anno di termine di installazione del sistema.

Inoltre, si possono acquisire delle misure effettuate dall'Università di Bologna (Prof.ssa Lisa Borgatti) nei pozzi posti al contorno della cassa di espansione (**Figura 4.20**) installati nel giugno del 2016, ovvero prima dell'installazione dei sistemi di monitoraggio dell'opera. Si tratta di pozzi censiti informalmente dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna, principalmente privati e dei quali non si conoscono nel dettaglio le informazioni tecniche e di realizzazione, come ad esempio la lunghezza e la profondità del tratto finestrato. Si tratta quindi di indicazione di massima delle condizioni di falda al contorno dell'area di interesse, utili, comunque, per avere informazioni sulle condizioni di falda e meglio comprendere le misure dei piezometri.



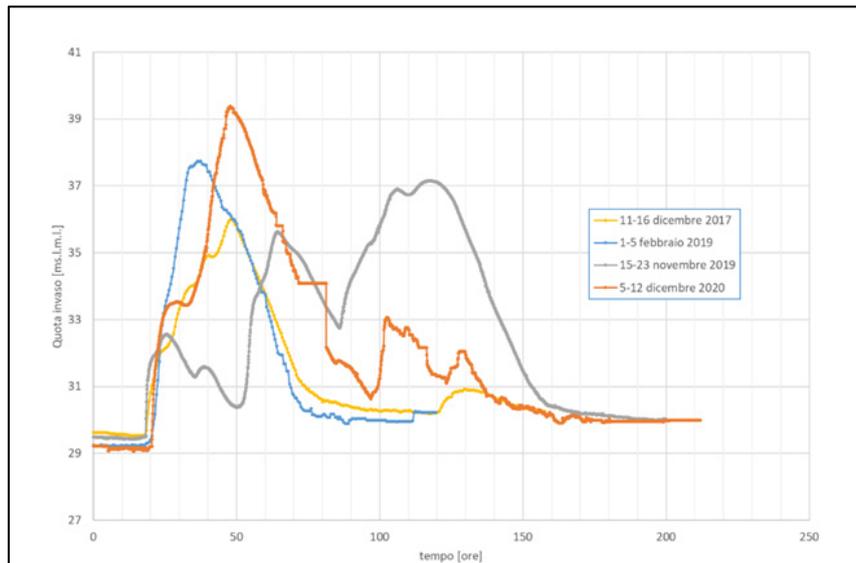
**Figura 4.20** Planimetria dei pozzi investigati nella campagna di misura del giugno 2016 (Università di Bologna - Prof.ssa Lisa Borgatti).

#### 4.3. Principali eventi di piena acquisiti dal sistema di monitoraggio

A partire dalla data di installazione del sistema di monitoraggio, sono stati individuati quattro interessanti eventi di piena che hanno coinvolto la cassa di espansione del Panaro:

1. 10 - 16 dicembre 2017
2. 1 - 5 febbraio 2019
3. 14 - 23 novembre 2019
4. 4 - 12 dicembre 2020

I periodi sopraindicati comprendono le fasi di invaso e di svasso della cassa di espansione le cui curve sono rappresentate nel grafico di **Figura 4.21**; la scala dei tempi è espressa in ore e le curve sono traslate in modo da avere un inizio di invaso corrispondente. Attraverso questo grafico è possibile fare un confronto tra i quattro eventi di piena e capire le velocità di invaso e svasso (**Tabella 4.8**).



**Figura 4.21** Principali curve di invaso e svaso del bacino nel periodo gennaio 2017 - marzo 2021

**Tabella 4.8** Condizioni di invaso e svaso nei quattro eventi di piena considerati

Evento	INVASO				SVASO			
	$Q_{max}$ [m s.l.m.]	$\Delta H$ [m]	Tempo [h]	Velocità media [m/h]	$Q_{min}$ [m s.l.m.]	$\Delta H$ [m]	Tempo [h]	Velocità media [m/h]
11-16 dicembre 2017	36.47	6.37	30.5	0.21	31.03	5.44	33.0	0.16
1-5 febbraio 2019	38.21	8.51	18.0	0.47	30.81	7.40	39.0	0.19
15-23 novembre 2019	33.04	3.06	7.4	0.41	30.86	2.18	24.3	0.09
	36.10	5.24	14.2	0.37	33.21	2.89	21.7	0.13
	37.62	4.41	31.4	0.14	30.89	6.73	42.7	0.16
5-12 dicembre 2020	39.84	10.16	27.4	0.37	31.30	8.54	47.7	0.18

Gli eventi del dicembre 2017, del febbraio del 2019 e del dicembre 2020 hanno una sola fase di invaso, seguita da una fase di svaso una volta raggiunta la quota massima. Questi eventi sono caratterizzati da una velocità di invaso variabile tra 0.20 e 0.47 m/h e una velocità di svaso di circa 0.18 m/h. Il livello di invaso massimo raggiunto è stato registrato durante l'evento più recente, dicembre 2020, ed è pari a 39.84 m s.l.m. per un'altezza di invaso rispetto alla quota d'alveo di circa 7.5 m.

L'evento del novembre 2019 si differenzia dagli altri in quanto il livello massimo di invaso, 37.62 m s.l.m., è stato raggiunto in tre fasi di svaso/invaso, con velocità di invaso medi di 0.37 m/h, un livello massimo mantenuto pressoché costante per una circa 12 ore ed una velocità di svaso media di circa 0.13 m/h.

#### 4.4. Confronto tra letture piezometriche ed idrometriche: evento 2020

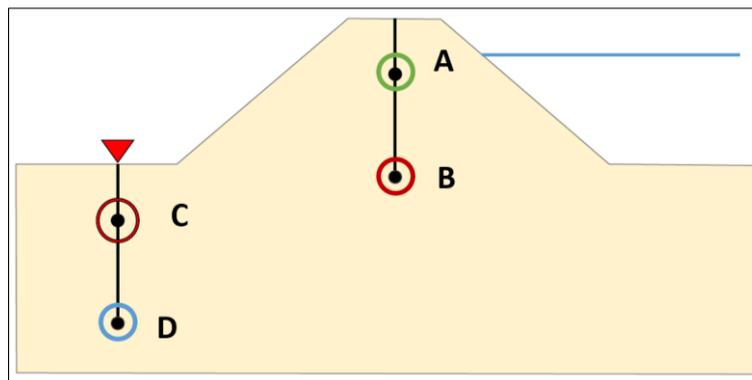
Come già accennato nei capitoli precedenti, la cassa di espansione del fiume Panaro è sottoposta all'operazione di collaudo, le cui modalità vengono spiegate approfonditamente nel **paragrafo 4.5**. Il sistema di monitoraggio gioca un ruolo fondamentale perché a partire da esso è possibile confrontare i risultati delle analisi numeriche con ciò che è realmente accaduto, applicando così il metodo osservazionale di Terzaghi e Seck.

La risposta idraulica dei piezometri deve essere monitorata durante l'operazione di collaudo della cassa, al fine di ottenere le misure piezometriche ed il livello di invaso in corrispondenza del manufatto dell'opera.

Una volta chiare la tipologia e la disposizione della strumentazione di monitoraggio nella cassa di espansione, di cui si è discusso nel **paragrafo 4.2**, è importante capire come i piezometri in alveo e sulle arginature rispondano ai periodi di invaso e svaso. Per tale scopo, oltre che per comprendere ed individuare le eventuali criticità del sistema di monitoraggio installato, si analizzano i dati storici degli eventi di piena già subiti dalla cassa di espansione facendo un confronto tra le misure piezometriche ed i livelli di invaso registrati dagli idrometri, posizionati in prossimità dell'opera di sbarramento.

In particolare, si analizza l'ultimo evento di piena, ovvero quello del dicembre 2020, che ha raggiunto il livello di invaso massimo. Lo schema utile rappresentante l'ubicazione e la profondità dei piezometri analizzati è quello riportato in **Figura 4.22**, in cui si indicano con:

- *A* i piezometri più superficiali posti nel corpo arginale;
- *B* i piezometri profondi nel corpo arginale;
- *C* i piezometri superficiali al piede del corpo arginale, che si trovano circa alla stessa quota assoluta di quelli *B*;
- *D* i piezometri più profondi posti al piede dell'argine.



**Figura 4.22** Ubicazione e profondità dei piezometri analizzati in un generico argine

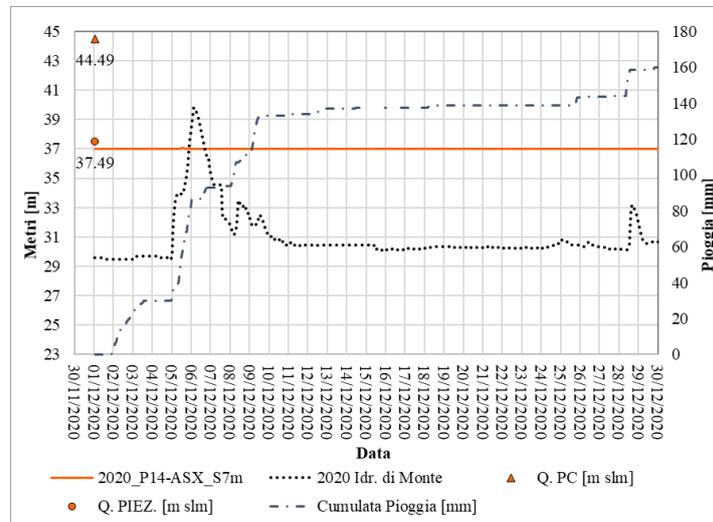
#### 4.4.1. Piezometri *A*: i più superficiali posti in sommità all'argine

La maggior parte dei piezometri installati nel centro dei corpi arginali non mostra alcuna variazione di lettura in concomitanza dell'aumento del livello idrometrico all'interno del bacino di invaso. Il motivo è probabilmente la breve durata dell'onda di piena che non permette il raggiungimento delle condizioni di saturazione massima nel corpo arginale.

Inoltre, attraverso il confronto, è stato possibile individuare il mal funzionamento della strumentazione in corrispondenza della sezione 16, che una volta segnalato ed una volta effettuati i relativi interventi, ha consentito la corretta registrazione delle misure durante l'operazione di collaudo.

Si riporta un esempio di queste registrazioni in **Figura 4.23**, relativo alla sezione 14. Nella figura sono anche mostrati: il livello idrometrico con la linea puntinata nera, la cumulata di pioggia del periodo considerato con la linea tratteggiata blu, la quota assoluta della superficie

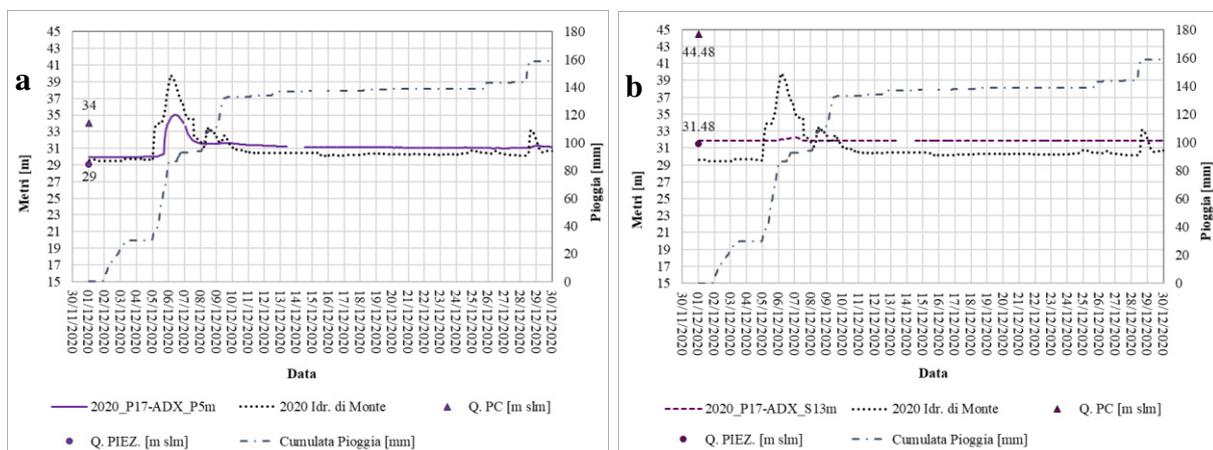
con il triangolino e quella del piezometro con il rombo. In genere tutti i confronti sono poi mostrati nell'Allegato 5.



**Figura 4.23** Confronto misure del piezometro superficiale in sommità dell'argine – Sezione 14 – Evento 2020

#### 4.4.2. Piezometri *B* profondi in sommità e *C* superficiali al piede

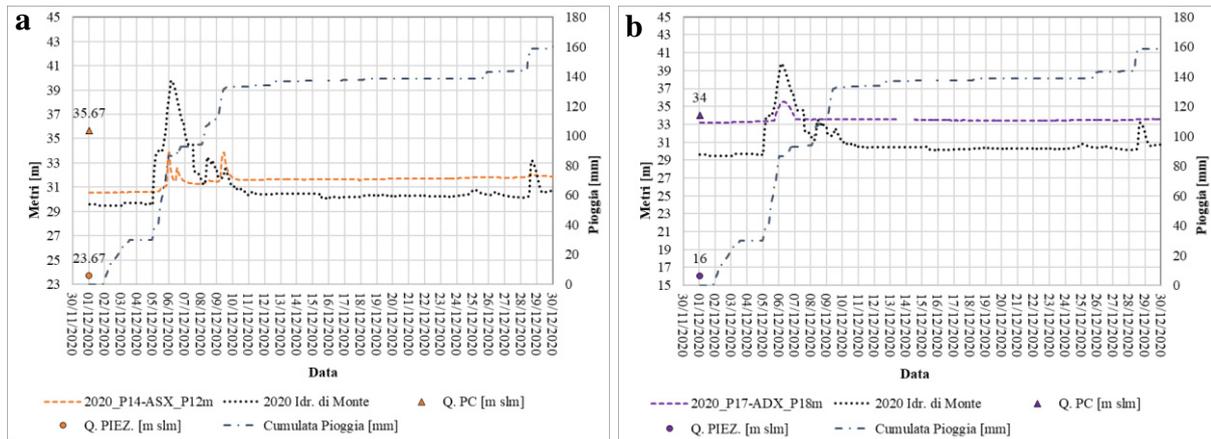
Come già detto questi piezometri sono circa alla medesima quota assoluta e le loro misure mostrano: un innalzamento del livello di falda di un'entità variabile tra 1.3 e 2.3 m che si mantiene costante anche dopo lo svasso per le sezioni 13, 14 in argine sinistro e 21 in argine secondario oppure nessuna risposta alla variazione idrometrica nelle sezioni 15, 18, 19 e 20 con altezza idrica costante. La sezione 17 è l'unica a distinguersi, in quanto il piezometro *B* non mostra nessuna reazione all'onda di piena, mentre quello *C* evidenzia una risposta contemporanea con l'onda di invaso con incremento del livello idrico massimo pari a 5.2 m. Si riporta a titolo d'esempio la sezione 17 in quanto è quella con comportamento diverso per i due piezometri, in **Figura 4.24-a** il piezometro *B* ed in **Figura 4.24-b** quello *C*.



**Figura 4.24** Confronto misure dei piezometri superficiale al piede e profondo in sommità dell'argine – Sezione 17 – Evento 2020

#### 4.4.3. Piezometri D: i più profondi posti al piede dell'argine

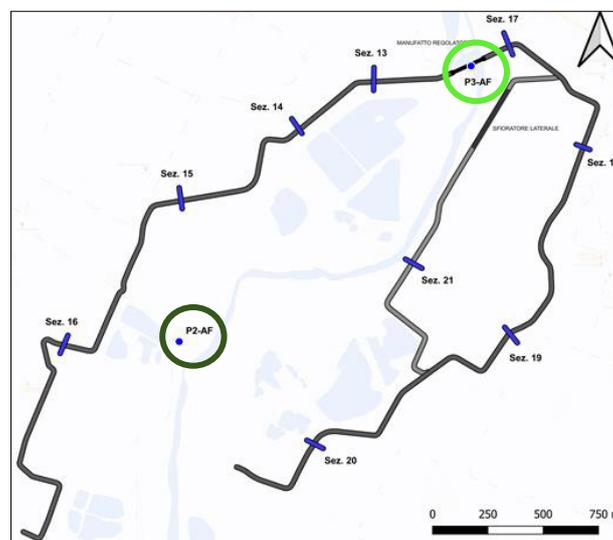
Tali piezometri sono quelli più profondi e sono ubicati nell'acquifero confinato. In genere non mostrano risposte all'onda di piena, tranne nel caso delle sezioni 14 in argine sinistro (**Figura 4.25-a**), 17 (**Figura 4.25-b**) e 20 in argine destro e 21 in argine secondario, in cui si osserva una lieve risposta.



**Figura 4.25** Confronto misure dei piezometri profondi al piede – Sezioni 14 e 17 – Evento 2020

#### 4.4.4. Piezometri in alveo: P2-AF e P3-AF

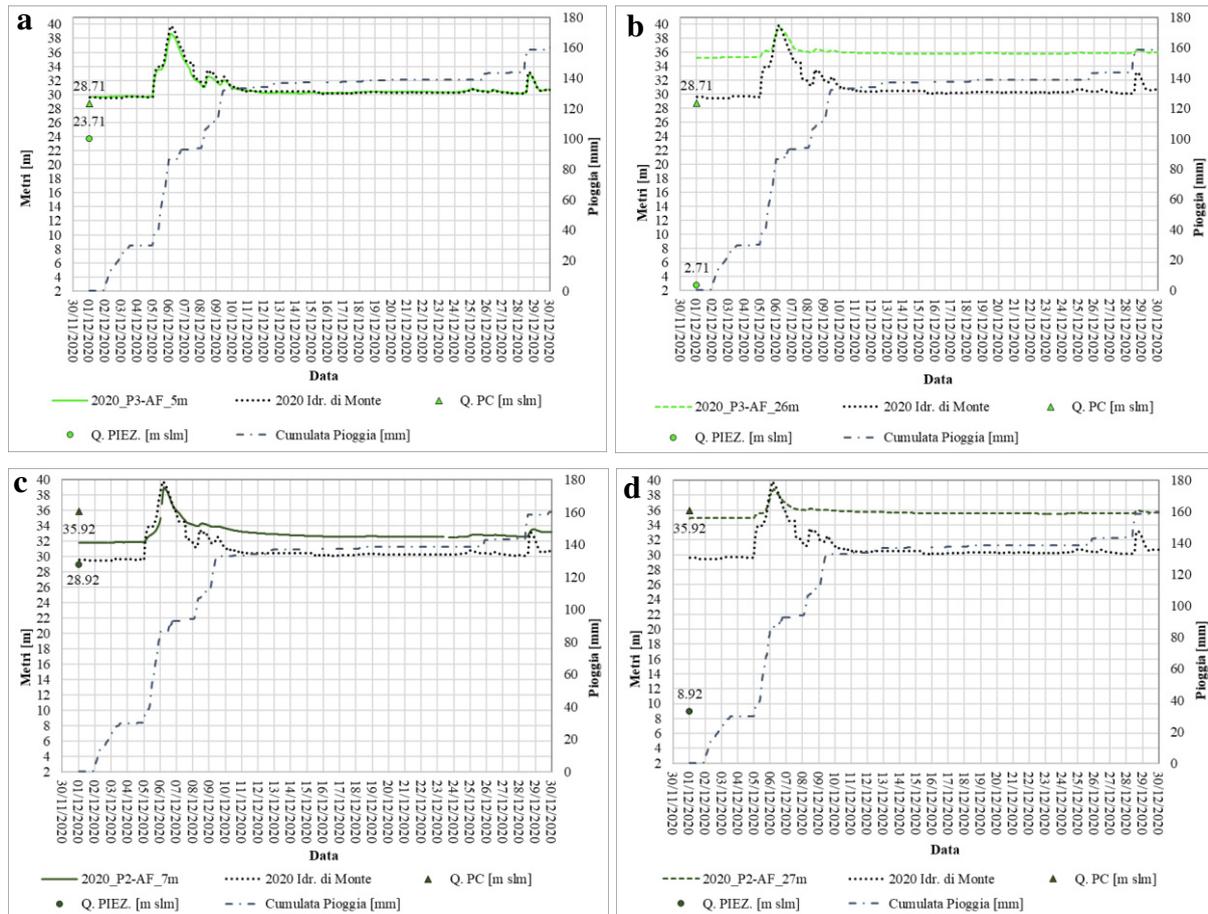
Oltre alle misure dei piezometri presenti nel corpo arginale, si analizzano anche quelle dei piezometri posti in alveo, P2-AF e P3-AF. Il primo è nel centro del bacino, il secondo a monte dell'opera di sbarramento, mostrati in **Figura 4.26** rispettivamente in verde scuro e verde chiaro. Entrambi i fori di sondaggio sono dotati di due piezometri uno più superficiale, posto a circa 5 -7 m di profondità, e un secondo profondo, posto a circa 26 - 28 m di profondità dalla superficie dell'alveo.



**Figura 4.26** Posizione dei piezometri in alveo P2-AF e P3-AF

Tali piezometri mostrano un'ottima, immediata e puntuale corrispondenza con il volume di acqua immagazzinata nel bacino durante l'evento analizzato. Il piezometro P3-AF, trovandosi in corrispondenza dell'opera di sbarramento laddove si trova anche l'idrometro di monte, replica perfettamente l'evoluzione dell'onda di piena e coglie adeguatamente anche il valore di picco (Figura 4.27-a). Il piezometro P2-AF si discosta dalla lettura dell'idrometro nel tratto precedente e seguente all'invaso per la distanza tra il punto di installazione e quello di misura idrometrica (Figura 4.27-c).

I piezometri più profondi (Figura 4.27-b e Figura 4.27-d) misurano la falda confinata più profonda, con pressione prevalente rispetto alla falda non confinata più superficiale.



**Figura 4.27** Confronto misure dei piezometri superficiali e profondi: P3 in verde chiaro e P2 in verde scuro – Evento 2020

#### 4.5. Il collaudo

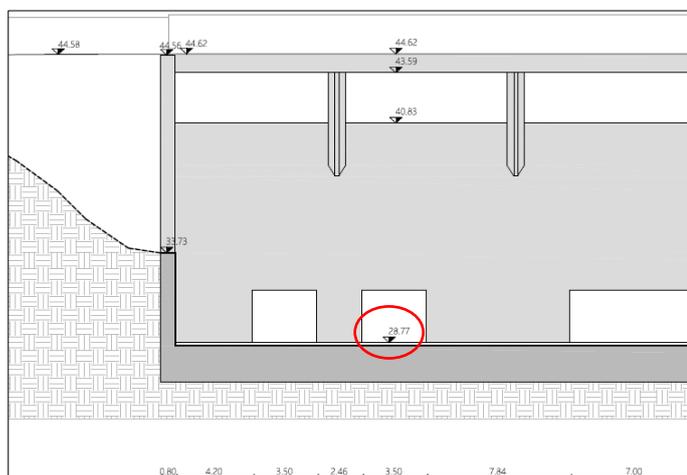
Ai fini dell'attuazione del collaudo della cassa di espansione del fiume Panaro, viene redatto il "Programma degli invasi sperimentali per il collaudo della cassa di espansione del fiume Panaro". Tale programma, ai sensi dell'art. 14 del d.p.r. n. 1363 del 1959, prevede l'incremento graduale del livello di invaso fino alla quota del ciglio di sfioro posto a quota 40.83 m s.l.m., articolato su tre fasi, ognuna caratterizzata da un ciclo di riempimento, stazionamento e svuotamento.

1. *Fase 1*, che prevede:

- a) Raggiungimento della quota di 35.27 m s.l.m. da 28.77 m s.l.m. in circa 4 giorni;
- b) Permanenza alla quota di 35.27 m s.l.m. per circa 7 giorni, a cui corrisponde un volume di invaso di circa  $3.46 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ ;
- c) Riduzione del livello di invaso fino alla quota di partenza di 28.77 m s.l.m. in circa 14 giorni.

La fase 1 è stata in realtà realizzata tra il 28 aprile ed il 12 maggio del 2021, ed è quella simulata nelle analisi numeriche del **capitolo 5**.

La quota di partenza pari a 28.77 m s.l.m. è quella dell'estradosso della platea di fondazione a monte del manufatto principale; è ottenuta dalla differenza tra la quota della soglia sfiorante pari a 40.83 m s.l.m. e l'altezza della soglia sull'estradosso della platea di 12.06 m. In **Figura 4.28** si mostra tale quota cerchiata in rosso. Invece, la quota pari a 35.27 m s.l.m. è quella di attivazione della preallerta per rischio diga e risulta essere già stata conseguita in quando il livello idrometrico massimo registrato è pari a 11.07 m (39.84 m s.l.m.) in occasione dell'evento di piena del dicembre 2020.



**Figura 4.28** Quota dell'estradosso della platea di fondazione a monte del manufatto principale

2. *Fase 2*, che prevede:

- a) Raggiungimento in due step successivi della quota di 40.18 m s.l.m. da 28.77 m s.l.m., pari alla quota del coronamento dello sfioratore posto tra cassa in linea e cassa fuori linea, in circa 4 giorni. È previsto il superamento della quota per consentire il riempimento della cassa sussidiaria;
- b) Stazionamento primo step alla quota di 35.27 m s.l.m. per circa 5 giorni, al fine di comparare le misure eseguite ed il comportamento dell'opera con lo stazionamento della fase 1, ed a cui corrisponde un volume invasato di circa  $17.25 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ ;
- c) Stazionamento secondo step alla quota di 40.18 m s.l.m. per circa 7 giorni;
- d) Riduzione del livello di invaso fino alla quota di partenza di 28.77 m s.l.m. in circa 14 giorni.

3. *Fase 3*, che prevede:

- a) Raggiungimento della quota di 40.83 m s.l.m. da 28.77 m s.l.m. pari alla quota del coronamento del ciglio di sfioro del manufatto principale, in circa 4 giorni;

- b) Stazionamento alla quota di 40.83 m s.l.m. per circa 14 giorni, a cui corrisponde un volume di invaso di circa  $3.46 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ ;
- c) Riduzione del livello di invaso fino alla quota di partenza di 28.77 m s.l.m. in circa 15 giorni.

L'attuazione delle fasi 2 e 3 del programma di invasi sperimentali è pianificata in funzione degli esiti della fase 1.

Prima di ciascuna prova di invaso, viene eseguita un'ispezione straordinaria di tutti i rilevati arginali al fine di valutarne il loro stato di manutenzione. Gli esiti dell'ispezione dovranno essere riportati, prima dell'inizio di ciascuna prova, su relazione a firma del responsabile del concessionario che dovrà confermare il buono stato degli argini ai fini della stessa prova. In questa fase preliminare di controllo è necessario verificare l'intero impianto e dovranno essere effettuate manovre sulle cinque paratoie.

La regolazione del livello di invaso e deflusso a valle avviene per mezzo della movimentazione delle cinque paratoie piane a presidio delle luci di scarico, di cui va specificato il grado di apertura sia per le fasi di invaso che per quelle di stazionamento e di svaso.

Il comportamento dell'opera di sbarramento durante gli invasi sperimentali viene verificato utilizzando la strumentazione di monitoraggio installata; è importante la comparazione tra le misure manuali e quelle elettroniche della rete piezometrica per la conferma dell'attendibilità delle misure eseguite con il sistema automatico di rilevazione e trasmissione dati. Le misure di controllo planimetrico dovranno essere effettuate con cadenza giornaliera durante il collaudo.

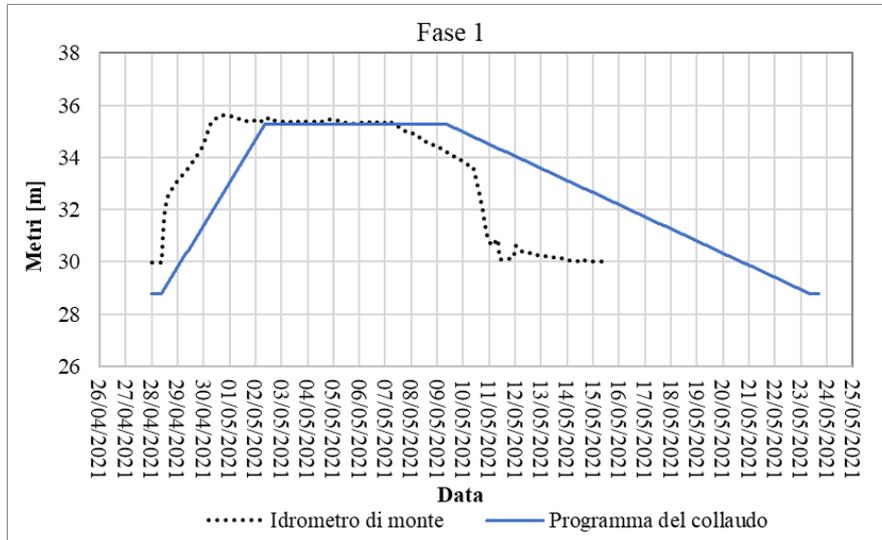
#### *4.6. Fase 1 del collaudo*

La fase 1 del collaudo è quella che viene studiata ed analizzata nel presente lavoro di tesi, in quanto a partire dal suo esito si possono poi pianificare le fasi 2 e 3 del "Programma degli invasi sperimentali per il collaudo della cassa di espansione del fiume Panaro". Gli step di riempimento, permanenza e svuotamento previsti dal programma per la prima fase sono già stati descritti precedentemente nel **paragrafo 4.5**. L'andamento delle condizioni di invaso seguito durante la fase 1 del collaudo è stato misurato tramite l'idrometro di monte in prossimità dell'opera di sbarramento. La **Figura 4.29** riporta il confronto tra la curva di invaso-svaso teorica e quella effettivamente realizzata. È possibile osservare come:

- a) L'invaso ha avuto inizio in data 28 aprile 2021 alle ore 09:00 a partire dalla quota 29.98 m s.l.m. fino al raggiungimento della quota massima 35.61 m s.l.m. in data 30 aprile 2021 alle ore 17:00. La durata complessiva delle operazioni di invaso è di due giorni e otto ore. Si possono distinguere con buona approssimazione due tratti a diverse velocità: il primo tratto di invaso termina il 28 aprile 2021 alle ore 14:00 e avviene con velocità pari a 0.49 m/h maggiore di quella del secondo tratto, con velocità 0.06 m/h.
- b) Successivamente ad assestamenti del livello, si è mantenuta costante una quota media di circa 35.40 m s.l.m.. La permanenza a tale quota avviene fino al 7 maggio 2021 alle ore 07:00, per una durata complessiva dello stazionamento di sei giorni e 14 ore.
- c) La riduzione del livello di invaso inizia, quindi, il 7 maggio 2021 alle ore 07:00 e termina una volta raggiunta la quota di 30.01 m s.l.m., che si mantiene costante a partire dal 14 maggio 2021 alle ore 22:00. Lo svaso ha una durata complessiva di sette giorni e 15 ore.

Anche nello svaso si distinguono due tratti a diverse velocità: il primo tratto di svaso termina il 10 maggio 2021 alle ore 09:00 ed è caratterizzato da una velocità pari a 0.02 m/h minore di quella del secondo tratto con velocità media pari a 0.03 m/h.

Le velocità medie di invaso e svaso per il collaudo teorico e reale sono riportate in **Tabella 4.9**.



**Figura 4.29** Confronto fra registrazioni idrometriche e programma della fase 1

**Tabella 4.9** Valori di velocità teoriche e reali di invaso e svaso

Collaudo	INVASO				SVASO			
	$Q_{\max}$ [m s.l.m.]	$\Delta H$ [m]	Tempo [h]	Velocità media [m/h]	$Q_{\min}$ [m s.l.m.]	$\Delta H$ [m]	Tempo [h]	Velocità media [m/h]
Teorico	35.27	6.50	96	0.367	28.77	6.50	336	0.019
Reale	32.43	2.45	5	0.490	33.62	1.78	74	0.024
	35.61	3.18	51	0.062	30.01	3.61	109	0.033

Di seguito si riportano le foto della fase 1 del collaudo: in **Figura 4.30** si osserva l'argine sinistro, in **Figura 4.31** la vasca di dissipazione a valle del manufatto.



**Figura 4.30** Foto dell'argine sinistro della cassa durante la fase 1 del collaudo (maggio 2021)



**Figura 4.31** Foto della vasca di dissipazione durante la fase 1 del collaudo (maggio 2021)

#### *4.7. Confronto tra letture piezometriche ed idrometriche: Fase 1 del collaudo*

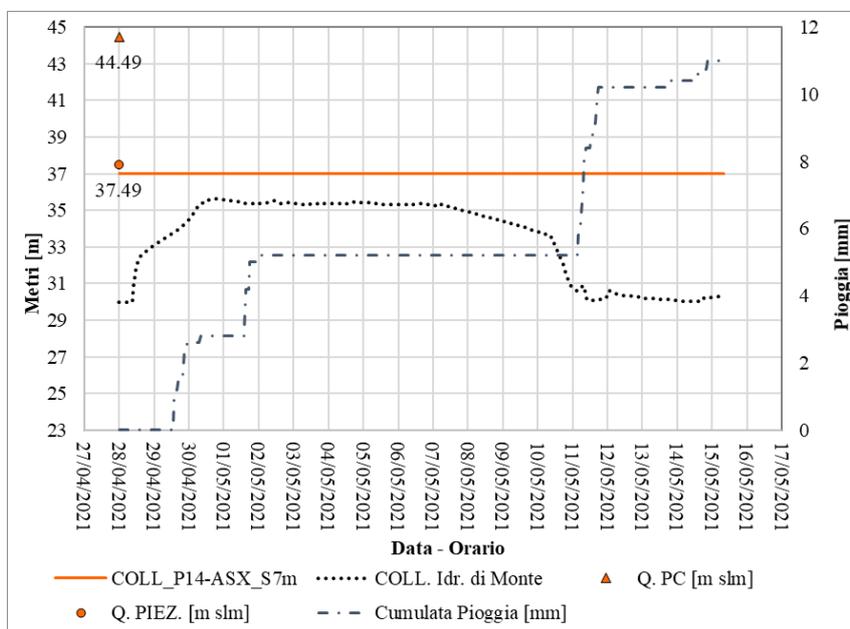
Così come già fatto per l'evento di piena avvenuto nel dicembre del 2020, si deve adesso fare il confronto tra le misure dei piezometri e quelle dell'idrometro a monte del manufatto per la prima fase del collaudo. Lo scopo è capire la risposta idraulica del sistema di monitoraggio installato nella cassa, in alveo e sulle arginature, e successivamente fare un confronto con i risultati delle analisi numeriche.

Lo schema relativo l'ubicazione e la profondità dei piezometri è sempre quello riportato in **Figura 4.22**.

##### 4.7.1. Piezometri A: i più superficiali posti nel corpo arginale

Date le considerazioni fatte per l'evento di piena del dicembre 2020, anche per l'operazione di collaudo tutti i piezometri superficiali installati nella sommità dei corpi arginali non mostrano alcuna variazione di lettura in concomitanza dell'aumento del livello idrometrico all'interno del bacino. Il motivo è probabilmente connesso al fatto che l'innalzamento del livello idrometrico in corrispondenza delle sezioni arginali durante la prima fase è poco rilevante, considerando che generalmente la quota di installazione di questi piezometri è a quota superiore alla quota massima raggiunta durante la prima fase del collaudo pari a 35.61 m s.l.m.. L'unica sezione in cui la quota del piezometro A è inferiore a quella massima raggiunta è la sezione 13 (35.53 m s.l.m.) ma per la stratigrafia di cui essa è costituita restituisce lo stesso risultato delle altre. I piezometri superficiali in sommità A non vengano intaccati dal collaudo e restituiscono esattamente la quota assoluta del piezometro come lettura.

Si riporta un esempio di queste registrazioni in **Figura 4.32**, relativo alla sezione 14 in argine sinistro. Nella figura sono anche mostrati: il livello idrometrico con la linea puntinata nera, già osservata in **Figura 4.29**, la cumulata di pioggia del periodo considerato con la linea tratteggiata blu, la quota assoluta della superficie con il triangolino e quella del piezometro con il cerchio. In genere tutti i confronti sono poi mostrati nell' **Allegato 6**.



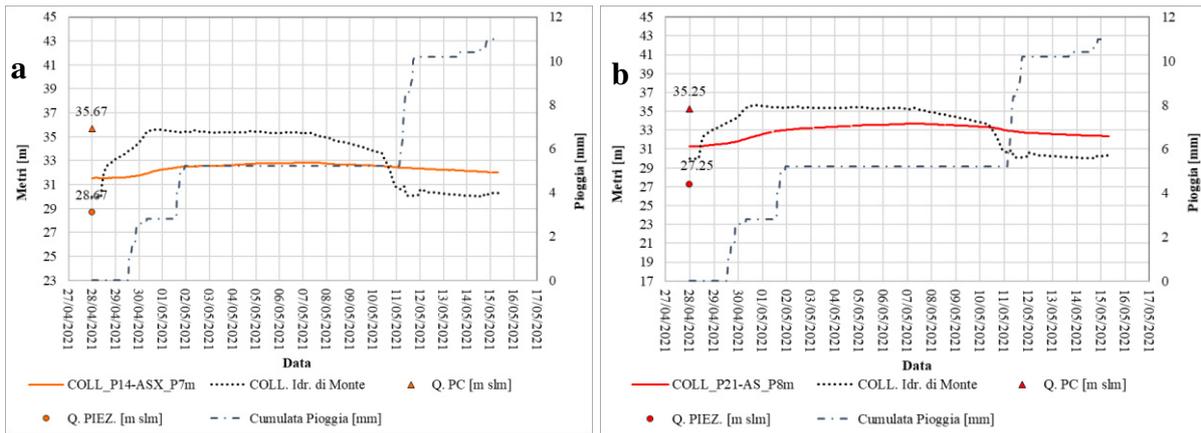
**Figura 4.32** Confronto misure del piezometro superficiale in sommità – Sezione 14 – Collaudo

#### 4.7.2. Piezometri *B* profondi in sommità e *C* superficiali al piede

I piezometri *B* e *C* sono posti circa alla medesima quota assoluta. Le misure di quelli profondi in sommità mostrano: un innalzamento del livello di falda di 0.4 m che si mantiene costante anche dopo lo svaso per la sezione 13, uno di entità variabile tra 1.3 m e 2.6 m rispettivamente per le sezioni 14 e 21 che poi decresce dopo lo svaso, oppure nessuna risposta alla variazione idrometrica nelle sezioni 15, 16, 17, 18, 19 e 20 con altezza idrica costante. Le sezioni 18 e 19 non mostrano risposte all'onda di piena in quanto localizzate nella cassa sussidiaria che non è stata utilizzata nella prima fase di collaudo

L'analisi dei dati registrati per l'evento di piena del 2020 aveva permesso l'individuazione del mal funzionamento dei piezometri nella sezione 16, ed a seguito di interventi, è stato possibile acquisire i risultati del monitoraggio durante il collaudo anche in questa sezione.

Si riportano a titolo d'esempio le misure dei piezometri superficiali al piede per le sezioni 14 (**Figura 4.33-a**) e 21 (**Figura 4.33-b**).

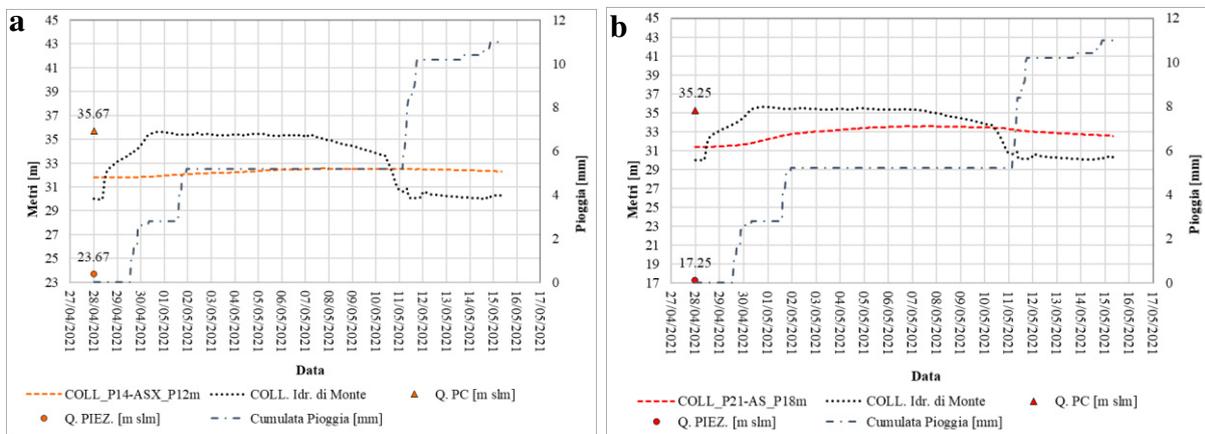


**Figura 4.33** Confronto misure dei piezometri superficiali al piede – Sezioni 14 e 21 – Collaudo

#### 4.7.3. Piezometri *D*: i più profondi posti al piede dell'argine

I piezometri *D* sono quelli più profondi e ubicati nell'acquifero confinato per le sezioni 13, 17 e 20. Nelle altre sezioni non mostrano risposte al collaudo, tranne nel caso delle sezioni 14 e 16 in cui si osserva una lieve risposta, e della sezione 21 che manifesta un innalzamento del livello di falda di 2.2 m che poi decresce dopo lo svaso.

Si mostrano a titolo d'esempio le misure dei piezometri profondi al piede per le sezioni 14 (Figura 4.34-a) e 21 (Figura 4.34-b).



**Figura 4.34** Confronto misure dei piezometri profondi al piede – Sezioni 14 e 21 – Collaudo

#### 4.7.4. Piezometri in alveo: P2-AF e P3-AF

Così come visto per l'evento di piena del dicembre 2020, anche durante il collaudo i piezometri posti in alveo, P2-AF e P3-AF, mostrano una certa corrispondenza con il volume di acqua immagazzinata nel bacino con l'attuazione della fase 1. Il piezometro P3-AF superficiale, prossimo all'idrometro di monte nell'opera di sbarramento, segue l'evoluzione della prima fase di collaudo, arrivando però ad un valore di picco inferiore pari a 33.95 m s.l.m. (Figura 4.35-a): questo è legato ad un malfunzionamento dello strumento.

Il piezometro è stato ricalibrato dopo la fase 1 del collaudo.

I piezometri P3-AF profondo e P2-AF, sia superficiale che profondo, mostrano invece un lieve innalzamento del livello di falda di circa 1.1 m (Figura 4.35-b, Figura 4.35-c e Figura 4.35-d) nelle fasi di invaso, plateau e svaso rispetto alla risposta già alta nelle fasi precedenti e seguenti l'invaso. Probabilmente ciò si verifica nel P2-AF a causa della distanza tra il punto di installazione dello strumento dal punto di misura idrometrica.

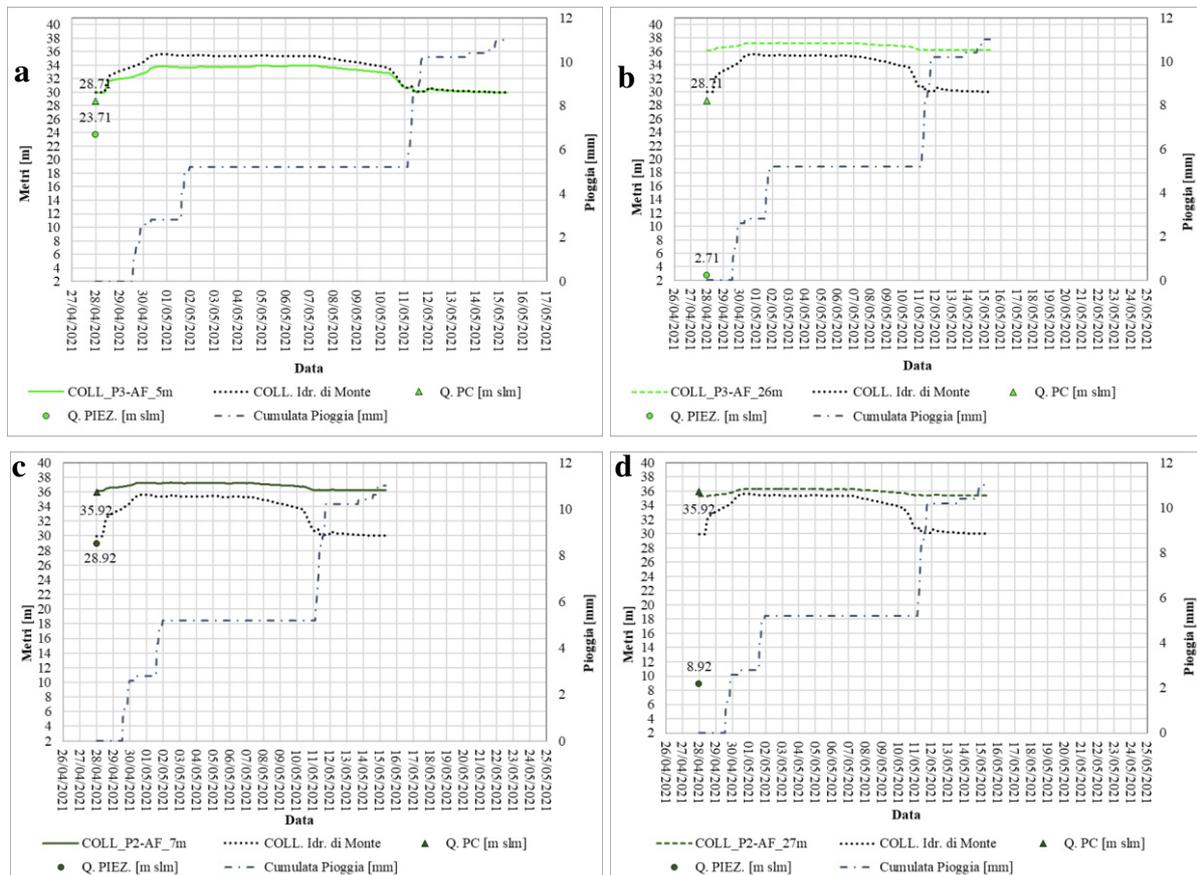


Figura 4.35 Confronto misure dei piezometri superficiali e profondi: P3 in verde chiaro e P2 in verde scuro – Collaudo

## 5. Analisi numeriche del caso studio

Le condizioni di stabilità degli argini che delimitano il bacino, oltretutto dello sbarramento a valle dell'opera, sono studiate attraverso analisi numeriche con il software bidimensionale agli elementi finiti *RS2*.

Le simulazioni numeriche restituiscono lo stato tensionale e deformativo, il fattore di sicurezza dall'analisi con il *Shear Strength Reduction Method* ed il regime delle pressioni nelle fasi di invaso, stazionamento e svaso durante la fase 1 del collaudo.

### 5.1. Gli argini

Come già spiegato nel **paragrafo 4.1.2**, sono state ricostruite complessivamente nove sezioni di interesse lungo gli argini maestri e secondario della cassa di espansione del Panaro, riportate in **Allegato 3**. La prima fase del collaudo non prevede il riempimento della cassa sussidiaria, di conseguenza si escludono dalle analisi numeriche le sezioni 18 e 19 in argine destro.

In questo paragrafo si mostrano, a titolo esemplificativo, le metodologie di analisi di soltanto una delle sette sezioni arginali esaminate; ovvero, la sezione 14 in argine sinistro. I metodi di analisi ed i relativi risultati delle altre sezioni vengono invece mostrati nell'**Allegato 7**.

In genere, per ogni sezione si simulano quattro modelli: la *fase iniziale*, relativa le condizioni antecedenti l'operazione di collaudo, l'*invaso* fino al raggiungimento della quota massima registrata dall'idrometro di 35.61 m s.l.m., lo *stazionamento* alla quota media di 35.40 m s.l.m. e, infine, lo *svaso* fino al ripristino nella sezione delle sue condizioni iniziali di falda.

I risultati ottenuti dal software si confrontano con i dati di monitoraggio registrati durante il collaudo dai quattro piezometri in argine, posti due in sommità e due al piede.

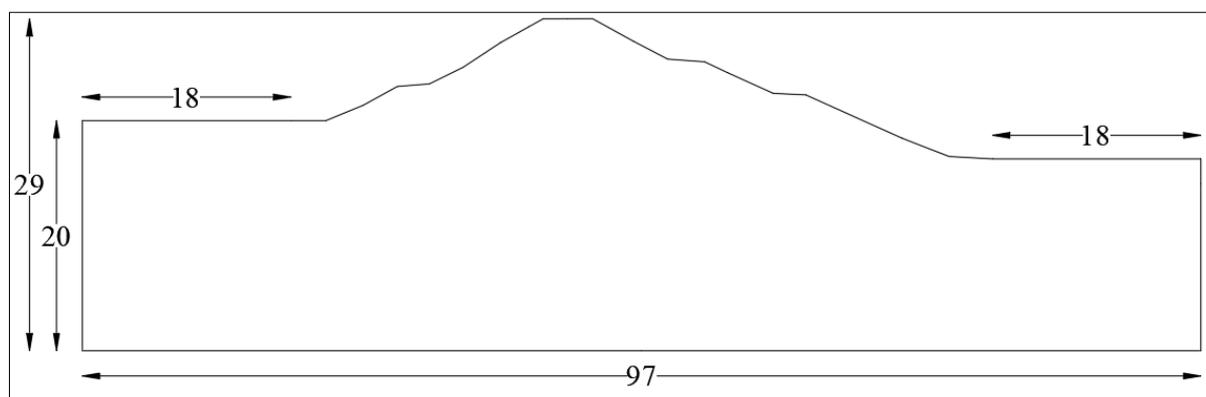
Infine, si ottiene il fattore di sicurezza dell'argine *SRF* con il *Shear Strength Reduction Method* e si individua la superficie di rottura per ciascuna delle fasi esaminate, al fine di comprendere come le operazioni di collaudo influenzino la stabilità degli argini. A partire da questa valutazione e dal suo esito si possono poi pianificare le fasi 2 e 3 del programma di collaudo, descritte nel **paragrafo 4.5**.

#### 5.1.1. Creazione dei modelli numerici

Le analisi numeriche sono condotte su modelli bidimensionali in condizioni di deformazione piana (*Plane strain*). Il primo step è la creazione del modello geometrico che deve rappresentare il problema fisico in modo schematico e semplificato, focalizzando l'attenzione sugli aspetti e sulle variabili di interesse dal punto di vista ingegneristico.

La geometria semplificata del modello deve avere un dominio sufficientemente esteso da non influenzare il risultato con i propri contorni e limiti. La maggior parte dei modelli delle sezioni arginali hanno una grande lunghezza che può arrivare anche ai 100 m; il limite laterale del dominio è fissato in modo tale da avere una distanza tra il piede dell'argine ed il contorno stesso uguale a 18 m, circa due volte l'altezza dell'argine. L'altezza complessiva del modello cambia a seconda della sezione considerata ma, in genere, varia tra i 20 m e 30 m.

In **Figura 5.1** sono mostrate le dimensioni del dominio per il modello numerico della sezione 14.



**Figura 5.1** Esempio di geometria del dominio. Quote espresse in metri.

Nel modello si aggiungono i *Material Boundary* per riprodurre la stratigrafia ricostruita sulla base dei rilievi topografici, dei sondaggi geognostici e delle evidenze dei campioni di terreno effettuate negli anni fino al giorno d'oggi, che sono stati riassunti in **Tabella 4.6**.

I materiali sono tutti omogenei ed isotropi ed a ciascuno vengono assegnati i seguenti parametri fisici: il peso dell'unità di volume  $\gamma_s$ , il modulo di Young  $E$  e il rapporto di Poisson  $\nu$ . Il comportamento dei materiali è descritto dal criterio di rottura lineare di Mohr – Coulomb, con coesione  $c'$  ed angolo di attrito  $\varphi'$  imposti uguali tra valori di picco e residui in quanto si assume un comportamento di tipo elastico – perfettamente plastico. Infine, per ogni materiale si utilizza il modello idraulico *Simple* e si assegna il relativo coefficiente di conducibilità idraulica  $k$ . Si riassumono i parametri utili per le analisi in **Tabella 5.1**. Tutte le analisi condotte sono accoppiate, così da tenere in conto l'interazione acqua - scheletro solido nella risposta del terreno, definendo un comportamento drenato per i materiali granulari e un comportamento non drenato per quelli fini.

**Tabella 5.1** Proprietà fisiche, meccaniche ed idrauliche dei terreni – Sezioni

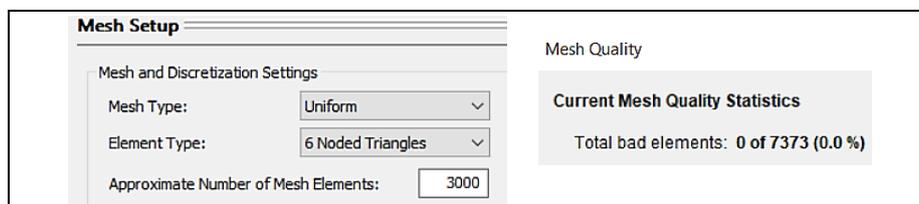
	Limi e argille sabbiosi	Argille	Sabbie con limi d. argillose	Limi con argille	Limi sabbiosi	Ghiaie con sabbie	Argille e limi
Failure Criterion	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Material Type	Plastic	Plastic	Plastic	Plastic	Plastic	Plastic	Plastic
Material behavior	Non drenato	Non drenato	Drenato	Non drenato	Non drenato	Drenato	Non drenato
$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19.00	17.50	18.60	19.6	19.60	20.00	19.05
Tensile strength [kPa]	0	0	0	0	0	0	0
$\varphi'$ [°]	23.9	17.8	32.6	25.3	28.4	34.3	26.7
$c'$ [kPa]	17.7	13.7	3.0	24.0	14.0	1.0	28.8
$k$ [m/s]	$1.43 \cdot 10^{-8}$	$1.88 \cdot 10^{-8}$	$1.17 \cdot 10^{-6}$	$1.01 \cdot 10^{-8}$	$1.01 \cdot 10^{-8}$	$2.83 \cdot 10^{-4}$	$1.49 \cdot 10^{-8}$
$\nu$ [-]	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$E$ [kPa]	2922	5525	25554	7184	11920	42186	11679

Il secondo step fondamentale per il metodo agli elementi finiti è la discretizzazione con la scelta di una opportuna griglia, o *mesh*, costituita da un certo numero, anche molto grande, di elementi di forma definita e dimensioni contenute, o *elementi finiti*.

La mesh consente di passare dal numero infinito di gradi di libertà del *continuum* ad un modello discreto caratterizzato da un numero finito di gradi di libertà. Nel caso delle sezioni arginali si sceglie di adottare una mesh ad elementi triangolari a sei nodi di dimensioni approssimativamente uguali (*Uniform*) imponendo un numero di elementi pari a 3000 (**Figura 5.2**).

Il programma consente di verificare la qualità della mesh attraverso un comando che evidenzia possibili sviste e restituendo una percentuale di errore della mesh. Talvolta è necessario densificare la mesh nelle zone di maggiore interesse, o aumentare la discretizzazione nei contorni del modello.

La scelta dell'elemento triangolare con sei nodi chiaramente comporta un aumento delle dimensioni delle matrici utilizzate per risolvere il problema oltre che del tempo di soluzione e dei requisiti di memoria, ma al contempo fornisce una soluzione molto più precisa e dettagliata.



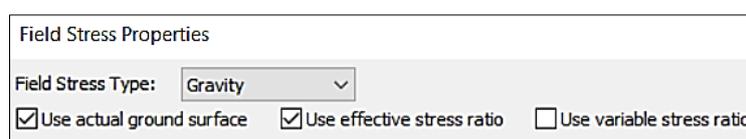
**Figura 5.2** Impostazioni per la definizione della mesh

Il terzo step è la definizione delle condizioni al contorno statiche, imponendo vincoli di spostamento sul contorno del dominio. Vengono assegnati carrelli lungo i fianchi laterali in modo da impedire gli spostamenti orizzontali (in direzione x), carrelli lungo il contorno inferiore in modo da impedire gli spostamenti verticali (in direzione y) e le cerniere agli spigoli inferiori per impedire gli spostamenti sia in direzione x che y. Il resto del modello non ha alcun vincolo essendo libero di spostarsi in entrambe le direzioni (*Free*).

Il quarto step è la definizione dello stato tensionale in sito (*Field Stress*) di tipo gravitazionale (*Gravity*) in quanto variabile con la profondità (**Figura 5.3**). A partire, infatti, dalla profondità e dal valore del peso specifico dei materiali, il programma calcola la distribuzione delle tensioni verticali su tutto il modello ed in seguito la distribuzione delle tensioni orizzontali. Il legame che intercorre tra tensioni verticali e orizzontali è definito dal coefficiente di spinta a riposo  $k_0$  riportato in **Tabella 5.2** per tutti i materiali e calcolato con le seguenti formule: (44) per terreni normalconsolidati e (45) per terreni sovraconsolidati con  $\alpha$  pari a 0.5 per terreni coesivi (Meyerhof, 1976).

$$k_{0NC} = 1 - \sin \varphi' \quad \text{Jaky (1944) (44)}$$

$$k_{0OC} = (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^\alpha \quad \text{Schmidt (1966) (45)}$$



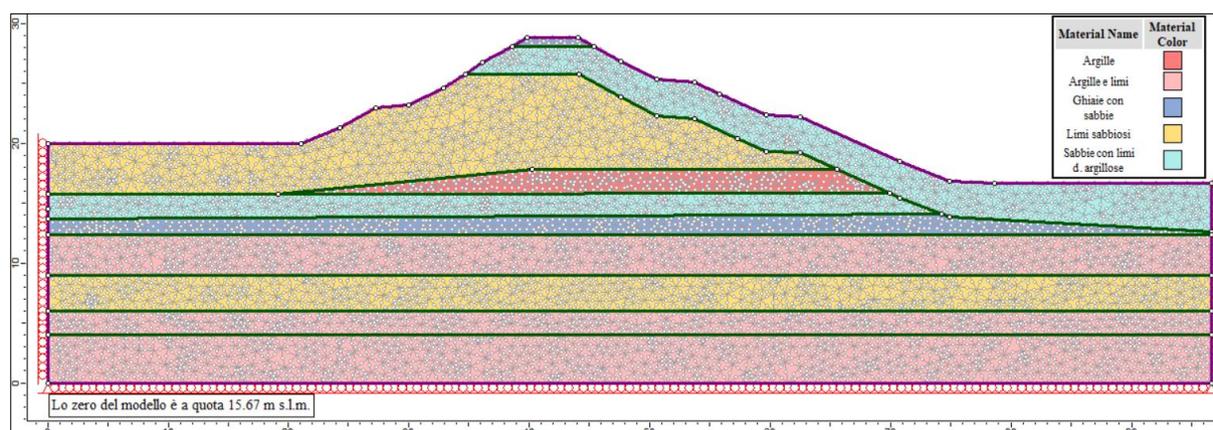
**Figura 5.3** Impostazioni per la definizione del Field Stress

**Tabella 5.2** Calcolo dei coefficienti di spinta a riposo  $k_0$

Materiale	$\phi'$ [°]	O.C.R. [-]	$k_0$ [-]
Limi e argille sabbiosi	23.90	1.01	0.60
Argille	17.80	1.27	0.78
Sabbie con limi d. argillose	32.60	-	0.46
Limi con argille	25.30	2.37	0.88
Limi sabbiosi	28.40	4.38	1.10
Ghiaie con sabbie	34.30	-	0.44
Argille e limi	26.65	1.12	0.58

Per imporre le condizioni di flusso, al modello sono state applicate le condizioni al contorno idrauliche. Come già studiato nel **capitolo 3**, si tratta di un moto di filtrazione non confinato. Le condizioni al contorno idrauliche cambiano tra la simulazione di condizione iniziale, invaso, plateau e svaso e verranno argomentate ed illustrate meglio successivamente.

L'immagine del modello geometrico della sezione 14 è illustrata in **Figura 5.4**, accompagnato da una leggenda a destra, in cui ad ogni materiale viene assegnato un colore. Viene poi indicata in basso a sinistra la quota assoluta dell'origine del sistema di riferimento per il modello.



**Figura 5.4** Modello numerico in argine sinistro – Sezione 14

### 5.1.2. Analisi e condizioni di carico applicate

L'analisi di stabilità di ciascuna sezione è affrontata considerando le seguenti quattro fasi: le condizioni iniziali di falda dell'argine, l'incremento del livello di falda dovuto alla fase 1 del collaudo, il suo successivo stazionamento e, infine, lo svaso della cassa. In questo paragrafo per ciascuna di queste vengono descritte le condizioni al contorno utilizzate.

#### *Fase iniziale*

Il livello di falda libera è quello delle condizioni precedenti l'operazione di collaudo ed è definito sulla base delle letture dei piezometri presenti nella sezione analizzata ed in alveo nei giorni precedenti la fase 1.

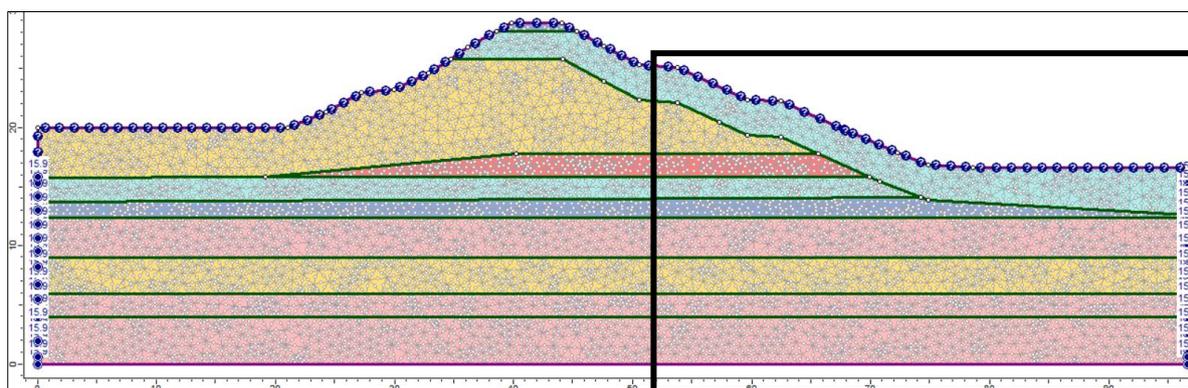
Questa prima analisi consente innanzitutto di effettuare la calibrazione dei modelli numerici e la valutazione dell'attendibilità e coerenza dei risultati numerici ottenuti con il software attraverso il loro confronto con i dati piezometrici registrati nel periodo precedente l'operazione di invaso.

L'analisi è condotta secondo un approccio di tipo stazionario. Le condizioni al contorno idrauliche sono imposte con l'utilizzo del comando *Total Head* sui contorni laterali ed *Unknown* nel resto del modello. Il livelli di falda iniziali delle sette sezioni analizzate sia lato alveo che lato esterno sono riportate in **Tabella 5.3**, in termini di quota assoluta e quota modello.

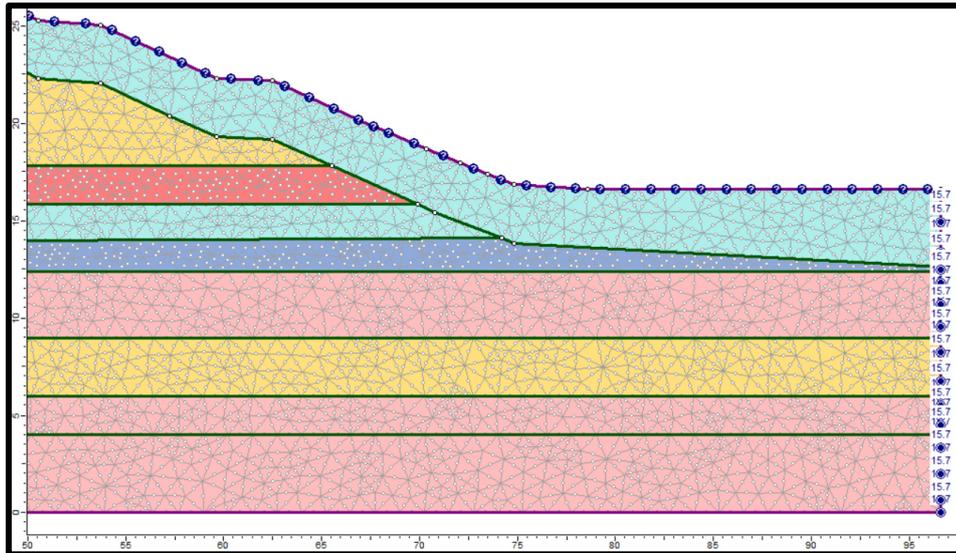
**Tabella 5.3** Livelli falda libera – Fase iniziale

	FASE INIZIALE				Quota dello zero modello [m s.l.m.]
	Quota assoluta [m s.l.m.]		Quota modello [m]		
	Lato esterno	Lato alveo	Lato esterno	Lato alveo	
Sezione 13	30.65	30.50	14.42	14.28	16.23
Sezione 14	31.58	31.37	15.91	15.70	15.67
Sezione 15	35.11	35.30	17.93	18.12	17.18
Sezione 16	35.67	35.73	18.55	18.61	17.12
Sezione 17	29.99	29.98	15.59	15.58	14.40
Sezione 20	35.37	34.92	18.76	18.31	16.61
Sezione 21	31.57	30.50	16.32	15.25	15.25

Il livello di falda iniziale lato alveo nella sezione 14 è a quota assoluta 31.37 m s.l.m. e quota modello pari a 15.70 m, ottenuto dalla differenza tra la quota assoluta e la quota dello zero del modello pari a 15.67 m s.l.m.. Stesso ragionamento per il lato esterno. Una volta ottenute le quote modello si procede assegnando le condizioni al contorno mostrate in **Figura 5.5** ed in **Figura 5.6** con particolare zoom nel lato alveo.



**Figura 5.5** Simulazione della fase iniziale – Condizioni idrauliche – Sezione 14



**Figura 5.6** Simulazione della fase iniziale – Zoom – Sezione 14

### *Invaso*

Questa seconda fase viene simulata con l'aumento progressivo dell'altezza del livello di falda a partire da quello della fase iniziale fino al raggiungimento della quota di massimo invaso registrata durante l'operazione di collaudo. A seconda della sezione esaminata, si passa anche per la saturazione completa del subalveo; questo è il caso della sezione in esame.

La simulazione di questa fase di invaso del collaudo consente di definire la risposta del sistema arginale, la crescita delle pressioni neutre nel corpo arginale e le sue condizioni di stabilità. Le analisi sono condotte secondo un approccio di tipo transitorio, imponendo l'incremento del livello di invaso sulla base delle letture dell'idrometro di monte, tenendo in considerazione la velocità di invaso. In **Tabella 5.4** si riportano le misure dell'idrometro di monte dall'inizio dell'invaso della fase 1, avvenuto giorno 28 aprile 2021 alle ore 09:00, fino al raggiungimento della quota di massimo invaso 35.61 m s.l.m. in data 30 aprile 2021 alle 17:00. La durata complessiva dell'invaso, come detto nel **paragrafo 4.6**, è due giorni e otto ore, ovvero 56 ore.

Nella stessa tabella, per ogni sezione esaminata, viene mostrato un valore  $\Delta H'$  dato dalla differenza tra la misura idrometrica di monte e il livello di falda iniziale lato alveo di ciascuna sezione. Le sezioni arginali 13, 14 e 21 risentono dell'operazione di collaudo dopo un leggero ritardo di massimo due ore dall'inizio dell'invaso sperimentale. La sezione 17, prossima allo sbarramento e all'idrometro di monte, ha invece una risposta puntuale e tempestiva all'aumento progressivo del livello di falda.

Le sezioni 15 e 20 presentano un livello di falda iniziale a quote parecchio più elevate rispetto alle altre, quindi l'aumento progressivo del livello di falda inizia solo dopo il 30 aprile 2021 alle ore 04:00, superate le prime 36 ore di invaso.

Infine, la sezione 16 non subisce alcun aumento del livello rispetto a quello dalla fase iniziale e non è quindi influenzata direttamente dalle operazioni di collaudo. Questa considerazione era già evidente dalle misure del piezometro P16-ASX, riportate in **Allegato 6**.

In generale, queste conclusioni erano prevedibile da quanto visto nel **paragrafo 4.7** relativo il confronto delle misure piezometriche con quelle idrometriche durante la prima fase del collaudo.

Si era evidenziato, infatti, come le sezioni 13, 14 e 21 fossero le uniche a mostrare una risposta dei piezometri alla variazione idrometrica data dalla fase 1.

**Tabella 5.4** Quote idrometriche dell'invaso

Data e Orario	Idrometro di Monte [m s.l.m.]		Sezione 13	Sezione 14	Sezione 15	Sezione 16	Sezione 17	Sezione 20	Sezione 21
			$\Delta H'$ [m]						
28/04/2021 09:00	29.98	Inizio invaso	-	-	-	-	0.00	-	-
28/04/2021 10:00	30.84		0.33	-	-	-	0.86	-	0.34
28/04/2021 11:00	31.53		1.02	0.16	-	-	1.55	-	1.03
28/04/2021 12:00	31.95		1.44	0.58	-	-	1.97	-	1.45
28/04/2021 13:00	32.23		1.72	0.86	-	-	2.25	-	1.73
28/04/2021 14:00	32.43		1.92	1.06	-	-	2.45	-	1.93
28/04/2021 15:00	32.55		2.04	1.18	-	-	2.57	-	2.05
28/04/2021 16:00	32.62		2.11	1.25	-	-	2.64	-	2.12
28/04/2021 17:00	32.68		2.17	1.31	-	-	2.70	-	2.18
28/04/2021 18:00	32.74		2.23	1.37	-	-	2.76	-	2.24
28/04/2021 19:00	32.80		2.29	1.43	-	-	2.82	-	2.30
28/04/2021 20:00	32.87		2.36	1.50	-	-	2.89	-	2.37
28/04/2021 21:00	32.93	12h	2.42	1.56	-	-	2.95	-	2.43
28/04/2021 22:00	33.00		2.49	1.63	-	-	3.02	-	2.50
28/04/2021 23:00	33.07		2.56	1.70	-	-	3.09	-	2.57
29/04/2021 00:00	33.12		2.61	1.75	-	-	3.14	-	2.62
29/04/2021 01:00	33.17		2.66	1.80	-	-	3.19	-	2.67
29/04/2021 02:00	33.22		2.71	1.85	-	-	3.24	-	2.72
29/04/2021 03:00	33.26		2.75	1.89	-	-	3.28	-	2.76
29/04/2021 04:00	33.31		2.80	1.94	-	-	3.33	-	2.81
29/04/2021 05:00	33.36		2.85	1.99	-	-	3.38	-	2.86
29/04/2021 06:00	33.41		2.90	2.04	-	-	3.43	-	2.91
29/04/2021 07:00	33.45		2.94	2.08	-	-	3.47	-	2.95
29/04/2021 08:00	33.50		2.99	2.13	-	-	3.52	-	3.00
29/04/2021 09:00	33.54	24h	3.03	2.17	-	-	3.56	-	3.04
29/04/2021 10:00	33.60		3.09	2.23	-	-	3.62	-	3.10
29/04/2021 11:00	33.66		3.15	2.29	-	-	3.68	-	3.16
29/04/2021 12:00	33.72		3.21	2.35	-	-	3.74	-	3.22
29/04/2021 13:00	33.77		3.26	2.40	-	-	3.79	-	3.27
29/04/2021 14:00	33.83		3.32	2.46	-	-	3.85	-	3.33
29/04/2021 15:00	33.88		3.37	2.51	-	-	3.90	-	3.38
29/04/2021 16:00	33.94		3.43	2.57	-	-	3.96	-	3.44
29/04/2021 17:00	33.99		3.48	2.62	-	-	4.01	-	3.49
29/04/2021 18:00	34.06		3.55	2.69	-	-	4.08	-	3.56
29/04/2021 19:00	34.12		3.61	2.75	-	-	4.14	-	3.62
29/04/2021 20:00	34.19		3.68	2.82	-	-	4.21	-	3.69
29/04/2021 21:00	34.26	36h	3.75	2.89	-	-	4.28	-	3.76
29/04/2021 22:00	34.32		3.81	2.95	-	-	4.34	-	3.82
29/04/2021 23:00	34.39		3.88	3.02	-	-	4.41	-	3.89
30/04/2021 00:00	34.49		3.98	3.12	-	-	4.51	-	3.99
30/04/2021 01:00	34.61		4.10	3.24	-	-	4.63	-	4.11
30/04/2021 02:00	34.72		4.21	3.35	-	-	4.74	-	4.22
30/04/2021 03:00	34.84		4.33	3.47	-	-	4.86	-	4.34
30/04/2021 04:00	34.96		4.45	3.59	-	-	4.98	0.04	4.46
30/04/2021 05:00	35.08		4.57	3.71	-	-	5.10	0.16	4.58
30/04/2021 06:00	35.22		4.71	3.85	-	-	5.24	0.30	4.72
30/04/2021 07:00	35.31		4.80	3.94	0.01	-	5.33	0.39	4.81
30/04/2021 08:00	35.34		4.83	3.97	0.04	-	5.36	0.42	4.84
30/04/2021 09:00	35.40	48h	4.89	4.03	0.10	-	5.42	0.48	4.90
30/04/2021 10:00	35.46		4.95	4.09	0.16	-	5.48	0.54	4.96
30/04/2021 11:00	35.49		4.98	4.12	0.19	-	5.51	0.57	4.99
30/04/2021 12:00	35.52		5.01	4.15	0.22	-	5.54	0.60	5.02
30/04/2021 13:00	35.54		5.03	4.17	0.24	-	5.56	0.62	5.04
30/04/2021 14:00	35.57		5.06	4.20	0.27	-	5.59	0.65	5.07
30/04/2021 15:00	35.58		5.07	4.21	0.28	-	5.60	0.66	5.08
30/04/2021 16:00	35.60		5.09	4.23	0.30	-	5.62	0.68	5.10
30/04/2021 17:00	35.61	Max invaso	5.10	4.24	0.31	-	5.63	0.69	5.11

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle simulazioni di invaso per tutte le sezioni (**Tabella 5.5**).

**Tabella 5.5** Simulazione di invaso per tutte le sezioni

Collaudo - Fase I	INVASO					
	Q <sub>min</sub>	Q <sub>max</sub>	Q <sub>min</sub>	Q <sub>max</sub>	ΔH'	Tempo
	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m]	[m]	[h]
Sezione 13	30.51	35.61	14.28	19.38	5.10	55
Sezione 14	31.37	35.61	15.70	19.94	4.24	54
Sezione 15	35.30	35.61	18.12	18.43	0.31	10
Sezione 17	29.98	35.61	15.58	21.21	5.63	56
Sezione 20	34.92	35.61	18.31	19.00	0.69	13
Sezione 21	30.50	35.61	15.25	20.36	5.11	55

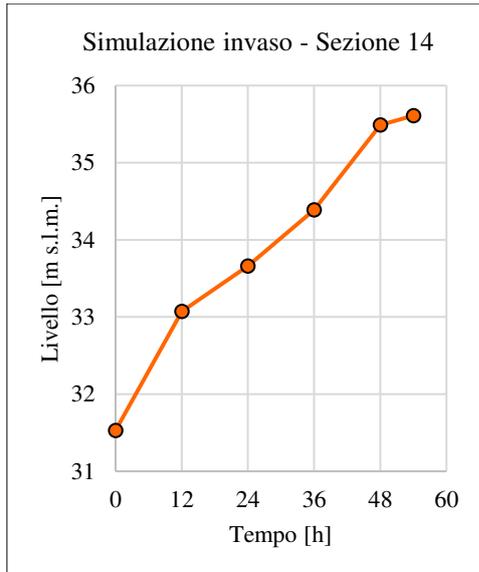
Nel caso della sezione 14, il livello di falda iniziale lato alveo è a quota assoluta 31.37 m s.l.m., quindi il suo aumento progressivo dell'altezza ha inizio in data 28 aprile 2021 alle ore 11:00, come mostrato in **Tabella 5.4**. Di conseguenza, la durata complessiva dell'invaso per la sezione 14 è di 54 ore.

Nel modello numerico, l'invaso è simulato mediante l'utilizzo del comando *Transient* che permette di imporre una relazione tra quota piezometrica e tempo. Per semplicità e con buona approssimazione, si tiene conto dei valori idrometrici registrati ogni 12 ore e si suppone un andamento di tipo lineare fra questi. In **Tabella 5.6** si riportano le quote assolute e modello per la simulazione dell'invaso della sezione 14.

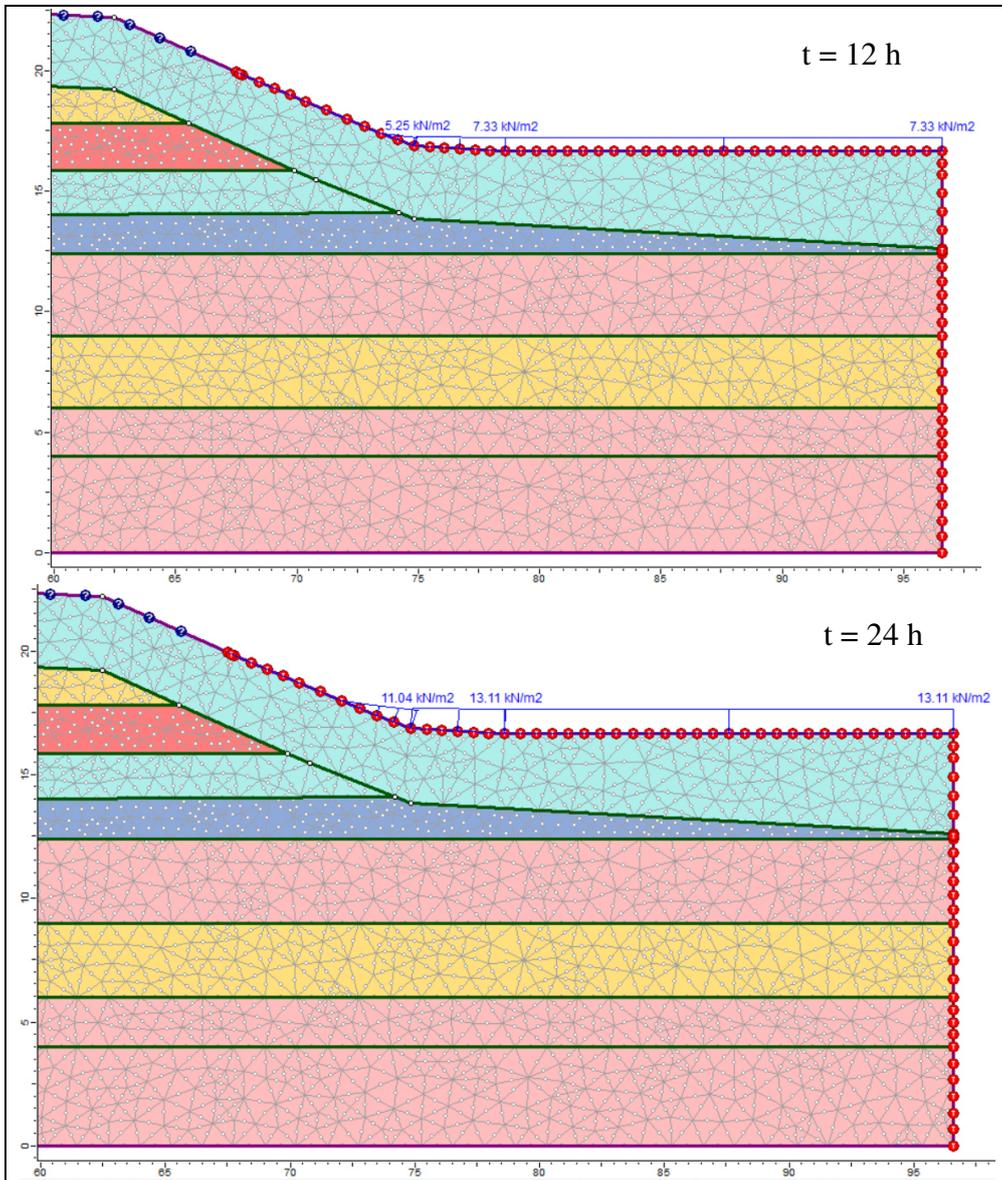
La variazione del livello durante l'invaso della sezione 14 nel tempo è descritta dalla funzione illustrata in **Figura 5.7**, mentre in **Figura 5.8** si mostrano le condizioni al contorno idrauliche per ogni step temporale.

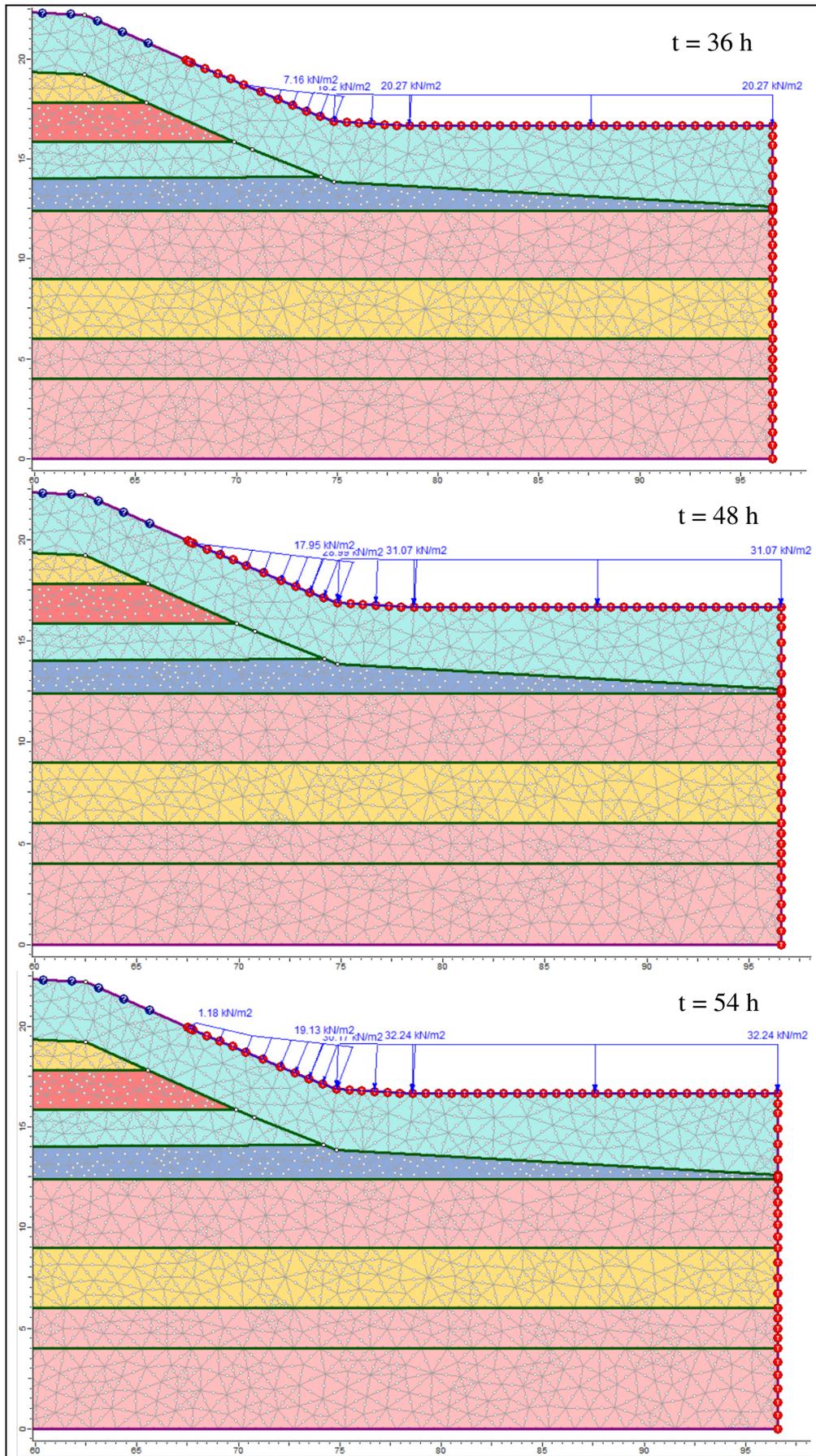
**Tabella 5.6** Simulazione dell'invaso – Sezione 14

Sezione 14			
Data	Tempo [h]	Invaso [m s.l.m.]	Invaso [m]
28/04/2021 11:00	0	31.53	15.86
28/04/2021 23:00	12	33.07	17.40
29/04/2021 11:00	24	33.66	17.99
29/04/2021 23:00	36	34.39	18.72
30/04/2021 11:00	48	35.49	19.82
30/04/2021 17:00	54	35.61	19.94



**Figura 5.7** Simulazione dell'invaso – Funzione – Sezione 14



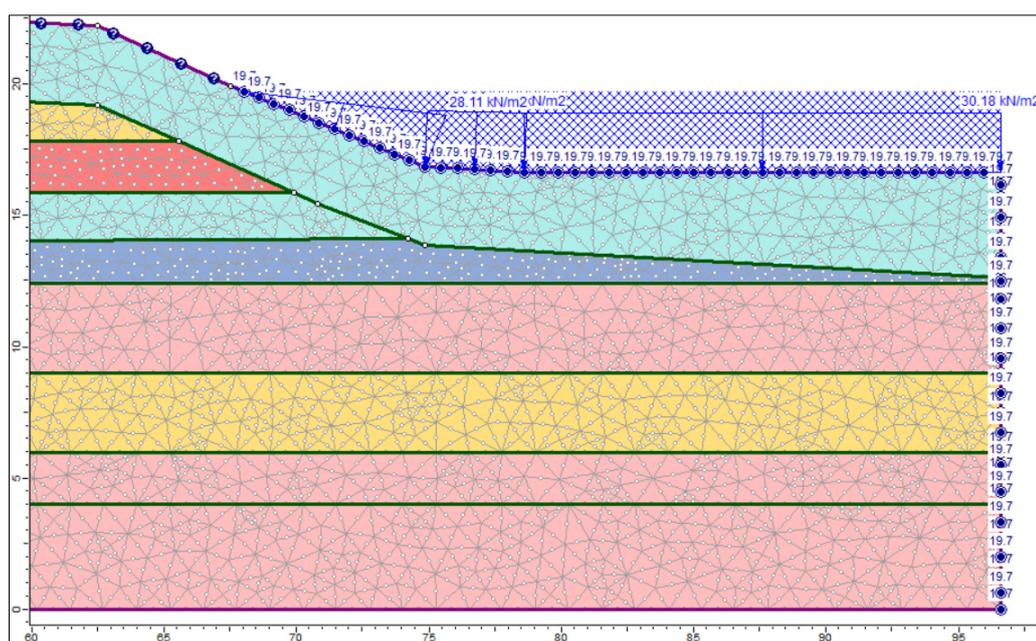


**Figura 5.8** Simulazione dell'invaso – Condizioni idrauliche – Sezione 14

## Permanenza o plateau

Successivamente ad una serie di assestamenti del livello, si è mantenuta costante una quota media di circa 35.40 m s.l.m. fino al 7 maggio 2021 alle ore 07:00, per una durata complessiva dello stazionamento di 158 ore. Questa analisi, condotta secondo un approccio di tipo transitorio, permette di verificare le condizioni dell'argine prima del processo di svaso della cassa, attraverso un nuovo confronto dei risultati con i dati piezometrici.

In **Figura 5.9** si mostrano le condizioni al contorno idrauliche per la simulazione del plateau, ed in **Tabella 5.7** si riportano le relative quote assolute e modello per la sezione 14.



**Figura 5.9** Simulazione del plateau – Condizioni idrauliche – Sezione 14

**Tabella 5.7** Simulazione del plateau – Sezione 14

Sezione 14			
Data	Tempo [h]	Plateau [m s.l.m.]	Plateau [m]
30/04/2021 17:00	0	35.61	19.94
07/05/2021 07:00	158	35.40	19.73

## Svaso

Quest'ultima fase viene simulata con la diminuzione progressiva dell'altezza del livello di invaso nel bacino fino al ripristino delle condizioni iniziali nelle diverse sezioni e, quindi, il raggiungimento dell'altezza del livello di falda che si aveva nella *fase iniziale*. L'analisi è condotta secondo un approccio di tipo transitorio, imponendo la riduzione del livello di falda sulla base delle letture dell'idrometro di monte, tenendo in considerazione la velocità di svaso. In **Tabella 5.8** si riportano le misure dell'idrometro di monte dall'inizio dello svaso, giorno 07

maggio 2021 alle ore 07:00, fino al suo termine, il 14 maggio 2021 alle ore 22:00. Lo svaso ha una durata complessiva di sette giorni e 22 ore.

**Tabella 5.8** Quote idrometriche dello svaso

Data e Orario	Idrometro di Monte [m s.l.m.]		Sezione 13	Sezione 14	Sezione 15	Sezione 16	Sezione 17	Sezione 20	Sezione 21
			$\Delta H'$ [m]						
07/05/2021 07:00	35.40	Inizio Svaso	4.89	4.03	-	-	5.42	0.48	4.90
07/05/2021 08:00	35.29		4.78	3.92	-	-	5.31	0.37	4.79
07/05/2021 09:00	35.26		4.75	3.89	-	-	5.28	0.34	4.76
07/05/2021 10:00	35.23		4.72	3.86	-	-	5.25	0.31	4.73
07/05/2021 11:00	35.21		4.70	3.84	-	-	5.23	0.29	4.71
07/05/2021 12:00	35.18		4.67	3.81	-	-	5.20	0.26	4.68
07/05/2021 13:00	35.17		4.66	3.80	-	-	5.19	0.25	4.67
07/05/2021 14:00	35.15		4.64	3.78	-	-	5.17	0.23	4.65
07/05/2021 15:00	35.12		4.61	3.75	-	-	5.14	0.20	4.62
07/05/2021 16:00	35.09		4.58	3.72	-	-	5.11	0.17	4.59
07/05/2021 17:00	35.06		4.55	3.69	-	-	5.08	0.14	4.56
07/05/2021 18:00	35.02		4.51	3.65	-	-	5.04	0.10	4.52
07/05/2021 19:00	35.01	12h	4.50	3.64	-	-	5.03	0.09	4.51
07/05/2021 20:00	35.00		4.49	3.63	-	-	5.02	0.08	4.50
07/05/2021 21:00	34.98		4.47	3.61	-	-	5.00	0.06	4.48
07/05/2021 22:00	34.97		4.46	3.60	-	-	4.99	0.05	4.47
07/05/2021 23:00	34.96		4.45	3.59	-	-	4.98	0.04	4.46
08/05/2021 00:00	34.94		4.43	3.57	-	-	4.96	0.02	4.44
08/05/2021 01:00	34.93		4.42	3.56	-	-	4.95	0.01	4.43
08/05/2021 02:00	34.91		4.40	3.54	-	-	4.93	-	4.41
08/05/2021 03:00	34.88		4.37	3.51	-	-	4.90	-	4.38
08/05/2021 04:00	34.87		4.36	3.50	-	-	4.89	-	4.37
08/05/2021 05:00	34.85		4.34	3.48	-	-	4.87	-	4.35
08/05/2021 06:00	34.81		4.30	3.44	-	-	4.83	-	4.31
08/05/2021 07:00	34.80	24h	4.29	3.43	-	-	4.82	-	4.30
08/05/2021 08:00	34.74		4.23	3.37	-	-	4.76	-	4.24
08/05/2021 09:00	34.71		4.20	3.34	-	-	4.73	-	4.21
08/05/2021 10:00	34.69		4.18	3.32	-	-	4.71	-	4.19
08/05/2021 11:00	34.64		4.13	3.27	-	-	4.66	-	4.14
08/05/2021 12:00	34.63		4.12	3.26	-	-	4.65	-	4.13
08/05/2021 13:00	34.62		4.11	3.25	-	-	4.64	-	4.12
08/05/2021 14:00	34.61		4.10	3.24	-	-	4.63	-	4.11
08/05/2021 15:00	34.58		4.07	3.21	-	-	4.60	-	4.08
08/05/2021 16:00	34.58		4.07	3.21	-	-	4.60	-	4.08
08/05/2021 17:00	34.56		4.05	3.19	-	-	4.58	-	4.06
08/05/2021 18:00	34.54		4.03	3.17	-	-	4.56	-	4.04
08/05/2021 19:00	34.53	36h	4.02	3.16	-	-	4.55	-	4.03
08/05/2021 20:00	34.49		3.98	3.12	-	-	4.51	-	3.99
08/05/2021 21:00	34.49		3.98	3.12	-	-	4.51	-	3.99
08/05/2021 22:00	34.50		3.99	3.13	-	-	4.52	-	4.00
08/05/2021 23:00	34.45		3.94	3.08	-	-	4.47	-	3.95
09/05/2021 00:00	34.42		3.91	3.05	-	-	4.44	-	3.92
09/05/2021 01:00	34.40		3.89	3.03	-	-	4.42	-	3.90
09/05/2021 02:00	34.37		3.86	3.00	-	-	4.39	-	3.87
09/05/2021 03:00	34.36		3.85	2.99	-	-	4.38	-	3.86
09/05/2021 04:00	34.33		3.82	2.96	-	-	4.35	-	3.83
09/05/2021 05:00	34.31		3.80	2.94	-	-	4.33	-	3.81
09/05/2021 06:00	34.28		3.77	2.91	-	-	4.30	-	3.78
09/05/2021 07:00	34.25	48h	3.74	2.88	-	-	4.27	-	3.75
09/05/2021 08:00	34.23		3.72	2.86	-	-	4.25	-	3.73
09/05/2021 09:00	34.21		3.70	2.84	-	-	4.23	-	3.71
09/05/2021 10:00	34.21		3.70	2.84	-	-	4.23	-	3.71
09/05/2021 11:00	34.17		3.66	2.80	-	-	4.19	-	3.67
09/05/2021 12:00	34.14		3.63	2.77	-	-	4.16	-	3.64
09/05/2021 13:00	34.12		3.61	2.75	-	-	4.14	-	3.62
09/05/2021 14:00	34.10		3.59	2.73	-	-	4.12	-	3.60
09/05/2021 15:00	34.08		3.57	2.71	-	-	4.10	-	3.58
09/05/2021 16:00	34.05		3.54	2.68	-	-	4.07	-	3.55
09/05/2021 17:00	34.03		3.52	2.66	-	-	4.05	-	3.53
09/05/2021 18:00	34.01		3.50	2.64	-	-	4.03	-	3.51
09/05/2021 19:00	33.97	60h	3.46	2.60	-	-	3.99	-	3.47

Data e Orario	Idrometro di Monte [m s.l.m.]		Sezione 13	Sezione 14	Sezione 15	Sezione 16	Sezione 17	Sezione 20	Sezione 21
			$\Delta H'$ [m]						
09/05/2021 20:00	33.95		3.44	2.58	-	-	3.97	-	3.45
09/05/2021 21:00	33.92		3.41	2.55	-	-	3.94	-	3.42
09/05/2021 22:00	33.91		3.40	2.54	-	-	3.93	-	3.41
09/05/2021 23:00	33.86		3.35	2.49	-	-	3.88	-	3.36
10/05/2021 00:00	33.84		3.33	2.47	-	-	3.86	-	3.34
10/05/2021 01:00	33.81		3.30	2.44	-	-	3.83	-	3.31
10/05/2021 02:00	33.79		3.28	2.42	-	-	3.81	-	3.29
10/05/2021 03:00	33.75		3.24	2.38	-	-	3.77	-	3.25
10/05/2021 04:00	33.72		3.21	2.35	-	-	3.74	-	3.22
10/05/2021 05:00	33.70		3.19	2.33	-	-	3.72	-	3.20
10/05/2021 06:00	33.68		3.17	2.31	-	-	3.70	-	3.18
10/05/2021 07:00	33.66	72h	3.15	2.29	-	-	3.68	-	3.16
10/05/2021 08:00	33.64		3.13	2.27	-	-	3.66	-	3.14
10/05/2021 09:00	33.62		3.11	2.25	-	-	3.64	-	3.12
10/05/2021 10:00	33.31		2.80	1.94	-	-	3.33	-	2.81
10/05/2021 11:00	33.26		2.75	1.89	-	-	3.28	-	2.76
10/05/2021 12:00	33.08		2.57	1.71	-	-	3.10	-	2.58
10/05/2021 13:00	32.91		2.40	1.54	-	-	2.93	-	2.41
10/05/2021 14:00	32.73		2.22	1.36	-	-	2.75	-	2.23
10/05/2021 15:00	32.55		2.04	1.18	-	-	2.57	-	2.05
10/05/2021 16:00	32.35		1.84	0.98	-	-	2.37	-	1.85
10/05/2021 17:00	32.14		1.63	0.77	-	-	2.16	-	1.64
10/05/2021 18:00	31.91		1.40	0.54	-	-	1.93	-	1.41
10/05/2021 19:00	31.65		1.14	0.28	-	-	1.67	-	1.15
10/05/2021 20:00	31.40		0.89	0.03	-	-	1.42	-	0.90
10/05/2021 21:00	31.17		0.66	-	-	-	1.19	-	0.67
10/05/2021 22:00	30.99		0.48	-	-	-	1.01	-	0.49
10/05/2021 23:00	30.86		0.35	-	-	-	0.88	-	0.36
11/05/2021 00:00	30.77		0.26	-	-	-	0.79	-	0.27
11/05/2021 01:00	30.70		0.19	-	-	-	0.72	-	0.20
11/05/2021 02:00	30.65		0.14	-	-	-	0.67	-	0.15
11/05/2021 03:00	30.63		0.12	-	-	-	0.65	-	0.13
11/05/2021 04:00	30.62		0.11	-	-	-	0.64	-	0.12
11/05/2021 05:00	30.72		0.21	-	-	-	0.74	-	0.22
11/05/2021 06:00	30.83		0.32	-	-	-	0.85	-	0.33
11/05/2021 07:00	30.85	96h	0.34	-	-	-	0.87	-	0.35
11/05/2021 08:00	30.85		0.34	-	-	-	0.87	-	0.35
11/05/2021 09:00	30.35		-	-	-	-	0.37	-	-
11/05/2021 10:00	30.11		-	-	-	-	0.13	-	-
11/05/2021 11:00	30.09		-	-	-	-	0.11	-	-
11/05/2021 12:00	30.10		-	-	-	-	0.12	-	-
11/05/2021 13:00	30.09		-	-	-	-	0.11	-	-
11/05/2021 14:00	30.09		-	-	-	-	0.11	-	-
11/05/2021 15:00	30.09		-	-	-	-	0.11	-	-
11/05/2021 16:00	30.09		-	-	-	-	0.11	-	-
11/05/2021 17:00	30.10		-	-	-	-	0.12	-	-
11/05/2021 18:00	30.10		-	-	-	-	0.12	-	-
11/05/2021 19:00	30.12		-	-	-	-	0.14	-	-
11/05/2021 20:00	30.13		-	-	-	-	0.15	-	-
11/05/2021 21:00	30.13		-	-	-	-	0.15	-	-
11/05/2021 22:00	30.15		-	-	-	-	0.17	-	-
11/05/2021 23:00	30.23		-	-	-	-	0.25	-	-
12/05/2021 00:00	30.58		0.07	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 01:00	30.62		0.11	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 02:00	30.60		0.09	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 03:00	30.55		0.04	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 04:00	30.52		0.01	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 05:00	30.48		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 06:00	30.43		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 07:00	30.40	120h	-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 08:00	30.39		-	-	-	-	-	-	-

Data e Orario	Idrometro di Monte [m s.l.m.]		Sezione 13	Sezione 14	Sezione 15	Sezione 16	Sezione 17	Sezione 20	Sezione 21
			$\Delta H'$ [m]						
12/05/2021 09:00	30.37		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 10:00	30.35		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 11:00	30.35		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 12:00	30.35		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 13:00	30.34		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 14:00	30.35		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 15:00	30.35		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 16:00	30.33		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 17:00	30.30		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 18:00	30.29		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 19:00	30.31		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 20:00	30.30		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 21:00	30.28		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 22:00	30.26		-	-	-	-	-	-	-
12/05/2021 23:00	30.25		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 00:00	30.24		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 01:00	30.23		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 02:00	30.22		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 03:00	30.22		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 04:00	30.21		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 05:00	30.21		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 06:00	30.20		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 07:00	30.20	144h	-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 08:00	30.19		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 09:00	30.18		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 10:00	30.17		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 11:00	30.16		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 12:00	30.15		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 13:00	30.15		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 14:00	30.13		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 15:00	30.14		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 16:00	30.14		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 17:00	30.13		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 18:00	30.14		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 19:00	30.12		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 20:00	30.11		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 21:00	30.10		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 22:00	30.10		-	-	-	-	-	-	-
13/05/2021 23:00	30.10		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 00:00	30.09		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 01:00	30.07		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 02:00	30.06		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 03:00	30.06		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 04:00	30.06		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 05:00	30.06		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 06:00	30.06		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 07:00	30.05	168h	-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 08:00	30.05		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 09:00	30.04		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 10:00	30.03		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 11:00	30.05		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 12:00	30.04		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 13:00	30.03		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 14:00	30.06		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 15:00	30.06		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 16:00	30.04		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 17:00	30.05		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 18:00	30.04		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 19:00	30.03		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 20:00	30.03		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 21:00	30.02		-	-	-	-	-	-	-
14/05/2021 22:00	30.01	Fine svaso	-	-	-	-	-	-	-

Nella stessa tabella, per ogni sezione esaminata, viene mostrato il valore  $\Delta H'$  descritto precedentemente come la differenza tra la misura idrometrica a monte e il livello di falda iniziale lato alveo. Le condizioni di svaso per il ripristino del livello di falda della fase iniziale nelle varie sezioni vengono riassunte in **Tabella 5.9**. Le sezioni 15 e 20 sono quelle che ritornano nelle condizioni iniziali di falda nel minor tempo in quanto caratterizzate dal minor  $\Delta H'$ .

