

Relazione tecnico-scientifica sulle cause del collasso dell'argine del fiume Secchia avvenuto il giorno 19 gennaio 2014 presso la frazione San Matteo



Bologna, 9 luglio 2014

Prof. Luigi D'Alpaos, Università degli Studi di Padova.

Prof. Armando Brath, Alma Mater Studiorum - Università di Bologna.

Prof. Vincenzo Fioravante, Università degli Studi di Ferrara.

Prof. Guido Gottardi, Alma Mater Studiorum - Università di Bologna.

Prof. Paolo Mignosa, Università degli Studi di Parma.

Prof. Stefano Orlandini, Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia.

Relazione tecnico-scientifica sulle cause del collasso dell'argine del fiume Secchia avvenuto il giorno 19 gennaio 2014 presso la frazione San Matteo

Luigi D'Alpaos¹, Armando Brath², Vincenzo Fioravante³, Guido Gottardi⁴, Paolo Mignosa⁵, e Stefano Orlandini⁶

Sommario. Gli eventi di piena che si sono verificati sul fiume Secchia nel gennaio 2014 sono stati esaminati al fine di valutare le possibili cause del collasso arginale, avvenuto il giorno 19 presso la frazione San Matteo in destra idrografica. Sono stati raccolti e analizzati i dati idrometeorologici e le evidenze osservative rilevanti ai fini della determinazione dei flussi idrici e della loro interazione con l'argine collassato. Sono state altresì eseguite indagini specifiche di laboratorio e in sito al fine di caratterizzare le proprietà idrauliche e geotecniche dei terreni costituenti i corpi arginali e i relativi terreni di fondazione. Sono stati poi implementati alcuni modelli idraulico-idrologici e geotecnici, considerando (1) la geometria dell'argine, ottenuta, per la sezione collassata, utilizzando un modello digitale del terreno a elevata risoluzione, (2) le proprietà idrauliche dei terreni arginali rilevate – durante la presente indagine – in una sezione posta circa 600 m a valle di quella del collasso, e (3) le proprietà geotecniche dei terreni arginali e di fondazione determinate – sempre nel corso della presente indagine – in sezioni adiacenti al tratto d'argine interessato dal collasso. Sono stati infine presi in esame i possibili meccanismi di collasso del corpo arginale.

Attenzione particolare è stata dedicata alle evidenze di campo, alle testimonianze raccolte e alla documentazione fotografica che indicano, nel tratto di argine in esame, la presenza di tane di animali selvatici con spiccata capacità fossoria. In tale ottica, sono state analizzate le relazioni geomorfometriche fra le tane osservate nelle foto aeree a elevata risoluzione, riprese nel 2010 e 2012, e l'evoluzione dei limiti della breccia, desunta dalle fotografie scattate da elicottero nella mattina del giorno 19 gennaio 2014.

Le analisi condotte indicano che il sistema di tane, osservabile nelle foto aeree, è planimetricamente situato proprio all'interno dell'area interessata dalla fase iniziale del collasso arginale. Le quote altimetriche dei fori delle tane, osservate sul paramento interno dell'argine, appaiono prossime ai massimi livelli idrici raggiunti in alveo durante la piena del 19 gennaio 2014.

Le analisi hanno evidenziato che sono plausibili due fenomeni d'innescò del cedimento della difesa arginale, che possono aver agito anche congiuntamente.

Un primo tipo d'innescò, riconducibile a processi di erosione interna, è del tutto analogo a quello documentato da quanto osservato sull'argine destro del fiume Panaro nel pomeriggio dello stesso 19 gennaio 2014. Si tratta di un fenomeno che si sviluppa inizialmente mediante un processo di progressiva erosione interna coinvolgente il sistema di tane, eventualmente indebolito dalla precipitazione diretta al suolo. Una volta asportato un sufficiente quantitativo di materiale, la parte dell'argine sovrastante la cavità crolla, provocando un notevole abbassamento della sommità arginale.

Un secondo fenomeno d'innescò può essere ricondotto alla progressiva instabilità geomeccanica del corpo arginale, localmente indebolito dalla presenza delle menzionate cavità, favorita da condizioni di parziale saturazione indotte dalla piena e dalle precipitazioni dirette sul corpo arginale. La riduzione di resistenza a taglio dei terreni, indotta dalla loro saturazione anche locale, può causare una significativa diminuzione del grado di sicurezza della struttura arginale nei confronti della stabilità.

Entrambi i fenomeni d'innescò comportano un sensibile ribassamento della sommità arginale e il conseguente sormonto della struttura da parte della corrente idrica, animata da velocità in uscita particolarmente sostenute. Una volta attivato il sormonto, la breccia evolve rapidamente, sia approfondendosi sia allargandosi, per effetto dell'erosione prodotta dalla corrente in uscita.

In entrambi i casi si ritiene che, con riferimento all'evento specifico, la presenza di un sistema articolato di tane sia stata determinante ai fini del collasso arginale.

¹ Professore Ordinario di Idraulica, Presidente della Commissione, Università degli Studi di Padova.

² Professore Ordinario di Costruzioni Idrauliche, Alma Mater Studiorum - Università di Bologna.

³ Professore Ordinario di Geotecnica, Università degli Studi di Ferrara.

⁴ Professore Straordinario di Geotecnica, Alma Mater Studiorum - Università di Bologna.

⁵ Professore Ordinario di Costruzioni Idrauliche, Università degli Studi di Parma.

⁶ Professore Associato di Costruzioni Idrauliche, Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia.

Indice

1	Compiti della Commissione	1
2	Inquadramento geografico dell'area di studio	1
3	Ricostruzione dell'evento	2
3.1	Precipitazione nel bacino idrografico del fiume Secchia chiuso a Rubiera	2
3.2	Precipitazione lungo il tratto vallivo del fiume Secchia	3
3.3	Simulazione dell'evento di piena del 19 gennaio 2014 nel tratto vallivo del fiume Secchia e nell'area allagata	4
3.3.1	Modello 1	5
3.3.2	Modello 2	10
3.3.3	Modello 3	28
3.3.4	Modello 4	33
3.3.5	Sintesi dei risultati delle modellazioni idrauliche	39
3.4	Testimonianze oculari	39
3.5	Documentazione fotografica	40
3.5.1	Foto aeree rilevate	40
3.5.2	Fotografie della breccia nell'argine del fiume Secchia presso San Matteo	41
3.5.3	Fotografie del collasso dell'argine destro del fiume Panaro presso Via Tronco	42
3.5.4	Evidenze della presenza attiva di animali selvatici	43
3.6	Analisi delle fotografie aeree	45
4	Inquadramento geologico dell'area di studio	47
5	Indagini sperimentali eseguite e caratterizzazione dei terreni	52
5.1	Indagini in sito per la definizione delle proprietà geotecniche dei terreni costituenti il corpo dell'argine e dei terreni di fondazione	52
5.2	Prove di laboratorio per la definizione delle caratteristiche granulometriche e delle proprietà geotecniche dei terreni arginali e di fondazione	55
5.3	Prove di laboratorio per la determinazione delle proprietà idrauliche dei terreni arginali	56
5.4	Definizione dei modelli stratigrafici delle sezioni indagate	57
5.5	Classificazione dei terreni	63
5.6	Parametri geotecnici di resistenza e deformabilità	67
5.6.1	Terreni a grana fine	67
5.6.2	Terreni a grana grossa	67
5.7	Rigidezza a piccoli livelli di deformazione	71
5.8	Indagini geofisiche	71
6	Verifiche di stabilità del corpo arginale	73
6.1	Ricostruzione dei flussi idrici nel corpo arginale	73
6.2	Verifiche di stabilità della sezione arginale della rotta	76
6.2.1	Verifiche di stabilità di carattere progettuale	76
6.2.2	Verifiche di stabilità a ritroso (back-analysis)	81
7	Discussione	87
8	Conclusioni	88
9	Riferimenti bibliografici	89