**Tabella 5.9** Simulazione di svaso per tutte le sezioni

Collaudo - Fase I	SVASO					
	$Q_{\min}$	$Q_{\max}$	$Q_{\min}$	$Q_{\max}$	$\Delta H'$	Tempo
	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m]	[m]	[h]
Sezione 13	30.51	35.40	14.28	19.17	4.89	119
Sezione 14	31.37	35.40	15.70	19.73	4.03	86
Sezione 15	35.30	35.40	18.12	18.22	0.10	9
Sezione 17	29.98	35.40	15.58	21.00	5.42	113
Sezione 20	34.92	35.40	18.31	18.79	0.48	19
Sezione 21	30.50	35.40	15.25	20.15	4.90	118

Nel caso della sezione 14, lo svaso è simulato mediante l'utilizzo del comando *Transient* tenendo conto dei valori idrometrici registrati: inizialmente il  $\Delta t$  fra uno step temporale e il successivo è di 6 ore per una maggiore discretizzazione dello svaso fintanto che il livello di falda supera il piano campagna lato alveo, successivamente il  $\Delta t$  si incrementa. Per ogni step temporale si suppone un andamento di tipo lineare. In **Tabella 5.10** si riportano le quote assolute e modello per la simulazione dello svaso della sezione 14, la cui funzione è illustrata in **Figura 5.10**, mentre in **Figura 5.11** si mostrano le condizioni al contorno idrauliche per solo quattro degli step temporali.

**Tabella 5.10** Simulazione dello svaso – Sezione 14

Sezione 14			
Data	Tempo [h]	Svaso [m s.l.m.]	Svaso [m]
07/05/2021 07:00	0	35.40	19.73
07/05/2021 13:00	6	35.17	19.50
07/05/2021 19:00	12	35.01	19.34
08/05/2021 01:00	18	34.93	19.26
08/05/2021 07:00	24	34.80	19.13
08/05/2021 13:00	30	34.62	18.95
08/05/2021 18:00	36	34.53	18.86
09/05/2021 01:00	42	34.40	18.73
09/05/2021 07:00	48	34.25	18.58
09/05/2021 13:00	54	34.12	18.45
10/05/2021 07:00	72	33.66	17.99
10/05/2021 17:00	82	32.14	16.47
10/05/2021 21:00	86	31.37	15.70

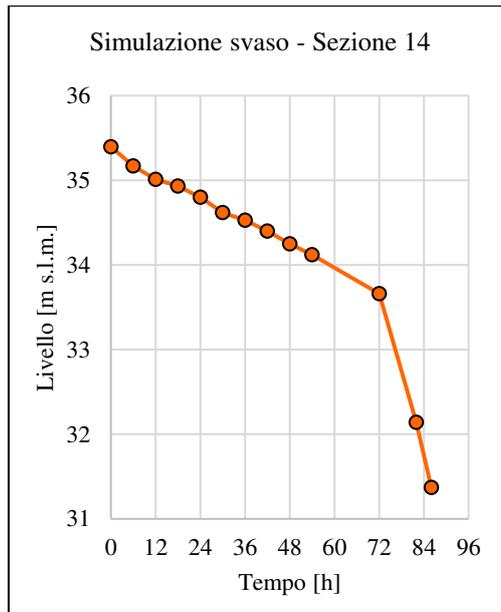
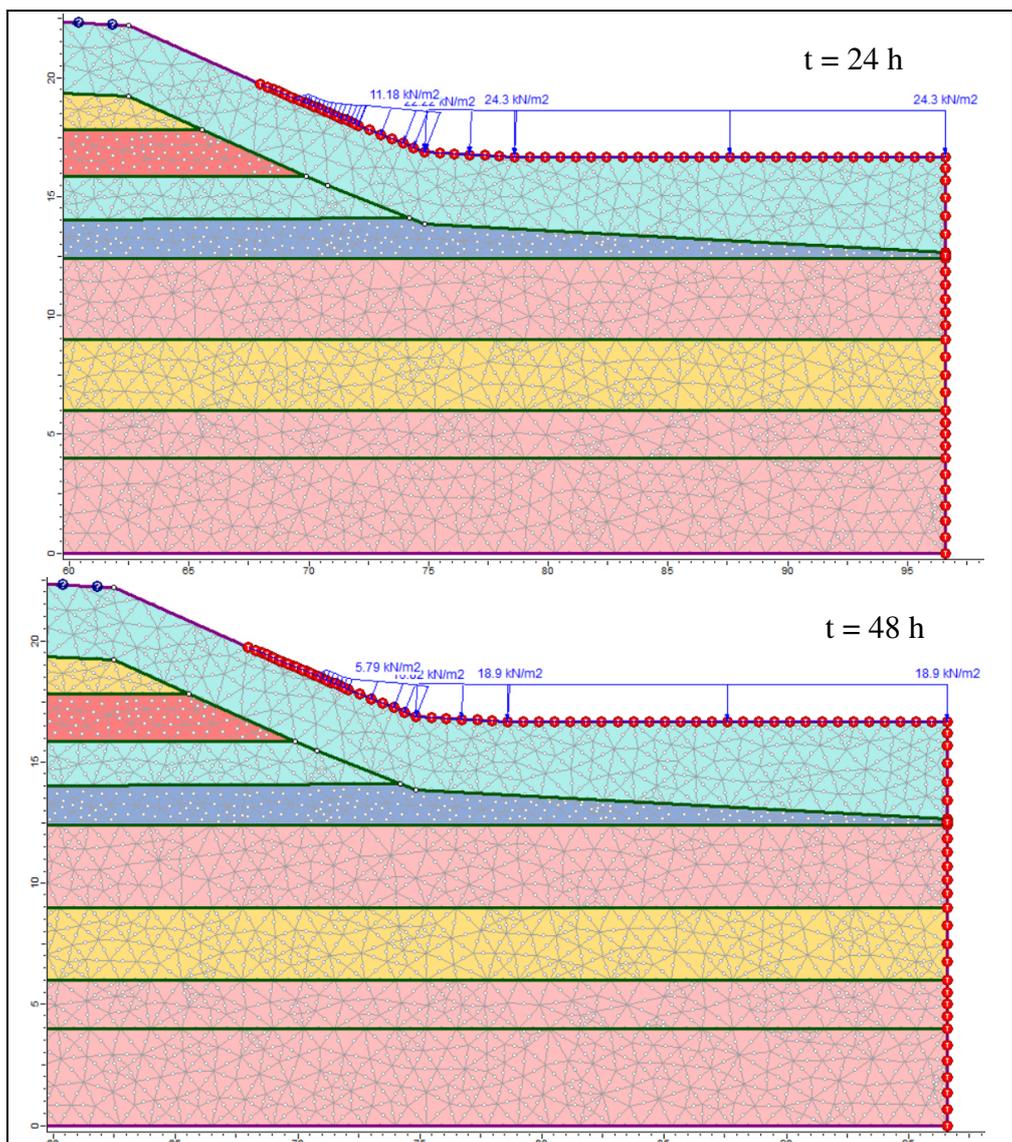
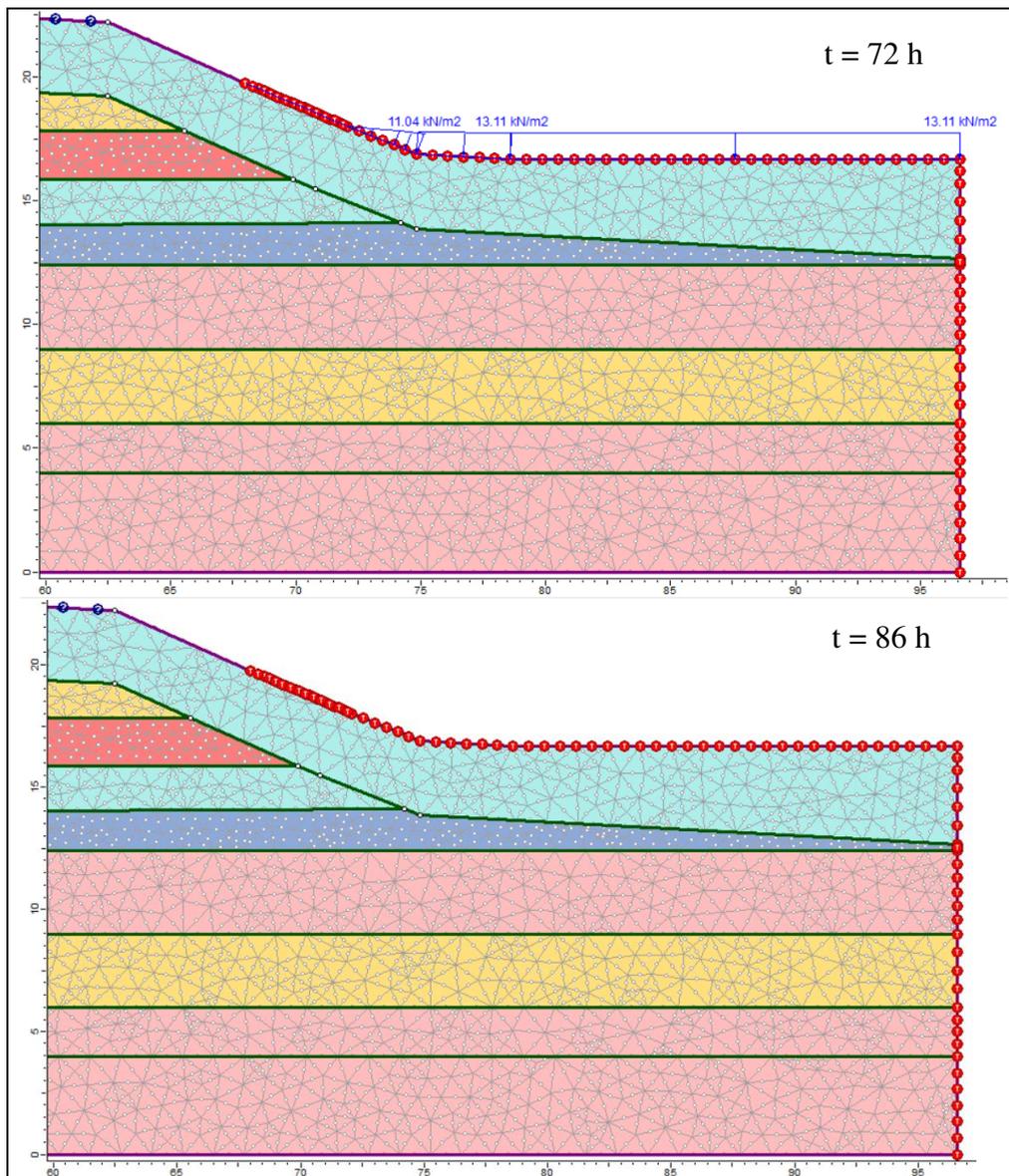


Figura 5.10 Simulazione dello svaso – Funzione – Sezione 14





**Figura 5.11** Simulazione dello svaso – Condizioni idrauliche – Sezione 14

### 5.1.3. Risultati delle analisi numeriche

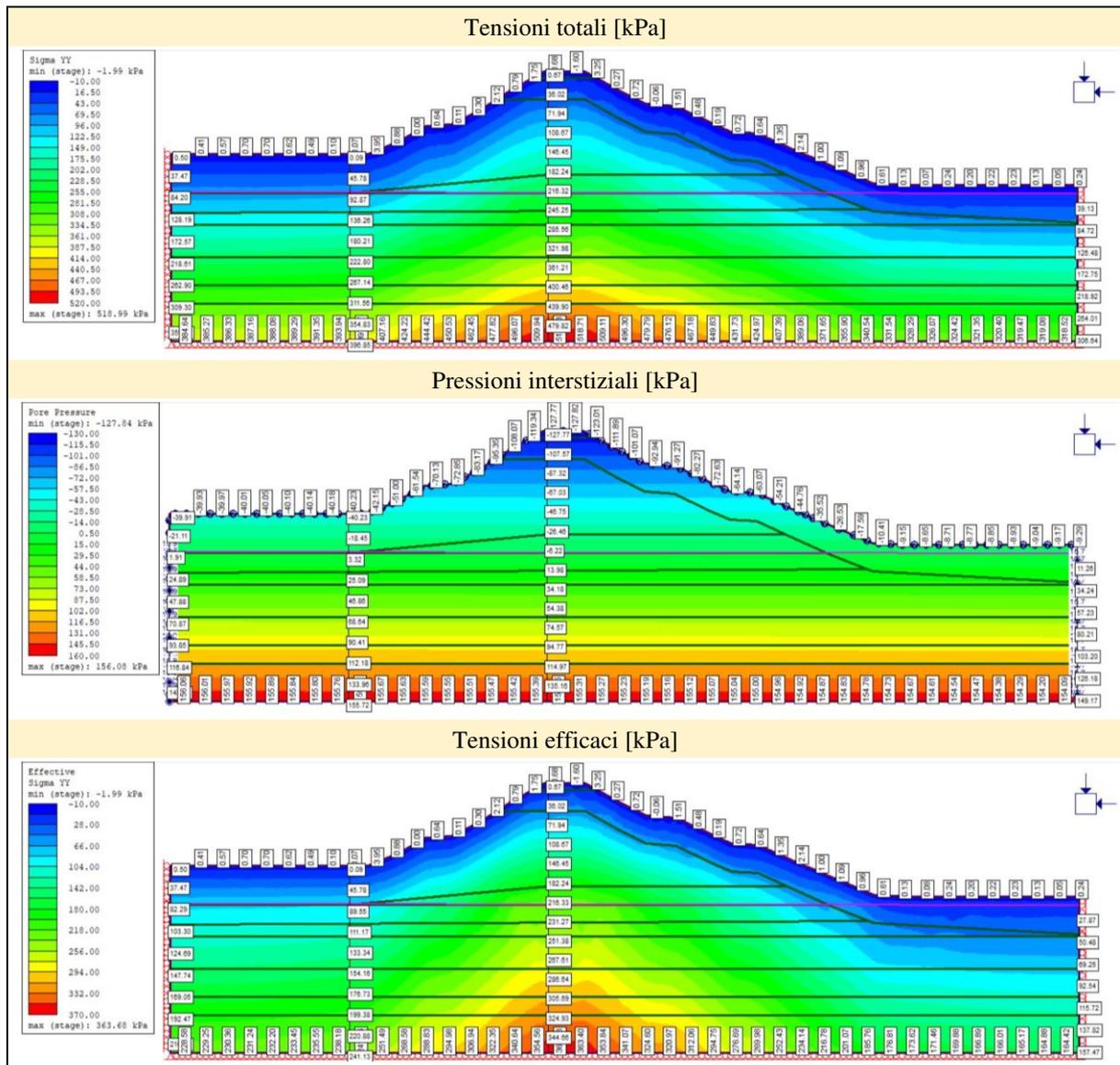
Per ciascuna delle quattro analisi effettuate, si riporta l'andamento delle tensioni totali verticali, delle pressioni neutre e delle tensioni efficaci verticali. Vengono anche mostrati i risultati in termini di spostamenti totali e relativa deformata, ma per le simulazioni di invaso e svaso soltanto degli ultimi step temporali in quanto sono quelli più significativi.

Una volta valutato il regime delle pressioni neutre nelle diverse fasi, si confrontano i valori delle letture piezometriche con quelli del battente ricavato dal modello numerico nelle stesse posizioni dei piezometri, in sommità ed al piede. Infine, per lo studio di stabilità degli argini sottoposti alla fase 1 del collaudo, si ricava il fattore di sicurezza *SRF* e si individuano caratteristiche e posizione delle superfici di rottura.

I risultati di tutte le analisi numeriche per le diverse sezioni sono riportati in **Allegato 7**, ma in questo paragrafo si riportano a titolo esemplificativo solo quelli della sezione 14.

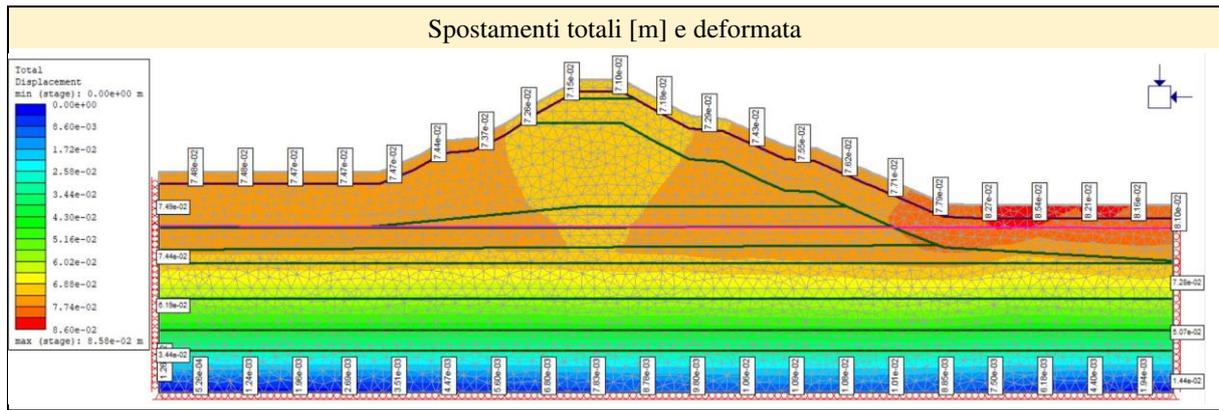
## Fase iniziale

In **Figura 5.12**, si osservano i risultati in termini di tensioni totali verticali, pressioni neutre e tensioni efficaci verticali antecedenti l'invaso sperimentale. La superficie freatica è evidenziata in fuxia ed a partire da essa è possibile ricavare la lettura dei piezometri dal modello numerico, da confrontare con i dati di monitoraggio per una calibrazione dei modelli e verifica delle stratigrafie.



**Figura 5.12** Risultati delle analisi numeriche – Fase iniziale – Sezione 14

Lo spostamento totale massimo misurato in condizioni iniziali è pari a 0.086 m ed è localizzato sull'argine lato alveo in corrispondenza del piano campagna, come possibile osservare meglio dall'immagine della deformata in **Figura 5.13**. Gli spostamenti totali massimi dovuti alla falda iniziale in ciascuna sezione sono riassunti in **Tabella 5.11**, tutti localizzati al di sopra della superficie freatica, con un rigonfiamento degli argini verso l'alto.



**Figura 5.13** Spostamenti e deformata – Fase iniziale – Sezione 14

**Tabella 5.11** Spostamento totale massimo – Fase iniziale

	Fase iniziale
	$u_{tot,max}$ [m]
Sezione 13	0.0554
Sezione 14	0.0858
Sezione 15	0.0943
Sezione 16	0.0916
Sezione 17	0.0754
Sezione 20	0.0910
Sezione 21	0.0847

Le quote assolute e modello dei piezometri in sommità ed al piede della sezione 14 sono mostrate in **Tabella 5.12** facendo riferimento allo schema in **Figura 4.22**, che mostra l’ubicazione e profondità dei piezometri analizzati in un generico argine.

**Tabella 5.12** Quote dei piezometri – Sezione 14

	Quote dei piezometri - P14			
	Sommità		Piede	
	Superficiale A	Profondo B	Superficiale C	Profondo D
Quota [m s.l.m.]	37.49	29.49	28.67	23.67
Quota modello [m]	21.82	13.82	13.00	8.00

Il confronto tra le misure piezometriche registrate e quelle ottenute dall’analisi numerica di questa prima fase, in **Tabella 5.13**, restituisce una buona corrispondenza con i dati di monitoraggio, validando le condizioni stratigrafiche considerate.

Le letture dei piezometri al piede dell’argine, sia quello superficiale *C* che profondo *D*, coincidono nel software con un valore pari a 31.54 m s.l.m. o in quota modello pari a 15.87 m; paragonando tale risultato con le registrazioni dei piezometri P14-ASX\_P, a 7 m e 12 m di profondità, si ottiene uno scostamento  $\Delta$  nullo per il superficiale e pari a 0.25 m per il profondo.

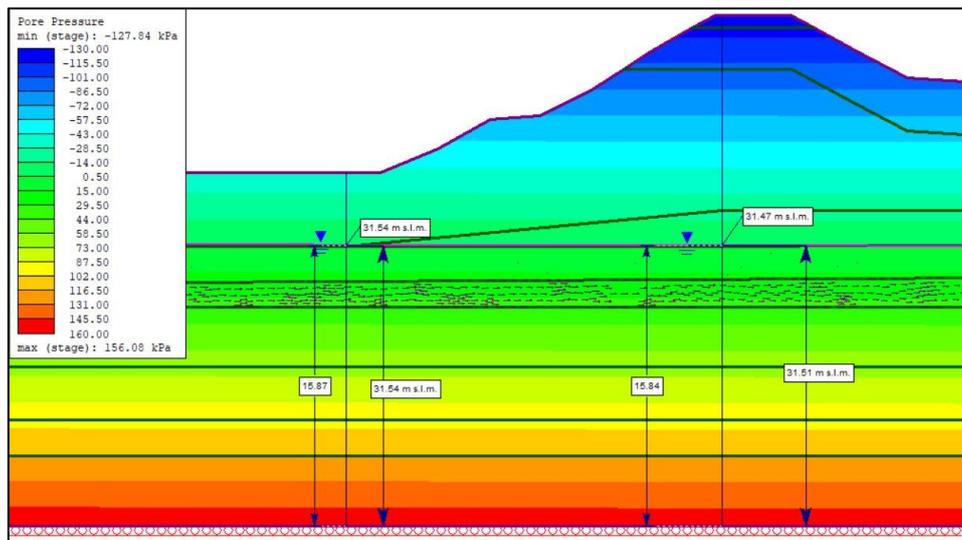
Per quanto riguarda il piezometro in sommità all’argine più superficiale *A*, localizzato a 7 m di profondità, rimane sempre al di sopra della superficie libera di falda sia nelle diverse modellazioni numeriche e ciò è confermato dalle misure registrate. La lettura, infatti, è costante e restituisce esattamente la quota assoluta del piezometro stesso. Invece, il piezometro in sommità profondo *B*, a 15 m di profondità, restituisce una misura dal software pari 31.51 m s.l.m. o in quota modello pari a 15.84 m, che si discosta soltanto di 0.04 m dalla misura registrata. Il confronto grafico di queste misure piezometriche è evidente in **Figura 5.14** dalle quotature.

In genere, per tutte le sezioni esaminate, i risultati della fase iniziale restituiscono misure piezometriche molto prossime a quelle registrate, come osservabile in **Allegato 7**.

Talvolta, gli scostamenti  $\Delta$  superiori ad 1 m si manifestano nei piezometri profondi al piede degli argini per le sezioni 13, 17 e 20, probabilmente legati alla presenza di una falda confinata più profonda. Questa è caratterizzata da una pressione prevalente rispetto la falda non confinata più superficiale, che non è tenuta in conto nei modelli numerici. Il maggior scostamento, che arriva fino a 2.81 m, si manifesta nella sezione 17, **Tabella 5.14**.

**Tabella 5.13** Confronto misure piezometriche – Fase iniziale – Sezione 14

		Fase iniziale - P14	
		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.54	37.03
	Lettura [m]	15.87	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.79	31.47
	Lettura [m]	16.12	15.8
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
		Lettura [m s.l.m.]	31.54
Superficiale	Lettura [m]	15.87	21.36
	$\Delta$ [m]	0.00	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.54	31.51
	Lettura [m]	15.87	15.84
	$\Delta$ [m]	0.25	0.04



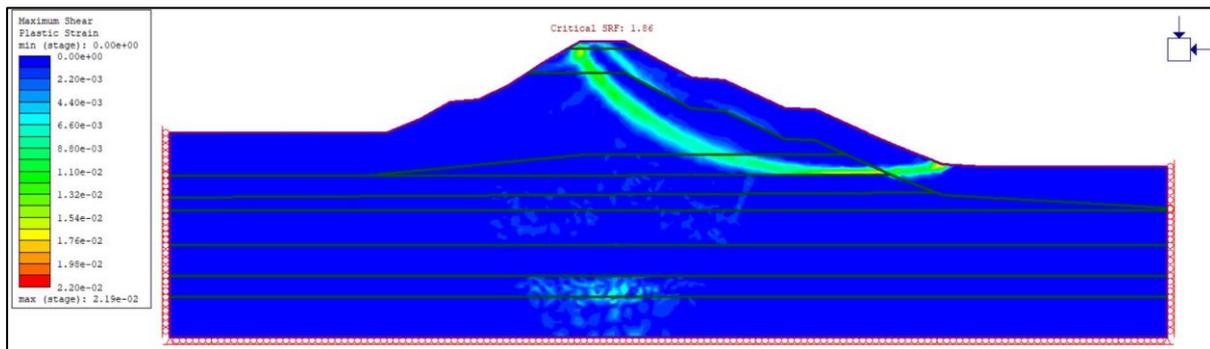
**Figura 5.14** Confronto misure piezometriche – Fase iniziale – Sezione 14

**Tabella 5.14** Confronto misure piezometriche – Fase iniziale – Sezione 17

		Fase iniziale - P17	
		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	29.99	36.78
	Lettura [m]	15.59	22.38
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.80	31.24
	Lettura [m]	18.40	16.84
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
		Lettura [m s.l.m.]	29.99
Superficiale	Lettura [m]	15.59	22.38
	$\Delta$ [m]	0.00	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	29.99	29.99
	Lettura [m]	15.59	15.59
	$\Delta$ [m]	2.81	1.25

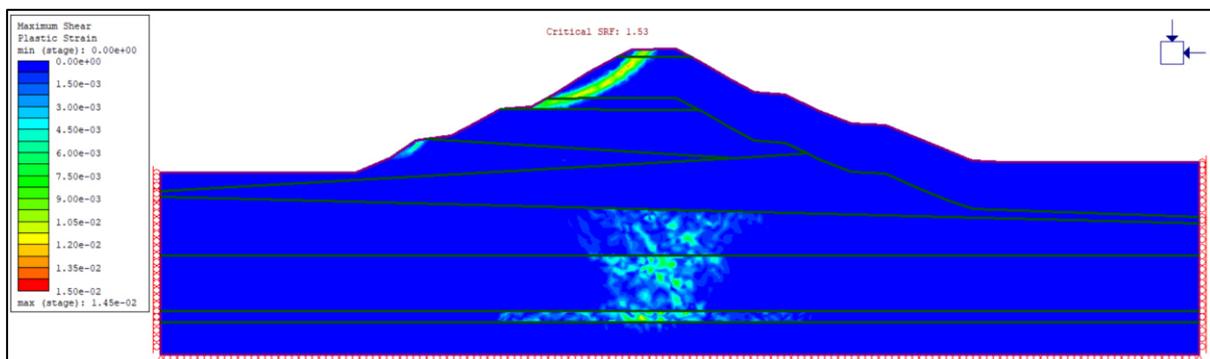
L'analisi di stabilità con il metodo strength reduction ha portato alla definizione delle condizioni di sicurezza dei fianchi arginali con la determinazione del coefficiente di sicurezza *SRF*. Le sezioni esaminate in condizioni iniziali hanno un *SRF* sempre superiore 1.30. Nel caso della sezione 14, ad esempio, risulta pari a 1.86.

La superficie di rottura nel caso della sezione 14, mostrata in **Figura 5.15**, è localizzata lato alveo, si estende dalla sommità dell'argine sino al piano campagna ed è delimitata inferiormente dall'interfaccia tra le argille e le sabbie con limi debolmente argillose.



**Figura 5.15** Superficie di rottura – Fase iniziale – Sezione 14

Per tutte le altre sezioni, invece, la superficie di rottura si manifesta sempre dal lato esterno dell'argine, con estensione minore; come, per esempio, per la sezione 13 in **Figura 5.16** in cui si osservano due superfici di scivolamento in corrispondenza degli strati di sabbie e ghiaie, ovvero quelli con minor coesione.



**Figura 5.16** Superficie di rottura – Fase iniziale – Sezione 13

### *Invaso*

Come già detto, l'aumento progressivo dell'altezza del livello di falda a partire da quello della fase iniziale fino al raggiungimento della quota di massimo invaso è simulato per step temporali di 12 ore. Di questi, si mostrano soltanto i risultati di due step intermedi ogni 24 ore e di quello di fine invaso, in termini di tensioni totali verticali, pressioni neutre e tensioni efficaci verticali, rispettivamente in **Figura 5.17**, **Figura 5.18**, **Figura 5.19**.

In queste immagini si evidenzia il variare nel tempo della superficie freatica, che presenta un salto in corrispondenza dell'interfaccia tra materiali drenati, come le sabbie, e non drenati, come i limi sabbiosi e le argille che diventa sempre più evidente nel tempo.

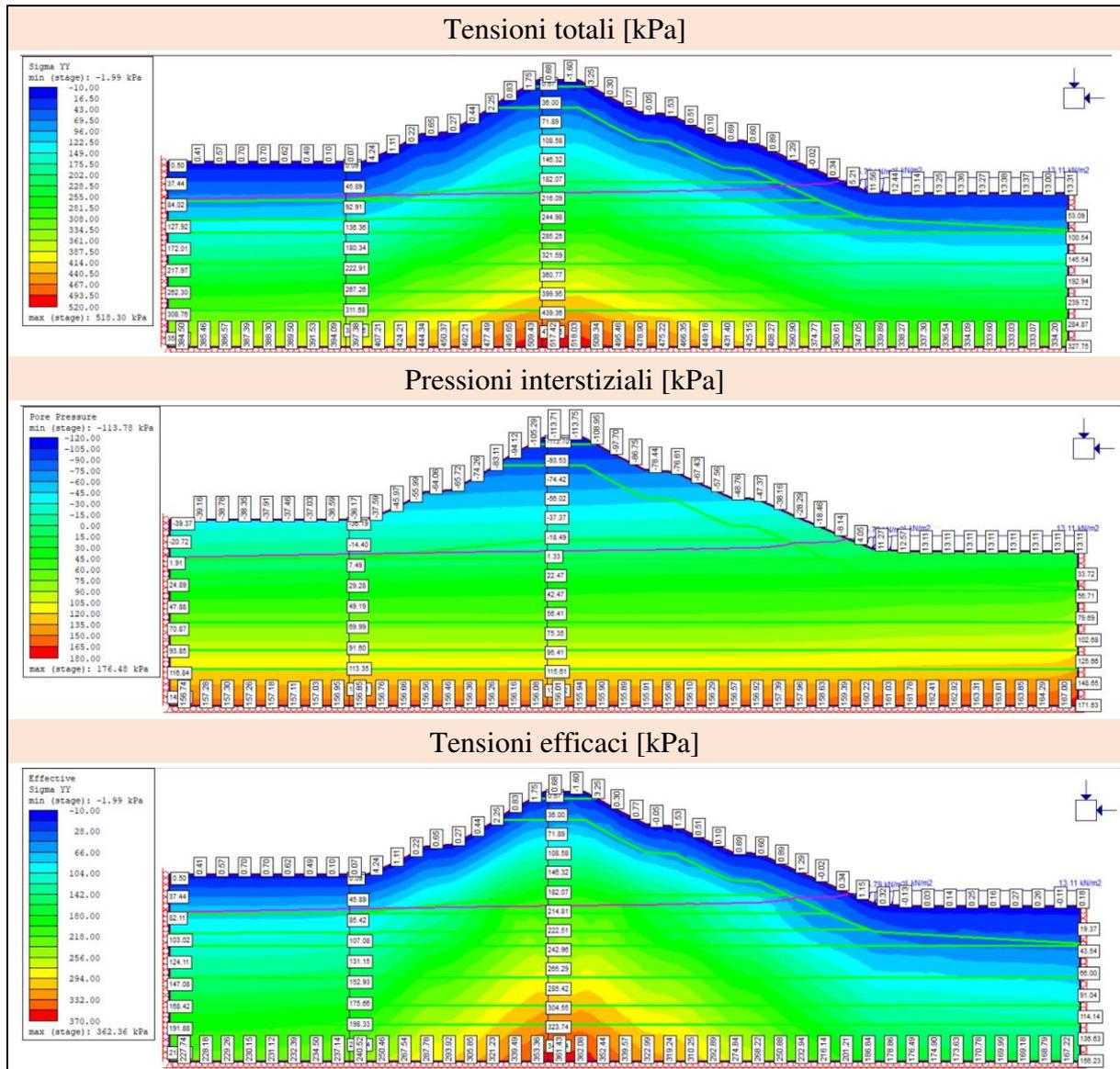
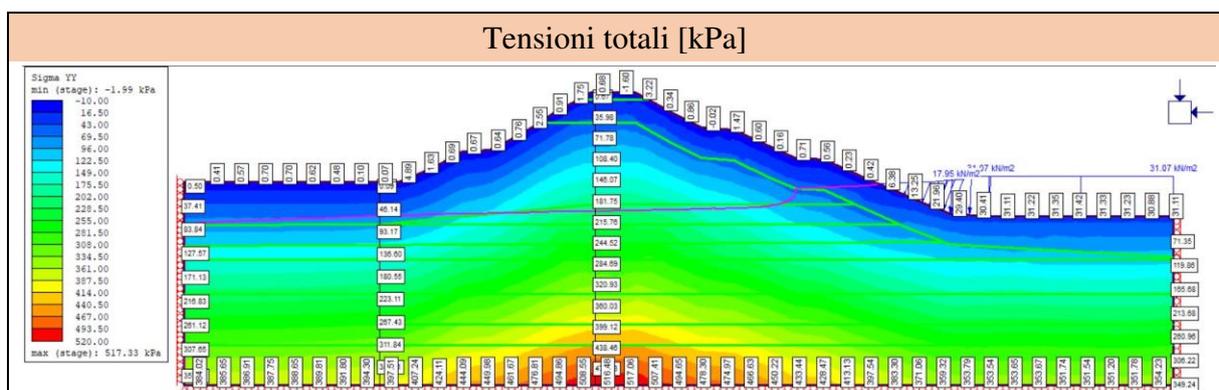


Figura 5.17 Risultati delle analisi numeriche – Invaso 24 h – Sezione 14



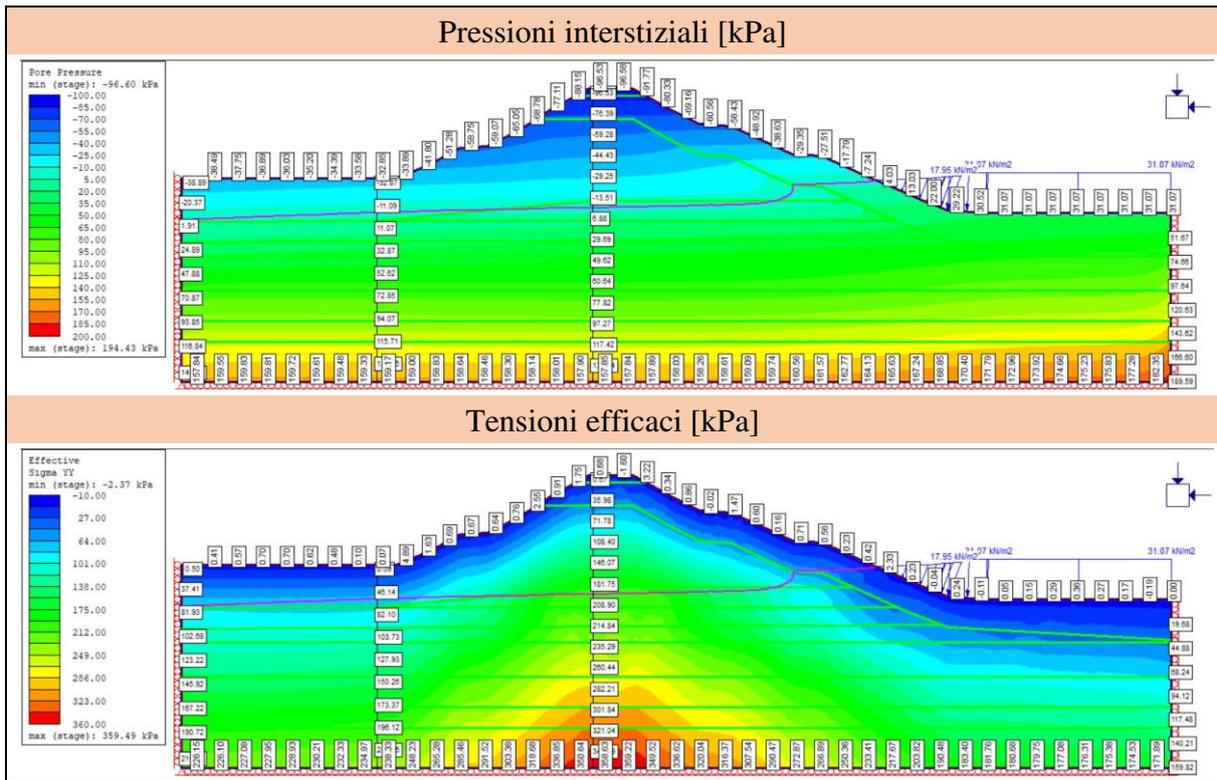
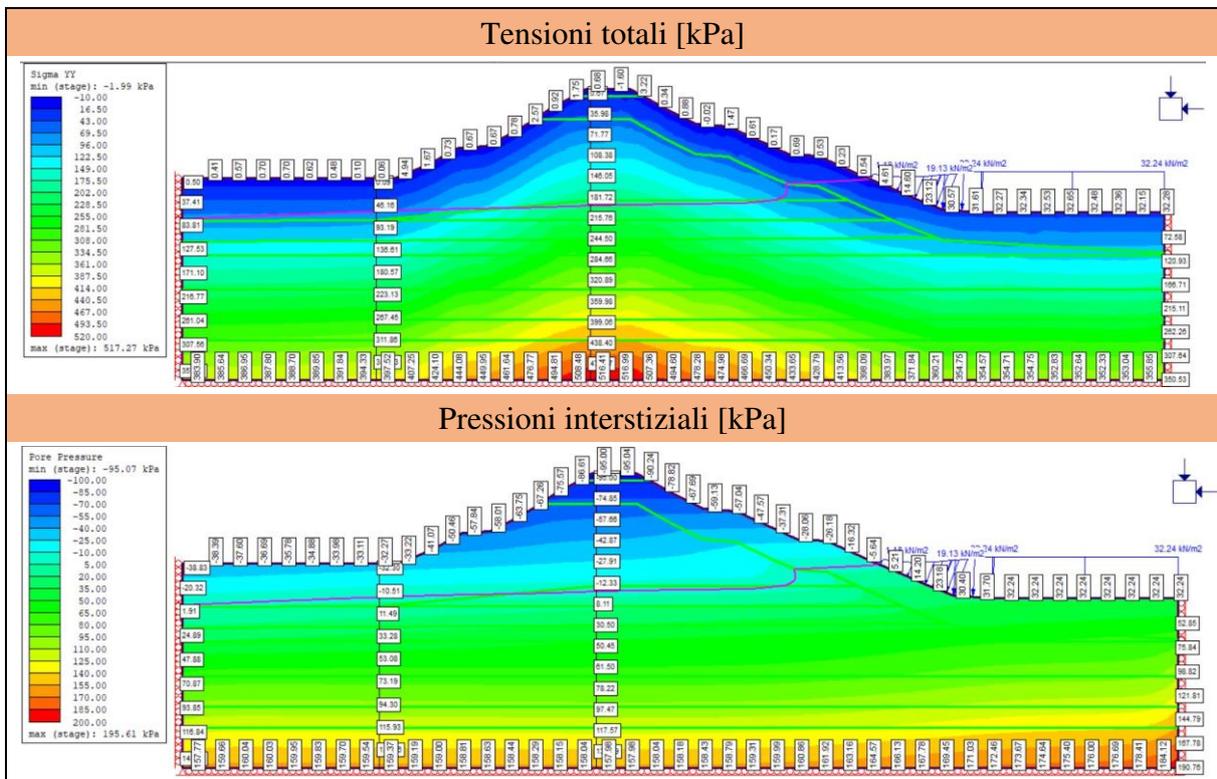


Figura 5.18 Risultati delle analisi numeriche – Invaso 48 h – Sezione 14



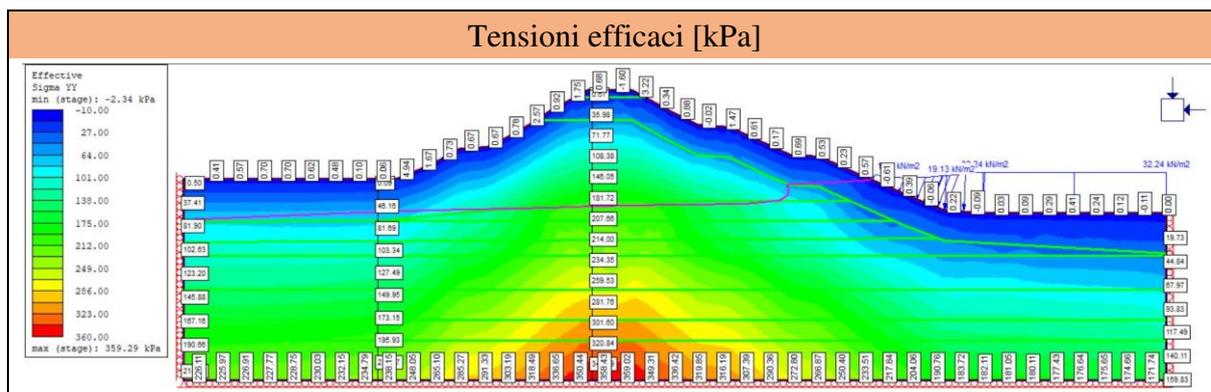


Figura 5.19 Risultati delle analisi numeriche – Invaso 54 h – Sezione 14

Una volta raggiunta la quota di massimo invaso, si guarda anche agli spostamenti totali ed alla deformata per paragonare i risultati con quelli della fase iniziale e comprendere quali siano stati gli effetti del collaudo sugli argini. Gli spostamenti totali massimi causati dalla fase I durante l’invaso sono riassunti in **Tabella 5.15** per ciascuna sezione. In genere, lo spostamento massimo si verifica al di sopra della superficie freatica, lato alveo. Nel caso della sezione 14, l’invaso sperimentale ha provocato un incremento complessivo degli spostamenti totali rispetto a quelli osservati prima, con valore massimo pari a 0.028 m localizzato però alla base del modello. Ciò potrebbe essere legato al fatto che la sezione 14 è quella con l’invaso maggiore partendo dal piano campagna, con altezza pari a 3.29 m, che grava sul rinfiando determinandone l’abbassamento (Figura 5.20).

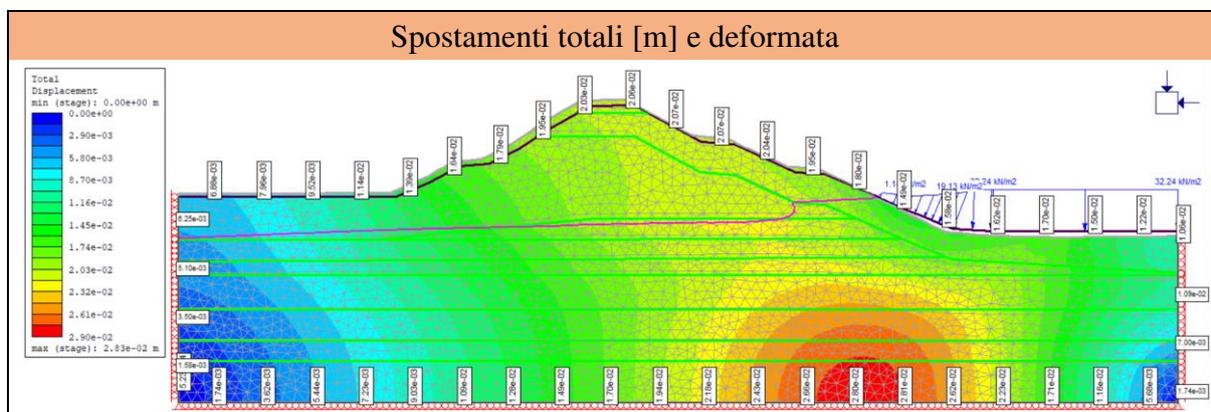


Figura 5.20 Spostamenti e deformata – Invaso 54 h – Sezione 14

Tabella 5.15 Spostamento totale massimo – Invaso

	Fase I - Invaso
	$u_{rel,max}$ [m]
Sezione 13	0.0175
Sezione 14	0.0283
Sezione 15	0.0011
Sezione 17	0.0176
Sezione 20	0.0378
Sezione 21	0.0175

Anche per l'analisi di invaso si esegue il confronto tra la quota assoluta della superficie libera di falda risultante dalla modellazione numerica in corrispondenza dei quattro piezometri e le corrispondenti misure effettuate in sito, **Allegato 7**.

Dal momento che l'invaso per la sezione 14 viene eseguito per step di 12 ore, si confrontano le misure piezometriche per ciascun step (**Tabella 5.16**). Comparando i  $\Delta$  tra le misure, si nota come l'errore cresca all'aumentare dell'invaso nel tempo; nonostante ciò, le differenze tra le letture non sono particolarmente elevate per cui il modello numerico riproduce adeguatamente gli effetti del collaudo. Il confronto grafico di queste misure piezometriche è riportato solo per l'invaso al tempo t di 54 ore, in **Figura 5.21**.

Generalmente per tutte le sezioni, il piezometro al piede superficiale *C* presenta un margine di errore più piccolo rispetto a quello in sommità profondo *B*, tranne nel caso della sezione 17 in cui si osserva l'opposto. Per i piezometri sommità superficiale *A* e al piede profondo *D* valgono le stesse considerazioni fatte durante la fase iniziale: il primo non è influenzato dall'operazione di collaudo, il secondo potrebbe evidenziare uno scostamento  $\Delta$  più grande per l'eventuale presenza di falde confinate profonde nelle sezioni 13, 17 e 20.

**Tabella 5.16** Confronto misure piezometriche – Invaso – Sezione 14

Invaso - Collaudo - P14			
12h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.55	37.03
	Lettura [m]	15.88	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.79	31.47
	Lettura [m]	16.12	15.8
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.81	37.03
	Lettura [m]	16.14	21.36
	$\Delta$ [m]	0.26	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.81	32.07
	Lettura [m]	16.14	16.40
	$\Delta$ [m]	0.02	0.60

Invaso - Collaudo - P14			
24h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.61	37.03
	Lettura [m]	15.94	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.79	31.53
	Lettura [m]	16.12	15.86
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.96	37.03
	Lettura [m]	16.29	21.36
	$\Delta$ [m]	0.35	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.96	32.28
	Lettura [m]	16.29	16.61
	$\Delta$ [m]	0.17	0.75

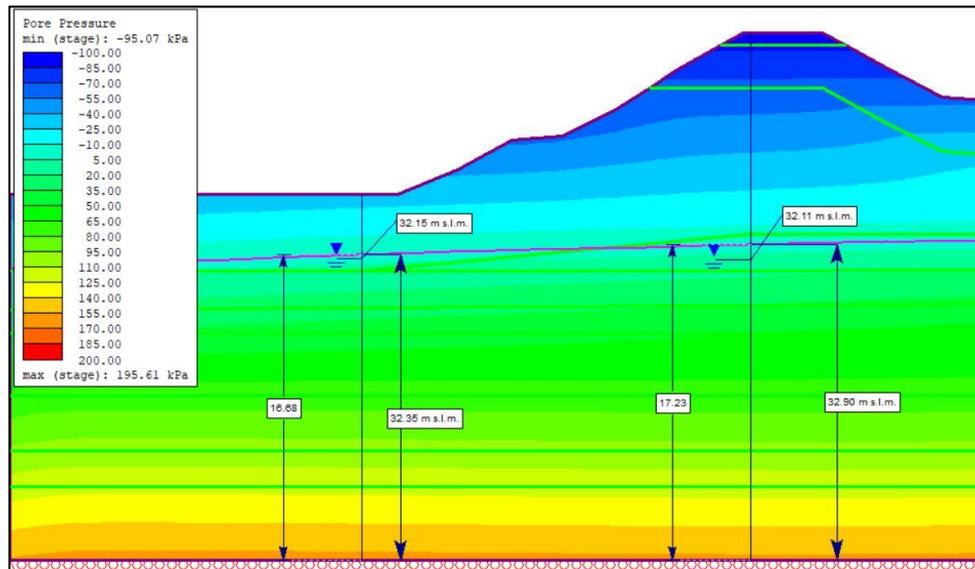
Invaso - Collaudo - P14			
36h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.75	37.03
	Lettura [m]	16.08	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.82	31.69
	Lettura [m]	16.15	16.02
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.10	37.03
	Lettura [m]	16.43	21.36
	$\Delta$ [m]	0.35	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.10	32.50
	Lettura [m]	16.43	16.83
	$\Delta$ [m]	0.28	0.81

Invaso - Collaudo - P14			
48h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.00	37.03
	Lettura [m]	16.33	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.87	31.96
	Lettura [m]	16.2	16.29
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.29	37.03
	Lettura [m]	16.62	21.36
	$\Delta$ [m]	0.29	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.29	32.77
	Lettura [m]	16.62	17.1
	$\Delta$ [m]	0.42	0.81

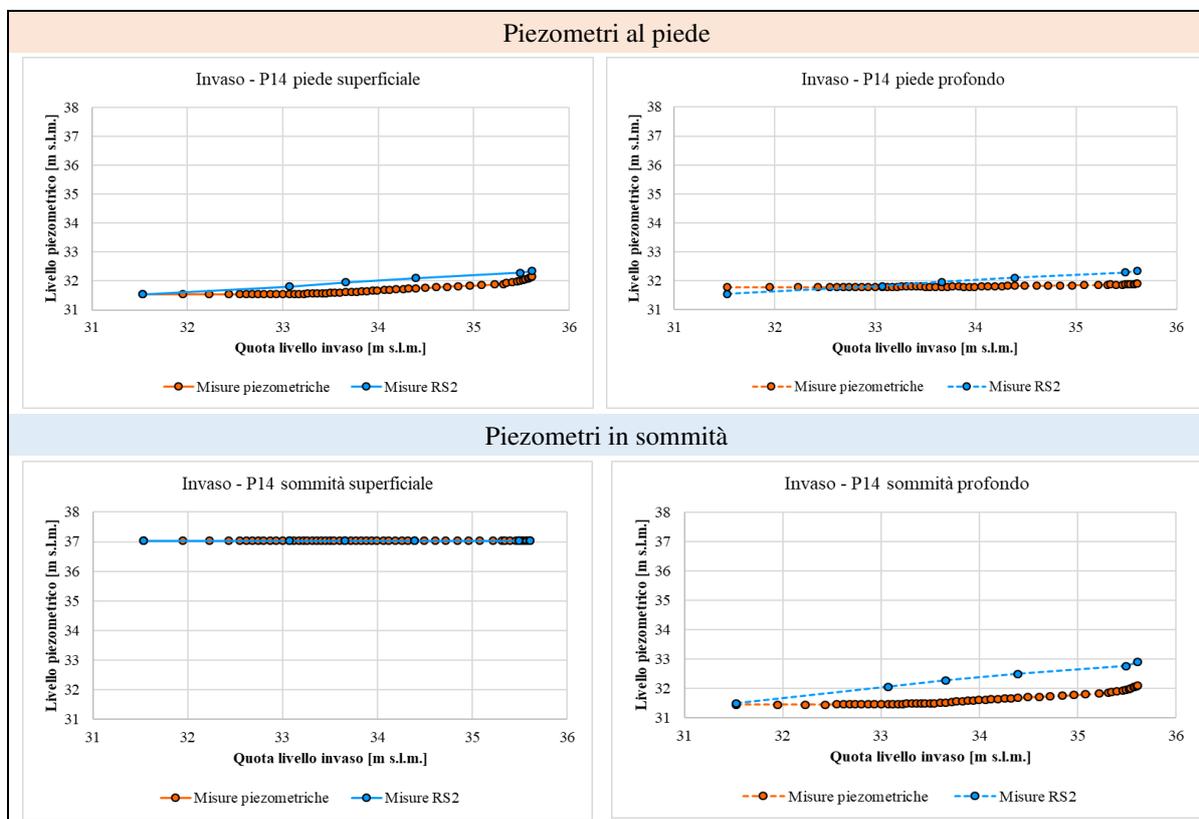
  

Invaso - Collaudo - P14			
54h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.15	37.03
	Lettura [m]	16.48	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.91	32.11
	Lettura [m]	16.24	16.44
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.35	37.03
	Lettura [m]	16.68	21.36
	$\Delta$ [m]	0.20	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.35	32.90
	Lettura [m]	16.68	17.23
	$\Delta$ [m]	0.44	0.79



**Figura 5.21** Confronto misure piezometriche – Invaso 54 h – Sezione 14

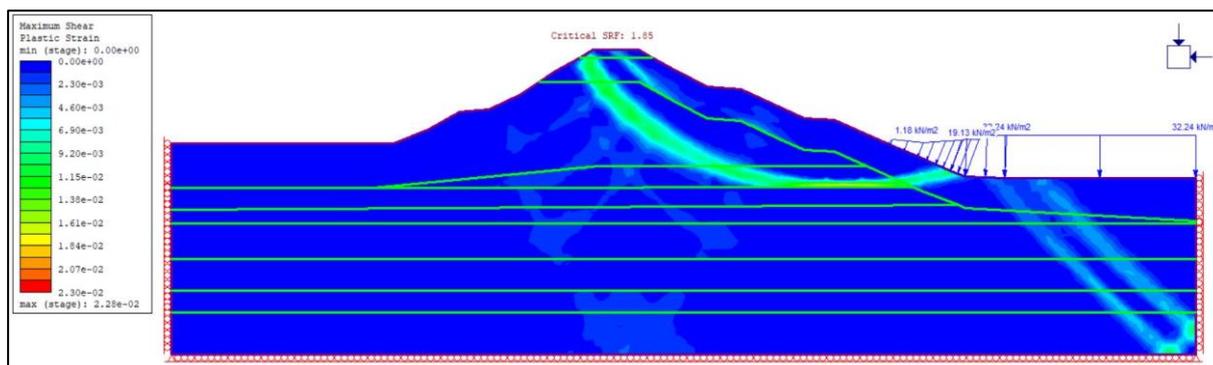
Il confronto può anche esser fatto graficamente diagrammando sull'asse delle ascisse i livelli idrometrici e sulle ordinate le misure piezometriche durante l'invaso del collaudo, confrontando quelle registrate con quelle ottenute dalla simulazione numerica con RS2, **Figura 5.22**. Per la sezione 14, questi grafici evidenziano come lo scostamento  $\Delta$  tra le misure aumenti con il procedere dell'invaso. Il piezometro in sommità superficiale restituisce sempre una misura pari alla quota assoluta del piezometro stesso, infatti le due curve sono perfettamente sovrapposte. In questa sezione, i dati monitorati rimangono quasi sempre al di sotto di quelli ottenuti dalla modellazione.



**Figura 5.22** Confronto grafico misure piezometriche – Invaso – Sezione 14

L'analisi di stabilità, anche stavolta, ha restituito un coefficiente di sicurezza  $SRF$  per tutte le sezioni sempre superiore a 1.30, pressoché uguali a quelli ottenuti per la fase iniziale. Nel caso della sezione 14, ad esempio, risulta pari a 1.85, con superficie di rottura mostrata in **Figura 5.23**, coincidente con quella osservata in fase iniziale. La differenza sta nel formarsi di una seconda superficie di rottura nella zona dell'argine interessata dall'invaso, ovvero alla destra del modello numerico.

Per tutte le altre sezioni, invece, la superficie di rottura per le diverse fasi del collaudo esaminate non subisce particolari variazioni rispetto a quella osservata durante la fase iniziale.



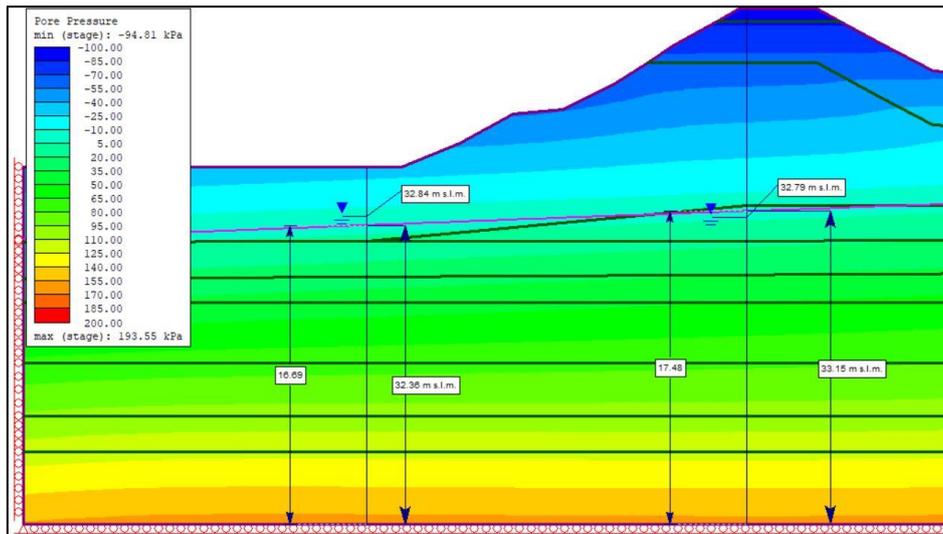
**Figura 5.23** Superficie di rottura – Invaso 54 h – Sezione 14

### *Permanenza – Plateau*

Una volta raggiunta la quota di massimo invaso, si verificano una serie di assestamenti del livello fino al raggiungimento di una quota media costante di circa 35.40 m s.l.m. per circa 158 ore. Questa analisi consente di effettuare un nuovo confronto dei risultati con i dati piezometrici per conoscere le condizioni arginali prima dell'operazione di svaso (**Tabella 5.17**). Per la sezione 14, gli scostamenti  $\Delta$  tra le misure non superano i 0.50 m. Il confronto grafico è riportato in **Figura 5.24**.

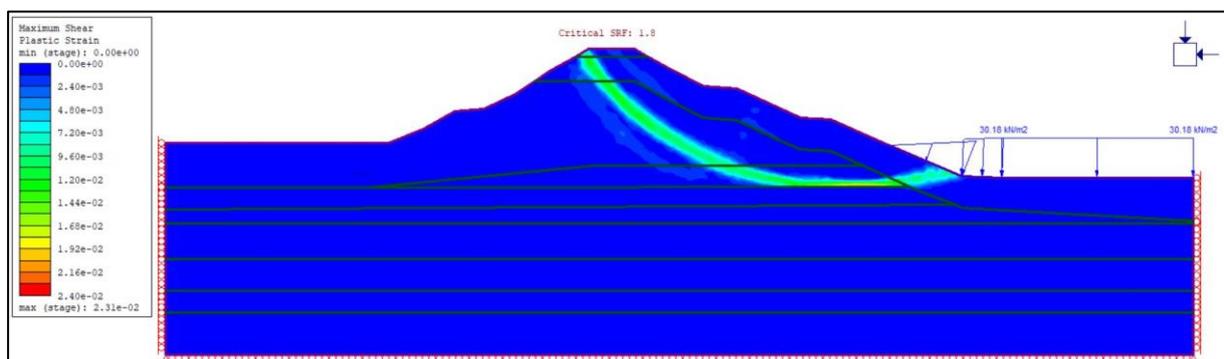
**Tabella 5.17** Confronto misure piezometriche – Plateau – Sezione 14

Stazionamento - P14			
212h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.84	37.03
	Lettura [m]	17.17	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.52	32.79
	Lettura [m]	16.85	17.12
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.36	37.03
	Lettura [m]	16.69	21.36
	$\Delta$ [m]	0.48	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.36	33.15
	Lettura [m]	16.69	17.48
	$\Delta$ [m]	0.16	0.36



**Figura 5.24** Confronto misure piezometriche – Plateau – Sezione 14

Mantenendo il livello nella cassa per un tempo prolungato, si ottiene nella sezione 14 un coefficiente di sicurezza *SRF* ridotto rispetto ai precedenti, pari a 1.80, con stessa superficie di rottura osservata precedentemente. Si può affermare che la permanenza dell'invaso per una durata di sei giorni e 14 ore in questa sezione abbia influenzato leggermente la sua stabilità, ma non in maniera significativa.



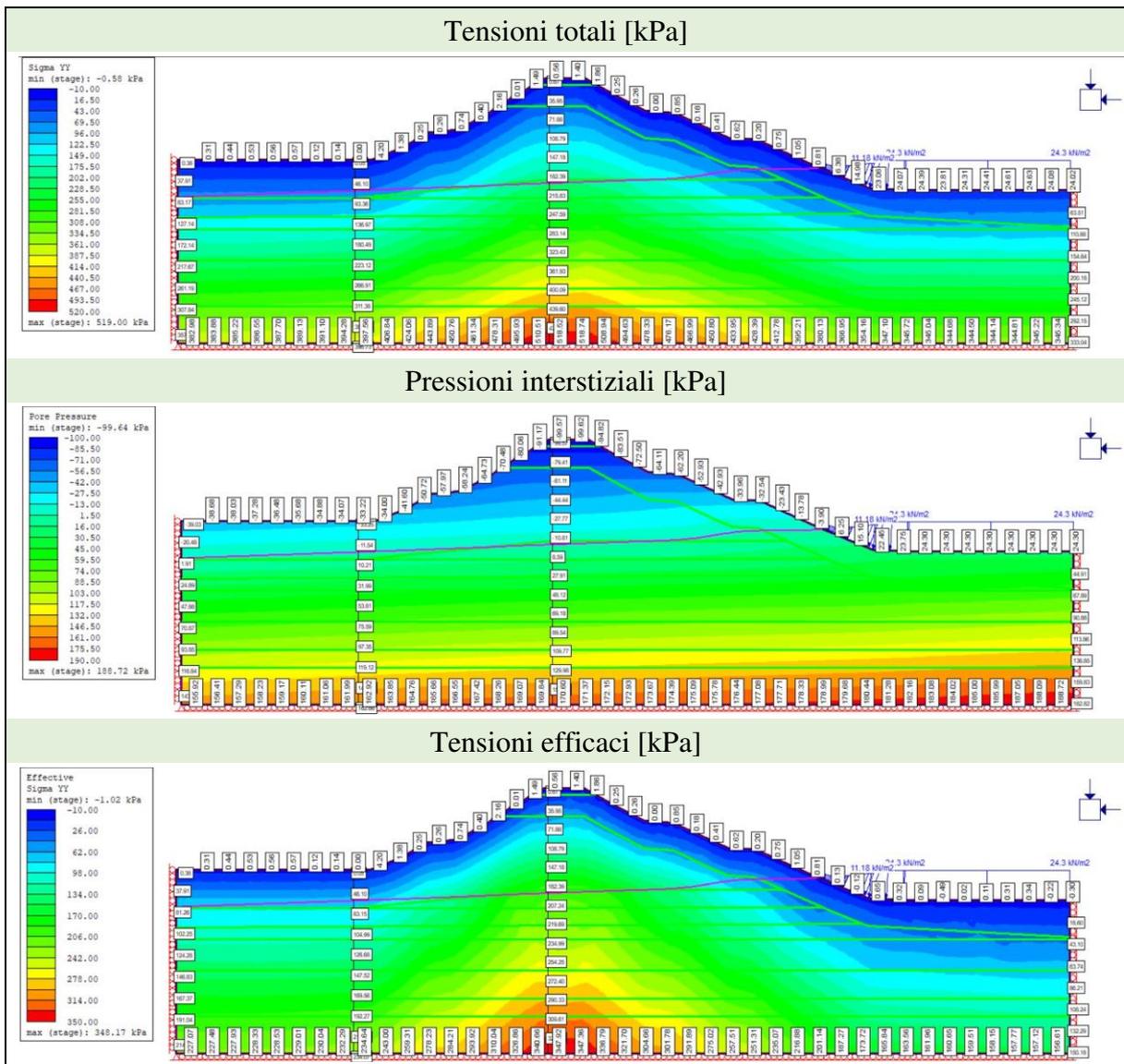
**Figura 5.25** Superficie di rottura – Permanenza – Sezione 14

### *Svaso*

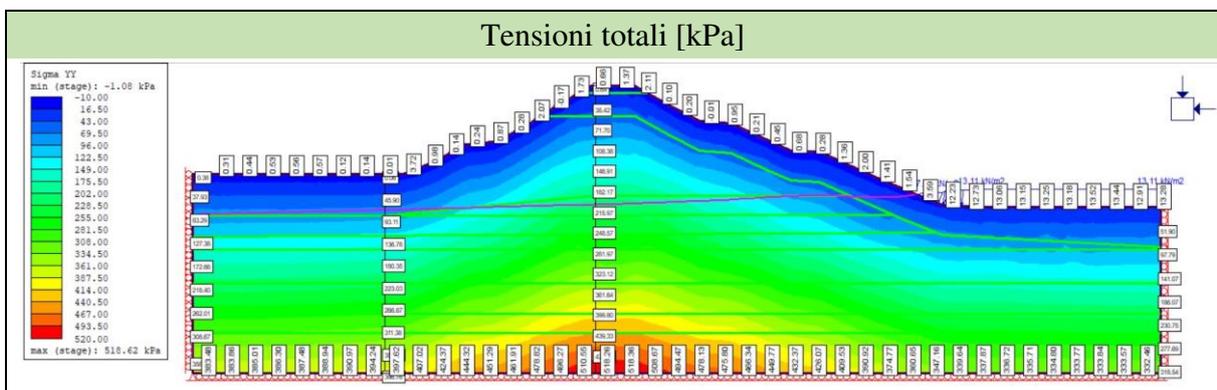
La diminuzione progressiva dell'altezza del livello di invaso nel bacino fino al ripristino delle condizioni iniziali, ovvero fino al raggiungimento dell'altezza del livello di falda che si aveva nella fase iniziale, è simulato per step temporali. Così come fatto per la fase di invaso, si mostrano soltanto i risultati di due step intermedi e di quello di fine svaso per la sezione 14, in termini di tensioni totali verticali, pressioni neutre e tensioni efficaci verticali, rispettivamente in **Figura 5.26**, **Figura 5.27** e **Figura 5.28**.

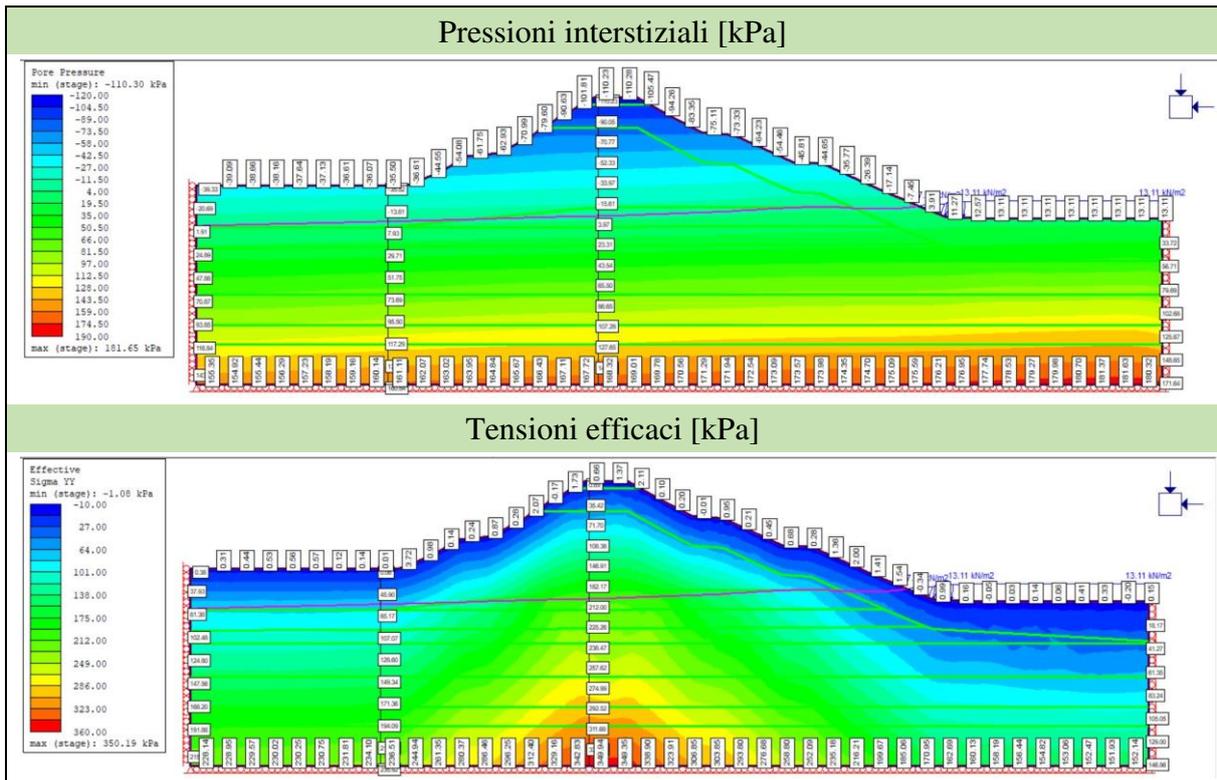
Con il procedere dello svuotamento del bacino, la superficie freatica varia nel tempo abbassandosi; al termine dello svaso della sezione 14, dopo 86 ore, essa evidenzia una zona ancora satura nello strato di argilla: ciò è legato al comportamento non drenato del terreno, alla

sua bassa permeabilità e alla velocità di svaso. La presenza di una zona satura è ancor più significativa per la sezione 13, localizzata stavolta in corrispondenza dello strato di limi sabbiosi, anch'essi a comportamento non drenato ed a bassa permeabilità (**Figura 5.29**).

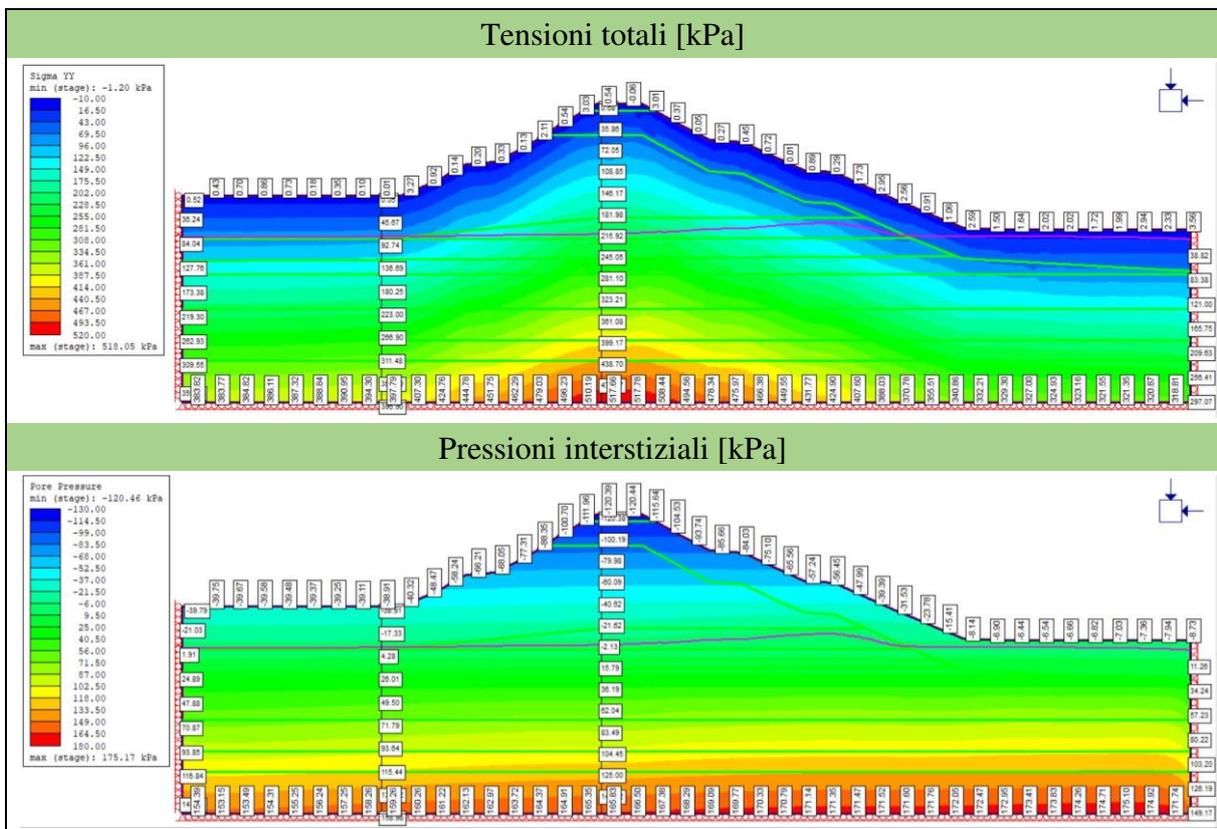


**Figura 5.26** Risultati delle analisi numeriche – Svaso 24 h – Sezione 14





**Figura 5.27** Risultati delle analisi numeriche – Svaso 72 h – Sezione 14



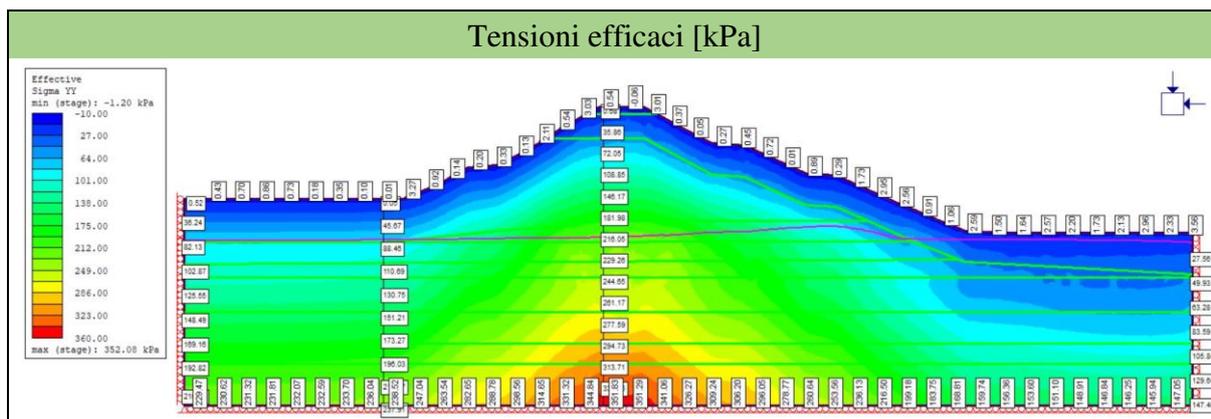


Figura 5.28 Risultati delle analisi numeriche – Svaso 86 h – Sezione 14

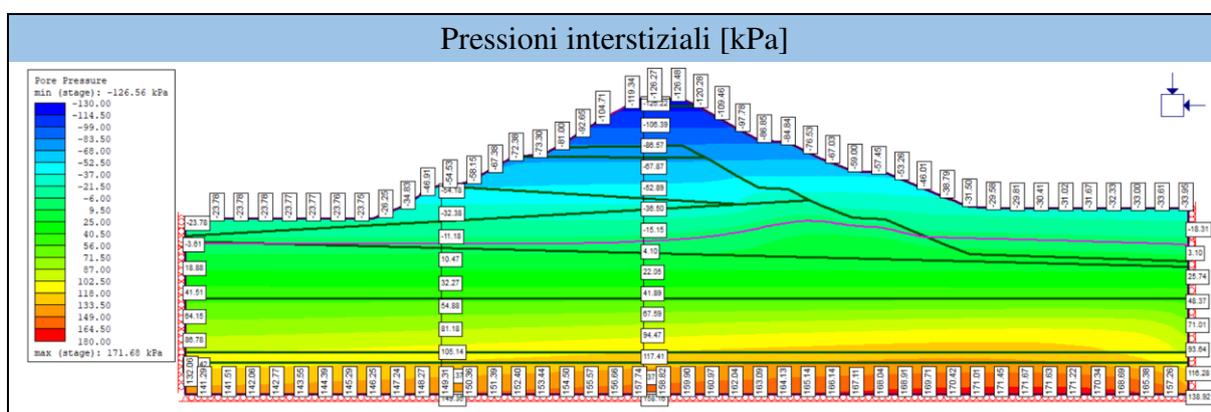


Figura 5.29 Risultati delle analisi numeriche – Svaso 119 h – Sezione 13

Per l'ultimo step, quando lo svaso della sezione è completo e si è tornati alle condizioni idrauliche iniziali, si riportano anche gli spostamenti totali e la deformata. Gli spostamenti totali massimi causati dalla fase I con lo svuotamento del bacino sono riassunti in **Tabella 5.18** per ciascuna sezione. In genere, lo spostamento massimo si verifica al di sopra o in corrispondenza della superficie freatica, lato alveo. Nel caso della sezione 14, si osserva un valore massimo pari a 0.038 m localizzato sotto la freatica in corrispondenza degli strati di sabbie e ghiaie (**Figura 5.30**).

Tabella 5.18 Spostamento totale massimo – Svaso

	Fase I - Svaso
	$u_{rel,max}$ [m]
Sezione 13	0.0681
Sezione 14	0.0382
Sezione 15	0.0003
Sezione 17	0.0212
Sezione 20	0.0247
Sezione 21	0.0202

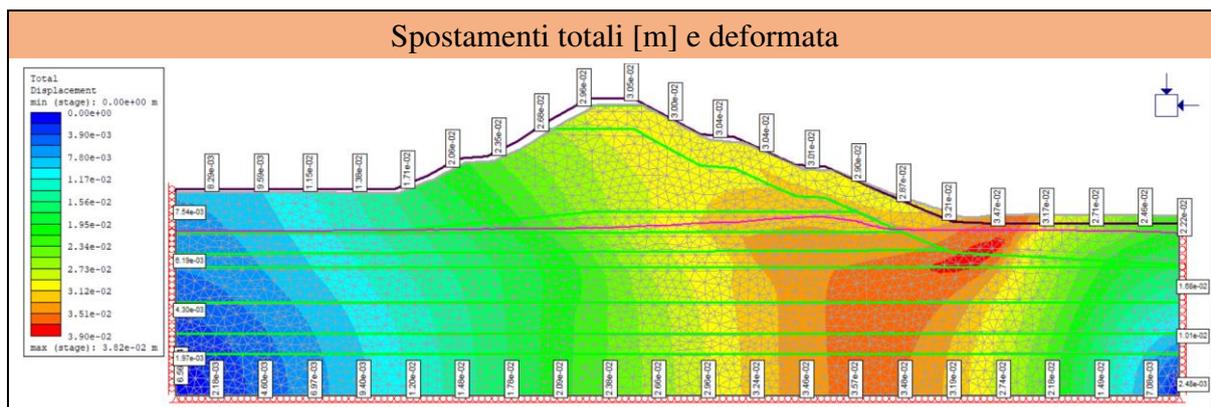


Figura 5.30 Spostamenti e deformata – Svaso 86 h – Sezione 14

Anche per l'analisi di svaso della sezione 14 si confrontano le misure piezometriche per alcuni degli step simulati (Tabella 5.19). Il confronto grafico delle misure piezometriche per la sezione 14 è riportato solo per la fine dello svaso al tempo  $t$  di 86 ore in Figura 5.31.

Comparando gli scostamenti  $\Delta$  tra le misure, si nota anche qui un errore crescente nel tempo con il proseguire dello svuotamento della cassa; ciò è anche ben evidente in Figura 5.32.

Nelle sezioni 13, 17 e 20, riportate in Allegato 7, si riscontra, invece, una situazione opposta: gli scostamenti  $\Delta$  decrescono nel tempo. Le sezioni 15 e 20, inoltre, restituiscono misure dal software molto prossime a quelle registrate perché sono quelle che devono svasare il minor  $\Delta H'$  nel minor tempo, come si era già notato in Tabella 5.9.

Tabella 5.19 Confronto misure piezometriche – Svaso – Sezione 14

Svaso - Collaudo - P14			
24h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.70	37.03
	Lettura [m]	17.03	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.5	32.65
	Lettura [m]	16.83	16.98
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.24	37.03
	Lettura [m]	16.57	21.36
	$\Delta$ [m]	0.46	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.24	33.07
	Lettura [m]	16.57	17.40
	$\Delta$ [m]	0.26	0.42

Svaso - Collaudo - P14			
72h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.55	37.03
	Lettura [m]	16.88	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.51	32.48
	Lettura [m]	16.84	16.81
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.01	37.03
	Lettura [m]	16.34	21.36
	$\Delta$ [m]	0.54	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.01	32.58
	Lettura [m]	16.34	16.91
	$\Delta$ [m]	0.50	0.10

Svaso - Collaudo - P14			
86h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.46	37.03
	Lettura [m]	16.79	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.5	32.39
	Lettura [m]	16.83	16.72
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.64	37.03
	Lettura [m]	15.97	21.36
	$\Delta$ [m]	0.82	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.64	31.88
	Lettura [m]	15.97	16.21
	$\Delta$ [m]	0.86	0.51

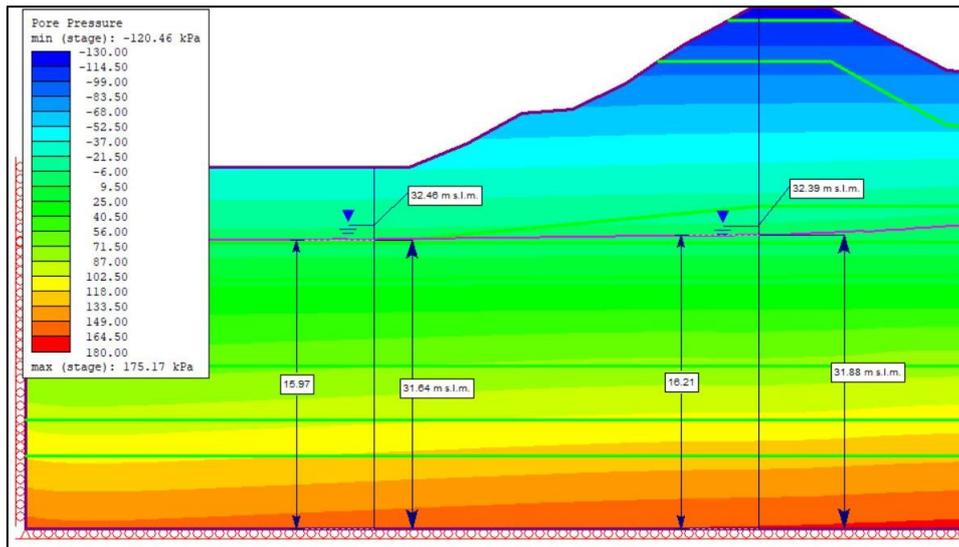


Figura 5.31 Confronto misure piezometriche – Svaso 86 h – Sezione 14

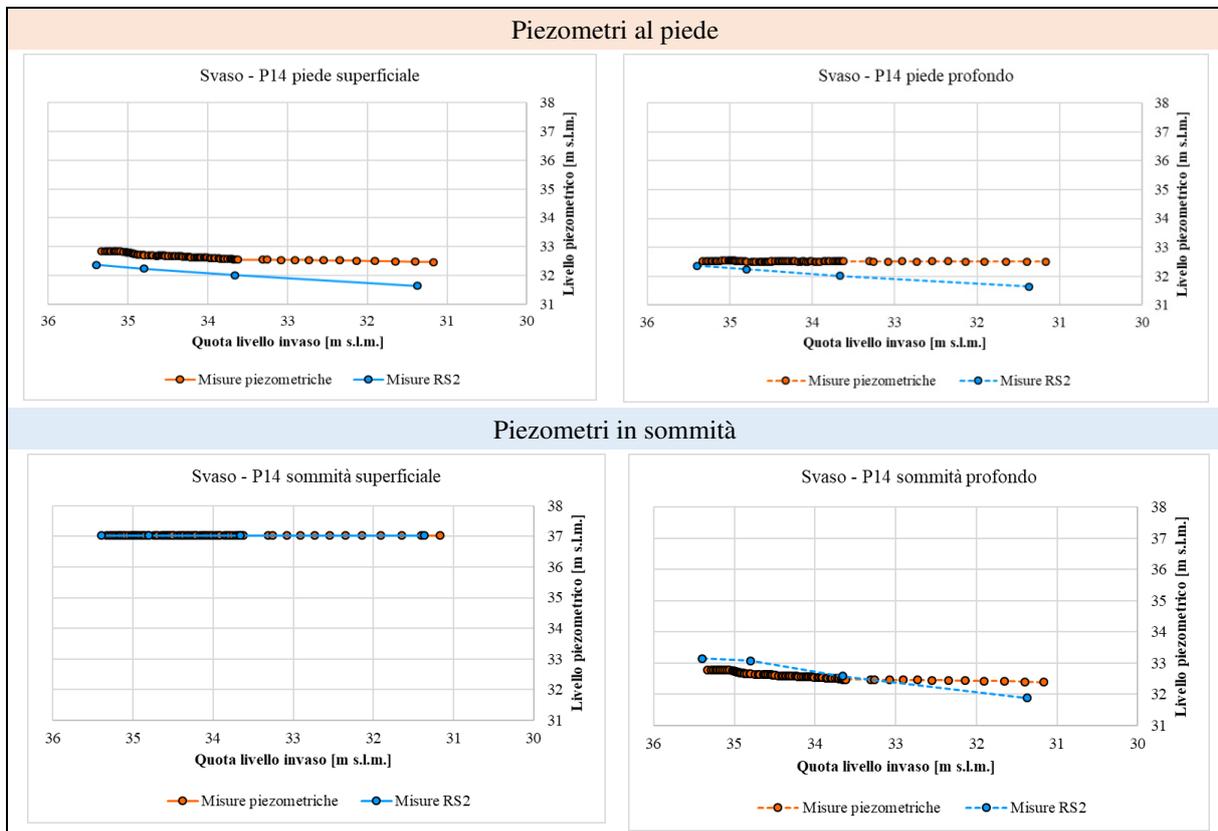


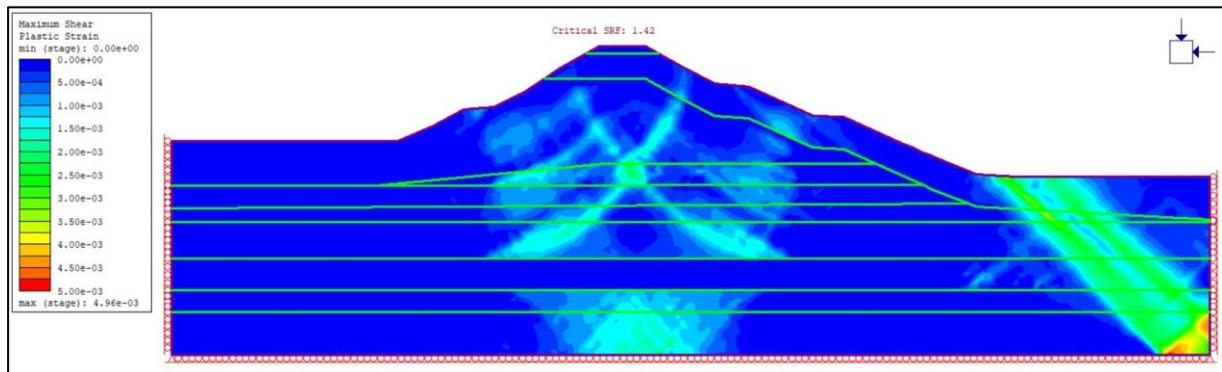
Figura 5.32 Confronto grafico misure piezometriche – Svaso – Sezione 14

Le condizioni di stabilità degli argini sottoposti allo svaso possono essere influenzate dalla velocità con cui il volume d'acqua immagazzinato viene poi rilasciato a valle. L'analisi di stabilità, anche stavolta, ha restituito un coefficiente di sicurezza  $SRF$  per tutte le sezioni sempre superiore a 1.30, pressoché uguale a quello ottenuto nelle altre fasi analizzate.

Si è anche ottenuta all'incirca la stessa superficie di rottura nelle diverse analisi, ma con incrementi della massima deformazione di taglio plastica dalla fase iniziale alle successive.

Nel caso della sezione 14, invece, l'*SRF* si riduce ulteriormente rispetto alla fase di plateau, e risulta stavolta pari a 1.42. La superficie di rottura, mostrata in **Figura 5.33**, è localizzata unicamente alla destra del modello numerico, ovvero nella parte direttamente interessata dallo svaso.

In tutte le altre sezioni, invece, si può trarre la conclusione che la fase 1 del collaudo non influenzi la stabilità degli argini.



**Figura 5.33** Superficie di rottura – Svaso 86 h – Sezione 14

## 5.2. *Il manufatto di sbarramento*

Le analisi numeriche hanno riguardato, inoltre, le condizioni di stabilità dell'opera di sbarramento posta a chiusura della cassa di espansione, con particolare riferimento ai moti di filtrazione che si instaurano al di sotto dell'opera e il possibile sollevamento della stessa per effetto delle sottospinte idrauliche che agiscono su essa e sulla vasca di laminazione posta a valle. Lo scopo è la stima delle pressioni dell'acqua interstiziale nelle condizioni di carico più gravose: pieno invaso a monte e assenza di acqua a valle dell'opera. Inoltre, si riportano le verifiche a pressoflessione e taglio per i tre diaframmi antisifonamento sottostanti l'opera.

### 5.2.1. Creazione del modello numerico

Il manufatto principale è stato ampiamente descritto nel **capitolo 4**. Per riassumere, si tratta di uno sbarramento a gravità in calcestruzzo completamente sfiorante caratterizzato anche da cinque luci centrali rettangolari e quattro luci laterali tutte presidiate da paratoie piane. Superato il manufatto, si trova la vasca di dissipazione dotata di quattro file di traversine sfalsate: nel modello numerico non sono presenti poiché non significative per gli obiettivi preposti. La platea su cui si sviluppa il manufatto è intestata su tre diaframmi longitudinali spinti sino a quota 8.00 m s.l.m. per una lunghezza di 19.50 m.

La ricostruzione litostratigrafica della fondazione è effettuata sulla base dei rilievi topografici, dei sondaggi geognostici e delle evidenze dei campioni di terreno effettuate nel corso delle indagini.

In particolare, la ricostruzione stratigrafica è condotta sulla base dei sondaggi P3-AF, P5-VD, P7-VD e P4-AF presenti lungo l'asse della sezione considerata (**Figura 4.17**). I materiali sono

suddivisi nelle macrocategorie individuate per gli argini della cassa ed hanno gli stessi parametri fisici, meccanici ed idraulici già descritti in precedenza.

Il manufatto stesso e la platea di fondazione sono modellati assegnando ad essi i parametri fisici e meccanici propri del calcestruzzo considerando un comportamento del materiale elastico e non poroso.

Per tenere in conto la presenza delle nove luci presenti nello sbarramento, il valore del peso per unità di volume per il manufatto affiorante  $\gamma$  è stato calcolato attraverso una media pesata dei vuoti e dei pieni presenti (**Tabella 5.20**). A seguito vengono mostrati: le aree delle sezioni trasversali per manufatto e generica canna, le loro lunghezze distinguendo le canne in due tipologie fra le cinque rettangolari centrali 1 e le quattro laterali 2, i loro pesi, e poi dal peso del manufatto depurato delle luci si ottiene il  $\gamma_{omogeneizzato}$ .

**Tabella 5.20** Determinazione del peso per unità di volume depurato dalle canne

$A_{\text{Manufatto}}$	$A_{\text{Canna}}$	$L_{\text{Manufatto}}$	$L_{\text{canna,1}}$ (n.5)	$L_{\text{canna,2}}$ (n.4)	$W_{\text{Manufatto}}$	$W_{\text{Canne}}$	$W_{\text{Manufatto}}$ depurato	$\gamma$	$\gamma_{omogenizz}$
[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]
98.59	36.37	150.8	7.0	3.5	14867.37	1782.13	13085.24	25.0	22.0

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei parametri dei materiali utilizzati nel modello del manufatto, **Tabella 5.21**.

**Tabella 5.21** Proprietà fisiche, meccaniche ed idrauliche dei terreni – Manufatto

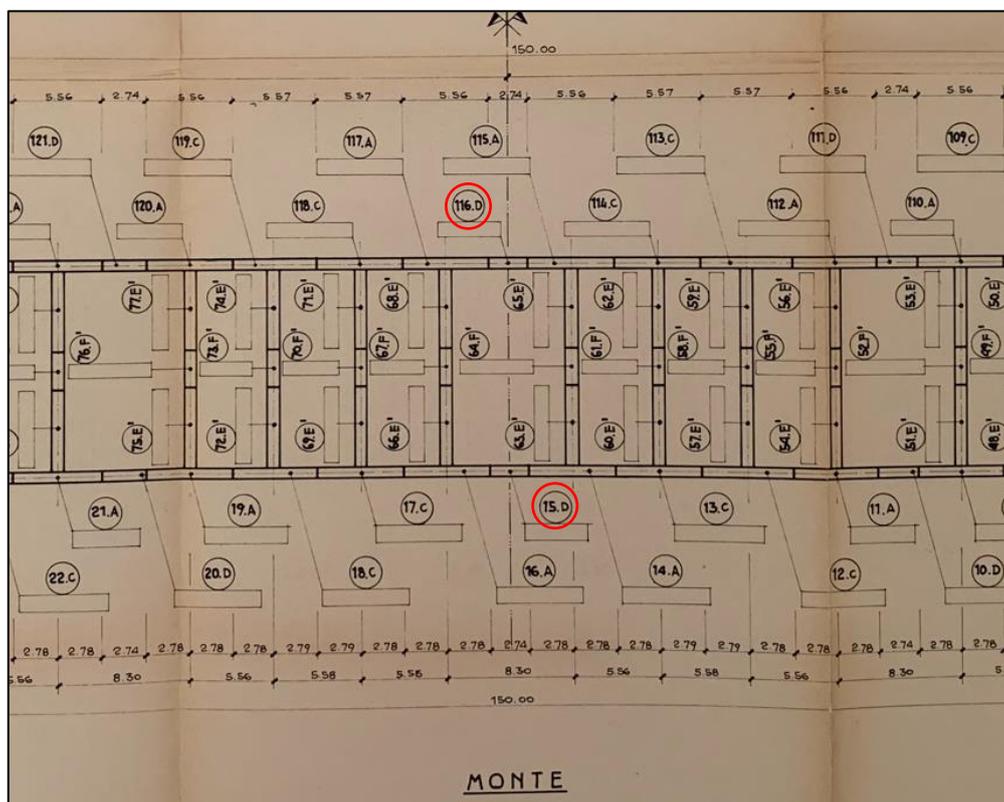
	Limie e argille sabbiosi	Sabbie con limi d. argillose	Limie sabbiosi	Ghiaie con sabbie	Clis Manufatto	Clis Platea
Failure Criterion	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Material Type	Plastic	Plastic	Plastic	Plastic	Elastic	Elastic
$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	18.6	19.6	20.0	22.0	26.1
Tensile strength [kPa]	0	0	0	0	$1 \cdot 10^4$	$1 \cdot 10^4$
$\phi'$ [°]	23.9	32.6	28.4	34.3	-	-
$c'$ [kPa]	17.7	3.0	14.0	1.0	-	-
$k$ [m/s]	$1.43 \cdot 10^{-8}$	$1.17 \cdot 10^{-6}$	$1.01 \cdot 10^{-8}$	$2.83 \cdot 10^{-4}$	-	-
$\nu$ [-]	0.30	0.30	0.30	0.30	0.25	0.25
$E$ [kPa]	20400	25554	20400	42186	$3 \cdot 10^7$	$3 \cdot 10^7$

L'interfaccia terreno – platea viene simulato con un elemento *Joint* il cui criterio di scivolamento è quello di Mohr – Coulomb con comportamento elastico – perfettamente plastico. Si impone una condizione di solo attrito: la coesione e la tensile strength sono nulle, mentre l'angolo di attrito è pari a quello del terreno con cui la superficie è in contatto, ovvero quello delle sabbie con limi debolmente argillose pari a 32.6°.

I nodi di inizio e fine dell'elemento *Joint* sono aperti per consentire i movimenti relativi tra la platea ed il terreno circostante.

Le informazioni sui due diaframmi sottostanti lo sbarramento è possibile ricavarle dalle tavole del progetto esecutivo del manufatto principale nelle quali viene fornita una planimetria, mostrata in **Figura 5.34**: i diaframmi rappresentati nel modello vengono chiamati *15D* per quello a monte e *116D* per quello più a valle essendo quelli disposti sull'asse centrale dello sbarramento. Il *terzo diaframma* è invece posto a valle della platea e non è visibile nella planimetria in figura.

I diaframmi in RS2 sono stati modellati con l'utilizzo degli elementi *Structural Interface* costituiti da un *Liner* interposto tra due elementi *Joint*. Per quanto riguarda l'elemento *Liner*, si sceglie la tipologia *Standard beam* con comportamento elastico assegnando il modulo di Young, il coefficiente di Poisson e il peso specifico pari a quelli del calcestruzzo ed infine lo spessore, pari a 0.8 m per i diaframmi 15D e 116D e uguale a 1 m per il terzo più a valle. In **Tabella 5.22** sono elencate le loro caratteristiche.



**Figura 5.34** Planimetria dei diaframmi

**Tabella 5.22** Proprietà geometriche, fisiche e meccaniche dei diaframmi

	Diaframma 15D	Diaframma 116D	Terzo diaframma
Material Type	Elastic	Elastic	Elastic
b [m]	0.8	0.8	1.0
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	25	25
$\nu$ [-]	0.25	0.25	0.25
E [kPa]	$3 \cdot 10^7$	$3 \cdot 10^7$	$3 \cdot 10^7$

La definizione degli elementi *Joint* è importante per simulare l'interazione terreno – diaframma. Le proprietà di resistenza attribuite alle interfacce vengono calcolate come un'aliquota delle proprietà del terreno adiacente: si impone, infatti, un certo valore definito *Interface Coefficient*  $C_i$  che riduce coesione e angolo d'attrito del terreno secondo le formule (46) e (47) e deve essere compreso tra 0 e 1.

Nei documenti relativi il progetto generale del manufatto principale e nella relazione di calcolo del 1988 viene imposto un coefficiente terreno – calcestruzzo pari 0.7, che corrisponde all'*Interface Coefficient* adottato per il modello numerico.

$$c_{joint} = C_i \cdot c_{soil} \quad (46)$$

$$\varphi_{joint} = \arctan(\tan \varphi_{soil} \cdot C_i) \quad (47)$$

Nel caso dell'interfaccia terreno – diaframma, i nodi di inizio e fine sono, stavolta, chiusi: quello a contatto con la platea è chiuso per creare una connessione fra gli elementi strutturali, quello in profondità lo è in quanto sotterraneo. Si riassumono nella **Tabella 5.23** a seguire le caratteristiche generali delle interfacce. Si sottolinea che entrambe sono impermeabili.

**Tabella 5.23** Proprietà fisiche e meccaniche delle interfacce

	Interfaccia terreno-platea	Interfaccia terreno-diaframma
Slip Criterion	Mohr-Coulomb	Material dependent
Behavior Type	Plastic	Plastic
Tensile strength [kPa]	0	-
$\varphi'$ [°]	32.6	-
$c'$ [kPa]	0	-
$C_i$ [-]	-	0.7

Una volta definita la geometria, si passa alla mesh, anche in questo caso ad elementi triangolari a sei nodi di dimensioni approssimativamente uguali (*Uniform*) imponendo un numero di elementi pari a 4000. Si discretizza ulteriormente il contorno dei diaframmi per ottenere i risultati in più nodi lungo la loro lunghezza.

Le condizioni al contorno statiche saranno: carrelli lungo i fianchi laterali in modo da impedire gli spostamenti orizzontali (in direzione x), carrelli lungo il contorno inferiore in modo da impedire gli spostamenti verticali (in direzione y) e le cerniere agli spigoli inferiori per impedire gli spostamenti sia in direzione x che y. Il resto del modello non ha alcun vincolo essendo libero di spostarsi in entrambe le direzioni (*Free*).

L'immagine del modello numerico utilizzato per il manufatto è illustrata in **Figura 5.35**, accompagnato da una leggenda per i materiali. Viene poi indicata in basso a sinistra la quota assoluta dell'origine del sistema di riferimento per il modello.

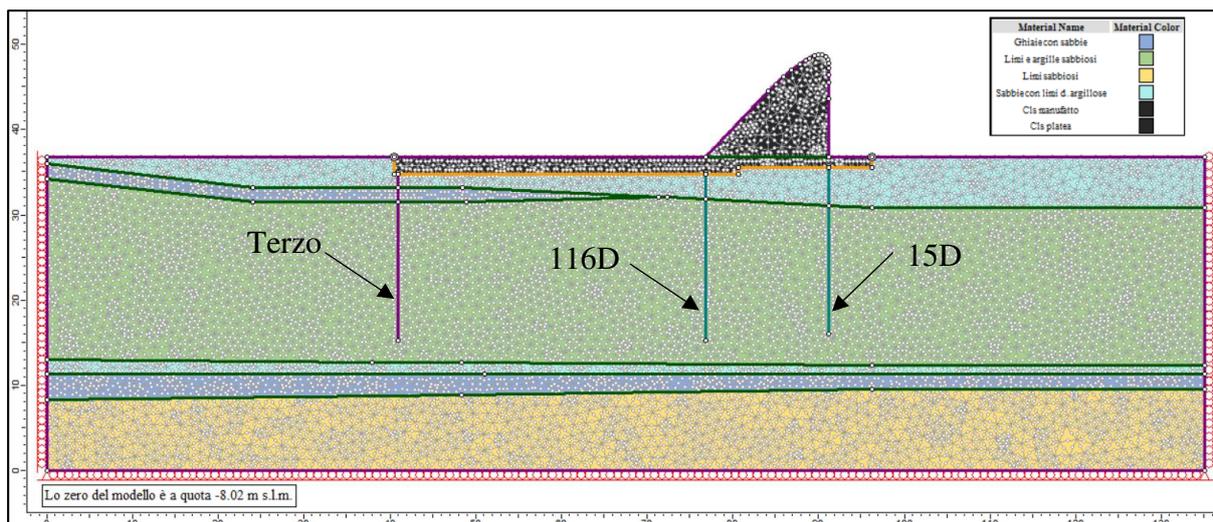


Figura 5.35 Modello numerico – Manufatto

### 5.2.2. Analisi e condizioni di carico applicate

Le analisi sono tutte condotte su un modello bidimensionale in condizioni di deformazione piana. Dapprima, si considera un livello di falda iniziale alla quota assoluta del piano campagna di 28.77 m s.l.m., e si conduce un'analisi con approccio di tipo stazionario al fine di determinare le pressioni neutre sotto la platea in condizioni di equilibrio. Successivamente, si simula la fase 1 del collaudo imponendo un livello di falda pari al massimo raggiunto durante l'invaso sperimentale di 35.61 m s.l.m., come già visto negli argini, per un  $\Delta H$  pari a 6.84 m. Per le stesse motivazioni, si simula un'analisi di tipo stazionaria così da ottenere lungo l'interfaccia terreno – platea le massime pressioni interstiziali possibili.

Le condizioni al contorno idrauliche sono mostrate per la fase iniziale e per l'invaso rispettivamente in **Figura 5.36** e **Figura 5.37**. Per impermeabilizzare meglio l'interfaccia con la platea si applica la condizione idraulica *Zero Pressure* sul lato superiore del *Joint*.

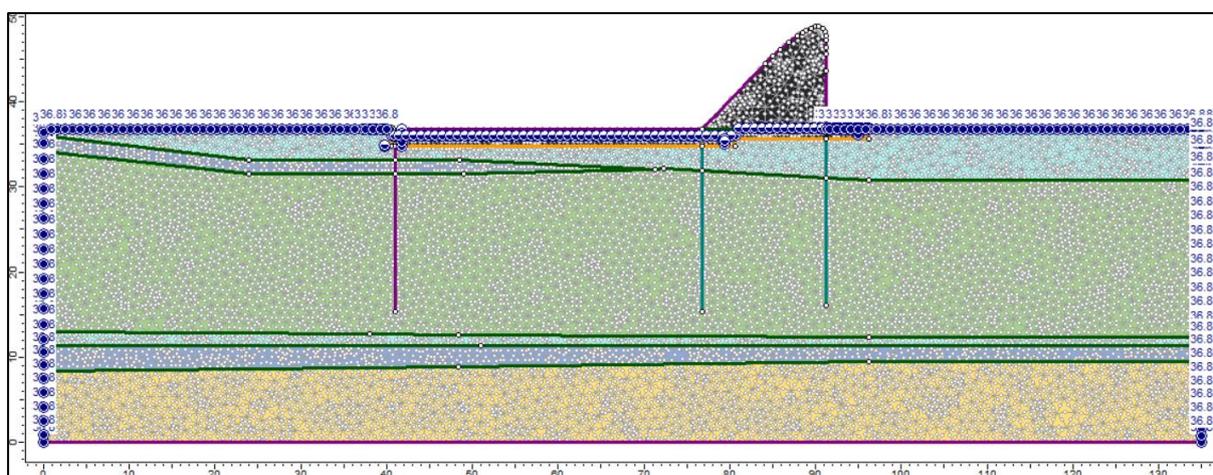
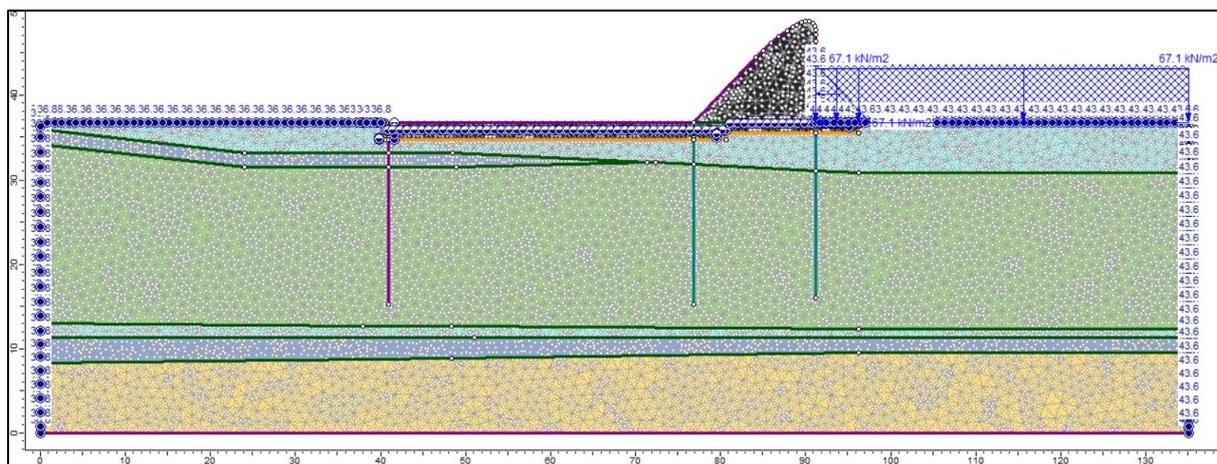


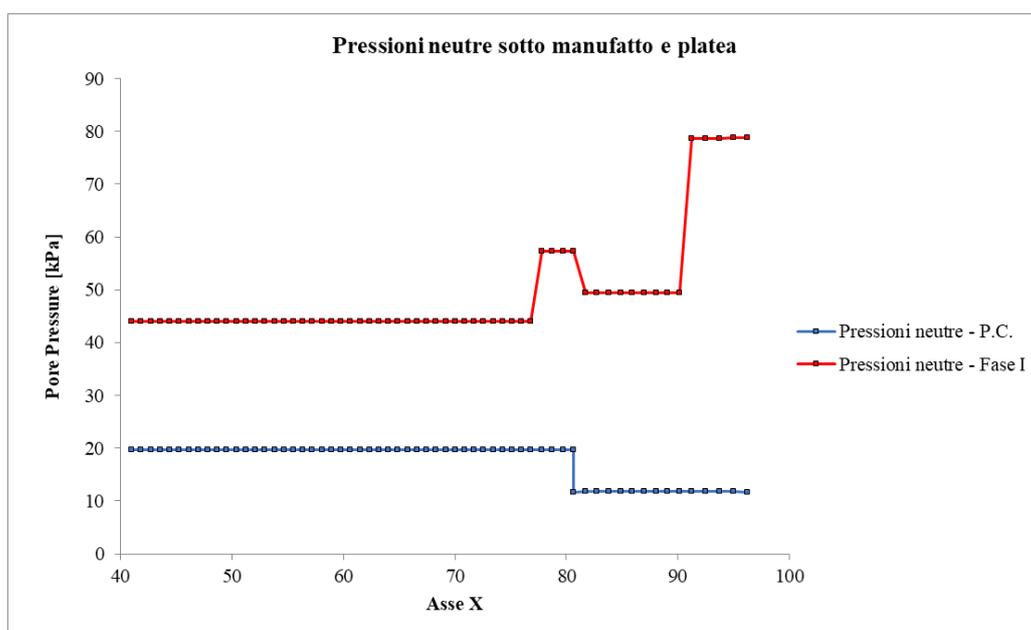
Figura 5.36 Simulazione della fase iniziale – Condizioni idrauliche – Manufatto



**Figura 5.37** Simulazione della fase 1 – Condizioni idrauliche – Manufatto

### 5.2.3. Risultati dell'analisi numerica

Dalle analisi si ottengono gli andamenti delle pressioni neutre per entrambi gli step di analisi. In **Figura 5.38** viene mostrato come l'invaso sperimentale, simulato in condizioni stazionarie e considerando tutti i materiali con comportamento drenato, porti ad un aumento significativo delle pressioni interstiziali sull'interfaccia terreno – platea rispetto a quelle con livello di falda a quota del piano campagna. Questa condizione si osserverebbe anche nella realtà solo se il livello di falda venisse mantenuto tale per un tempo infinito. Simulando un'analisi transitoria e imponendo che il livello di falda si mantenga tale per un tempo pari a 214 ore, quello di invaso e stazionamento della fase 1 del collaudo, si ottiene lungo l'interfaccia un andamento delle pressioni neutre esattamente coincidente con quello della fase iniziale, tranne che nella platea a monte. I moti di filtrazione sono in questo caso rallentati dalla presenza dello strato di limi e argille sabbiosi, che hanno comportamento non drenato e bassa permeabilità, oltre che per la presenza dei diaframmi antisifonamento. Quindi, si è a favore di sicurezza nello studio della stabilità dell'opera facendo riferimento ai risultati dell'analisi stazionaria, poiché restituisce le pressioni neutre massime ottenibili.



**Figura 5.38** Pressioni neutre sotto manufatto e platea

A partire dai risultati ottenuti si può effettuare anche per questo modello un confronto tra le letture piezometriche misurate e quelle calcolate nel modello in corrispondenza dei piezometri P3-AF, P5-VD e P7-VD, sia per la fase iniziale (**Figura 5.39**) che per la fase 1 (**Figura 5.40**). La differenza  $\Delta$  maggiore si riscontra nel piezometro P3-AF profondo dove arriva a superare i 7.4 m, che come già spiegato è legato ad un suo guasto. Gli altri due piezometri, invece, danno risultati abbastanza coerenti con errori trascurabili.

		Fase iniziale		
		Misure piezometriche		
		P3-AF	P5-VD	P7-VD
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	29.96	29.57	29.30
	Lettura [m]	37.98	37.59	37.32
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	36.17	-	-
	Lettura [m]	44.19	-	-
		Misure piezometriche da RS2		
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	28.77	28.77	28.77
	Lettura [m]	36.79	36.79	36.79
	$\Delta$ [m]	1.19	0.80	0.53
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	28.77	-	-
	Lettura [m]	36.79	-	-
	$\Delta$ [m]	7.40	-	-

**Figura 5.39** Confronto misure piezometriche – Fase iniziale – Manufatto

		Fase I		
		Misure piezometriche		
		P3-AF	P5-VD	P7-VD
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	33.82	31.62	31.35
	Lettura [m]	41.84	39.64	39.37
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	37.25	-	-
	Lettura [m]	45.27	-	-
		Misure piezometriche da RS2		
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.60	31.25	31.24
	Lettura [m]	43.62	39.27	39.26
	$\Delta$ [m]	1.78	0.37	0.11
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	33.25	-	-
	Lettura [m]	41.27	-	-
	$\Delta$ [m]	4.00	-	-

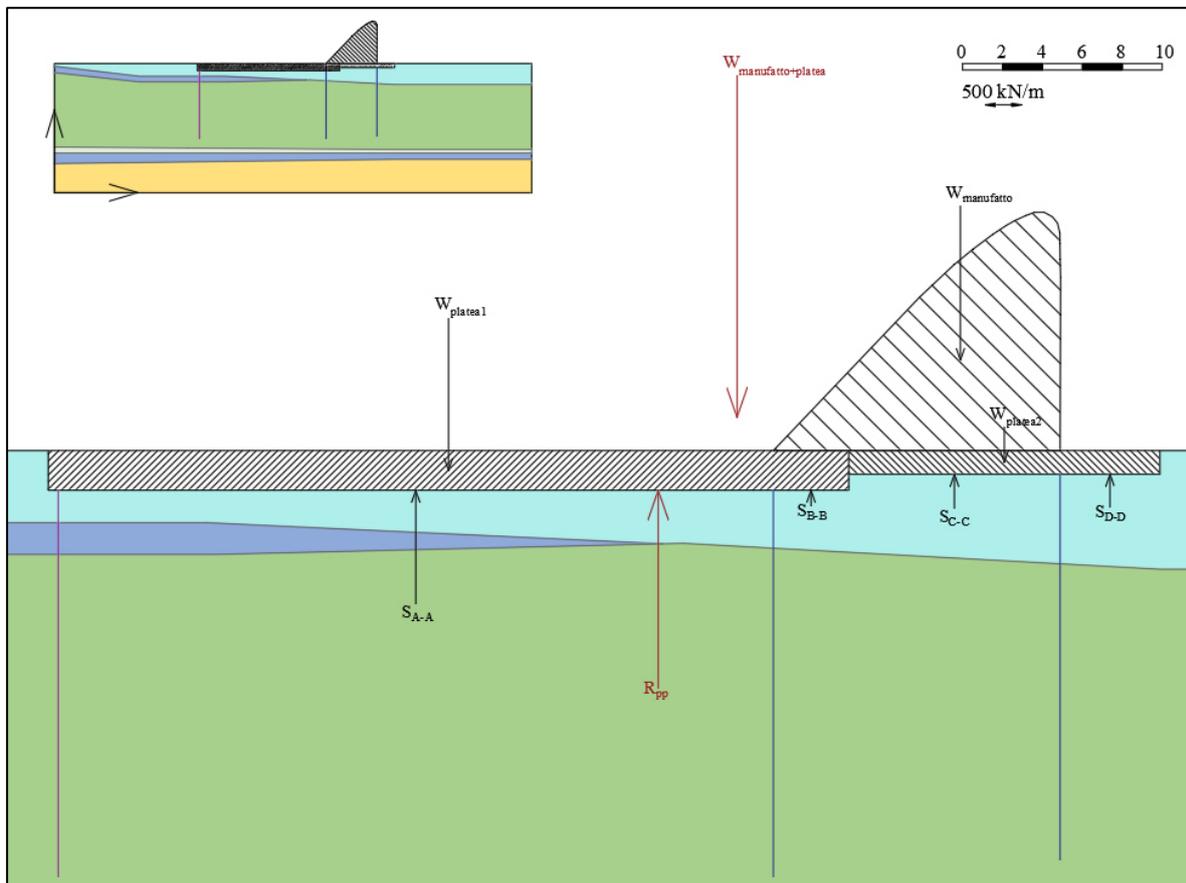
**Figura 5.40** Confronto misure piezometriche – Fase 1 – Manufatto

A partire dai valori delle pressioni neutre della fase 1, si ricavano le sottospinte idrauliche  $S$  agenti sulla platea e la loro relativa risultante  $R_{pp}$ . Si calcolano i pesi del manufatto  $W_{Manufatto}$  e della platea, che viene suddivisa in due zone per comodità  $W_{platea1}$  e  $W_{platea2}$ , e la loro risultante  $W_{Manufatto+platea}$ . Le spinte idrauliche ed i pesi dell'opera hanno entità e posizione

mostrate in **Tabella 5.24**. Tutte le forze sono rappresentate in nero in **Figura 5.41** mentre le risultati sono in rosso.

**Tabella 5.24** Calcolo delle spinte idrauliche e dei pesi

	F [kN/m]	x [m]	y [m]
$S_{A-A}$	1574.70	58.92	34.78
$S_{A'-A'}$	211.96	78.73	34.78
$S_{B-B}$	474.99	85.92	35.60
$S_{C-C}$	462.14	93.71	35.60
$W_{\text{Manufatto}}$	2128.09	86.22	41.35
$W_{\text{platea1}}$	2095.87	60.56	35.79
$W_{\text{platea2}}$	483.22	88.42	36.20



**Figura 5.41** Schema per le verifiche del manufatto

Considerando il peso  $W_{\text{Manufatto+platea}}$  come azione stabilizzante e la risultante delle pressioni neutre  $R_{pp}$  quella instabilizzante, la verifica risulta soddisfatta (**Tabella 5.25**). Si sottolinea che la presenza dei diaframmi è considerata implicitamente nella risultante  $R_{pp}$  e non viene presa in conto in modo diretto la resistenza aggiuntiva che questi garantiscono alla struttura in quanto considerati svincolati da essa.

**Tabella 5.25** Verifica di stabilità al sollevamento

Sollevamento		
$W_{\text{manufatto+platea}}$ [kN/m]	>	$R_{pp}$ [kN/m]
4706.84		2723.79
	Fs [-]	
	1.73	

Per quanto riguarda i diaframmi, dal software è possibile estrapolare informazioni relative non soltanto il diaframma stesso, ma anche le sue interfacce e l'interazione con il terreno. Nel caso in cui si volesse aggiungere il contributo stabilizzante dei diaframmi alla verifica, questo si ricava dall'integrazione delle tensioni tangenziali massime agenti su tutta la lunghezza dell'interfaccia del diaframma.

Le tensioni normali efficaci  $\sigma'_n$ , tangenziali agenti  $\tau$  e tangenziali massime  $\tau_{max}$  lungo le interfacce sinistra e destra sono riportate a titolo d'esempio in **Tabella 5.26** solo per il diaframma 15D.

Il termine  $\tau_{rel}$  è un coefficiente che dà l'idea del quantitativo di tensione tangenziale massima mobilitata, data dal rapporto tra  $\tau_{max}$  e  $\tau$ . Se  $\tau_{rel}$  è pari a 1, significa che in quel nodo è stata mobilitata la massima tensione tangenziale. Per gli altri due diaframmi i risultati in termini di tensioni sono mostrati in **Allegato 8**.

Alcune celle sono colorate di azzurro per identificare il passaggio dallo strato di sabbie con limi debolmente argillose a quello di limi e argille sabbiosi, necessario per il calcolo delle tangenziali massime  $\tau_{max}$ . Nel caso del terzo diaframma, la cui tabella è in allegato, si evidenzia anche il passaggio intermedio per lo strato di ghiaie con sabbie.

In **Figura 5.42**, si mostra la rappresentazione grafica delle tensioni normali efficaci e tangenziali massime per le interfacce del diaframma 15D. Dall'integrazione delle tensioni tangenziali massime si ottengono, quindi, i seguenti valori di risultante  $R_{\tau_{max,tot}}$  per tutti e tre i diaframmi, **Tabella 5.27**.

**Tabella 5.26** Tensioni agenti sulle interfacce – Diaframma 15D

$\sigma'_n$ [kPa]	$\sigma'_n$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{max}$ [kPa]	$\tau_{rel}$ [-]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{max}$ [kPa]	$\tau_{rel}$ [-]
Interfaccia sinistra	Interfaccia destra	Interfaccia sinistra			Interfaccia destra		
83.53	99.921	-9.59	39.49	0.24	5.00	46.83	0.11
95.14	121.66	-11.69	44.69	0.26	2.12	56.56	0.04
108.31	134.8	-13.42	50.59	0.27	0.47	62.45	0.01
121.81	144.47	-14.67	56.63	0.26	-0.31	66.77	0.00
133.40	152.12	-15.95	61.82	0.26	-0.14	70.20	0.00
144.92	161	-17.29	66.98	0.26	0.62	74.17	0.01
160.44	173	-18.32	62.16	0.29	1.77	66.05	0.03
177.14	185.38	-19.70	67.34	0.29	3.36	69.89	0.05
192.87	197.75	-21.33	72.22	0.30	5.08	73.73	0.07
208.15	210.33	-23.01	76.96	0.30	7.03	77.63	0.09
223.37	223.88	-24.66	81.68	0.30	9.02	81.84	0.11
237.72	237.02	-26.49	86.13	0.31	11.18	85.91	0.13
252.94	251.27	-28.45	90.85	0.31	13.59	90.33	0.15

$\sigma'_n$ [kPa]	$\sigma'_n$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{max}$ [kPa]	$\tau_{rel}$ [-]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{max}$ [kPa]	$\tau_{rel}$ [-]
Interfaccia sinistra	Interfaccia destra	Interfaccia sinistra			Interfaccia destra		
267.23	265.79	-30.53	95.28	0.32	16.00	94.84	0.17
282.18	280.6	-32.861	99.92	0.33	18.471	99.43	0.19
296.78	294.76	-35.37	104.45	0.34	21.26	103.82	0.20
311.56	309.87	-38.22	109.04	0.35	24.40	108.51	0.22
326.28	324.16	-41.41	113.60	0.36	27.92	112.94	0.25
341.18	338.92	-44.97	118.22	0.38	32.072	117.52	0.27
354.99	353.13	-49.23	122.51	0.40	36.90	121.93	0.30
369.22	366.43	-54.56	126.92	0.43	42.83	126.06	0.34
383.62	379.63	-60.139	131.39	0.46	49.602	130.15	0.38
383.09	383.45	-63.035	131.22	0.48	57.151	131.34	0.44
301.96	286.37	-33.663	106.06	0.32	32.061	101.22	0.32

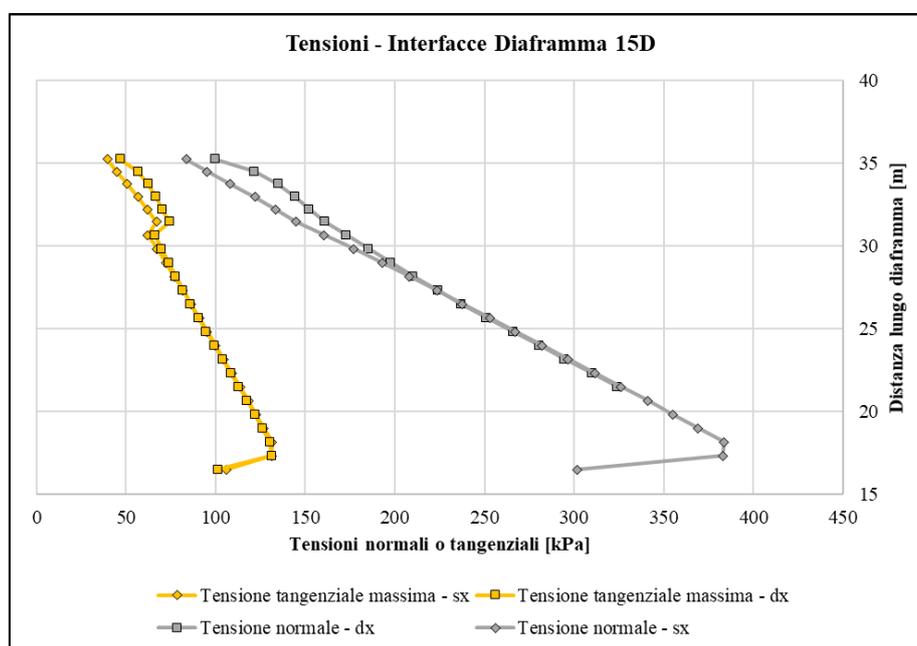


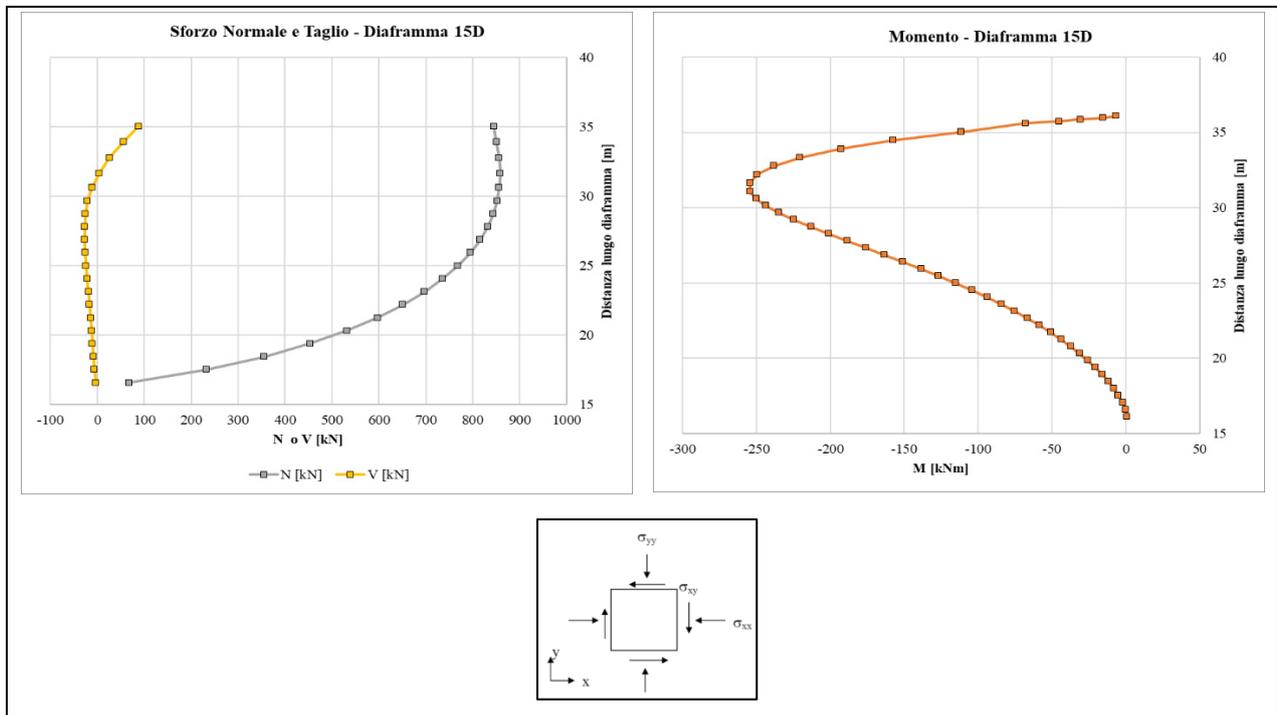
Figura 5.42 Distribuzioni delle tensioni normali efficaci e tangenziali massime – Diaframma 15D

Tabella 5.27 Calcolo delle risultanti delle tensioni tangenziali massime sulle interfacce

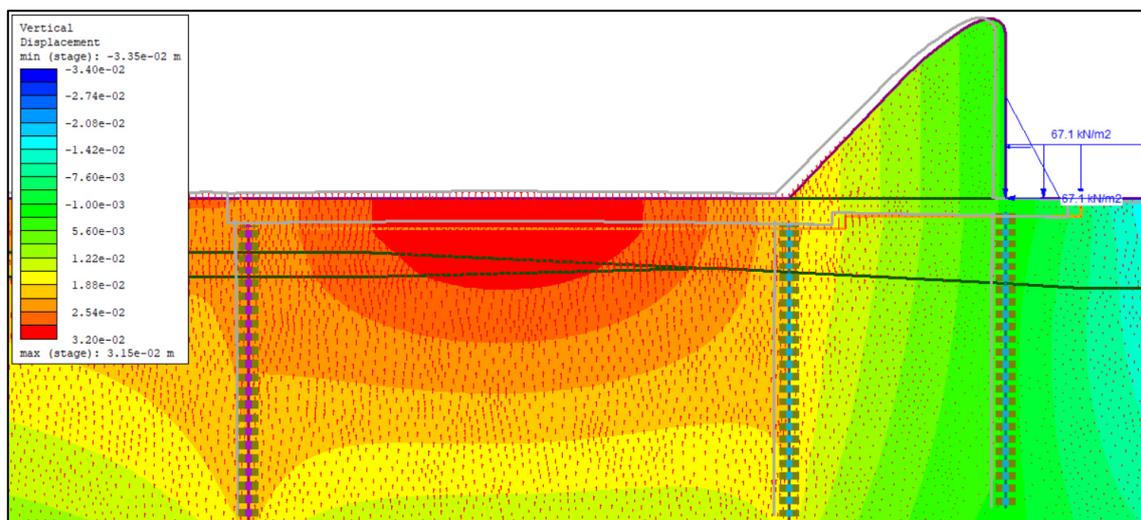
Diaframma	b [m]	L [m]	$R_{\tau,max,SX}$ [kN/m]	$R_{\tau,max,DX}$ [kN/m]	$R_{\tau,max,tot}$ [kN/m]
15D	0.8	19.5	1676.68	1716.50	3393.18
116D	0.8	19.5	1631.79	2059.40	3691.19
Terzo	1.0	19.5	1731.27	1718.67	3449.94

Per quanto riguarda il diaframma stesso, si possono estrapolare dal software i valori di sforzo normale  $N$ , taglio  $V$  e momento flettente  $M$  con cui effettuare le verifiche di pressoflessione retta e taglio. Innanzitutto, si riportano gli andamenti delle sollecitazioni per il diaframma 15D in **Figura 5.43**, tenendo conto della convenzione di RS2.

Si osserva che i diaframmi sotto il manufatto, 15D e 116D sono entrambi completamente compressi con picco di sforzo normale pari a 889.50 kN per il 15D e 311.09 kN per il 116D. Invece, il terzo diaframma risulta essere totalmente teso con picco di sforzo normale di trazione pari a -343.71 kN. La deformata del modello, in **Figura 5.44**, evidenzia che tutti i diaframmi si alzano per effetto delle pressioni neutre agenti sulla platea durante la fase 1, infatti hanno spostamenti verticali positivi. Il massimo spostamento si ha lungo la platea ed è pari a 3 cm.



**Figura 5.43** Rappresentazione delle sollecitazioni – Diaframma 15D



**Figura 5.44** Spostamenti verticali e deformata – Manufatto

Secondo quanto osservato dai diagrammi di momento flettente, invece, i due diaframmi sottostanti il manufatto presentano fibre tese lato valle. Il terzo diaframma, invece, si inflette in modo opposto quasi tutta la sua lunghezza, tranne che nel tratto prossimo la platea. Le deformate dei singoli diaframmi sono rappresentate nella **Figura 5.45** sottostante in cui

vengono anche indicati i valori di spostamento orizzontale e verticale nei nodi iniziale e finale. Si mostrano nelle immagini anche le deformate ottenute da un'analisi transitoria imponendo un tempo pari a 214 ore, a fine invaso e stazionamento: è evidente come gli spostamenti siano inferiori rispetto alla condizione stazionaria, ovvero la più gravosa.

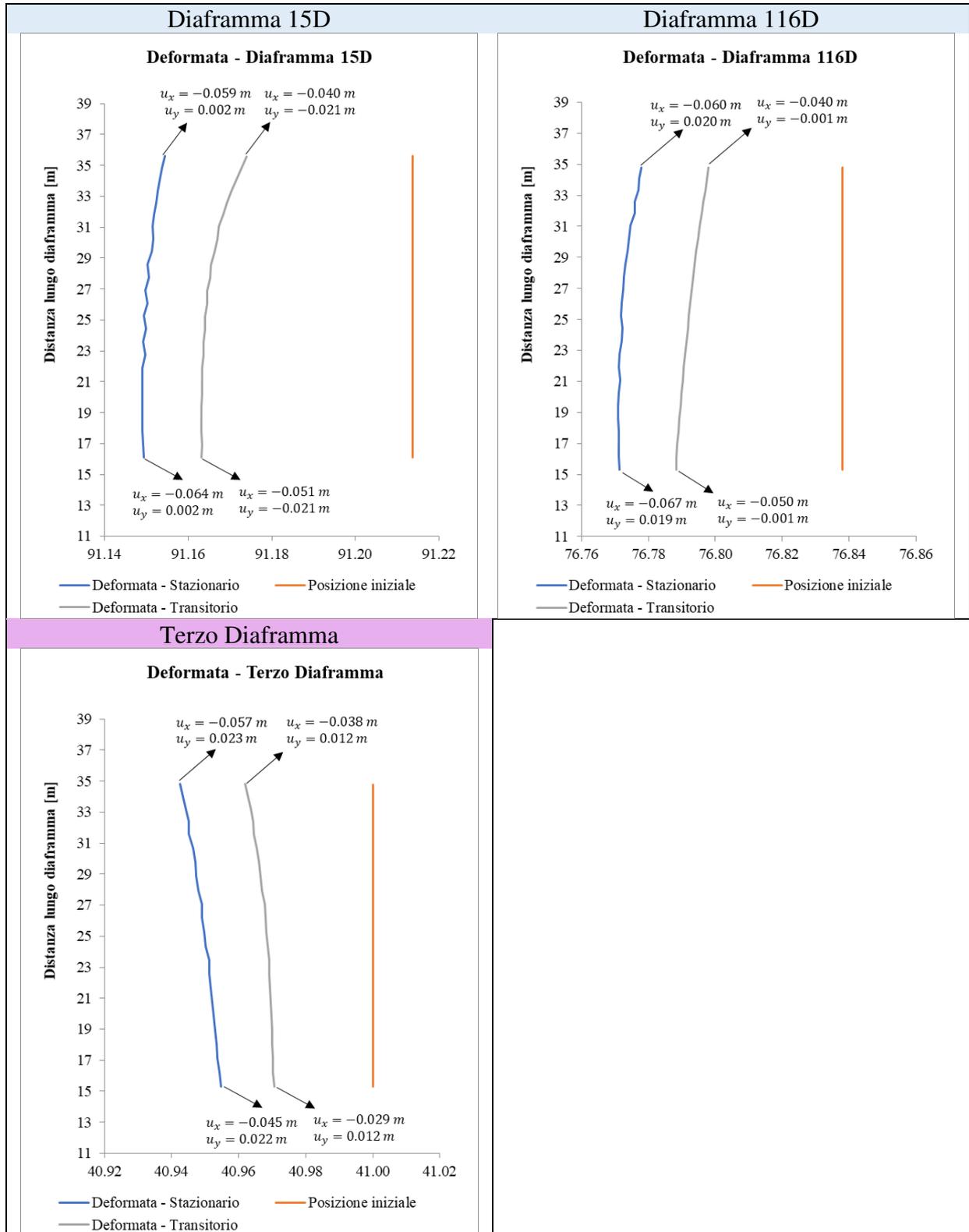


Figura 5.45 Deformata dei tre diaframmi

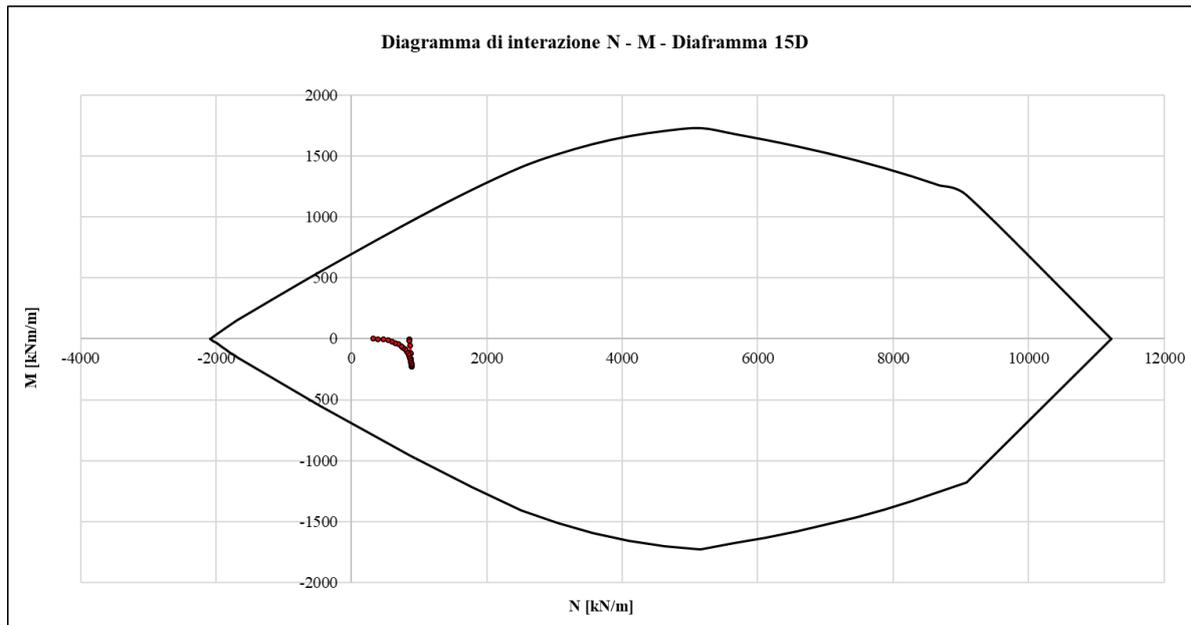
A partire dai valori di sforzo normale e momento flettente ad esso associato, si effettua una verifica a pressoflessione retta. Le informazioni relative l'armatura a flessione dei tre diaframmi longitudinali sono fornite nella relazione di calcolo risalente del 1988, in cui viene stabilito l'utilizzo di 1 $\phi$ 22 ogni 20 cm. L'area di armatura longitudinale totale deve superare quella minima, compresa entro i limiti dettati dalla formula (48), in cui si indica con:  $N_{Ed}$  la forza di compressione assiale di calcolo,  $f_{yd}$  la resistenza a snervamento di calcolo dell'armatura e  $A_c$  l'area di solo calcestruzzo. L'area di solo calcestruzzo  $A_c$  per i diaframmi 15D e 116D è quella della sezione di dimensioni 800x1000 mm<sup>2</sup>, mentre per il terzo diaframma è pari a 1000x1000 mm<sup>2</sup>. Il valore di  $A_{s,min}$  per i diaframmi 15D e 116D risulta essere pari a 2400 mm<sup>2</sup>, per il terzo pari a 3000 mm<sup>2</sup>.

$$A_{s,min} = \max\left(0.10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0.003 \cdot A_c\right) \quad (48)$$

Per i diaframmi sottostanti il manufatto si adotta un'armatura longitudinale totale pari a 5322 mm<sup>2</sup>, mentre per il terzo diaframma a valle è uguale a 6082 mm<sup>2</sup>. La **Tabella 5.28** riassume tutte le caratteristiche supposte sulla base delle poche informazioni disponibili sulla carpenteria dei diaframmi: si assume un copriferro minimo di 75 mm e presenza di armatura a taglio  $\phi$ 10. Una volta assegnate queste caratteristiche geometriche e definiti i materiali, è possibile determinare il dominio di interazione sforzo normale – momento flettente. Si riporta a titolo d'esempio solo quello relativo il diaframma 15D in **Figura 5.46**, in cui è evidente che tutte le coppie di valori  $N - M$  ricadono internamente al dominio. La verifica a pressoflessione è, dunque, soddisfatta per tutti i diaframmi.

**Tabella 5.28** Caratteristiche generali dei diaframmi

Geometria - Diaframmi 15D - 116D		
h [mm]	b [mm]	d [mm]
1000	800	704
Geometria - Terzo Diaframma		
h [mm]	b [mm]	d [mm]
1000	1000	904
Calcestruzzo		
R <sub>ck</sub> [Mpa]	f <sub>ck</sub> [Mpa]	f <sub>cd</sub> [Mpa]
30.00	25.00	14.11
Acciaio		
f <sub>yd</sub> [Mpa]	E <sub>s</sub> [Mpa]	c + $\phi$ /2 [mm]
391.30	200000	96
Armatura longitudinale - Diaframmi 15D - 116D		
A <sub>s1</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s2</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,tot</sub> [mm <sup>2</sup> ]
2661	2661	5322
Armatura longitudinale - Terzo Diaframma		
A <sub>s1</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s2</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,tot</sub> [mm <sup>2</sup> ]
3041	3041	6082



**Figura 5.46** Diagramma di interazione N – M – Diaframma 15D

Per la valutazione delle resistenze ultime nei confronti delle sollecitazioni taglianti, si effettua considerate che i diaframmi sono elementi con armature trasversali resistenti al taglio. In questo caso, secondo quanto indicato nelle NTC, la resistenza di progetto a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento deve rispettare i limiti:  $1 \leq \cot g\theta \leq 2.5$ . La verifica deve soddisfare l'equazione (49) in cui  $V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (49)$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con la formula (50), mentre con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con l'equazione (51):  $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale,  $s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive,  $\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento strutturale e  $v f_{cd}$  è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, con  $v$  pari a 0.5.

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \text{sena} \quad (50)$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot g\alpha + \cot g\theta}{1 + \cot g^2\theta} \quad (51)$$

La resistenza di progetto a taglio è la minore tra  $V_{Rsd}$  e  $V_{Rcd}$ , formula (52).

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}; V_{Rcd}) \quad (52)$$

Si riporta in **Tabella 5.29** la verifica a taglio per il diaframma 15D. La verifica a taglio è, dunque, soddisfatta per tutti i diaframmi.

**Tabella 5.29** Verifica a taglio – Diaframma 15D

Verifica a taglio – Diaframma 15D		
$\alpha$ [°]	$\theta$ [°]	$\phi$ [mm]
90	45	10
s [mm]	$A_{sw}/s$ [mm <sup>2</sup> /m]	
150	1047	
$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rsd}$ [kN]	
1788.02	259.50	
$V_{Rd}$ [kN]	>	$V_{Ed}$ [kN]
259.50		100.10

## 6. Conclusioni

L'obiettivo del lavoro di tesi è la valutazione delle condizioni di stabilità dal punto di vista geotecnico ed idraulico degli argini e del manufatto di sbarramento che delimitano il bacino della cassa di espansione del fiume Panaro in occasione dell'operazione di collaudo.

Si tratta di un'opera idraulica che è stata costruita per far fronte alle esondazioni del fiume Panaro a fine anni '70. La cassa ha una superficie complessiva pari a 3 km<sup>2</sup> suddivisa in due vasche distinte: la cassa principale di dimensioni maggiori che si sviluppa lungo l'asta fluviale sia in destra sia in sinistra orografica e quella sussidiaria, più piccola, localizzata interamente in destra orografica. Il manufatto principale della cassa è uno sbarramento a gravità in calcestruzzo completamente sfiorante dotato di un totale di nove luci presidiate da paratoie piane. A valle del manufatto, si trova la vasca di dissipazione. Gli argini sono le opere di difesa passiva della cassa con la funzione di contenimento delle acque durante gli eventi di piena, per la salvaguardia e protezione delle aree limitrofe da inondazioni. Sono costruiti come rilevati artificiali in terra formati prevalentemente da terreni coesivi, quali limi sabbiosi e limi argillosi, ed hanno altezze che arrivano fino a 11 m per gli argini maestri della cassa.

La cassa di espansione del fiume Panaro deve essere sottoposta all'operazione di collaudo: definita nelle NTC2018 come la procedura finalizzata alla valutazione e giudizio sulle prestazioni dell'opera e delle componenti strutturali comprese, oltre che della qualità dei materiali utilizzati. Per l'opera in esame è stato redatto il "Programma degli invasi sperimentali per il collaudo della cassa di espansione del fiume Panaro" che prevede l'incremento graduale del livello di invaso articolato su tre fasi, ognuna caratterizzata da un ciclo di riempimento, stazionamento e svuotamento. Il presente elaborato riguarda, in particolare, la prima delle tre fasi di collaudo. A partire dai suoi esiti vengono poi pianificate le fasi successive.

La fase 1 del collaudo ha avuto inizio in data 28 aprile 2021 a partire dalla quota 29.98 m s.l.m. fino al raggiungimento della quota massima 35.61 m s.l.m. in data 30 aprile 2021, per una durata totale dell'invaso di 56 ore. Successivamente ad assestamenti del livello, si è mantenuta costante una quota media di circa 35.40 m s.l.m. fino al 7 maggio 2021, per una durata complessiva dello stazionamento di 158 ore. La riduzione del livello di invaso termina una volta raggiunta la quota di 30.01 m s.l.m. il 14 maggio 2021, per una durata complessiva dello svaso di 183 ore.

Il collaudo è stato simulato con analisi numeriche per mezzo del software agli elementi finiti RS2. Ai fini della modellazione numerica si è resa necessaria la ricostruzione litostratigrafica degli argini e dei loro terreni di fondazione.

La caratterizzazione geotecnica e litostratigrafica dei terreni è stata fatta attraverso l'analisi delle indagini eseguite nell'arco temporale dal 1978 al 2020. Per la definizione delle caratteristiche fisiche, meccaniche ed idrauliche dei materiali necessarie per la modellazione numerica, sono state eseguite diverse tipologie di prove, tra queste: analisi granulometriche per setacciatura e sedimentazione, prove triassiali non drenate sia consolidate che non consolidate, prove di permeabilità sia a carico costante che a carico variabile.

La classificazione dei terreni viene fatta individuando sette macro-categorie, i cui parametri si riassumono in **Tabella 6.1**, utilizzati nelle analisi numeriche.

**Tabella 6.1** Caratterizzazione geotecnica dei terreni

	Limi e argille sabbiosi	Argille	Sabbie con limi d. argillose	Limi con argille	Limi sabbiosi	Ghiaie con sabbie	Argille e limi
$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	17.5	18.6	19.6	19.6	20.0	19.1
Failure Criterion	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C
$\phi'$ [°]	23.9	17.8	32.6	25.3	28.4	34.3	26.7
$c'$ [kPa]	17.7	13.7	3.0	24.0	14.0	1.0	28.8
Material behavior	Non drenato	Non drenato	Drenato	Non drenato	Non drenato	Drenato	Non drenato
$k$ [m/s]	$1.43 \cdot 10^{-8}$	$1.88 \cdot 10^{-8}$	$1.17 \cdot 10^{-6}$	$1.01 \cdot 10^{-8}$	$1.01 \cdot 10^{-8}$	$2.83 \cdot 10^{-4}$	$1.49 \cdot 10^{-8}$
$\nu$ [-]	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$E$ [kPa]	2922	5525	25554	7184	11920	42186	11679
O.C.R.	1.01	1.27	-	2.37	4.38	-	1.12

I sondaggi a carotaggio hanno poi consentito di ricostruire la stratigrafia del terreno di fondazione sottostante lo sbarramento e di quello costituente gli argini. Per questi ultimi sono state ricostruite nove sezioni: 13, 14, 15, 16 in argine maestro sinistro; 17, 18, 19 e 20 in argine maestro destro e 21 in argine secondario. Nelle analisi numeriche non vengono tenute in conto le sezioni arginali 18 e 19 in quanto ricadenti nella cassa sussidiaria, non coinvolta nella fase 1 del collaudo.

In tutte le sezioni delle arginature sono presenti quattro piezometri posti a differenti profondità, due posti nel corpo arginale in sommità, *A* per quello superficiale e *B* il profondo, e due lungo una verticale posta al piede dell'argine lato campagna, *C* quello superficiale e *D* il profondo.

Per ogni sezione esaminata sono state studiate la risposta meccanica e il comportamento idraulico nelle condizioni iniziali di falda libera, del periodo antecedente la fase 1. Il fine è quello di confrontare i risultati del software con i dati di monitoraggio piezometrici al fine di verificare l'attendibilità del modello numerico e la correttezza della stratigrafia considerata.

Dal confronto tra letture piezometriche registrate e ottenute dal modello, mostrate in **Tabella 6.2**, si può notare che gli scostamenti  $\Delta$  si mantengono sempre nulli per il piezometro *A* in tutte le sezioni in quanto non essendo stato influenzato dalla falda restituisce sempre una lettura pari alla quota assoluta del piezometro stesso. Invece, sono bassi per i piezometri *B* e *C* con margine di errore variabile tra 0 ÷ 19 cm. Il piezometro *D*, al piede dell'argine e profondo, è l'unico a distinguersi e a fornire, per le sezioni 13, 17 e 20, scostamenti  $\Delta$  dell'ordine del metro dovuti alla possibile presenza di una falda profonda confinata.

Nell'ultima colonna della tabella vengono poi mostrati i valori di *SRF*, che si mantengono sempre maggiori ad 1.30. Il valore più piccolo è quella della sezione 21, pari a 1.38: l'argine presenta, infatti, una superficie di rottura localizzata nel lato esterno in corrispondenza degli strati di sabbie con limi debolmente argillose e di ghiaie con sabbie, ovvero dei materiali con minor coesione.

**Tabella 6.2** Confronti misure piezometriche – Fase iniziale

Fase iniziale						
13	<b>Piezometri - Lettura</b>	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	35.83	30.66	30.61	32.26	1.53
	Modello [m s.l.m.]	35.83	30.60	30.62	30.62	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.06	0.01	1.64	
14	<b>Piezometri - Lettura</b>	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	37.03	31.47	31.54	31.79	1.86
	Modello [m s.l.m.]	37.03	31.51	31.54	31.54	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.04	0.00	0.25	
15	<b>Piezometri - Lettura</b>	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	37.82	35.15	35.16	35.35	1.59
	Modello [m s.l.m.]	37.82	35.25	35.20	35.20	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.10	0.04	0.15	
16	<b>Piezometri - Lettura</b>	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	38.71	35.78	35.68	36.17	1.61
	Modello [m s.l.m.]	38.71	35.72	35.71	35.71	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.06	0.03	0.46	
17	<b>Piezometri - Lettura</b>	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	36.78	31.24	29.99	32.80	1.52
	Modello [m s.l.m.]	36.78	29.99	29.99	29.99	
	$\Delta$ [m]	0.00	1.25	0.00	2.81	
20	<b>Piezometri - Lettura</b>	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	37.29	35.26	35.29	36.42	1.48
	Modello [m s.l.m.]	37.29	35.07	35.23	35.23	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.19	0.06	1.19	
21	<b>Piezometri - Lettura</b>	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	35.99	31.21	31.27	31.38	1.38
	Modello [m s.l.m.]	35.99	31.33	31.16	31.16	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.12	0.11	0.22	

Le altre analisi sono quelle relative i tre step di invaso, stazionamento e svasso della fase 1 del collaudo. Tutte le analisi sono accoppiate e con un approccio transitorio in modo da tenere in conto la velocità con cui l'invaso sperimentale ha avuto luogo. Per ciascuno step della fase 1 si effettuano i confronti delle letture piezometriche, come già visto per la fase iniziale, e si calcola il fattore *SRF*.

L'invaso viene simulato partendo dalla quota del livello di falda iniziale fino al raggiungimento della quota idrometrica massima registrata, 35.61 m s.l.m: la differenza tra le due quote restituisce il valore  $\Delta H'$  mostrato in **Tabella 6.3**.

Quindi, la durata del riempimento  $\Delta t_{invaso}$  cambia a seconda della sezione considerata in quanto dipendente dalle condizioni iniziali di falda.

Le sezioni 13, 14, 15, 17 e 20 presentano la saturazione completa del subalveo, con un certo  $\Delta H$  misurato come la differenza tra la quota massima di invaso e quella del piano campagna lato alveo. Le prime due, 13 e 14, sono quelle con i maggiori  $\Delta H$  e maggiormente influenzate dal collaudo. Le altre tre sezioni hanno dei  $\Delta H$  poco significativi. La sezione 16, invece, non è influenzata dall'operazione di collaudo avendo già un livello di falda iniziale più alto del picco raggiunto durante la fase 1, pari a 35.73 m s.l.m.. Infine, la sezione 21 è l'unica in cui il livello di falda si incrementa notevolmente rispetto a quello iniziale, con  $\Delta H'$  che raggiunge i 5.11 m, ma non arriva al piano campagna lato alveo.

Lo stazionamento, chiamato anche permanenza o plateau, è simulato imponendo un livello medio pari a 35.40 m s.l.m., raggiunto dopo una serie di assestamenti di livello. L'obiettivo è avere un quadro generale delle condizioni arginali prima dell'operazione di svaso.

Quest'ultimo step, lo svuotamento, è imposto in modo tale da ripristinare in tutte le sezioni arginali le condizioni di falda iniziali a partire dalla quota di stazionamento 35.40 m s.l.m.. Anche in questo caso, la durata  $\Delta t_{svaso}$  cambia a seconda della sezione considerata. Inoltre, solo le sezioni 13 e 14 hanno ancora il subalveo saturo a fine stazionamento, con il valore  $\Delta H$  indicato in tabella; le altre, hanno già un livello di falda prima dello svaso inferiore al piano campagna lato alveo.

**Tabella 6.3** Simulazione di invaso e svaso

Collaudo - Fase I	INVASO					SVASO				
	$Q_{min}$	$Q_{max}$	$\Delta H'$	$\Delta H$	$\Delta t_{invaso}$	$Q_{min}$	$Q_{max}$	$\Delta H'$	$\Delta H$	$\Delta t_{svaso}$
	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m]	[h]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m]	[h]
Sezione 13	30.51	35.61	5.10	1.50	55	30.51	35.40	4.89	1.29	119
Sezione 14	31.37	35.61	4.24	3.29	54	31.37	35.40	4.03	3.08	86
Sezione 15	35.30	35.61	0.31	0.12	10	35.30	35.40	0.10	-	9
Sezione 17	29.98	35.61	5.63	0.20	56	29.98	35.40	5.42	-	113
Sezione 20	34.92	35.61	0.69	0.11	13	34.92	35.40	0.48	-	19
Sezione 21	30.50	35.61	5.11	-	55	30.50	35.40	4.90	-	118

Tutti i risultati delle tre analisi numeriche sono riassunti in **Tabella 6.4**. Il confronto tra letture piezometriche registrate e ottenute dal modello evidenzia scostamenti  $\Delta$  pari a 0 per il piezometro A non essendo stato intaccato dal collaudo, nonostante l'aumento di livello della falda. La lettura corrisponde, infatti, alla quota assoluta del piezometro stesso, come già notato per le condizioni iniziali.

Il piezometro B restituisce un margine di errore che in genere oscilla tra  $0.11 \div 1.51$  m. Gli scostamenti più bassi si osservano nelle sezioni 15 e 20, ovvero quelle soggette a invaso e svaso con il minor  $\Delta H'$  nel minor tempo. Invece, si misurano  $\Delta$  superiori al metro nelle sezioni 13, 17 e 21. In particolare, per le prime due la differenza è legata agli strati di terreni a bassa permeabilità, che rallentano la risposta dei piezometri rispetto ai tempi del collaudo stesso, infatti le quote misurate dai piezometri subiscono variazioni poco significative durante tutta la fase 1. Nella sezione 21, invece, gli errori più alti sono concentrati nella simulazione di svaso: le quote registrate si mantengono più alte rispetto a quelle ottenute dal modello. Stesse considerazioni possono essere fatte per i piezometri C, con margine di errore variabile tra  $0.05 \div 1.38$  m.

Anche in questo caso vengono mostrati gli *SRF*, maggiori di 1.30 per tutte le sezioni e sempre uguali a quelli della fase iniziale. La sezione 14 si distingue perché passa da un *SRF* di 1.85 a 1.42. Questa riduzione è dovuta alla posizione della superficie di rottura, localizzata nella zona direttamente interessata dall'operazione di collaudo, oltre che alla sua dimensione che è di gran lunga superiore a quella degli altri argini.

**Tabella 6.4** Confronti misure piezometriche – Fase 1 del collaudo

Fase 1 del collaudo						
13	Invaso					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	35.83	30.75	30.69	32.32	1.52
	Modello [m s.l.m.]	35.83	31.87	31.48	31.48	
	$\Delta$ [m]	0.00	1.12	0.79	0.84	
	Permanenza					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	35.83	31.09	31.02	32.38	1.53
	Modello [m s.l.m.]	35.83	32.23	31.52	31.52	
	$\Delta$ [m]	0.00	1.14	0.50	0.86	
	Svaso					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
Registrata [m s.l.m.]	35.83	31.05	30.98	32.33	1.53	
Modello [m s.l.m.]	35.83	30.88	30.64	30.64		
$\Delta$ [m]	0.00	0.17	0.34	1.69		
14	Invaso					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	37.03	32.11	32.15	31.91	1.85
	Modello [m s.l.m.]	37.03	32.90	32.35	32.35	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.79	0.20	0.44	
	Permanenza					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	37.03	32.79	32.84	32.52	1.80
	Modello [m s.l.m.]	37.03	33.15	32.36	32.36	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.36	0.48	0.16	
	Svaso					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
Registrata [m s.l.m.]	37.03	32.39	32.46	32.50	1.42	
Modello [m s.l.m.]	37.03	31.88	31.64	31.64		
$\Delta$ [m]	0.00	0.51	0.82	0.86		
15	Invaso					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	37.82	35.16	35.17	35.38	1.57
	Modello [m s.l.m.]	37.82	35.27	35.22	35.22	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.11	0.05	0.16	
	Permanenza					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	37.82	35.18	35.19	35.49	1.60
	Modello [m s.l.m.]	37.82	35.32	35.25	35.25	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.14	0.06	0.24	
	Svaso					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
Registrata [m s.l.m.]	37.82	35.16	35.17	35.52	1.58	
Modello [m s.l.m.]	37.82	35.32	35.24	35.24		
$\Delta$ [m]	0.00	0.16	0.07	0.28		
17	Invaso					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	36.82	31.28	30.02	32.88	1.50
	Modello [m s.l.m.]	36.82	31.72	31.02	31.02	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.44	1.00	1.86	
	Permanenza					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	36.78	31.24	30.06	32.86	1.50
	Modello [m s.l.m.]	36.78	32.47	31.19	31.19	
	$\Delta$ [m]	0.00	1.23	1.13	1.67	
	Svaso					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
Registrata [m s.l.m.]	36.78	31.24	30.03	32.81	1.50	
Modello [m s.l.m.]	36.78	32.39	30.12	30.12		
$\Delta$ [m]	0.00	1.15	0.09	2.69		
20	Invaso					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	37.29	35.35	35.38	36.61	1.48
	Modello [m s.l.m.]	37.29	36.10	35.23	35.23	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.75	0.15	1.38	
	Permanenza					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	37.29	35.36	35.38	36.58	1.47
	Modello [m s.l.m.]	37.29	35.22	35.26	35.26	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.14	0.12	1.32	
	Svaso					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
Registrata [m s.l.m.]	37.29	35.40	35.43	36.56	1.46	
Modello [m s.l.m.]	37.29	35.38	35.37	35.37		
$\Delta$ [m]	0.00	0.02	0.06	1.19		
21	Invaso					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	35.99	32.46	32.36	32.00	1.35
	Modello [m s.l.m.]	35.99	33.11	32.48	32.48	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.65	0.12	0.48	
	Permanenza					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
	Registrata [m s.l.m.]	35.99	33.76	33.69	33.54	1.36
	Modello [m s.l.m.]	35.99	34.11	33.77	33.77	
	$\Delta$ [m]	0.00	0.35	0.08	0.23	
	Svaso					
	Piezometri - Lettura	A	B	C	D	SRF [-]
Registrata [m s.l.m.]	35.99	32.66	32.71	32.95	1.35	
Modello [m s.l.m.]	35.99	31.15	31.33	31.33		
$\Delta$ [m]	0.00	1.51	1.38	1.62		

Si può trarre la conclusione che la fase 1 del collaudo non influenzi negativamente la stabilità degli argini. Questo risultato era prevedibile dal momento che la cassa di espansione del fiume Panaro ha già subito nel corso della sua storia eventi di piena con velocità di invaso e svasso parecchio più aggressive di quelle prodotte con l'operazione di collaudo in questa prima fase.

La stabilità dello sbarramento a chiusura della cassa di espansione viene anche in questo caso studiata attraverso le analisi numeriche agli elementi finiti. La verifica da fare è nei confronti del sollevamento a cui potrebbe essere soggetta la struttura, costituita da manufatto e platea di fondazione, per effetto delle sottospinte idrauliche agenti sull'interfaccia terreno-platea.

Il modello numerico tiene conto della stratigrafia del terreno di fondazione ottenuta dalle indagini, oltre che della presenza dei tre diaframmi longitudinali di lunghezza 19.50 m. La presenza dei diaframmi in c.a. influenza in maniera significativa i moti di filtrazione in condizioni stazionarie incrementando le pressioni neutre agenti sull'interfaccia. I tre diaframmi longitudinali sono denominati in ordine da monte verso valle: *15D* e *116D* quelli sottostanti il manufatto, e *terzo* quello a fine platea.

La fase 1 del collaudo viene simulata imponendo la quota di massimo invaso a monte del manufatto e condizioni scariche a valle così da porsi nelle condizioni di carico più gravose. Il  $\Delta H$  è pari a 6.34 m. In particolare, si esegue un'analisi stazionaria considerando drenati tutti i materiali: lo scopo è quello di ottenere lungo l'interfaccia terreno-struttura le pressioni interstiziali agenti massime possibili e, dunque, le massime sottospinte idrauliche.

Analizzando gli spostamenti verticali prodotti dall'operazione di collaudo con l'analisi stazionaria, tutti e tre i diaframmi si spostano verso l'alto a causa delle spinte idrauliche agenti sull'interfaccia terreno-platea, con massimo pari a 2.3 cm nel diaframma più a valle. Invece, nel caso di un'analisi transitoria, gli spostamenti verticali sono più piccoli: negativi e quindi rivolti verso il basso per i diaframmi 15D e 116D sottostanti il manufatto; positivi e verso l'alto per il terzo diaframma con massimo pari a 1.2 cm. Infatti, le pressioni neutre agenti sull'interfaccia terreno-platea ottenute dall'analisi transitoria sono nettamente più piccole di quelle ottenute con l'analisi stazionaria; ciò è legato alla bassa permeabilità dello strato di limi e argille sabbiosi. Si tengono, dunque, in conto le pressioni neutre ottenute con l'analisi stazionaria così da essere a favore di sicurezza.

Dalle pressioni interstiziali agenti sull'interfaccia terreno-platea si ricava la risultante  $R_{pp}$ . Questa risultante è poi confrontata con quella dei pesi del manufatto e della platea  $W_{\text{Manufatto+platea}}$ : la verifica al sollevamento è soddisfatta dal momento che  $W_{\text{Manufatto+platea}}$  risulta maggiore di  $R_{pp}$ . Il rapporto fra le due risultati restituisce un fattore di sicurezza globale pari a 1.73 (**Tabella 6.5**).

Il contributo di resistenza aggiuntivo che verrebbe dato dai diaframmi non viene considerato direttamente, ma lo è implicitamente dal momento che le pressioni neutre ottenute dal software sono influenzate dalla loro presenza.

**Tabella 6.5** Verifiche del manufatto

Sollevamento		
$W_{\text{manufatto+platea}}$ [kN/m]	>	$R_{pp}$ [kN/m]
4706.84		2723.79
	$F_s$ [-]	
	1.73	

Anche per lo sbarramento si possono fare i confronti tra le letture piezometriche misurate dai piezometri P3-AF, P5-VD e P7-VD e quelle estratte dal software, sia per la fase iniziale in cui il livello di falda è ancora al piano campagna (quota 28.77 m s.l.m.) che per la fase 1 con il livello a 35.61 m s.l.m..

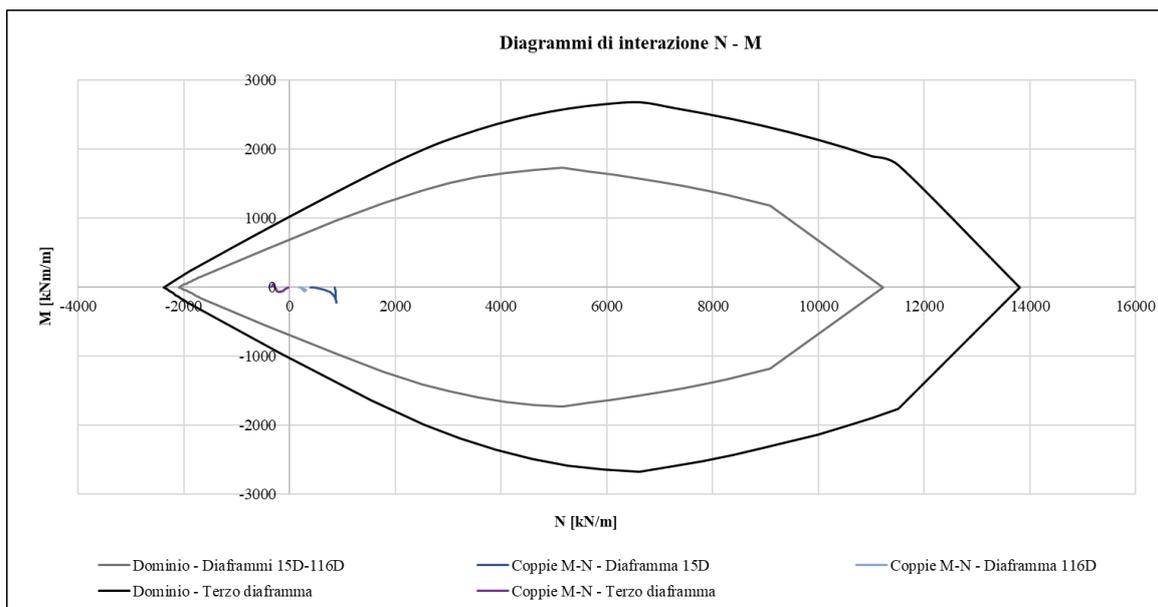
I risultati in **Tabella 6.6** mostrano scostamenti maggiori per il piezometro P3-AF, che già dal confronto in **Figura 4.27** evidenziava una risposta più bassa rispetto al livello idrometrico a causa di un malfunzionamento. Dopo il collaudo lo strumento è stato, infatti ricalibrato.

**Tabella 6.6** Confronti misure piezometriche – Manufatto

Manufatto				
Fase iniziale				
Piezometri - Lettura	P3-AF		P5-VD	P7-VD
	Sup.	Prof		
Registrata [m s.l.m.]	29.96	36.17	29.57	29.30
Modello [m s.l.m.]	28.77	28.77	28.77	28.77
$\Delta$ [m]	1.19	7.40	0.80	0.53
Invaso				
Piezometri - Lettura	P3-AF		P5-VD	P7-VD
	Sup.	Prof		
Registrata [m s.l.m.]	33.82	37.25	31.62	31.35
Modello [m s.l.m.]	35.60	33.25	31.25	31.24
$\Delta$ [m]	1.78	4.00	0.37	0.11

Per ciascun diaframma si può calcolare il contributo stabilizzante dall'integrazione delle tensioni tangenziali massime  $\tau_{max}$  lungo le interfacce, da cui ottengono i valori di risultante  $R_{\tau_{max,tot}}$ . Si ottengono, inoltre, le sollecitazioni dei tre diaframmi in termini di sforzo normale N, taglio V e momento flettente M. Per ciascuno di essi viene ipotizzata l'area di armatura longitudinale sulla base delle scarse informazioni di carpenteria ottenute dai documenti del progetto esecutivo delle cassa, rispettando il quantitativo di armatura minima indicato dalle norme. Si ipotizza 1 $\phi$ 22/20 con copriferro di 75 mm, armatura a taglio  $\phi$ 10 e calcestruzzo C25/30. A partire dalle caratteristiche geometriche delle sezioni e dalla definizione dei materiali, si ottengono i domini di interazione sforzo normale – momento flettente per la verifica a pressoflessione. La verifica risulta soddisfatta per tutti i diaframmi in quanto tutte le coppie di valori N – M ricadono internamente ai domini, **Figura 6.1**.

I diaframmi sono elementi strutturali armati a taglio; si effettua, quindi, la verifica a taglio confrontando la resistenza di progetto a taglio  $V_{Rd}$  con il valore di progetto dello sforzo di taglio agente  $V_{Ed}$  estratto dal software. Anche questa verifica risulta soddisfatta per tutti i diaframmi. Tutte le informazioni relative i diaframmi vengono riassunte in **Tabella 6.7**, compresa la verifica a taglio.



**Figura 6.1** Verifica a pressoflessione - Diaframmi

**Tabella 6.7** Verifica a taglio - Diaframmi

Diaframma	b [m]	$R_{\tau,max,tot}$ [kN/m]	$A_{s,tot}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{sw}/s_w$ [mm <sup>2</sup> /m]	$V_{rd}$ [kN]	>	$V_{Ed}$ [kN]
15D	0.8	3393.18	5321.86	1046.67	259.50		100.10
116D	0.8	3691.19	5321.86	1046.67	259.50		16.13
Terzo	1.0	3449.94	6082.12	1046.67	333.22		35.33

## Bibliografia e sitografia

- Agenzia per la Protezione dell’Ambiente e per i servizi Tecnici. *Atlante delle opere di sistemazione fluviale*. Vol. 27. Roma, 2003.
- Angotti, Giovanni, Nicola Colacino, e Marco Renzelli. *Guida alla professione di ingegnere vol.8 - Il collaudo: nozione, adempimenti e responsabilità*. Centro Studi CNI, 2008.
- APAT. «Carta Geologica d’Italia alla scala 1:50.000. Foglio 219 Sassuolo.» Firenze: APAT-Dip. Difesa del Suolo, SGI – Regione Emilia-Romagna, SGSS. Coordinatori scientifici: G. Gasperi, Dip. Scienze della Terra, Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia; D. Preti, Regione Emilia-Romagna, SGSS. S.EL.CA., 2005.
- APAT in stampa a. «Carta Geologica d’Italia alla scala 1:50.000. Foglio 220 Casalecchio di Reno.» ISPRA-Dip. Difesa del Suolo, SGI – Regione Emilia-Romagna, SGSS. Coordinatori scientifici: L. Martelli e P. Severi, Regione Emilia-Romagna, SGSS., s.d.
- APAT in stampa b. «Carta Geologica d’Italia alla scala 1:50.000. Foglio 201 Modena.» ISPRA - Dip. Difesa del Suolo, SGI – Regione Emilia-Romagna, SGSS. Coordinatore scientifico: M. Pizziolo, Regione Emilia-Romagna, SGSS., s.d.
- APAT in stampa c. «Carta Geologica d’Italia alla scala 1:50.000. Foglio 202 S. Giovanni in Persiceto.» ISPRA-Dip. Difesa del Suolo, SGI – Regione Emilia-Romagna, SGSS. Coordinatore scientifico: M. Pizziolo, Regione Emilia-Romagna, SGSS., s.d.
- Autorità di Bacino del Fiume Arno. «Progetto di Piano stralcio per l’Assetto Idrogeologico.» Firenze, 2002.
- Autorità di bacino fiume Po. «Verifiche tecniche delle vasche di laminazione sugli affluenti del fiume Po - Cassa di espansione sul Fiume Panaro nel Comune di San Cesario sul Panaro (MO).» Relazione tecnica, Parma, s.d.
- Bacchetto, Andrea. «Metodo FEM: Assemblaggio degli elementi finiti.» *Adepron*. s.d. [https://www.ingegneriastrutturale.net/documenti/articoli/adepron13\\_0014.pdf](https://www.ingegneriastrutturale.net/documenti/articoli/adepron13_0014.pdf) (consultato il giorno Agosto 31, 2021).
- Barla, Marco. «Hydraulic of earth dam.» *Materiale didattico - Corso di Numerical methods in geotechnical engineering*. Torino, 2019.
- Cannarozzo, Marcella. «La dissipazione dell'energia al piede di una diga: dimensionamento delle vasche di dissipazione.» *Materiale didattico - Corso di Idrologia*. Palermo, 2017.
- Casagrande, Arthur. *Piezometers for pore pressure measurements in clay*. Pierce Hall, Harvard Univ. Cambridge , 1946.
- Circolare del Ministro dei LL.PP n. 352. «Prescrizioni inerenti all’applicazione del regolamento sulle dighe di ritenuta approvato con decreto del Presidente della Repubblica 1° novembre 1959, n. 1363.» Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Serie generale - n. 14 del 19-1-1988, 04 Dicembre 1987.
- Circolare del Ministro dei LL.PP. n. 352. «Prescrizioni inerenti all’applicazione del regolamento sulle dighe di ritenuta approvato con decreto del Presidente della Repubblica 1° novembre 1959, n. 1363.» Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Serie generale - n. 14 del 19-1-1988], 04 Dicembre 1987.
- Circolare P.C.M. n. DSTN/2/22806, «Disposizioni attuative e integrative in materia di dighe.» Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Serie generale n. 56 del 7-3-1996, 13 Dicembre 1995.

- Citiemmmme S.r.l. «Indagini geognostiche e lavori di installazione di piezometri per il collaudo funzionale e il monitoraggio dell'efficienza dei manufatti di laminazione del Fiume Panaro.» Relazione tecnica, 2006.
- Codice civile - Regio Decreto n. 262. «Dell'appalto.» 16 Marzo 1942.
- Comastri, Claudio. «Argini e dighe in terra.» *Sito web UNIFE - Università degli studi di Ferrara*. 2013. <http://www.unife.it/ing/lm.civile/insegnamenti/stabilita-versanti-opere-terra/materiale-didattico/argini-e-dighe-in-terra> (consultato il giorno 08 19, 2021).
- Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti. «Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).» Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Serie generale - n. 156 dell'8-7-2014, 26 Gennaio 2014.
- Decreto del Presidente della Repubblica n. 1363. «Approvazione del regolamento per la compilazione dei progetti, la costruzione e l'esercizio delle dighe di ritenuta.» Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 72 del 24-3-1960, 01 Novembre 1959.
- Decreto del Presidente della Repubblica n. 207. «Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE.»» Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 288 del 10 dicembre 2010, 05 Ottobre 2010.
- Decreto del Presidente della Repubblica n. 85. «Regolamento concernente la riorganizzazione ed il potenziamento dei Servizi tecnici nazionali geologico, idrografico e mareografico, sismico e [...].» 24 Gennaio 1991.
- Decreto Ministeriale. «Norme tecniche per le costruzioni.» 17 Gennaio 2018.
- Del Tedesco, Elvis. «Tecnica - Gli scarichi della diga.» *ProgettoDighe*. Aprile 2010. <https://www.progettodighe.it/main/tecnica/article/gli-scarichi-della-diga> (consultato il giorno Agosto 22, 2021).
- . «Tecnica - Il corpo della diga.» *ProgettoDighe*. Gennaio 2009. <https://www.progettodighe.it/main/tecnica/article/il-corpo-della-diga> (consultato il giorno Agosto 22, 2021).
- Deliberazione della giunta regionale Emilia-Romagna n. 2048. «Approvazione del Piano d'Emergenza DIGA (PED) della cassa d'espansione del fiume Panaro.» 3 Dicembre 2018.
- Facciorusso, Johann, Claudia Madaia, e Giovanni Vannucchi. *Dispense di Geotecnica*. Firenze, 2011.
- Gruppo Hera. «Il ciclo idrico - La captazione.» *L'itinerario Invisibile*. s.d. [http://ragazzi2011.gruppohera.it/binary/hera\\_ragazzi/risorse\\_didattiche/Capitolo4\\_Un\\_viaggio\\_invisibile.1235559267.1255618368.pdf](http://ragazzi2011.gruppohera.it/binary/hera_ragazzi/risorse_didattiche/Capitolo4_Un_viaggio_invisibile.1235559267.1255618368.pdf) (consultato il giorno 08 19, 2021).
- ITCOLD del Gruppo di Lavoro. «Dispositivi di intercettazione e scarico.» Bollettino, 2021.
- Lambe, T. William, e Robert V. Whitman. *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., 1969.
- Lancellotta, Renato. *Geotecnica*. Torino: Casa editrice Zanichelli, 1987.
- Legge n. 1086. «Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.» *Legislazione collaudo statico*. 05 Novembre 1971.

- Legge n. 241. «Nuove norme in materia di procedimento amministrativo e di diritto di accesso ai documenti amministrativi.» 7 Agosto 1990.
- Legge n. 286, art. 1, commi 170 e 171. «"Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 3 ottobre 2006, n. 262, recante disposizioni urgenti in materia tributaria e finanziaria "» Gazzetta Ufficiale n. 277 del 28 novembre 2006 - Supplemento ordinario n. 223, 24 Novembre 2006.
- Majone, Ugo. «Le casse di espansione.» *Primo Forum nazionale Rischio idraulico e assetto della rete idrografica nella pianificazione di bacino: questioni, metodi, esperienze a confronto*. Santarcangelo di Romagna: Maggioli, 2003. 225-264.
- Pecorella, Francesco. «Corso breve sulla normativa inerente la progettazione e la realizzazione di opere pubbliche.» *Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli*. 03 Luglio 2008. <http://www.ordineingegnerinapoli.it/news/documenti/corsobreveoperepubbliche-pecorella-2.pdf> (consultato il giorno Agosto 24, 2021).
- Scesi, Laura, Monica Papini, e Paola Gattinoni. *Geologia applicata [volume 2]: Applicazione ai progetti di ingegneria civile*. Casa editrice Ambrosiana, 2003.
- Studio Ing. Silvio Petrillo. «Capitolo 13 - Le operazioni di collaudo.» *Il Rup*. s.d. <https://www.studiopetrillo.com/rup.html> (consultato il giorno Agosto 24, 2021).
- . «Il collaudo.» s.d. <https://www.studiopetrillo.com/pdf/il-collaudo.pdf> (consultato il giorno Agosto 24, 2021).
- Valentini web. «Opere di dissipazione N°1.» 15 Novembre 2002. [http://www.valentiniweb.com/piermo/meccanica/idraulica/03-09\\_Opere%20di%20dissipazione.PDF](http://www.valentiniweb.com/piermo/meccanica/idraulica/03-09_Opere%20di%20dissipazione.PDF) (consultato il giorno Agosto 22, 2021).
- Van Genuchten, Martin Th. «A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils.» *Soil Science Society of America Journal* 44, 1980: 892-898.



## Indice delle figure

Figura 2.1 Schemi di cassa in linea a sinistra ed in derivazione a destra (Autorità di Bacino del Fiume Arno 2002) .....	3
Figura 2.2 Idrogrammi per la cassa di espansione in linea (Majone, 2003).....	5
Figura 2.3 Idrogrammi per la cassa di espansione in derivazione (Majone, 2003).....	5
Figura 2.4 Rappresentazione della sezione trasversale di un argine longitudinale, con golena. Immagine modificata, tratta da Agenzia per la Protezione dell’Ambiente e per i servizi Tecnici, 2003. ....	7
Figura 2.5 Classificazione dei terreni HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006).....	8
Figura 2.6 Sezioni arginali a zone con permeabilità diversa: 1) materiale permeabile, 2) materiale impermeabile, 3) materiale molto permeabile. Immagine modificata, tratta da Agenzia per la Protezione dell’Ambiente e per i servizi Tecnici, 2003. ....	9
Figura 2.7 Schema di una diga a gravità soggetta alla pressione dell’acqua (Del Tedesco, Tecnica - Il corpo della diga 2009).....	9
Figura 2.8 Vista in pianta di due file di traversine sfalsate in una vasca di dissipazione.....	12
Figura 3.1 Deposito di terreno e presenza dell’acqua (Facciorusso, Madaia e Vannucchi, 2011) .....	19
Figura 3.2 Schema di installazione del piezometro Casagrande (Lancellotta, 1987).....	21
Figura 3.3 Valori orientativi del coefficiente di conducibilità idraulica k (Facciorusso, Madaia e Vannucchi, 2011) .....	22
Figura 3.4 Deviazione dalle condizioni di regime laminare (Lancellotta, 1987) .....	23
Figura 3.5 Rete idrodinamica (Facciorusso, Madaia e Vannucchi, 2011) .....	25
Figura 3.6 Filtrazione in una diga in terra (Lancellotta, 1987).....	26
Figura 3.7 Schema geometrico per la soluzione in forma chiusa di Casagrande (Barla, 2019).....	26
Figura 3.8 Effetto dei diversi dispositivi di controllo delle filtrazioni in fondazione .....	27
Figura 3.9 Modello dell’analisi numerica per scelta modello idraulico .....	33
Figura 3.10 Confronto tra soluzione analitica e risultati numerici per il modello Constant .....	34
Figura 3.11 Risultati con il contributo della suzione: tensioni totali ed efficaci .....	35
Figura 3.12 Risultati senza il contributo della suzione: tensioni totali ed efficaci .....	36
Figura 3.13 Modello dell’analisi numerica per scelta delle condizioni al contorno idrauliche.....	36
Figura 3.14 Condizioni al contorno idrauliche con l’applicazione del comando Total Head .....	37
Figura 3.15 Condizioni al contorno idrauliche con l’applicazione del comando Transient.....	38
Figura 3.16 Confronto RS2 – Tutorial Plaxis: svaso lento in 25 giorni .....	38
Figura 4.1 Ubicazione della cassa d’espansione del Panaro .....	39
Figura 4.2 Immagine di Google Earth della posizione della cassa d’espansione del Panaro. In rosso argini maestri, in verde argine secondario ed in giallo lo sbarramento. ....	40
Figura 4.3 Vista in pianta e prospetto lato monte del manufatto principale.....	41
Figura 4.4 Vista tridimensionale da Google Earth del manufatto principale e della vasca di dissipazione .....	42
Figura 4.5 Sezione trasversale A-A del manufatto principale e della vasca di dissipazione.....	42
Figura 4.6 Sezione geologica 4 tratta da RER & ENI-Agip (1998).....	43

Figura 4.7 Planimetria di tutte le indagini eseguite.....	44
Figura 4.8 Schema preliminare della stratigrafia dei terreni di fondazione in corrispondenza del manufatto e degli argini di spalla.....	45
Figura 4.9 Planimetria (da TAV 1 - CTR planimetria 10000 (Rilievo Unipr)) delle sezioni.....	47
Figura 4.10 Sezione litografica 14 dell'argine sinistro.....	48
Figura 4.11 Sezione litografica 17 dell'argine destro.....	49
Figura 4.12 Sondaggio nella sezione arginale 17 al piede ed alcune foto del carotaggio.....	50
Figura 4.13 Curva granulometrica per i campioni estratti nell'indagine del 2016.....	51
Figura 4.14 Curva granulometrica per i campioni estratti nell'indagine del 2020.....	51
Figura 4.15 Carta di plasticità di Casagrande.....	52
Figura 4.16 Ubicazione dei piezometri nella cassa.....	59
Figura 4.17 Distribuzione dei piezometri nell'opera di sbarramento.....	60
Figura 4.18 Segnaletica dei piezometri nella sezione arginale 14 con zoom in quello al piede.....	61
Figura 4.19 Foto generiche del monitoraggio piezometrico nella cassa.....	63
Figura 4.20 Planimetria dei pozzi investigati nella campagna di misura del giugno 2016 (Università di Bologna - Prof.ssa Lisa Borgatti).....	64
Figura 4.21 Principali curve di invaso e svasso del bacino nel periodo gennaio 2017 - marzo 2021.....	65
Figura 4.22 Ubicazione e profondità dei piezometri analizzati in un generico argine.....	66
Figura 4.23 Confronto misure del piezometro superficiale in sommità dell'argine – Sezione 14 – Evento 2020.....	67
Figura 4.24 Confronto misure dei piezometri superficiale al piede e profondo in sommità dell'argine – Sezione 17 – Evento 2020.....	67
Figura 4.25 Confronto misure dei piezometri profondi al piede – Sezioni 14 e 17 – Evento 2020.....	68
Figura 4.26 Posizione dei piezometri in alveo P2-AF e P3-AF.....	68
Figura 4.27 Confronto misure dei piezometri superficiali e profondi: P3 in verde chiaro e P2 in verde scuro – Evento 2020.....	69
Figura 4.28 Quota dell'estradosso della platea di fondazione a monte del manufatto principale.....	70
Figura 4.29 Confronto fra registrazioni idrometriche e programma della fase 1.....	72
Figura 4.30 Foto dell'argine sinistro della cassa durante la fase 1 del collaudo (maggio 2021).....	72
Figura 4.31 Foto della vasca di dissipazione durante la fase 1 del collaudo (maggio 2021).....	73
Figura 4.32 Confronto misure del piezometro superficiale in sommità – Sezione 14 – Collaudo.....	74
Figura 4.33 Confronto misure dei piezometri superficiali al piede – Sezioni 14 e 21 – Collaudo.....	75
Figura 4.34 Confronto misure dei piezometri profondi al piede – Sezioni 14 e 21 – Collaudo.....	75
Figura 4.35 Confronto misure dei piezometri superficiali e profondi: P3 in verde chiaro e P2 in verde scuro – Collaudo.....	76
Figura 5.1 Esempio di geometria del dominio. Quote espresse in metri.....	78
Figura 5.2 Impostazioni per la definizione della mesh.....	79
Figura 5.3 Impostazioni per la definizione del Field Stress.....	79
Figura 5.4 Modello numerico in argine sinistro – Sezione 14.....	80

Figura 5.5 Simulazione della fase iniziale – Condizioni idrauliche – Sezione 14 .....	81
Figura 5.6 Simulazione della fase iniziale – Zoom – Sezione 14.....	82
Figura 5.7 Simulazione dell’invaso – Funzione – Sezione 14 .....	85
Figura 5.8 Simulazione dell’invaso – Condizioni idrauliche – Sezione 14.....	86
Figura 5.9 Simulazione del plateau – Condizioni idrauliche – Sezione 14.....	87
Figura 5.10 Simulazione dello svaso – Funzione – Sezione 14 .....	92
Figura 5.11 Simulazione dello svaso – Condizioni idrauliche – Sezione 14.....	93
Figura 5.12 Risultati delle analisi numeriche – Fase iniziale – Sezione 14 .....	94
Figura 5.13 Spostamenti e deformata – Fase iniziale – Sezione 14 .....	95
Figura 5.14 Confronto misure piezometriche – Fase iniziale – Sezione 14.....	96
Figura 5.15 Superficie di rottura – Fase iniziale – Sezione 14.....	97
Figura 5.16 Superficie di rottura – Fase iniziale – Sezione 13.....	97
Figura 5.17 Risultati delle analisi numeriche – Invaso 24 h – Sezione 14.....	98
Figura 5.18 Risultati delle analisi numeriche – Invaso 48 h – Sezione 14.....	99
Figura 5.19 Risultati delle analisi numeriche – Invaso 54 h – Sezione 14.....	100
Figura 5.20 Spostamenti e deformata – Invaso 54 h – Sezione 14.....	100
Figura 5.21 Confronto misure piezometriche – Invaso 54 h – Sezione 14 .....	102
Figura 5.22 Confronto grafico misure piezometriche – Invaso – Sezione 14 .....	102
Figura 5.23 Superficie di rottura – Invaso 54 h – Sezione 14 .....	103
Figura 5.24 Confronto misure piezometriche – Plateau – Sezione 14 .....	104
Figura 5.25 Superficie di rottura – Permanenza – Sezione 14 .....	104
Figura 5.26 Risultati delle analisi numeriche – Svaso 24 h – Sezione 14.....	105
Figura 5.27 Risultati delle analisi numeriche – Svaso 72 h – Sezione 14.....	106
Figura 5.28 Risultati delle analisi numeriche – Svaso 86 h – Sezione 14.....	107
Figura 5.29 Risultati delle analisi numeriche – Svaso 119 h – Sezione 13.....	107
Figura 5.30 Spostamenti e deformata – Svaso 86 h – Sezione 14.....	108
Figura 5.31 Confronto misure piezometriche – Svaso 86 h – Sezione 14.....	109
Figura 5.32 Confronto grafico misure piezometriche – Svaso – Sezione 14 .....	109
Figura 5.33 Superficie di rottura – Svaso 86 h – Sezione 14 .....	110
Figura 5.34 Planimetria dei diaframmi.....	112
Figura 5.35 Modello numerico – Manufatto .....	114
Figura 5.36 Simulazione della fase iniziale – Condizioni idrauliche – Manufatto .....	114
Figura 5.37 Simulazione della fase 1 – Condizioni idrauliche – Manufatto .....	115
Figura 5.38 Pressioni neutre sotto manufatto e platea.....	115
Figura 5.39 Confronto misure piezometriche – Fase iniziale – Manufatto .....	116
Figura 5.40 Confronto misure piezometriche – Fase 1 – Manufatto.....	116
Figura 5.41 Schema per le verifiche del manufatto.....	117

Figura 5.42 Distribuzioni delle tensioni normali efficaci e tangenziali massime – Diaframma 15D..	119
Figura 5.43 Rappresentazione delle sollecitazioni – Diaframma 15D .....	120
Figura 5.44 Spostamenti verticali e deformata – Manufatto .....	120
Figura 5.46 Deformata dei tre diaframmi.....	121
Figura 5.47 Diagramma di interazione N – M – Diaframma 15D .....	123
Figura 6.1 Verifica a pressoflessione - Diaframmi .....	132

## Indice delle tabelle

Tabella 3.1 Dimensioni del rilevato oggetto d'esame .....	33
Tabella 3.2 Applicazione della soluzione di Casagrande .....	33
Tabella 3.3 Determinazione dei valori di portata .....	34
Tabella 3.4 Proprietà dei materiali del modello tutorial Plaxis .....	37
Tabella 4.1 Classificazione dei campioni delle indagini geognostiche 1988, 2008, 2016 e 2020 .....	53
Tabella 4.2 Risultati delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati .....	54
Tabella 4.3 Valori ottenuti dalle correlazioni empiriche con la prova SPT .....	55
Tabella 4.4 Risultati delle prove di permeabilità del 2006.....	55
Tabella 4.5 Risultati delle prove di permeabilità del 2020.....	56
Tabella 4.6 Classificazione dei materiali costituenti delle arginature della cassa di laminazione .....	56
Tabella 4.7 Quote delle celle di Casagrande dell'intera cassa .....	62
Tabella 4.8 Condizioni di invaso e svaso nei quattro eventi di piena considerati .....	65
Tabella 4.9 Valori di velocità teoriche e reali di invaso e svaso .....	72
Tabella 5.1 Proprietà fisiche, meccaniche ed idrauliche dei terreni – Sezioni .....	78
Tabella 5.2 Calcolo dei coefficienti di spinta a riposo $k_0$ .....	80
Tabella 5.3 Livelli falda libera – Fase iniziale .....	81
Tabella 5.4 Quote idrometriche dell'invaso .....	83
Tabella 5.5 Simulazione di invaso per tutte le sezioni .....	84
Tabella 5.6 Simulazione dell'invaso – Sezione 14.....	84
Tabella 5.7 Simulazione del plateau – Sezione 14.....	87
Tabella 5.8 Quote idrometriche dello svaso .....	88
Tabella 5.9 Simulazione di svaso per tutte le sezioni.....	91
Tabella 5.10 Simulazione dello svaso – Sezione 14.....	91
Tabella 5.11 Spostamento totale massimo – Fase iniziale .....	95
Tabella 5.12 Quote dei piezometri – Sezione 14.....	95
Tabella 5.13 Confronto misure piezometriche – Fase iniziale – Sezione 14.....	96
Tabella 5.14 Confronto misure piezometriche – Fase iniziale – Sezione 17.....	96
Tabella 5.15 Spostamento totale massimo – Invaso.....	100

Tabella 5.16 Confronto misure piezometriche – Invaso – Sezione 14.....	101
Tabella 5.17 Confronto misure piezometriche – Plateau – Sezione 14.....	103
Tabella 5.18 Spostamento totale massimo – Svaso.....	107
Tabella 5.19 Confronto misure piezometriche – Svaso – Sezione 14.....	108
Tabella 5.20 Determinazione del peso per unità di volume depurato dalle canne .....	111
Tabella 5.21 Proprietà fisiche, meccaniche ed idrauliche dei terreni – Manufatto .....	111
Tabella 5.22 Proprietà geometriche, fisiche e meccaniche dei diaframmi .....	112
Tabella 5.23 Proprietà fisiche e meccaniche delle interfacce.....	113
Tabella 5.24 Calcolo delle spinte idrauliche e dei pesi .....	117
Tabella 5.25 Verifica di stabilità al sollevamento .....	118
Tabella 5.26 Tensioni agenti sulle interfacce – Diaframma 15D.....	118
Tabella 5.27 Calcolo delle risultanti delle tensioni tangenziali massime sulle interfacce.....	119
Tabella 5.28 Caratteristiche generali dei diaframmi .....	122
Tabella 5.29 Verifica a taglio – Diaframma 15D.....	124
Tabella 6.1 Caratterizzazione geotecnica dei terreni.....	126
Tabella 6.2 Confronti misure piezometriche – Fase iniziale .....	127
Tabella 6.3 Simulazione di invaso e svaso.....	128
Tabella 6.4 Confronti misure piezometriche – Fase 1 del collaudo .....	129
Tabella 6.5 Verifiche del manufatto.....	130
Tabella 6.6 Confronti misure piezometriche – Manufatto .....	131
Tabella 6.7 Verifica a taglio - Diaframmi .....	132

## **Indice degli allegati**

- 1- Validazione del software
- 2- Rilievo topografico dei manufatti afferenti al sistema cassa d'espansione del fiume Panaro
- 3- Ricostruzione litostratigrafica delle sezioni arginali
- 4- Planimetrie GIS
- 5- Confronto tra misure piezometriche livello di invaso e piogge nel dicembre 2020
- 6- Confronto tra misure piezometriche livello di invaso e piogge durante il collaudo
- 7- Risultati delle analisi numeriche – Fase 1 del collaudo – Sezioni
- 8- Risultati delle analisi numeriche – Fase 1 del collaudo – Diaframmi



## **Ringraziamenti**

A conclusione di questo elaborato, vorrei ringraziare le persone che hanno contribuito alla sua realizzazione.

In primis, vorrei rivolgere un sentito grazie alla prof.ssa Maria Rita Migliazza, relatrice di questa tesi, per la sua disponibilità, guida e supervisione durante questo percorso, mai venute meno nonostante la distanza obbligata dalla pandemia.

Ringrazio anche i miei correlatori, prof. Renato Maria Cosentini e prof. Daniele Costanzo, per aver messo a mia disposizione la loro esperienza e conoscenza nell'ambito geotecnico dandomi i giusti consigli e suggerimenti.

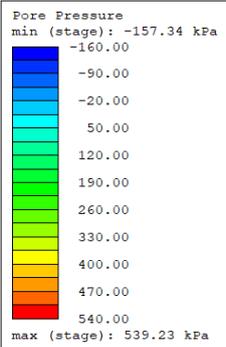
All'Ing. Maria Teresa Carriero per il suo infinito ed instancabile aiuto, per avermi fornito tutto il materiale necessario per le mie analisi e per avermi supportata e sopportata nelle lunghissime videochiamate Skype.

Ringrazio il mio collega Andrea Imperio, conosciuto in occasione della tesi ma con il quale si è subito instaurata una bella collaborazione costruttiva.

Un ringraziamento speciale va ai miei genitori, fonte principale di sostegno senza i quali non avrei potuto realizzare il sogno di studiare a Torino, e a mia sorella che ha sempre consolato le mie ansie con il suo affetto e ascoltato i miei programmi di studio in questi anni di università.