1 Compiti della Commissione

Il giorno 19 gennaio 2014 si è verificato un collasso dell'argine destro del fiume Secchia presso la frazione di San Matteo (44°41'57.6"N, 10°56'41.5"E) del Comune di Modena. Con Decreto del Presidente della Regione Emilia-Romagna Vasco Errani (decreto n. 17 del 7 febbraio 2014, PPG/2014/23 del 7 febbraio 2014), è stata costituita una "Commissione Scientifica avente il compito di analizzare e valutare le cause della rottura arginale del fiume Secchia." Nel decreto è determinata "quale data di inizio dell'operatività della Commissione Scientifica per lo svolgimento delle attività sopra riportate il 7 febbraio 2014" e viene specificato che "alla conclusione dell'attività, la Commissione Scientifica rassegna una relazione tecnico-scientifica al Presidente della Giunta Regionale ed al Comitato Istituzionale costituito con proprio decreto n. 8 del 24 gennaio 2014, [...] cui riferisce altresì periodicamente circa gli esiti delle verifiche via via effettuate." Tale relazione tecnico-scientifica è costituita dal presente elaborato.

2 Inquadramento geografico dell'area di studio

La rotta del Secchia del giorno 19-01-2014 è avvenuta nell'argine destro in località San Matteo, frazione del Comune di Modena (Figura 1), nel tratto compreso tra la ferrovia TAV è il passo, o ponte, dell'Uccellino (Figura 2). Questo tratto del fiume corre parallelo alla Strada Nazionale Canaletto Nord, locale denominazione della SS 12. La rotta è avvenuta poco a Nord del numero civico 911, tra gli stanti 72 e 73 (Figura 2).

La frazione di San Matteo si trova nel settore meridionale della Pianura Padana, poco a Nord della città di Modena. La superficie topografica è pianeggiante, col piano campagna posto a 30–31 m s.l.m.. I pochi rilievi presenti sono costituiti esclusivamente dai rilevati stradali e ferroviari e dagli argini dei corsi d'acqua. La sommità degli argini è ad una quota di circa 7–8 m superiore a quella del piano campagna circostante.

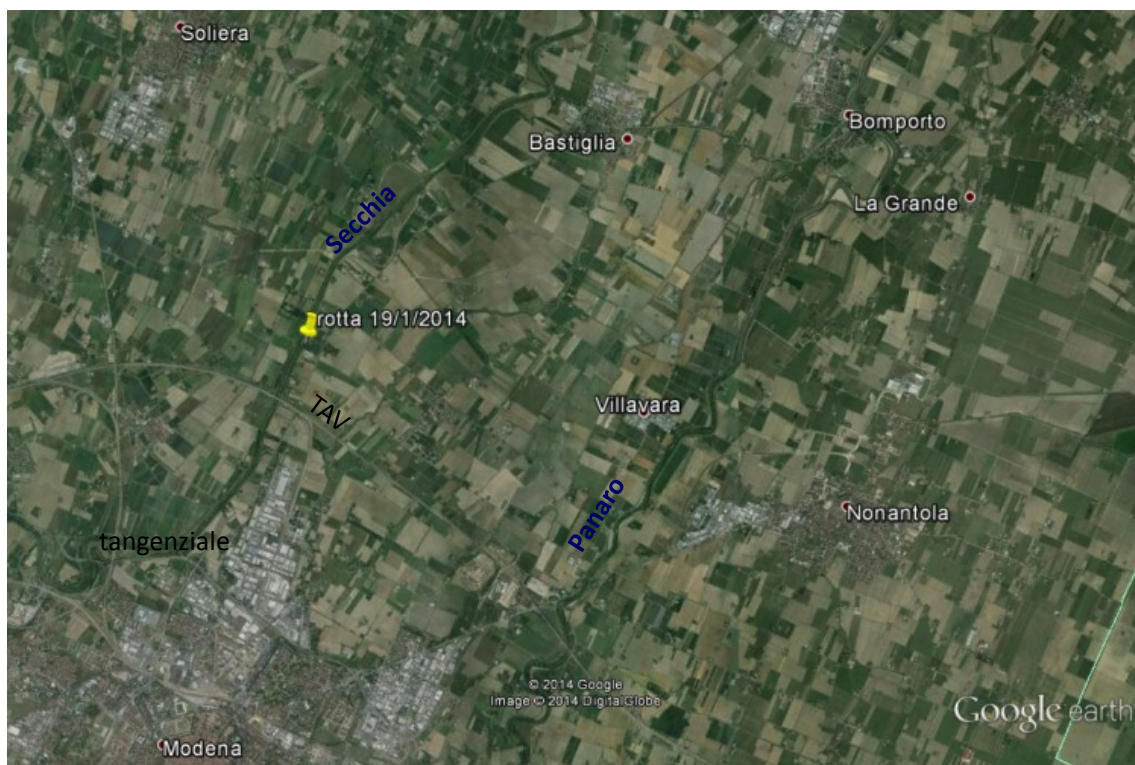


Figura 1 - Inquadramento geografico dell'area di studio.



Figura 2 - Localizzazione della zona di rotta.

Dalla Figura 1 si nota altresì che l'andamento planimetrico del fiume Secchia nella zona della rotta è costituito da un unico drizzagno lungo oltre 2.5 km, con una distanza tra gli argini piuttosto costante (Figura 2). Dal punto di vista altimetrico l'asta fluviale è collocata su un dosso morfologico, ben evidente dall'analisi del modello digitale del terreno. Queste caratteristiche sono indicative di un forte intervento antropico già evidente in mappe risalenti al XVII secolo, che ha inciso significativamente sull'evoluzione morfologica di questo tratto del Secchia.