*Allegato 1*

Validazione del software

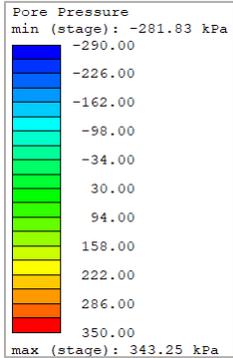
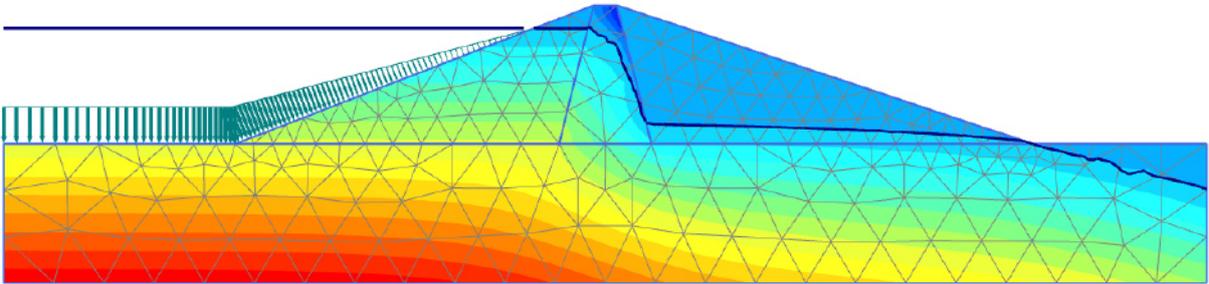
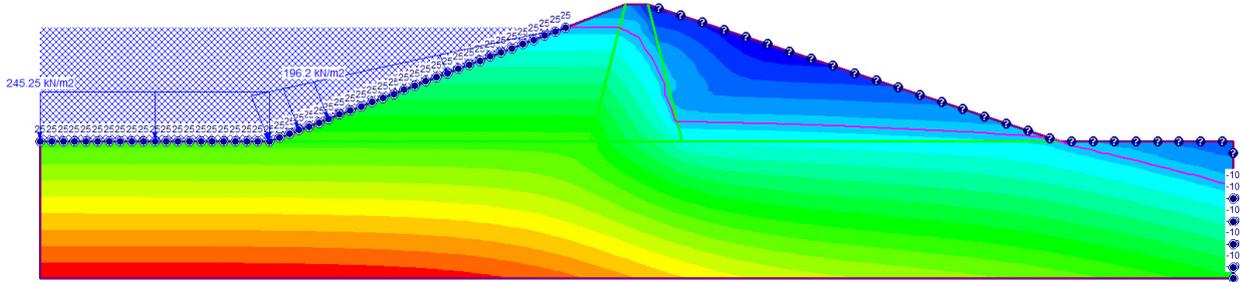


Risultati per condizioni stazionarie e confronto con Plaxis

Livello max 25 m – *Total Head*

RS2: SRF pari a 1.34

Plaxis Tutorial: SRF pari a 1.80

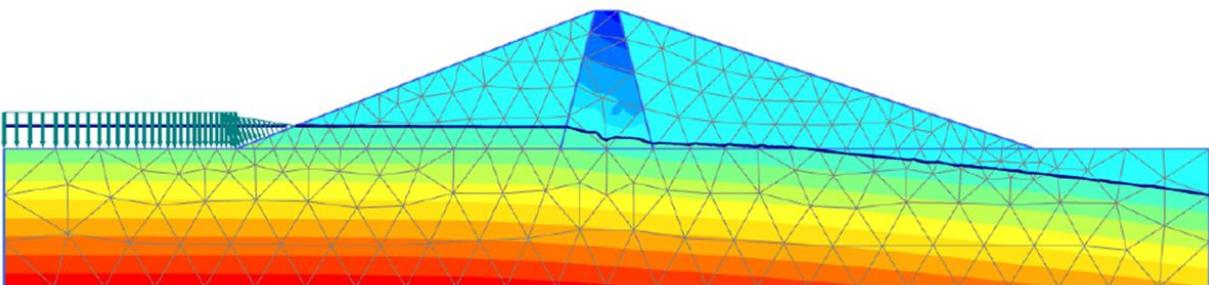
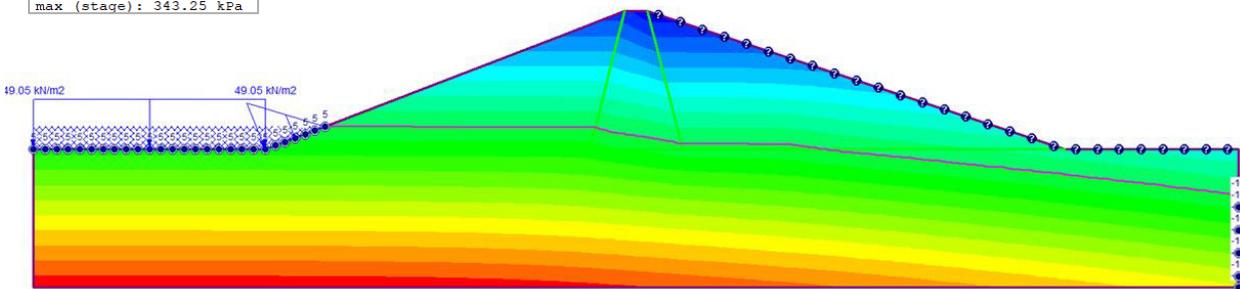


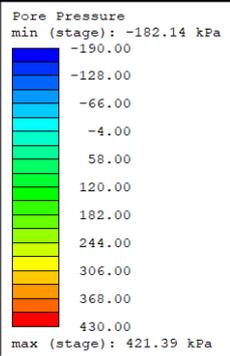
Risultati per condizioni stazionarie e confronto con Plaxis

Livello min 5 m – *Total Head*

RS2: SRF pari a 1.70

Plaxis Tutorial: SRF pari a 1.95



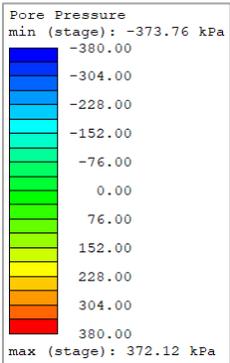
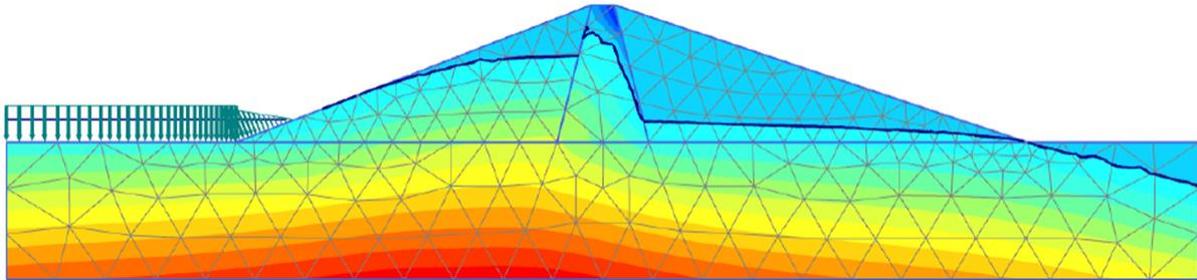
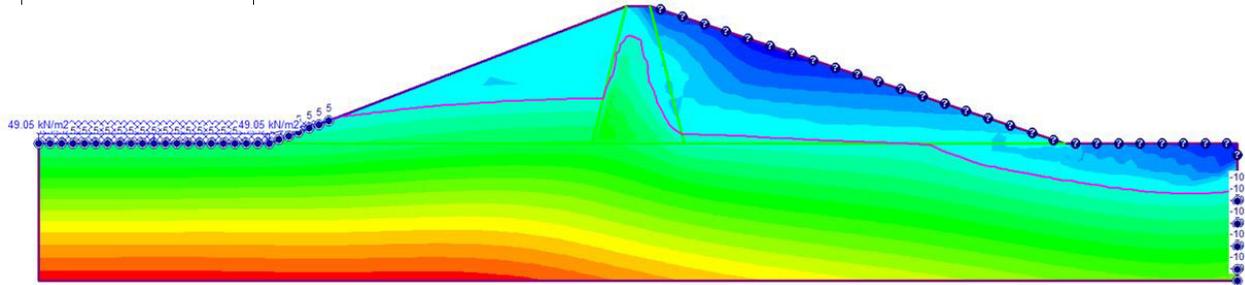


Risultati per gli svassi e confronto con Plaxis

Rapido svasso da 25 m a 5 m – *Total Head*

RS2: SRF pari a 1.54

Plaxis Tutorial: SRF pari a 1.15

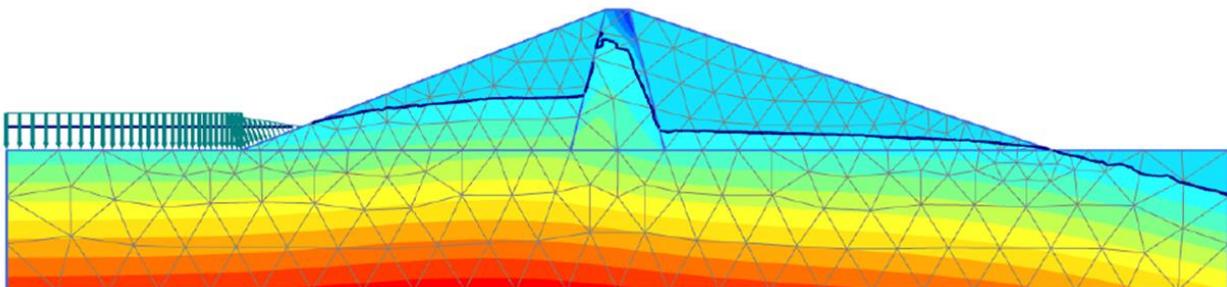
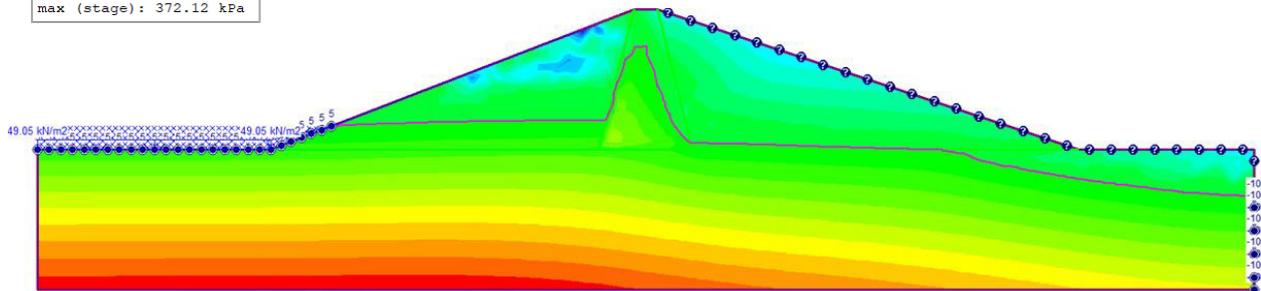


Risultati per gli svassi e confronto con Plaxis

Lento svasso da 25 m a 5 m – *Total Head*

RS2: SRF pari a 1.62

Plaxis Tutorial: SRF pari a 1.50

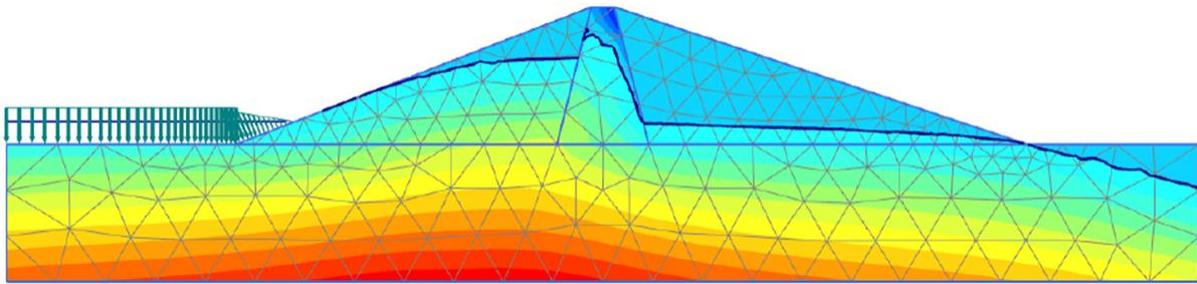
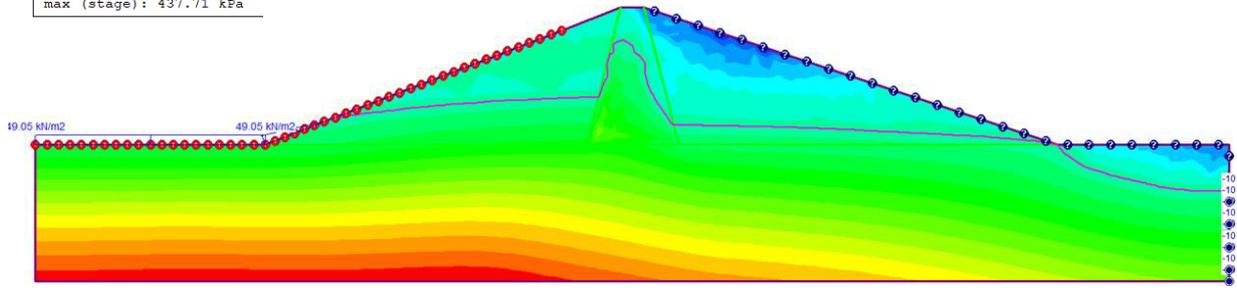
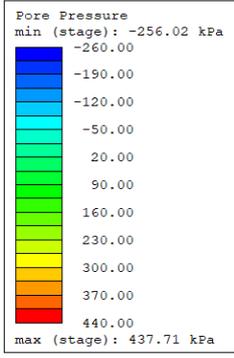


# Risultati per gli svassi e confronto con Plaxis

Rapido svasso da 25 m a 5 m – *Transient*

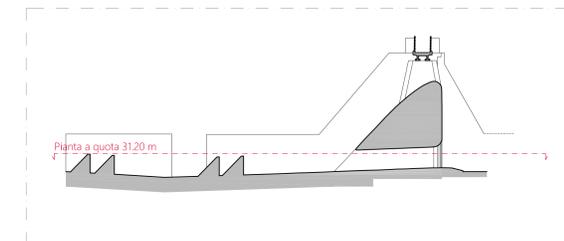
RS2: SRF pari a 1.16

Plaxis Tutorial: SRF pari a 1.15

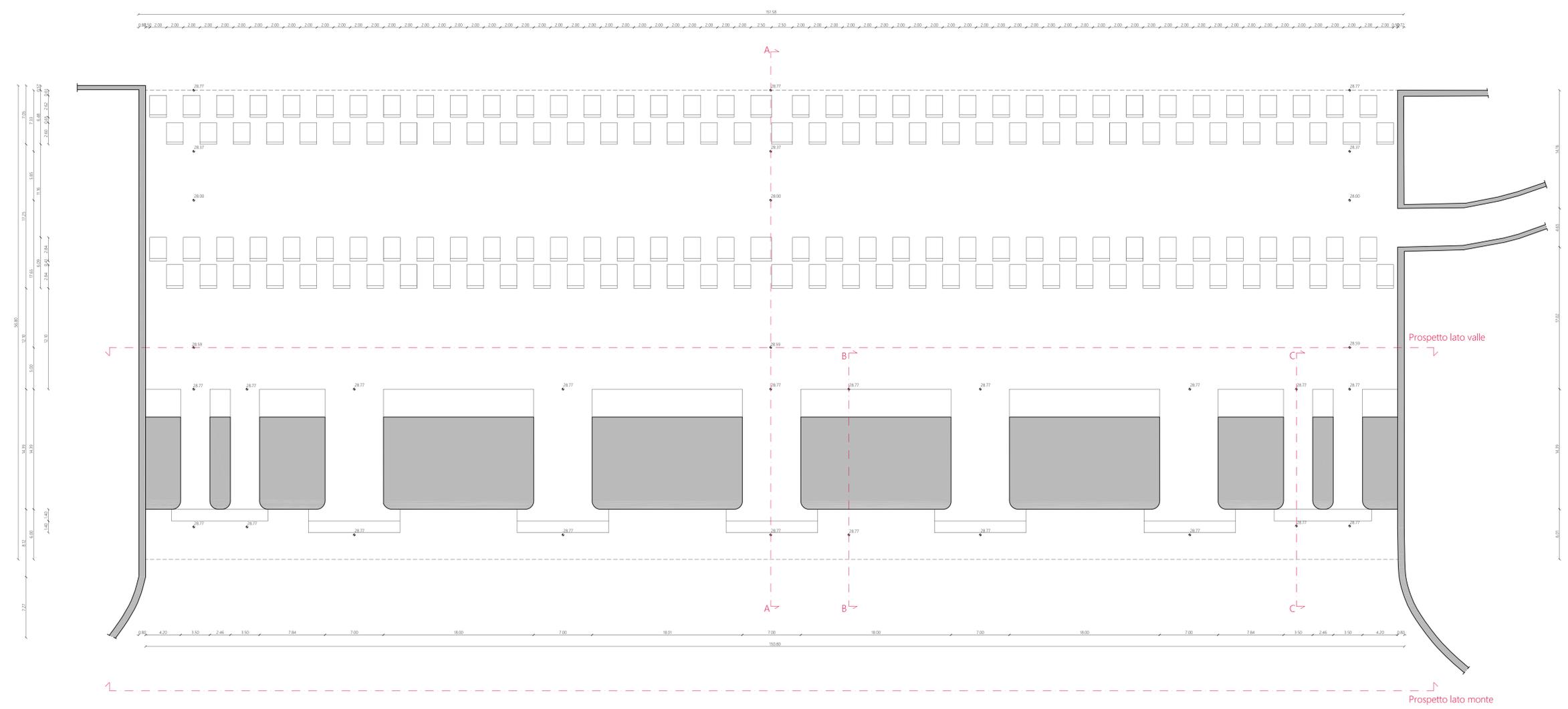


*Allegato 2*

Rilievo topografico dei manufatti afferenti al sistema cassa d'espansione del fiume  
Panaro



PIANTA DEL MANUFATTO PRINCIPALE E DELLA VASCA DI DISSIPAZIONE A QUOTA 31.20 m

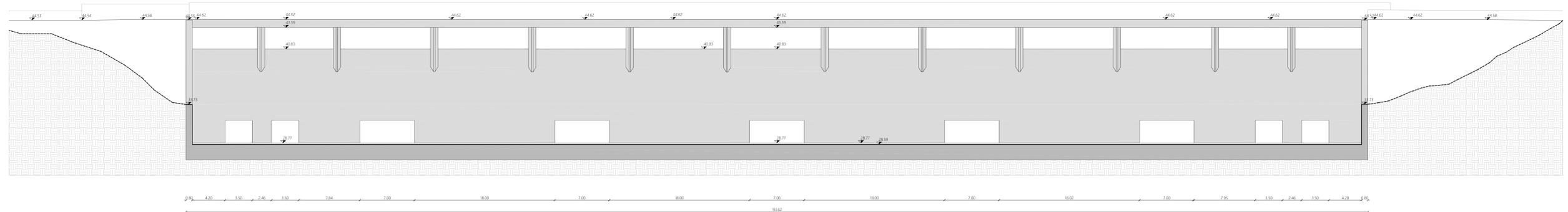


Progetto, esecuzione dei rilievi ed analisi dei dati del monitoraggio planaltimetrico del manufatto di regolazione della cassa di espansione sul Fiume Panaro (MO-E-1325)  
 Fase 3 - Rilievo topografico dei manufatti afferenti al sistema cassa d'espansione del fiume Panaro

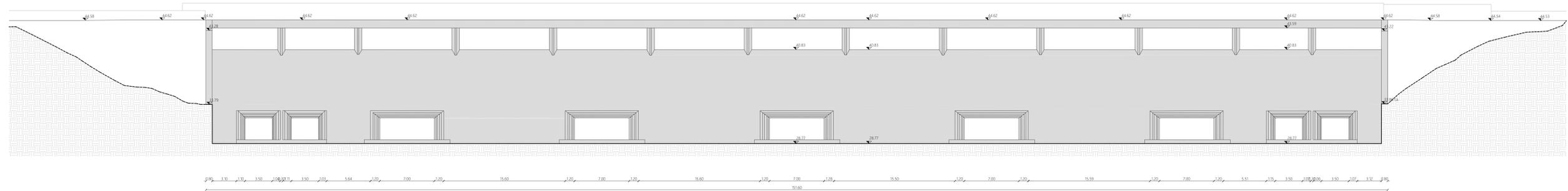
**Tavola 6**  
 Pianta a quota 31.20 m del manufatto principale e della vasca di dissipazione - Scala 1:200

Rilievo eseguito da:  
 Dipartimento di Ingegneria e Architettura  
 Università degli Studi di Parma  
 Data rilievo:  
 Gennaio 2016

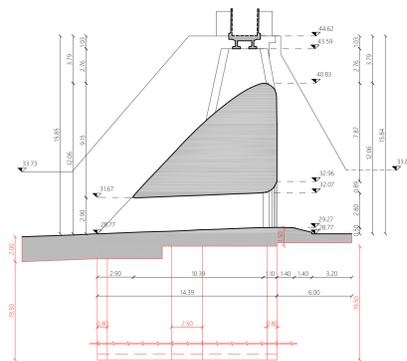
PROSPETTO MANUFATTO PRINCIPALE LATO VALLE



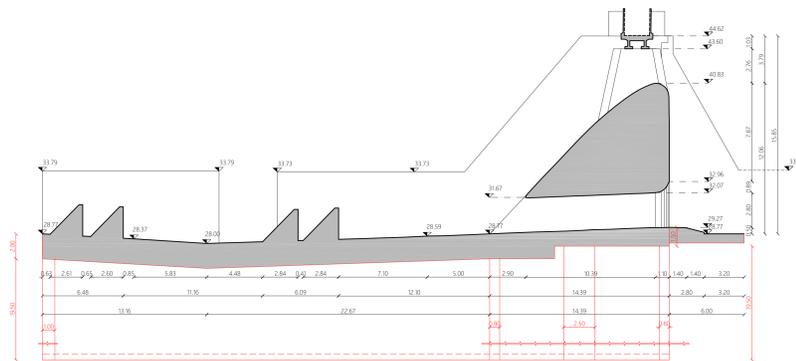
PROSPETTO MANUFATTO PRINCIPALE LATO MONTE



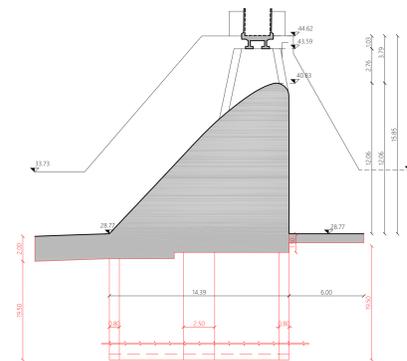
SEZIONE AA: SEZIONE TRASVERSALE MANUFATTO PRINCIPALE



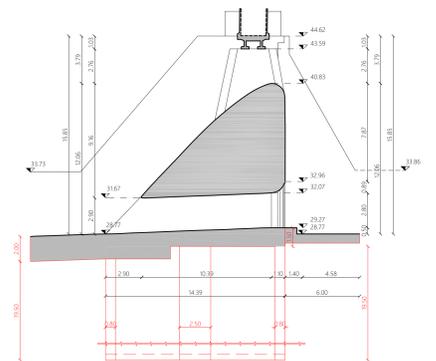
SEZIONE AA: SEZIONE TRASVERSALE MANUFATTO PRINCIPALE E VASCA DI DISSIPAZIONE



SEZIONE BB: SEZIONE TRASVERSALE MANUFATTO PRINCIPALE



SEZIONE CC: SEZIONE TRASVERSALE MANUFATTO PRINCIPALE



Progetto: esecuzione dei rilievi ed analisi dei dati del monitoraggio planaltimetrico del manufatto di regolazione della cassa di espansione sul Fiume Panaro (MOE-1325)

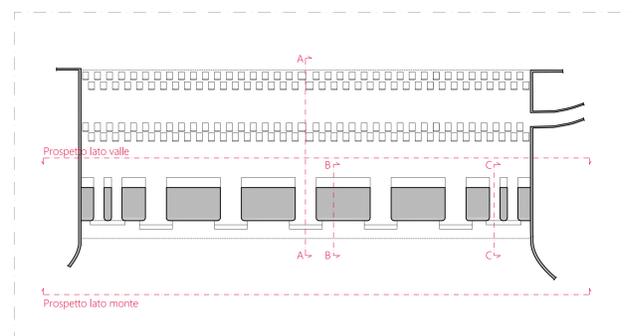
Fase 3 - Rilievo topografico dei manufatti afferenti al sistema cassa d'espansione del fiume Panaro

Tavola 7  
Sezioni e prospetti - Scala 1:200

Rilievo eseguito da:  
Dipartimento di Ingegneria e Architettura  
Università degli Studi di Parma

Data rilievo:  
Gennaio 2016

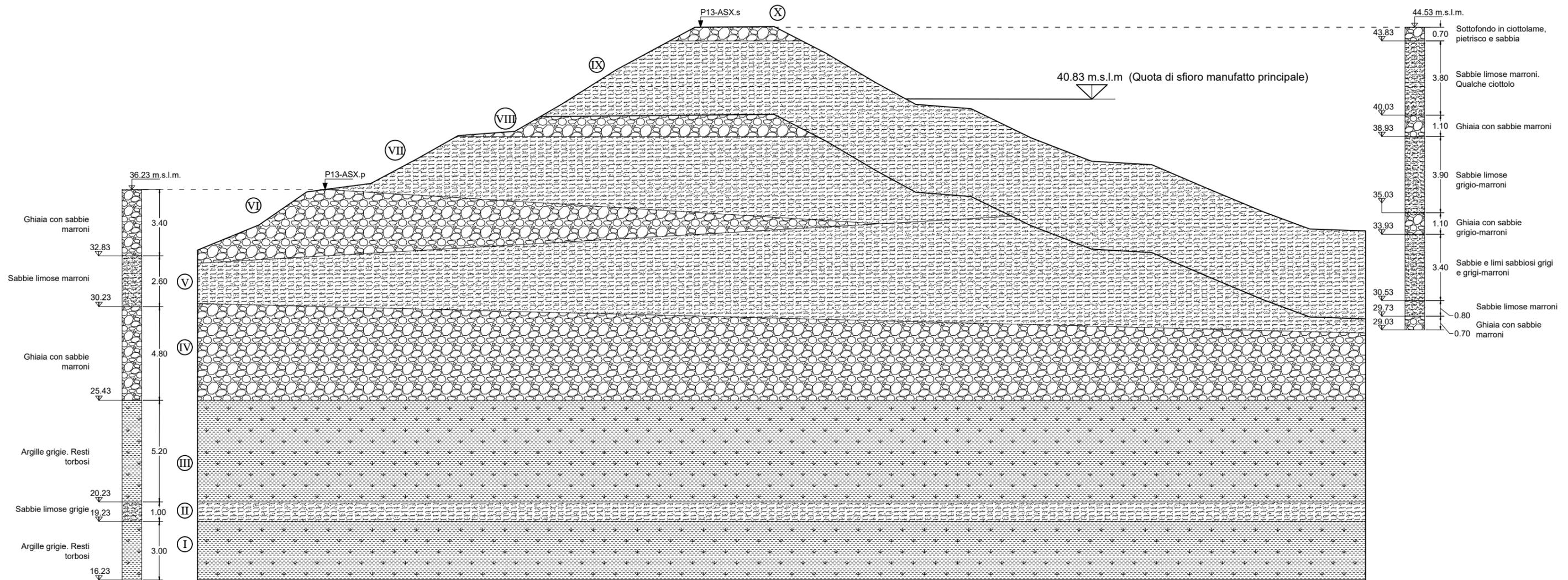
Nota: In ROSSO Dimensioni e Forme delle parti interrate e non visibili desunte dalle tavole di progetto



*Allegato 3*

Ricostruzione litostratigrafica delle sezioni arginali

Argine sinistro: SEZIONE 13 - Stratigrafia



Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Quota terreno [m.s.l.m]	33.10	34.45	36.08	36.52	37.79	38.96	39.18	40.58	42.32	44.51	44.55	43.18	41.69	40.56	40.34	38.85	37.65	37.47	36.33	35.06	34.18	34.08
Progressiva [m]	0.00	3.15	5.59	8.87	11.27	13.34	16.25	18.66	21.42	25.47	29.52	32.19	34.71	36.78	39.61	42.68	45.79	48.87	51.54	54.58	56.96	59.82

LEGENDA

I	Argille grigie - Resti torbosi
II	Sabbie limose grigie
III	Argille grigie - Resti torbosi
IV	Ghiaie con sabbie marroni

V	Sabbie limose marroni / Sabbie e limi sabbiosi grigi e grigi-marroni
VI	Ghiaie con sabbie marroni
VII	Sabbie limose grigio - marroni
VIII	Ghiaie con sabbie marroni

IX	Sabbie limose marroni
X	Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia



Tavola 1 - Sezione 13  
 Quote in m s.l.m.m  
 Distanze in m

Scala 1:200  
 Data: 11/12/2020

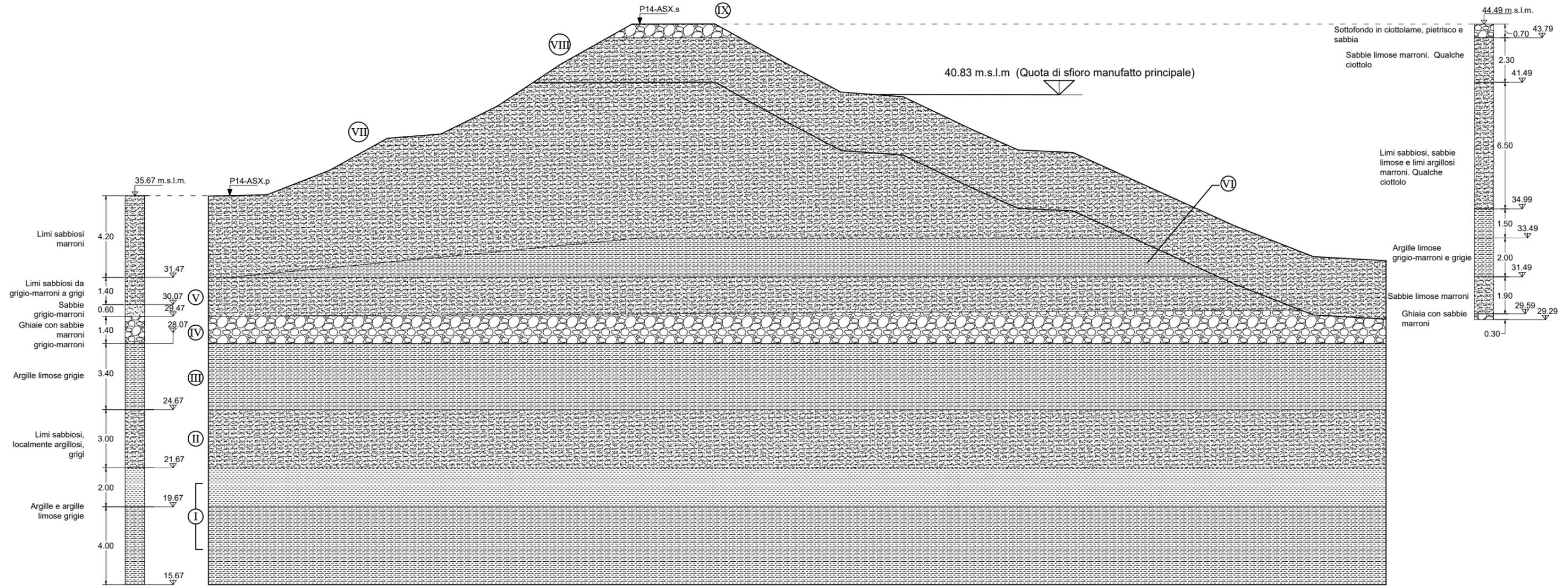
Codici sensori piezometrici  
 P13-ASX\_S9m  
 P13-ASX\_S15m  
 P13-ASX\_P10m  
 P13-ASX\_P17m

Codici Sondaggi  
 P13-ASX.s data: 03/01/2017  
 P13-ASX.p data: 04/01/2017

Coordinate UTM-WGS84  
 Nord  
 Est

P13-ASX.s 4941178,216 659047,605  
 P13-ASX.p 4941197,928 659047,114

Argine sinistro: SEZIONE 14 - Stratigrafia



Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Quota terreno [m.s.l.m]	35.61	35.68	36.94	38.58	38.80	40.24	42.39	44.45	44.46	42.50	40.95	40.72	39.05	37.98	37.85	35.88	34.09	32.50	32.29
Progressiva [m]	0.00	3.02	6.24	9.20	11.96	14.87	18.11	21.78	26.04	29.58	32.53	35.71	39.22	41.64	44.45	48.80	52.75	56.81	60.55

LEGENDA

I	Argille e argille limose grigie
II	Limi sabbiosi, localmente argillosi, grigi
III	Argille limose grigie
IV	Ghiaie con sabbie marroni grigio-marroni

V	Limi sabbiosi da grigio-marroni a grigi / Sabbie limose marroni
VI	Argille limose grigio-marroni e grigie
VII	Limi sabbiosi marroni / Limi sabbiosi, sabbie limose e limi argillosi marroni - Qualche ciottolo
VIII	Sabbie limose marroni - Qualche ciottolo

IX	Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia
----	--

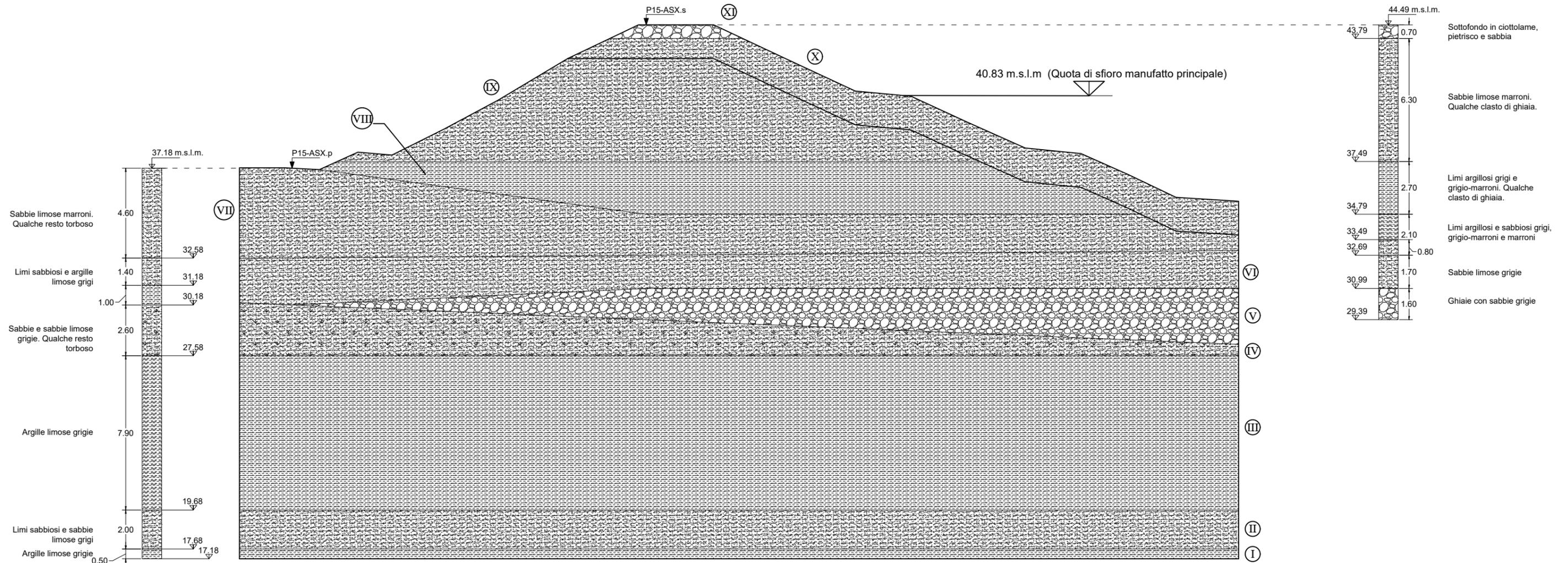


Tavola 2 - Sezione 14  
 Quote in m s.l.m.m  
 Distanze in m

Scala 1:200  
 Data: 11/12/2020

Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi	Coordinate UTM-WGS84	Nord	Est
P14-ASX_S7m	P14-ASX.s data: 06/01/2017	P14-ASX.s	4940953,845	658716,410
P14-ASX_S15m	P14-ASX.p data: 09/01/2017	P14-ASX.p	4941197,928	658716,410
P14-ASX_P7m				
P14-ASX_P12m				

Argine sinistro: SEZIONE 15 - Stratigrafia



Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Quota terreno [m.s.l.m]	37.13	37.15	37.04	37.93	38.78	39.10	40.59	42.72	44.45	44.45	42.70	41.06	40.79	39.47	38.14	37.87	36.78	35.62	35.42
Progressiva [m]	0.00	2.30	4.10	6.07	7.82	10.46	13.25	16.82	20.45	24.30	28.03	31.56	34.42	37.29	40.27	43.13	45.57	48.00	51.21

LEGENDA

I	Argille limose grigie
II	Limi sabbiosi e sabbie limose grigi
III	Argille limose grigie
IV	Sabbie e sabbie limose grigie - Qualche resto torboso

V	Ghiaie con sabbie grigie
VI	Limi sabbiosi e argille limose grigi / Sabbie limose grigie
VII	Sabbie limose marroni - Qualche resto torboso
VIII	Limi argillosi grigi e grigio-marroni - Qualche clasto di ghiaia

IX	Sabbie limose marroni - Qualche clasto di ghiaia
X	Sabbie limose marroni - Qualche clasto di ghiaia
XI	Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia



Tavola 3 - Sezione 15  
 Quote in m s.l.m.m  
 Distanze in m

Scala 1:200  
 Data: 11/12/2020

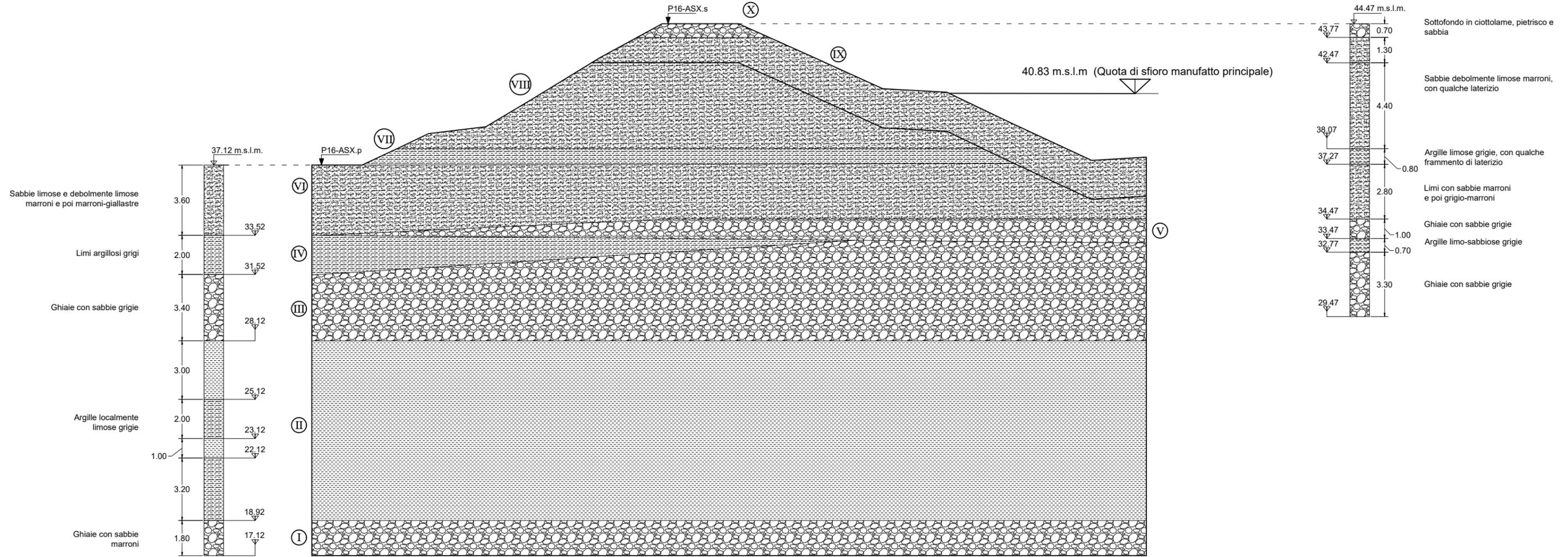
Codici sensori piezometrici  
 P15-ASX\_S7m  
 P15-ASX\_S15m  
 P15-ASX\_P8m  
 P15-ASX\_P18m

Codici Sondaggi  
 P15-ASX.s data: 11/01/2017  
 P15-ASX.p data: 12/01/2017

Coordinate UTM-WGS84  
 Nord  
 Est

P15-ASX.s 4940617,700 658190,255  
 P15-ASX.p 4940634,351 658187,046

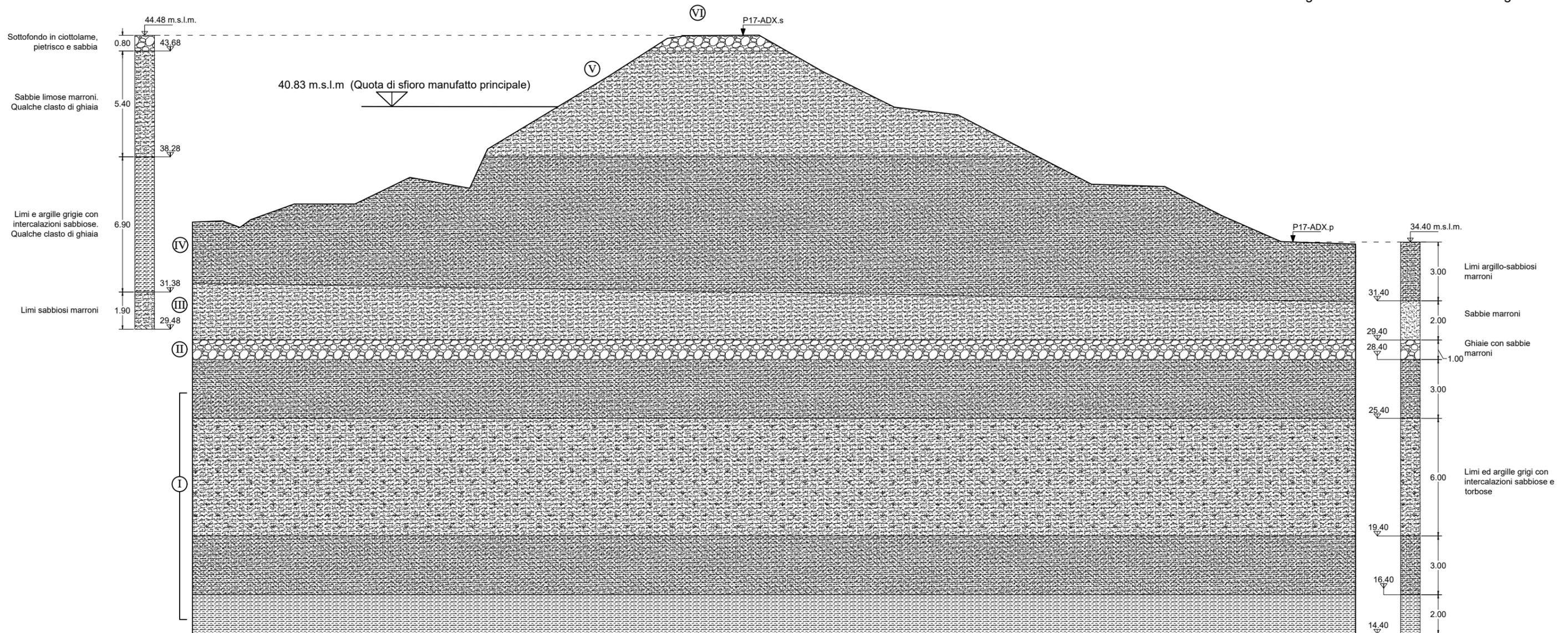
Argine sinistro: SEZIONE 16 - Stratigrafia



Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Quota terreno [m.s.l.m]	37.16	37.18	38.09	38.77	39.12	40.51	42.66	44.40	44.45	44.50	41.07	40.89	39.12	37.40	37.57
Progressiva [m]	0.00	2.58	4.57	5.99	8.93	11.26	14.79	17.98	21.89	25.63	29.29	32.57	35.88	40.01	42.81

LEGENDA	
I	Ghiaie con sabbie marroni
II	Argille localmente limose grigie
III	Ghiaie con sabbie grigie
IV	Limi argillosi grigi / Argille limo sabbiose grigie
V	Ghiaie con sabbie grigie
VI	Sabbie limose e debolmente limose marroni e poi marroni-giallastre / Limi con sabbie marroni e poi grigio-marroni
VII	Argille limose grigie, con qualche frammento di laterizio
VIII	Sabbie debolmente limose marroni, con qualche laterizio
IX	Sabbie debolmente limose marroni, con qualche laterizio
X	Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia

 <p><b>Politecnico di Torino</b> 1859</p>	Tavola 4 - Sezione 16	Scala 1:200	Codici sensori piezometrici		Codici Sondaggi		Coordinate UTM-WGS84	
	Quote in m s.l.m.m	Data: 11/12/2020	P16-ASX_S6m	P16-ASX.s	data: 17/01/2017	P16-ASX.s	Nord	Est
	Distanze in m	.....	P16-ASX_S15m	P16-ASX.p	data: 18/01/2017	P16-ASX.p	4939949,766	657676,452
			P16-ASX_P9m				4939965,389	657682,728
			P16-ASX_P19m					



Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Quota terreno [m.s.l.m.]	34.97	35.03	34.70	35.09	35.92	35.89	37.24	38.69	38.68	42.41	44.31	44.45	44.47	42.61	40.68	40.42	38.73	36.09	36.78	35.29	33.98	33.85
Progressiva [m]	0.00	1.53	2.42	2.96	5.19	8.27	11.06	14.01	15.01	21.20	24.16	25.15	28.82	32.08	35.71	38.96	42.41	45.78	49.69	52.61	55.60	59.39

LEGENDA

I	Limi ed argille grigi con intercalazioni sabbiose e torbose
II	Ghiaie con sabbie marroni
III	Limi sabbiosi marroni / Sabbie marroni
IV	Limi e argille grigie con intercalazioni sabbiose - Qualche clasto di ghiaia / Limi argillo sabbiosi marroni

V	Sabbie limose marroni - Qualche clasto di ghiaia
VI	Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia



**Politecnico di Torino**

Tavola 5 - Sezione 17	Scala 1:200
Quote in m s.l.m.m	Data: 11/12/2020
Distanze in m	.....

Codici sensori piezometrici

P17-ADX\_S8m  
P17-ADX\_S13m  
P17-ADX\_P5m  
P17-ADX\_P18m

Codici Sondaggi

P17-ADX.s data: 02/12/2016  
P17-ADX.p data: 30/11/2016

Coordinate UTM-WGS84

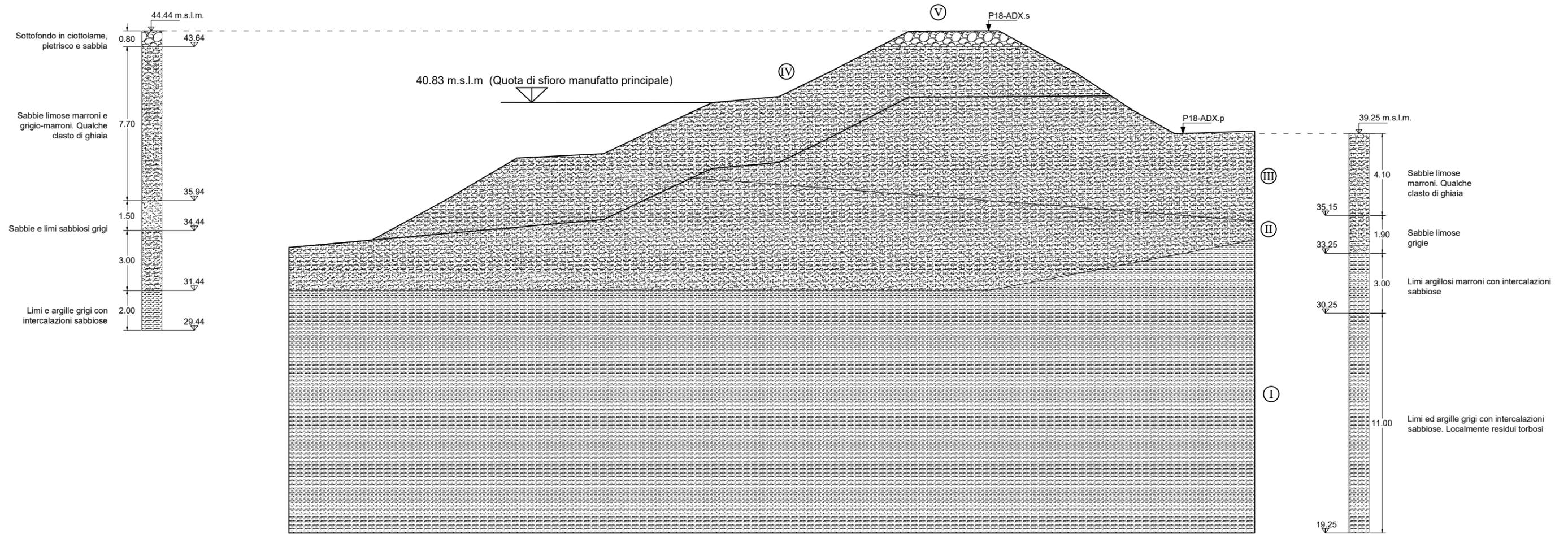
P17-ADX.s  
P17-ADX.p

Nord

4941354,457  
4941379,870

Est

659655,414  
659645,373



Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Quota terreno [m.s.l.m]	33.55	33.91	35.90	38.03	38.24	39.98	40.08	40.43	41.10	42.38	44.40	42.24	40.43	39.24	39.38
Progressiva [m]	0.00	4.16	7.81	11.43	15.76	18.16	21.20	24.56	27.18	31.06	35.56	39.52	42.27	44.40	48.39

LEGENDA

I	Limi ed argille grigi con intercalazioni sabbiose - Localmente residui torbosi
II	Sabbie e limi sabbiosi grigi / Sabbie limose grigie
III	Sabbie limose marroni - Qualche clasto di ghiaia
IV	Sabbie limose marroni e grigio marroni - Qualche clasto di ghiaia
V	Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia



**Politecnico di Torino**

Tavola 6 - Sezione 18

Scala 1:200

Quote in m s.l.m.m

Data: 11/12/2020

Distanze in m

.....

Codici sensori piezometrici

P18-ADX\_S9m  
P18-ADX\_S12m  
P18-ADX\_P9m  
P18-ADX\_P17m

Codici Sondaggi

P18-ADX.s data: 12/12/2016  
P18-ADX.p data: 08/12/2016

Coordinate UTM-WGS84

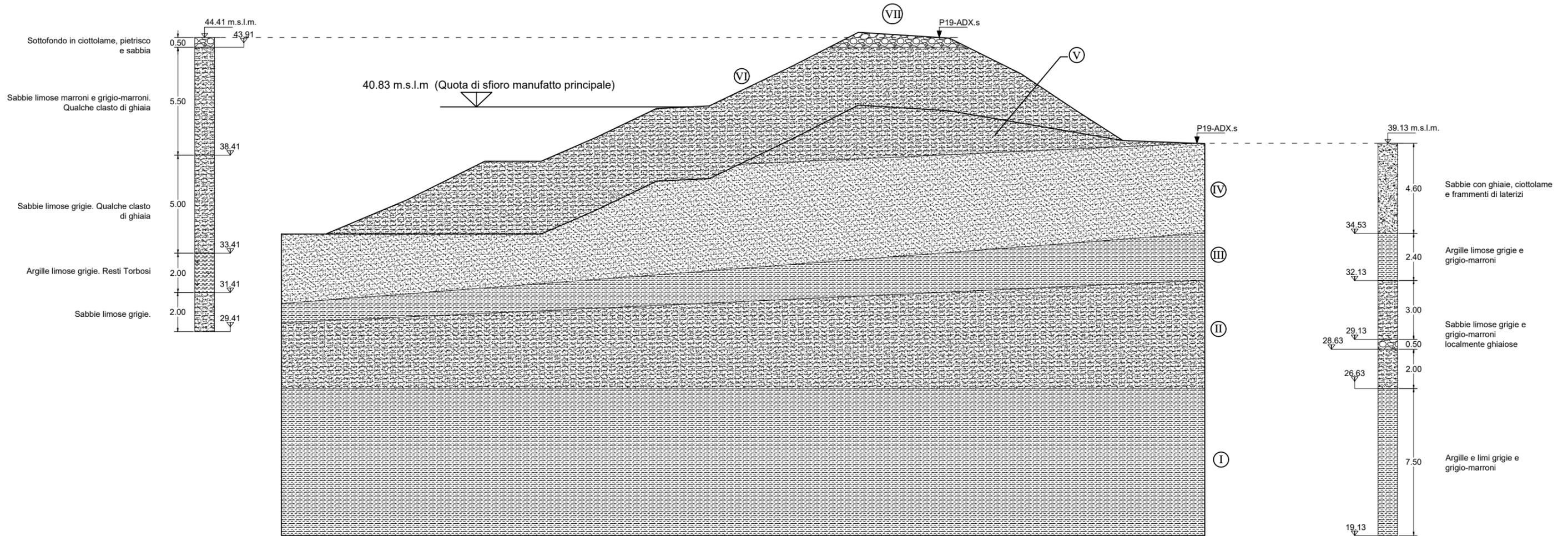
P18-ADX.s  
P18-ADX.p

Nord

4940903,617  
4940900,573

Est

660003,471  
660012,876



Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Quota terreno [m.s.l.m]	34.22	34.53	36.10	37.87	38.06	39.28	40.75	40.88	42.93	44.36	44.34	42.51	40.70	39.32	38.96
Progressiva [m]	0.00	2.26	6.42	10.37	13.24	16.06	19.13	21.82	26.09	29.42	34.05	37.73	40.44	42.91	47.09

LEGENDA

I	Argille e limi grigie e grigio-marroni
II	Sabbie limose grigie e grigio-marroni localmente ghiaiose
III	Argille limose grigie
IV	Sabbie limose grigie / Sabbie con ghiaie, ciottolame e frammenti di laterizi

V	Sabbie limose marroni e grigio marroni - Qualche clasto di ghiaia
VI	Sabbie limose marroni e grigio marroni - Qualche clasto di ghiaia
VII	Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia



Tavola 7 - Sezione 19      Scala 1:200  
 Quote in m s.l.m.m      Data: 11/12/2020  
 Distanze in m      .....

Codici sensori piezometrici

P19-ADX\_S7m  
 P19-ADX\_S15m  
 P19-ADX\_P6m  
 P19-ADX\_P12m

Codici Sondaggi

P19-ADX.s      data: 14/12/2016  
 P19-ADX.p      data: 15/12/2016

Coordinate UTM-WGS84

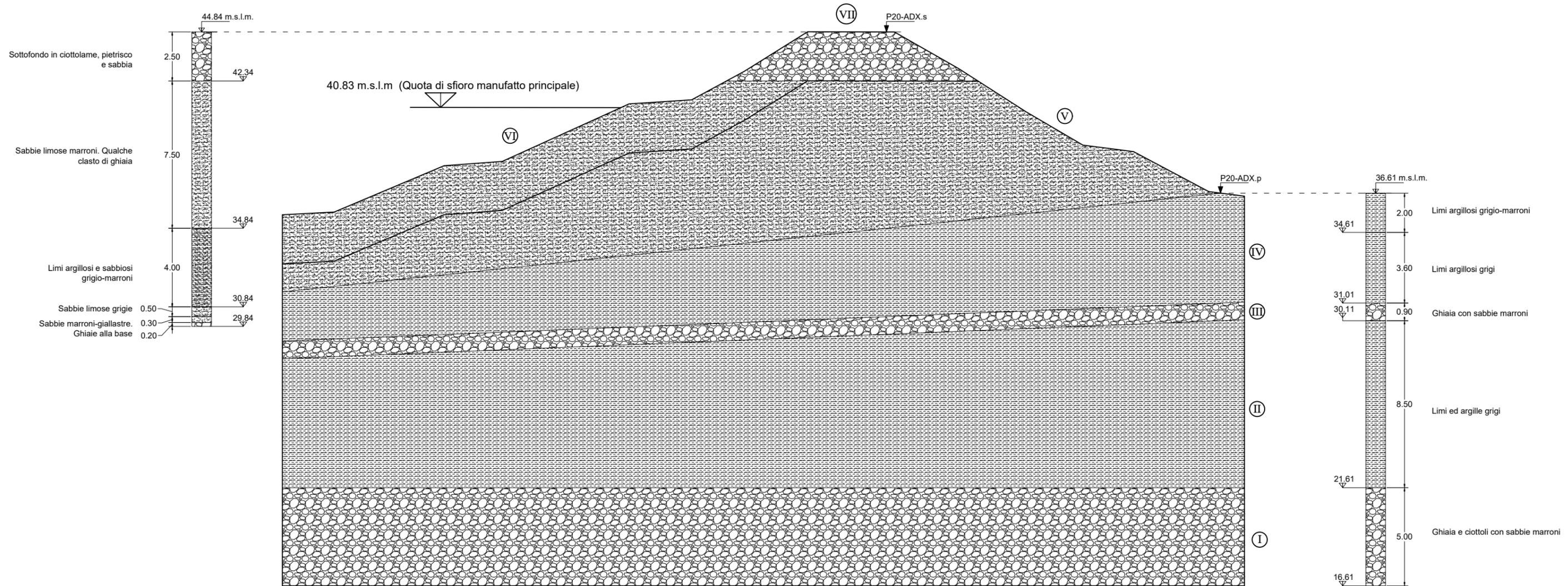
P19-ADX.s  
 P19-ADX.p

Nord

4940051,666  
 4940043,644

Est

659691,554  
 659698,123



Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Quota terreno [m.s.l.m]	35.37	35.51	37.87	38.09	41.02	41.23	42.68	44.70	44.69	42.83	40.62	38.92	38.59	36.55	36.32
Progressiva [m]	0.00	2.65	8.25	11.22	17.69	20.88	23.56	26.80	31.22	34.49	37.94	40.84	43.42	47.26	49.08

LEGENDA

I	Ghiaie e ciottoli con sabbie marroni
II	Limi ed argille grigi
III	Ghiaie con sabbie marroni
IV	Limi argillosi e sabbiosi grigio marroni / Limi argillosi

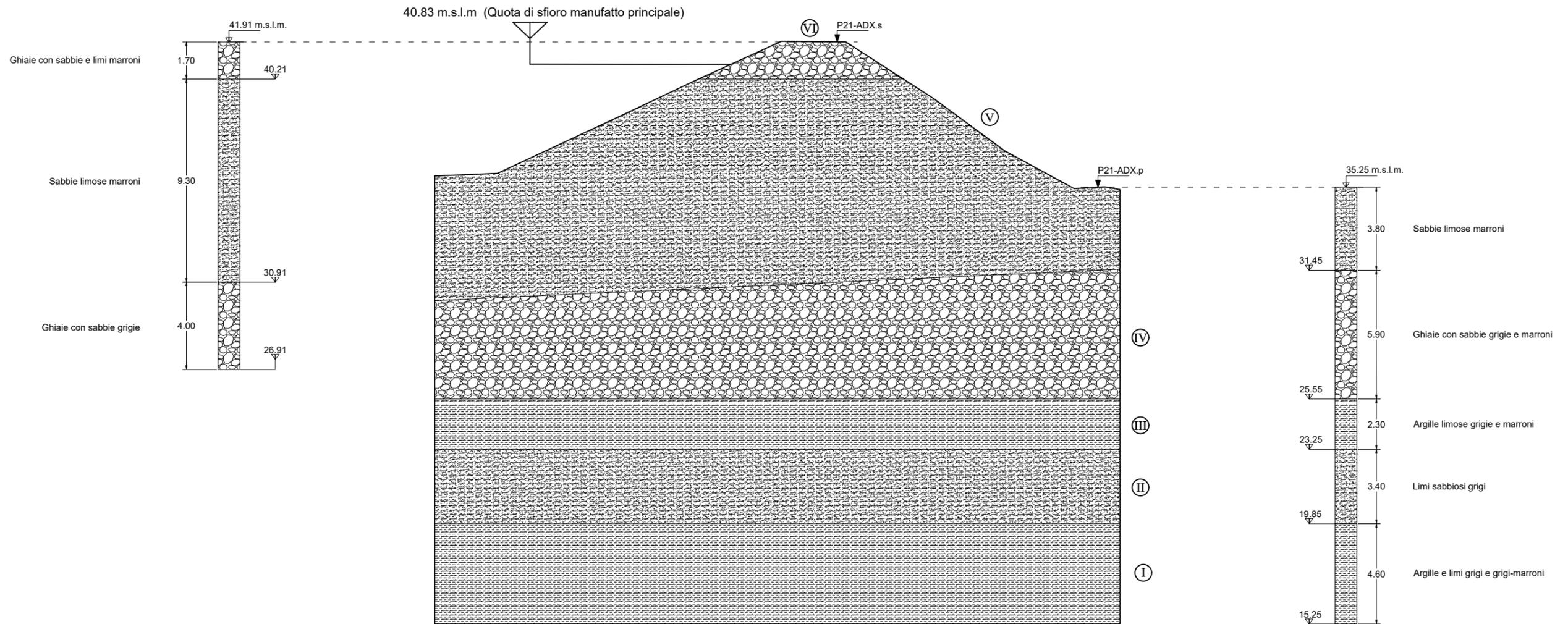
V	Sabbie limose marroni - Qualche clasto di ghiaia
VI	Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia



**Politecnico di Torino**

Tavola 8 - Sezione 20	Scala 1:200
Quote in m s.l.m.m	Data: 11/12/2020
Distanze in m	.....

Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi	Coordinate UTM-WGS84	Nord	Est
P20-ADX_S8m	P20-ADX.s data: 28/12/2016	P20-ADX.s	4939529,575	658819,387
P20-ADX_S15m	P20-ADX.p data: 29/12/2016	P20-ADX.p	4939522,514	658834,604
P20-ADX_P6m				
P20-ADX_P15m				



Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Quota terreno [m.s.l.m]	35.73	35.85	38.46	40.13	41.89	41.86	39.24	36.87	35.15	35.23	35.11
Progressiva [m]	0.00	2.88	8.47	12.01	15.87	18.83	22.89	26.11	29.28	30.67	31.38

LEGENDA

I	Argille e limi grigi e grigio-marroni
II	Limi sabbiosi grigi
III	Argille limose grigie e marroni
IV	Ghiaie con sabbie grigie

V	Sabbie limose marroni
VI	Ghiaie con sabbie e limi marroni



**Politecnico di Torino**

Tavola 9 - Sezione 21

Scala 1:200

Quote in m s.l.m.m

Data: 11/12/2020

Distanze in m

.....

Codici sensori piezometrici

P21-ADX\_S6m  
P21-ADX\_S14m  
P21-ADX\_P8m  
P21-ADX\_P18m

Codici Sondaggi

P21-ADX.s data: 19/12/2016  
P21-ADX.p data: 22/12/2016

Coordinate UTM-WGS84

P21-ADX.s  
P21-ADX.p

Nord

4940360,790  
4940355,041

Est

659243,106  
659253,642

*Allegato 4*  
Planimetrie GIS

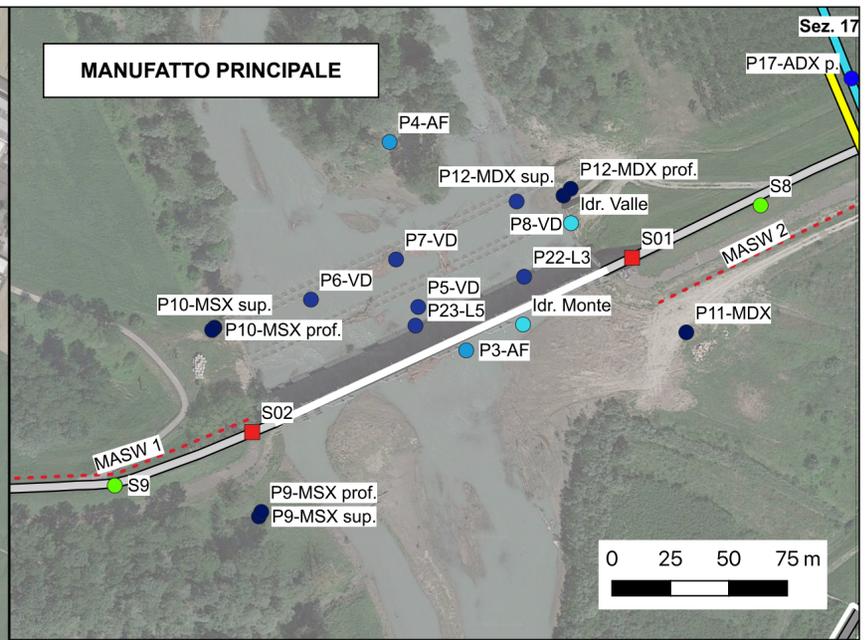
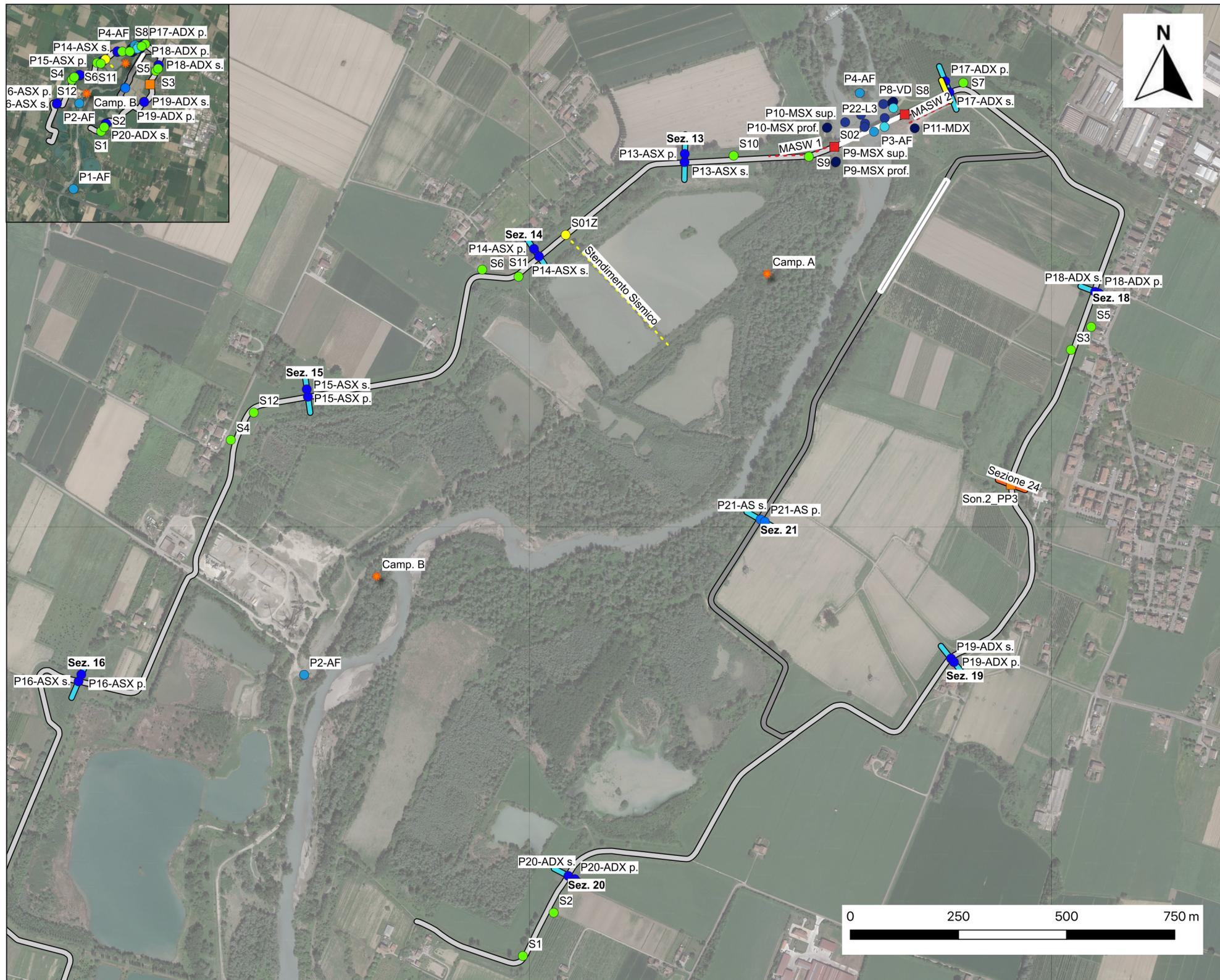


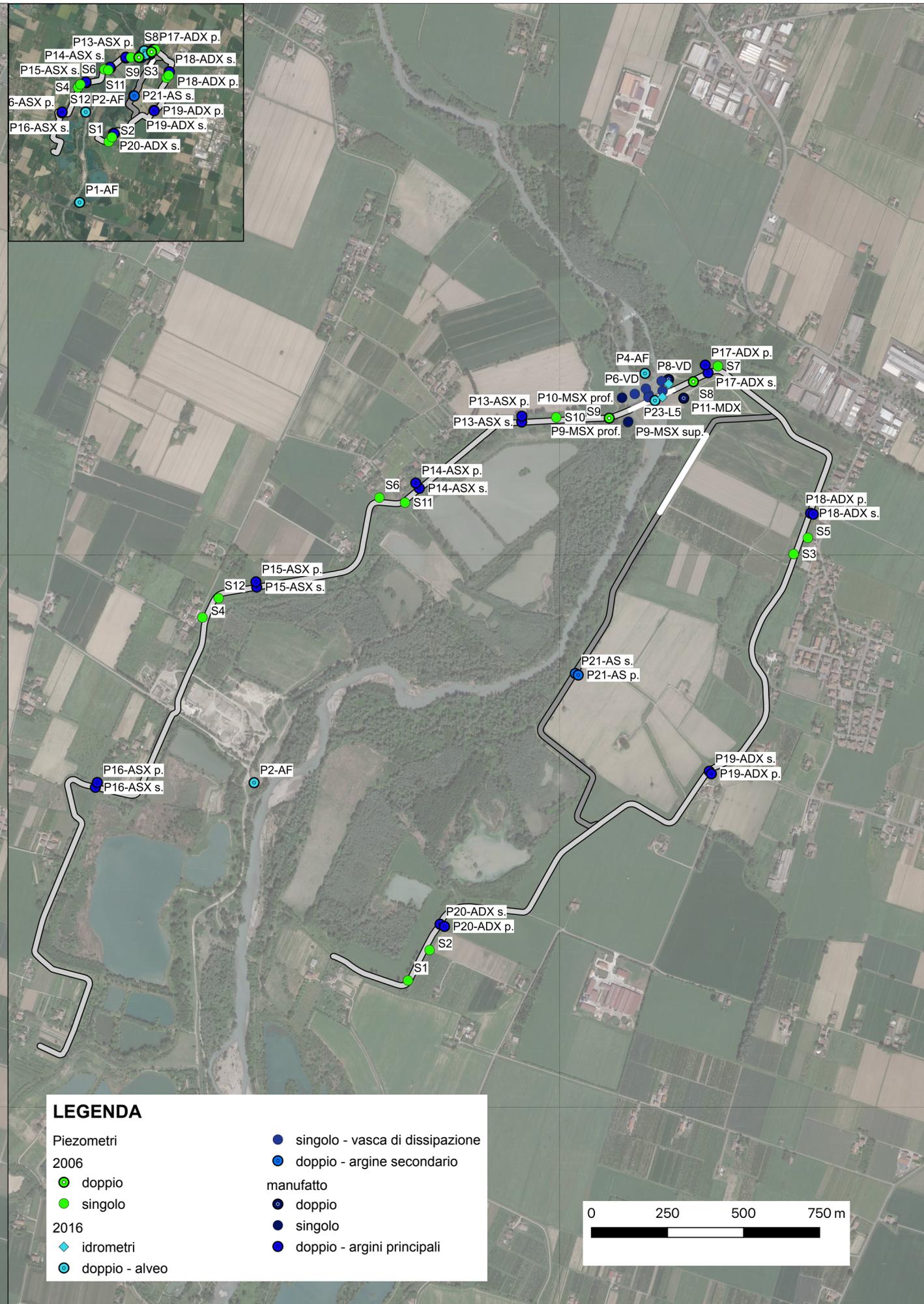
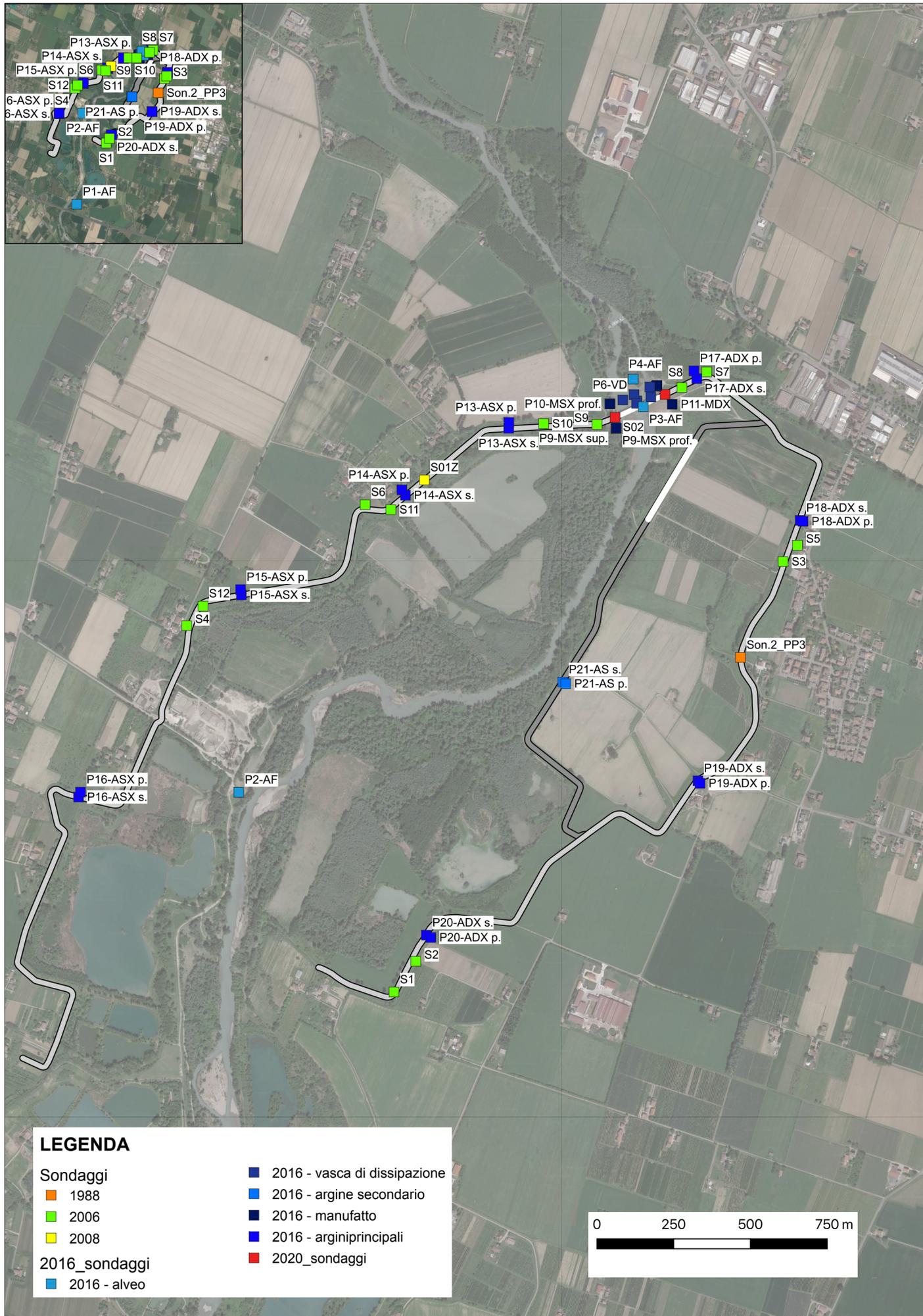
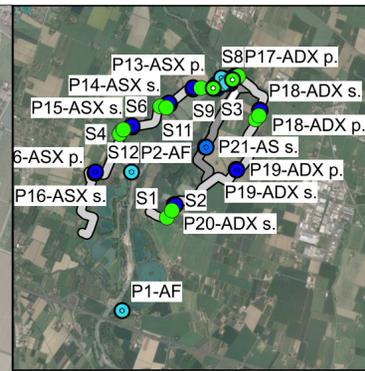
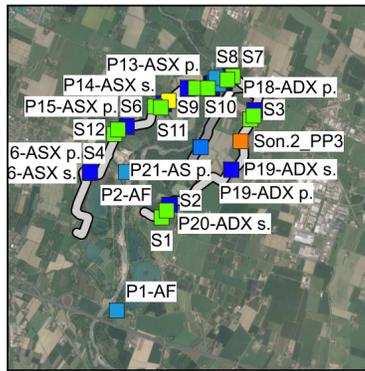
TABELLA ATTRIBUTI	
Son.2	Sondaggio con stratigrafia
Camp. A	Caratteristiche fisiche, granulometriche, limiti di atterberg
Camp. B	Caratteristiche fisiche, granulometriche, limiti di atterberg
Sezione 24	Prova penetrometrica PP3, 5 prove CPT, Verifiche di stabilità
S1	Sondaggio e piezometro (prof. 8.50 m)
S2	Sondaggio e piezometro (prof. 12.00 m)
S3	Sondaggio e piezometro (prof. 12.00 m)
S4	Sondaggio e piezometro (prof. 9.00 m)
S5	Sondaggio e piezometro (prof. 9.00 m)
S6	Sondaggio e piezometro (prof. 8.50 m)
S7	Sondaggio e piezometro (prof. 9.00 m)
S8	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 9.50 m 25.00 m)
S9	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 10.50 m 25.00 m)
S10	Sondaggio e piezometro (prof. 11.50 m)
S11	Sondaggio e piezometro (prof. 12.00 m)
S12	Sondaggio e piezometro (prof. 12.00 m)
S01Z	Sondaggio con stratigrafia
Stend. Sisimico	Sezione sismica tomografica e GRM
Sezione 4dx	Verifiche in condizioni statiche pre e post sismiche, verifiche pseudostatiche
Idrometri	Livello Valle, Livello Monte
P1-AF	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 5.97 m 21.27 m)
P2-AF	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.20 m 26.92 m)
P3-AF	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 5.10 m 26.10 m)
P4-AF	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 15.10 m 31.60 m)
P5-VD	Sondaggio e piezometro (prof. 4.50 m)
P6-VD	Sondaggio e piezometro (prof. 4.50 m)
P7-VD	Sondaggio e piezometro (prof. 4.50 m)
P8-VD	Sondaggio e piezometro (prof. 4.00 m)
P22-L3	Sondaggio e piezometro (prof. 4.65 m)
P23-L5	Sondaggio e piezometro (prof. 4.65 m)
P9-MSX sup.	Sondaggio e piezometro (prof. 7.59 m)
P9-MSX prof.	Sondaggio e piezometro (prof. 7.59 m), 1 campione
P10-MSX sup.	Sondaggio e piezometro (prof. 8.70 m)
P10-MSX prof.	Sondaggio e piezometro (prof. 41.23 m)
P11-MDX	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 8.57 m 31.92 m)
P12-MSX sup.	Sondaggio e piezometro (prof. 6.95 m)
P12-MSX prof.	Sondaggio e piezometro (prof. 37.80 m)
P21-AS sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 6.18 m 14.59 m), 1 campione
P21-AS piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 9.05 m 14.25 m)
P13-ASX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 9.10 m 15.45 m), 1 campione
P13-ASX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 10.33 m 16.81 m), 1 campione
P14-ASX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.86 m 15.16 m), 1 campione
P14-ASX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.11 m 12.24 m)
P15-ASX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.07 m 15.08 m), 1 campione
P15-ASX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 8.67 m 17.90 m)
P16-ASX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 6.16 m 14.81 m), 1 campione
P16-ASX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 8.85 m 19.55 m)
P17-ADX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.97 m 13.57 m), 1 campione
P17-ADX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 5.55 m 17.87 m)
P18-ADX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.37 m 12.17 m), 1 campione
P18-ADX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 9.19 m 17.92 m)
P19-ADX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.32 m 14.82 m), 1 campione
P19-ADX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 5.84 m 12.18 m)
P20-ADX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.77 m 14.97 m), 1 campione
P20-ADX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 6.37 m 19.22 m)
S01	Sondaggio, prove di consistenza speditive (Pocket Penetrometer, Trovane), prove SPT, 4 prove di permeabilità Lefranc a carico variabile (prof. 4.50 m, 16.00 m, 23.20 m, 31.40 m) 5 campioni rimaneggiati e 7 campioni indisturbati
S02	Sondaggio, prove di consistenza speditive (Pocket Penetrometer, Trovane), prove SPT, 3 prove di permeabilità Lefranc a carico variabile (prof. 4.50 m, 16.00 m, 23.20 m, 31.40 m) 5 campioni rimaneggiati e 6 campioni indisturbati
MASW	2 prove MASW

**SIMBOLOGIA**

- Sondaggi
- Piezometri
- doppio
- singolo
- ✱ Campioni
- Sezioni
- - - Stendimenti sismici

**LEGENDA**

- 1988
  - Sondaggio Son2
  - ✱ Campioni A e B
- 2006
  - Sezione 24
- 2008
  - Sondaggi e piezometri
  - Sondaggio S01Z
  - Sezione 4dx
  - Stendimento sismico
- 2016
  - Idrometri
  - Sondaggi e piezometri - alveo
  - Sondaggi e piezometri - vasca di dissipazione
  - Sondaggi e piezometri - manufatto
  - Sondaggi e piezometri - argine secondario
  - Sondaggi e piezometri - argini principali
  - Sezioni
- 2020
  - Sondaggi S1 e S2
  - Prove MASW



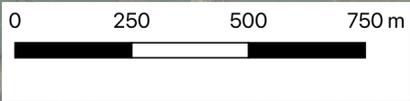
**LEGENDA**

**Sondaggi**

- 1988
- 2006
- 2008

**2016\_sondaggi**

- 2016 - vasca di dissipazione
- 2016 - argine secondario
- 2016 - manufatto
- 2016 - arginiprincipali
- 2020\_sondaggi
- 2016 - alveo



**LEGENDA**

**Piezometri**

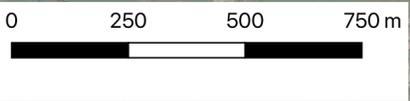
- 2006
- 2016

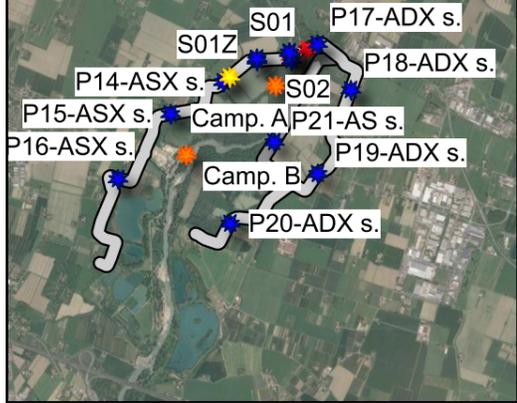
**manufatto**

- doppio
- singolo
- doppio - argini principali

**2016**

- ◆ idrometri
- doppio - alveo

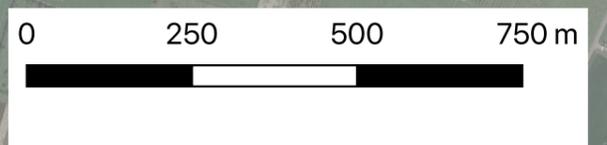




**LEGENDA**

Campioni

- ★ 1988
- ★ 2008
- ★ 2016
- ★ 2020

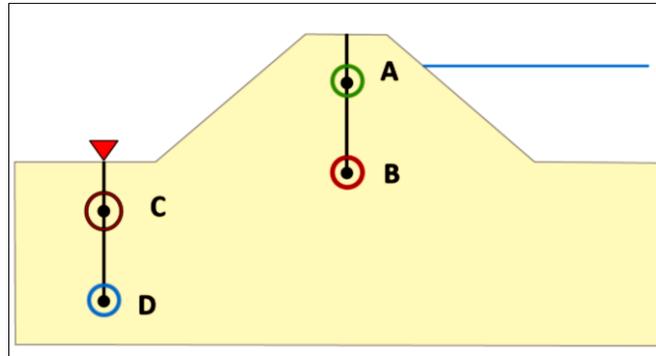


*Allegato 5*

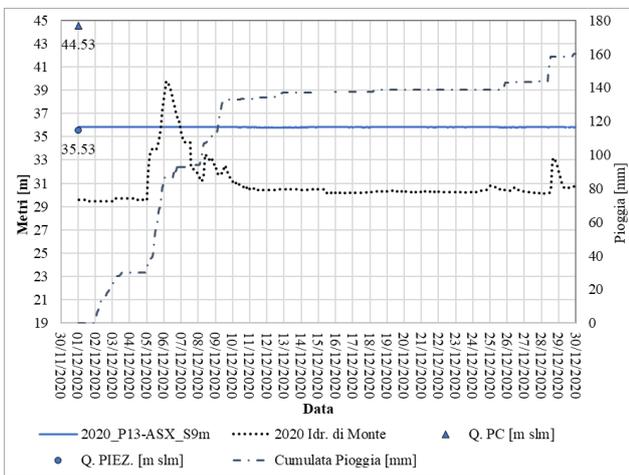
*Confronto tra misure piezometriche livello di invaso e piogge nel dicembre 2020*

# Argine sinistro - Sezione 13

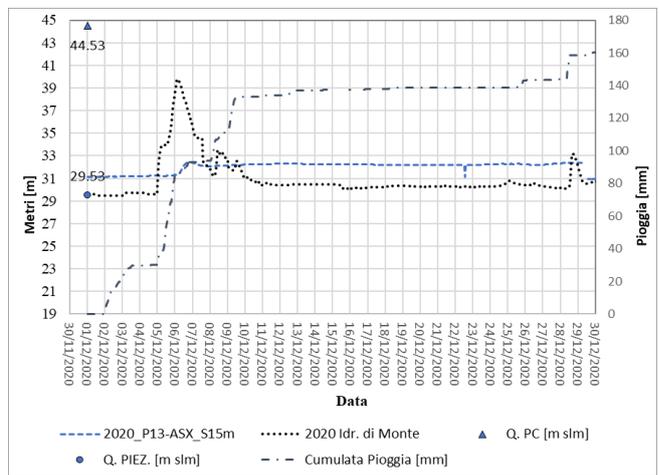
Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



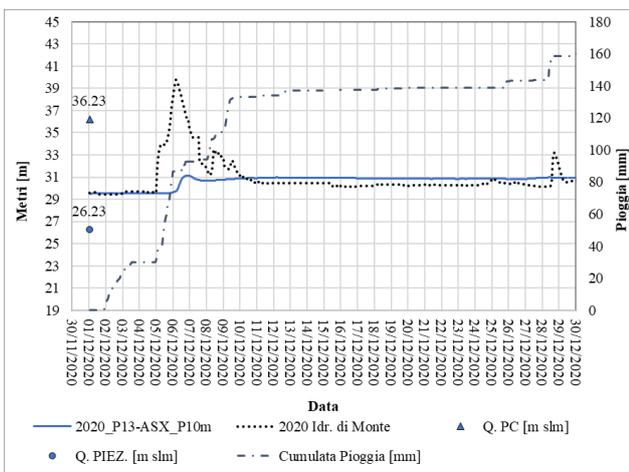
Piezometro A



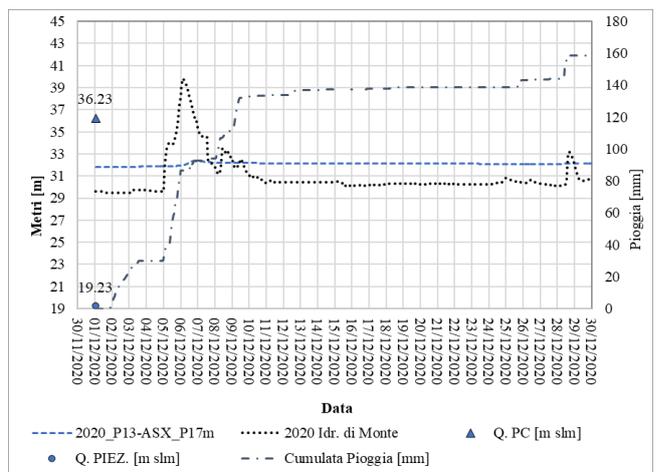
Piezometro B



Piezometro C

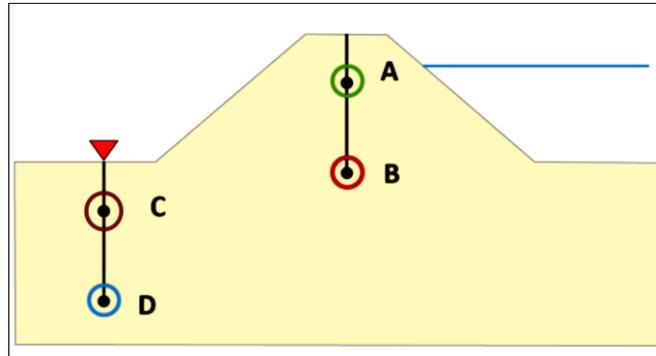


Piezometro D



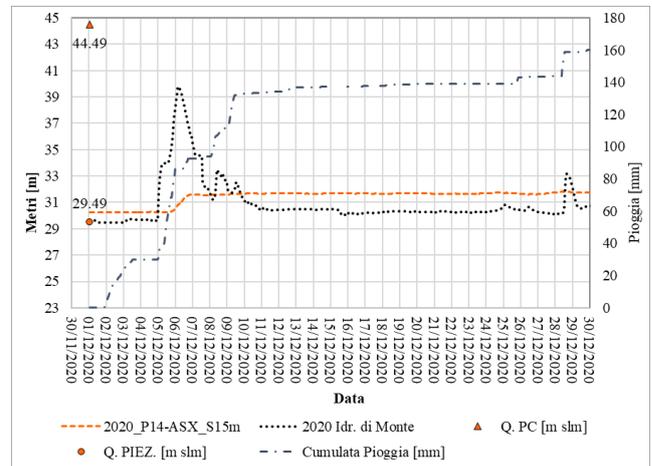
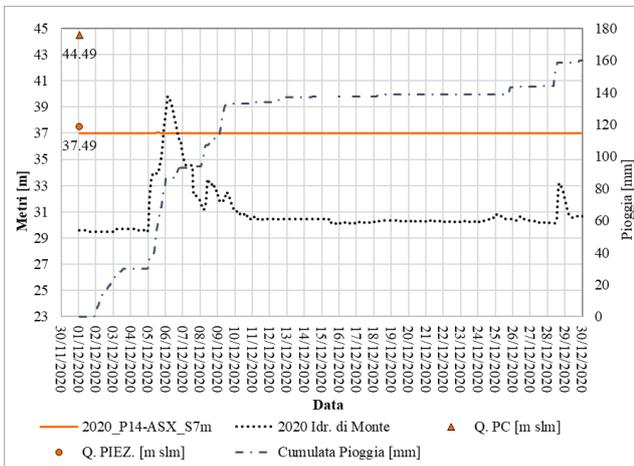
# Argine sinistro - Sezione 14

Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



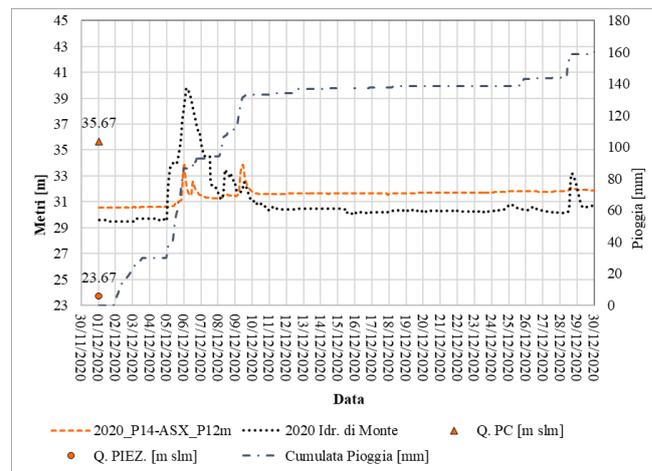
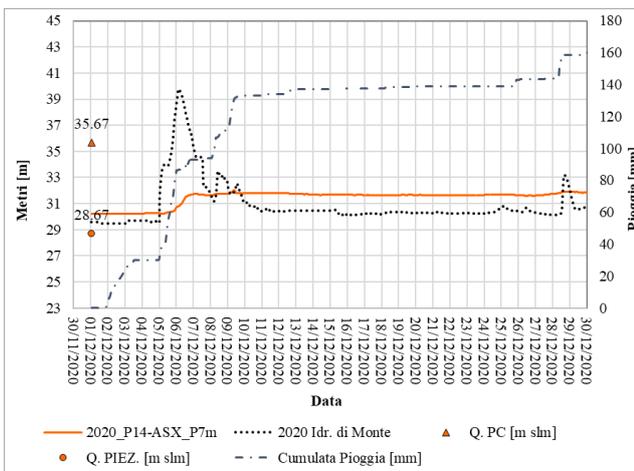
Piezometro A

Piezometro B



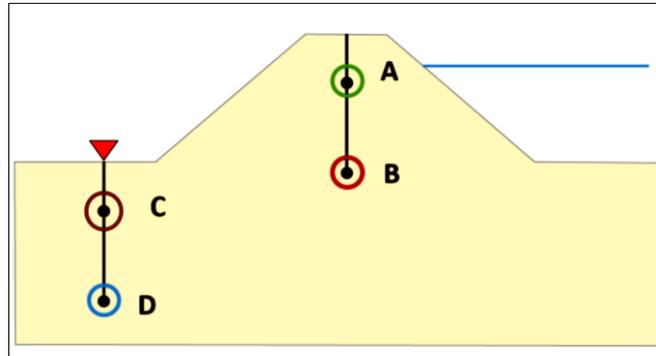
Piezometro C

Piezometro D



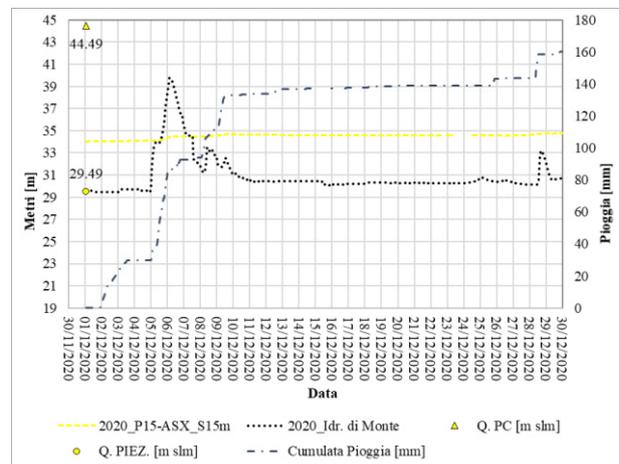
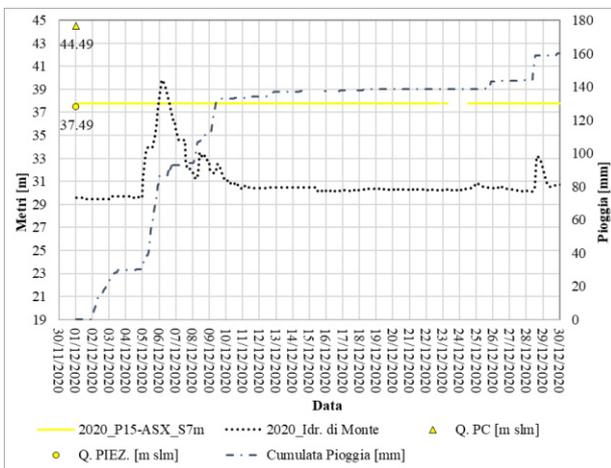
# Argine sinistro - Sezione 15

Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



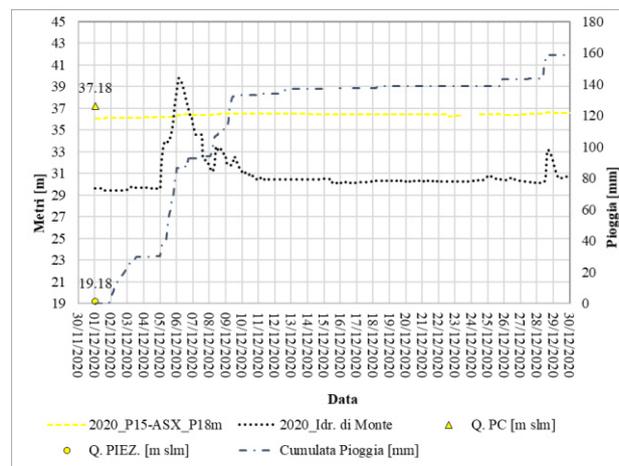
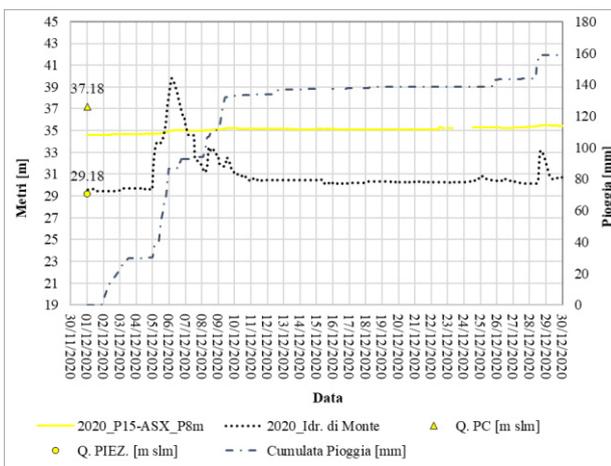
Piezometro A

Piezometro B



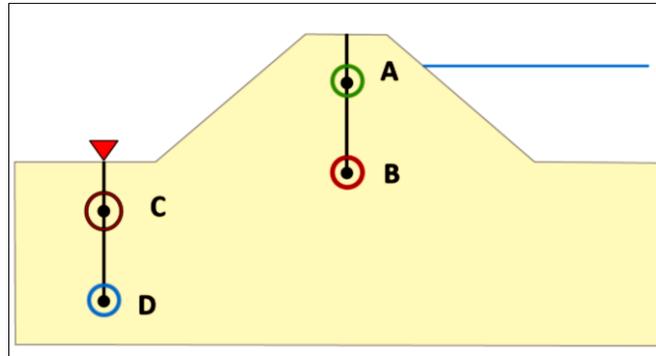
Piezometro C

Piezometro D



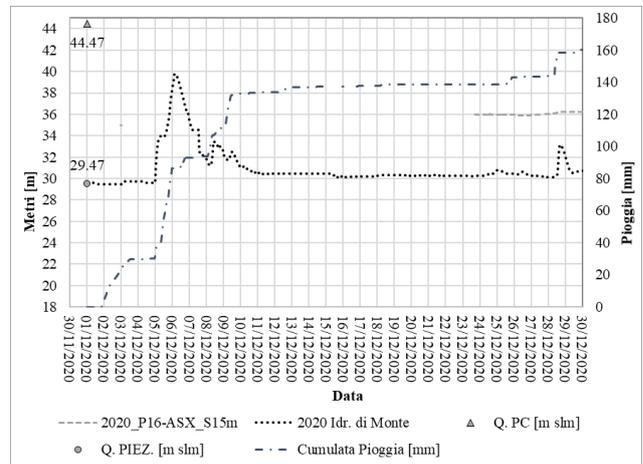
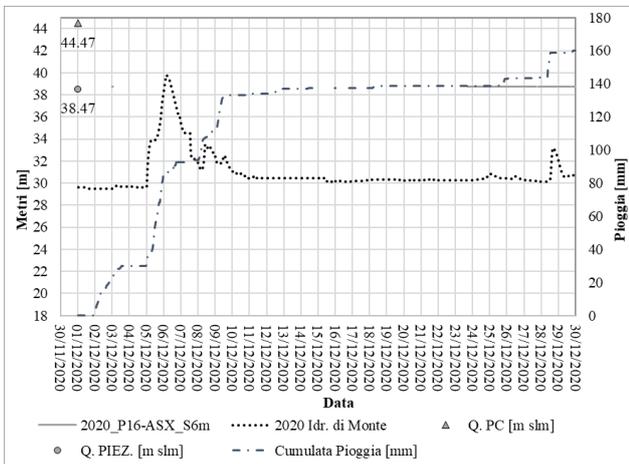
# Argine sinistro - Sezione 16

Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



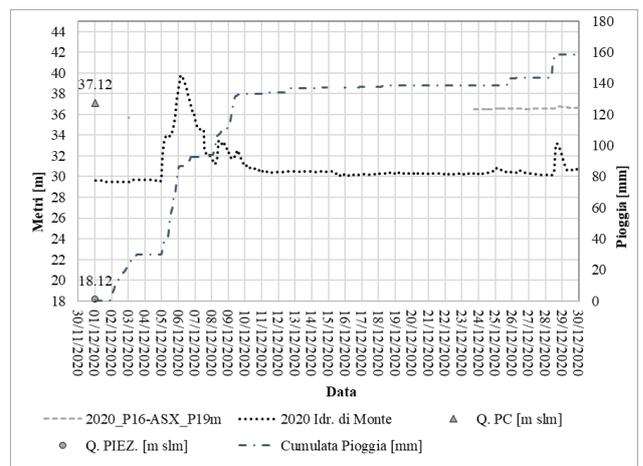
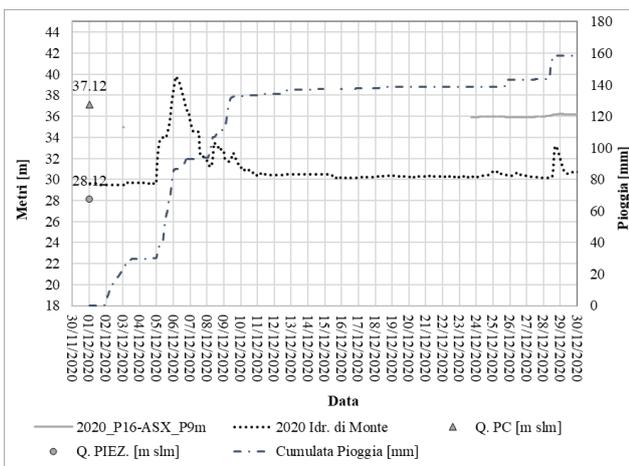
Piezometro A

Piezometro B



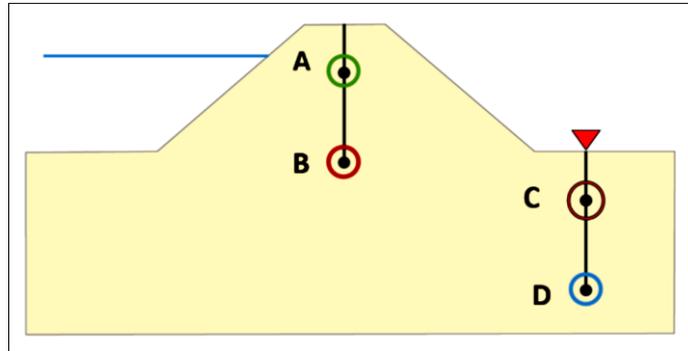
Piezometro C

Piezometro D

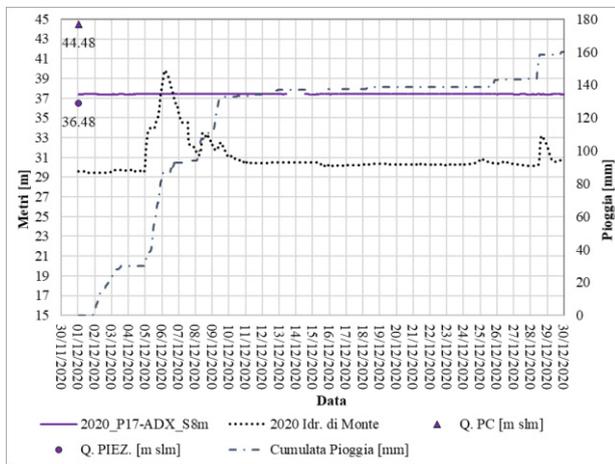


# Argine destro - Sezione 17

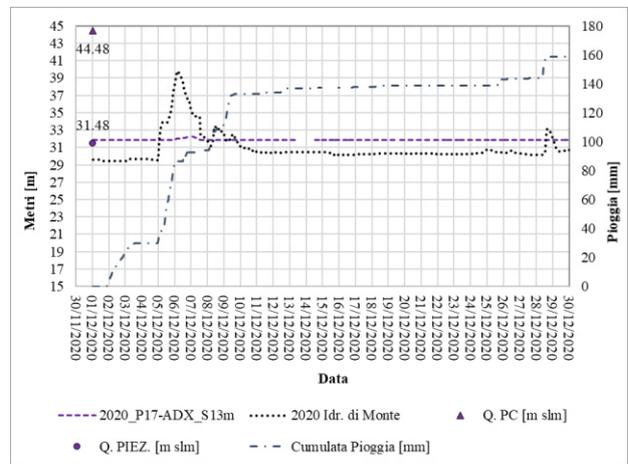
Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



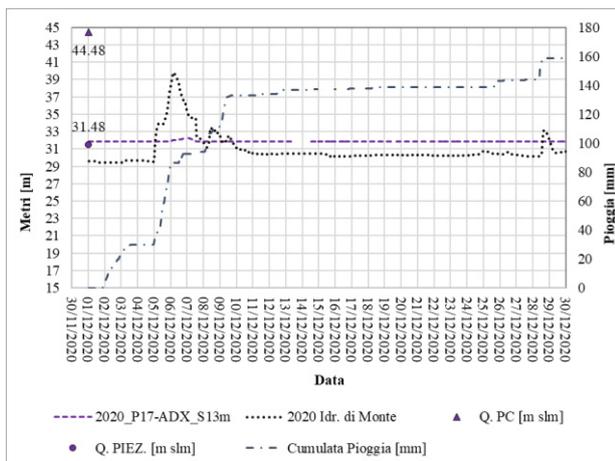
Piezometro A



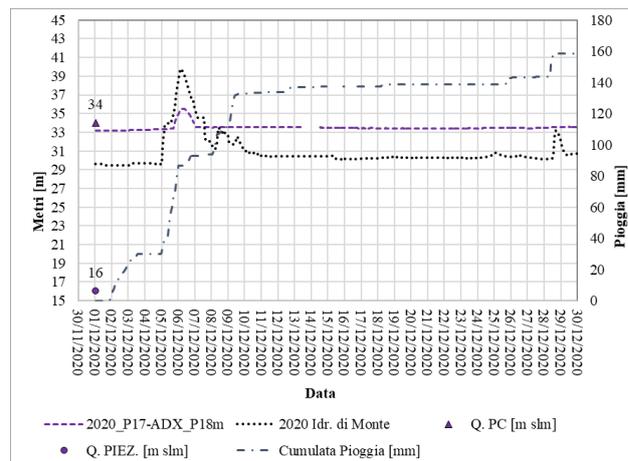
Piezometro B



Piezometro C

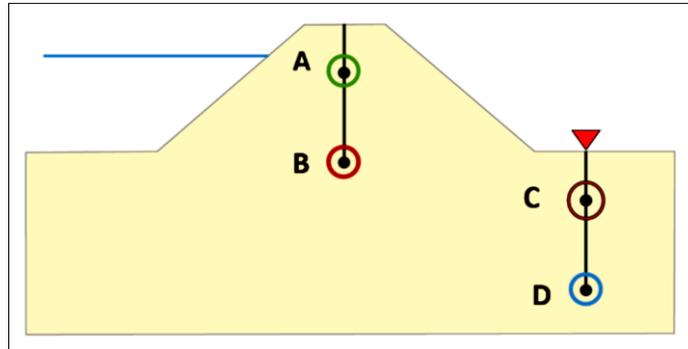


Piezometro D

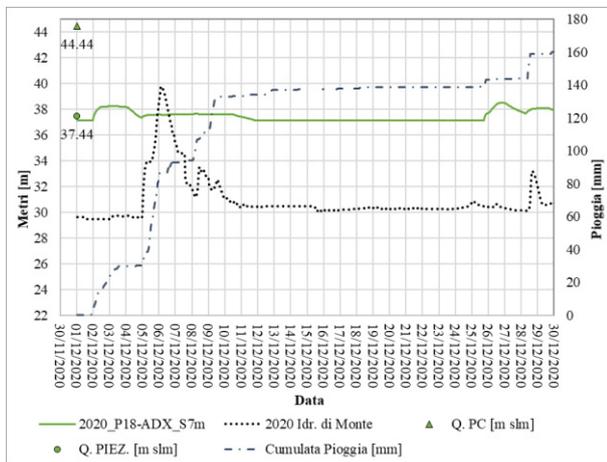


# Argine destro - Sezione 18

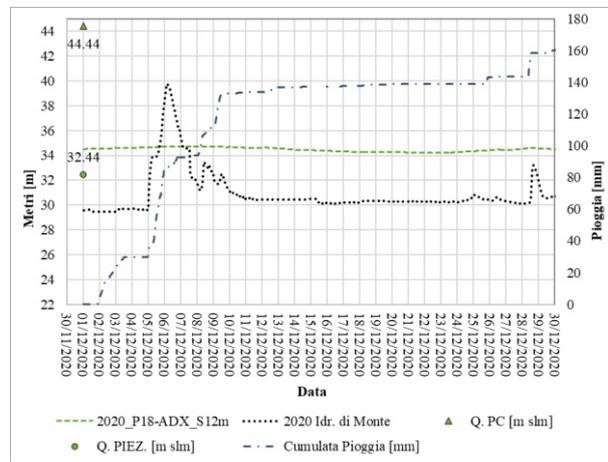
Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



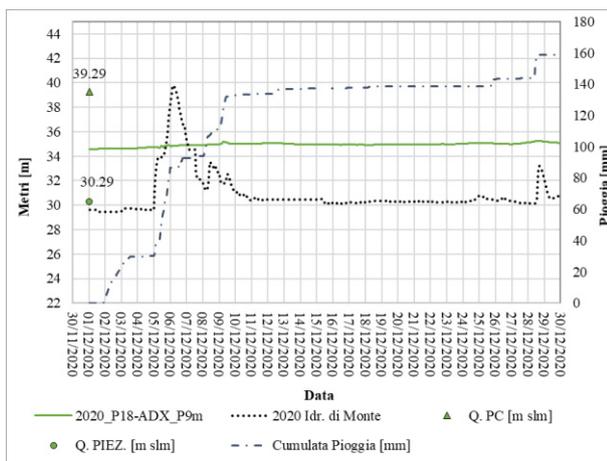
Piezometro A



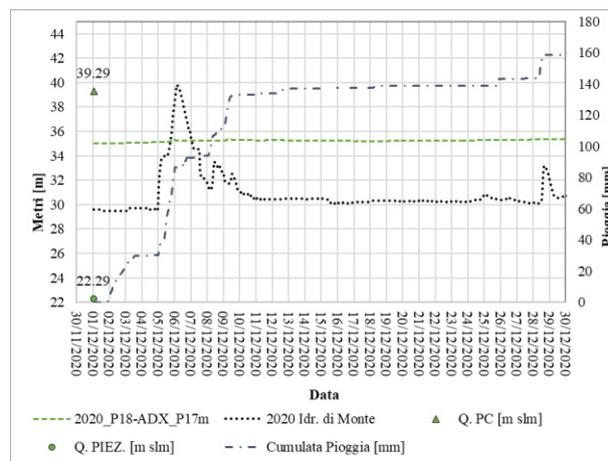
Piezometro B



Piezometro C

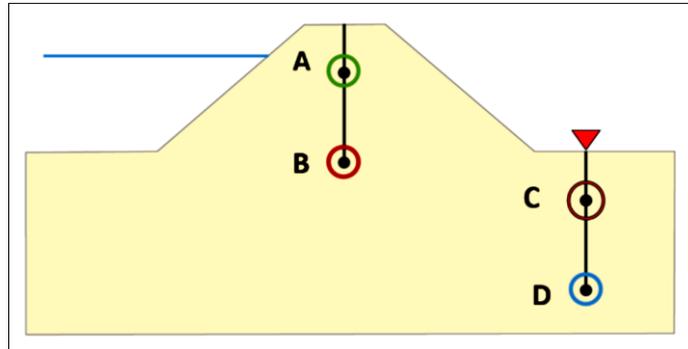


Piezometro D

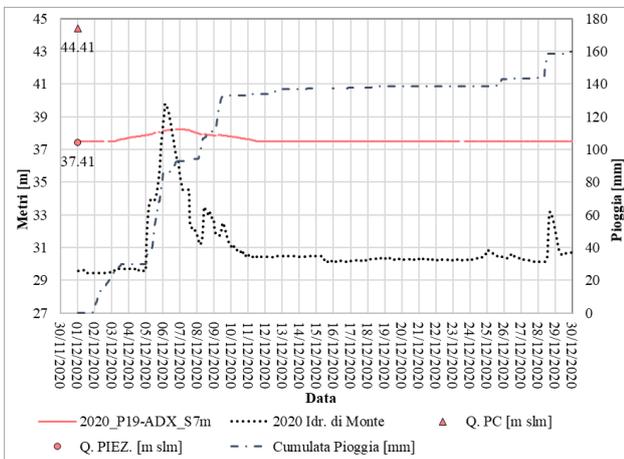


# Argine destro - Sezione 19

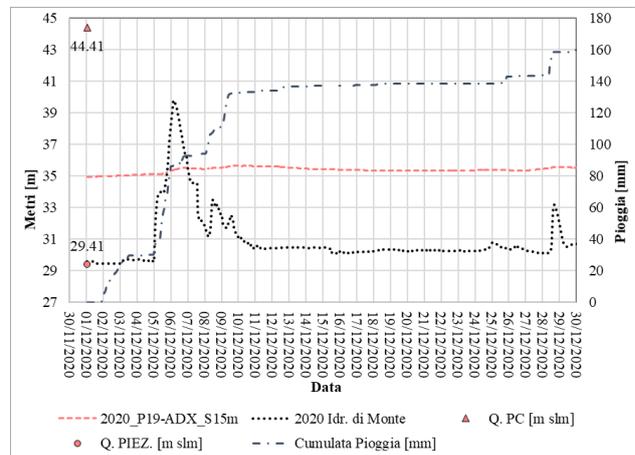
Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



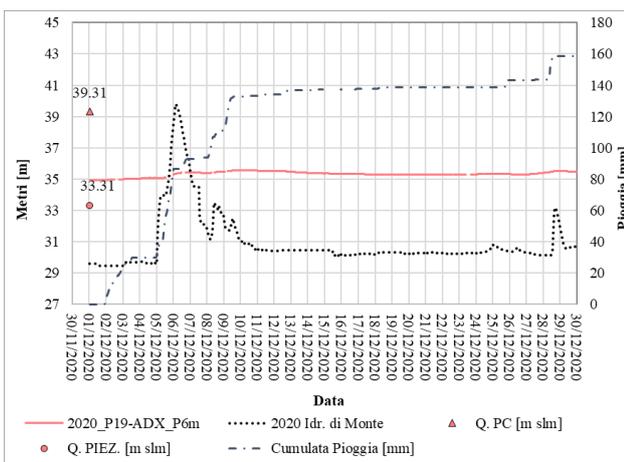
Piezometro A



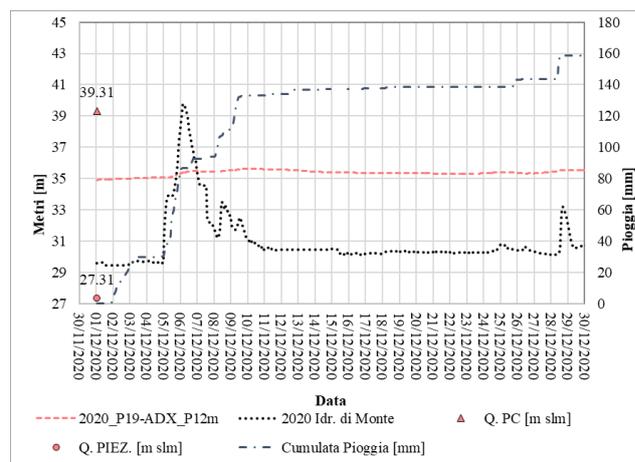
Piezometro B



Piezometro C

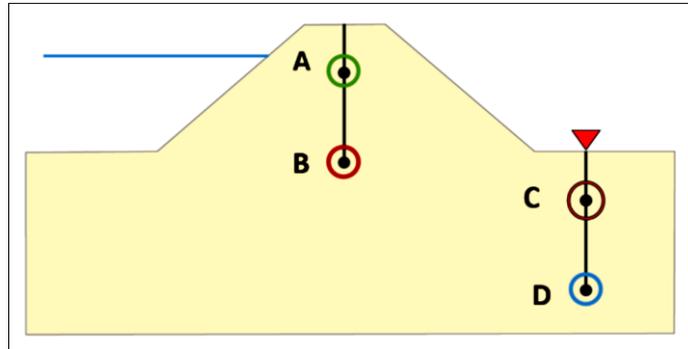


Piezometro D



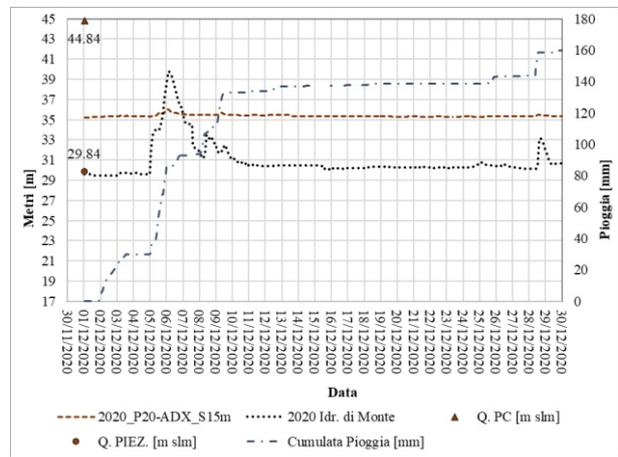
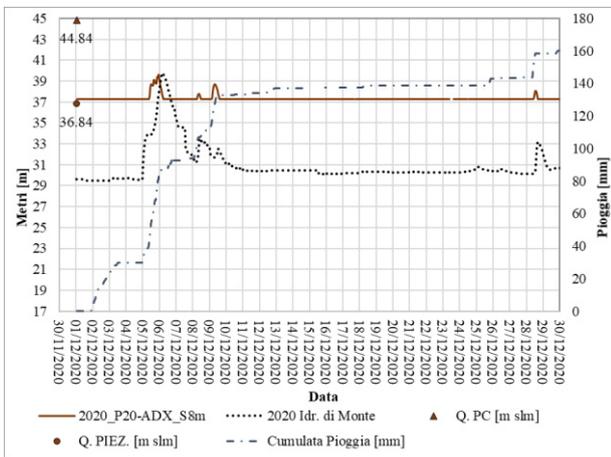
# Argine destro - Sezione 20

Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



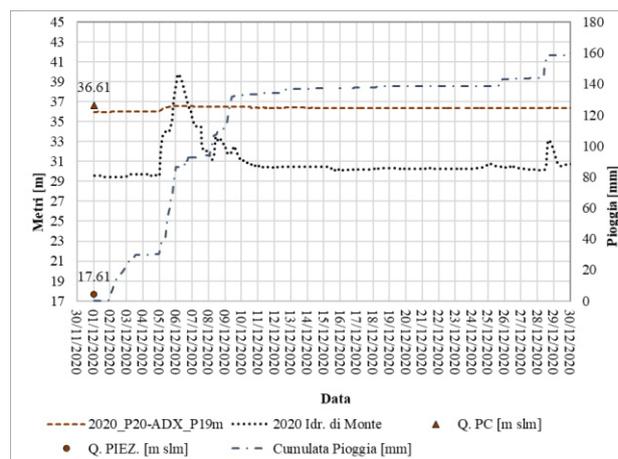
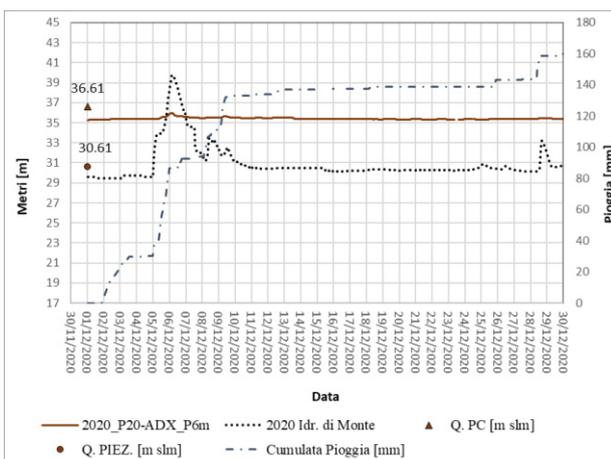
Piezometro A

Piezometro B



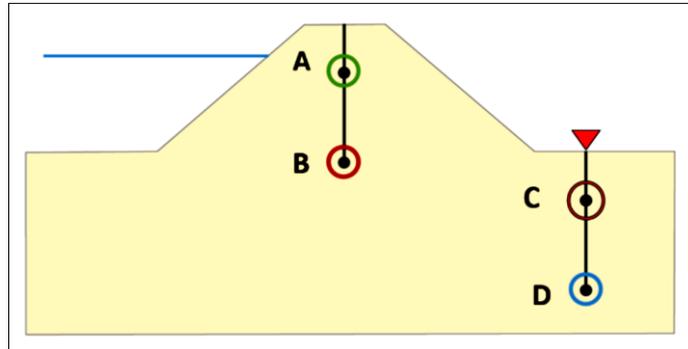
Piezometro C

Piezometro D

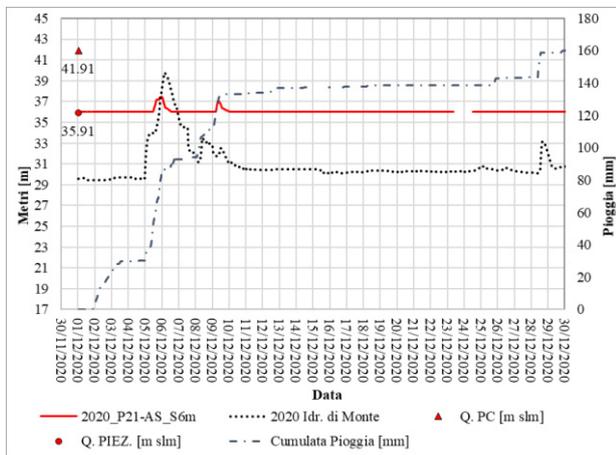


## Argine secondario - Sezione 21

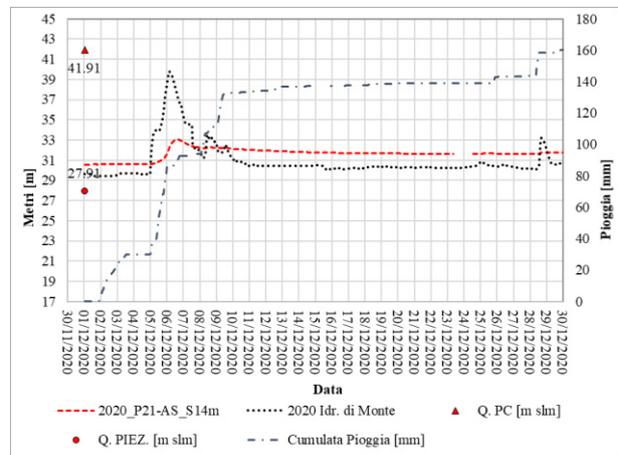
Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



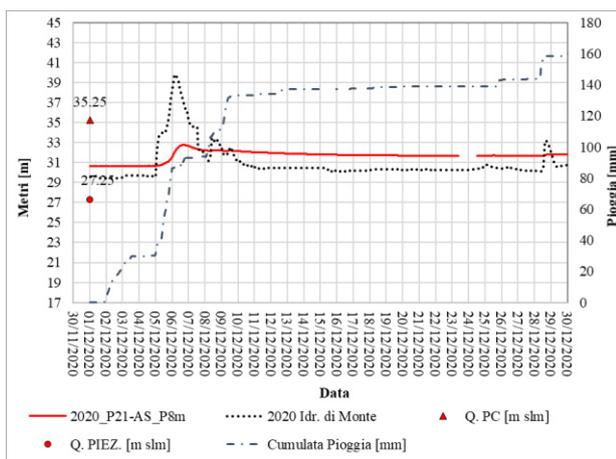
Piezometro A



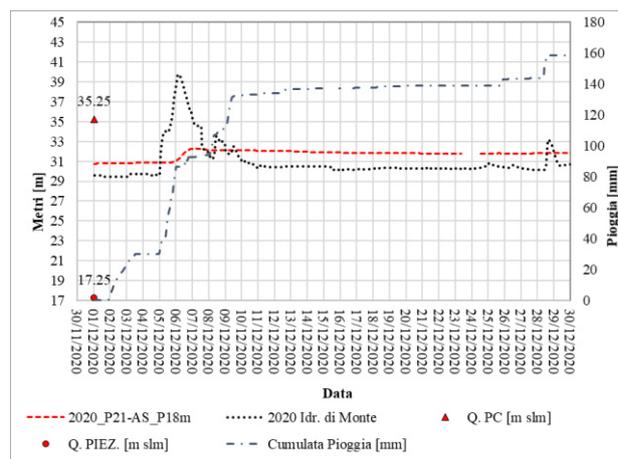
Piezometro B



Piezometro C



Piezometro D

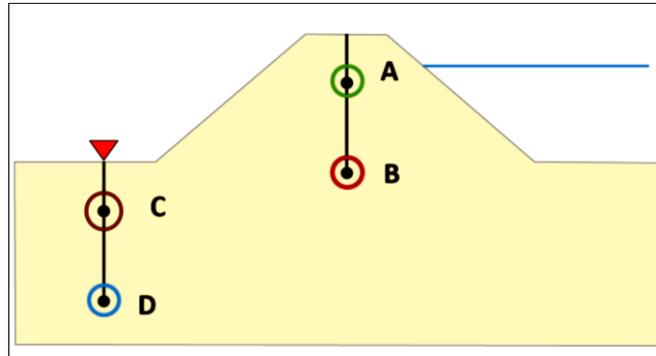


*Allegato 6*

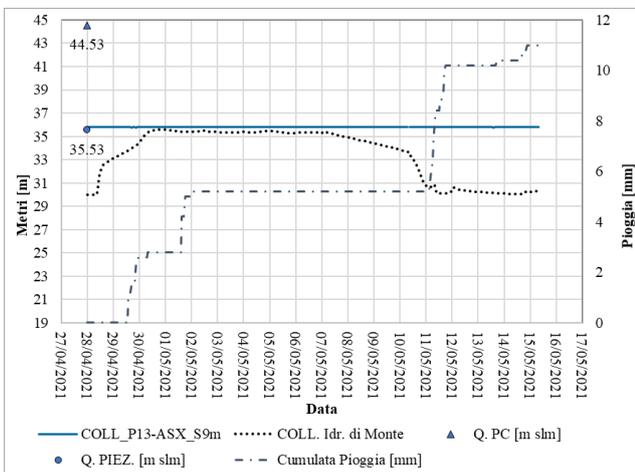
*Confronto tra misure piezometriche livello di invaso e piogge durante il collaudo*

## Argine sinistro - Sezione 13

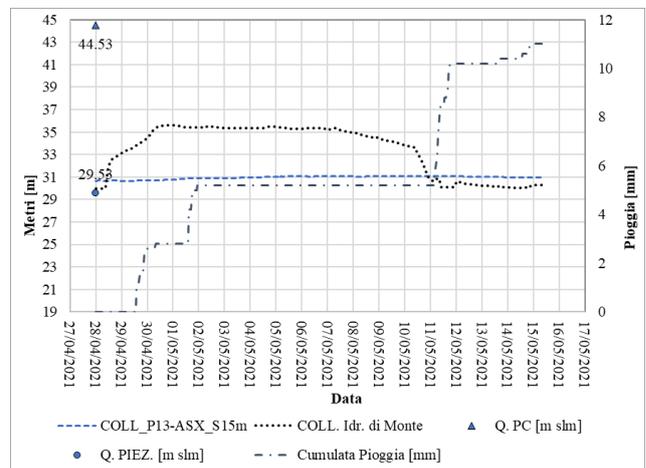
Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



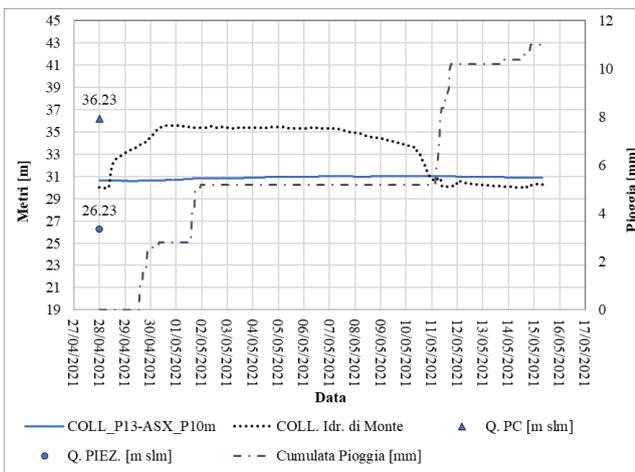
Piezometro A



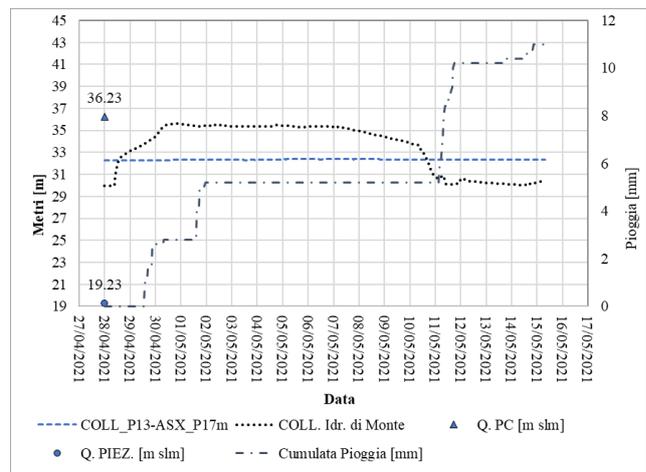
Piezometro B



Piezometro C

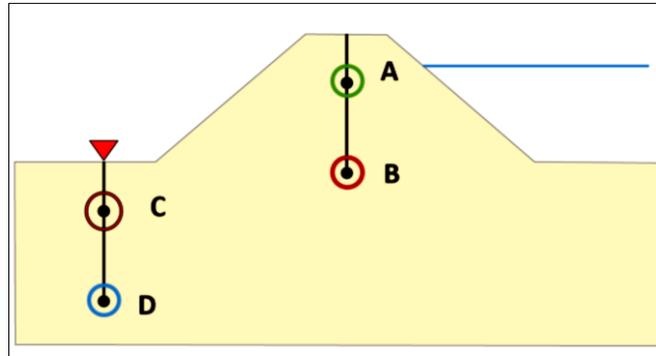


Piezometro D



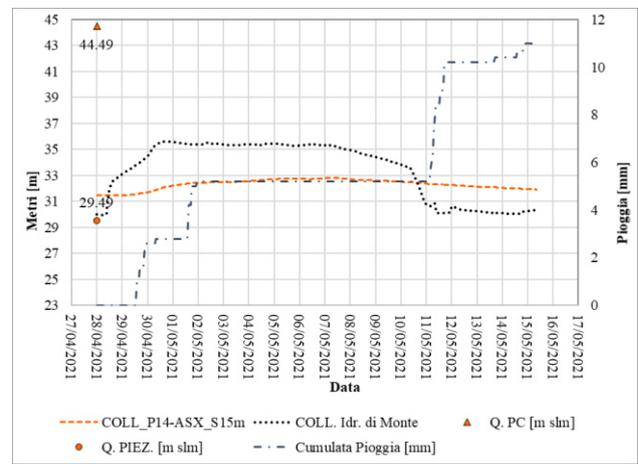
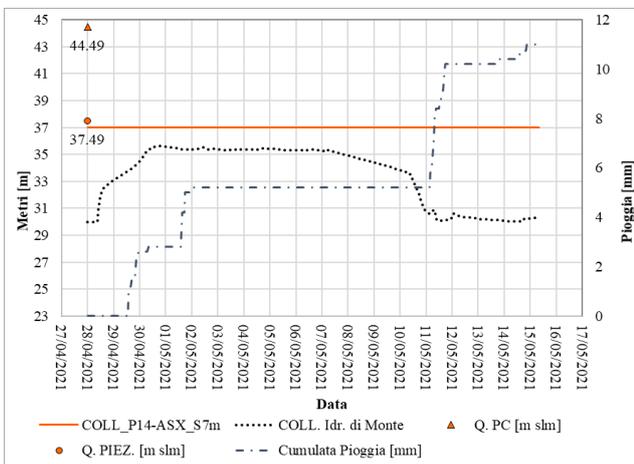
# Argine sinistro - Sezione 14

Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



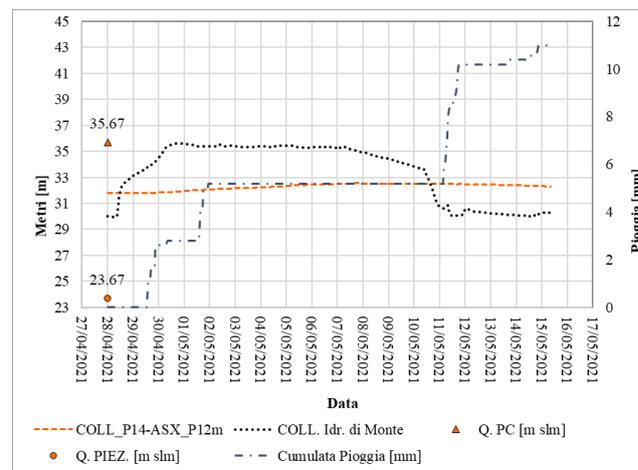
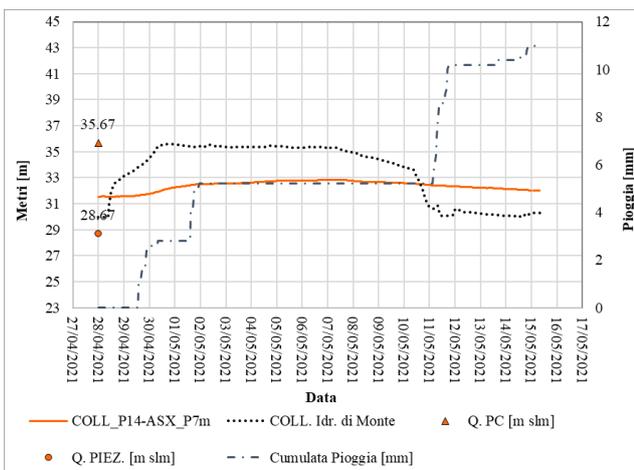
Piezometro A

Piezometro B



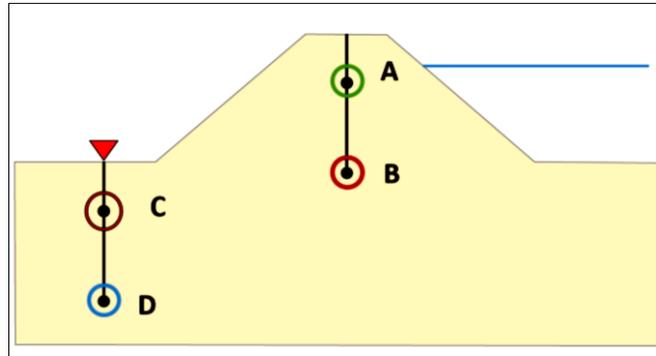
Piezometro C

Piezometro D



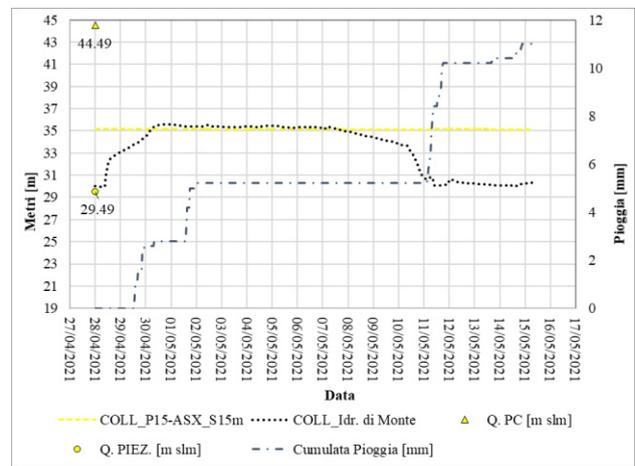
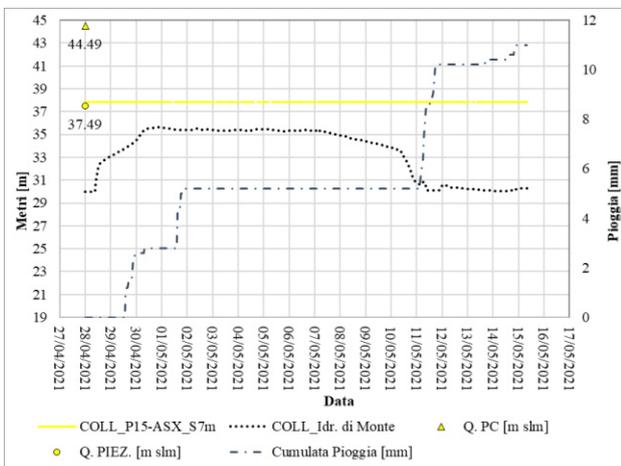
# Argine sinistro - Sezione 15

Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



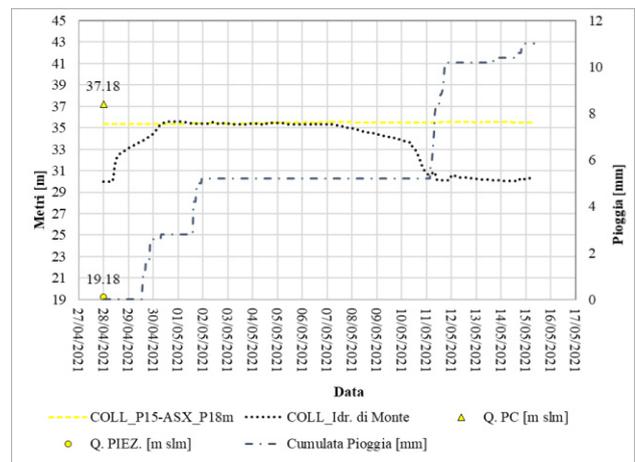
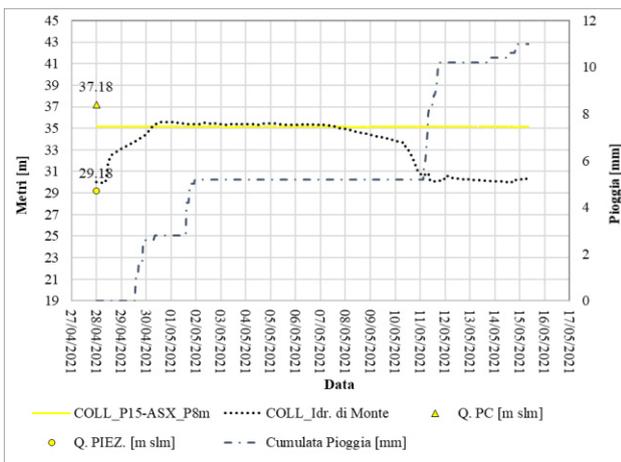
Piezometro A

Piezometro B



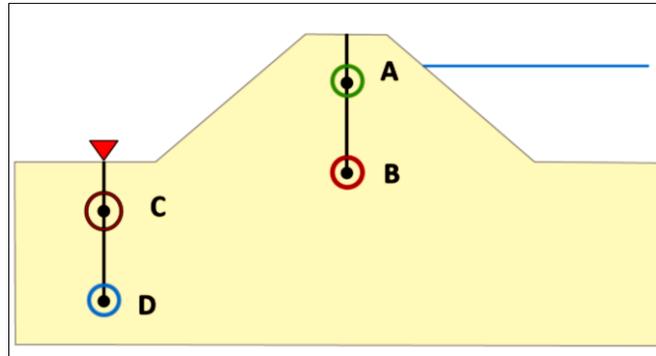
Piezometro C

Piezometro D

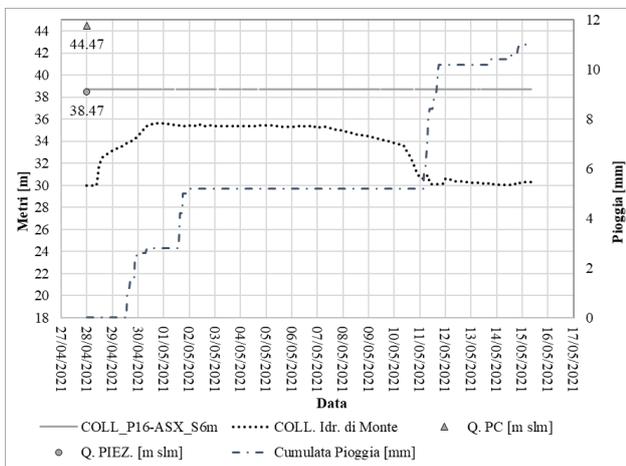


## Argine sinistro - Sezione 16

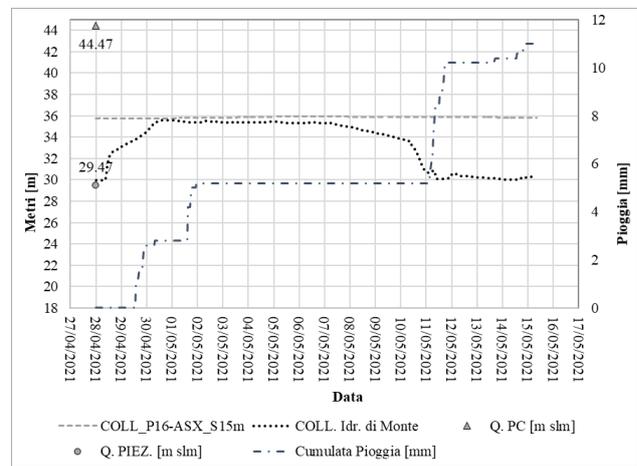
Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



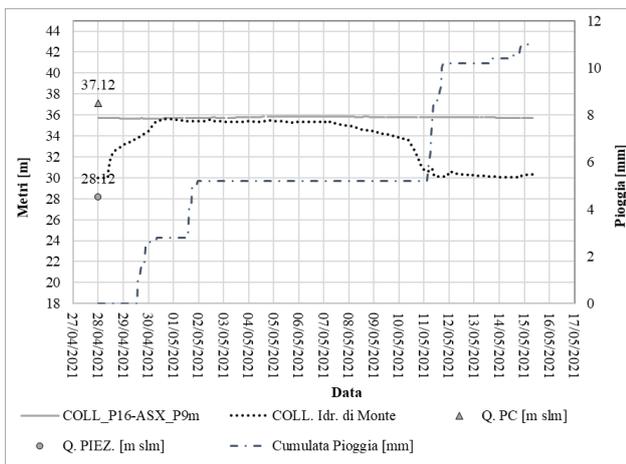
Piezometro A



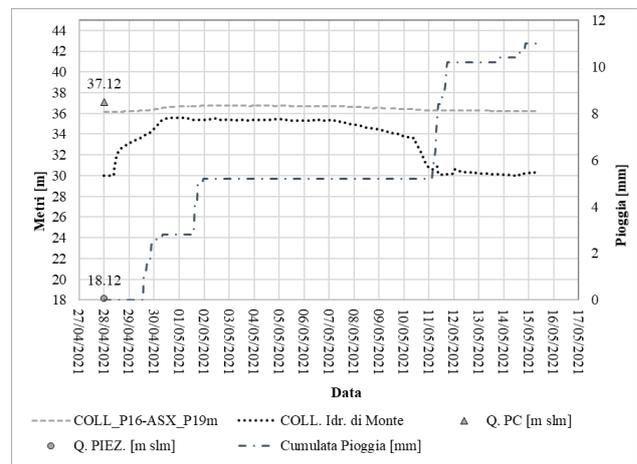
Piezometro B



Piezometro C

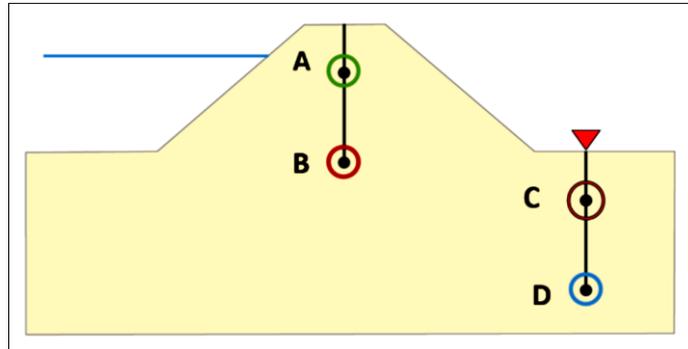


Piezometro D

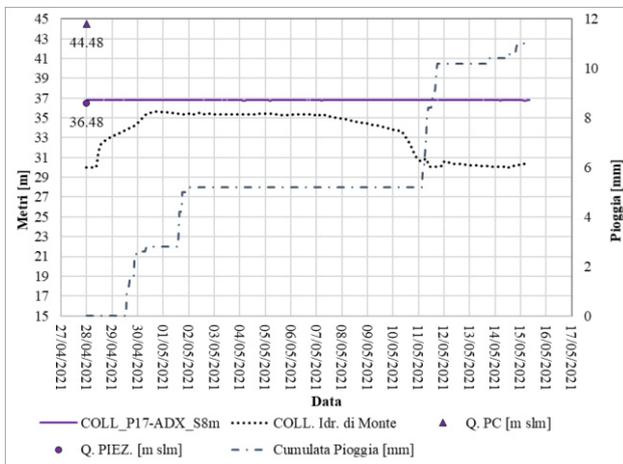


# Argine destro - Sezione 17

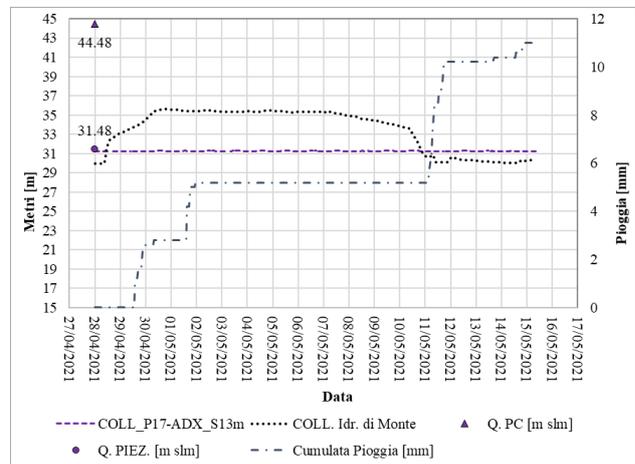
Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



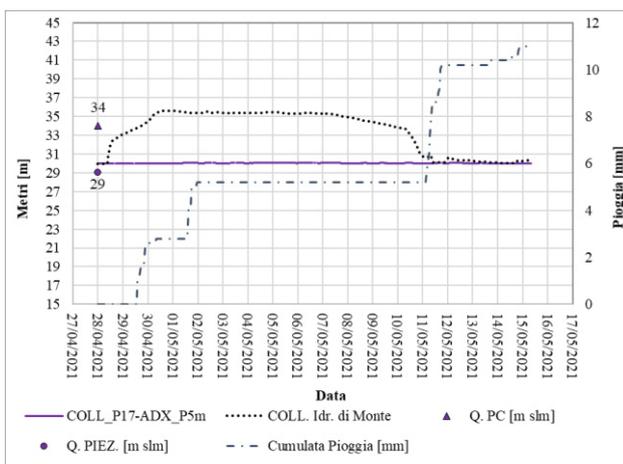
Piezometro A



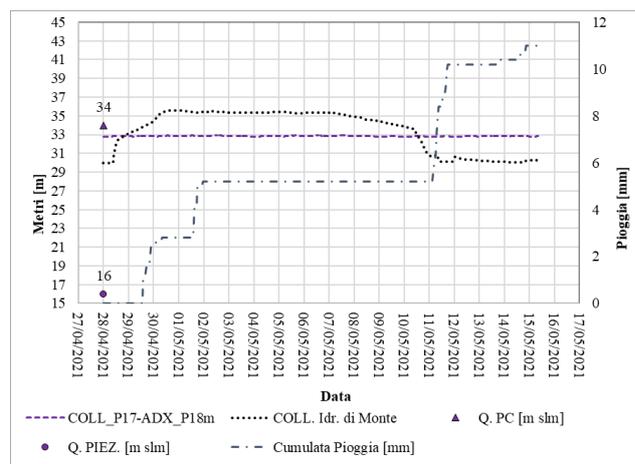
Piezometro B



Piezometro C

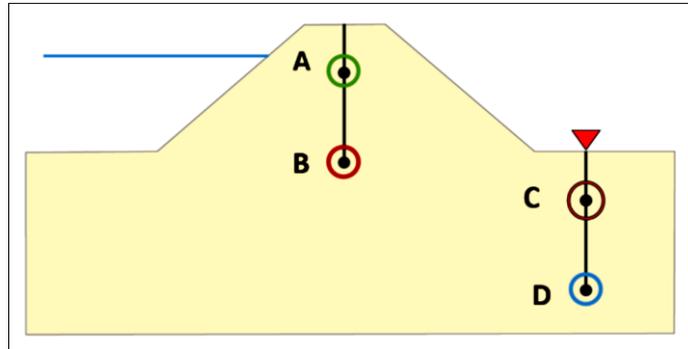


Piezometro D

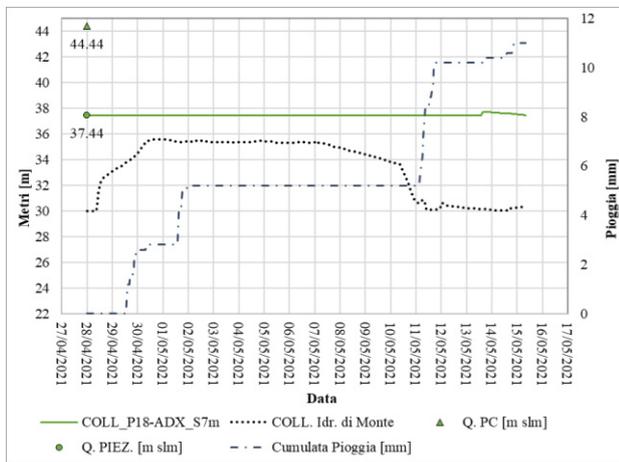


# Argine destro - Sezione 18

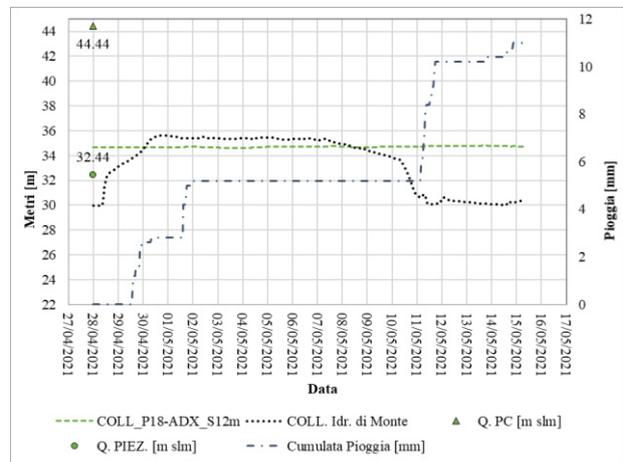
Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



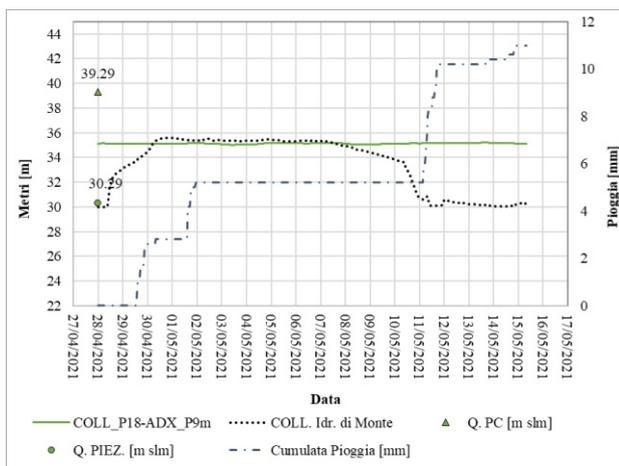
Piezometro A



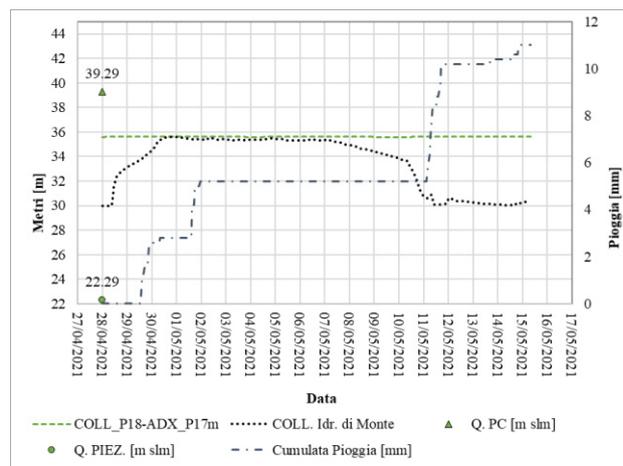
Piezometro B



Piezometro C

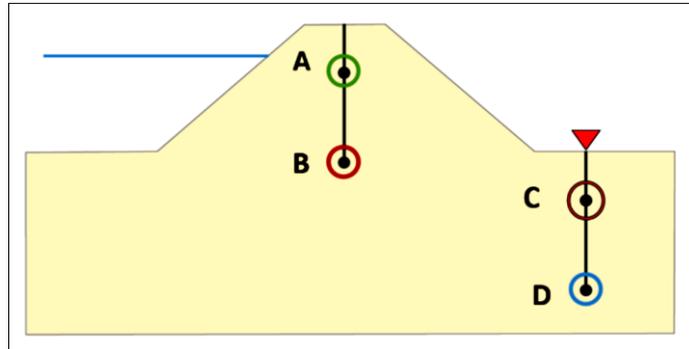


Piezometro D

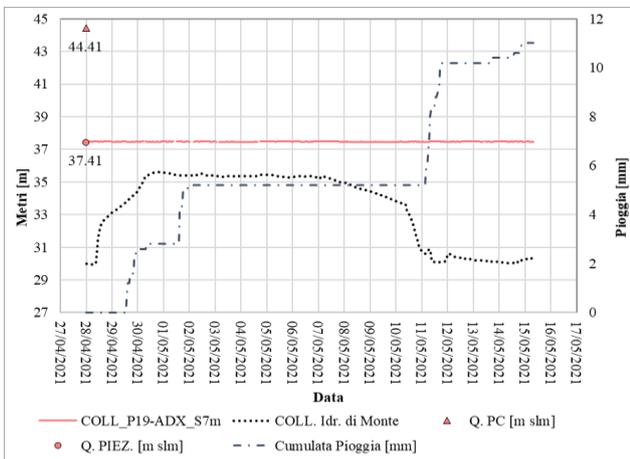


# Argine destro - Sezione 19

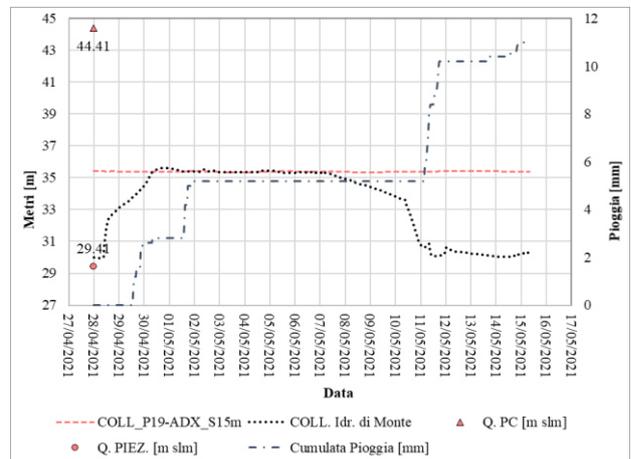
Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



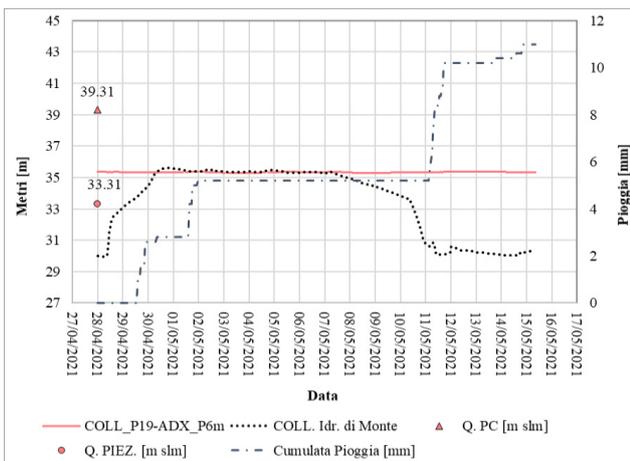
Piezometro A



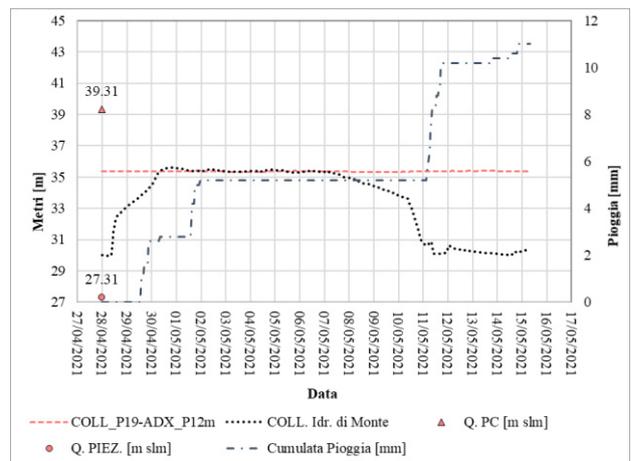
Piezometro B



Piezometro C

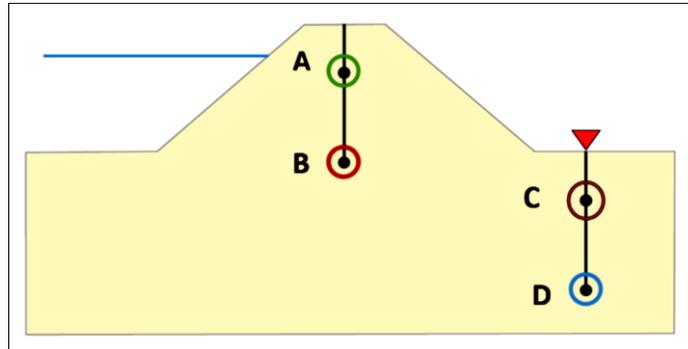


Piezometro D

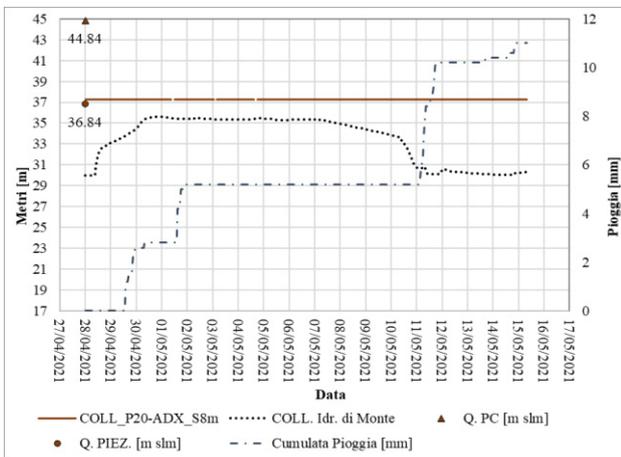


## Argine destro - Sezione 20

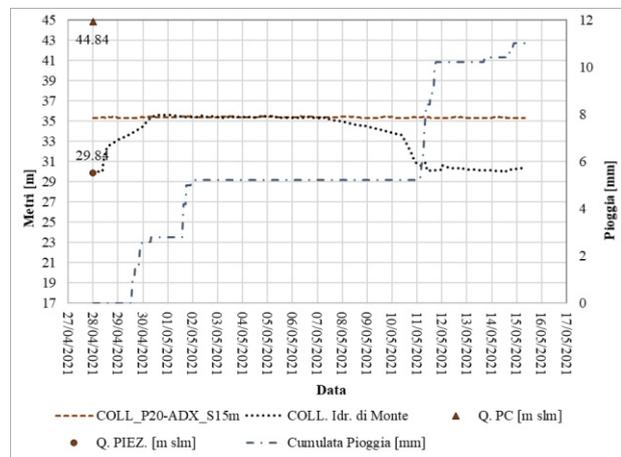
Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



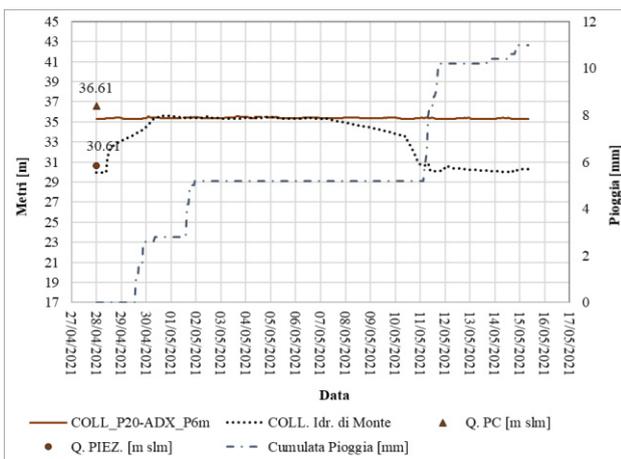
Piezometro A



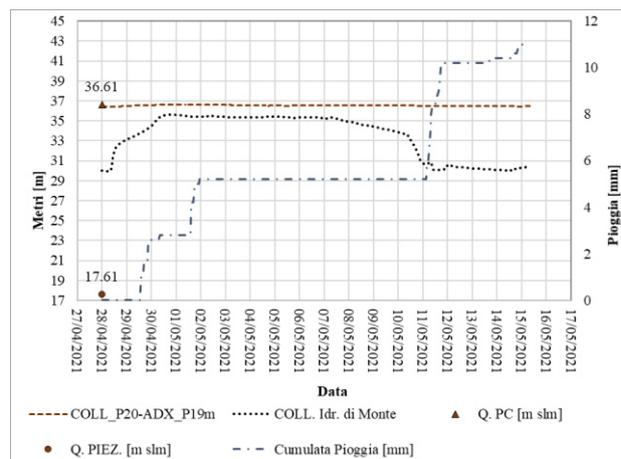
Piezometro B



Piezometro C

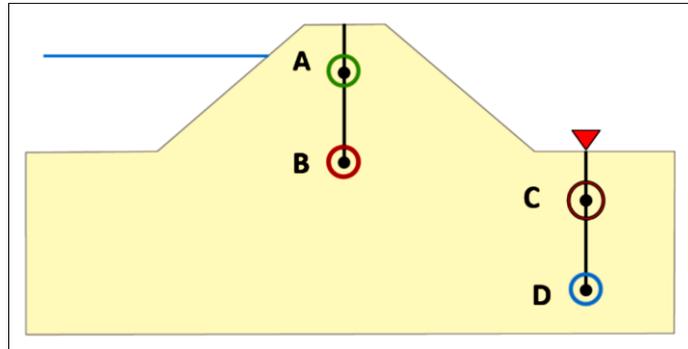


Piezometro D

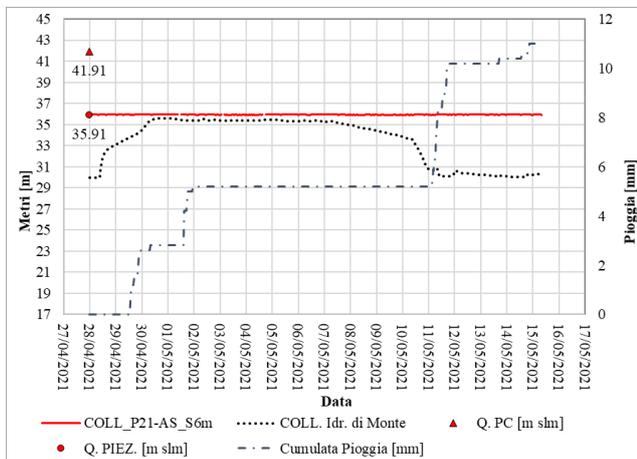


## Argine secondario - Sezione 21

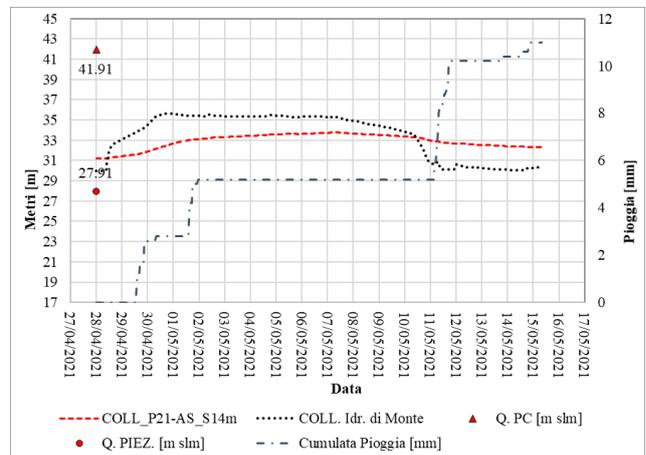
Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati.



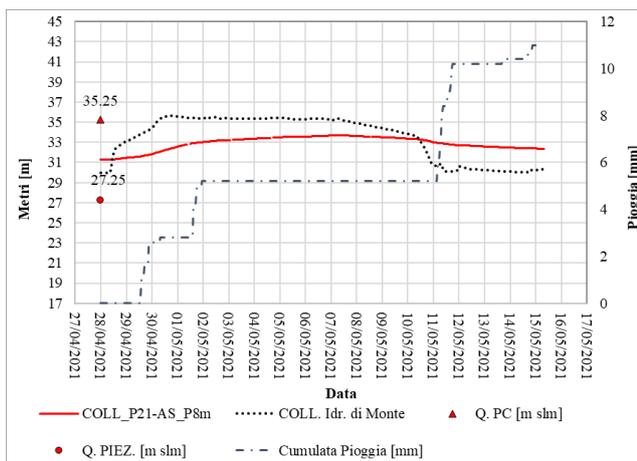
Piezometro A



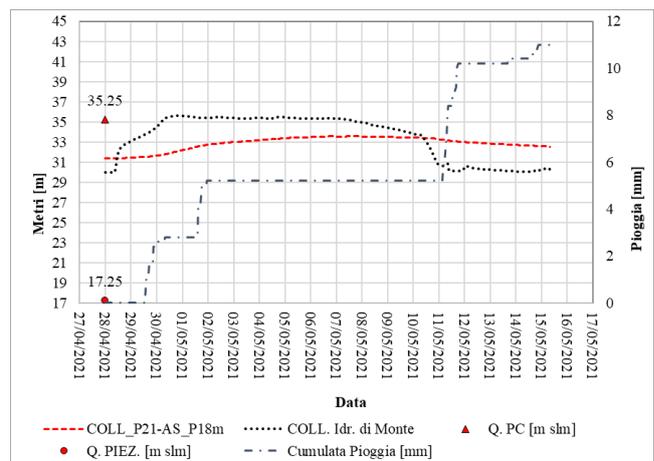
Piezometro B



Piezometro C



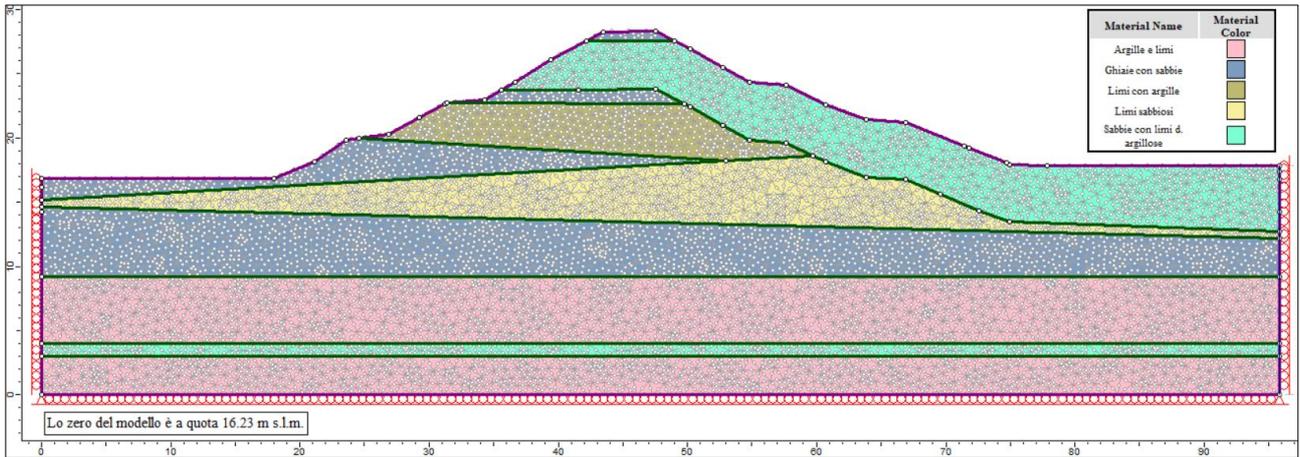
Piezometro D



*Allegato 7*  
*Risultati delle analisi numeriche – Fase 1 del collaudo*  
*Sezioni*

## Argine sinistro - Sezione 13

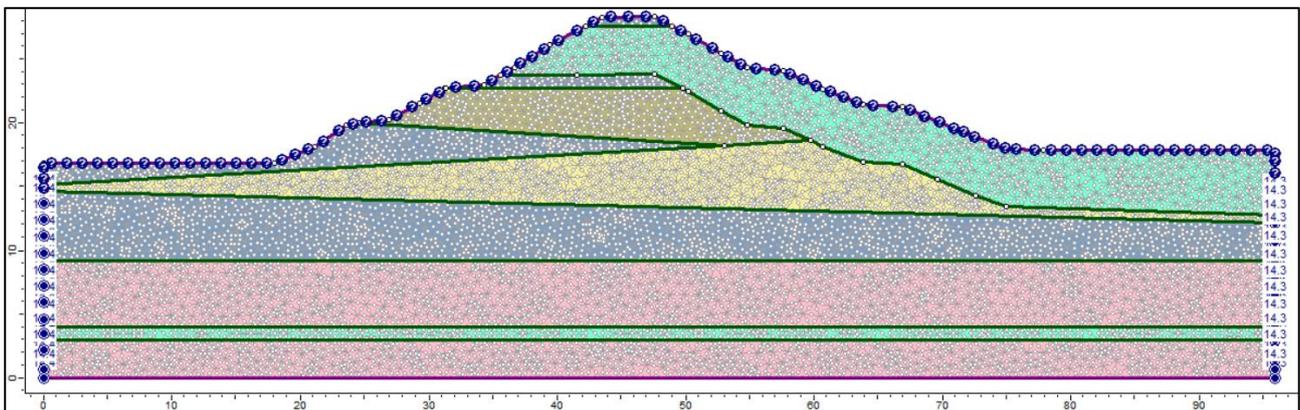
- Rappresentazione del modello geometrico utilizzato nelle analisi numeriche



- Condizioni al contorno idrauliche

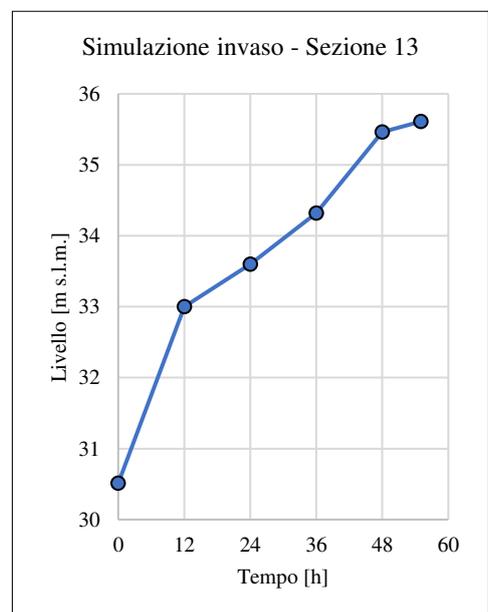
## 1. Fase iniziale

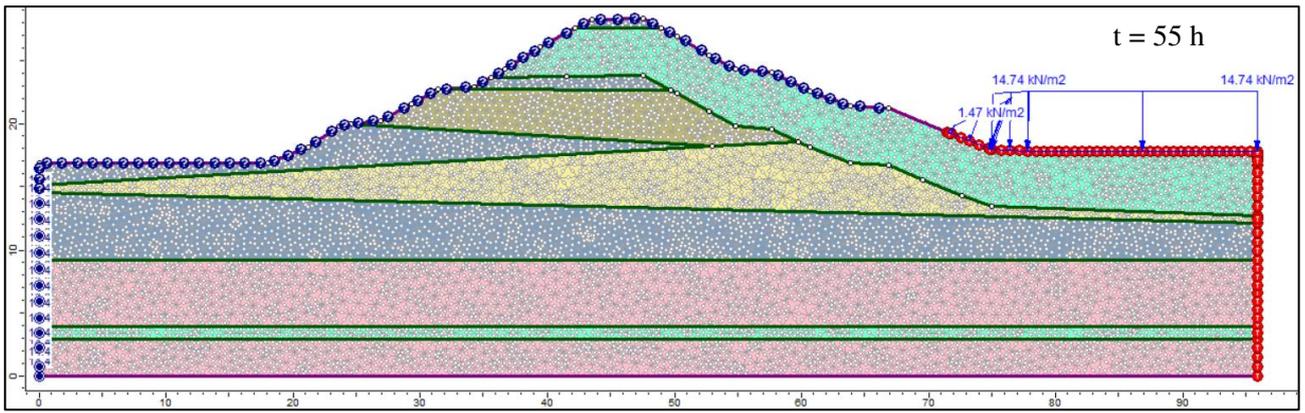
	Quota assoluta [m s.l.m.]		Quota modello [m]	
	Lato esterno	Lato alveo	Lato esterno	Lato alveo
Sezione 13	30.65	30.51	14.42	14.28



## 2. Invaso

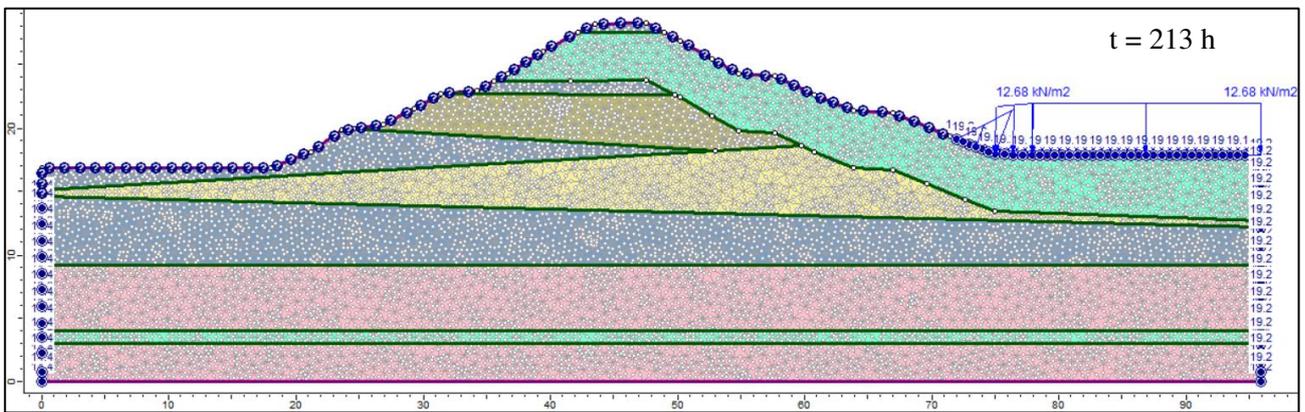
Sezione 13			
Data	Tempo [h]	Invaso [m s.l.m.]	Invaso [m]
28/04/2021 10:00	0	30.51	14.28
28/04/2021 22:00	12	33.00	16.77
29/04/2021 10:00	24	33.60	17.37
29/04/2021 22:00	36	34.32	18.09
30/04/2021 10:00	48	35.46	19.23
30/04/2021 17:00	55	35.61	19.38





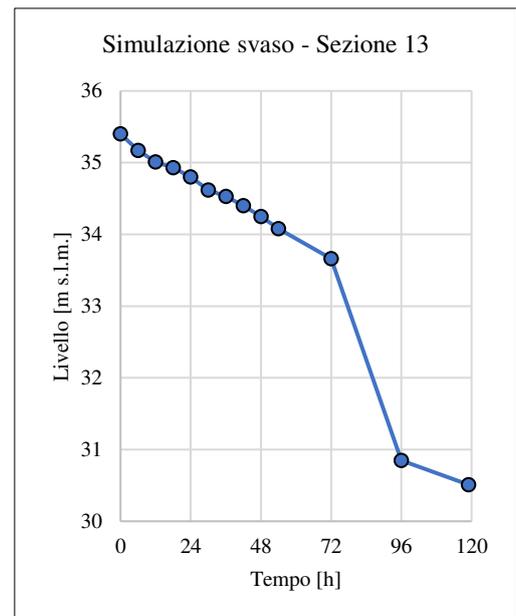
### 3. Permanenza - Plateau

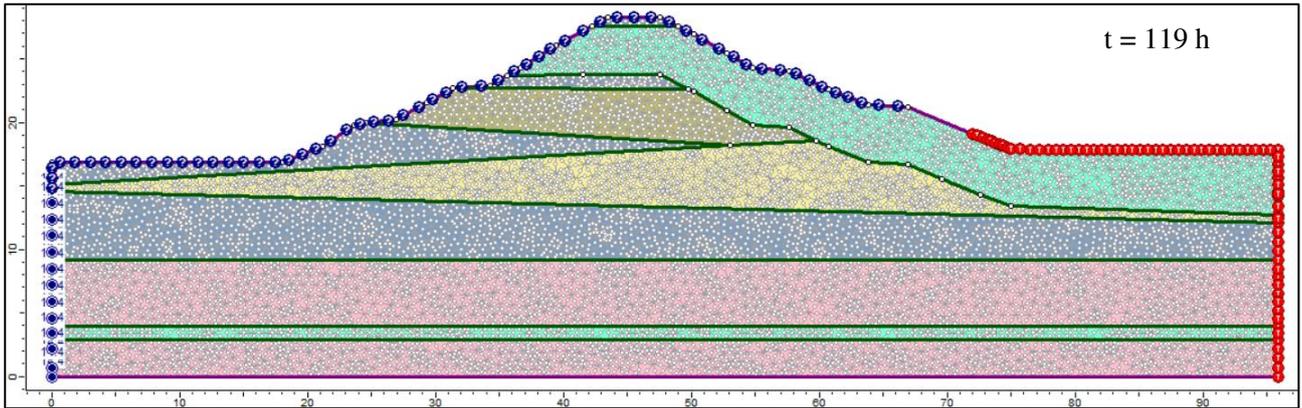
Sezione 13			
Data	Tempo [h]	Plateau [m s.l.m.]	Plateau [m]
30/04/2021 17:00	0	35.61	19.38
07/05/2021 07:00	158	35.40	19.17



### 4. Svaso

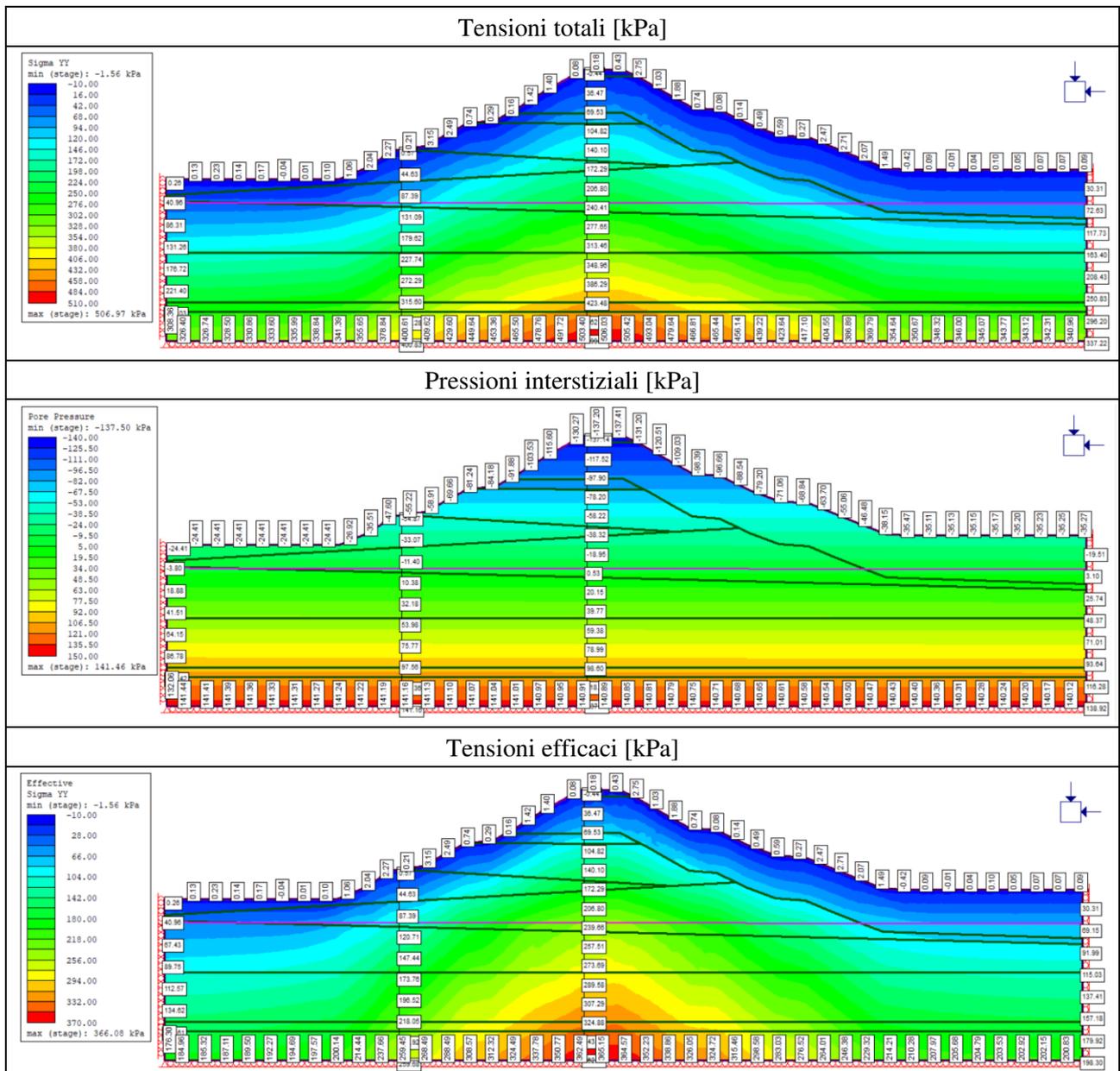
Sezione 13			
Data	Tempo [h]	Svaso [m s.l.m.]	Svaso [m]
07/05/2021 07:00	0	35.40	19.17
07/05/2021 13:00	6	35.17	18.94
07/05/2021 19:00	12	35.01	18.78
08/05/2021 01:00	18	34.93	18.70
08/05/2021 07:00	24	34.80	18.57
08/05/2021 13:00	30	34.62	18.39
08/05/2021 19:00	36	34.53	18.30
09/05/2021 01:00	42	34.40	18.17
09/05/2021 07:00	48	34.25	18.02
09/05/2021 13:00	54	34.08	17.85
10/05/2021 07:00	72	33.66	17.43
11/05/2021 07:00	96	30.85	14.62
12/05/2021 06:00	119	30.51	14.28

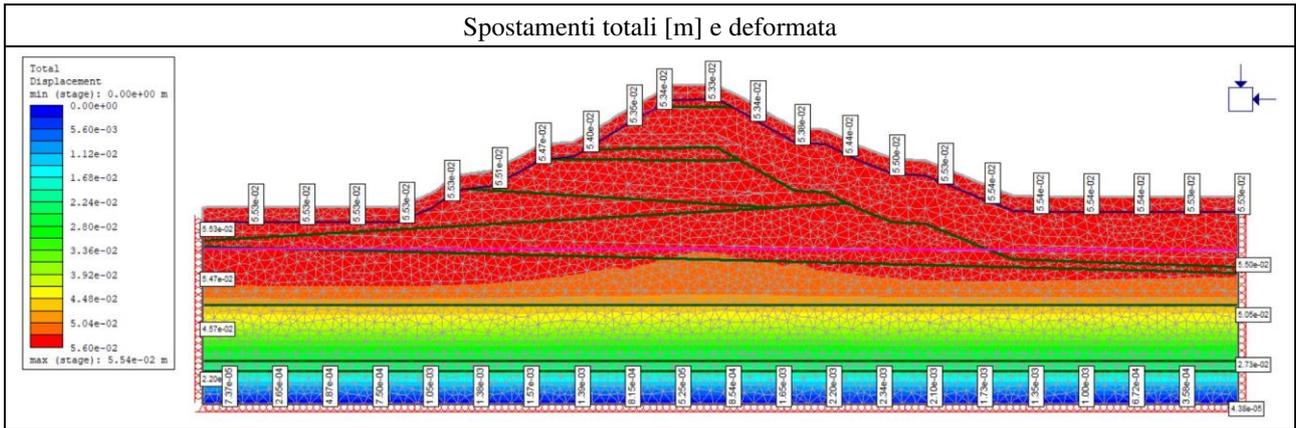




- Risultati delle analisi numeriche

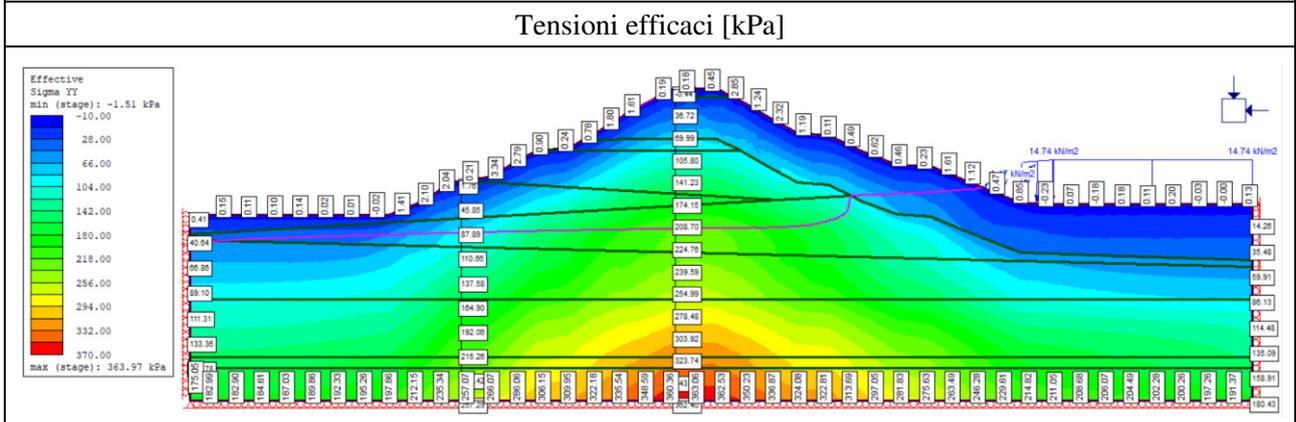
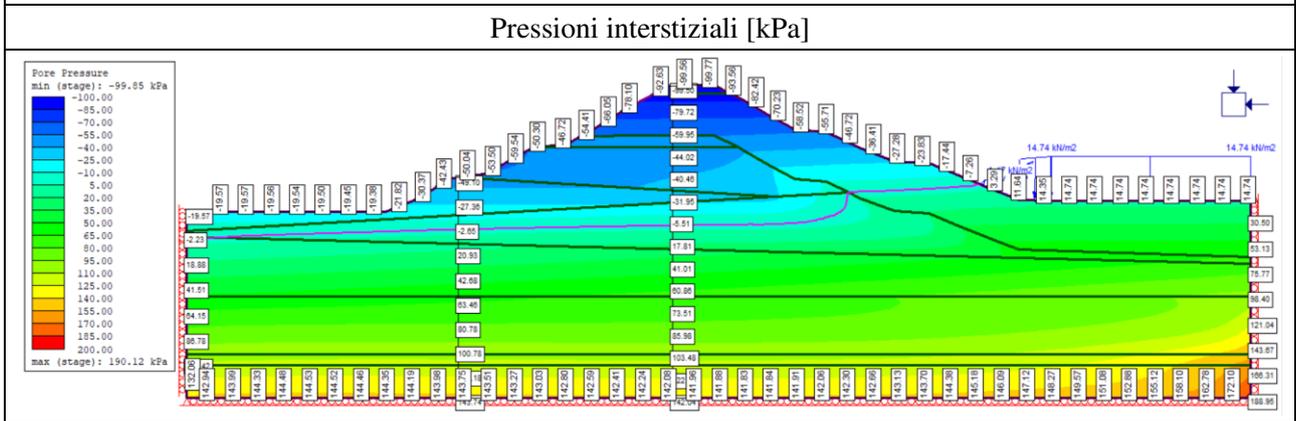
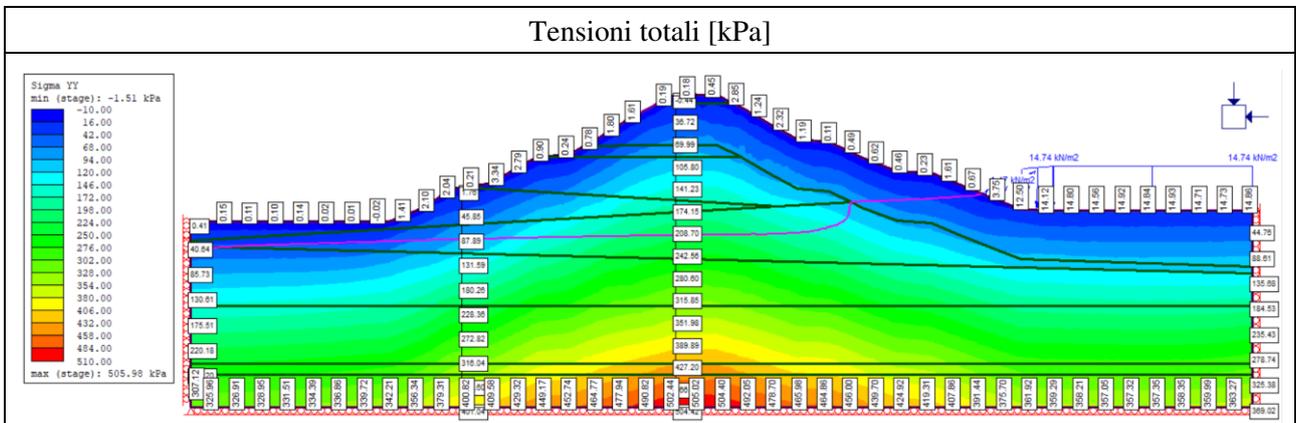
1. Fase iniziale

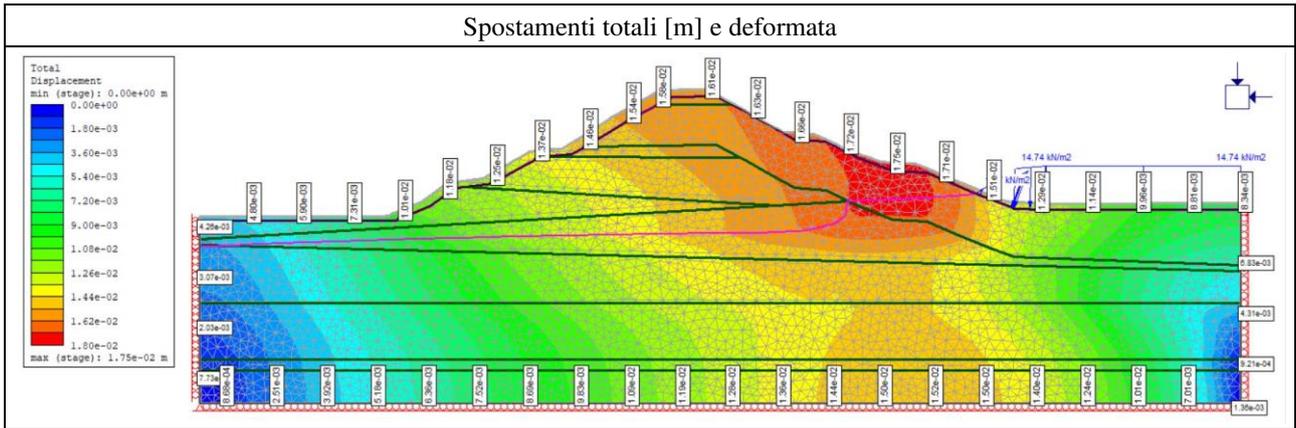




2. Invaso

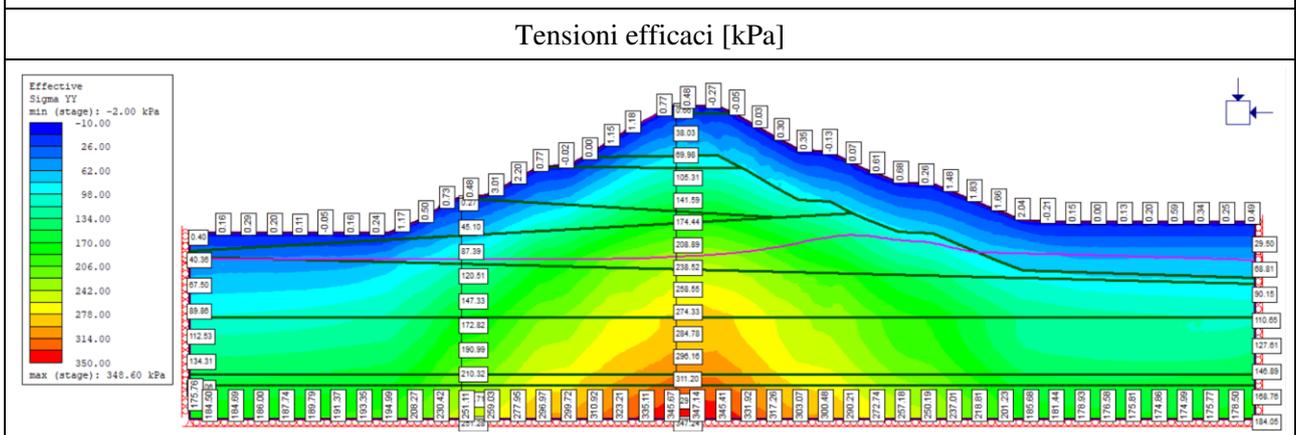
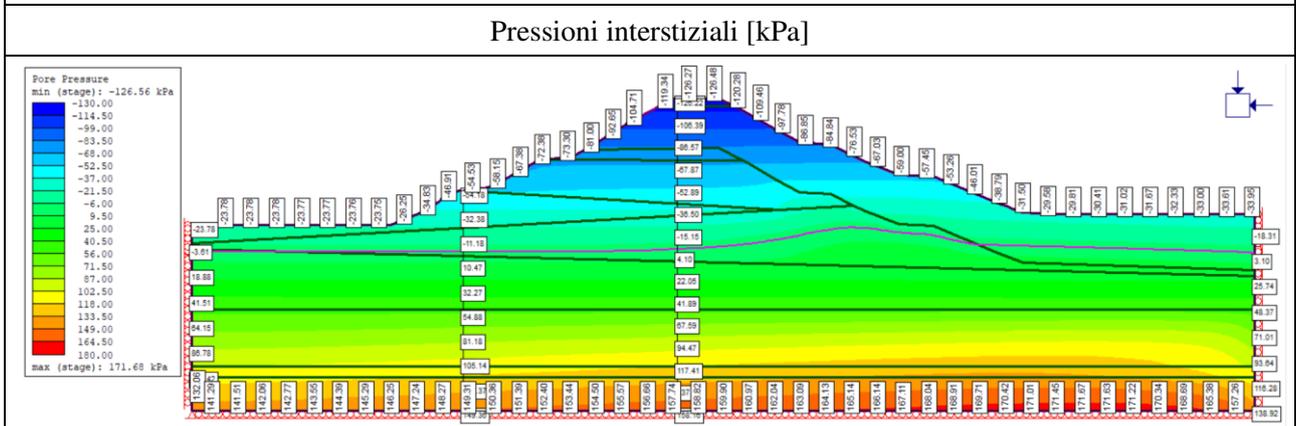
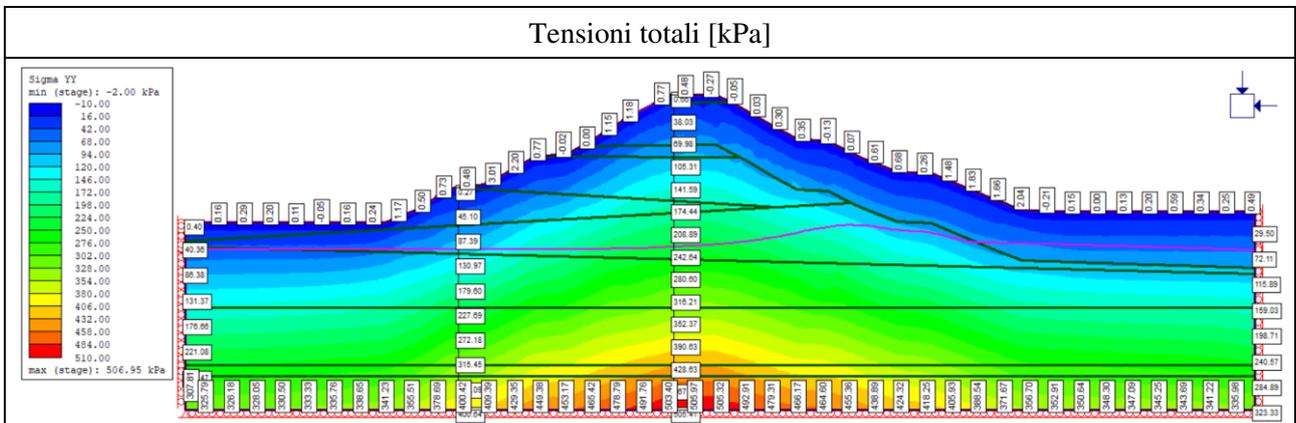
$t = 55 h$

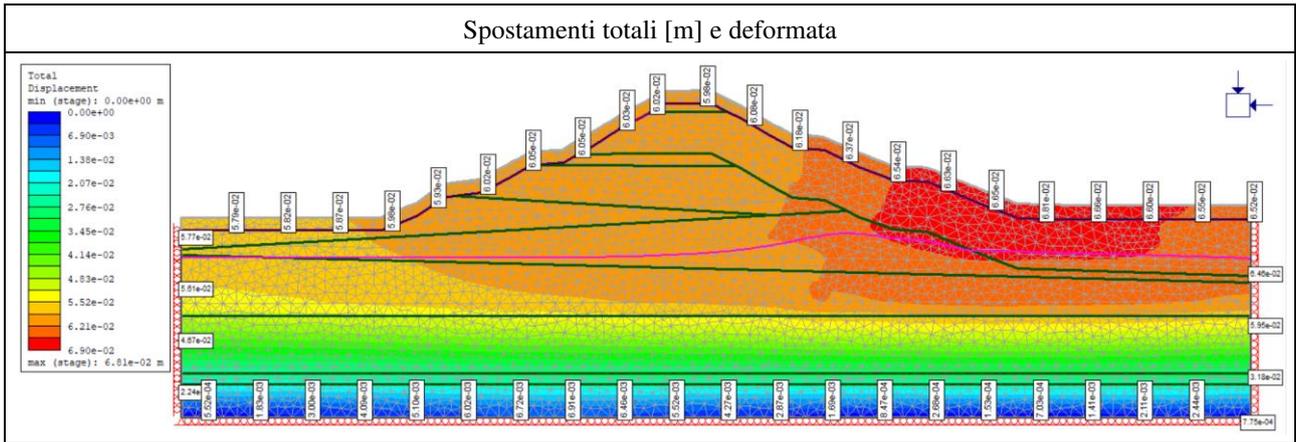




4. Svaso

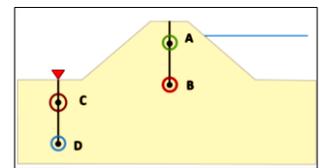
$t = 119 h$





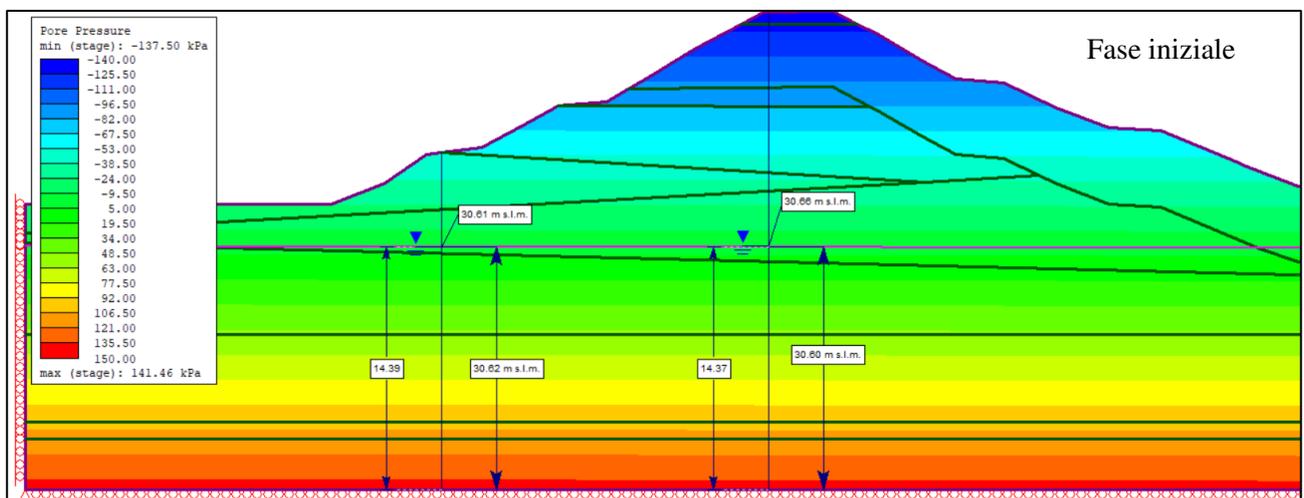
- Confronto tra le misure piezometriche registrate e quelle ottenute dalle analisi numeriche

Quota [m s.l.m.]	Quote dei piezometri - P13			
	Sommità		Piede	
	Superficiale A	Profondo B	Superficiale C	Profondo D
Quota [m s.l.m.]	35.53	29.53	26.23	19.23
Quota modello [m]	19.30	13.30	10.00	3.00



1. Fase iniziale

		Fase iniziale - P13	
		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.61	35.83
	Lettura [m]	14.38	19.60
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.26	30.66
	Lettura [m]	16.03	14.43
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.62	35.83
	Lettura [m]	14.39	19.60
	$\Delta$ [m]	0.01	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	30.62	30.60
	Lettura [m]	14.39	14.37
	$\Delta$ [m]	1.64	0.06



2. Invaso

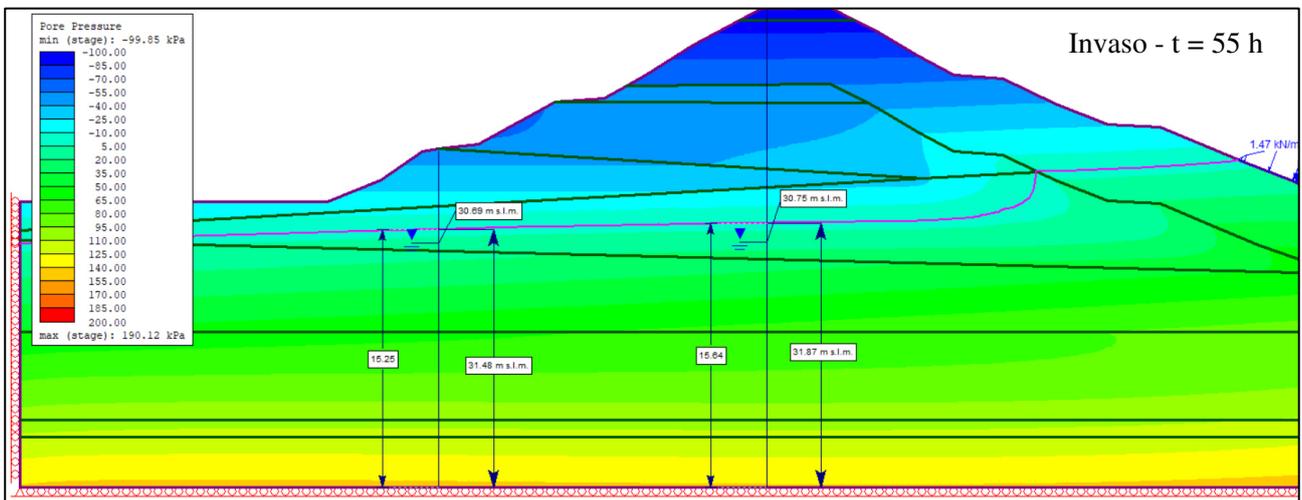
Invaso - Collaudo - P13			
12h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.60	35.83
	Lettura [m]	14.37	19.60
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.27	30.66
	Lettura [m]	16.04	14.43
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.01	35.83
	Lettura [m]	14.78	19.60
	$\Delta$ [m]	0.41	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.01	31.08
	Lettura [m]	14.78	14.85
	$\Delta$ [m]	1.26	0.42

Invaso - Collaudo - P13			
24h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.60	35.83
	Lettura [m]	14.37	19.60
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.28	30.65
	Lettura [m]	16.05	14.42
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.15	35.83
	Lettura [m]	14.92	19.60
	$\Delta$ [m]	0.55	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.15	31.32
	Lettura [m]	14.92	15.09
	$\Delta$ [m]	1.13	0.67

Invaso - Collaudo - P13			
36h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.61	35.83
	Lettura [m]	14.38	19.60
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.28	30.67
	Lettura [m]	16.05	14.44
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.27	35.83
	Lettura [m]	15.04	19.60
	$\Delta$ [m]	0.66	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.27	31.52
	Lettura [m]	15.04	15.29
	$\Delta$ [m]	1.01	0.85

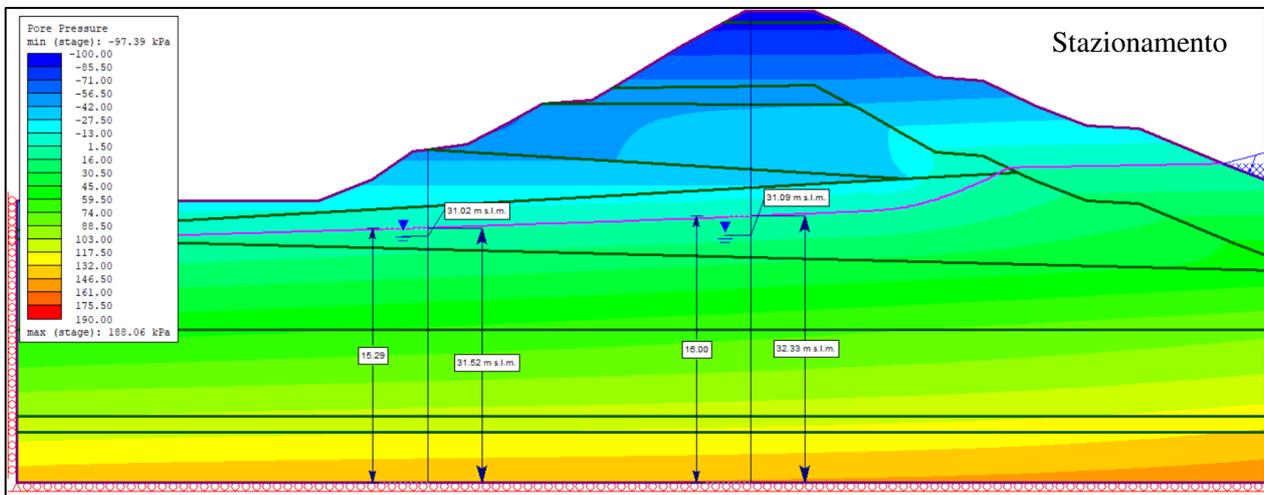
Invaso - Collaudo - P13			
48h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.63	35.83
	Lettura [m]	14.40	19.60
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.29	30.69
	Lettura [m]	16.06	14.46
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.43	35.83
	Lettura [m]	15.20	19.60
	$\Delta$ [m]	0.80	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.43	31.75
	Lettura [m]	15.2	15.52
	$\Delta$ [m]	0.86	1.06

Invaso - Collaudo - P13			
55h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.69	35.83
	Lettura [m]	14.46	19.60
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.32	30.75
	Lettura [m]	16.09	14.52
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.48	35.83
	Lettura [m]	15.25	19.60
	$\Delta$ [m]	0.79	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.48	31.87
	Lettura [m]	15.25	15.64
	$\Delta$ [m]	0.84	1.12



3. *Permanenza – Plateau*

		Stazionamento - P13	
		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.02	35.83
	Lettura [m]	14.79	19.60
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.38	31.09
	Lettura [m]	16.15	14.86
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.52	35.83
	Lettura [m]	15.29	19.60
	$\Delta$ [m]	0.50	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.52	32.23
	Lettura [m]	15.29	16.00
	$\Delta$ [m]	0.86	1.14