3 Ricostruzione dell'evento

3.1 Precipitazione nel bacino idrografico del fiume Secchia chiuso a Rubiera

Il bacino idrografico del fiume Secchia, chiuso alla cassa di espansione di Rubiera, è stato interessato nel gennaio 2014 da due eventi di precipitazione considerevoli. La distribuzione spaziale dell'altezza cumulativa di precipitazione è riportata nella Figura 3. La maggiore altezza di precipitazione si è verificata nella fascia montana del bacino, in ragione di fronti di aria umida provenienti da Sud e di fenomeni di *spill-out*, mentre le fasce pedemontane e vallive sono state interessate – come evidenziato in seguito – da fenomeni di precipitazione convettivi, caratterizzati da totali di precipitazione relativamente minori, ma con intensità relativamente elevate.

Come si può dedurre dalla Figura 4, l'altezza di precipitazione cumulativa media areale è stata circa pari a 125 mm nell'evento del 19 gennaio 2014 e circa pari a 107 mm nell'evento del 30 gennaio 2014, per un totale di circa 232 mm. Il volume di precipitazione affluito è stato complessivamente pari a circa $303 \times 106 \text{ m}^3$, mentre il volume defluito attraverso la sezione fluviale di ingresso alla Cassa di Rubiera è stato stimato pari a $196 \times 106 \text{ m}^3$. Il coefficiente di deflusso risulta pertanto circa pari a 0.65.

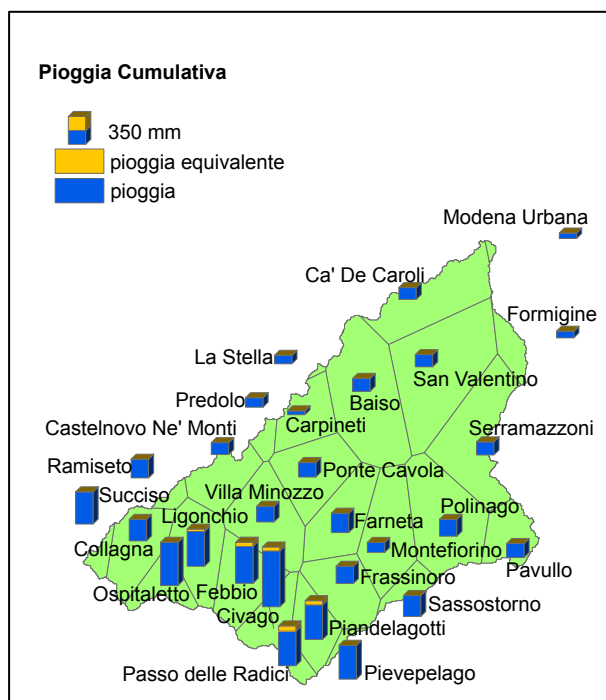


Figura 3 - Precipitazione cumulativa sul bacino idrografico del fiume Secchia chiuso a Rubiera nel periodo 15-01-2014 0:00 – 04-02-2014 0:00 (i 350 mm di precipitazione utilizzati nella scala riportata in legenda indicano la quantità complessiva di pioggia e pioggia equivalente).

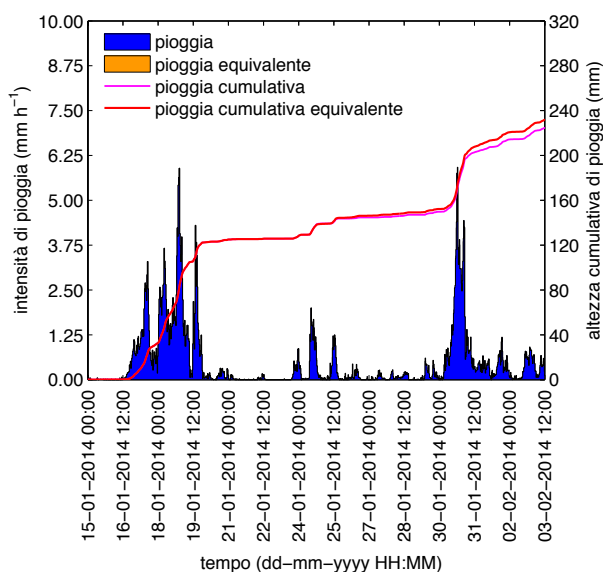


Figura 4 - Ietogrammi medi areali relativi al bacino idrografico del fiume Secchia chiuso a Rubiera e al periodo 15-01-2014 0:00 – 04-02-2014 0:00.

3.2 Precipitazione lungo il tratto vallivo del fiume Secchia

Al fine di determinare il contributo della precipitazione all'umidificazione degli argini del fiume Secchia nel tratto in cui si è verificato il collasso, sono state elaborate le mappe radar di riflettività fornite dal Servizio Idro-Meteo-Clima dell'ARPA Emilia-Romagna. La distribuzione spaziale dell'altezza di precipitazione cumulativa per il periodo compreso tra l'istante 18-01-2014 2:00 e l'istante 19-01-2014 2:00 è riportata nella Figura 5. Lo ietogramma che descrive la precipitazione dedotta dalle mappe radar nel luogo in cui si è verificato il collasso arginale è riportato nella Figura 6. Nella stessa

figura è rappresentata la fascia temporale all'interno della quale, sulla base delle testimonianze raccolte, si è verificato l'inizio del collasso arginale.

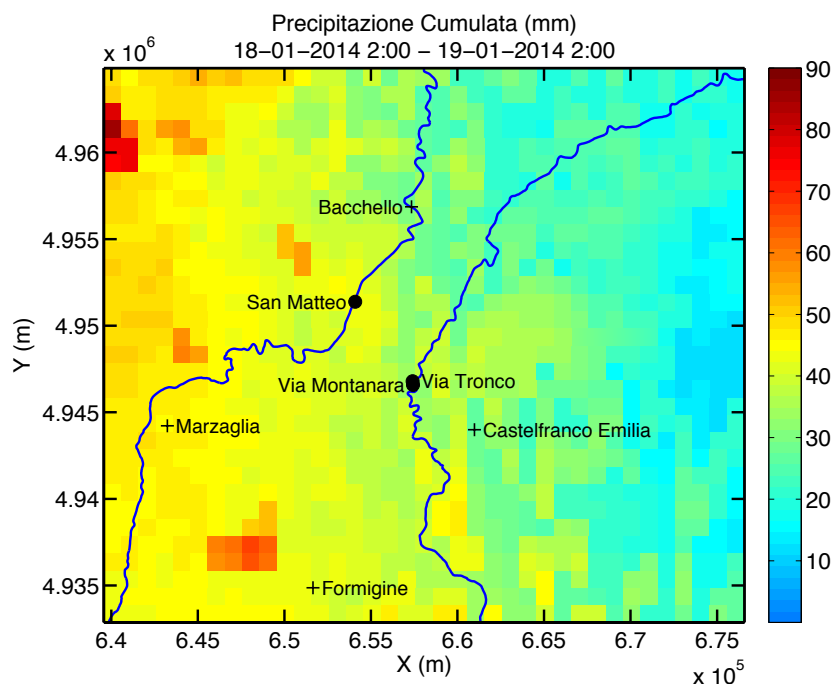


Figura 5 - Mappa della precipitazione cumulativa osservata nel periodo 18-01-2014 2:00 – 19-01-2014 2:00 nell'area in cui si sono verificate le rotture dell'argine del Secchia (San Matteo) e del Panaro (Via Tronco).