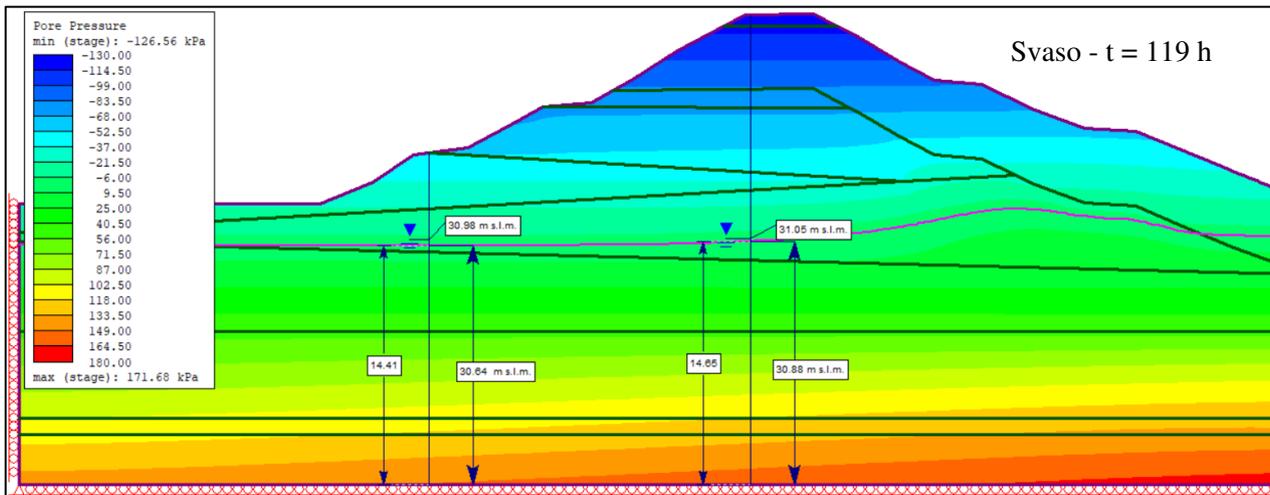


4. *Svaso*

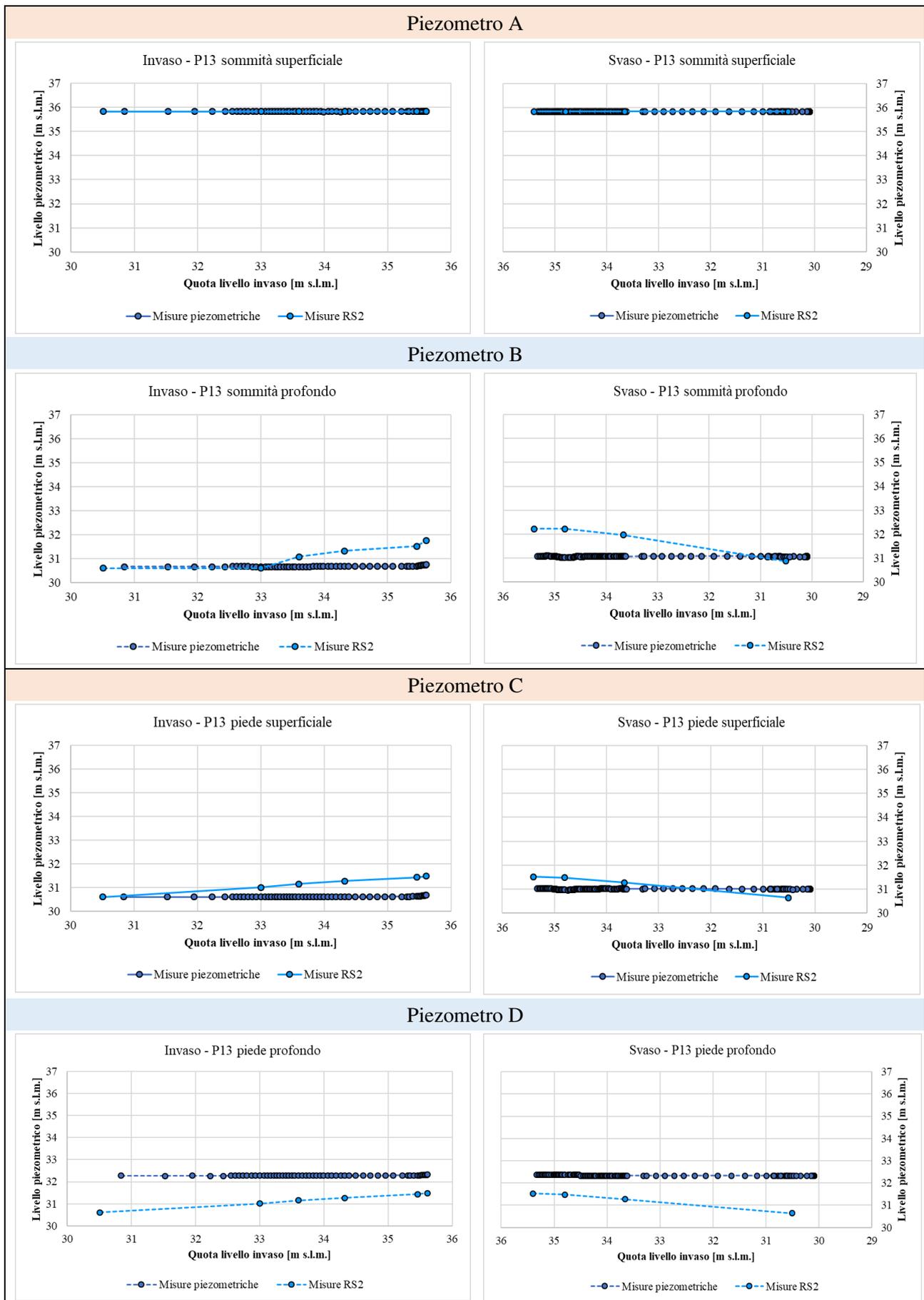
Svaso - Collaudo - P13			
24h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.97	35.83
	Lettura [m]	14.74	19.60
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.37	31.04
	Lettura [m]	16.14	14.81
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.48	35.83
	Lettura [m]	15.25	19.60
	$\Delta$ [m]	0.51	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.48	32.23
	Lettura [m]	15.25	16.00
	$\Delta$ [m]	0.89	1.19

Svaso - Collaudo - P13			
72h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.01	35.83
	Lettura [m]	14.78	19.60
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.33	31.07
	Lettura [m]	16.10	14.84
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.27	35.83
	Lettura [m]	15.04	19.60
	$\Delta$ [m]	0.26	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.27	31.97
	Lettura [m]	15.04	15.74
	$\Delta$ [m]	1.06	0.90

Svaso - Collaudo - P13			
119h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.98	35.83
	Lettura [m]	14.75	19.60
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.33	31.05
	Lettura [m]	16.10	14.82
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.64	35.83
	Lettura [m]	14.41	19.60
	$\Delta$ [m]	0.34	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	30.64	30.88
	Lettura [m]	14.41	14.65
	$\Delta$ [m]	1.69	0.17

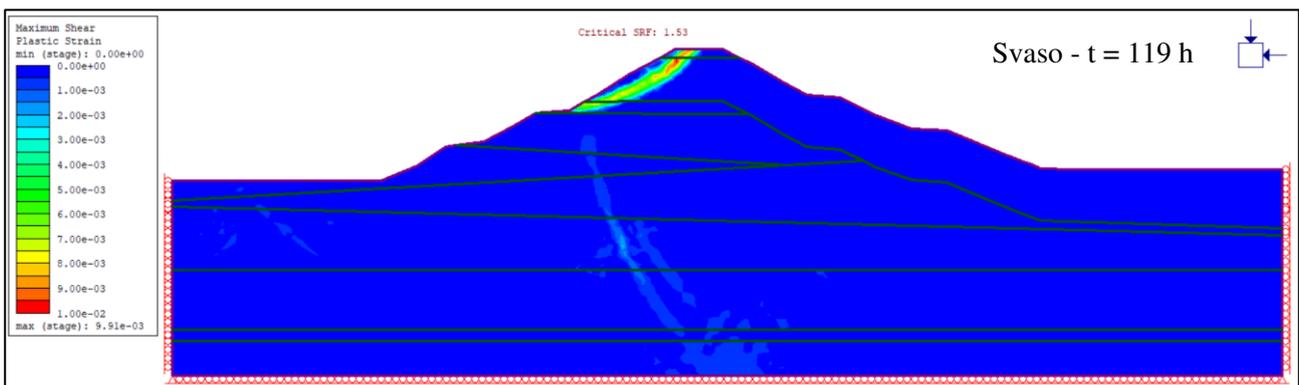
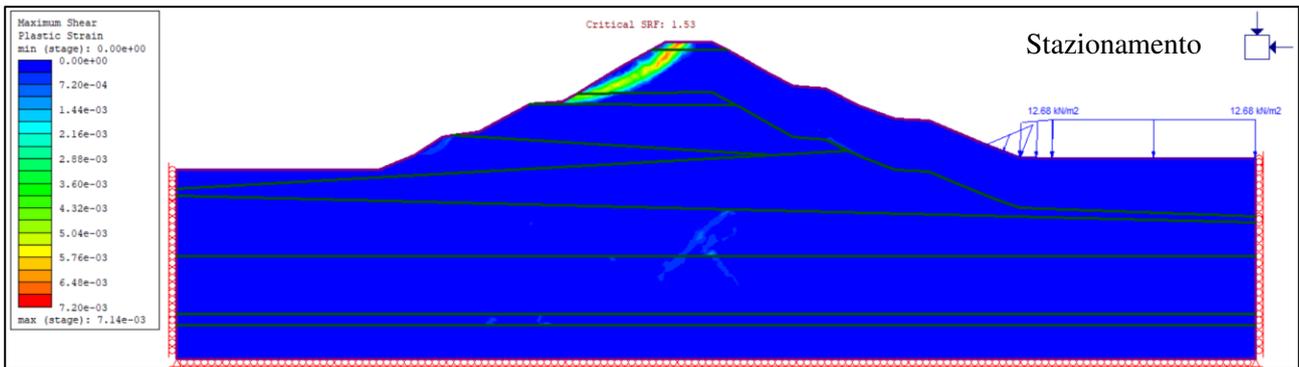
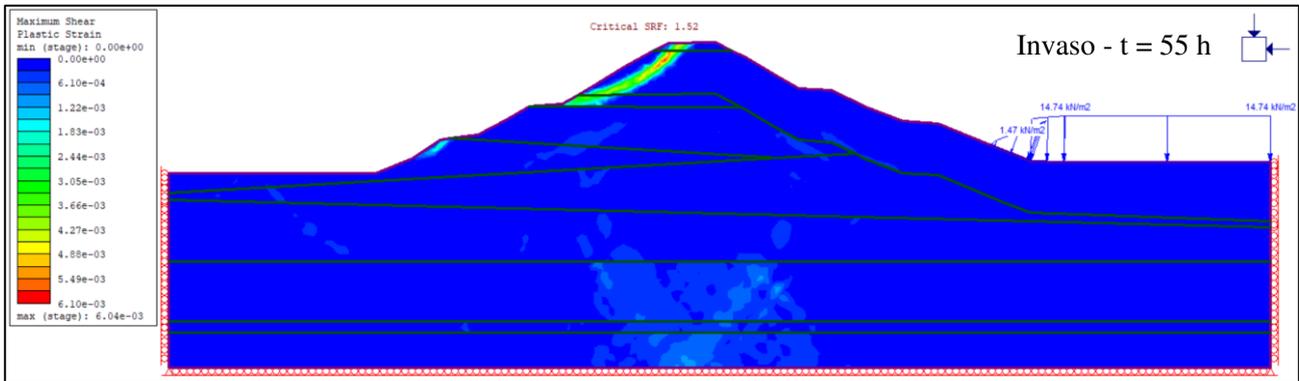
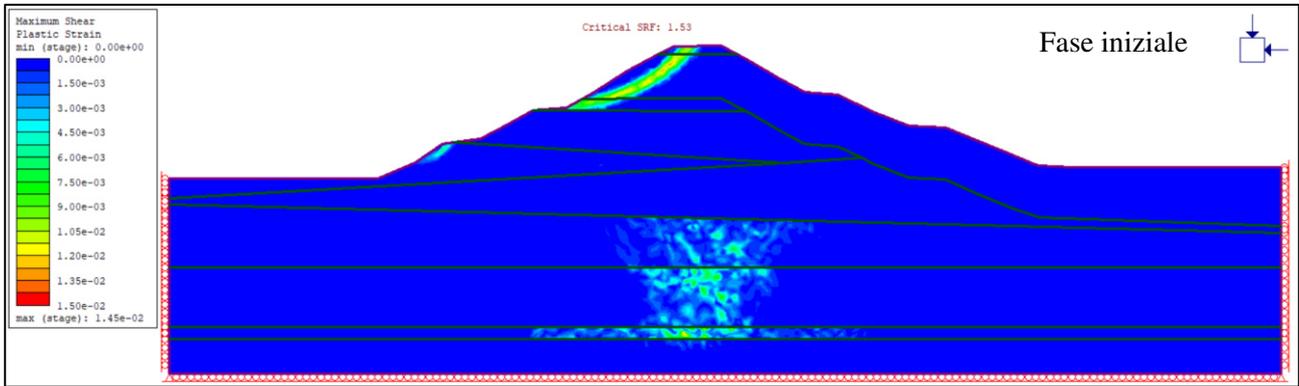


- Confronto grafico delle misure piezometriche registrate con quelle ottenute dalle analisi numeriche



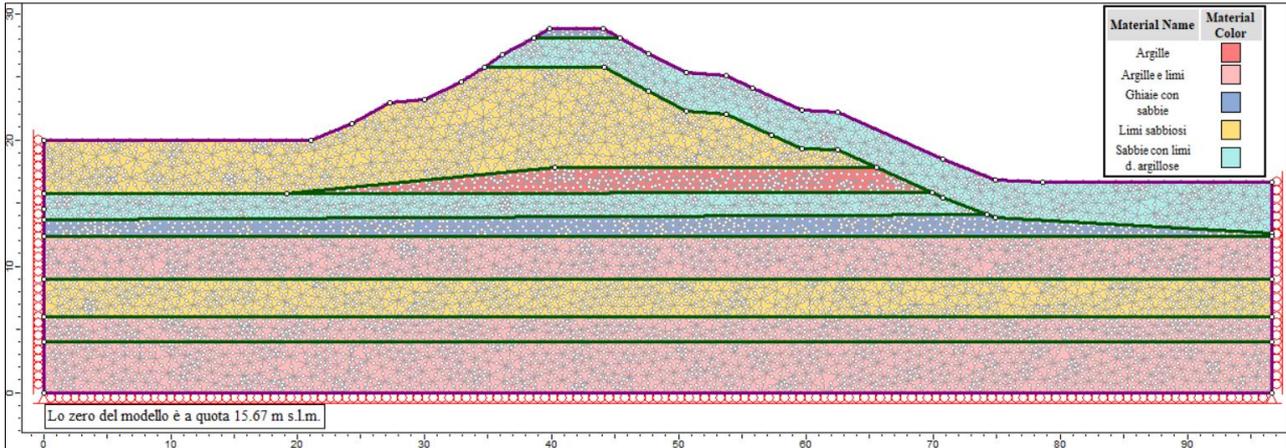
- Superfici di rottura e Strength reduction factor

	SRF [-]
Fase Iniziale	1.53
Invaso	1.52
Plateau	1.53
Svaso	1.53



## Argine sinistro - Sezione 14

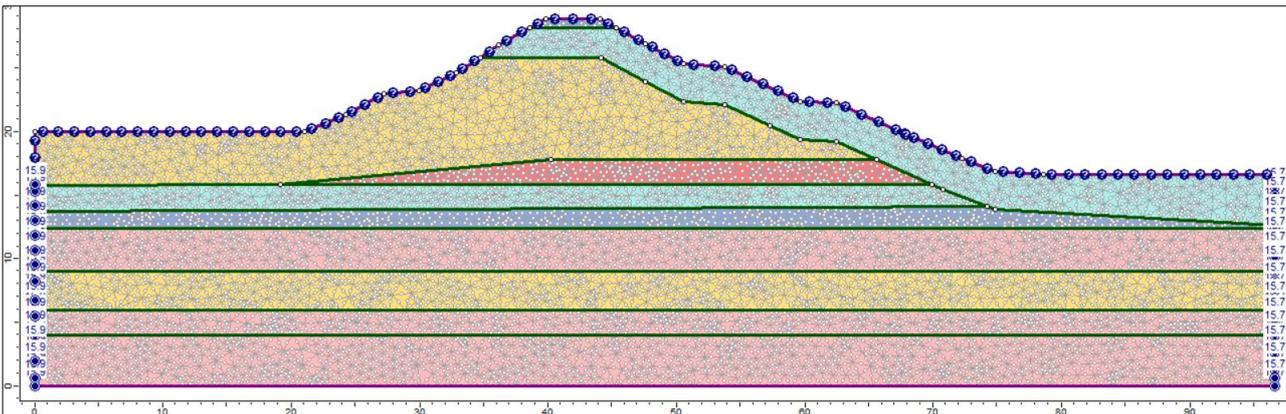
- Rappresentazione del modello geometrico utilizzato nelle analisi numeriche



- Condizioni al contorno idrauliche

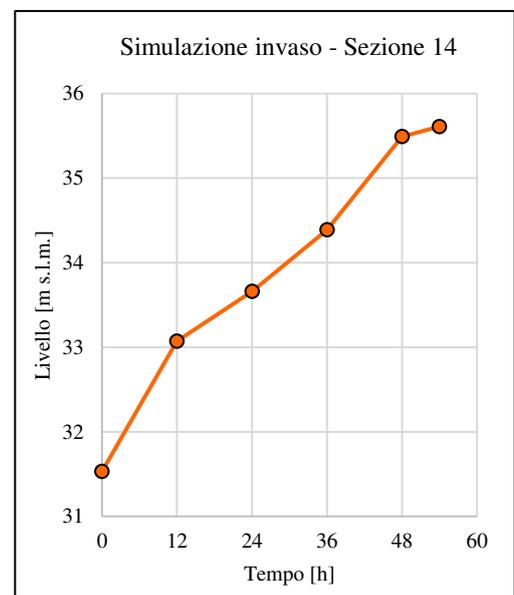
## 1. Fase iniziale

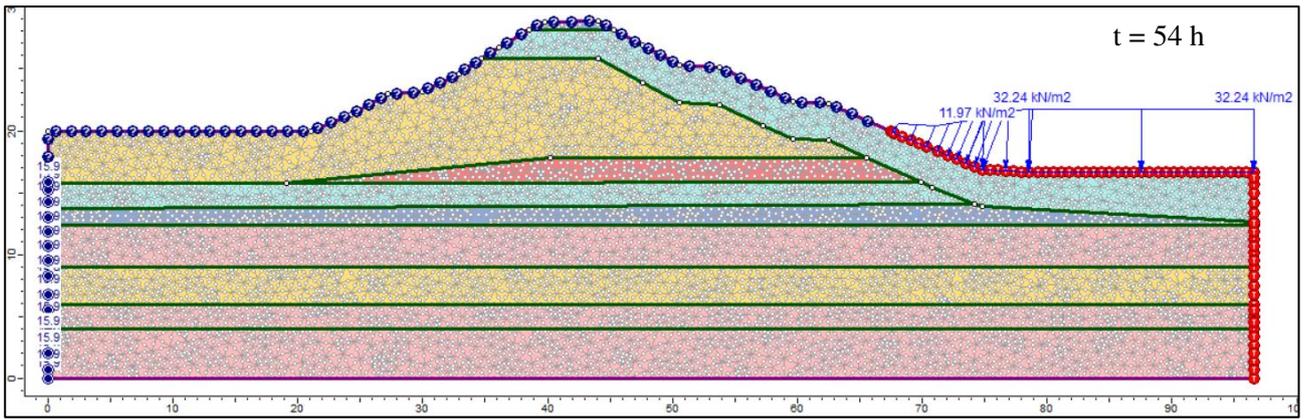
	Quota assoluta [m s.l.m.]		Quota modello [m]	
	Lato esterno	Lato alveo	Lato esterno	Lato alveo
Sezione 14	31.58	31.37	15.91	15.70



## 2. Invaso

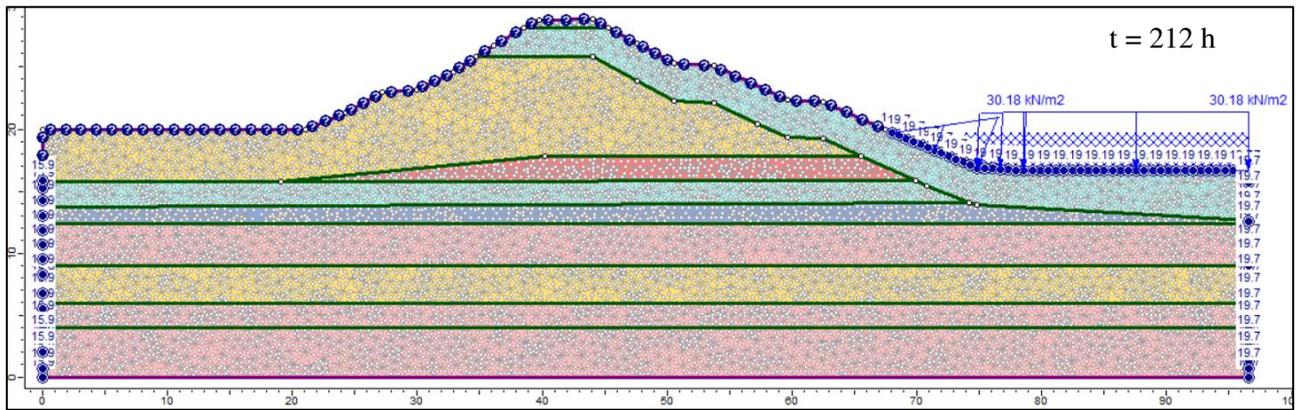
Sezione 14			
Data	Tempo [h]	Invaso [m s.l.m.]	Invaso [m]
28/04/2021 11:00	0	31.53	15.86
28/04/2021 23:00	12	33.07	17.40
29/04/2021 11:00	24	33.66	17.99
29/04/2021 23:00	36	34.39	18.72
30/04/2021 11:00	48	35.49	19.82
30/04/2021 17:00	54	35.61	19.94





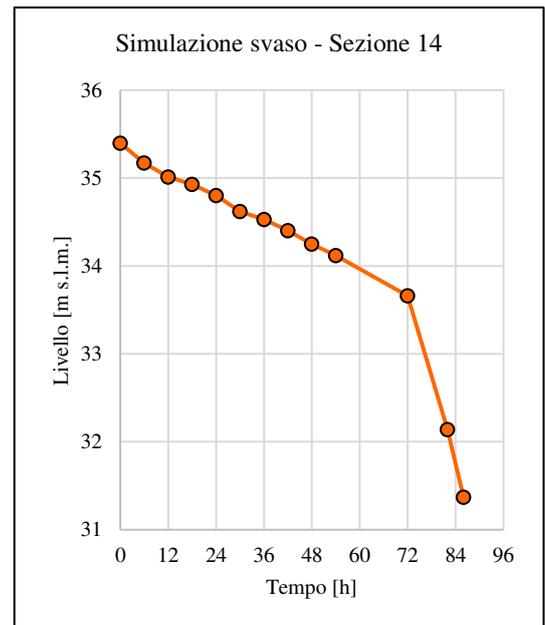
### 3. Permanenza - Plateau

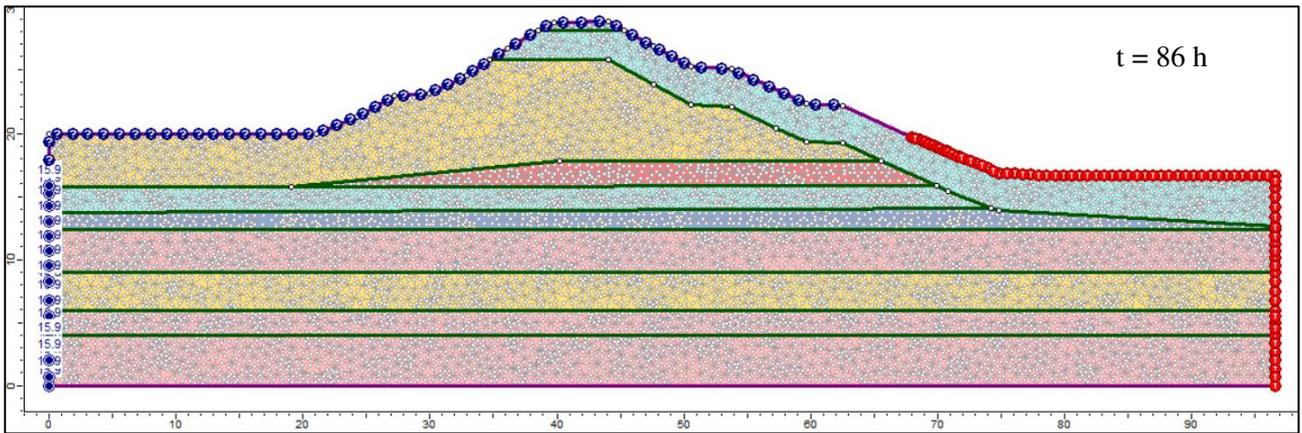
Sezione 14			
Data	Tempo [h]	Plateau [m s.l.m.]	Plateau [m]
30/04/2021 17:00	0	35.61	19.94
07/05/2021 07:00	158	35.40	19.73



### 4. Svaso

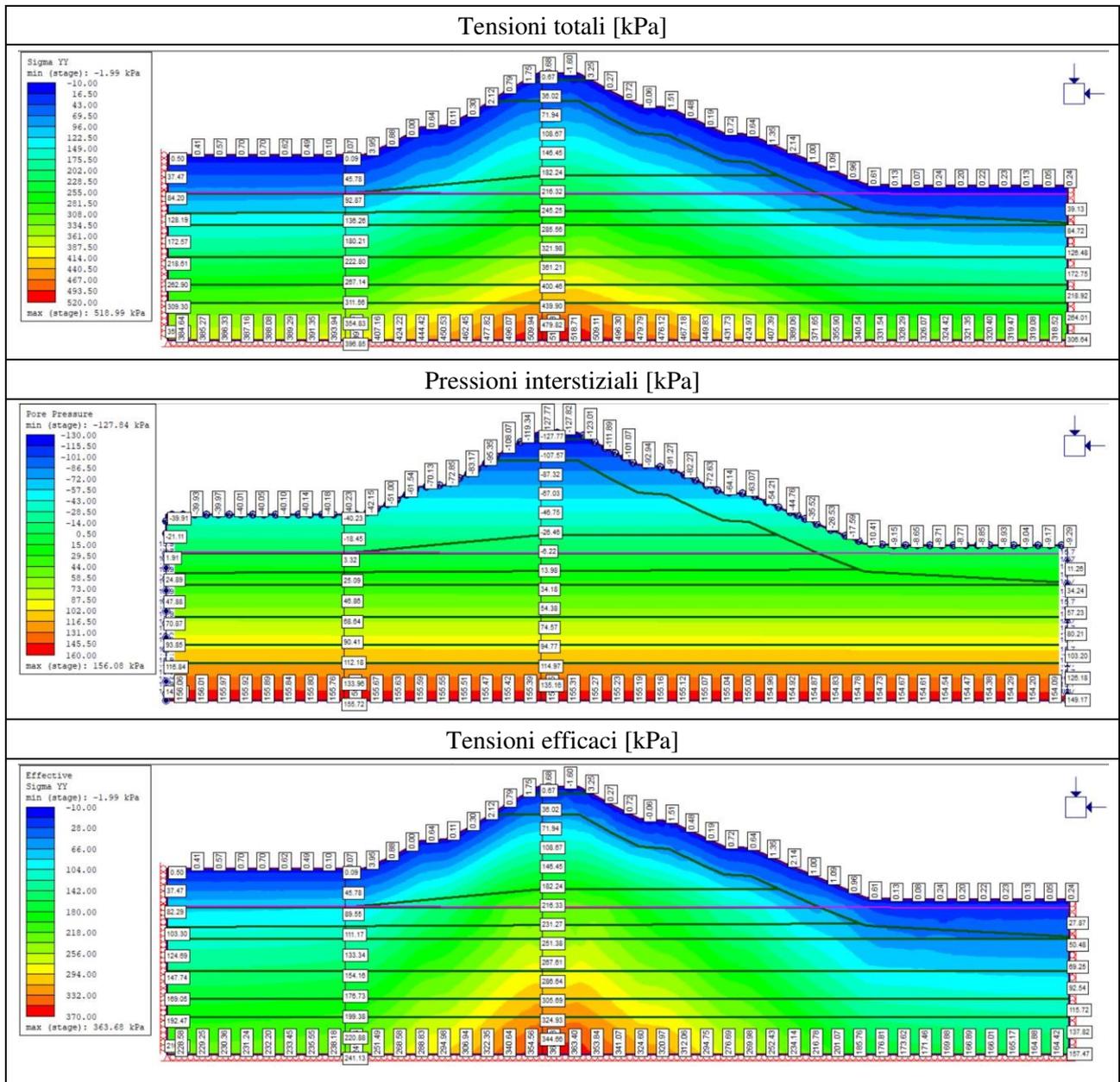
Sezione 14			
Data	Tempo [h]	Svaso [m s.l.m.]	Svaso [m]
07/05/2021 07:00	0	35.40	19.73
07/05/2021 13:00	6	35.17	19.50
07/05/2021 19:00	12	35.01	19.34
08/05/2021 01:00	18	34.93	19.26
08/05/2021 07:00	24	34.80	19.13
08/05/2021 13:00	30	34.62	18.95
08/05/2021 18:00	36	34.53	18.86
09/05/2021 01:00	42	34.40	18.73
09/05/2021 07:00	48	34.25	18.58
09/05/2021 13:00	54	34.12	18.45
10/05/2021 07:00	72	33.66	17.99
10/05/2021 17:00	82	32.14	16.47
10/05/2021 21:00	86	31.37	15.70



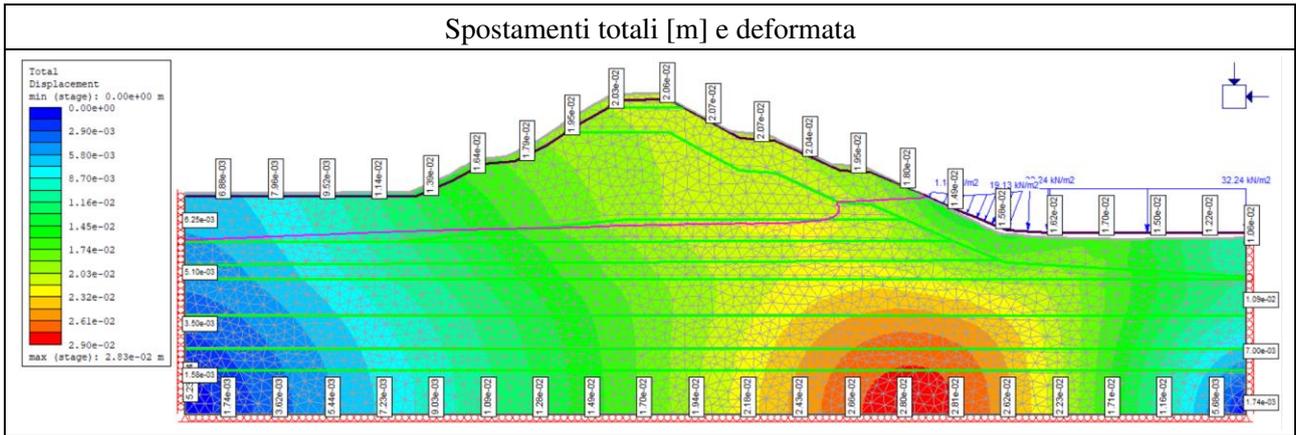


- Risultati delle analisi numeriche

1. Fase iniziale

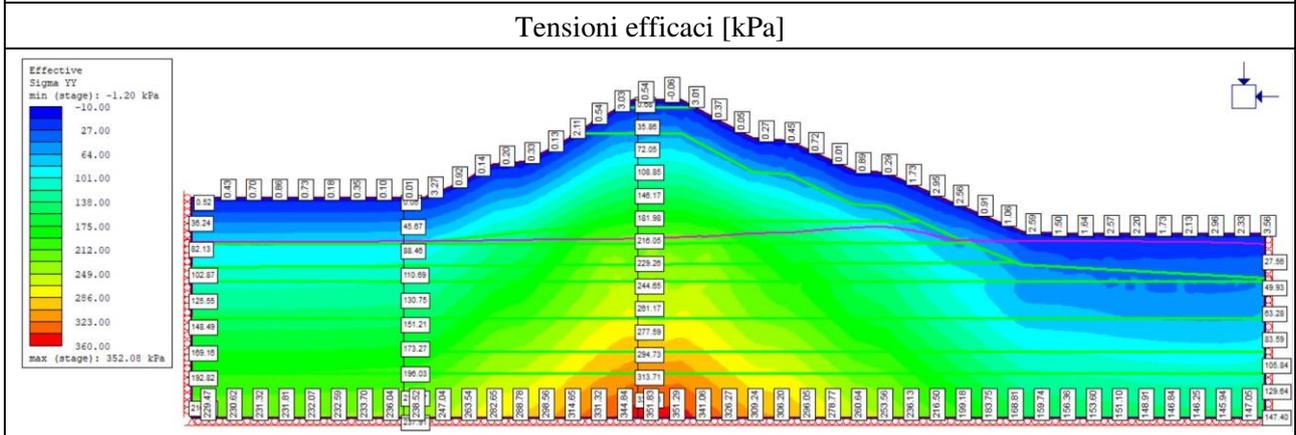
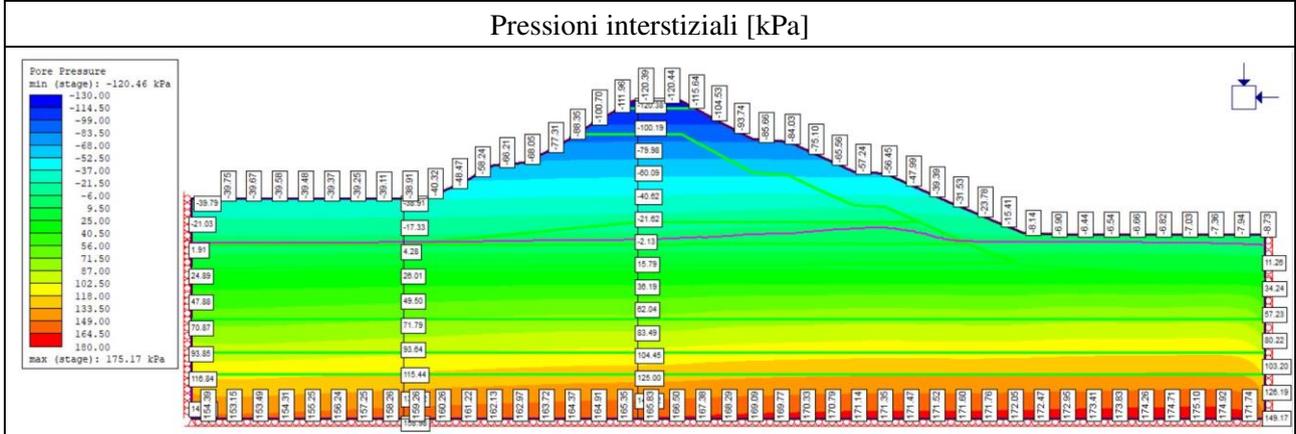
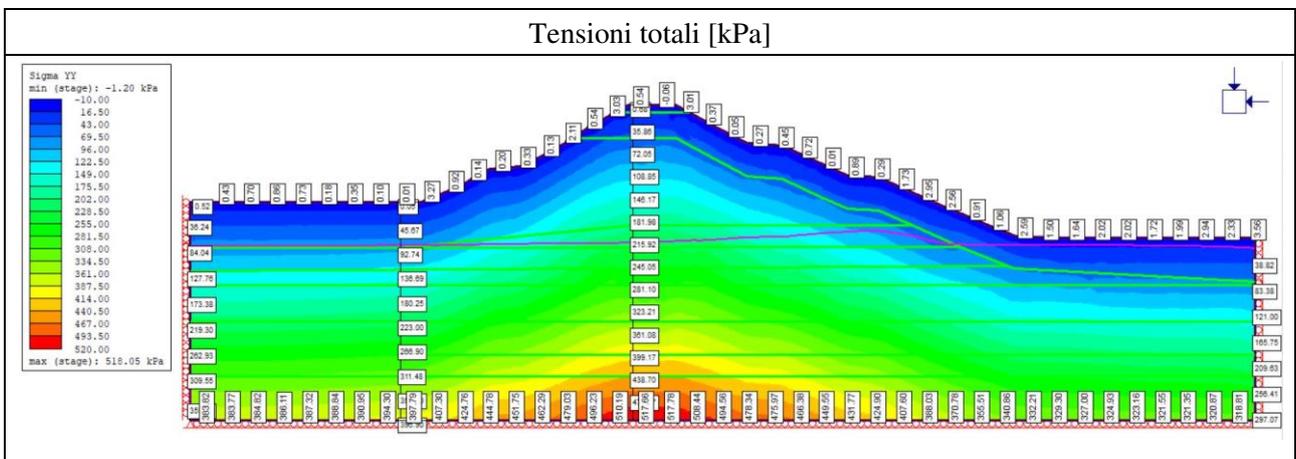


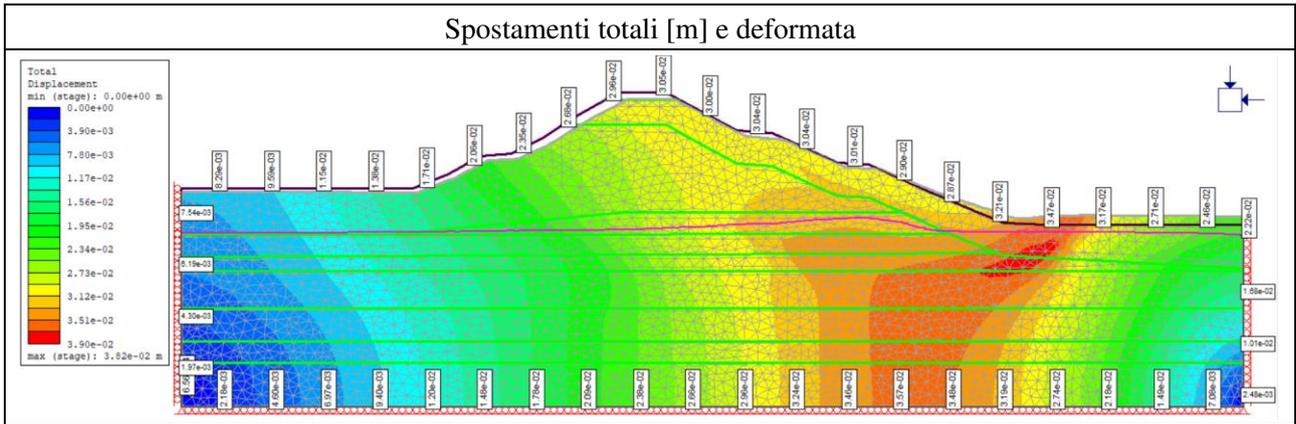




4. Svaso

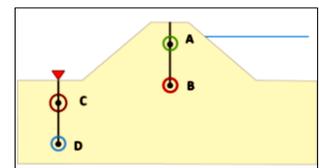
$t = 86 h$





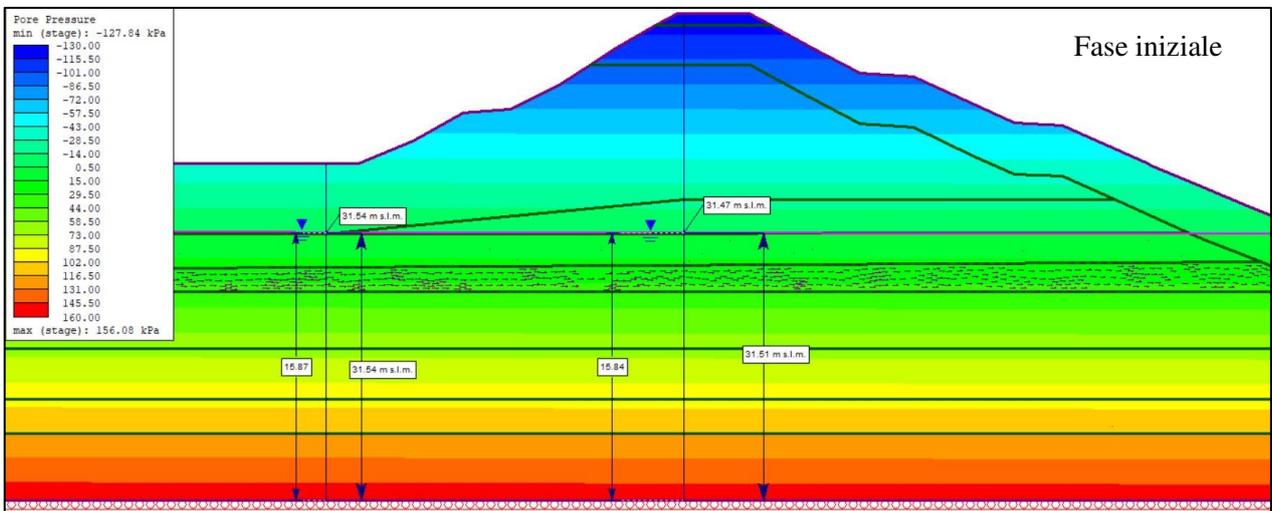
- Confronto tra le misure piezometriche registrate e quelle ottenute dalle analisi numeriche

Quota [m s.l.m.]	Quote dei piezometri - P14			
	Sommità		Piede	
	Superficiale A	Profondo B	Superficiale C	Profondo D
Quota [m s.l.m.]	37.49	29.49	28.67	23.67
Quota modello [m]	21.82	13.82	13.00	8.00



1. Fase iniziale

		Fase iniziale - P14	
		Misure piezometriche	
Superficiale	Letture [m s.l.m.]	31.54	37.03
	Letture [m]	15.87	21.36
Profondo	Letture [m s.l.m.]	31.79	31.47
	Letture [m]	16.12	15.8
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Letture [m s.l.m.]	31.54	37.03
	Letture [m]	15.87	21.36
	$\Delta$ [m]	0.00	0.00
Profondo	Letture [m s.l.m.]	31.54	31.51
	Letture [m]	15.87	15.84
	$\Delta$ [m]	0.25	0.04



2. Invaso

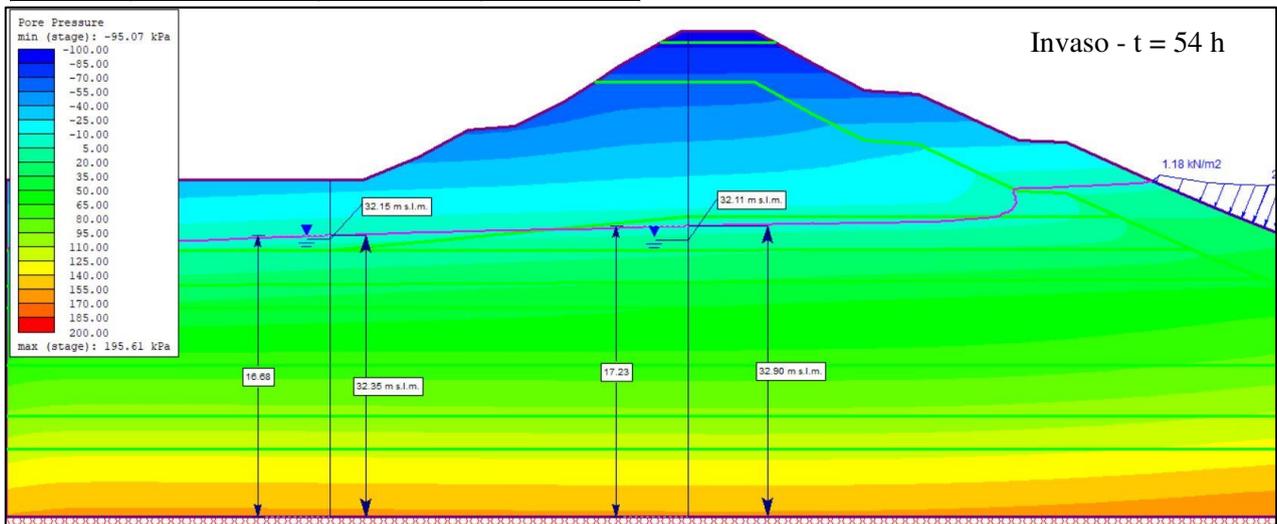
Invaso - Collaudo - P14			
12h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.55	37.03
	Lettura [m]	15.88	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.79	31.47
	Lettura [m]	16.12	15.8
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.81	37.03
	Lettura [m]	16.14	21.36
	$\Delta$ [m]	0.26	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.81	32.07
	Lettura [m]	16.14	16.40
	$\Delta$ [m]	0.02	0.60

Invaso - Collaudo - P14			
24h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.61	37.03
	Lettura [m]	15.94	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.79	31.53
	Lettura [m]	16.12	15.86
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.96	37.03
	Lettura [m]	16.29	21.36
	$\Delta$ [m]	0.35	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.96	32.28
	Lettura [m]	16.29	16.61
	$\Delta$ [m]	0.17	0.75

Invaso - Collaudo - P14			
36h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.75	37.03
	Lettura [m]	16.08	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.82	31.69
	Lettura [m]	16.15	16.02
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.10	37.03
	Lettura [m]	16.43	21.36
	$\Delta$ [m]	0.35	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.10	32.50
	Lettura [m]	16.43	16.83
	$\Delta$ [m]	0.28	0.81

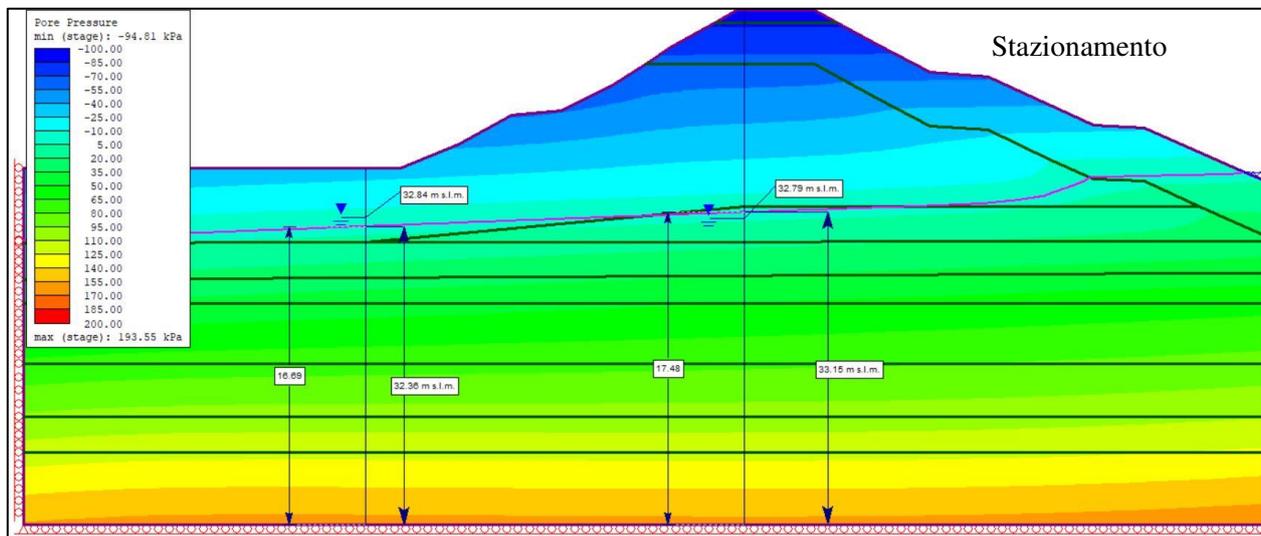
Invaso - Collaudo - P14			
48h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.00	37.03
	Lettura [m]	16.33	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.87	31.96
	Lettura [m]	16.2	16.29
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.29	37.03
	Lettura [m]	16.62	21.36
	$\Delta$ [m]	0.29	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.29	32.77
	Lettura [m]	16.62	17.1
	$\Delta$ [m]	0.42	0.81

Invaso - Collaudo - P14			
54h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.15	37.03
	Lettura [m]	16.48	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.91	32.11
	Lettura [m]	16.24	16.44
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.35	37.03
	Lettura [m]	16.68	21.36
	$\Delta$ [m]	0.20	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.35	32.90
	Lettura [m]	16.68	17.23
	$\Delta$ [m]	0.44	0.79



3. *Permanenza – Plateau*

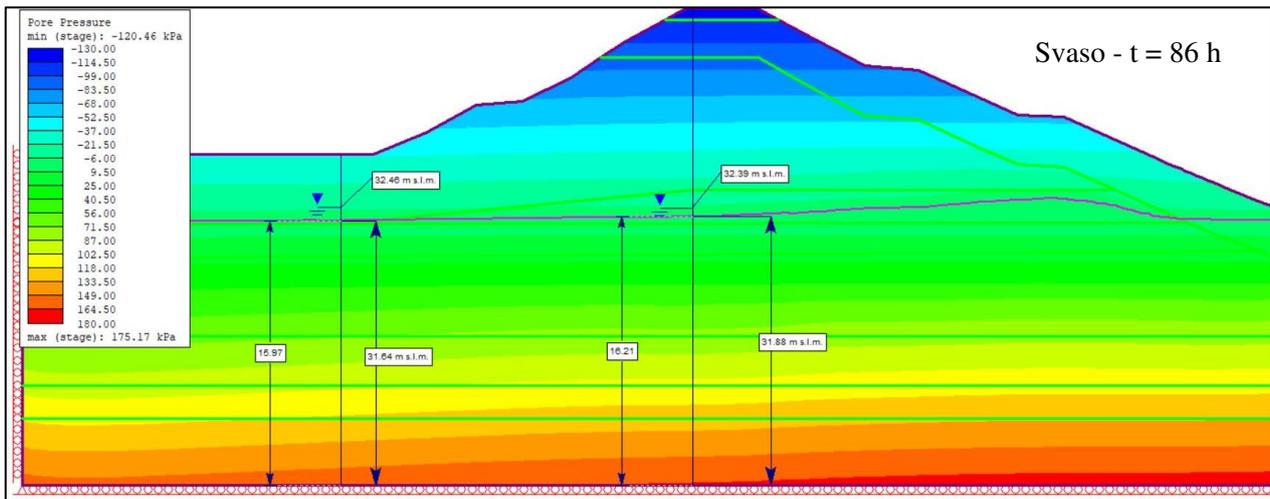
Stazionamento - P14			
212h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.84	37.03
	Lettura [m]	17.17	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.52	32.79
	Lettura [m]	16.85	17.12
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.36	37.03
	Lettura [m]	16.69	21.36
	$\Delta$ [m]	0.48	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.36	33.15
	Lettura [m]	16.69	17.48
	$\Delta$ [m]	0.16	0.36

4. *Svaso*

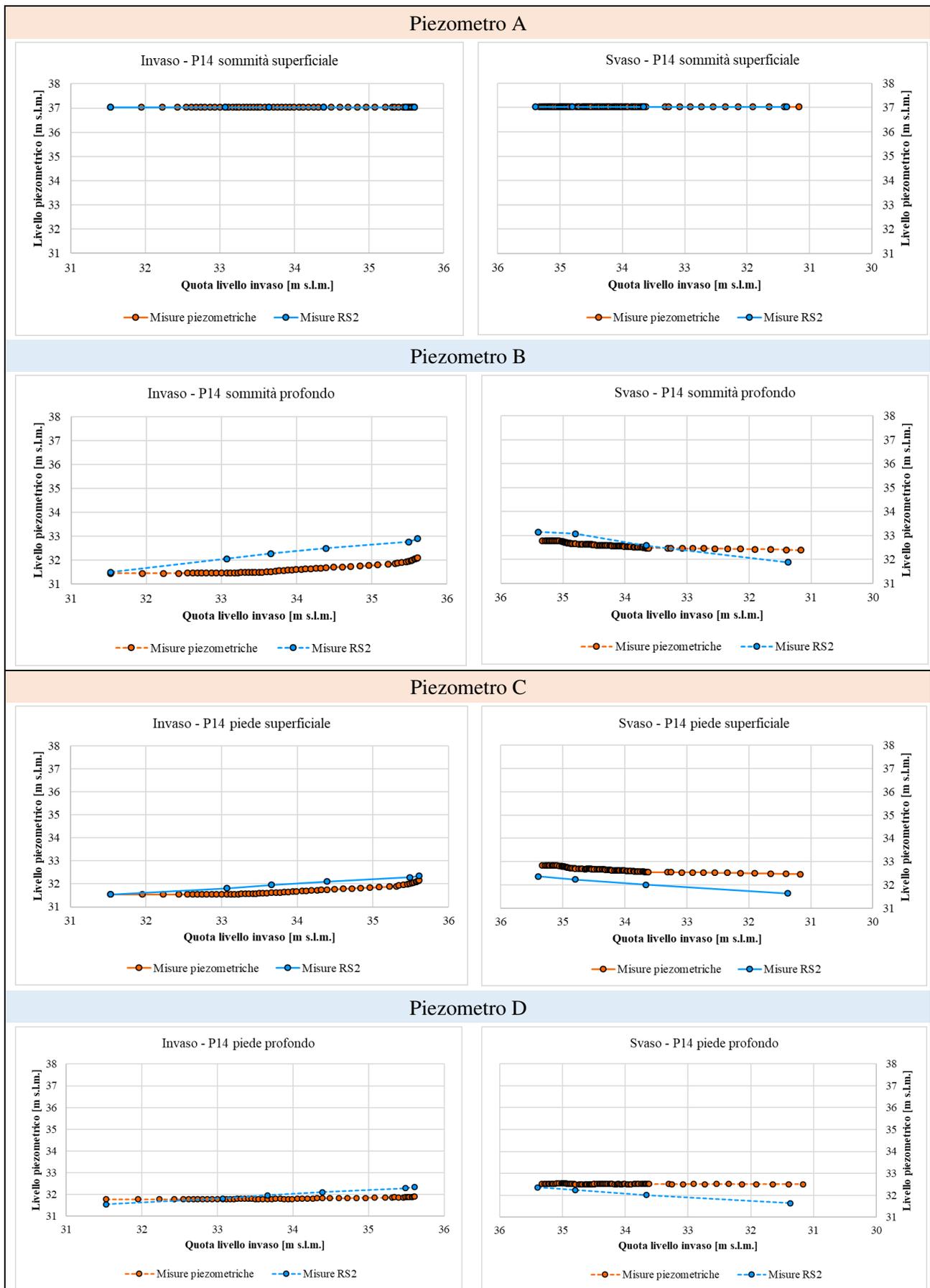
Svaso - Collaudo - P14			
24h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.70	37.03
	Lettura [m]	17.03	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.5	32.65
	Lettura [m]	16.83	16.98
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.24	37.03
	Lettura [m]	16.57	21.36
	$\Delta$ [m]	0.46	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.24	33.07
	Lettura [m]	16.57	17.40
	$\Delta$ [m]	0.26	0.42

Svaso - Collaudo - P14			
72h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.55	37.03
	Lettura [m]	16.88	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.51	32.48
	Lettura [m]	16.84	16.81
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.01	37.03
	Lettura [m]	16.34	21.36
	$\Delta$ [m]	0.54	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.01	32.58
	Lettura [m]	16.34	16.91
	$\Delta$ [m]	0.50	0.10

Svaso - Collaudo - P14			
86h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.46	37.03
	Lettura [m]	16.79	21.36
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.5	32.39
	Lettura [m]	16.83	16.72
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.64	37.03
	Lettura [m]	15.97	21.36
	$\Delta$ [m]	0.82	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.64	31.88
	Lettura [m]	15.97	16.21
	$\Delta$ [m]	0.86	0.51

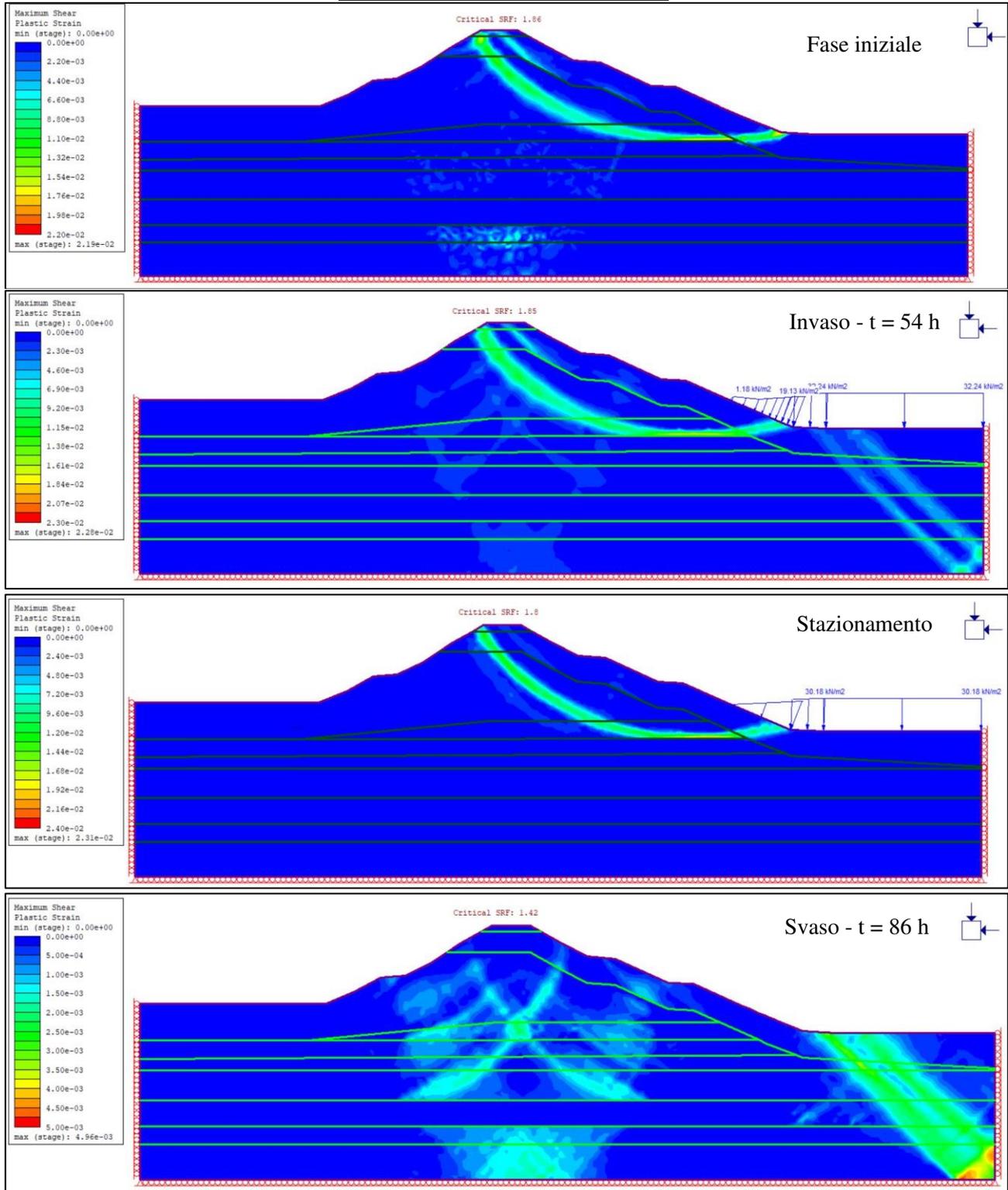


- Confronto grafico delle misure piezometriche registrate con quelle ottenute dalle analisi numeriche



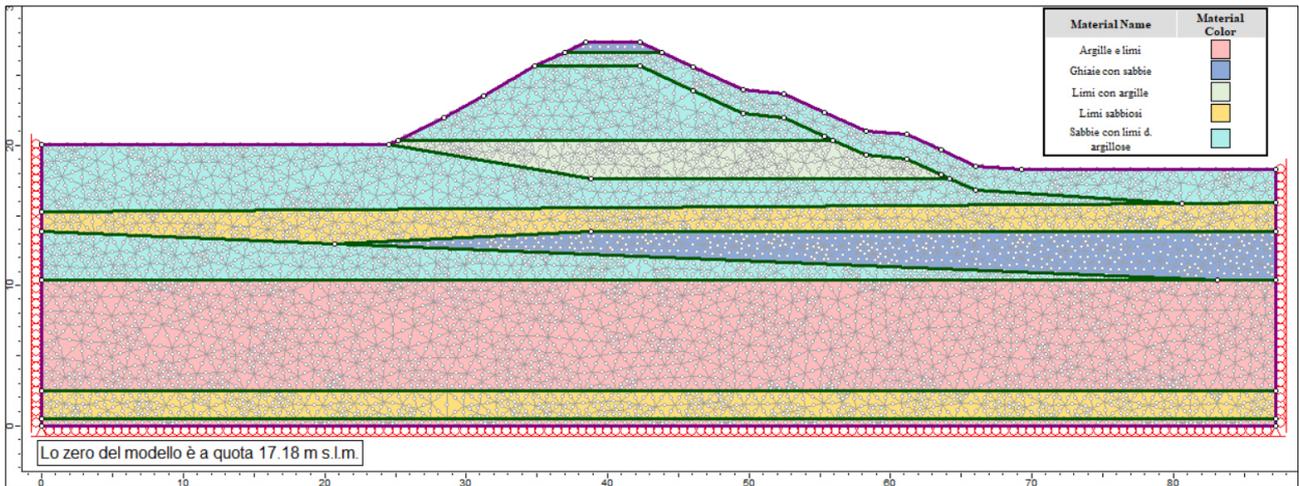
- Superfici di rottura e Strength reduction factor

	SRF [-]
Fase Iniziale	1.86
Invaso	1.85
Plateau	1.80
Svaso	1.42



## Argine sinistro - Sezione 15

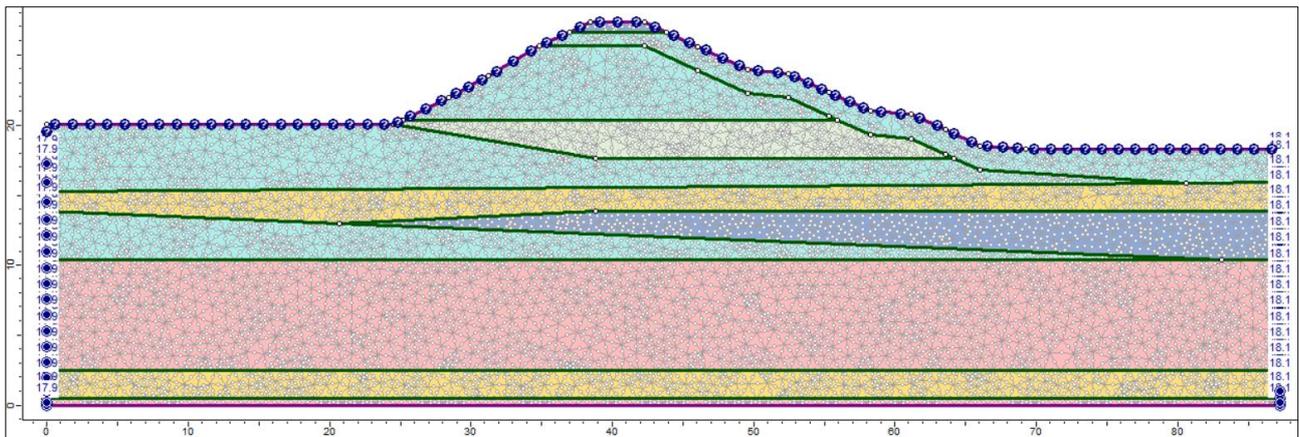
- Rappresentazione del modello geometrico utilizzato nelle analisi numeriche



- Condizioni al contorno idrauliche

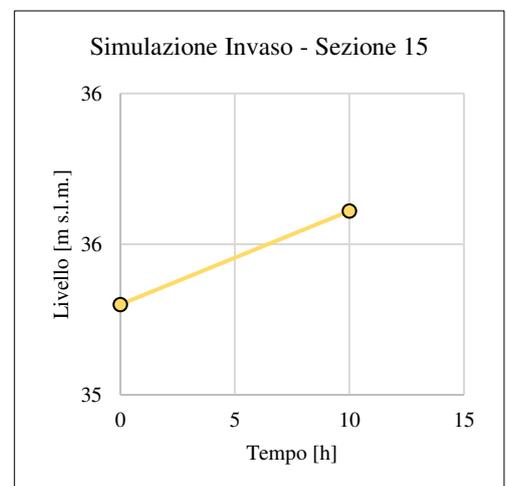
## 1. Fase iniziale

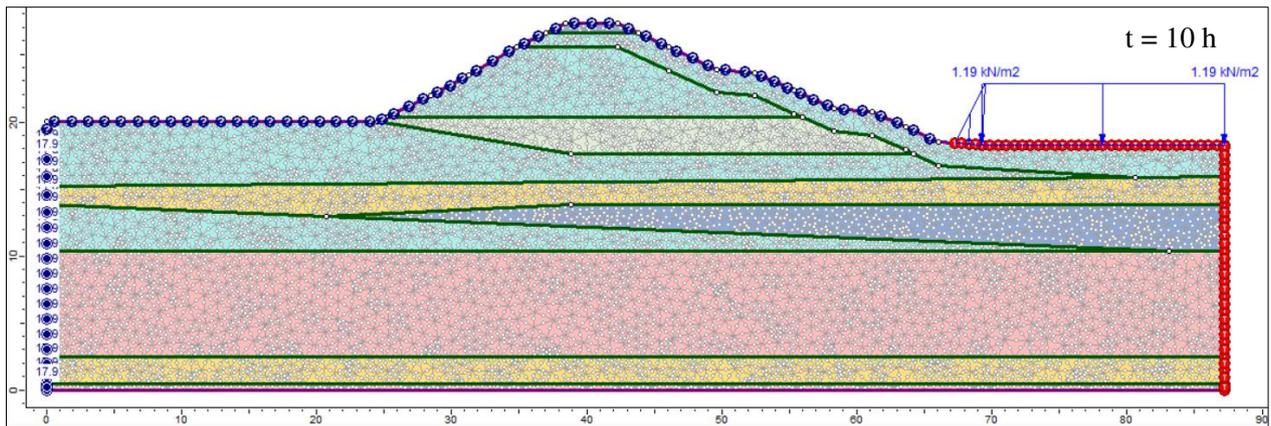
	Quota assoluta [m s.l.m.]		Quota modello [m]	
	Lato esterno	Lato alveo	Lato esterno	Lato alveo
Sezione 15	35.11	35.30	17.93	18.12



## 2. Invaso

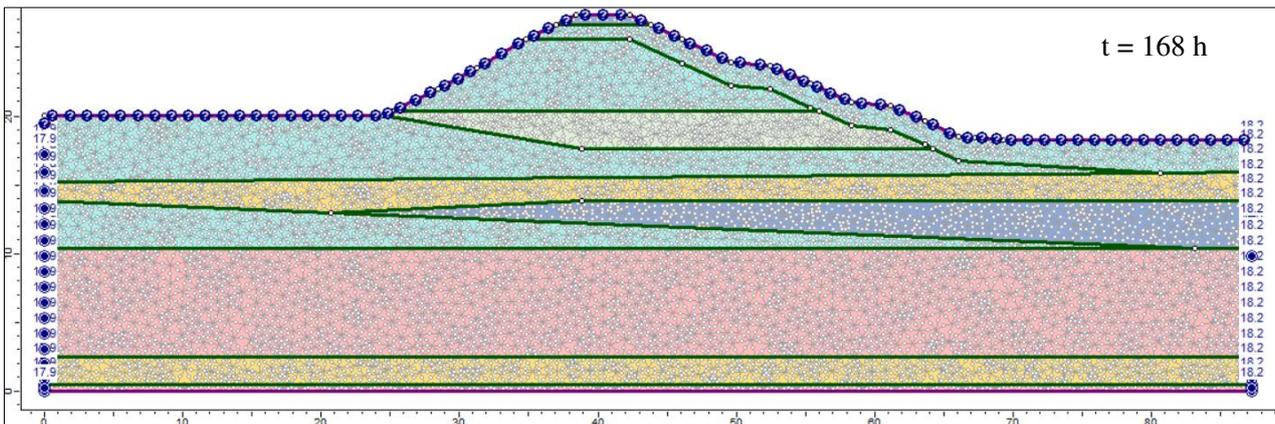
Sezione 15			
Data	Tempo [h]	Invaso [m s.l.m.]	Invaso [m]
30/04/2021 07:00	0	35.30	18.12
30/04/2021 17:00	10	35.61	18.43





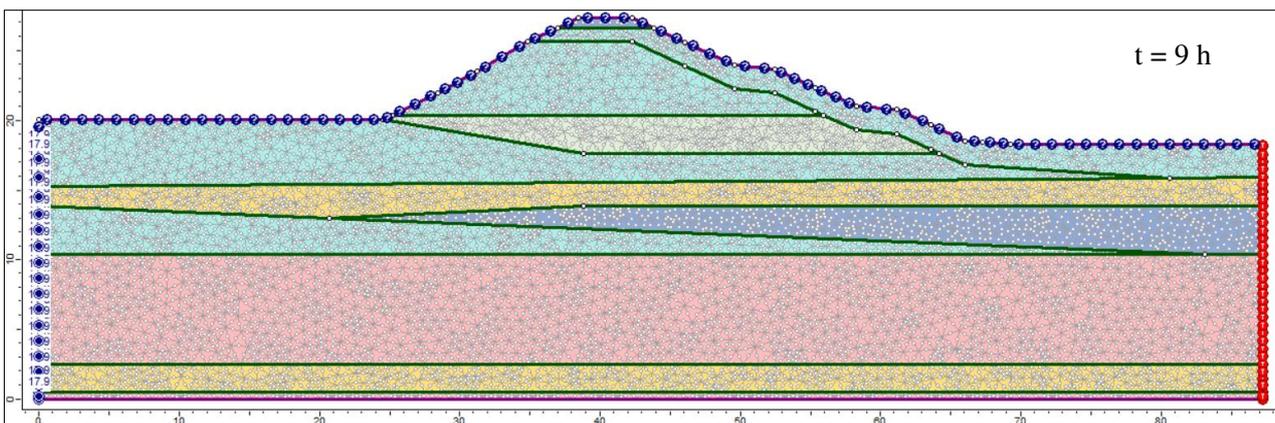
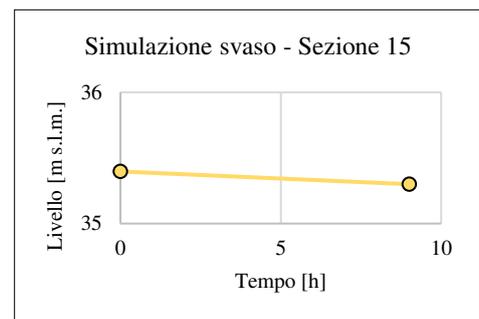
### 3. Permanenza - Plateau

Sezione 15			
Data	Tempo [h]	Plateau [m s.l.m.]	Plateau [m]
30/04/2021 17:00	0	35.61	18.43
05/05/2021 07:00	158	35.40	18.22



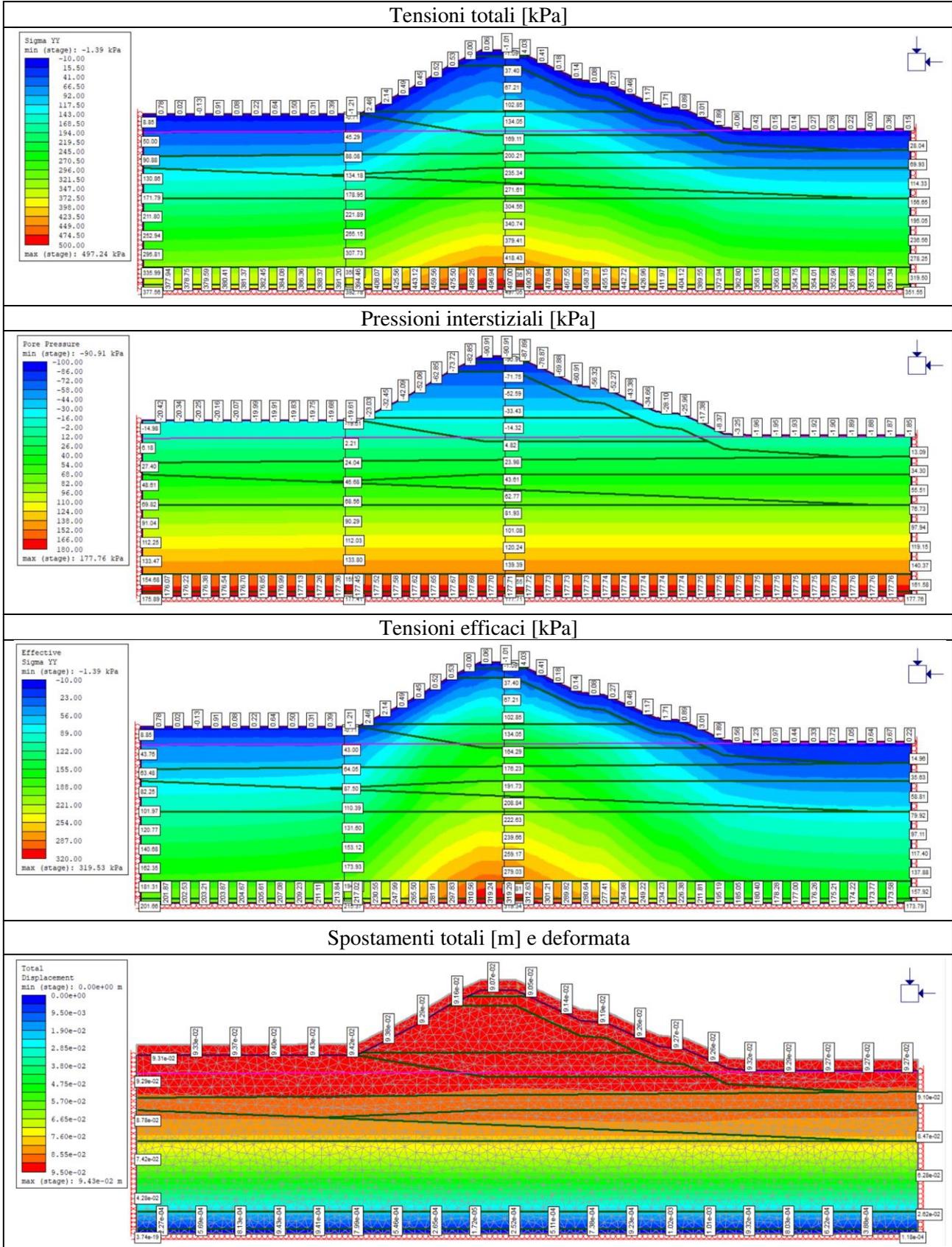
### 4. Svaso

Sezione 15			
Data	Tempo [h]	Svaso [m s.l.m.]	Svaso [m]
05/05/2021 07:00	0	35.40	18.22
05/05/2021 16:00	9	35.30	18.12



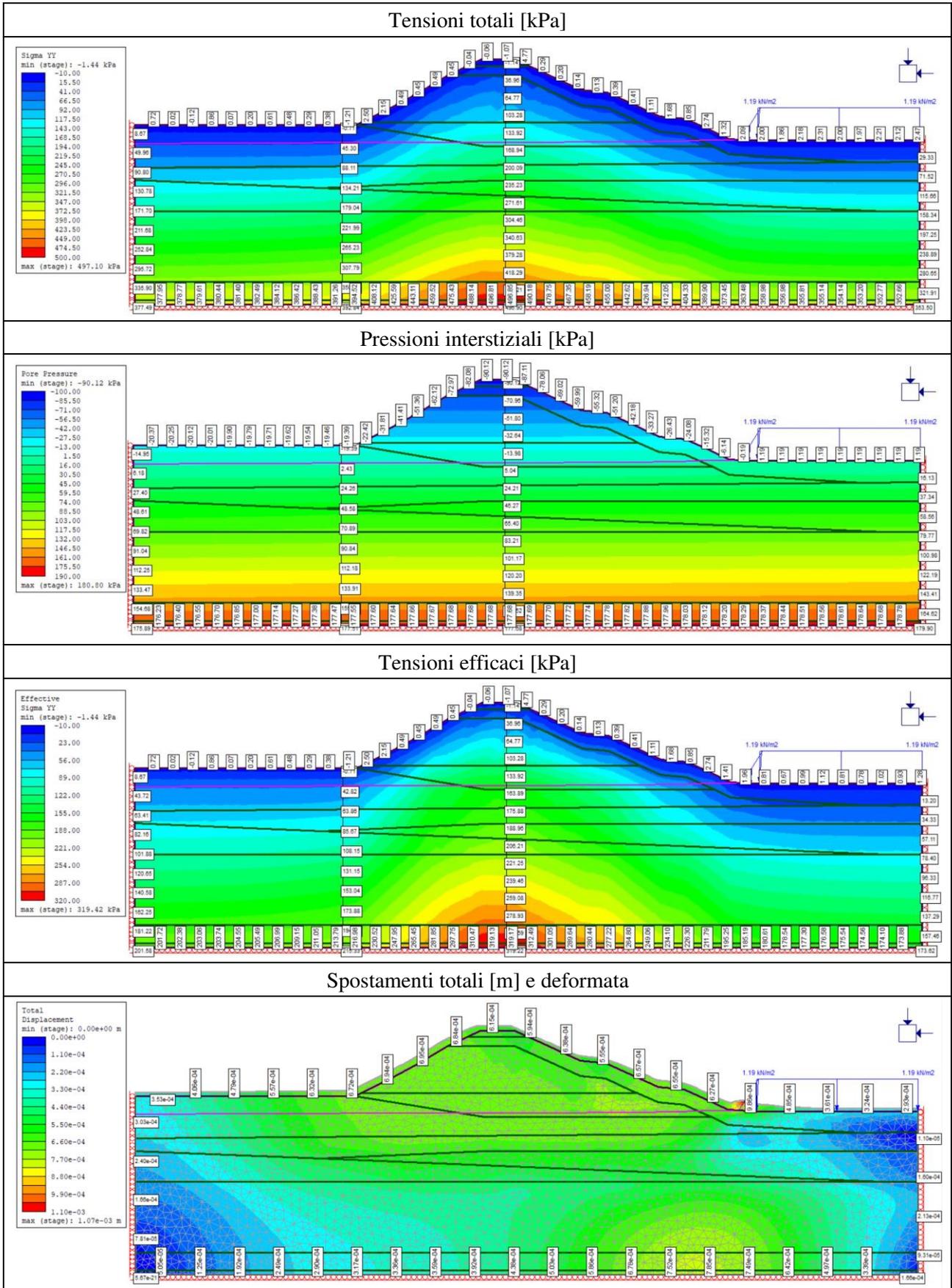
- Risultati delle analisi numeriche

1. Fase iniziale



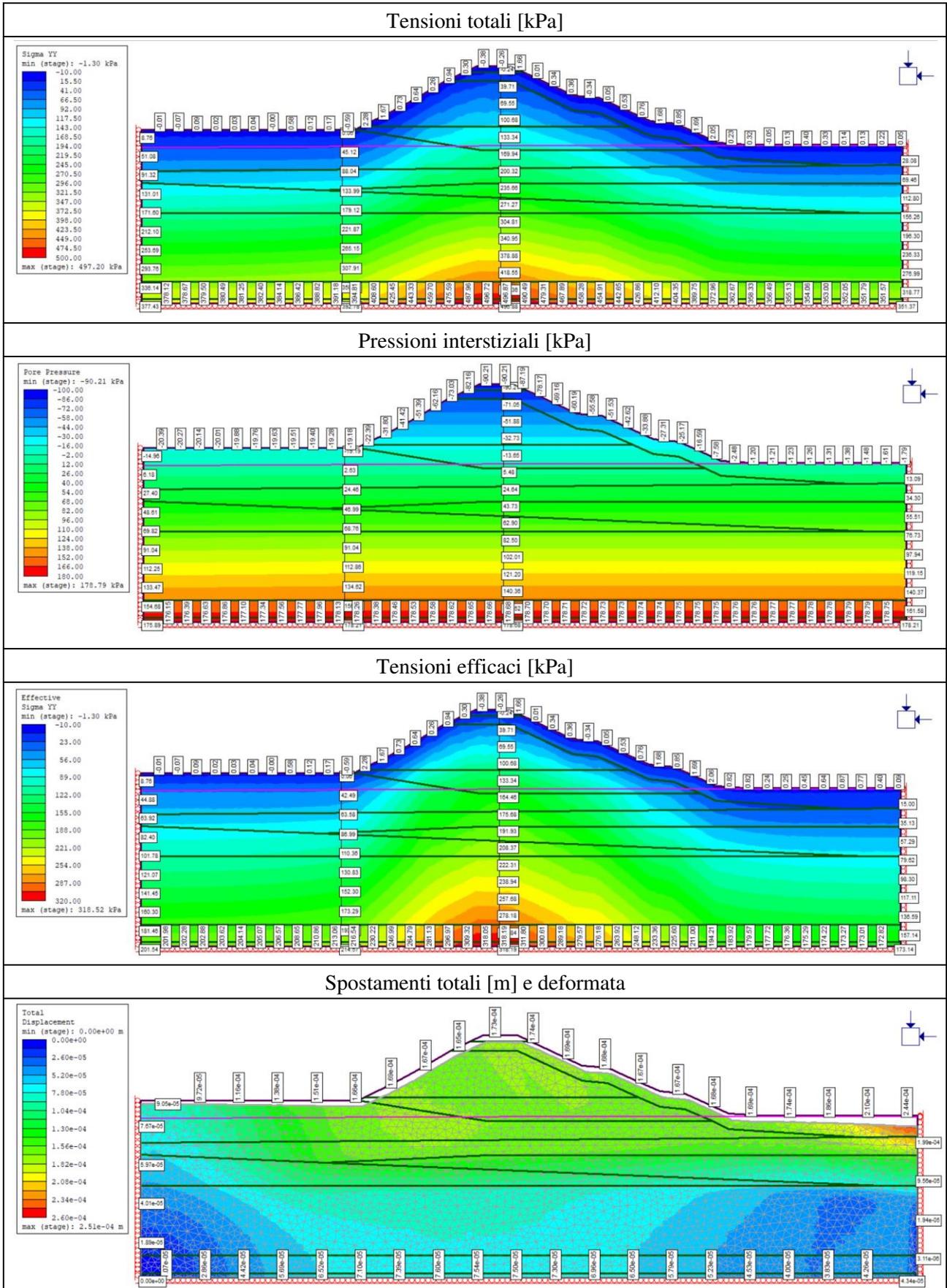
2. Invaso

$t = 10 h$



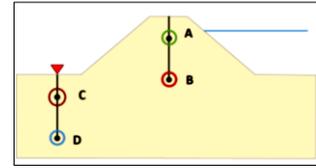
4. Svaso

$t = 9 h$



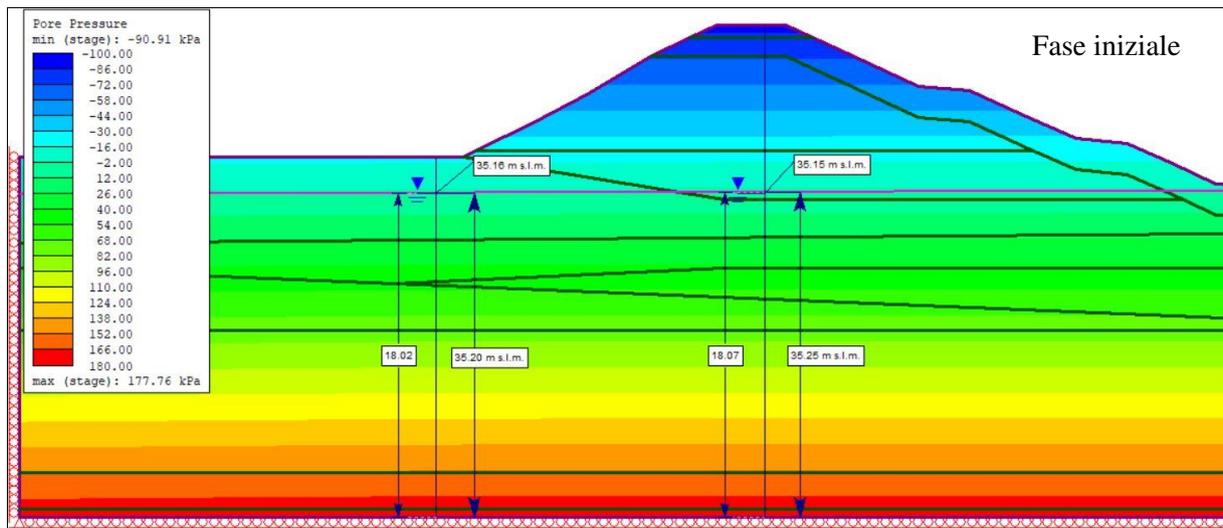
- Confronto tra le misure piezometriche registrate e quelle ottenute dalle analisi numeriche

Quote dei piezometri - P15				
	Sommità		Piede	
	Superficiale A	Profondo B	Superficiale C	Profondo D
Quota [m s.l.m.]	37.49	29.49	29.18	19.18
Quota modello [m]	20.31	12.31	12.00	2.00



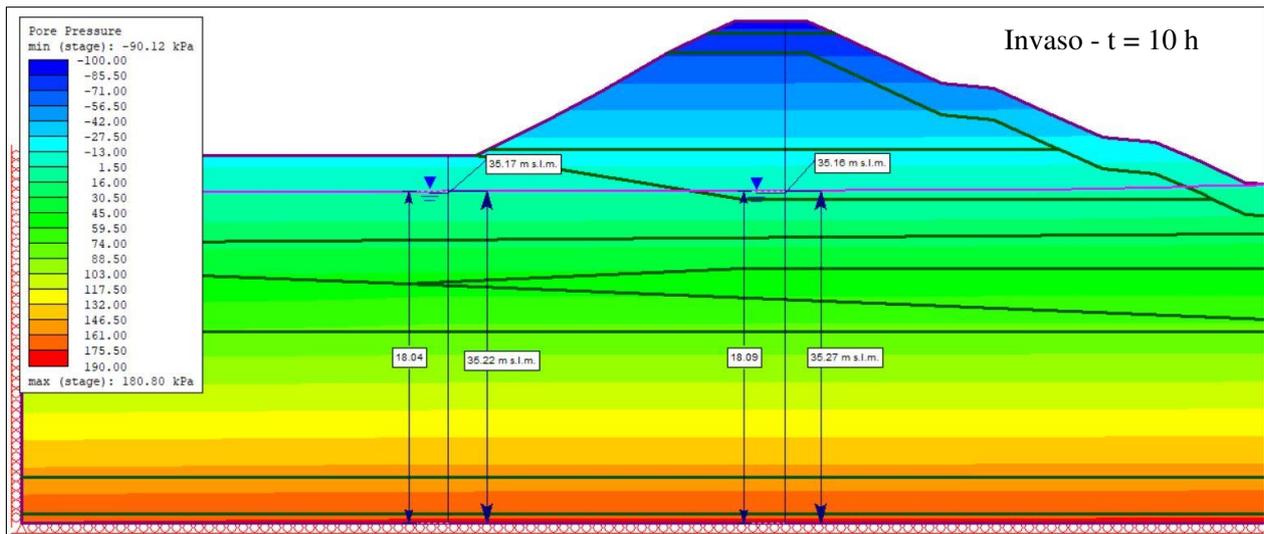
### 1. Fase iniziale

Fase iniziale - P15			
Misure piezometriche			
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.16	37.82
	Lettura [m]	17.98	20.64
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	35.35	35.15
	Lettura [m]	18.17	17.97
Misure piezometriche da RS2			
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.20	37.82
	Lettura [m]	18.02	20.64
	$\Delta$ [m]	0.04	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	35.20	35.25
	Lettura [m]	18.02	18.07
	$\Delta$ [m]	0.15	0.10



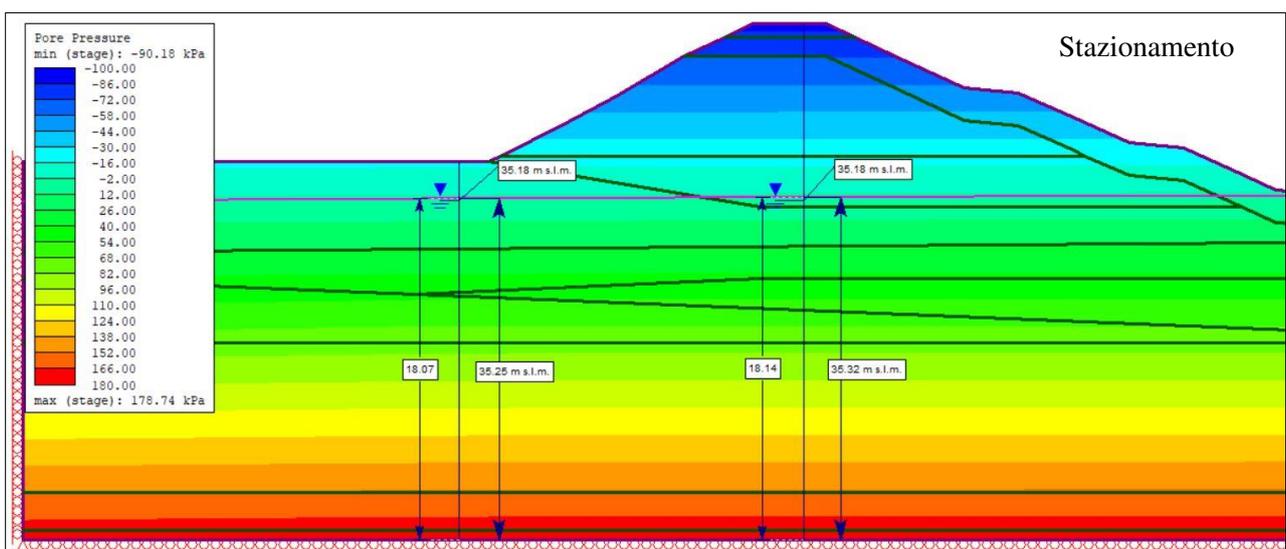
### 2. Invaso

Invaso - Collaudo - P15			
10h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.17	37.82
	Lettura [m]	17.99	20.64
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	35.38	35.16
	Lettura [m]	18.20	17.98
Misure piezometriche da RS2			
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.22	37.82
	Lettura [m]	18.04	20.64
	$\Delta$ [m]	0.05	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	35.22	35.27
	Lettura [m]	18.04	18.09
	$\Delta$ [m]	0.16	0.11



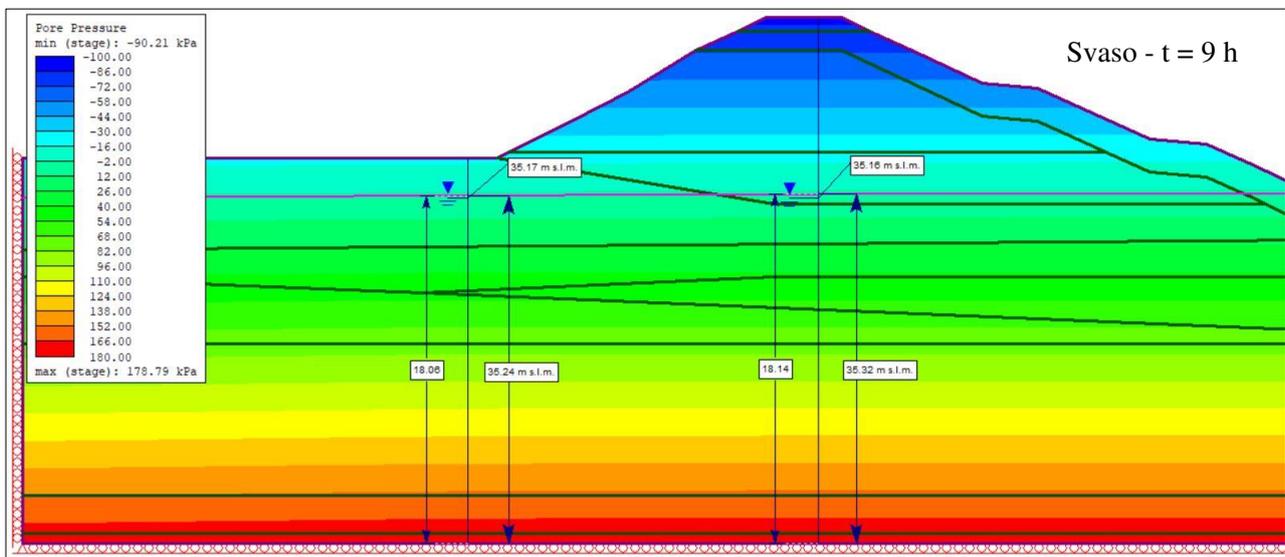
### 3. Permanenza - Plateau

		Stazionamento - P15	
		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.19	37.82
	Lettura [m]	18.01	20.64
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	35.49	35.18
	Lettura [m]	18.31	18.00
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.25	37.82
	Lettura [m]	18.07	20.64
	$\Delta$ [m]	0.06	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	35.25	35.32
	Lettura [m]	18.07	18.14
	$\Delta$ [m]	0.24	0.14

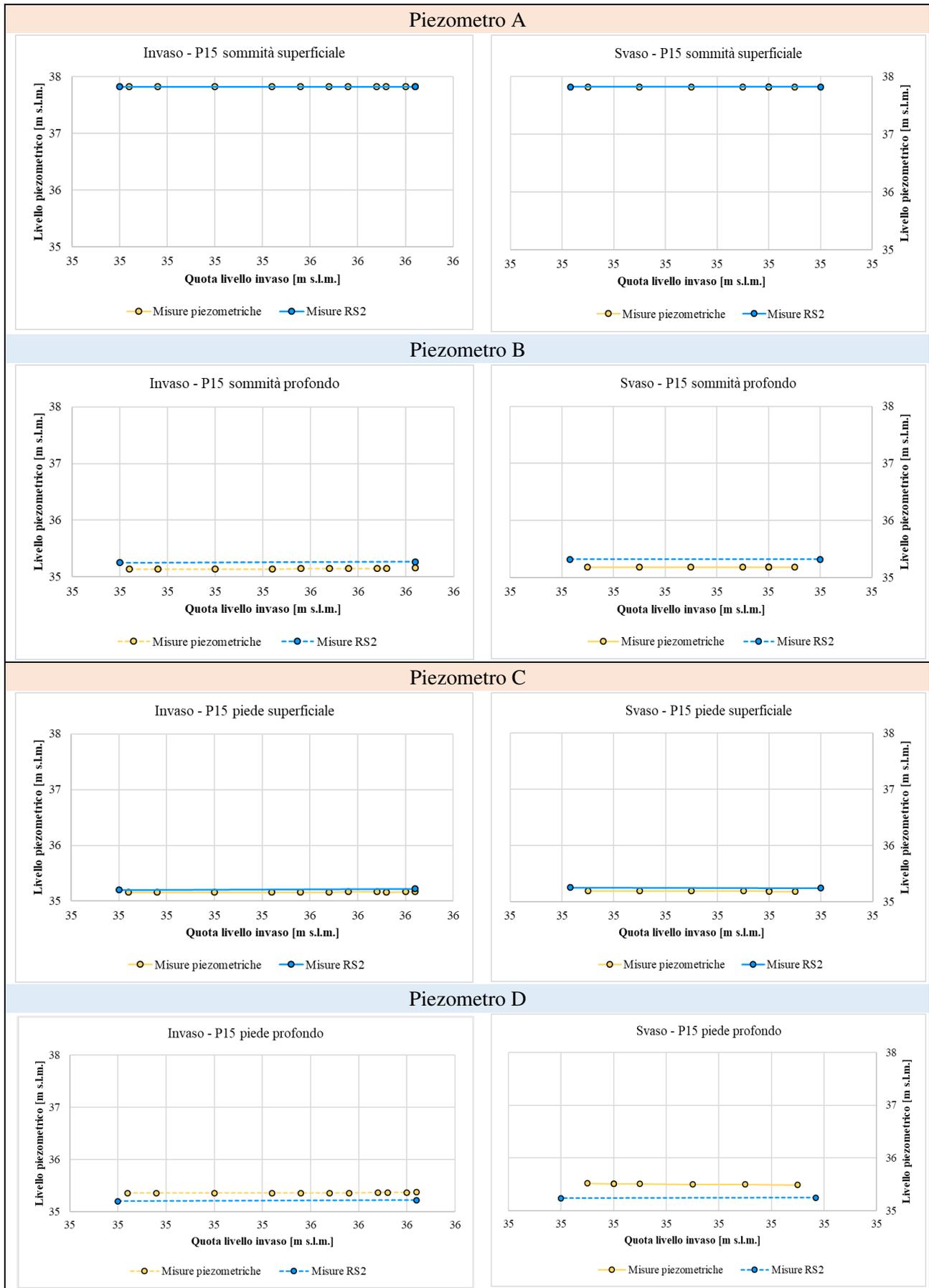


## 4. Svaso

Svaso - Collaudo - P15			
9h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.17	37.82
	Lettura [m]	17.99	20.64
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	35.52	35.16
	Lettura [m]	18.34	17.98
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.24	37.82
	Lettura [m]	18.06	20.64
	$\Delta$ [m]	0.07	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	35.24	35.32
	Lettura [m]	18.06	18.14
	$\Delta$ [m]	0.28	0.16

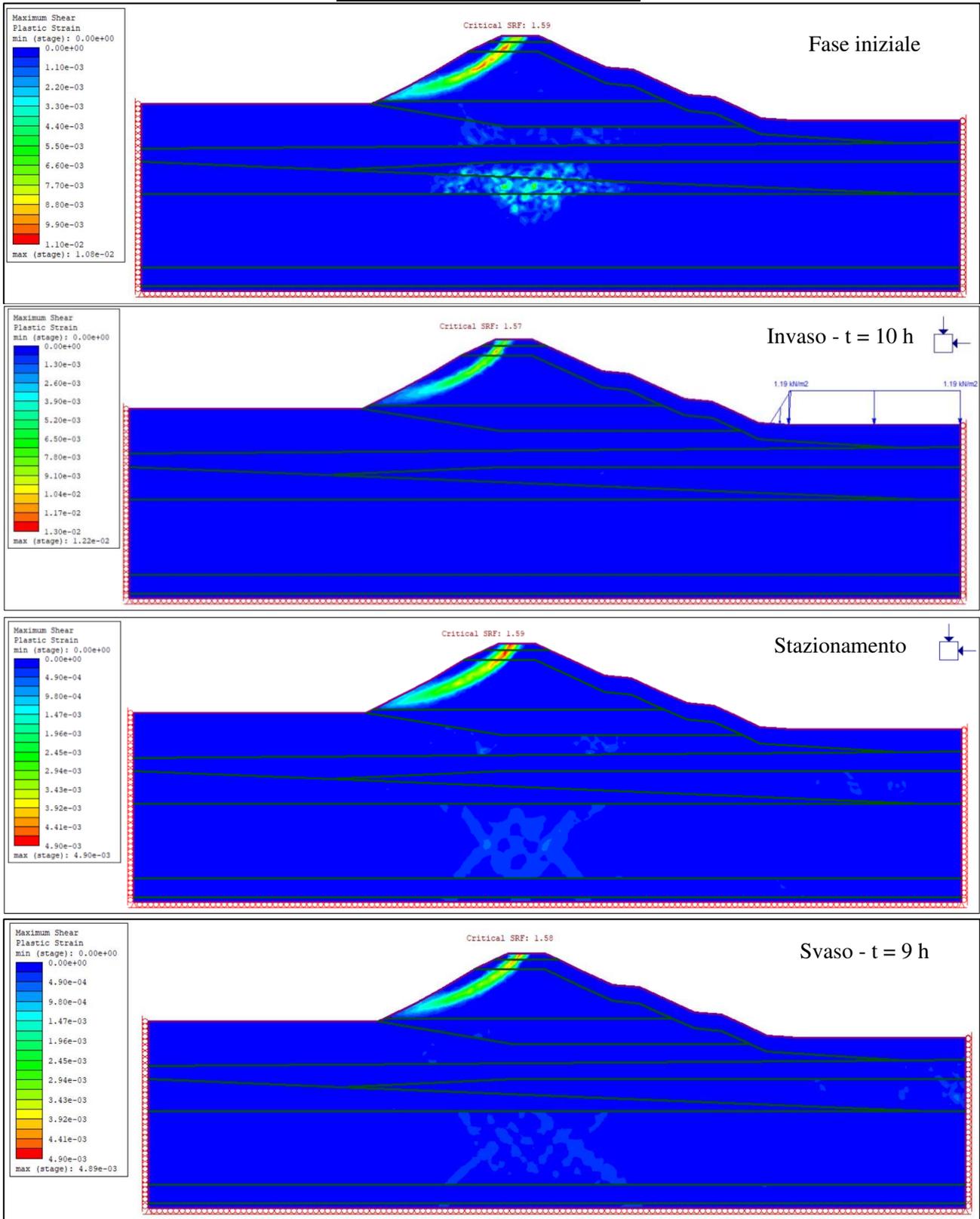


- Confronto grafico delle misure piezometriche registrate con quelle ottenute dalle analisi numeriche



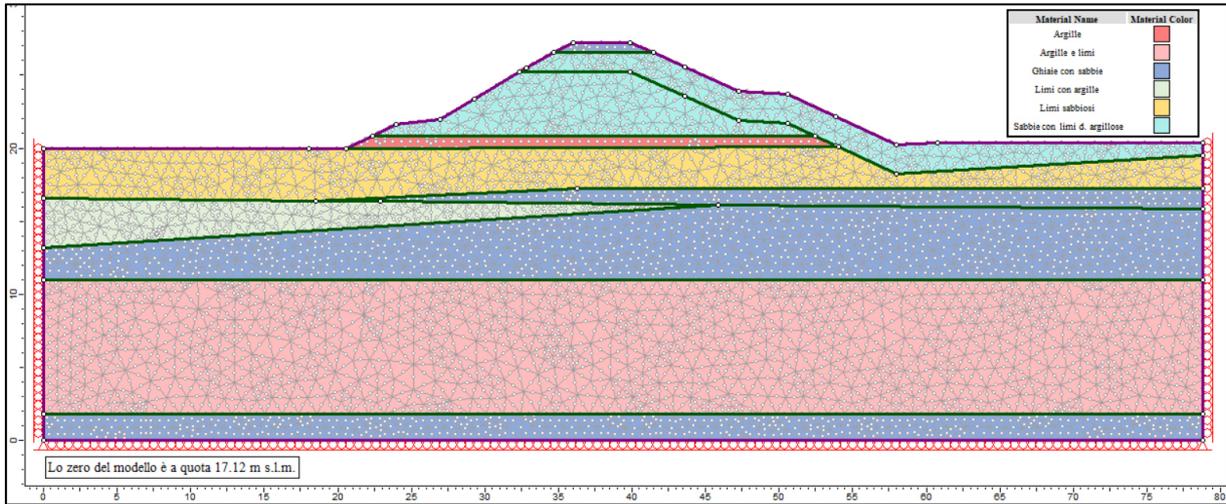
- Superfici di rottura e Strength reduction factor