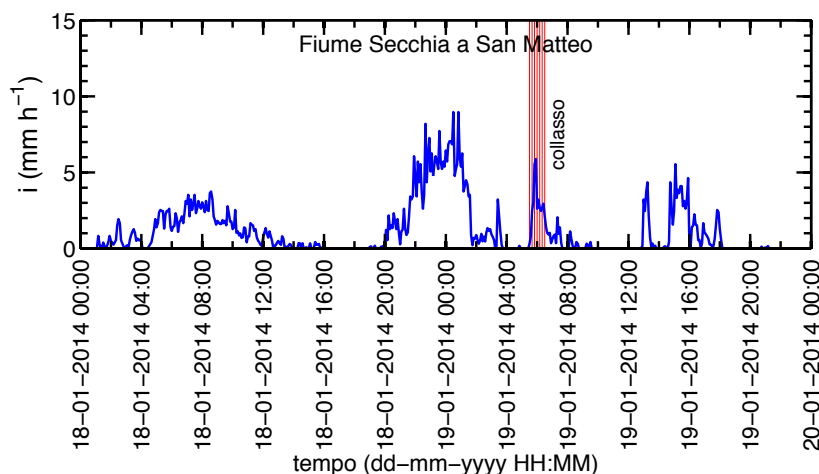


Figura 6 - Ietogramma relativo al punto della rottura dell'argine del fiume Secchia a San Matteo nel periodo 18-01-2014 0:00 – 20-01-2014 0:00.

3.3 Simulazione dell'evento di piena del 19 gennaio 2014 nel tratto vallivo del fiume Secchia e nell'area allagata

I fenomeni idrodinamici che si sono verificati durante l'evento di piena che ha prodotto il collasso arginale in studio sono stati riprodotti con diversi modelli numerici. Tali modelli differiscono sia nella schematizzazione del fenomeno (mono o bidimensionale) sia nella definizione delle condizioni al contorno. Nei successivi sottoparagrafi si rende conto, separatamente, delle principali caratteristiche e risultanze di tali modelli. Al termine, si dedica un sottoparagrafo alla sintesi dei risultati.

Occorre preliminarmente osservare che un'estesa serie di analisi idrauliche preliminari effettuate dalla Commissione ha evidenziato qualche perplessità riguardanti i valori degli zeri idrometrici di alcune stazioni di misura. A seguito della segnalazione di tale circostanza operata dalla Commissione, è stato avviato un confronto con i tecnici dell'ARPA e dell'Autorità di Bacino del Fiume Po. In particolare, tale attività ha confermato che lo zero idrometrico di Ponte Bacchello riportato sugli Annali Idrologici dopo il 2010 (23.45 m s.l.m.) deve essere corretto. Il nuovo zero idrometrico indicato da ARPA è pari a 22.68 m s.l.m..

3.3.1 Modello 1

I livelli idrici che si sono verificati durante l'evento di piena che ha prodotto il collasso arginale in questione sono stati riprodotti applicando un modello propagatorio monodimensionale (equazioni di De Saint Venant complete) al tratto fluviale compreso tra la sezione di valle della cassa di espansione di Rubiera e il ponte di Pioppa. La condizione al contorno imposta nella sezione di monte nel dominio di calcolo considerato è data dall'idrogramma rilasciato dalla cassa di espansione di Rubiera (Figura 7 e Figura 8), mentre quella di valle è data dal livello osservato a Pioppa (Figura 9). Per la determinazione della condizione al contorno di monte è stato riprodotto il funzionamento idraulico della cassa di espansione di Rubiera come illustrato nella Figura 7. La geometria del corso d'acqua è stata rappresentata estraendo numerose sezioni trasversali dell'alveo dal modello digitale del terreno con risoluzione di 1 m prodotto nel 2008 dal Ministero dell'Ambiente a partire da un rilievo LiDAR. Il modello incorpora una descrizione dell'evoluzione temporale della breccia arginale consistente con le osservazioni raccolte.

Nella Figura 7 sono rappresentati gli andamenti temporali delle quote idriche e delle portate nella cassa di espansione di Rubiera. Nella Figura 7a si può notare come il livello idrometrico nel comparto in linea della cassa ("osservato") sia ben riprodotto dal modello idrologico ("simulato 1"). Nella Figura 7b sono riportati l'idrogramma in ingresso alla cassa (dedotto sulla base delle osservazioni idrometriche alla sezione di misura "Rubiera SS9"), quello rilasciato dal comparto in linea della cassa ("uscita da 1") e l'idrogramma rilasciato dal comparto fuori linea della cassa ("uscita da 2").

La simulazione ottenuta dal modello di propagazione dell'onda di piena lungo l'asta del fiume Secchia è validata da diversi elementi di confronto tra dati simulati e dati osservati all'interno del dominio di calcolo. Nella Figura 10 è riportato il confronto tra livello simulato ed osservato nella sezione fluviale posta immediatamente a valle della cassa di espansione di Rubiera. Nella Figura 11 è riportato il confronto tra il livello simulato e osservato nella sezione idrometrica di Ponte Alto. Nella Figura 12 è riportato il confronto tra livello simulato ed osservato nella sezione idrometrica di Ponte Bacchello. Nella Figura 13 è documentato il rilievo altimetrico della traccia del livello, osservata su un albero posto a circa 500 m a valle dalla sezione del collasso arginale. Il livello rilevato – pari a 35.70 m s.l.m. – è risultato in pieno accordo con il livello massimo simulato in quella sezione – pari a 35.71 m s.l.m..

Nella Figura 8 si riporta l'idrogramma in uscita dalla cassa di Rubiera che è stato utilizzato come condizione al contorno di monte nella simulazione della propagazione lungo l'asta fluviale compresa tra Rubiera e Pioppa. Nella Figura 9 è invece riportato il livello idrico a Pioppa, utilizzato come condizione al contorno di valle.

Il modello di propagazione dell'onda di piena è stato applicato per riprodurre l'evoluzione nel tempo del livello idrometrico nella sezione del collasso arginale durante il periodo compreso tra l'istante 22-12-2013 0:00 e l'istante 03-02-2014 23:50. Il risultato ottenuto è riportato – per il solo periodo compreso tra l'istante 17-01-2014 0:00 e l'istante 23-01-2014 0:00 – nella Figura 14. Si può notare come il livello massimo raggiunto durante l'evento di piena del giorno 19 gennaio 2014 sia stato approssimativamente pari a 35.83 m s.l.m. alle ore 8:40 (35.78 m s.l.m. alle ore 6:00). Nella Figura 15 sono riportati gli idrogrammi a monte della breccia arginale, a valle della breccia arginale e in uscita dalla breccia arginale per il periodo di simulazione 17-01-2014 0:00 – 23-01-2014 0:00. Secondo la ricostruzione ottenuta, il volume idrico uscito dalla breccia è circa pari a $36.3 \times 10^6 \text{ m}^3$.

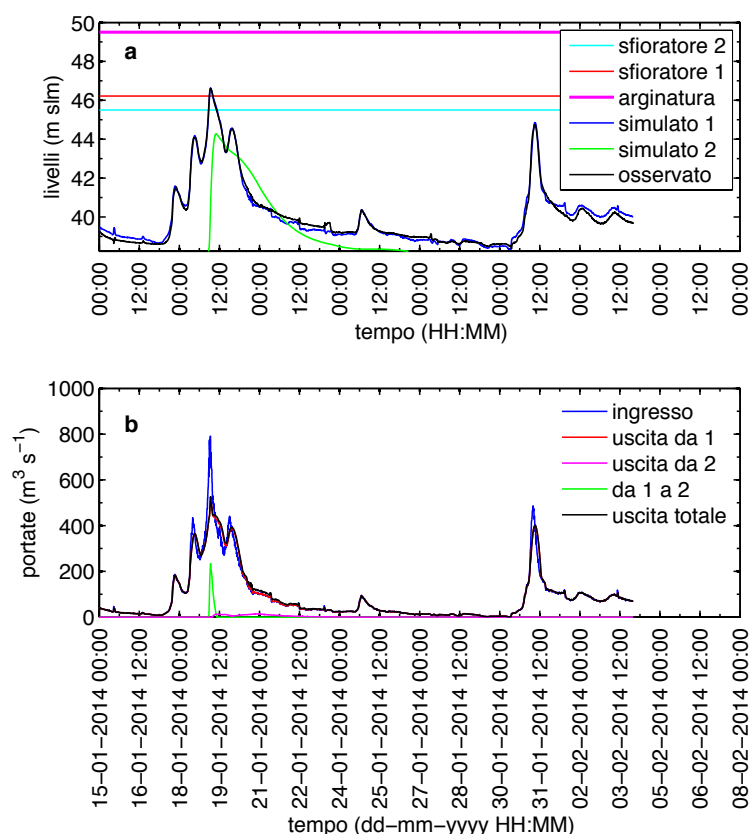


Figura 7 - Ricostruzione del meccanismo idraulico esercitato dalla cassa di espansione di Rubiera nel periodo 15-01-2014 0:00 – 04-02-2014 0:00. Nella Figura 7a sono riportati i livelli idrometrici osservati e simulati nella porzione in linea (denominata 1) e il livello simulato nella porzione fuori linea (denominata 2). Nella Figura 7b sono riportati l'idrogramma in ingresso, quello trasmesso dalla porzione in linea alla porzione fuori linea ("da 1 a 2"), gli idrogrammi rilasciati dalla porzione in linea ("uscita da 1"), dalla porzione fuori linea ("uscita da 2") e l'idrogramma totale rilasciato al sistema fluviale di valle ("uscita totale").

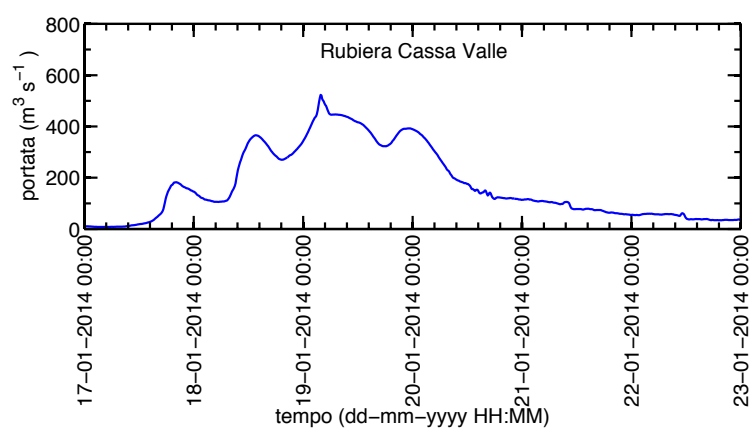


Figura 8 - Condizione al contorno nella sezione di ingresso dell'asta fluviale del fiume Secchia compresa tra la cassa di espansione di Rubiera e Pioppa.

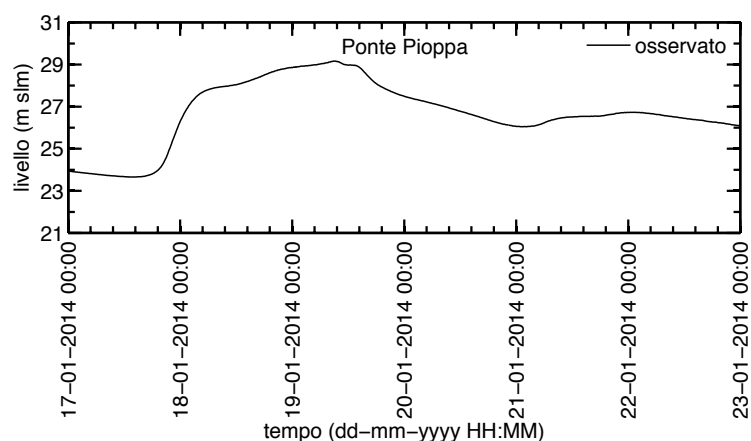


Figura 9 - Condizione al contorno nella sezione di uscita dell'asta fluviale del fiume Secchia compresa tra la cassa di espansione di Rubiera e Pioppa.

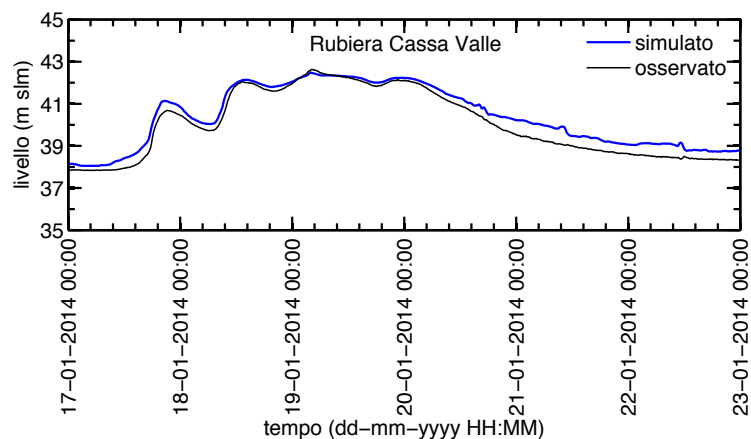


Figura 10 - Confronto tra livelli simulati e osservati nella sezione fluviale ubicata immediatamente a valle della cassa di espansione di Rubiera per il periodo di simulazione 17-01-2014 0:00 - 23-01-2014 0:00.