	SRF [-]
Fase Iniziale	1.59
Invaso	1.57
Plateau	1.60
Svaso	1.58



Argine sinistro - Sezione 16

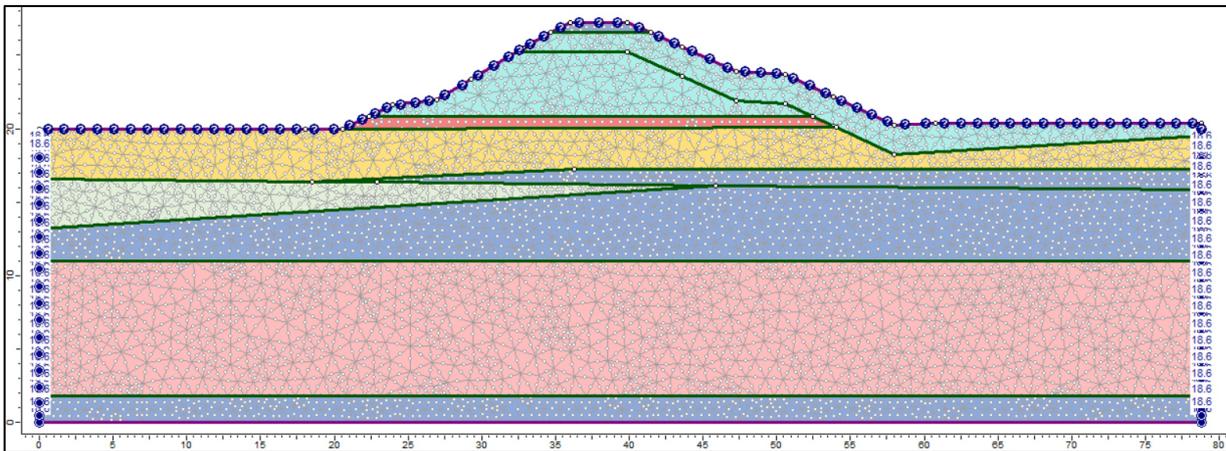
- Rappresentazione del modello geometrico utilizzato nelle analisi numeriche



- Condizioni al contorno idrauliche

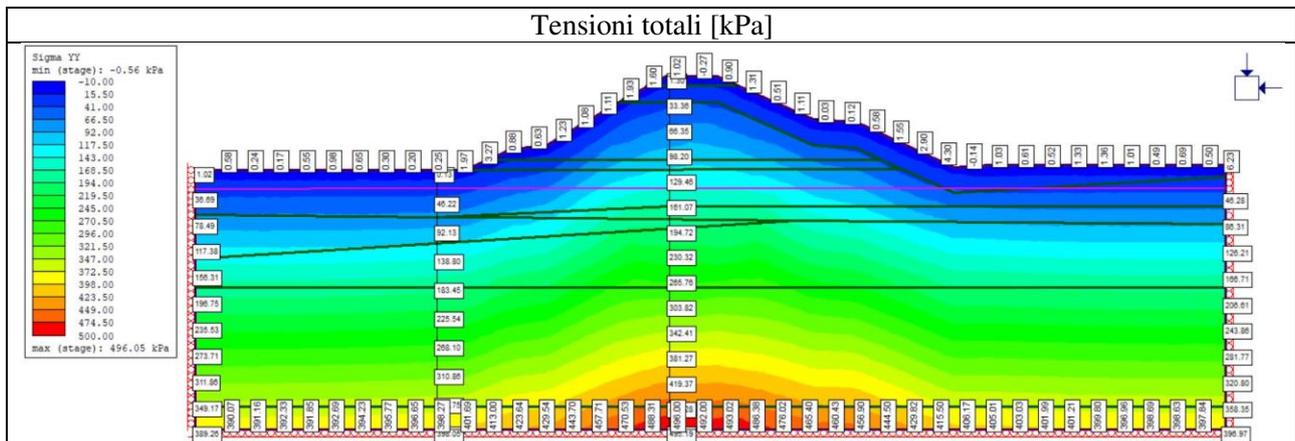
Fase iniziale

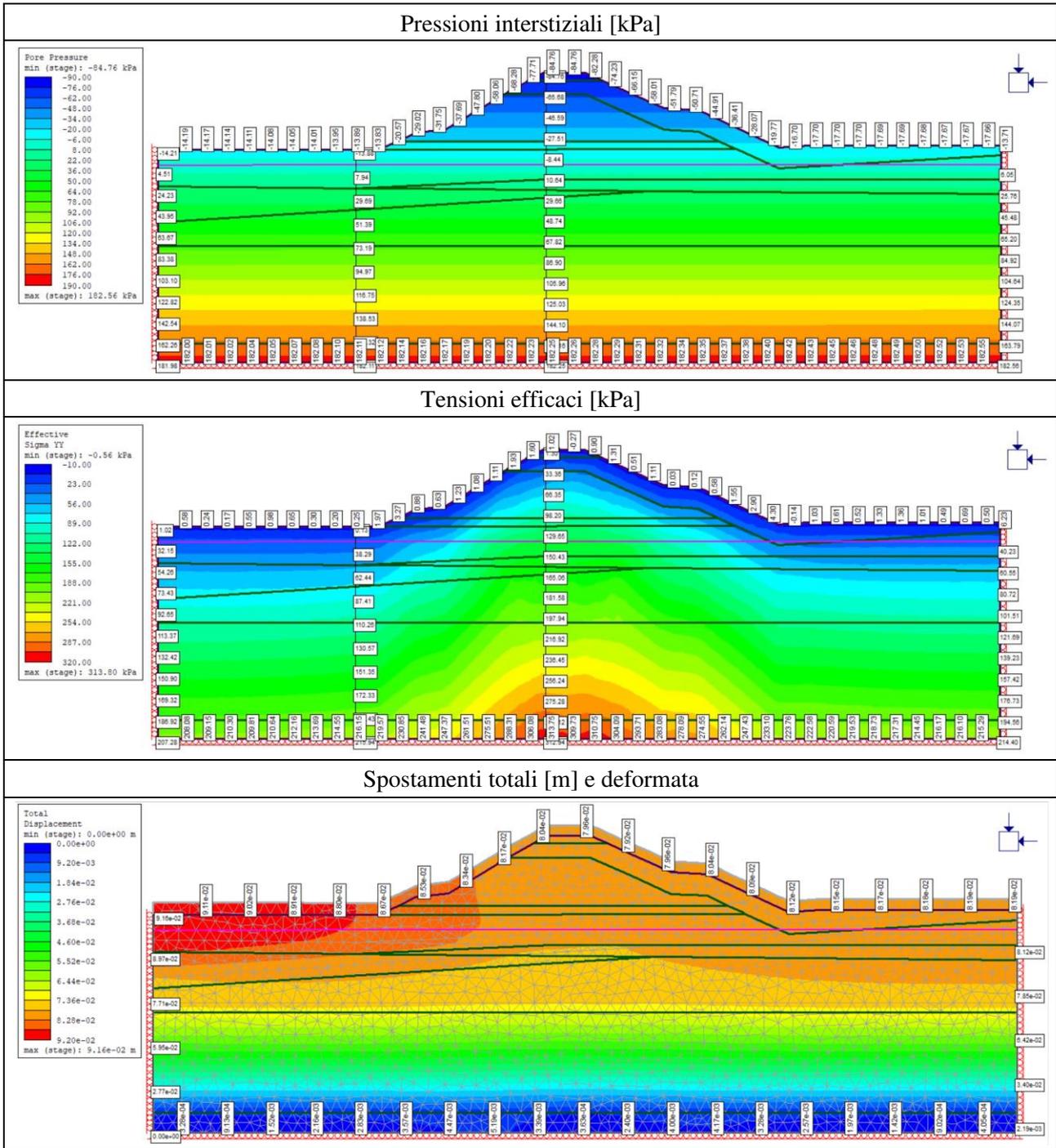
Sezione 16	Quota assoluta [m s.l.m.]		Quota modello [m]	
	Lato esterno	Lato alveo	Lato esterno	Lato alveo
	35.67	35.73	18.55	18.61



- Risultati delle analisi numeriche

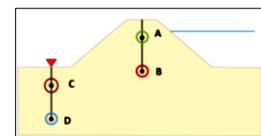
Fase iniziale





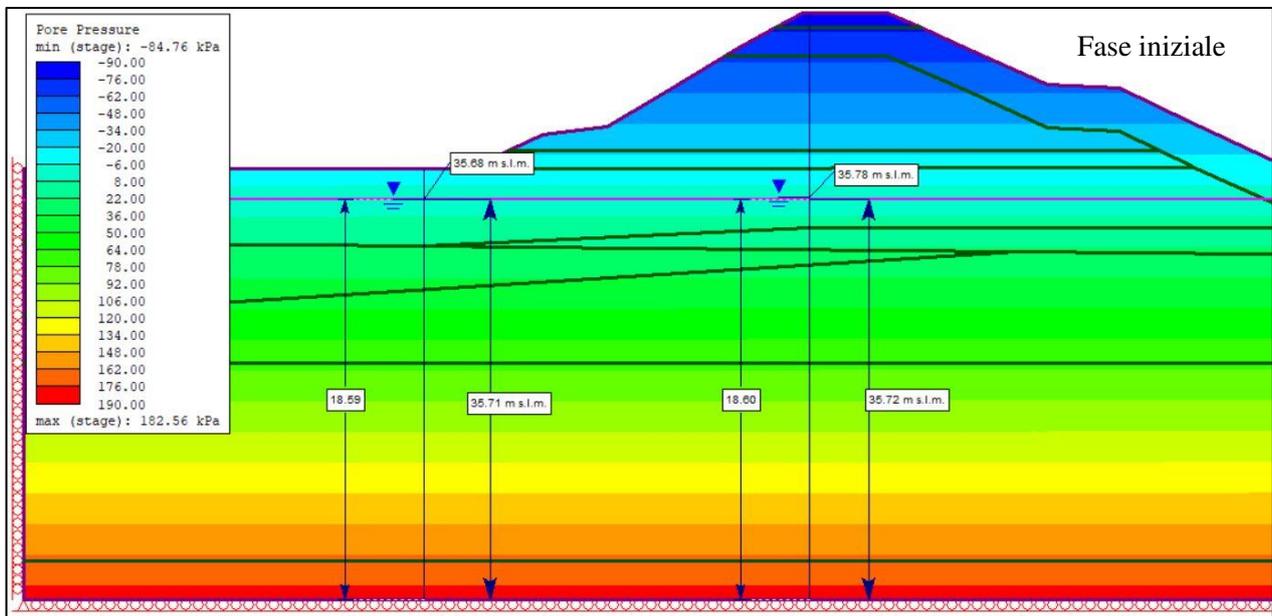
- Confronto tra le misure piezometriche registrate e quelle ottenute dalle analisi numeriche

	Quote dei piezometri - P16			
	Sommità		Piede	
	Superficiale A	Profondo B	Superficiale C	Profondo D
Quota [m s.l.m.]	38.47	29.47	28.12	18.12
Quota modello [m]	21.35	12.35	11.00	1.00



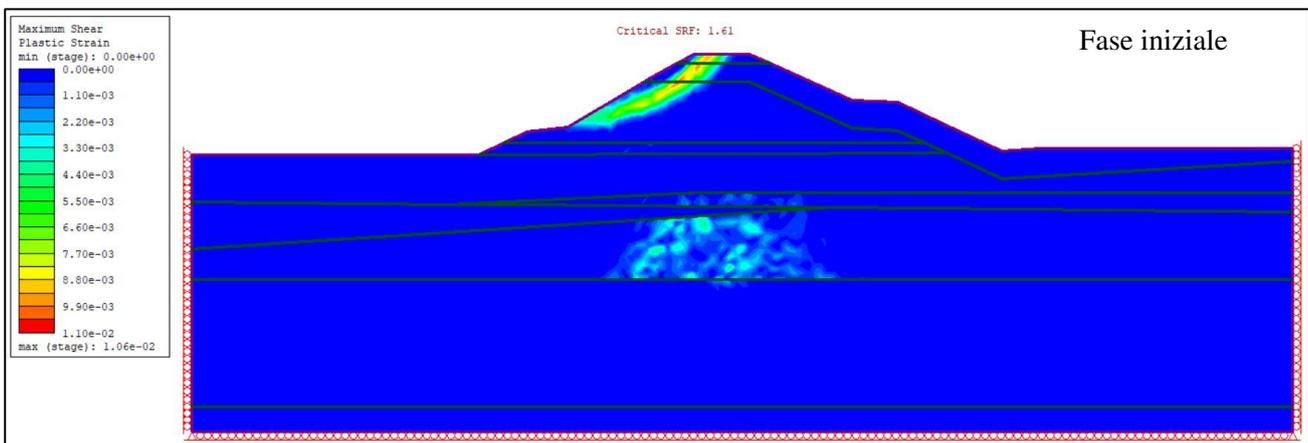
*Fase iniziale*

		Fase iniziale - P16	
		Misure piezometriche	
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.68	38.71
	Lettura [m]	18.56	21.59
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	36.17	35.78
	Lettura [m]	19.05	18.66
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.71	38.71
	Lettura [m]	18.59	21.59
	$\Delta$ [m]	0.03	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	35.71	35.72
	Lettura [m]	18.59	18.60
	$\Delta$ [m]	0.46	0.06

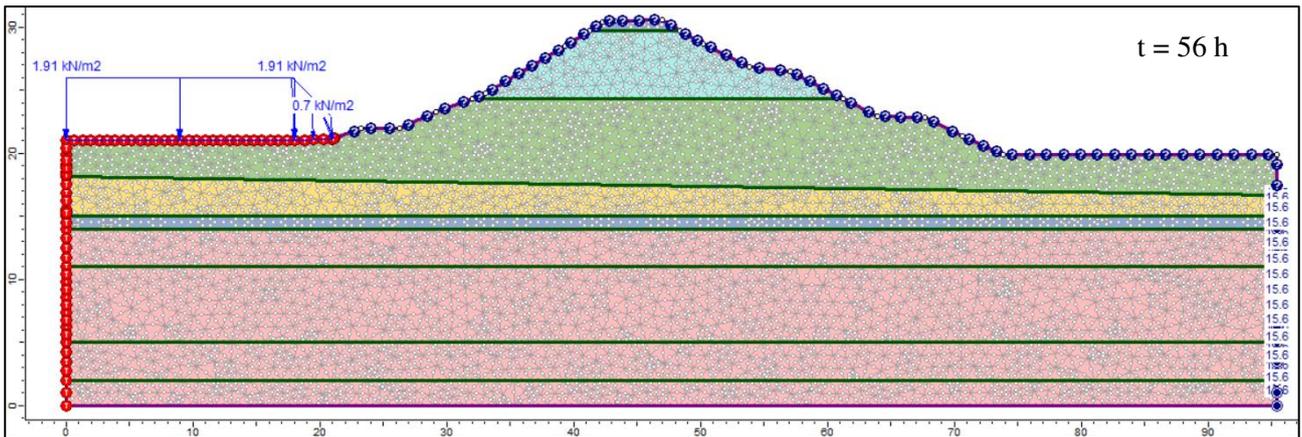


- Superfici di rottura e Strength reduction factor

SRF fase iniziale [-]	1.61
-----------------------	------

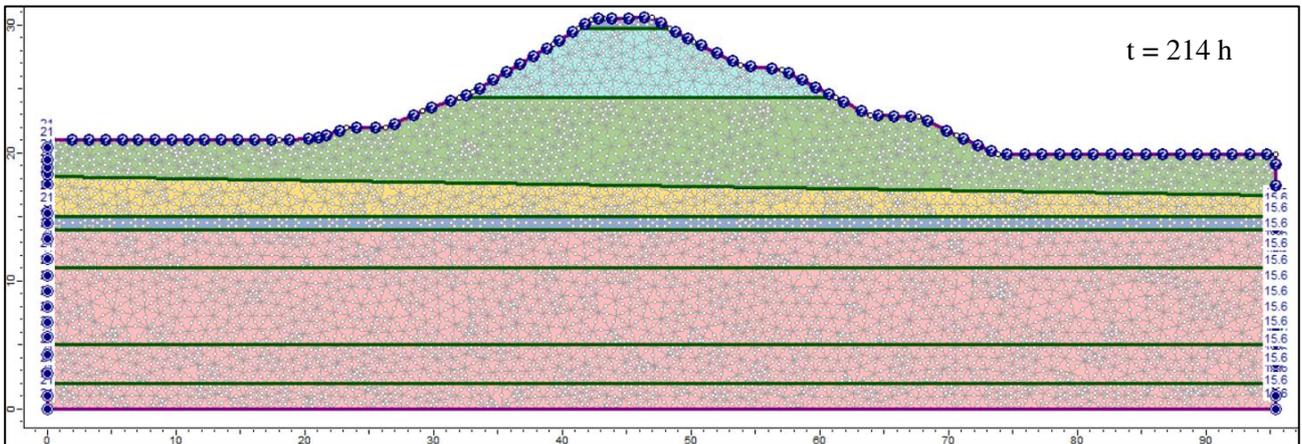






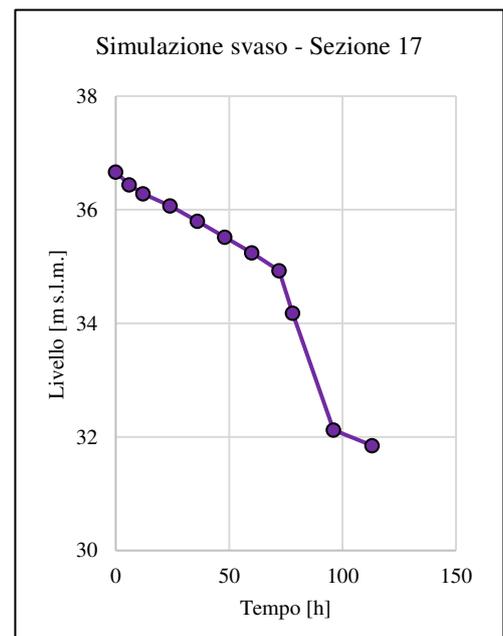
### 3. Permanenza - Plateau

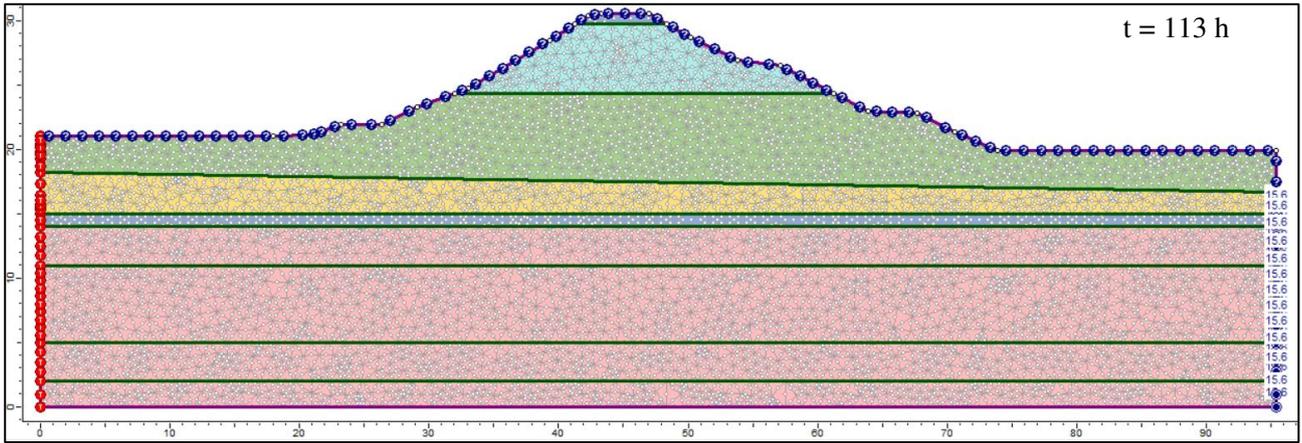
Sezione 17			
Data	Tempo [h]	Plateau [m s.l.m.]	Plateau [m]
30/04/2021 17:00	0	36.88	21.21
07/05/2021 07:00	158	36.67	21.00



### 4. Svaso

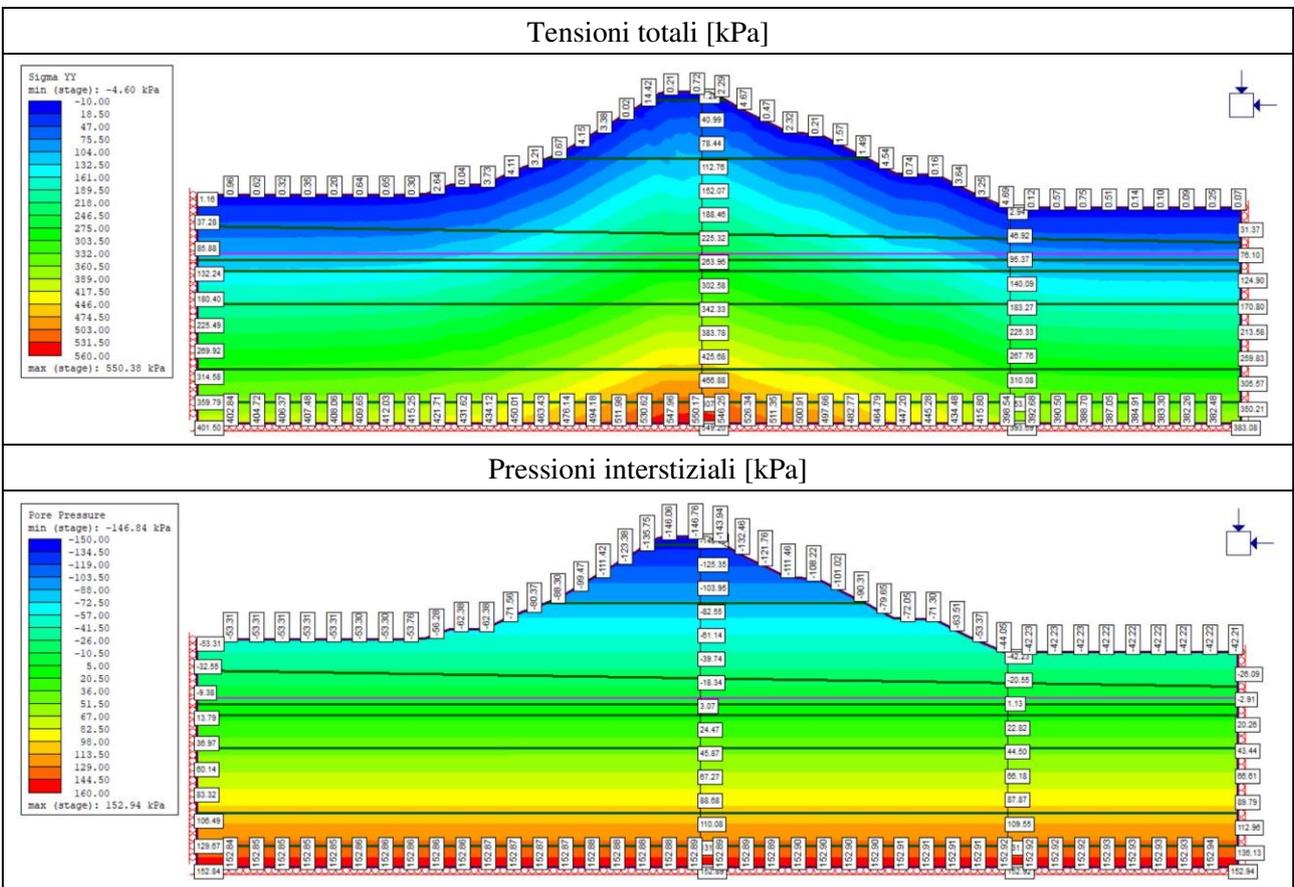
Sezione 17			
Data	Tempo [h]	Svaso [m s.l.m.]	Svaso [m]
07/05/2021 07:00	0	36.67	21.00
07/05/2021 13:00	6	36.44	20.77
07/05/2021 19:00	12	36.28	20.61
08/05/2021 07:00	24	36.07	20.40
08/05/2021 19:00	36	35.80	20.13
09/05/2021 07:00	48	35.52	19.85
09/05/2021 19:00	60	35.24	19.57
10/05/2021 07:00	72	34.93	19.26
10/05/2021 13:00	78	34.18	18.51
11/05/2021 07:00	96	32.12	16.45
12/05/2021 00:00	113	31.85	16.18

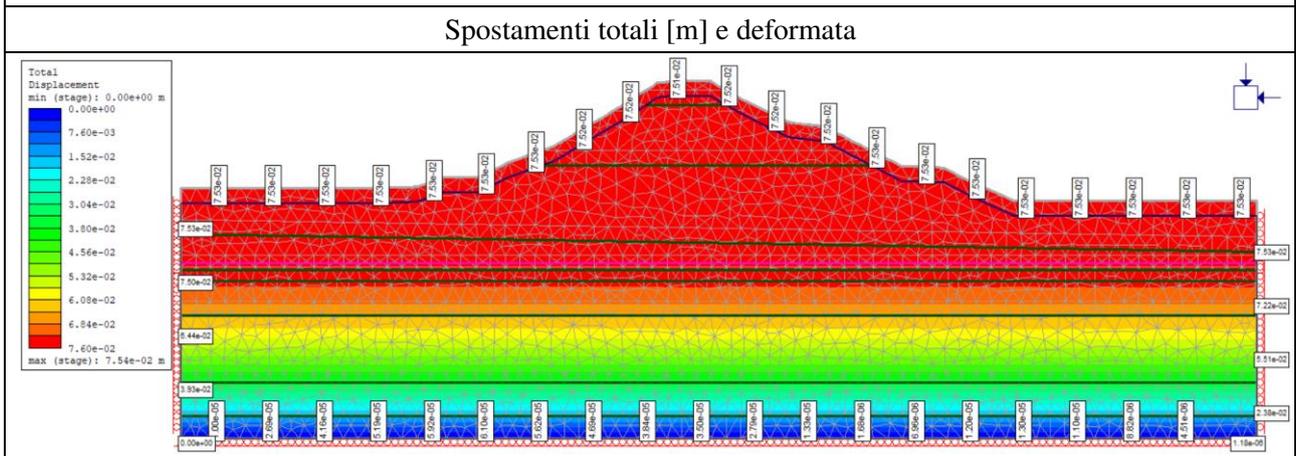
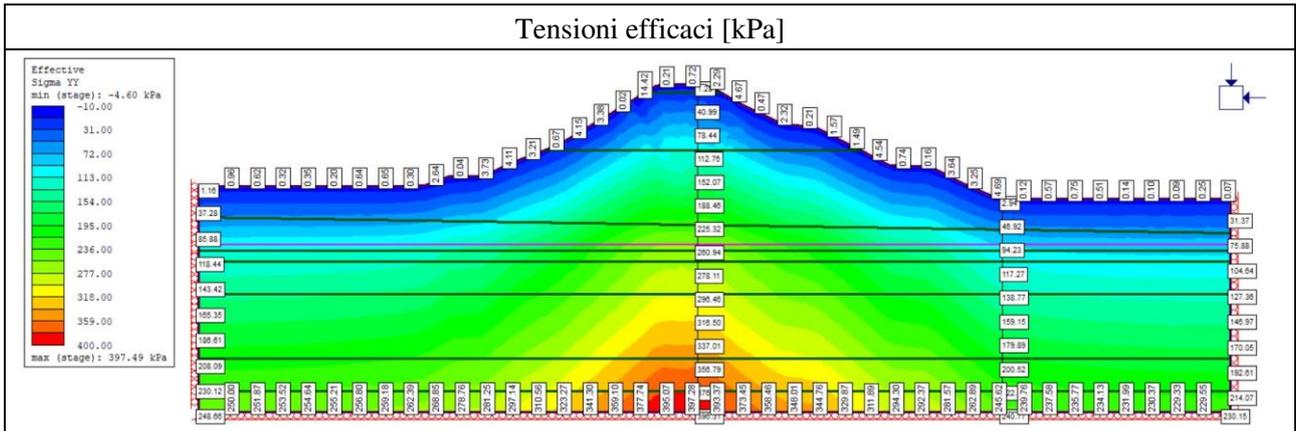




- Risultati delle analisi numeriche

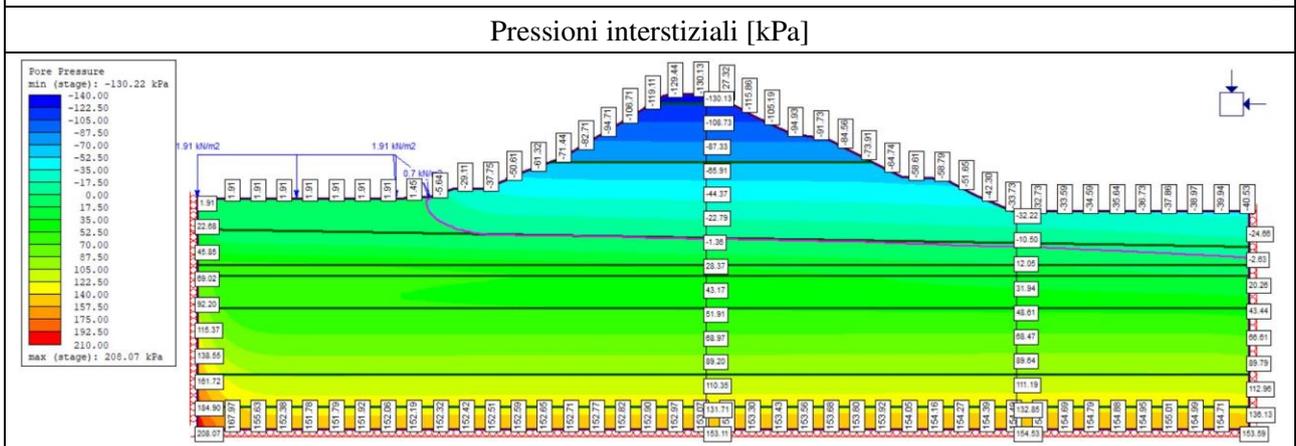
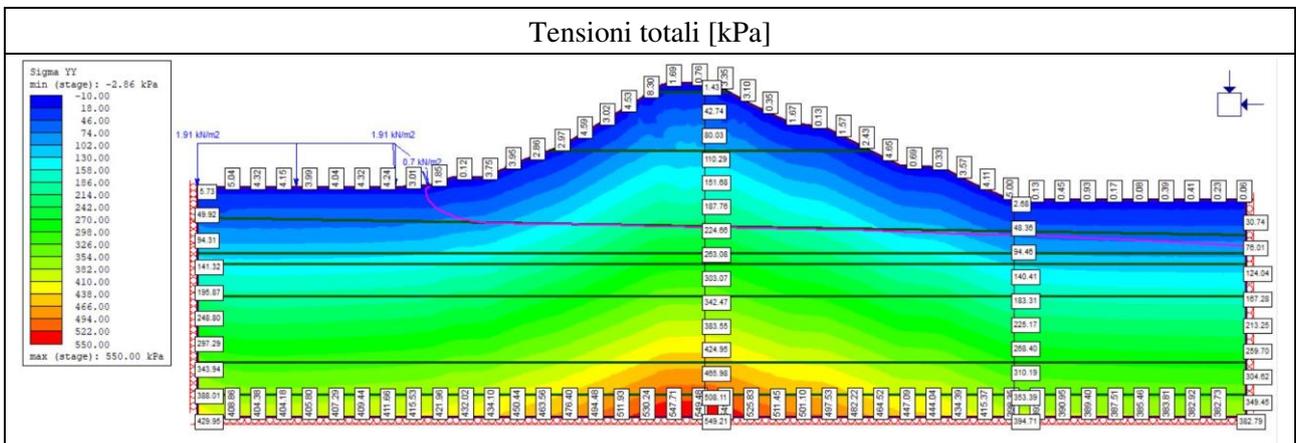
1. Fase iniziale

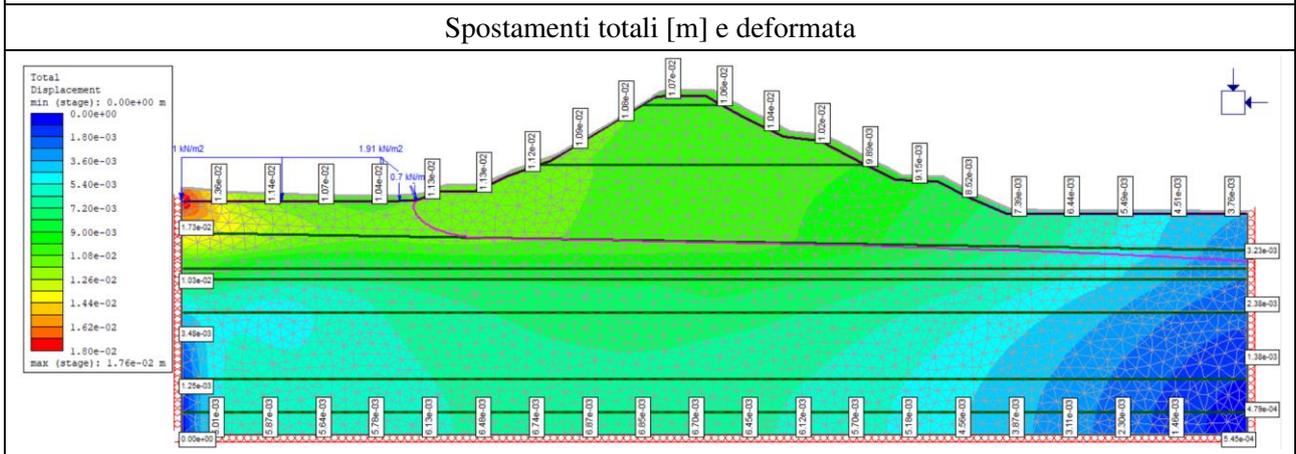
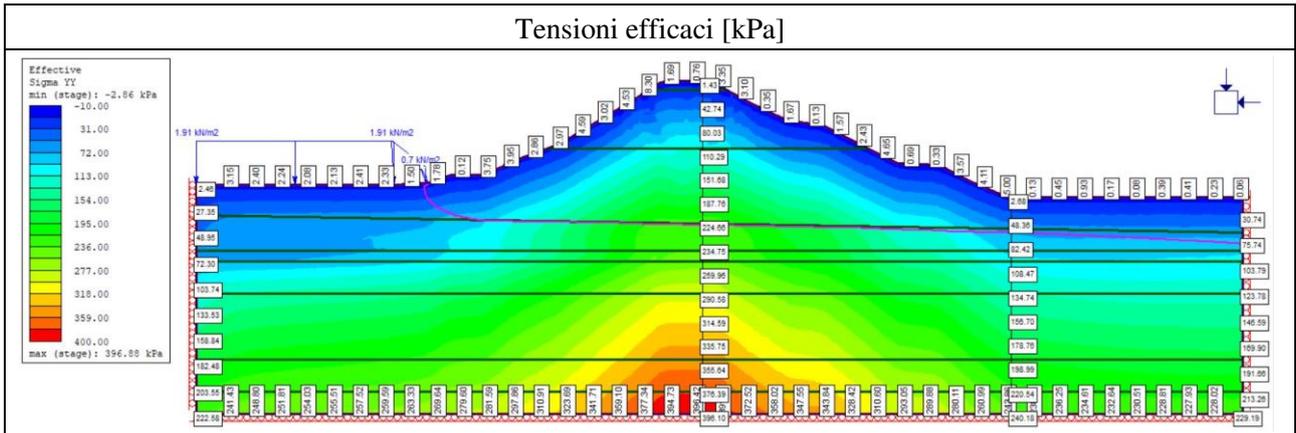




2. Invaso

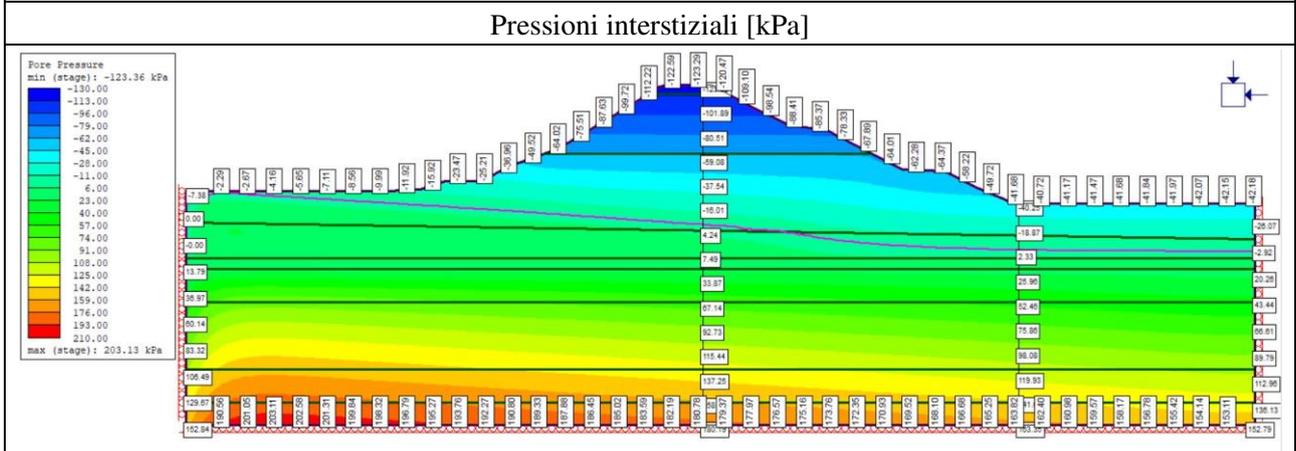
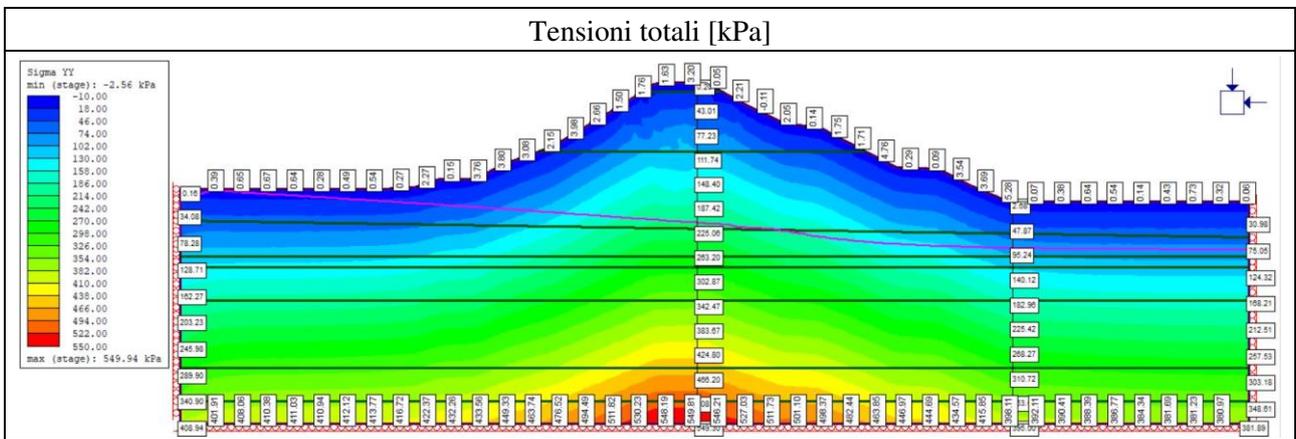
$t = 56 h$

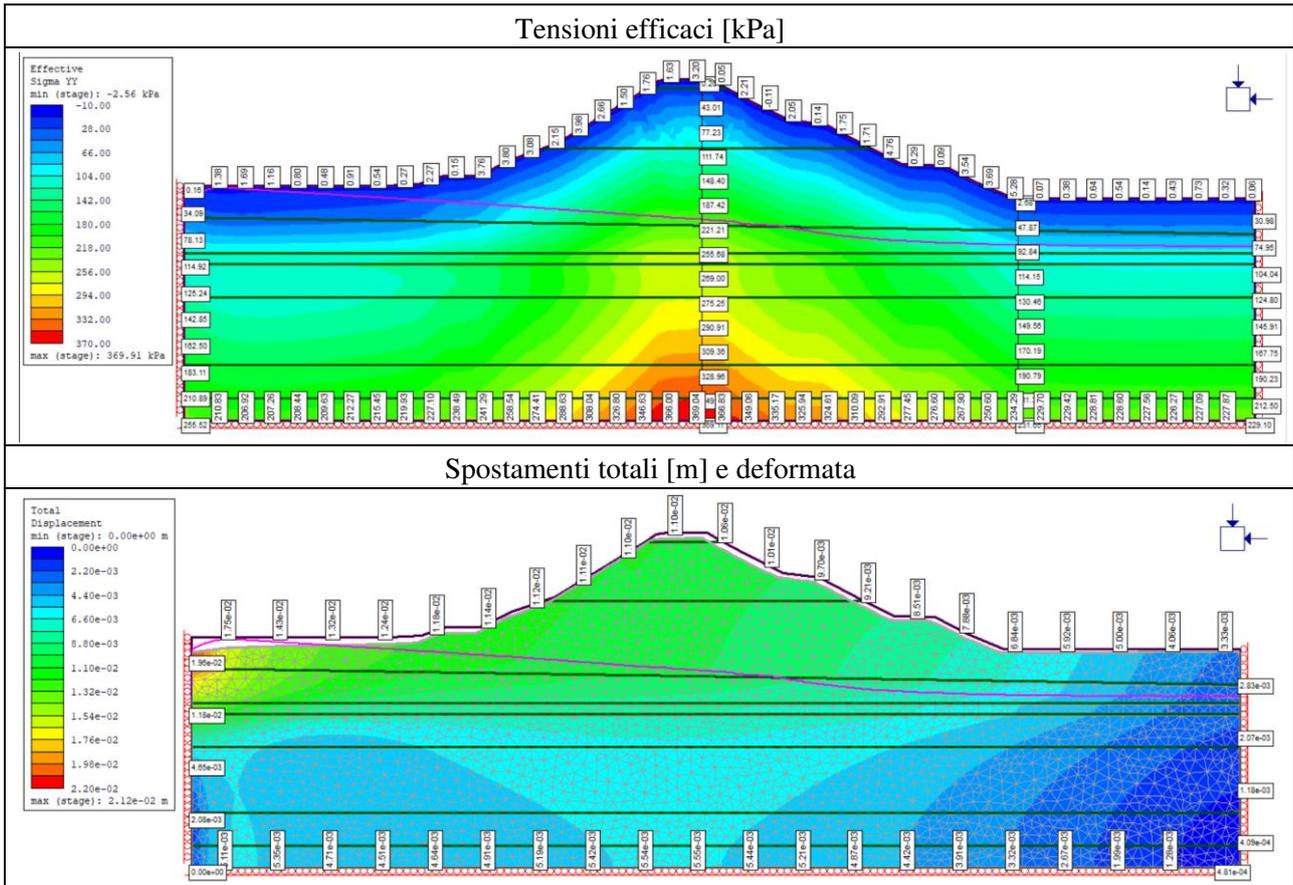




4. Svaso

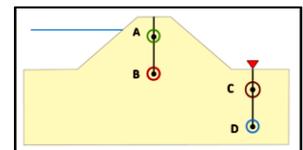
$t = 113 h$





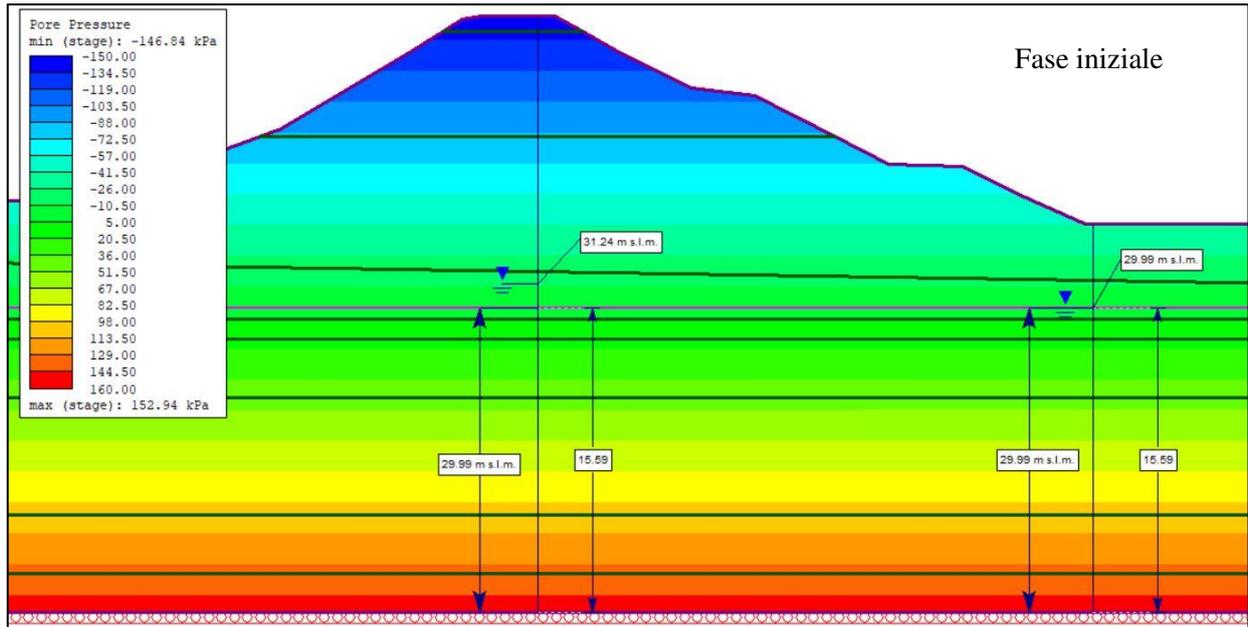
- Confronto tra le misure piezometriche registrate e quelle ottenute dalle analisi numeriche

Quota [m s.l.m.]	Quote dei piezometri - P17			
	Sommità		Piede	
	Superficiale A	Profondo B	Superficiale C	Profondo D
Quota [m s.l.m.]	36.48	31.48	29.00	16.00
Quota modello [m]	22.08	17.08	14.60	1.60



1. Fase iniziale

		Fase iniziale - P17	
		Misure piezometriche	
Superficiale	Letture [m s.l.m.]	Piede	Sommità
		Letture [m]	29.99
Profondo	Letture [m s.l.m.]	15.59	22.38
	Letture [m]	32.80	31.24
		18.40	16.84
		Misure piezometriche da RS2	
		Misure piezometriche	
Superficiale	Letture [m s.l.m.]	Piede	Sommità
	Letture [m]	29.99	36.78
	$\Delta$ [m]	15.59	22.38
Profondo	Letture [m s.l.m.]	0.00	0.00
	Letture [m]	29.99	29.99
	$\Delta$ [m]	15.59	15.59
		2.81	1.25



2. Invaso

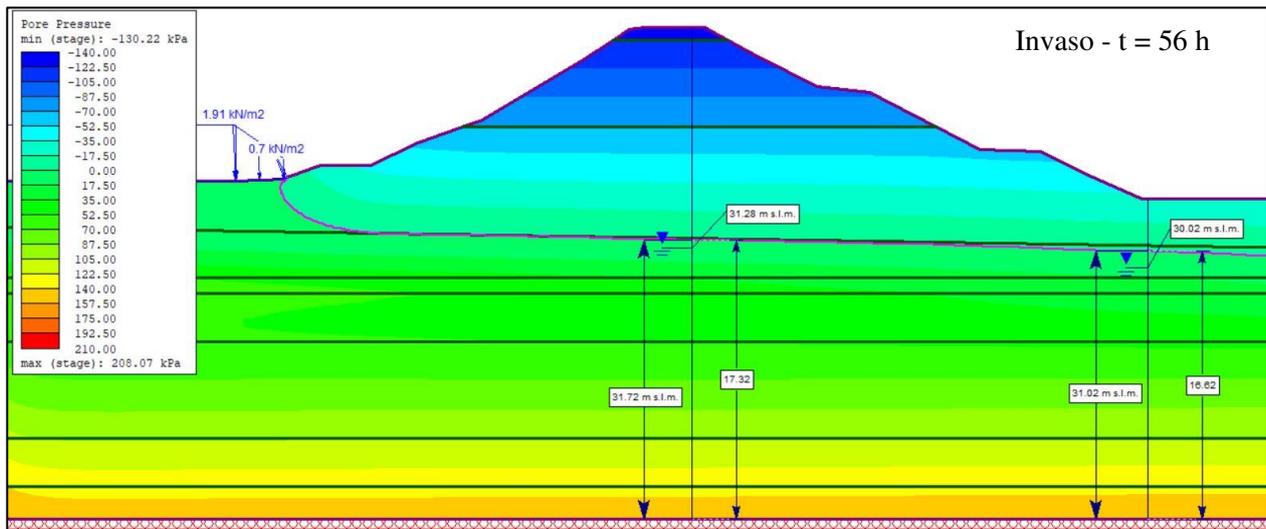
Invaso - Collaudo - P17			
12h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	29.97	36.78
	Lettura [m]	15.57	22.38
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.83	31.24
	Lettura [m]	18.43	16.84
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.40	36.78
	Lettura [m]	16.00	22.38
	$\Delta$ [m]	0.43	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	30.40	31.04
	Lettura [m]	16.00	16.64
	$\Delta$ [m]	2.43	0.20

Invaso - Collaudo - P17			
24h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	29.98	36.79
	Lettura [m]	15.58	22.39
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.84	31.25
	Lettura [m]	18.44	16.85
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.58	36.79
	Lettura [m]	16.18	22.39
	$\Delta$ [m]	0.60	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	30.58	31.00
	Lettura [m]	16.18	16.60
	$\Delta$ [m]	2.26	0.25

Invaso - Collaudo - P17			
36h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	29.98	36.79
	Lettura [m]	15.58	22.39
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.83	31.24
	Lettura [m]	18.43	16.84
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.74	36.79
	Lettura [m]	16.34	22.39
	$\Delta$ [m]	0.76	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	30.74	31.38
	Lettura [m]	16.34	16.98
	$\Delta$ [m]	2.09	0.14

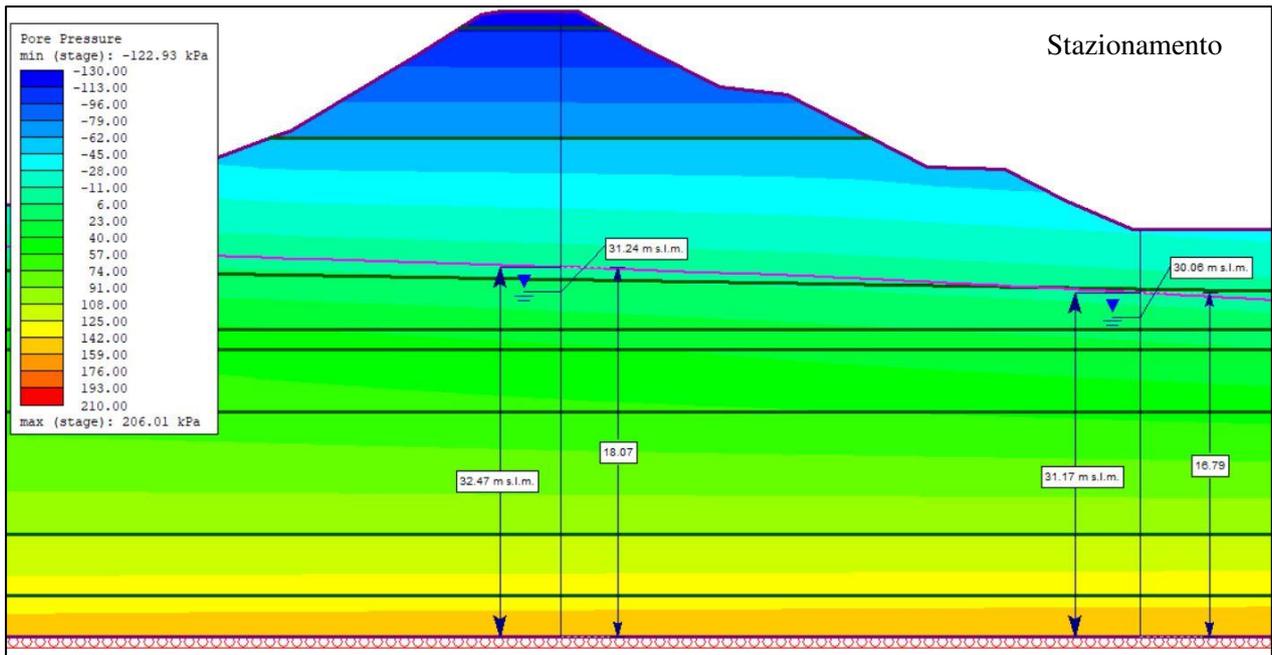
Invaso - Collaudo - P17			
48h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	29.98	36.8
	Lettura [m]	15.58	22.40
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.84	31.25
	Lettura [m]	18.44	16.85
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.92	36.80
	Lettura [m]	16.52	22.40
	$\Delta$ [m]	0.94	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	30.92	31.67
	Lettura [m]	16.52	17.27
	$\Delta$ [m]	1.92	0.42

Invaso - Collaudo - P17			
56h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.02	36.82
	Lettura [m]	15.62	22.42
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.88	31.28
	Lettura [m]	18.48	16.88
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.02	36.82
	Lettura [m]	16.62	22.42
	$\Delta$ [m]	1.00	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.02	31.72
	Lettura [m]	16.62	17.32
	$\Delta$ [m]	1.86	0.44



### 3. Permanenza – Plateau

		Stazionamento	
		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.06	36.78
	Lettura [m]	15.66	22.38
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.86	31.24
	Lettura [m]	18.46	16.84
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.19	36.78
	Lettura [m]	16.79	22.38
	$\Delta$ [m]	1.13	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.19	32.47
	Lettura [m]	16.79	18.07
	$\Delta$ [m]	1.67	1.23

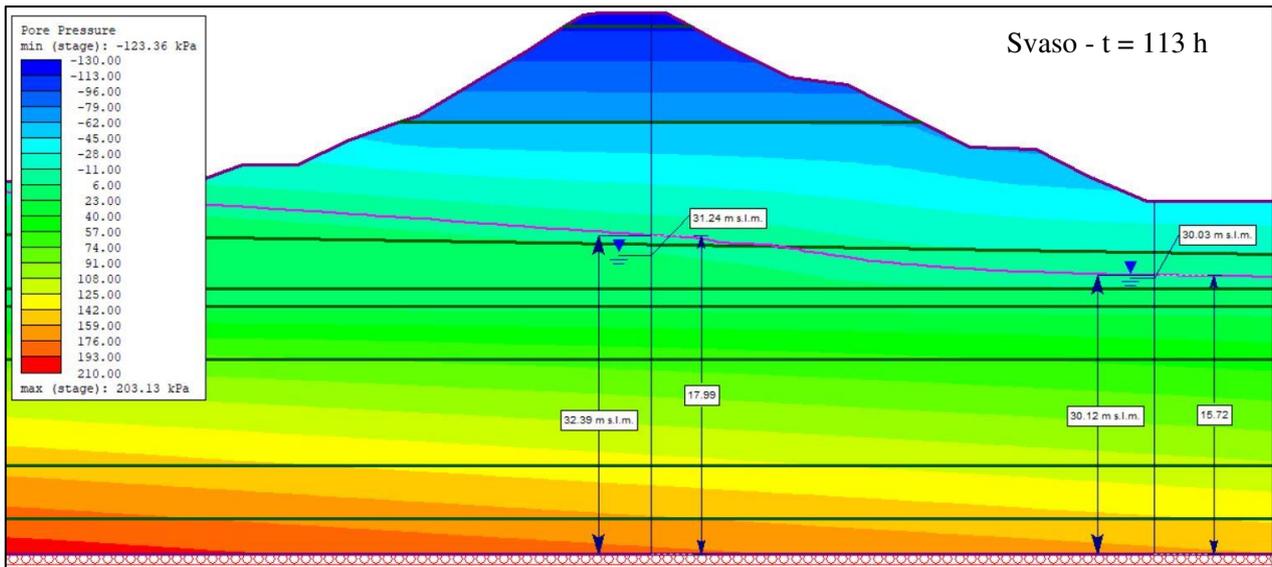


#### 4. Svaso

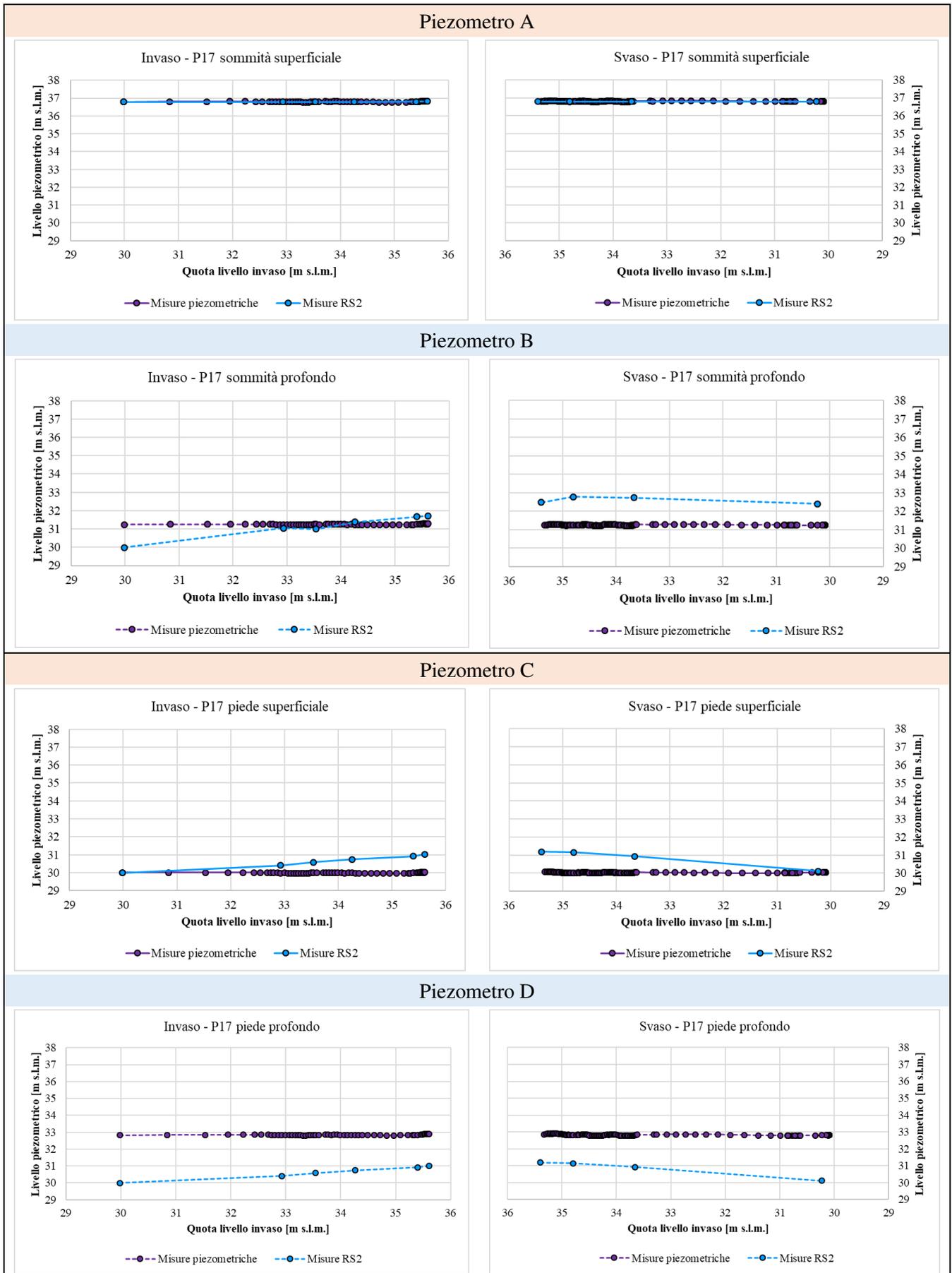
Svaso - Collaudo - P17			
24h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.01	36.78
	Lettura [m]	15.61	22.38
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.83	31.24
	Lettura [m]	18.43	16.84
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.15	36.78
	Lettura [m]	16.75	22.38
	$\Delta$ [m]	1.14	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.15	32.78
	Lettura [m]	16.75	18.38
	$\Delta$ [m]	1.68	1.54

Svaso - Collaudo - P17			
72h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.04	36.79
	Lettura [m]	15.64	22.39
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.81	31.26
	Lettura [m]	18.41	16.86
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.93	36.79
	Lettura [m]	16.53	22.39
	$\Delta$ [m]	0.89	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	30.93	32.73
	Lettura [m]	16.53	18.33
	$\Delta$ [m]	1.88	1.47

Svaso - Collaudo - P17			
113h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.03	36.78
	Lettura [m]	15.63	22.38
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.81	31.24
	Lettura [m]	18.41	16.84
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	30.12	36.78
	Lettura [m]	15.72	22.38
	$\Delta$ [m]	0.09	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	30.12	32.39
	Lettura [m]	15.72	17.99
	$\Delta$ [m]	2.69	1.15

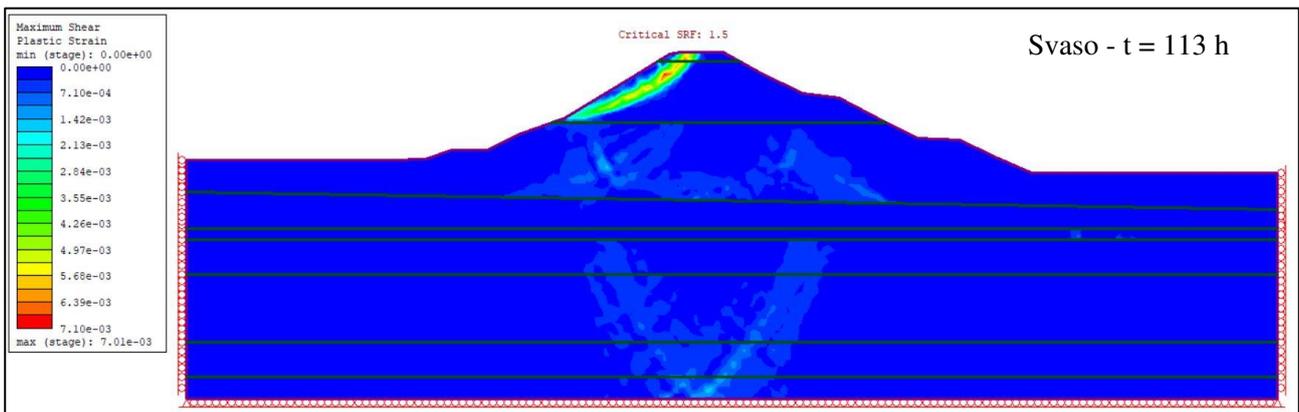
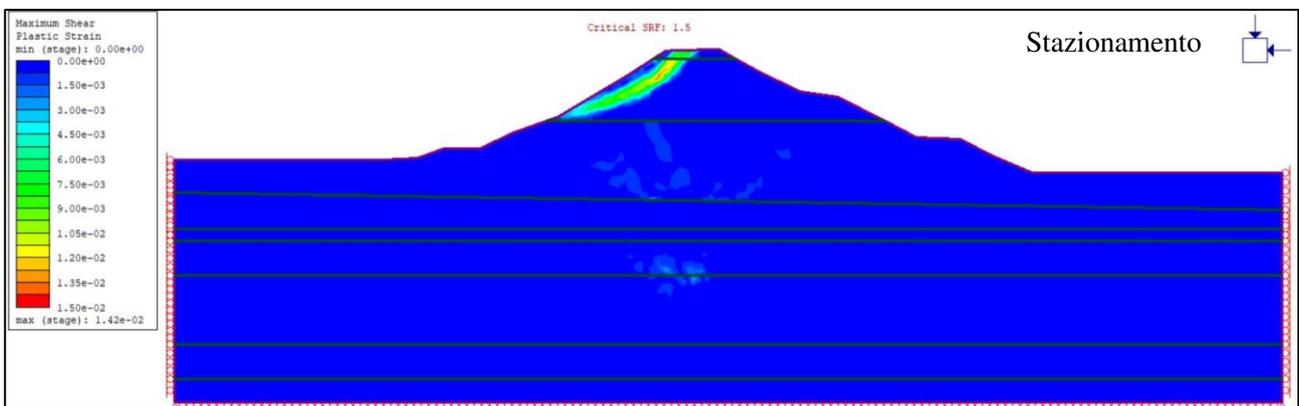
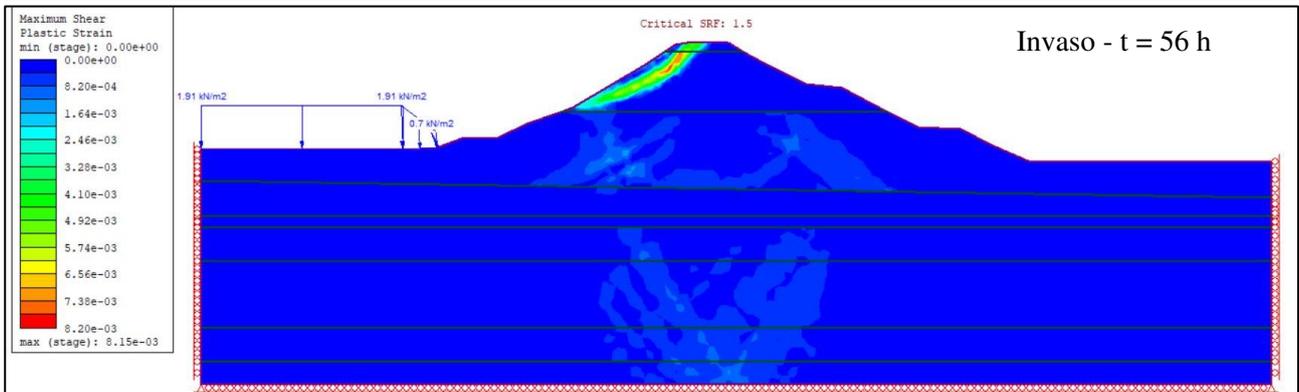
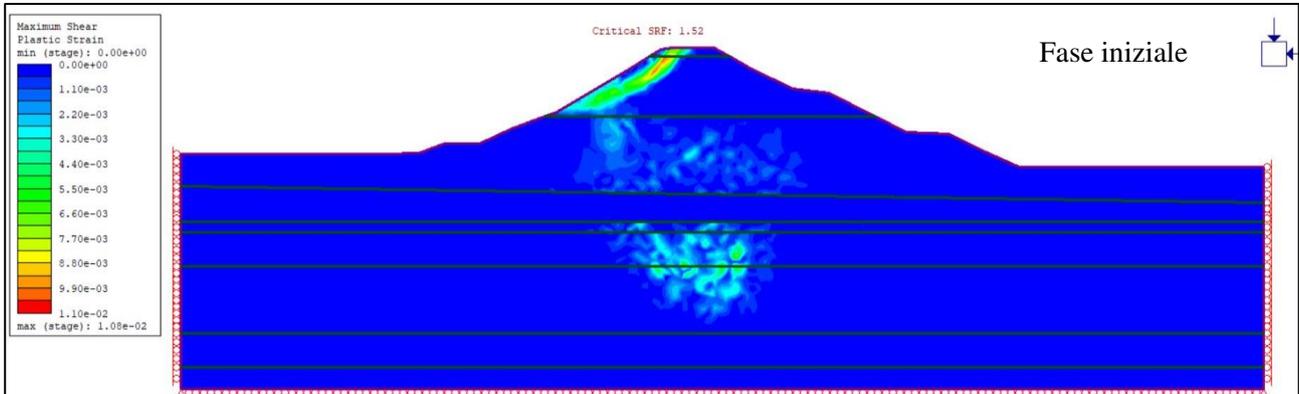


- Confronto grafico delle misure piezometriche registrate con quelle ottenute dalle analisi numeriche



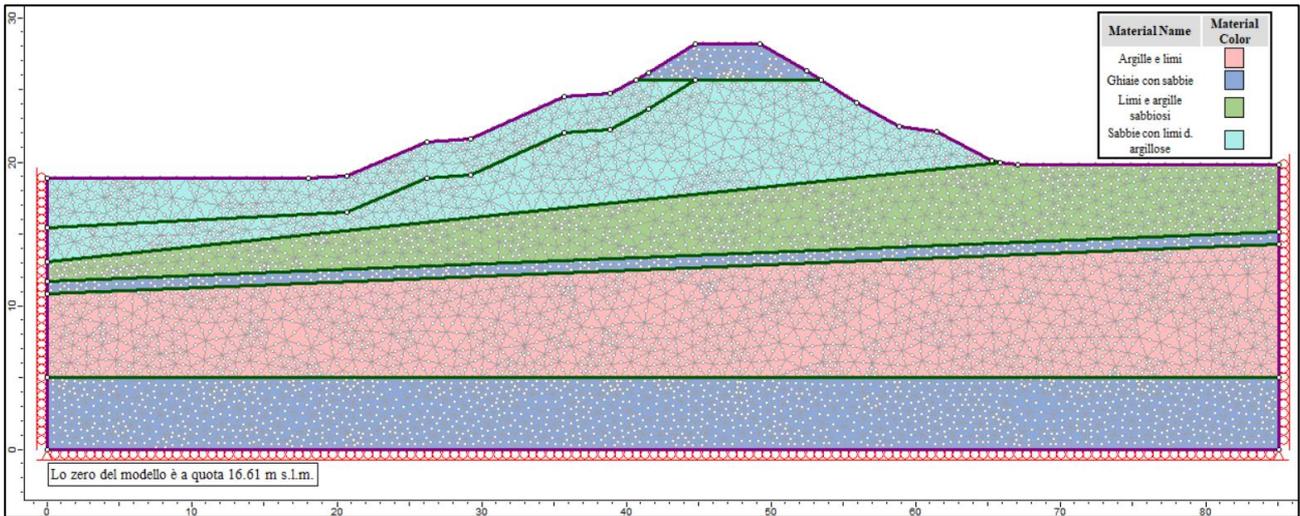
- Superfici di rottura e Strength reduction factor

	SRF [-]
Fase Iniziale	1.52
Invaso	1.50
Plateau	1.50
Svaso	1.50



## Argine destro - Sezione 20

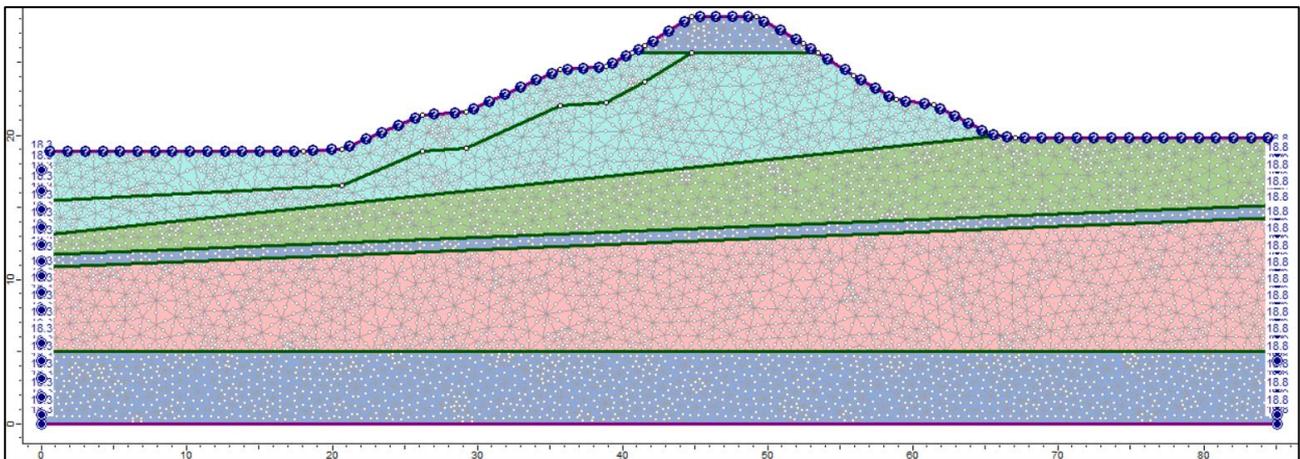
- Rappresentazione del modello geometrico utilizzato nelle analisi numeriche



- Condizioni al contorno idrauliche

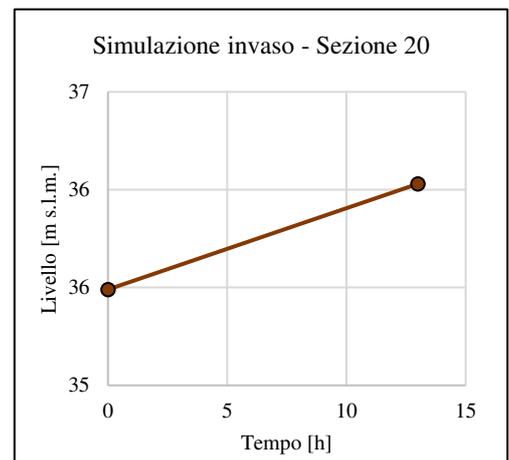
## 1. Fase iniziale

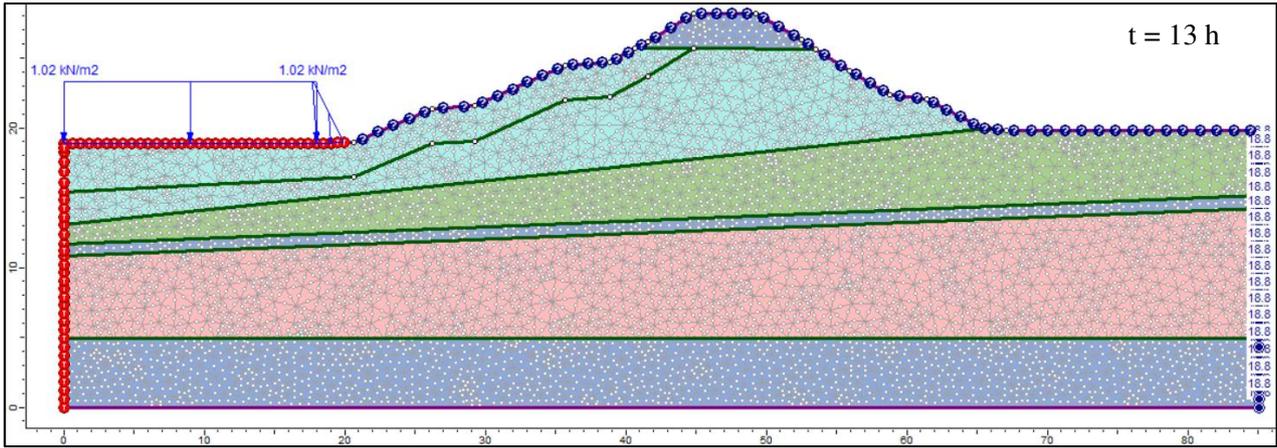
	Quota assoluta [m s.l.m.]		Quota modello [m]	
	Lato esterno	Lato alveo	Lato esterno	Lato alveo
Sezione 20	35.37	34.92	18.76	18.31



## 2. Invaso

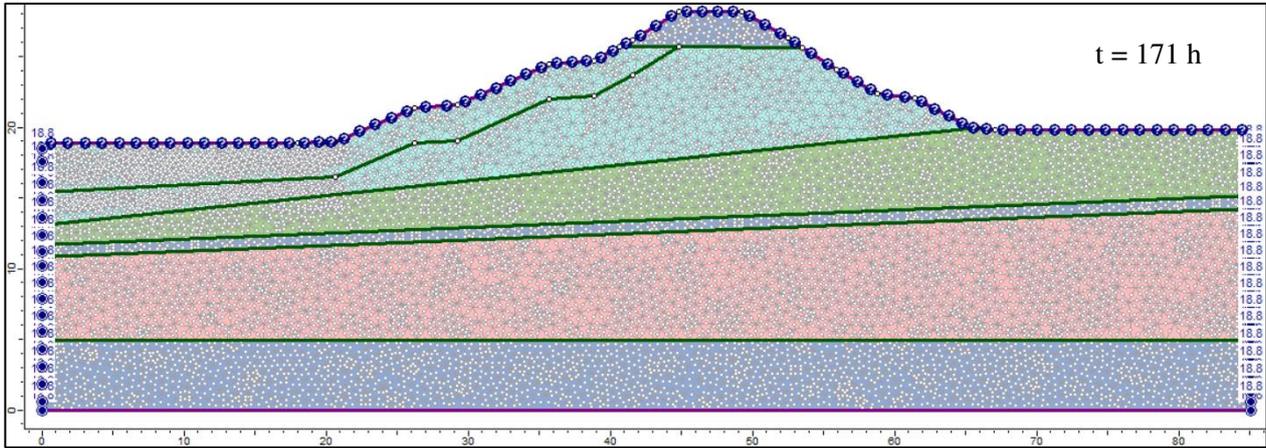
Sezione 20			
Data	Tempo [h]	Invaso [m s.l.m.]	Invaso [m]
30/04/2021 07:00	0	35.49	18.31
30/04/2021 17:00	13	36.03	18.85





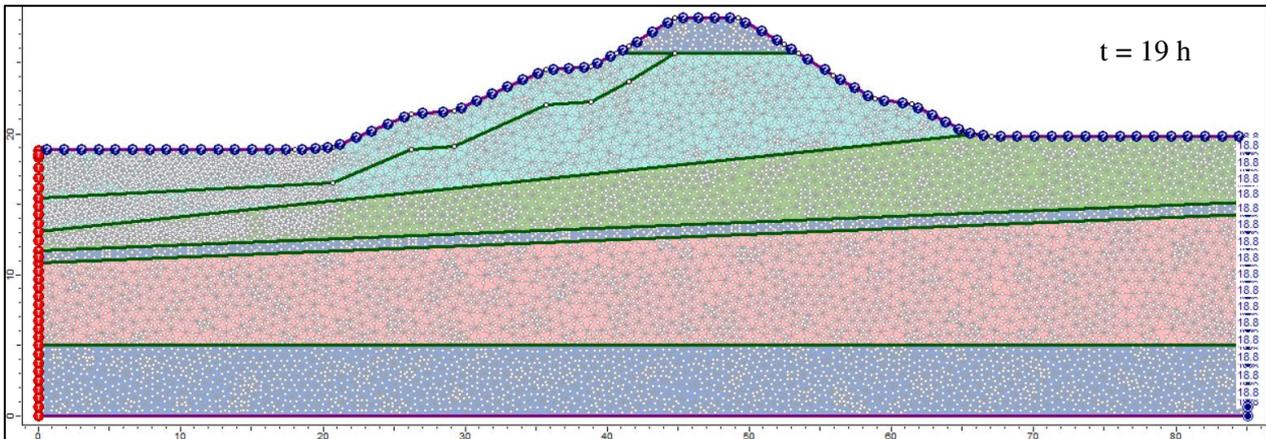
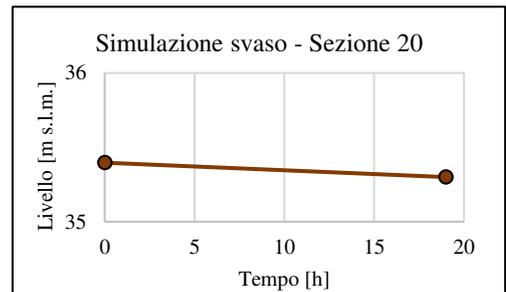
3. Permanenza - Plateau

Sezione 20			
Data	Tempo [h]	Plateau [m s.l.m.]	Plateau [m]
30/04/2021 17:00	0	36.03	18.85
05/05/2021 07:00	158	35.40	18.22



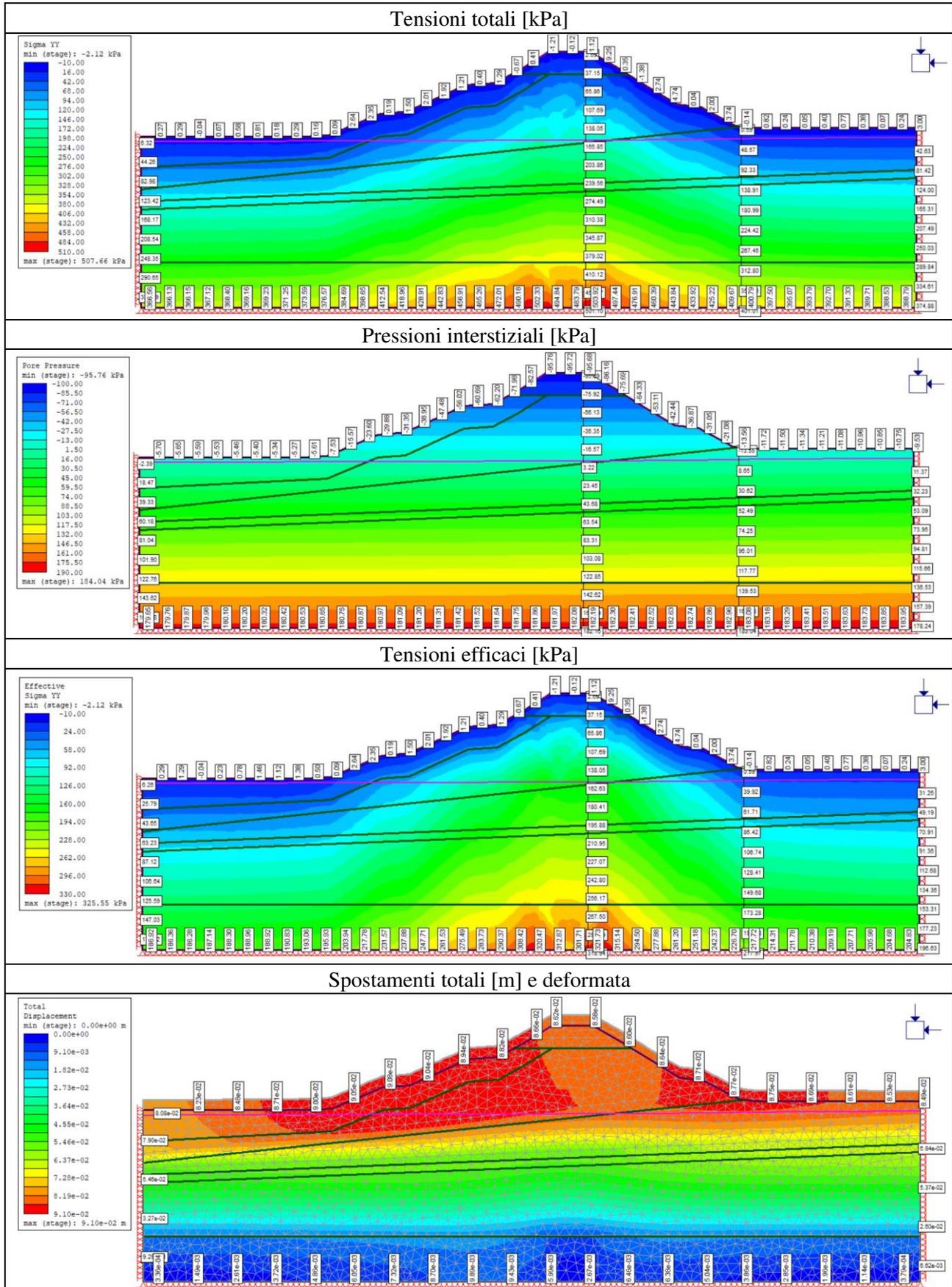
4. Svaso

Sezione 20			
Data	Tempo [h]	Svaso [m s.l.m.]	Svaso [m]
05/05/2021 07:00	0	35.40	18.22
05/05/2021 16:00	19	35.30	18.12



- Risultati delle analisi numeriche

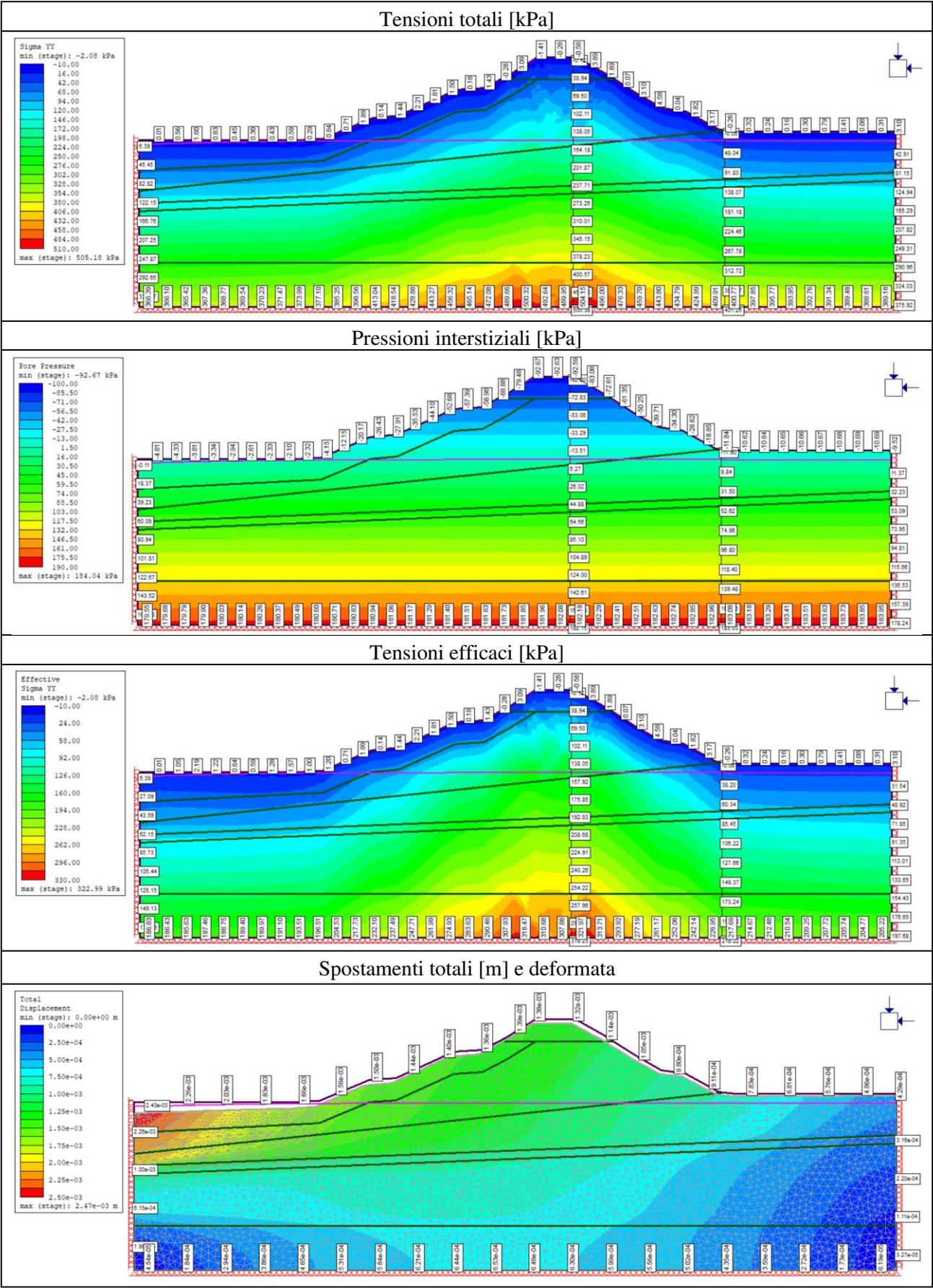
1. Fase iniziale





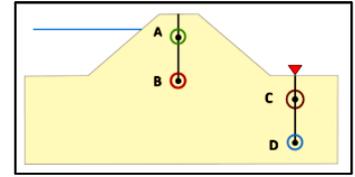
4. Svaso

$t = 19 h$



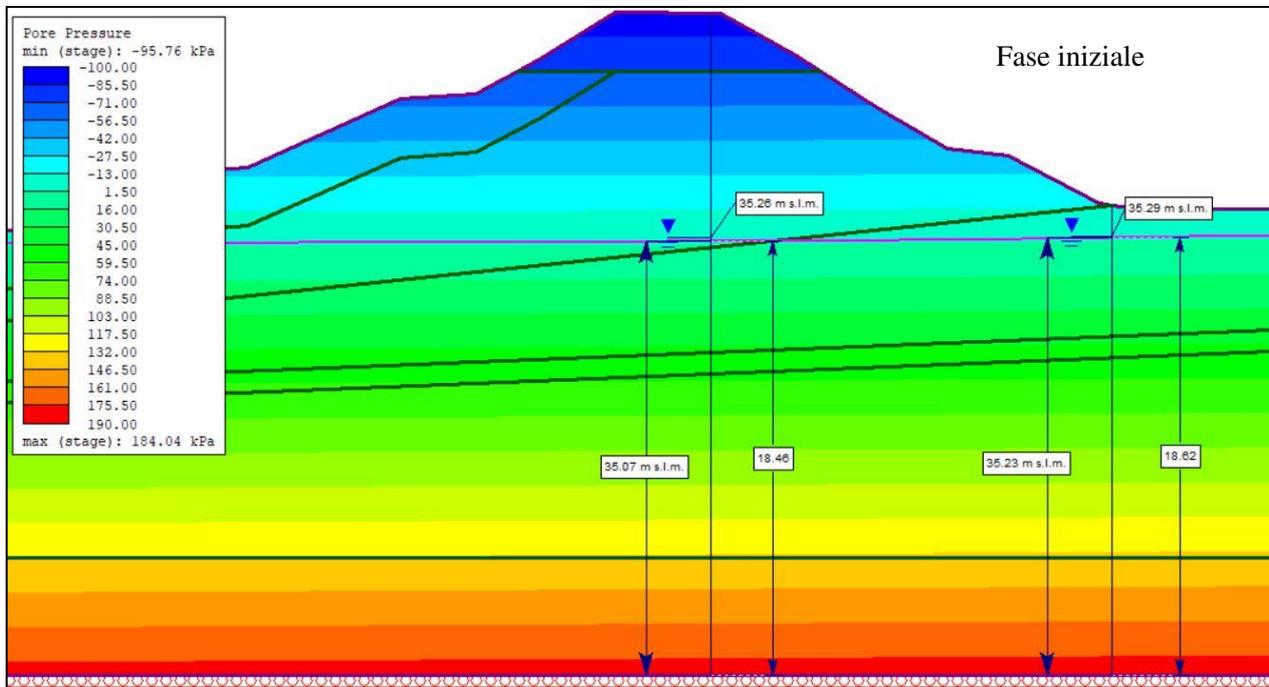
- Confronto tra le misure piezometriche registrate e quelle ottenute dalle analisi numeriche

	Quote dei piezometri – P20			
	Sommità		Piede	
	Superficiale A	Profondo B	Superficiale C	Profondo D
Quota [m s.l.m.]	36.84	29.84	30.61	17.61
Quota modello [m]	20.23	13.23	14.00	1.00



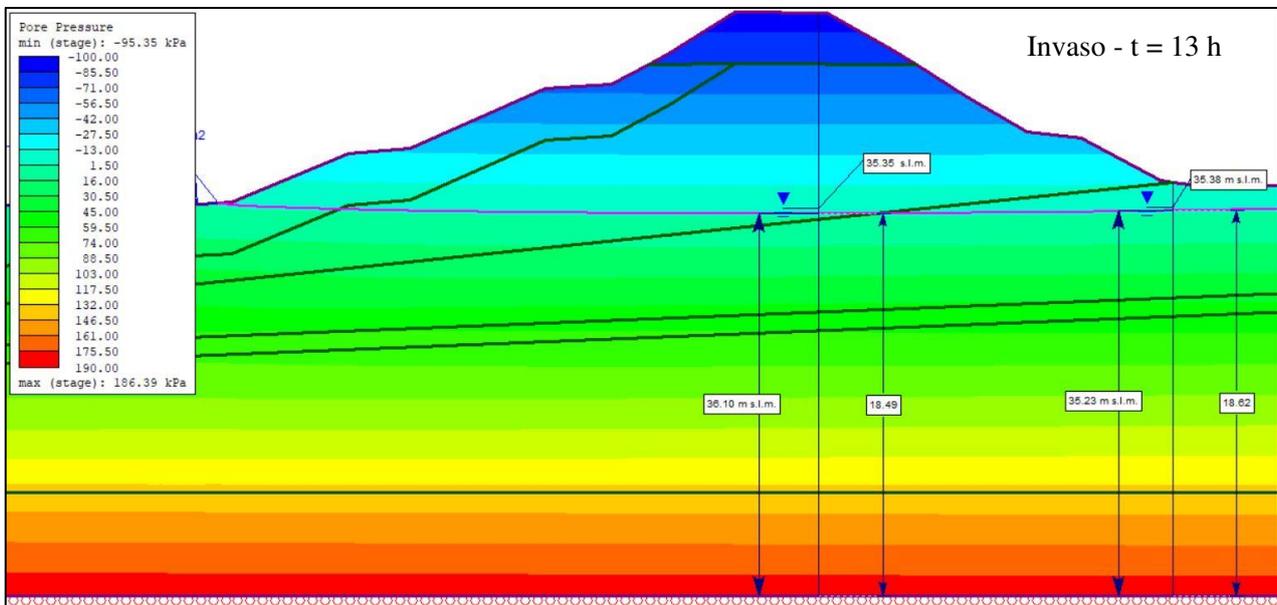
### 1. Fase iniziale

		Fase iniziale - P20	
		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.29	37.29
	Lettura [m]	18.68	20.68
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	36.42	35.26
	Lettura [m]	19.81	18.65
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.23	37.29
	Lettura [m]	18.62	20.68
	$\Delta$ [m]	0.06	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	35.23	35.07
	Lettura [m]	18.62	18.46
	$\Delta$ [m]	1.19	0.19



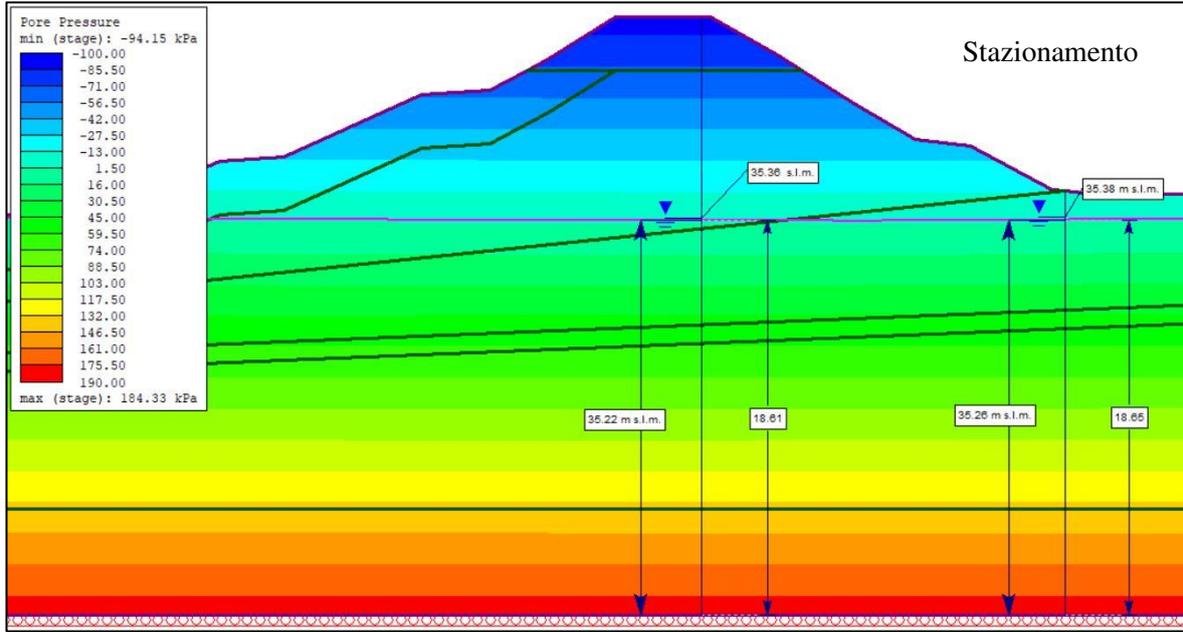
## 2. Invaso

Invaso - Collaudo - P20			
13h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.38	37.29
	Lettura [m]	18.77	20.68
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	36.61	35.35
	Lettura [m]	20.00	18.74
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.23	37.29
	Lettura [m]	18.62	20.68
	$\Delta$ [m]	0.15	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	35.23	36.10
	Lettura [m]	18.62	19.49
	$\Delta$ [m]	1.38	0.75



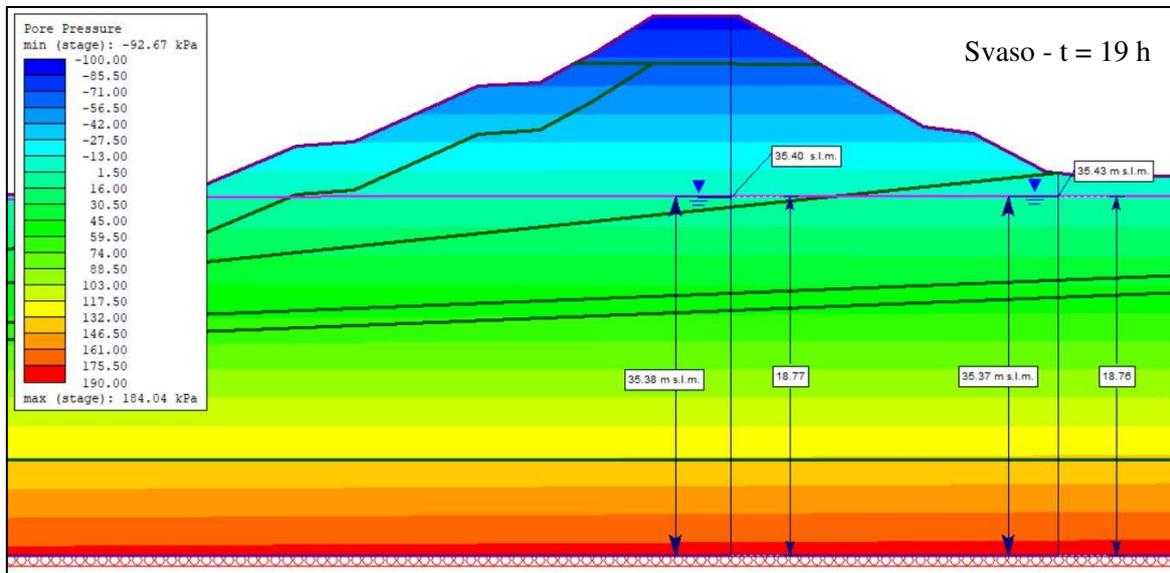
## 3. Permanenza - Plateau

		Stazionamento - P20	
		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.38	37.29
	Lettura [m]	18.77	20.68
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	36.58	35.36
	Lettura [m]	19.97	18.75
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.26	37.29
	Lettura [m]	18.65	20.68
	$\Delta$ [m]	0.12	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	35.26	35.22
	Lettura [m]	18.65	18.61
	$\Delta$ [m]	1.32	0.14

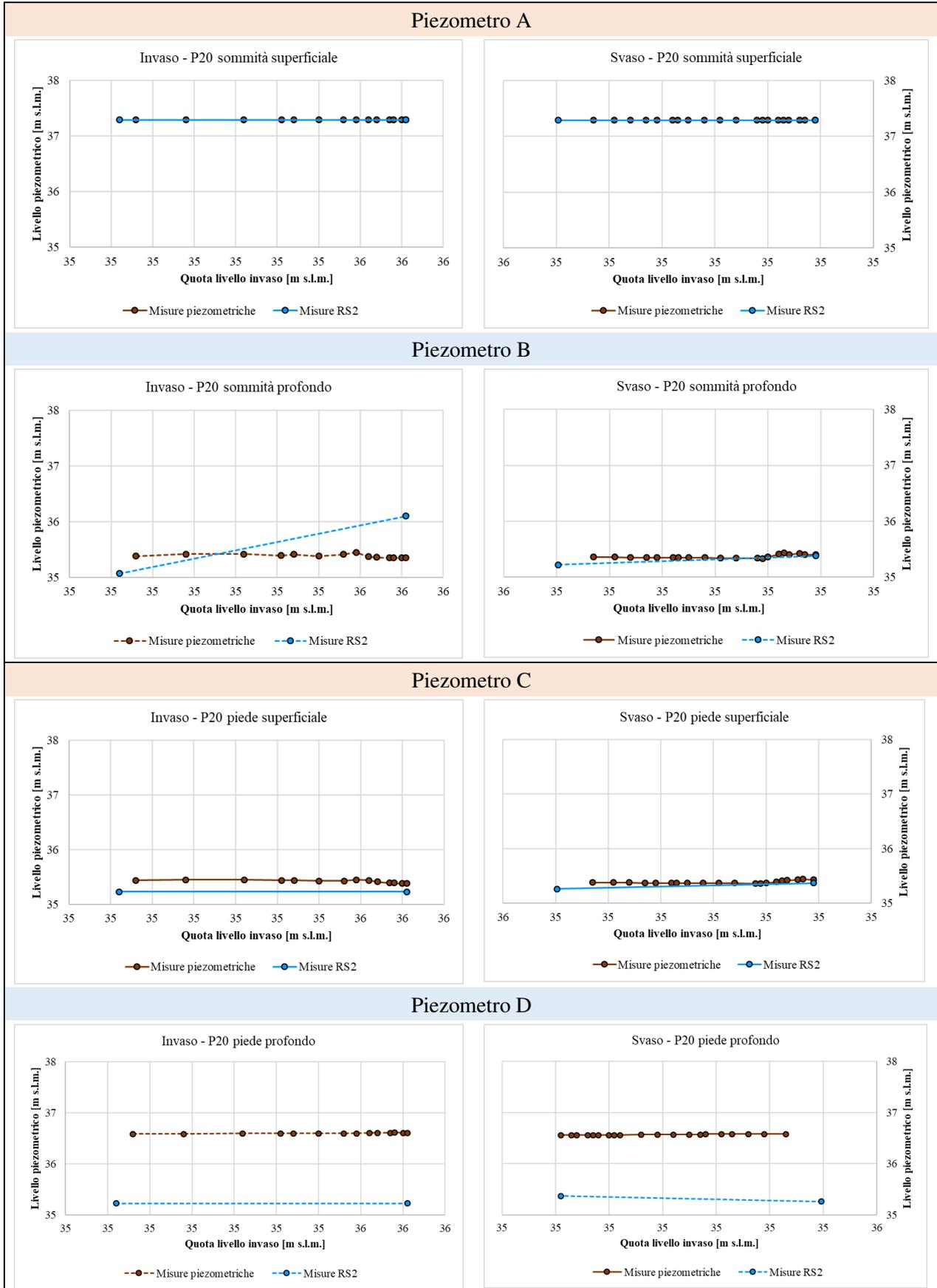


4. Svaso

Svaso - Collaudo - P20			
19h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.43	37.29
	Lettura [m]	18.82	20.68
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	36.56	35.40
	Lettura [m]	19.95	18.79
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	35.37	37.29
	Lettura [m]	18.76	20.68
	$\Delta$ [m]	0.06	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	35.37	35.38
	Lettura [m]	18.76	18.77
	$\Delta$ [m]	1.19	0.02