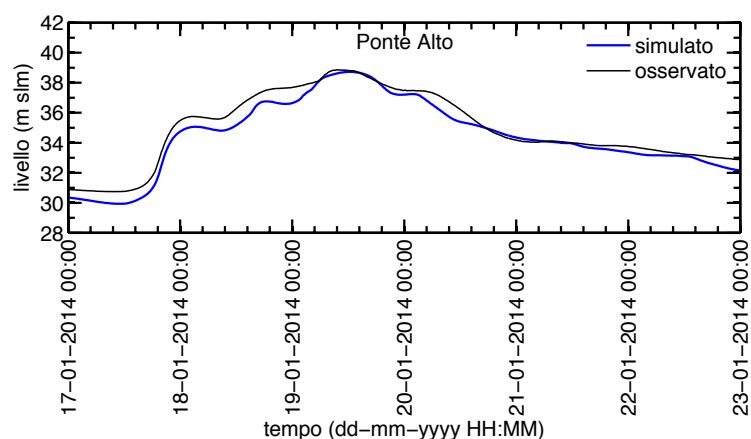


Figura 11 - Confronto tra livelli simulati e osservati nella sezione fluviale di Ponte Alto per il periodo di simulazione 17-01-2014 0:00 - 23-01-2014 0:00.

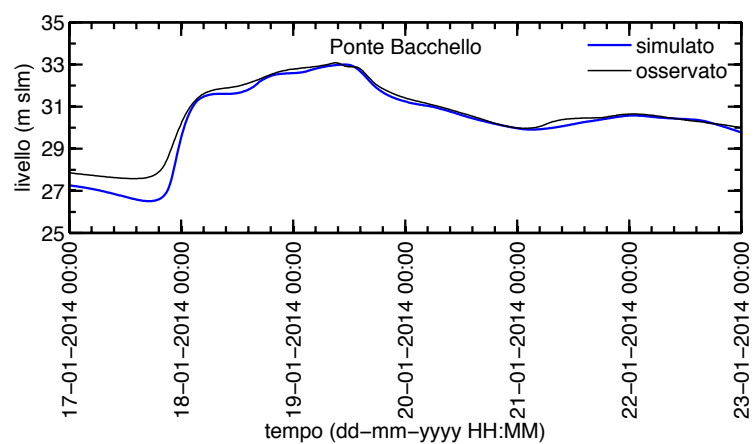


Figura 12 - Confronto tra livelli simulati e osservati nella sezione fluviale di Ponte Bacchello per il periodo di simulazione 17-01-2014 0:00 – 23-01-2014 0:00.



Figura 13 - Rilievo topografico della traccia del livello idrometrico massimo lasciata su un albero posto a circa 500 m a valle dalla sezione del collasso arginale. La quota della traccia è risultata pari a 35.70 m s.l.m..

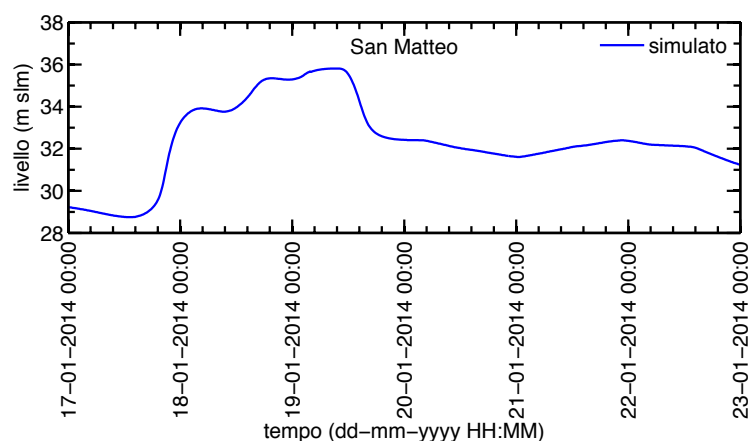


Figura 14 - Riproduzione del livello idrico nella sezione fluviale in cui si è verificata la rottura dell'argine per il periodo di simulazione 17-01-2014 0:00 – 23-01-2014 0:00.

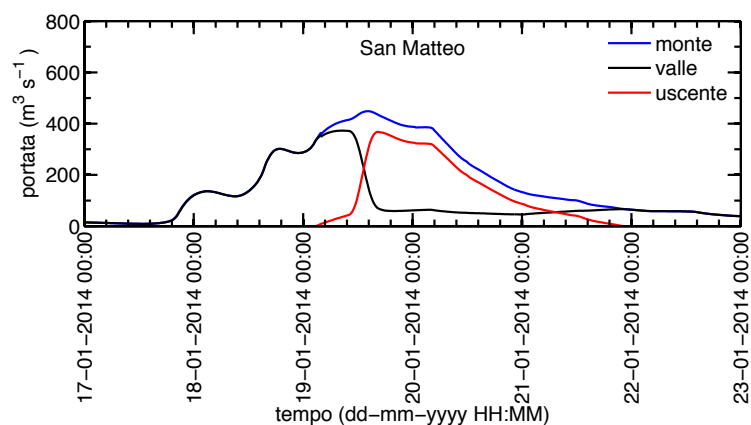


Figura 15 - Riproduzione degli idrogrammi a monte della breccia arginale, a valle della breccia arginale e in uscita dalla breccia arginale per il periodo di simulazione 17-01-2014 0:00 – 23-01-2014 0:00.

L'onda di esondazione (Figura 16) si è inizialmente propagata seguendo il percorso che si estende lungo il Canale Levata e la Strada Statale 12 in direzione Nord, ripartendosi poi – a monte dell'abitato di Bastiglia – secondo due percorsi principali. Il primo percorso di drenaggio ha convogliato le acque di esondazione verso l'abitato di Bastiglia, proseguendo poi verso la Zona Industriale di Bomporto, gli abitati di Solara e Gorghetto, il Bosco della Saliceta. Le acque sono state in definitiva drenate dal reticolo di canali del Consorzio di Bonifica di Burana quali il Canale Dogaro ed il Canale Vallicella. Tali acque sono state infine smaltite – in parte per sollevamento meccanico e in parte per gravità – dalla Centrale di Santa Bianca. Il secondo percorso di drenaggio si è sviluppato attraverso il sormonto degli argini del Canale Naviglio – a monte dell'abitato di Bastiglia – in direzione Est e ha convogliato le acque di esondazione verso un comparto chiuso a Nord dalle arginature del Canale Naviglio e a Est dalle arginature del fiume Panaro.



Figura 16 - Schema della propagazione dell'onda di esondazione prodotta dalla rottura dell'argine di San Matteo nella bassa pianura modenese.

3.3.2 *Modello 2*

Un secondo approccio utilizzato per la simulazione dell'evento di piena del 19 Gennaio 2014 è descritto nel presente paragrafo. Esso è stato basato sull'uso di una schematizzazione monodimensionale della propagazione della piena, che è stata simulata con l'ausilio del noto software HEC-RAS, sviluppato dall'ente americano US Army Corps of Engineers, che permette la soluzione numerica del sistema di equazioni di moto vario gradualmente variato, mediante uno schema di soluzioni delle equazioni analogo a quello adottato dal modello UNET (Unsteady NETwork model; Barkau, 1997).

Il modello rappresenta il tratto di corso d'acqua che si estende dalla sezione posta immediatamente a valle della cassa di espansione di Rubiera fino a ponte Concordia, anche se alcune simulazioni, in dipendenza della disponibilità di dati idrometrici storici o degli obiettivi della simulazione stessa, sono state condotte in riferimento ad un tratto di lunghezza più contenuta, ad esempio spostando verso valle la sezione iniziale del tronco simulato fino a ponte Alto o arretrando la sezione terminale verso monte fino a ponte Pioppa.

A differenza degli altri approcci impiegati, nel caso in esame, la geometria del corso d'acqua rappresentata nel modello matematico di propagazione dell'onda di piena è stata desunta, in una prima fase, basandosi, anziché sul modello digitale del terreno, su un rilievo topografico a terra di tipo tradizionale. A tal fine si sono utilizzate le informazioni topografiche rilevate nell'anno 2002, desunte dallo "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Secchia nel tratto da Lugo alla confluenza in Po", redatto per conto dell'Autorità di Bacino del fiume Po e messo a disposizione della Commissione dalla Regione Emilia-Romagna. In una seconda fase, alcune analisi di approfondimento effettuate hanno suggerito di affiancare a tale primo modello matematico un secondo modello, nel quale la geometria del corso d'acqua veniva rappresentata estraendo la sagoma delle sezioni trasversali dal DEM, nelle stesse posizioni in cui erano ubicate le sezioni trasversali del rilievo tradizionale a terra.

La scabrezza è stata determinata mediante un'attenta attività di taratura e verifica basata su alcuni eventi di piena storici nella quale, per semplicità ed efficacia operativa, si è ritenuto di non differenziare tra alveo inciso e golena.

Per la taratura del modello si è fatto riferimento all'evento di piena che, nel dicembre 2009, ha interessato il fiume Secchia. Relativamente a tale evento sono stati acquisiti, oltre ai consueti dati idrometrici nelle sezioni di misura, anche le tracce di piena rilevate da AIPo. Per la taratura è stato considerato il tratto di alveo compreso tra la sezione di ponte Alto, dove si disponeva, come dettagliato poco oltre, dell'idrogramma delle portate di piena dell'evento, stimato negli studi condotti dall'Autorità di Bacino del fiume Po, e quella di ponte Pioppa, dove si disponeva dell'andamento dei livelli osservato nel tempo.

L'andamento della portata di piena a ponte Alto durante l'evento del 2009 è stato assunto pari a quello ricostruito dall'Autorità di Bacino del fiume Po nell'ambito degli studi condotti per l'applicazione delle Direttiva CE 2007/60; tale onda di piena, messa a disposizione dalla stessa AdBPo, è rappresentata in Figura 17. Essa è stata ottenuta applicando un modello bidimensionale, riferito al tratto d'alveo compreso tra il ponte di Rubiera e la sezione di ponte Alto, nel quale è anche modellato il funzionamento della cassa di espansione di Rubiera, ubicata all'interno di tale tratto. In base all'idrogramma ricostruito, il valore della portata al colmo dell'evento del dicembre 2009 a ponte Alto risulta pari a 499 m³/s.

Il modello matematico di propagazione dell'onda di piena è stato implementato nel tratto tra ponte Alto e ponte Pioppa, in quanto, per tale evento, non si disponeva dell'idrogramma a ponte Concordia. Pertanto, come condizione al contorno di monte, è stato utilizzato l'idrogramma di portata riportato in Figura 17 e, come condizione di valle, l'andamento nel tempo delle quote liquide raggiunte dalla piena a ponte Pioppa, desunto sommando all'andamento dei livelli riportati dall'applicativo Dexter il valore dello zero idrometrico, pari a 18.58 m s.l.m..

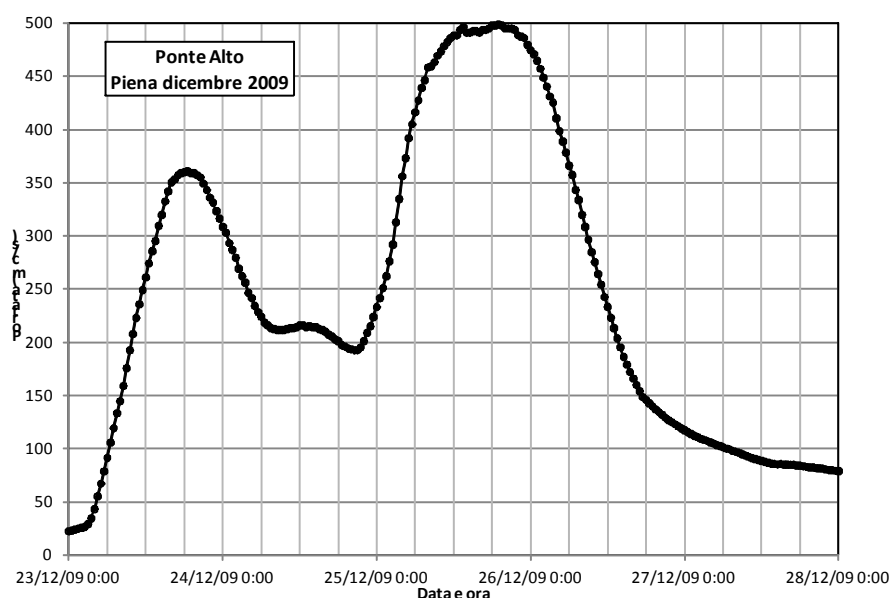


Figura 17 - Idrogramma di portata a ponte Alto nell'evento del dicembre 2009, assunto quale condizione al contorno per la simulazione dell'evento stesso.