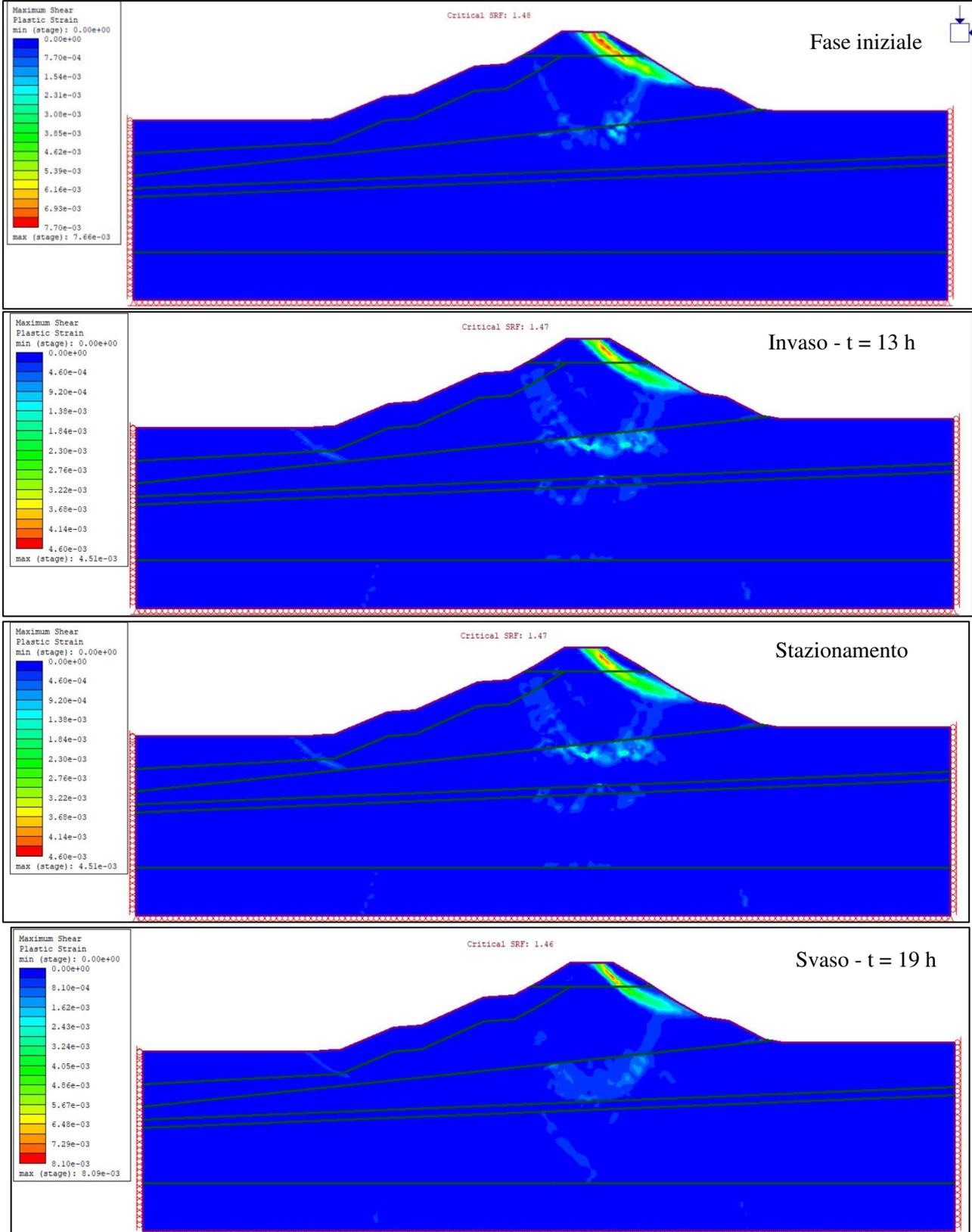


- Confronto grafico delle misure piezometriche registrate con quelle ottenute dalle analisi numeriche



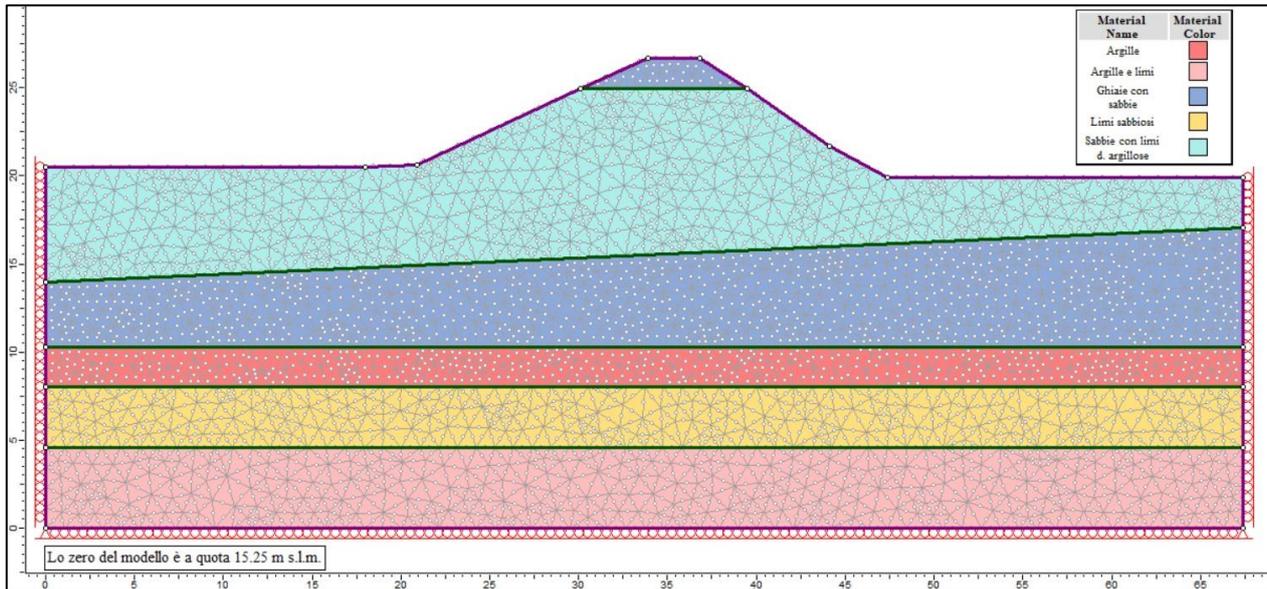
- Superfici di rottura e Strength reduction factor

	SRF [-]
Fase Iniziale	1.48
Invaso	1.48
Plateau	1.47
Svaso	1.46



## Argine secondario - Sezione 21

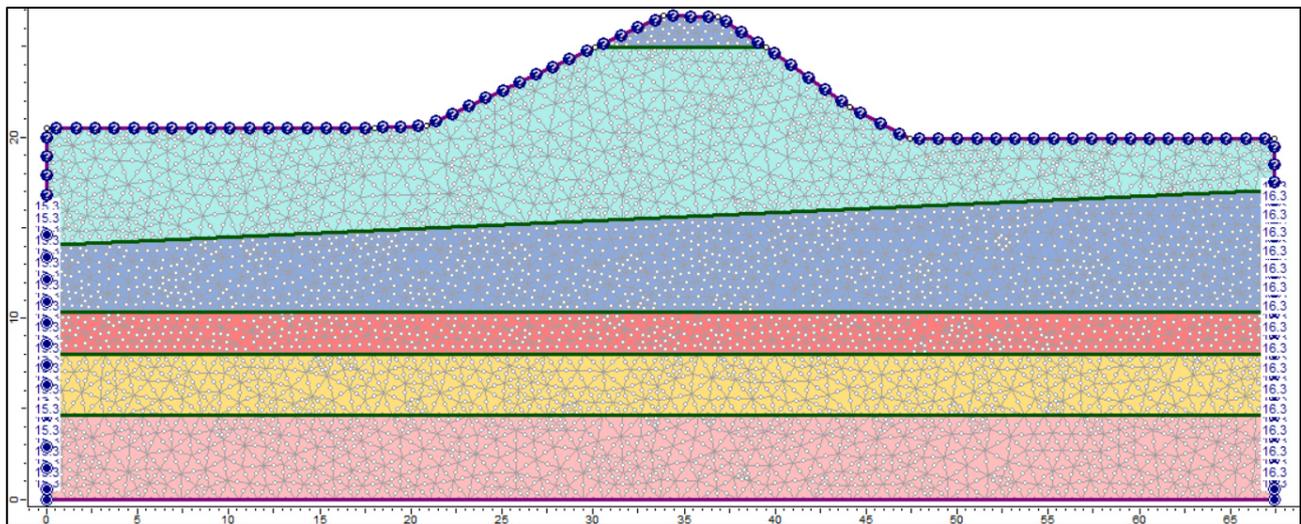
- Rappresentazione del modello geometrico utilizzato nelle analisi numeriche



- Condizioni al contorno idrauliche

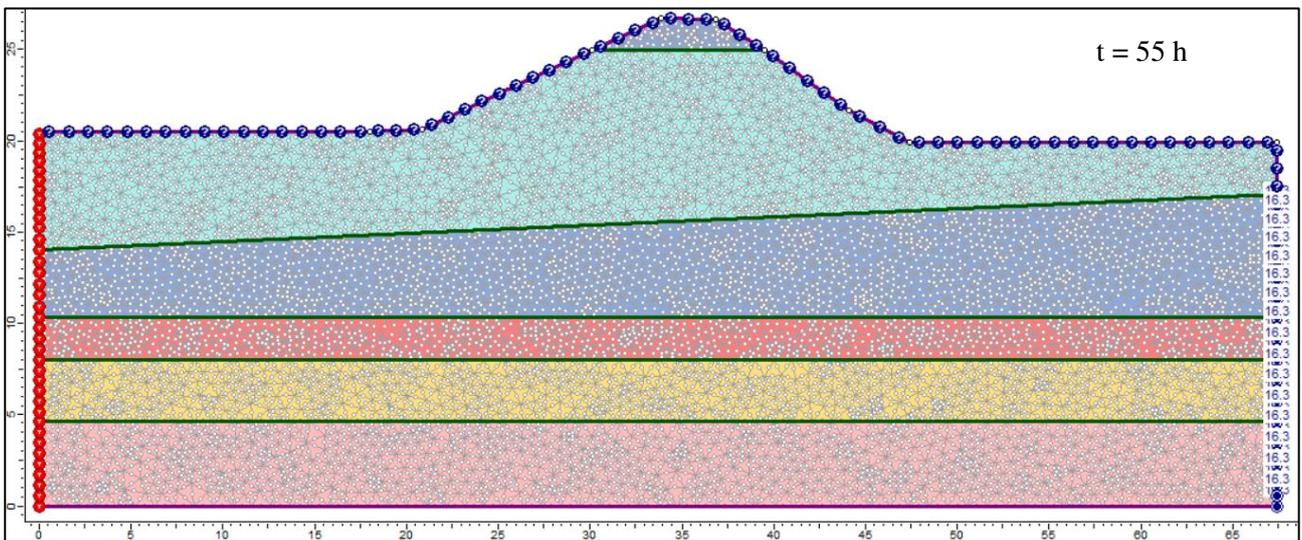
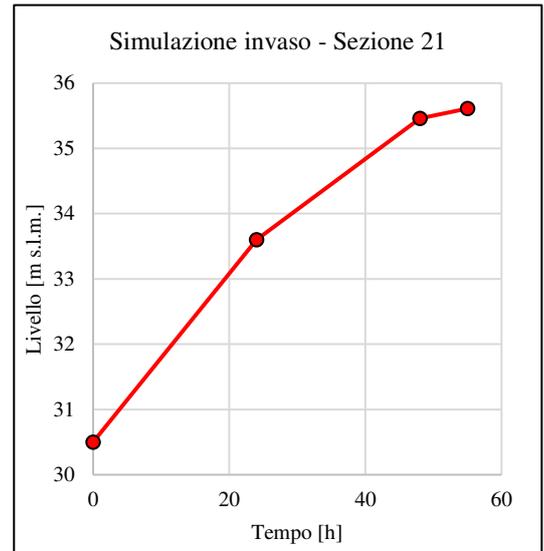
### 1. Fase iniziale

	Quota assoluta [m s.l.m.]		Quota modello [m]	
	Lato esterno	Lato alveo	Lato esterno	Lato alveo
Sezione 21	31.57	30.50	16.32	15.25



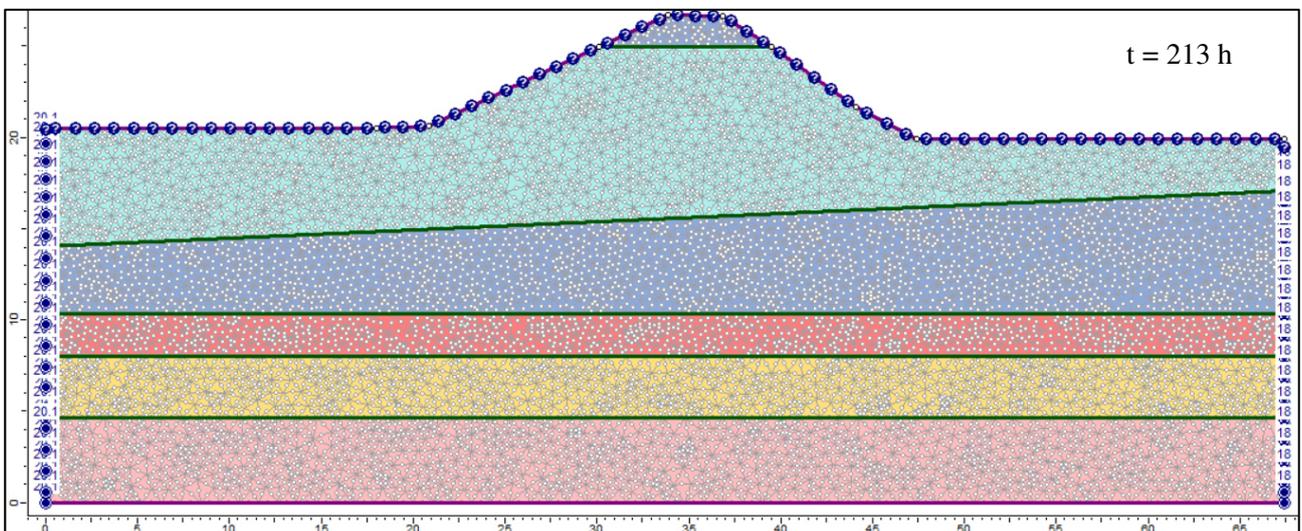
2. Invaso

Sezione 21			
Data	Tempo [h]	Invaso [m s.l.m.]	Invaso [m]
28/04/2021 10:00	0	30.50	15.25
29/04/2021 10:00	24	33.60	18.35
30/04/2021 10:00	48	35.46	20.21
30/04/2021 17:00	55	35.61	20.36



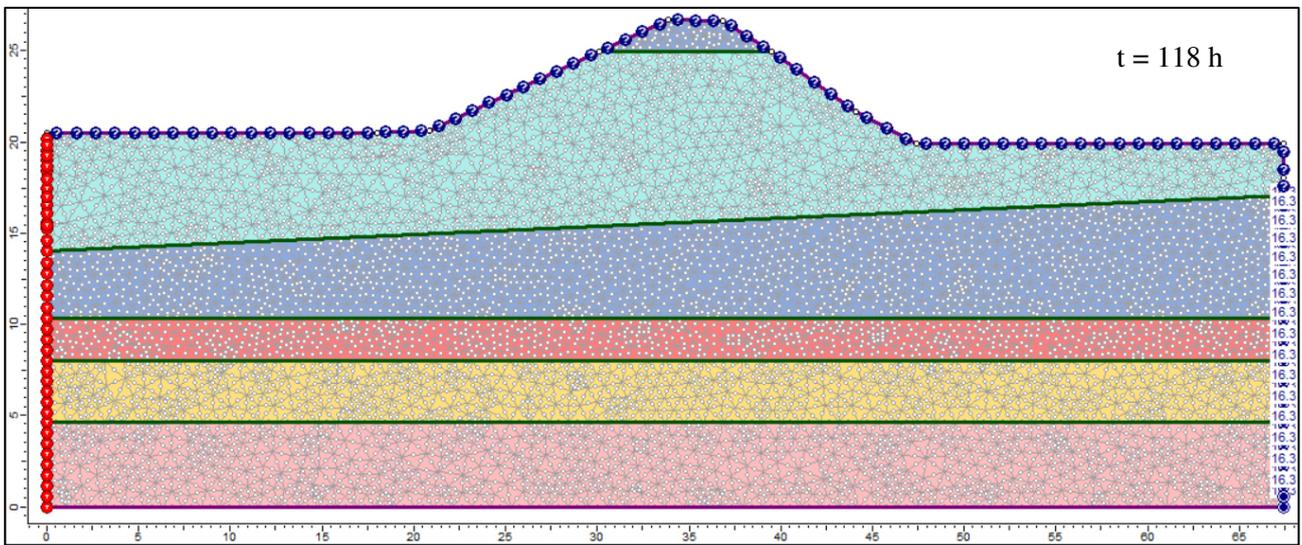
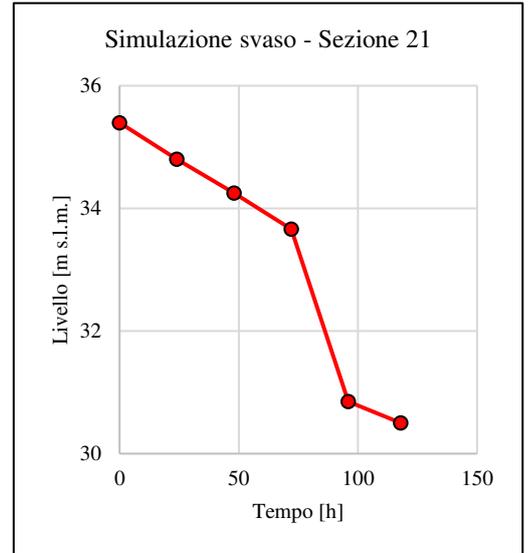
3. Permanenza - Plateau

Sezione 21			
Data	Tempo [h]	Plateau [m s.l.m.]	Plateau [m]
30/04/2021 17:00	0	35.61	20.36
07/05/2021 07:00	158	35.40	20.15



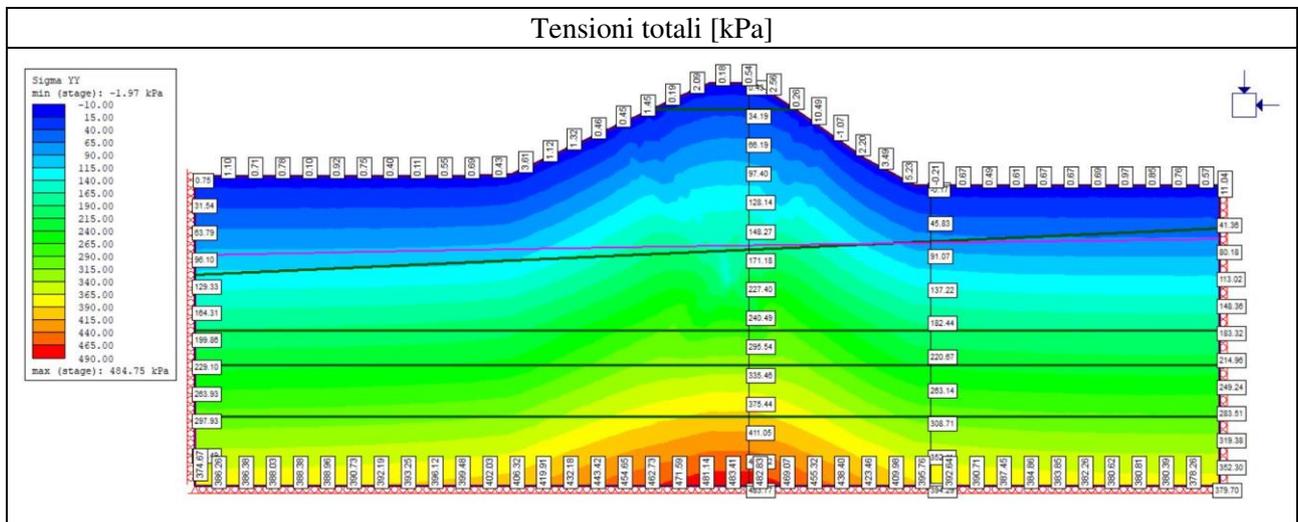
4. Svaso

Sezione 21			
Data	Tempo [h]	Svaso [m s.l.m.]	Svaso [m]
07/05/2021 07:00	0	35.40	20.15
08/05/2021 07:00	24	34.80	19.55
09/05/2021 07:00	48	34.25	19.00
10/05/2021 07:00	72	33.66	18.41
11/05/2021 07:00	96	30.85	15.60
12/05/2021 05:00	118	30.50	15.25

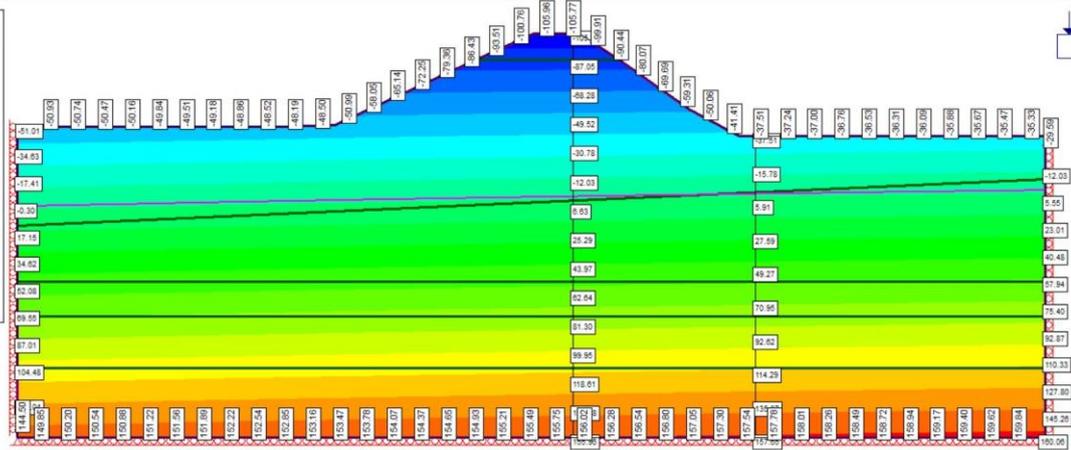
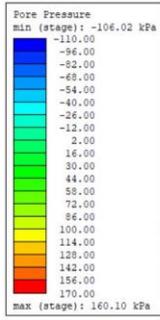


- Risultati delle analisi numeriche

1. Fase iniziale

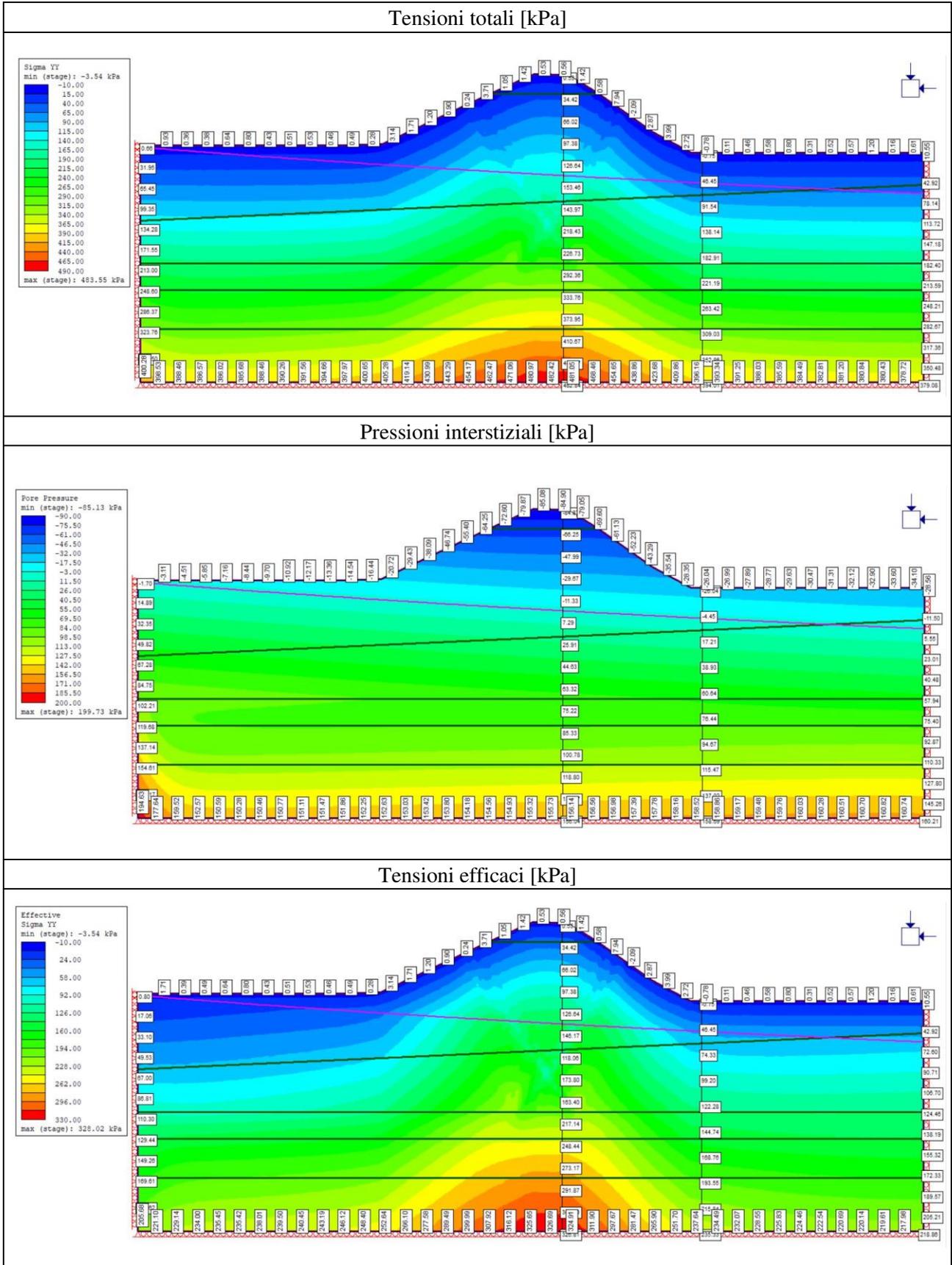


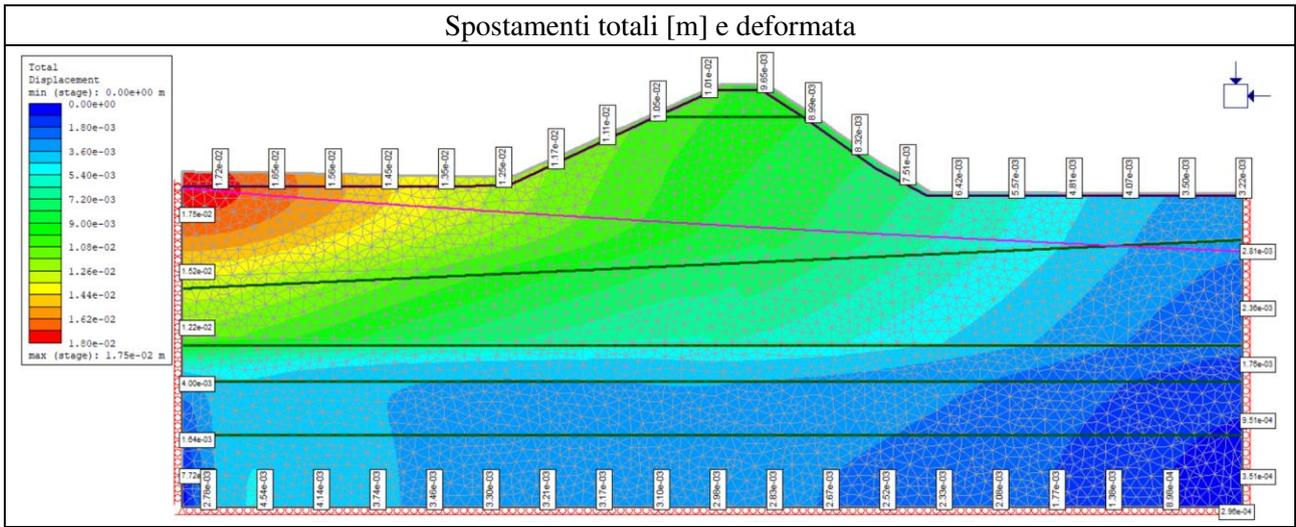
Pressioni interstiziali [kPa]



2. Invaso

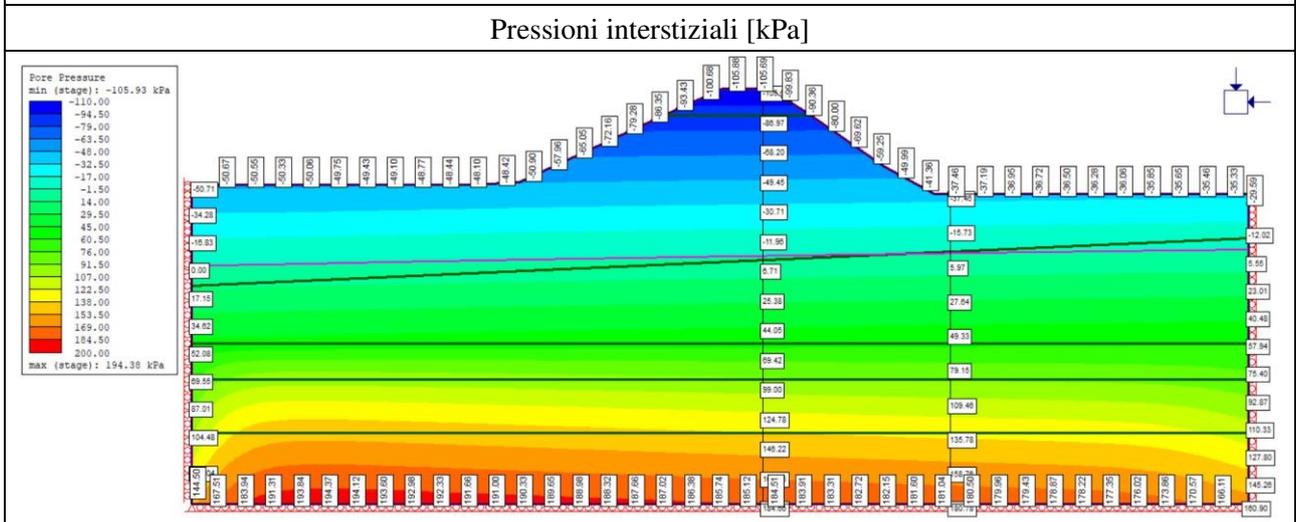
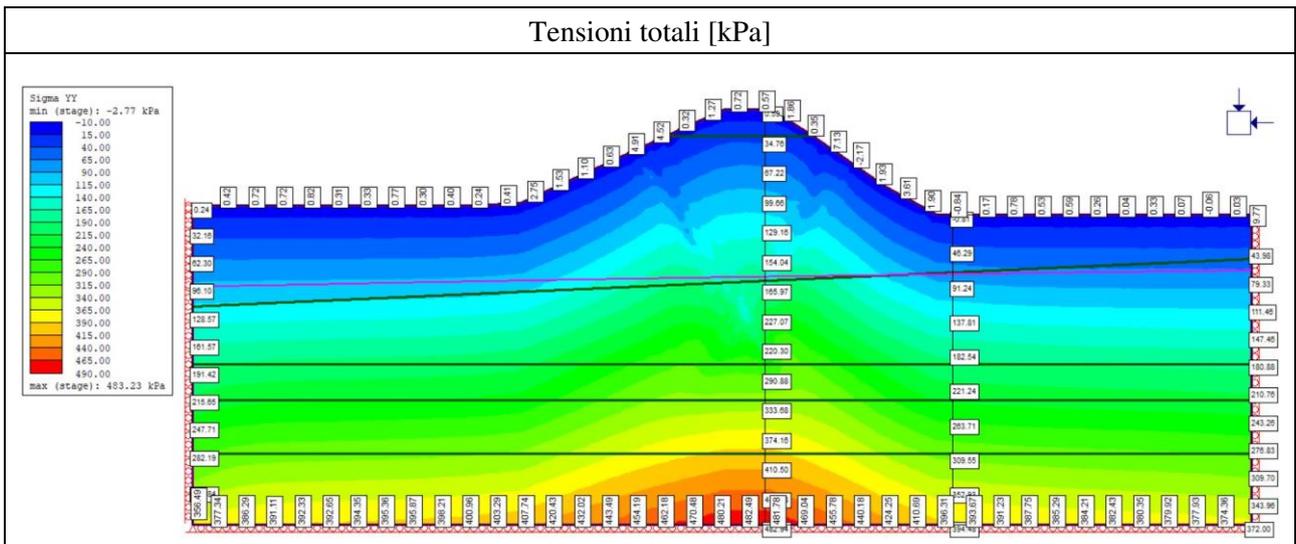
$t = 55 h$

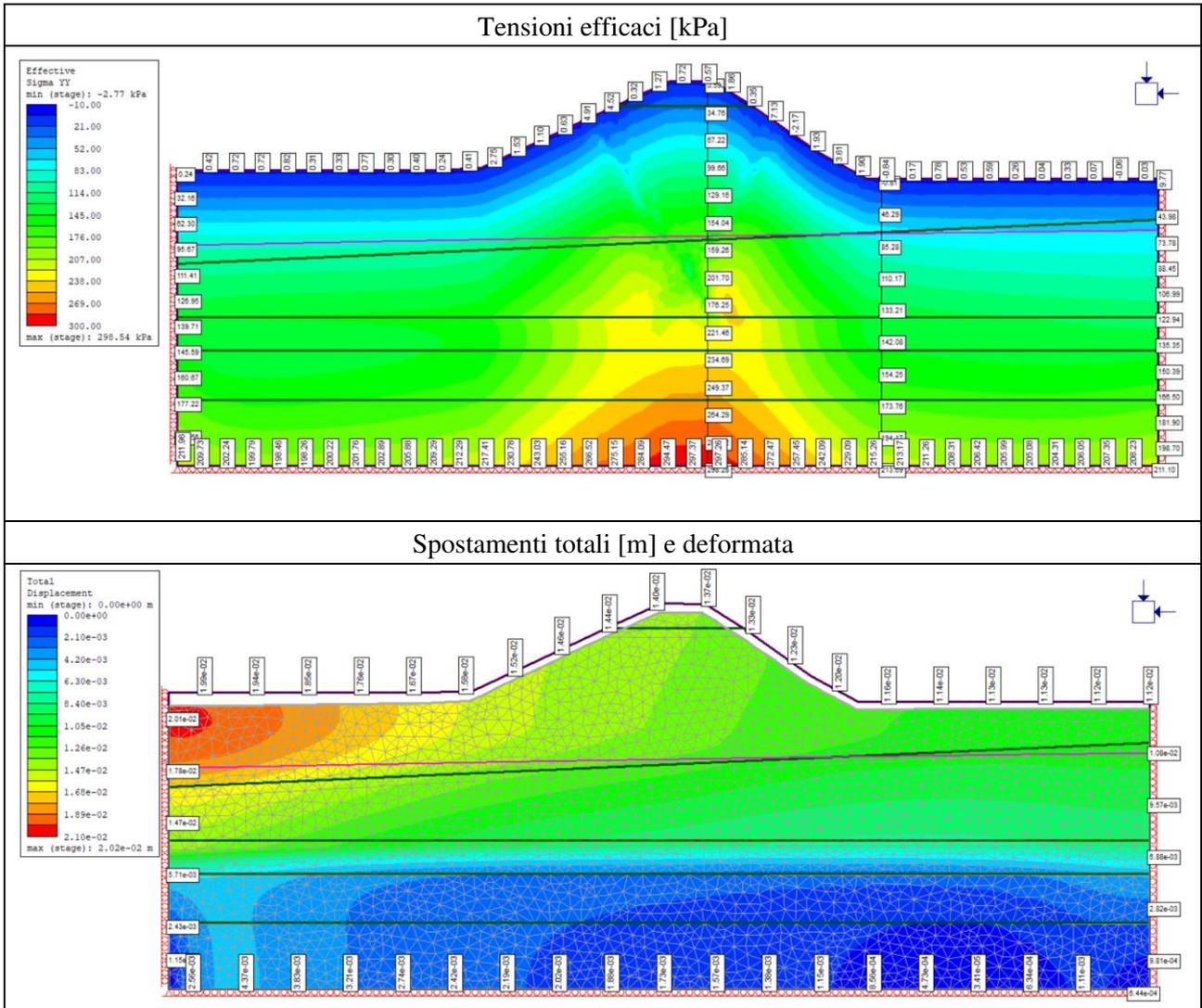




4. Svaso

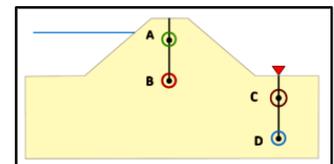
$t = 118 h$





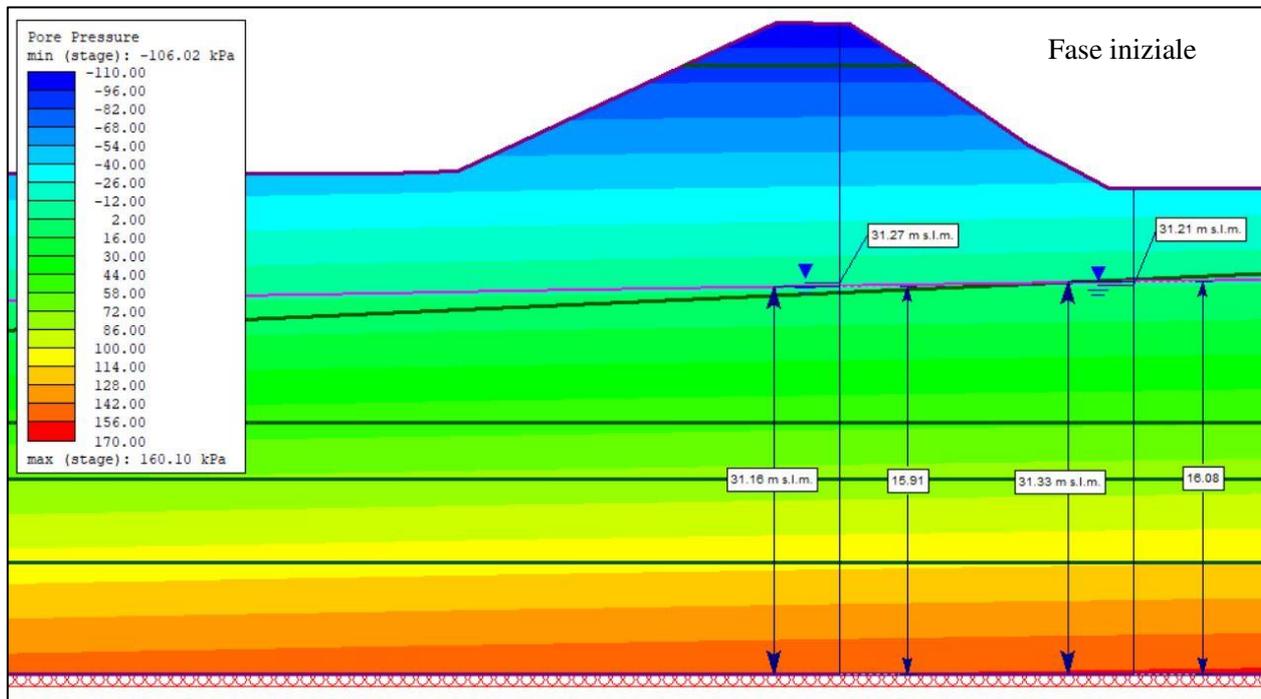
- Confronto tra le misure piezometriche registrate e quelle ottenute dalle analisi numeriche

	Quote dei piezometri – P21			
	Sommità		Piede	
	Superficiale A	Profondo B	Superficiale C	Profondo D
Quota [m s.l.m.]	35.91	27.91	27.25	17.25
Quota modello [m]	20.66	12.66	12.00	2.00



## 1. Fase iniziale

		Fase iniziale - P21	
		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.27	35.99
	Lettura [m]	16.02	20.74
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.38	31.21
	Lettura [m]	16.13	15.96
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.16	35.99
	Lettura [m]	15.91	20.74
	$\Delta$ [m]	0.11	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.16	31.33
	Lettura [m]	15.91	16.08
	$\Delta$ [m]	0.22	0.12

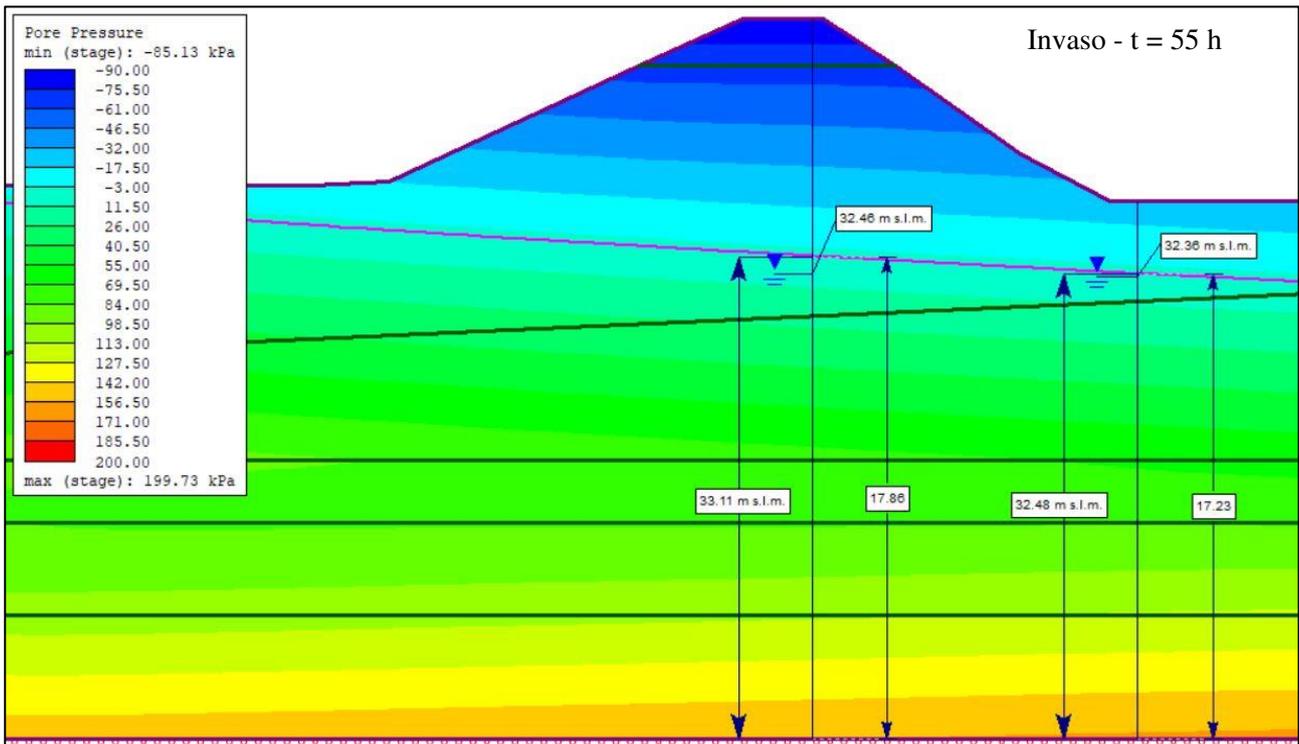


## 2. Invaso

Invaso - Collaudo - P21			
24h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.56	35.99
	Lettura [m]	16.31	20.74
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.49	31.55
	Lettura [m]	16.24	16.30
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.01	35.99
	Lettura [m]	16.76	20.74
	$\Delta$ [m]	0.45	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.01	32.33
	Lettura [m]	16.76	17.08
	$\Delta$ [m]	0.52	0.78

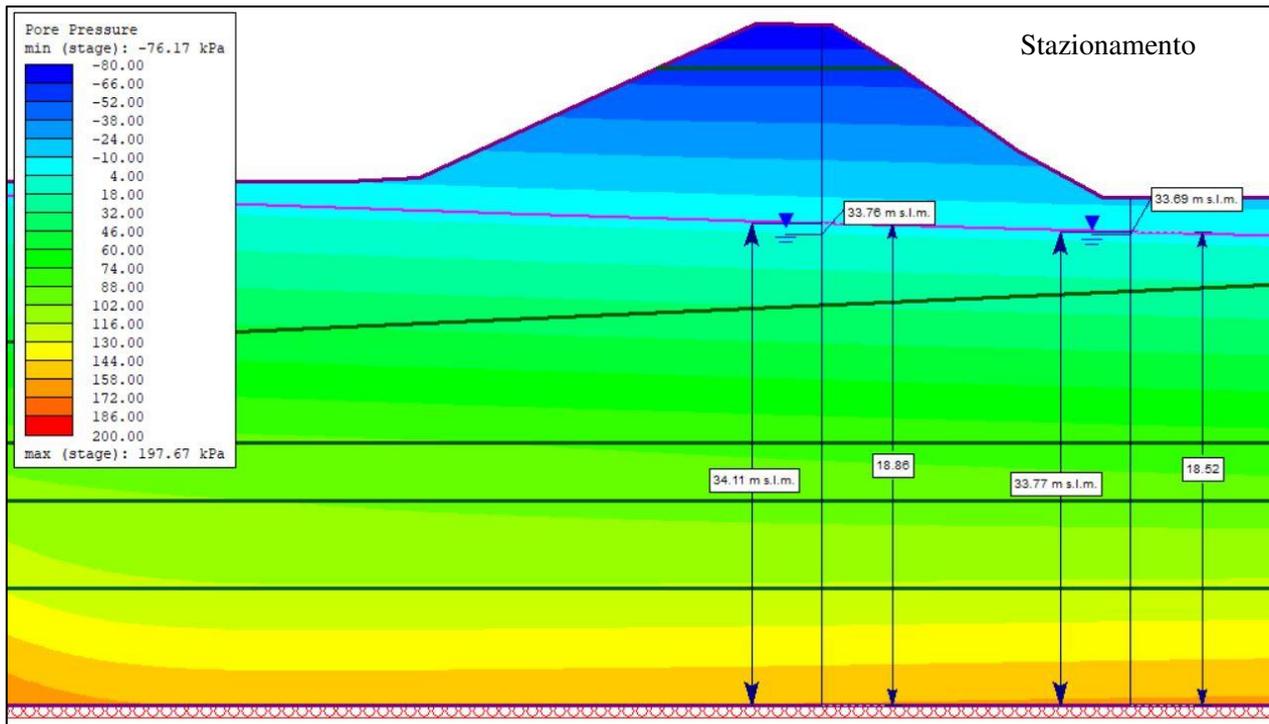
Invaso - Collaudo - P21			
48h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.15	35.99
	Lettura [m]	16.90	20.74
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.82	32.23
	Lettura [m]	16.57	16.98
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.44	35.99
	Lettura [m]	17.19	20.74
	$\Delta$ [m]	0.29	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.44	33.06
	Lettura [m]	17.19	17.81
	$\Delta$ [m]	0.62	0.83

Invaso - Collaudo - P21			
55h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.36	35.99
	Lettura [m]	17.11	20.74
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.00	32.46
	Lettura [m]	16.75	17.21
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.48	35.99
	Lettura [m]	17.23	20.74
	$\Delta$ [m]	0.12	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.48	33.11
	Lettura [m]	17.23	17.86
	$\Delta$ [m]	0.48	0.65



### 3. Permanenza - Plateau

		Stazionamento - P21	
		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	33.69	35.99
	Lettura [m]	18.44	20.74
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	33.54	33.76
	Lettura [m]	18.29	18.51
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	33.77	35.99
	Lettura [m]	18.52	20.74
	$\Delta$ [m]	0.08	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	33.77	34.11
	Lettura [m]	18.52	18.86
	$\Delta$ [m]	0.23	0.35

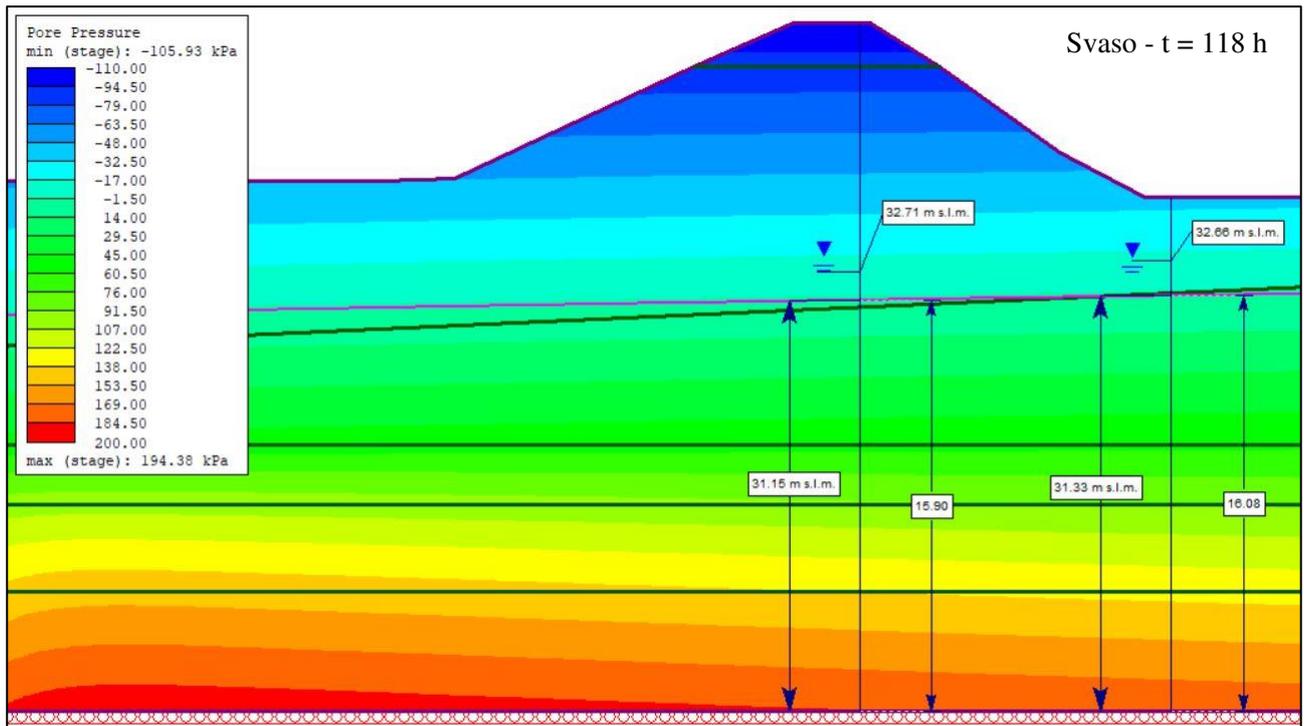


#### 4. Svaso

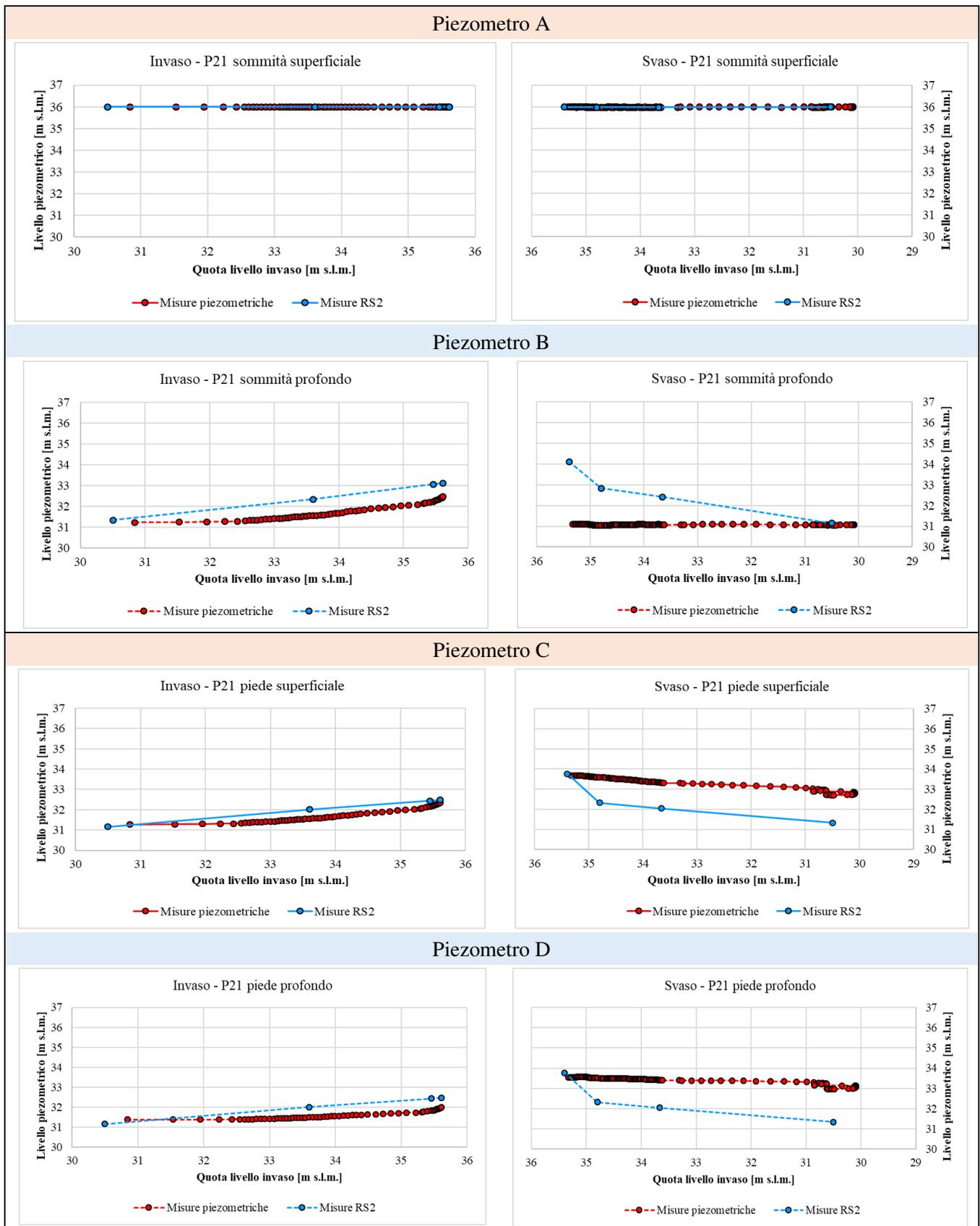
Svaso - Collaudo - P21			
24h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	33.58	35.98
	Lettura [m]	18.33	20.73
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	33.51	33.62
	Lettura [m]	18.26	18.37
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.32	35.98
	Lettura [m]	17.07	20.73
	$\Delta$ [m]	1.26	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.32	32.83
	Lettura [m]	17.07	17.58
	$\Delta$ [m]	1.19	0.79

Svaso - Collaudo - P21			
72h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	33.32	35.98
	Lettura [m]	18.07	20.73
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	33.41	33.32
	Lettura [m]	18.16	18.07
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.04	35.98
	Lettura [m]	16.79	20.73
	$\Delta$ [m]	1.28	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.04	32.42
	Lettura [m]	16.79	17.17
	$\Delta$ [m]	1.37	0.90

Svaso - Collaudo - P21			
118h		Misure piezometriche	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	32.71	35.99
	Lettura [m]	17.46	20.74
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	32.95	32.66
	Lettura [m]	17.70	17.41
		Misure piezometriche da RS2	
		Piede	Sommità
Superficiale	Lettura [m s.l.m.]	31.33	35.99
	Lettura [m]	16.08	20.74
	$\Delta$ [m]	1.38	0.00
Profondo	Lettura [m s.l.m.]	31.33	31.15
	Lettura [m]	16.08	15.90
	$\Delta$ [m]	1.62	1.51

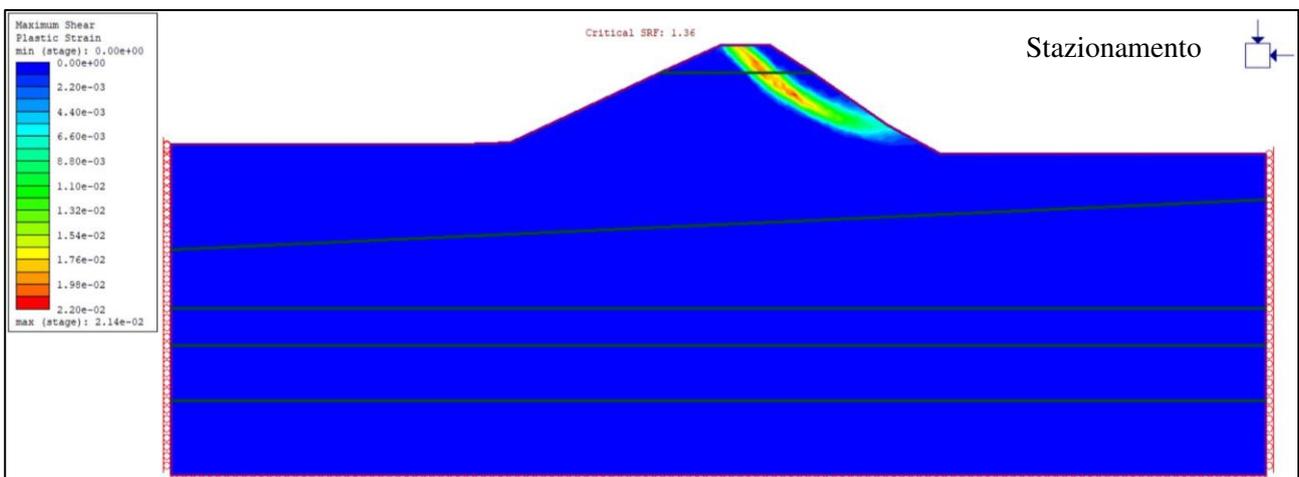
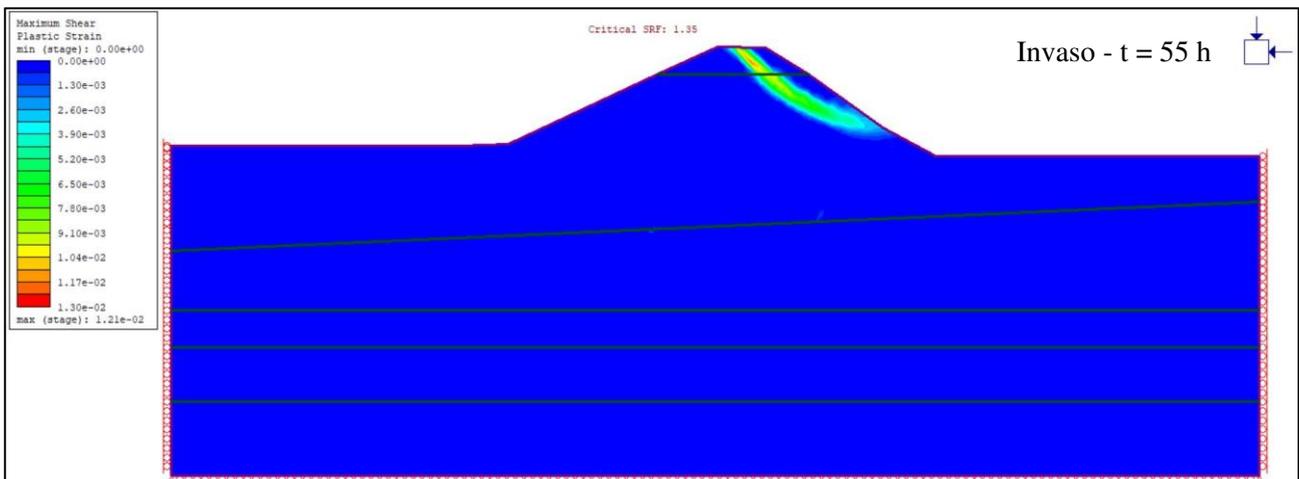
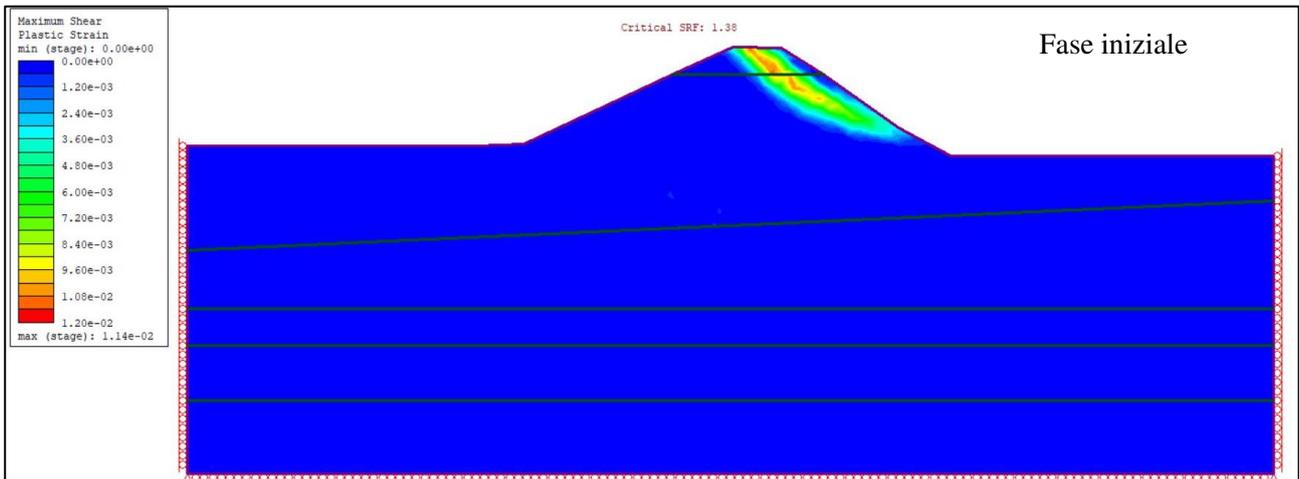


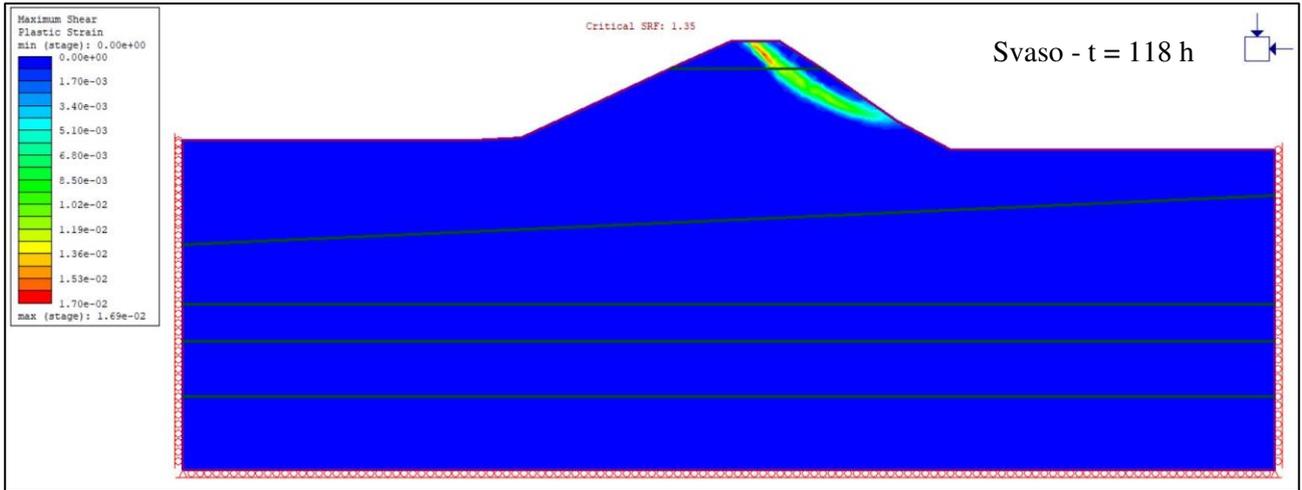
- Confronto grafico delle misure piezometriche registrate con quelle ottenute dalle analisi numeriche



- Superfici di rottura e Strength reduction factor

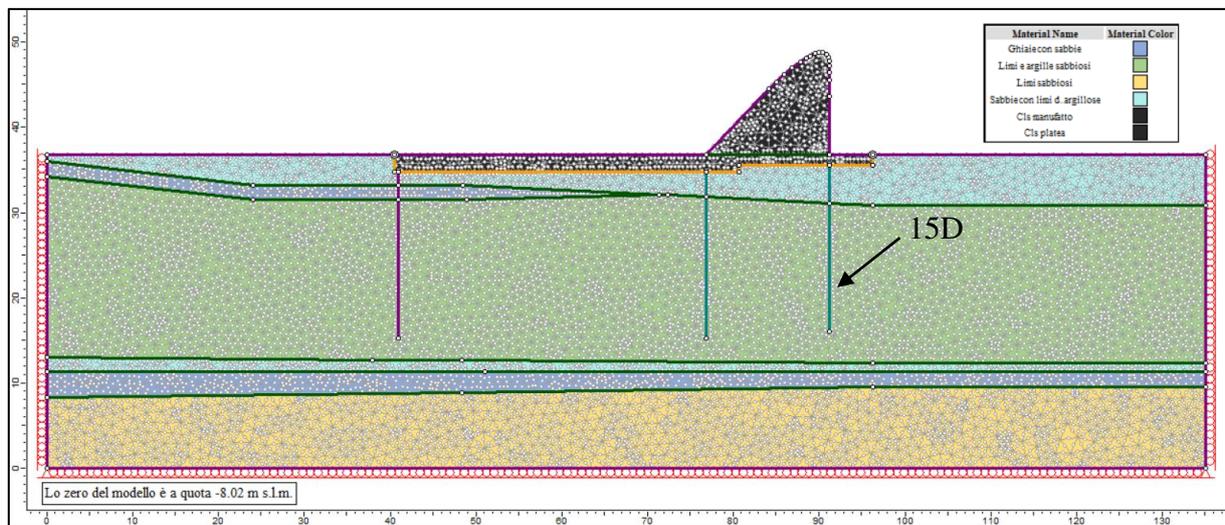
	SRF [-]
Fase Iniziale	1.38
Invaso	1.35
Plateau	1.36
Svaso	1.35





*Allegato 8*  
*Risultati delle analisi numeriche – Fase 1 del collaudo*  
*Diaframmi*

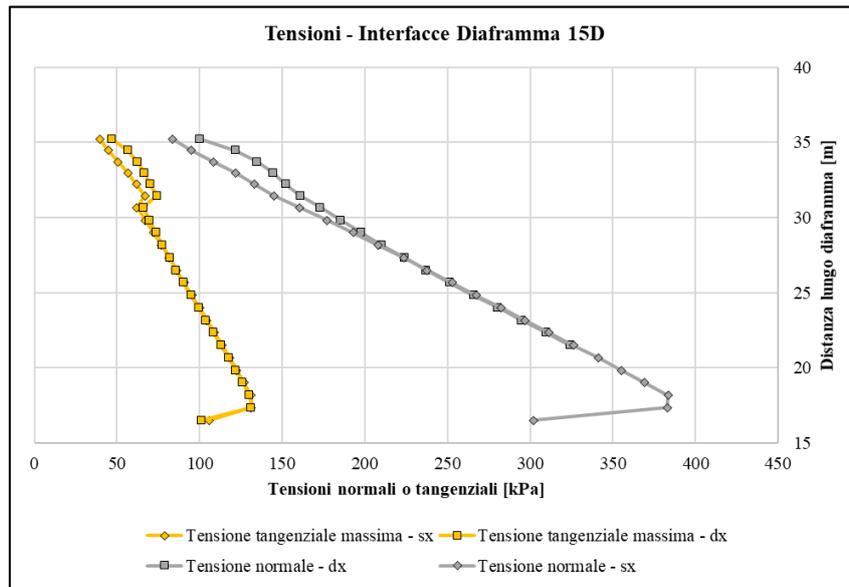
## Diaframma 15D



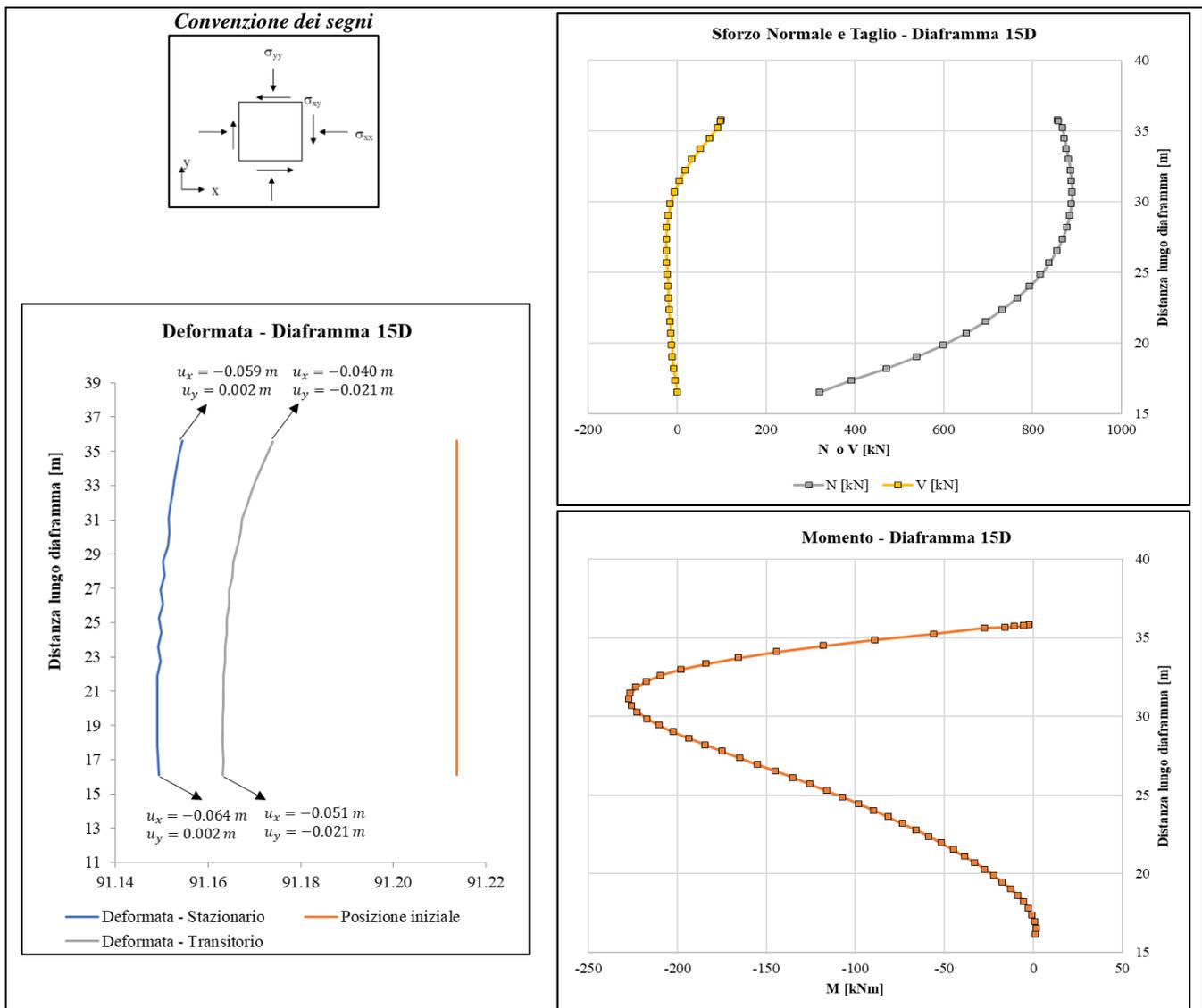
## Tensioni agenti sulle interfacce

$\sigma'_n$ [kPa]	$\sigma'_n$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{max}$ [kPa]	$\tau_{rel}$ [-]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{max}$ [kPa]	$\tau_{rel}$ [-]
Interfaccia sinistra	Interfaccia destra	Interfaccia sinistra			Interfaccia destra		
83.53	99.921	-9.59	39.49	0.24	5.00	46.83	0.11
95.14	121.66	-11.69	44.69	0.26	2.12	56.56	0.04
108.31	134.8	-13.42	50.59	0.27	0.47	62.45	0.01
121.81	144.47	-14.67	56.63	0.26	-0.31	66.77	0.00
133.40	152.12	-15.95	61.82	0.26	-0.14	70.20	0.00
144.92	161	-17.29	66.98	0.26	0.62	74.17	0.01
160.44	173	-18.32	62.16	0.29	1.77	66.05	0.03
177.14	185.38	-19.70	67.34	0.29	3.36	69.89	0.05
192.87	197.75	-21.33	72.22	0.30	5.08	73.73	0.07
208.15	210.33	-23.01	76.96	0.30	7.03	77.63	0.09
223.37	223.88	-24.66	81.68	0.30	9.02	81.84	0.11
237.72	237.02	-26.49	86.13	0.31	11.18	85.91	0.13
252.94	251.27	-28.45	90.85	0.31	13.59	90.33	0.15
267.23	265.79	-30.53	95.28	0.32	16.00	94.84	0.17
282.18	280.6	-32.861	99.92	0.33	18.471	99.43	0.19
296.78	294.76	-35.37	104.45	0.34	21.26	103.82	0.20
311.56	309.87	-38.22	109.04	0.35	24.40	108.51	0.22
326.28	324.16	-41.41	113.60	0.36	27.92	112.94	0.25
341.18	338.92	-44.97	118.22	0.38	32.072	117.52	0.27
354.99	353.13	-49.23	122.51	0.40	36.90	121.93	0.30
369.22	366.43	-54.56	126.92	0.43	42.83	126.06	0.34
383.62	379.63	-60.139	131.39	0.46	49.602	130.15	0.38
383.09	383.45	-63.035	131.22	0.48	57.151	131.34	0.44
301.96	286.37	-33.663	106.06	0.32	32.061	101.22	0.32

Distribuzioni delle tensioni normali efficaci e tangenziali massime

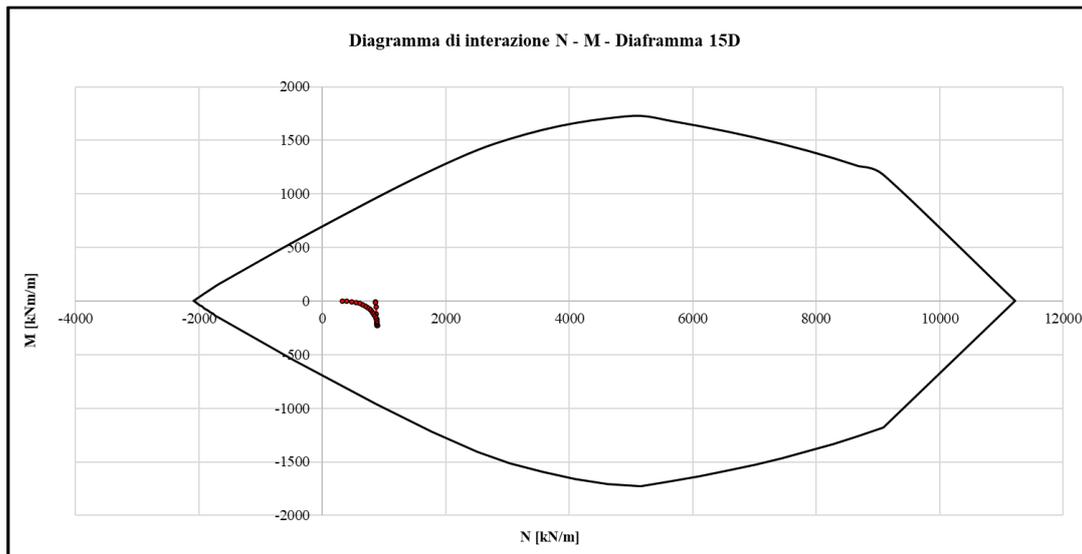


Rappresentazione delle sollecitazioni e deformata



## Verifica a pressoflessione

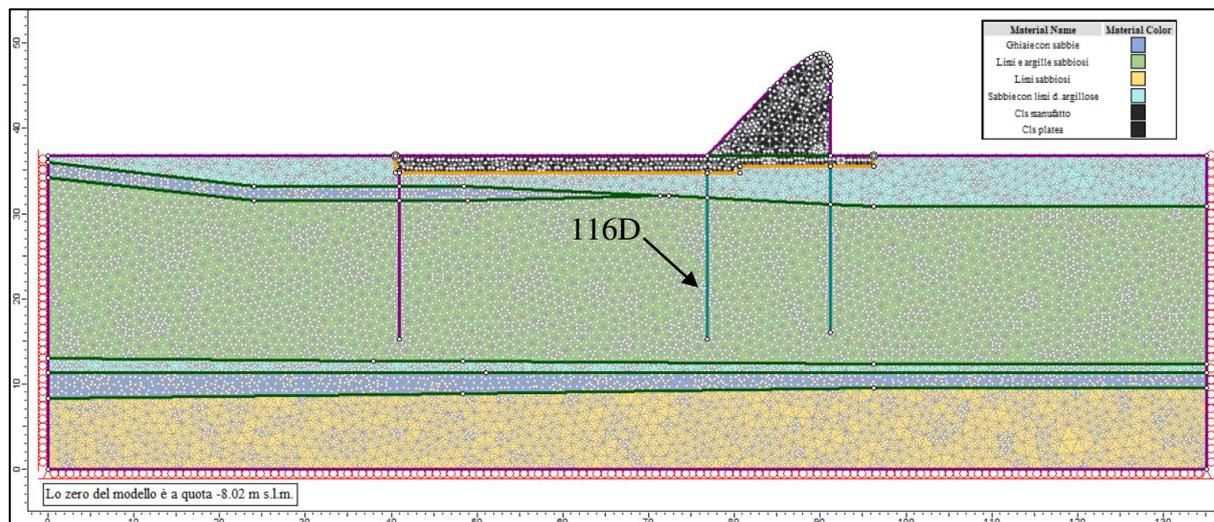
Geometria		
h [mm]	b [mm]	d [mm]
1000	800	704
Armatura longitudinale		
$A_{s1}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s2}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,tot}$ [mm <sup>2</sup> ]
2661	2661	5322



## Verifica a taglio

s [mm]	$A_{sw}/s$ [mm <sup>2</sup> /m]	
150	1047	
$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rsd}$ [kN]	
1788.02	259.50	
$V_{Rd}$ [kN]	>	$V_{Ed}$ [kN]
259.50		100.10

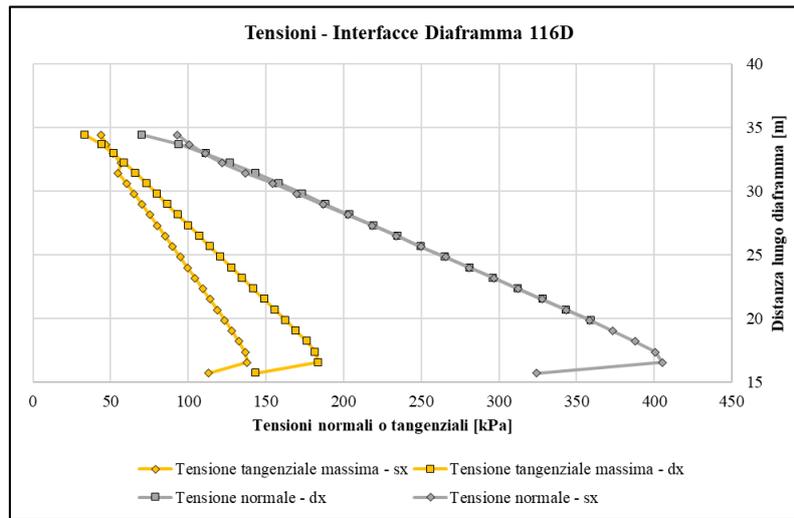
## Diaframma 116D



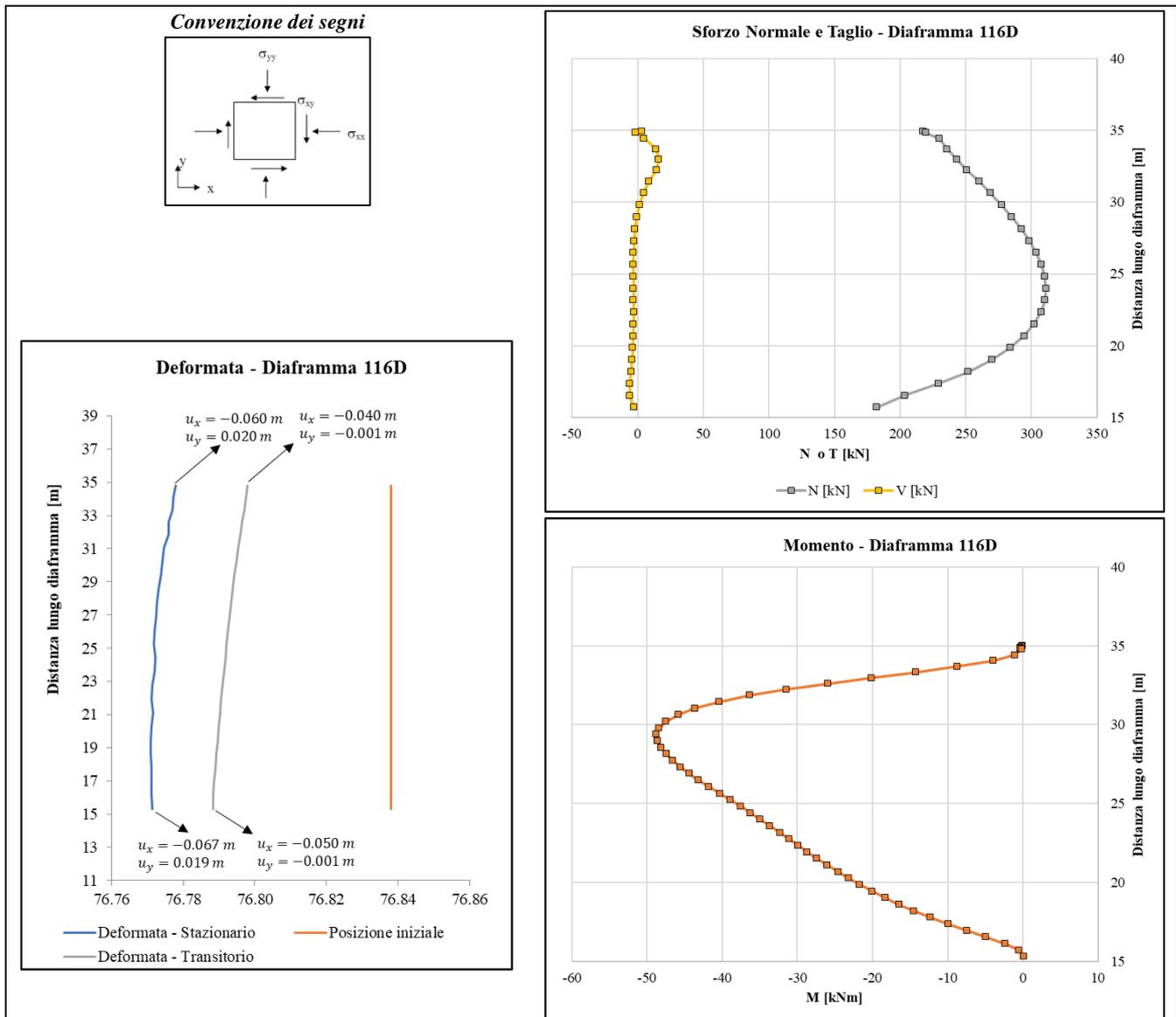
## Tensioni agenti sulle interfacce

$\sigma'_n$ [kPa]	$\sigma'_n$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{max}$ [kPa]	$\tau_{rel}$ [-]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{max}$ [kPa]	$\tau_{rel}$ [-]
Interfaccia sinistra	Interfaccia destra	Interfaccia sinistra			Interfaccia destra		
93.18	70.13	-11.88	43.81	0.27	0.51	33.49	0.02
100.76	94.19	-14.22	47.21	0.30	-3.76	44.27	0.08
110.92	111.32	-15.55	51.76	0.30	-5.78	51.93	0.11
122.01	127.24	-16.32	56.72	0.29	-6.75	59.06	0.11
136.69	143.45	-16.72	54.79	0.31	-7.32	66.32	0.11
154.55	158.55	-17.21	60.33	0.29	-7.66	73.08	0.10
170.06	173.69	-17.86	65.14	0.27	-7.75	79.86	0.10
186.77	188.55	-18.60	70.33	0.26	-7.54	86.51	0.09
202.67	203.81	-19.06	75.26	0.25	-7.04	93.34	0.08
218.53	219.23	-19.61	80.18	0.24	-6.40	100.24	0.06
234.12	234.85	-20.22	85.01	0.24	-5.73	107.23	0.05
249.87	249.72	-20.91	89.90	0.23	-4.81	113.89	0.04
265.78	265.42	-21.61	94.83	0.23	-3.60	120.92	0.03
281.06	281.28	-22.37	99.57	0.22	-2.43	128.02	0.02
296.79	296.41	-23.34	104.45	0.22	-1.00	134.79	0.01
312.42	312.43	-24.25	109.30	0.22	0.67	141.97	0.00
327.7	328.25	-25.414	114.04	0.22	2.3271	149.05	0.02
343.2	343.33	-26.67	118.85	0.22	4.35	155.80	0.03
358.36	359.11	-28.14	123.55	0.23	6.71	162.86	0.04
373.32	373.77	-29.816	128.19	0.23	9.4287	169.43	0.06
387.68	389.16	-31.76	132.65	0.24	12.50	176.31	0.07
400.92	401.45	-33.82	136.75	0.25	15.84	181.82	0.09
405.21	405.88	-34.38	138.09	0.25	18.04	183.80	0.10
323.99	315.87	-19.172	112.89	0.17	10.471	143.51	0.07

Distribuzioni delle tensioni normali efficaci e tangenziali massime

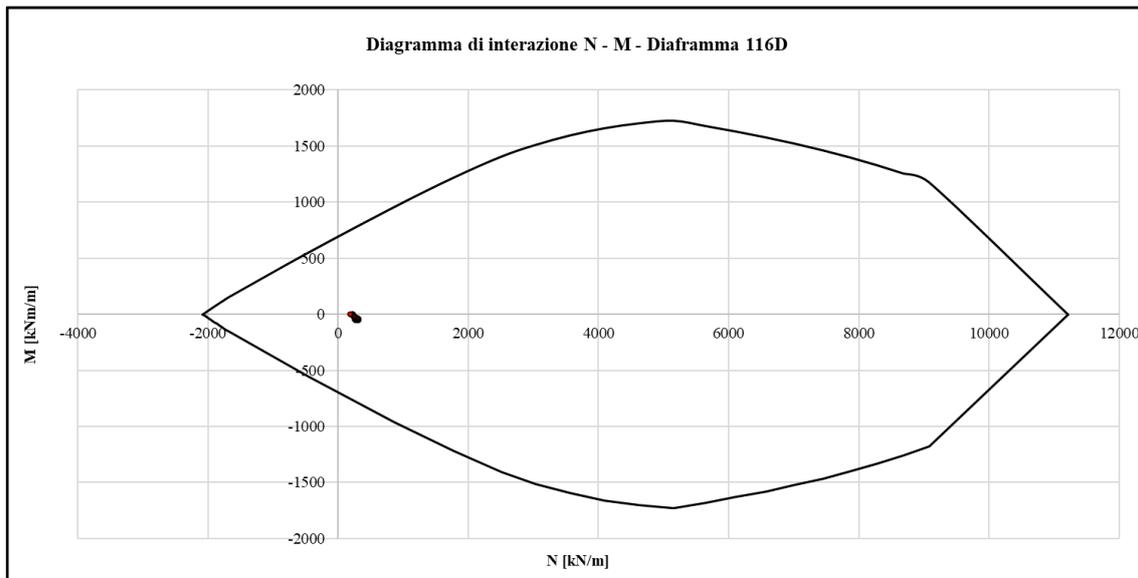


Rappresentazione delle sollecitazioni e deformata



## Verifica a pressoflessione

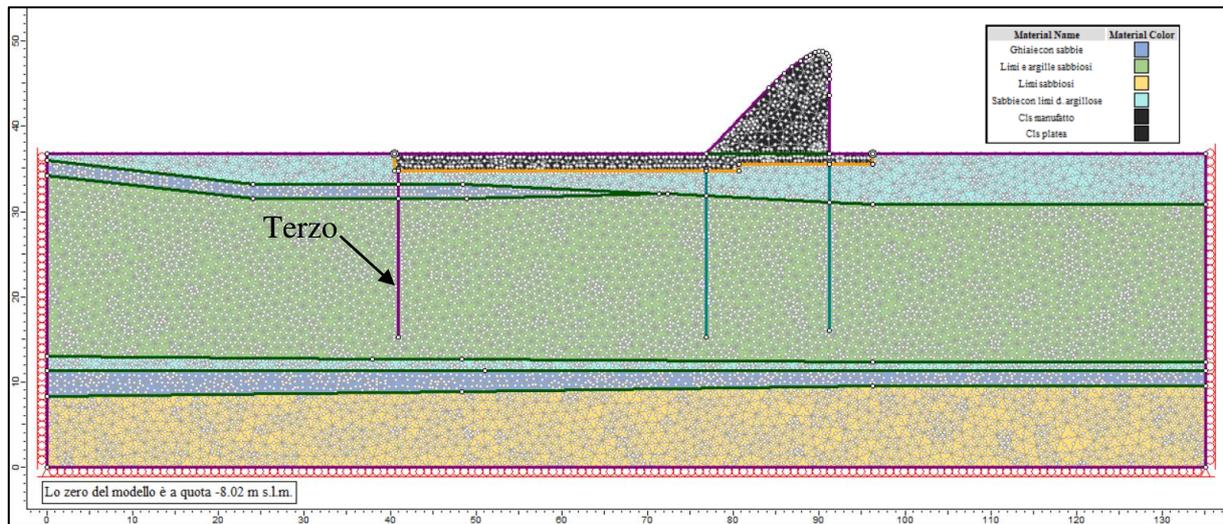
Geometria		
h [mm]	b [mm]	d [mm]
1000	800	704
Armatura longitudinale		
$A_{s1}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s2}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,tot}$ [mm <sup>2</sup> ]
2661	2661	5322



## Verifica a taglio

s [mm]	$A_{sw}/s$ [mm <sup>2</sup> /m]	
150	1047	
$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rsd}$ [kN]	
1788.02	259.50	
$V_{Rd}$ [kN]	>	$V_{Ed}$ [kN]
259.50		16.13

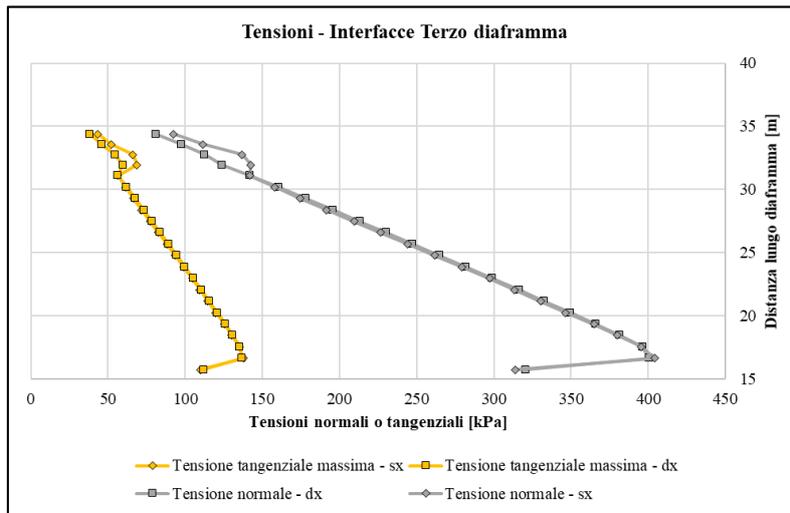
Terzo diaframma



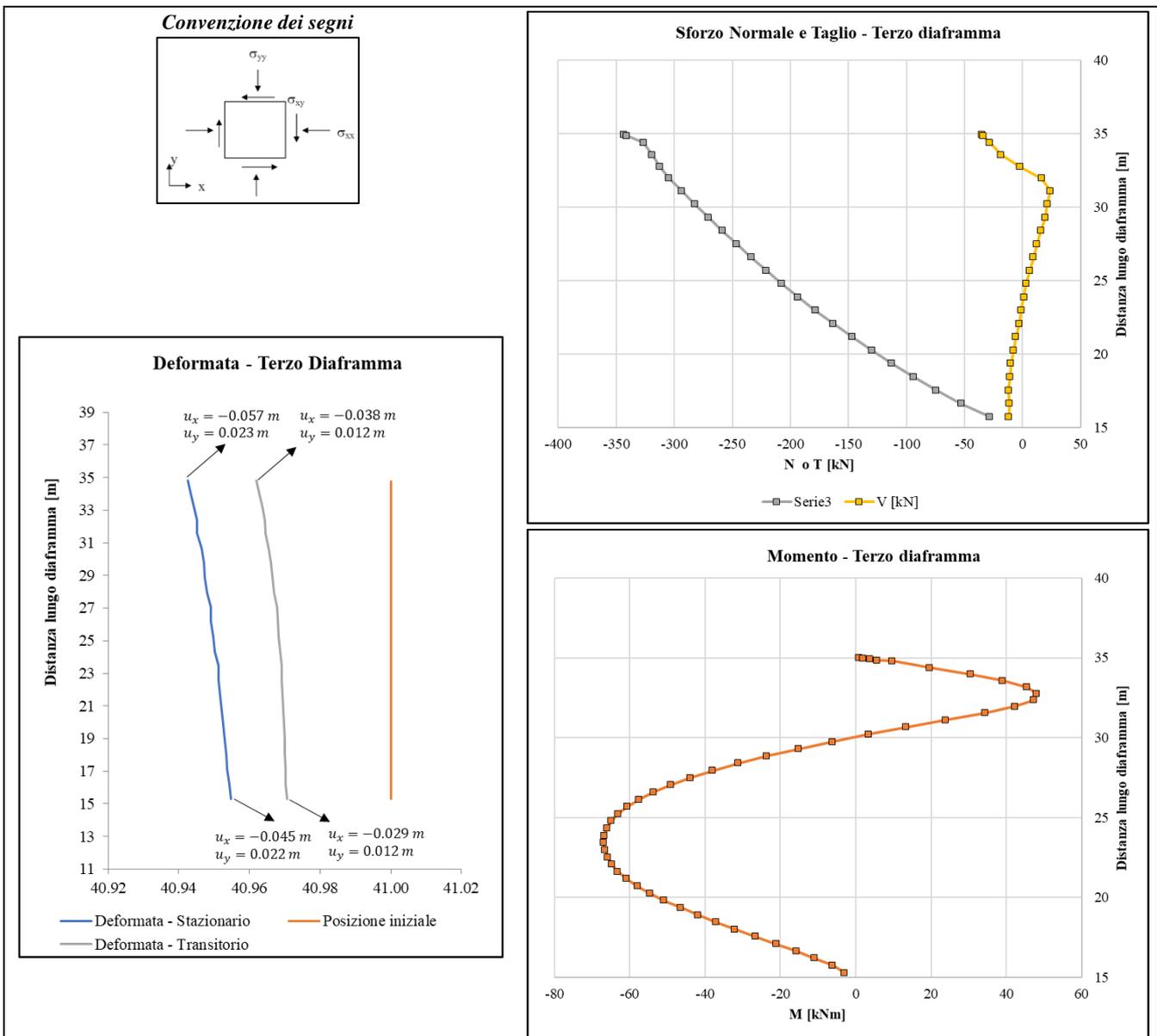
Tensioni agenti sulle interfacce

$\sigma'_n$ [kPa]	$\sigma'_n$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{max}$ [kPa]	$\tau_{rel}$ [-]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{max}$ [kPa]	$\tau_{rel}$ [-]
Interfaccia sinistra	Interfaccia destra	Interfaccia sinistra			Interfaccia destra		
92.63	80.90	-7.76	43.57	0.18	7.13	38.31	0.19
111.73	97.57	-9.46	52.12	0.18	6.95	45.78	0.15
137.01	112.72	-9.29	66.12	0.14	6.97	54.52	0.13
142.58	123.75	-7.65	68.78	0.11	6.84	59.79	0.11
141.88	142.09	-6.75	56.40	0.12	5.98	56.47	0.11
158.20	160.51	-7.29	61.46	0.12	5.22	62.18	0.08
174.67	178.20	-6.98	66.57	0.10	4.86	67.67	0.07
191.63	195.72	-7.27	71.83	0.10	4.46	73.10	0.06
209.36	213.08	-7.40	77.33	0.10	4.04	78.49	0.05
226.62	230.47	-7.22	82.69	0.09	3.58	83.88	0.04
244.05	247.25	-7.21	88.09	0.08	3.21	89.09	0.04
261.71	264.86	-7.25	93.57	0.08	2.86	94.55	0.03
279.16	281.90	-6.67	98.98	0.07	2.42	99.83	0.02
297.19	299.10	-6.52	104.58	0.06	2.00	105.17	0.02
313.25	316.32	-5.69	109.56	0.05	1.49	110.51	0.01
330.21	332.76	-5.90	114.82	0.05	1.05	115.61	0.01
346.67	349.67	-5.42	119.93	0.05	0.69	120.86	0.01
364.89	366.27	-5.36	125.58	0.04	0.11	126.01	0.00
380.15	381.71	-4.21	130.31	0.03	-0.43	130.80	0.00
395.51	396.29	-3.70	135.08	0.03	-1.11	135.32	0.01
404.12	400.56	-1.32	137.75	0.01	-2.53	136.64	0.02
313.92	320.80	-2.00	109.77	0.02	-3.31	111.90	0.03

Distribuzioni delle tensioni normali efficaci e tangenziali massime

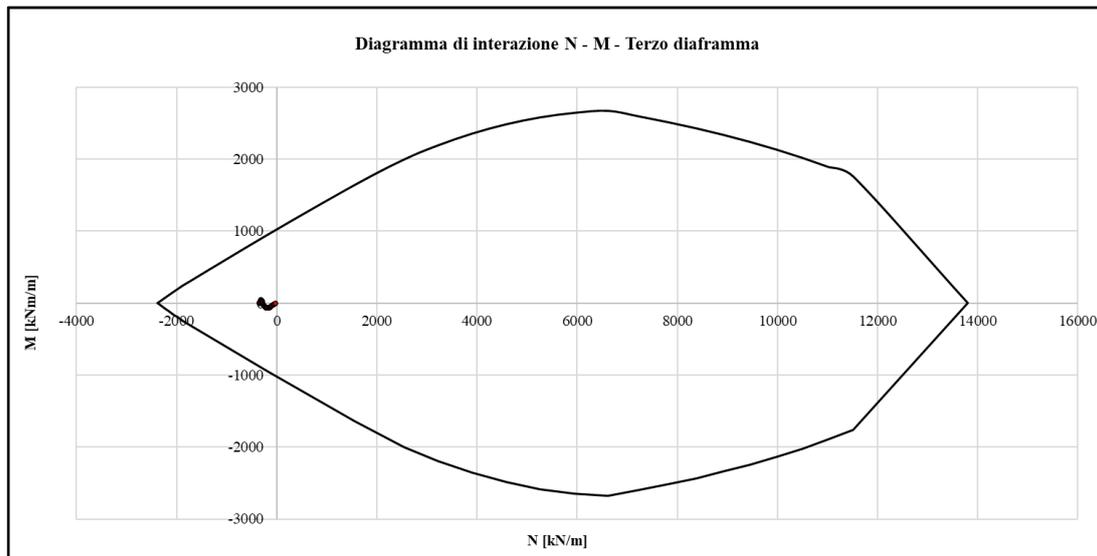


Rappresentazione delle sollecitazioni e deformata



## Verifica a pressoflessione

Geometria		
h [mm]	b [mm]	d [mm]
1000	1000	904
Armatura longitudinale		
$A_{s1}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s2}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,tot}$ [mm <sup>2</sup> ]
3041.06	3041.06	6082.12



## Verifica a taglio

s [mm]	$A_{sw}/s$ [mm <sup>2</sup> /m]	
150	1047	
$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rsd}$ [kN]	
2869.97	333.22	
$V_{Rd}$ [kN]	>	$V_{Ed}$ [kN]
333.22		35.33