Per l'individuazione del valore ottimale del coefficiente di scabrezza, si è seguito il criterio di adottare un valore unico per tutto il tratto esaminato da ponte Alto a ponte Pioppa; il valore ottimale del coefficiente di scabrezza è stato desunto attraverso un'operazione di taratura del modello matematico, in modo da avere la migliore riproduzione possibile dei massimi livelli di piena osservati lungo il tratto d'alveo esaminato, come desunti dalle tracce di piena rilevate da AIPo subito dopo l'evento sia in sponda sinistra che in sponda destra. Nella Figura 18 è mostrato il confronto tra il profilo del livello idrico massimo simulato dal modello e l'andamento delle tracce di piena in sponda sinistra; la Figura 19 fornisce l'analogo confronto con riferimento alle tracce rilevate in sponda destra.

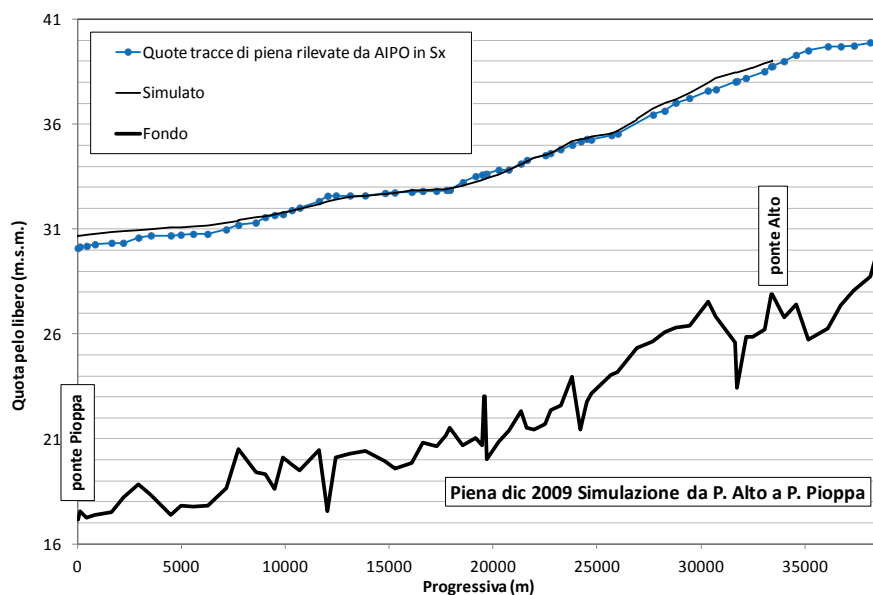


Figura 18 - Simulazione dell'evento del dicembre 2009. Confronto tra il livello massimo simulato dal modello e le tracce di piena rilevate in sinistra idrografica post-evento.

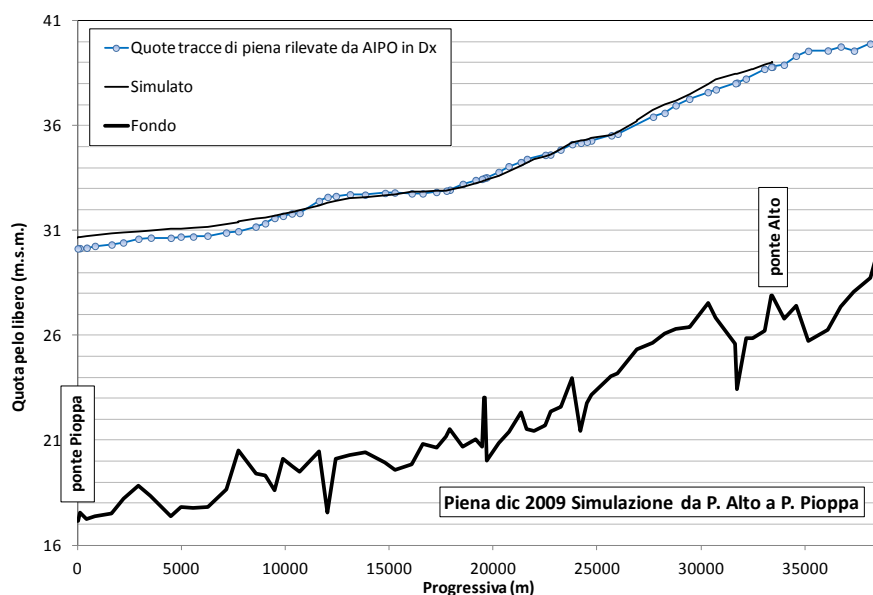


Figura 19 - Simulazione dell'evento del dicembre 2009. Confronto tra il livello massimo simulato dal modello e le tracce di piena rilevate in destra idrografica post-evento.

Si nota come il modello riproduca in maniera più che soddisfacente l'andamento delle tracce di piena osservate, sia in sponda sinistra che in sponda destra. Si rileva che nella sezione finale il modello ha quota del pelo libero che risulta imposta dall'andamento delle quote osservate all'idrometro di Pioppa; pertanto, la discrepanza tra la quota simulata e la traccia di piena in tale sezione non dovrebbe esistere (ovviamente assumendo trascurabili le differenze di quota liquida nella sezione trasversale), se tale traccia, come dovrebbe essere, fosse congruente alla quota idrometrica massima rilevata dall'idrometro. Invece, si nota la presenza di una discrepanza significativa; infatti, la quota liquida massima osservata all'idrometro risulterebbe pari a 30.54 m s.l.m. (assumendo uno zero idrometrico pari a 18.58 m s.l.m.) mentre le quote delle tracce in sinistra ed in destra, molto simili tra loro, risultano di circa 40 cm più basse. Ovviamente tale discrepanza si riflette, inevitabilmente, sulla capacità del modello di riprodurre accuratamente l'andamento delle tracce di piena nel tratto immediatamente a monte di ponte Pioppa. Ciò spiega il comportamento relativamente meno accurato del modello nella parte più prossima all'estremità di valle del tratto riprodotto nelle Figure 18 e 19.

Nelle Figure 20 e 21 sono riportati i confronti tra gli andamenti delle quote del pelo libero osservati e quelli calcolati dal modello per le sezioni in cui la disponibilità di dati osservazionali rende possibile istituire il confronto, ovvero ponte Alto e ponte Bacchello. Si nota come l'adattamento delle simulazioni del modello alle osservazioni sia ottimo a ponte Alto, mentre a ponte Bacchello si evidenzia una sottostima dei livelli osservati, che nelle fasi di colmo è di circa 50 cm. In proposito si può osservare che il valore di colmo assoluto (secondo colmo in ordine temporale), desumibile dalle osservazioni avendo applicato uno zero idrometrico pari a 22.68 m s.l.m., risulta pari a 33.93 m s.l.m. (v. Figura 21) mentre quello calcolato dal modello risulta pari a 33.40 m s.l.m. (v. ancora Figura 21). Quest'ultimo è maggiormente coerente alle quote osservate delle tracce lasciate dalla piena, che, secondo il rilievo AIPo, risultano pari nella sezione di ponte Bacchello a 33.61 m s.l.m. in sinistra idraulica (Figura 18) ed a 33.50 m s.l.m. in sponda destra (Figura 19).

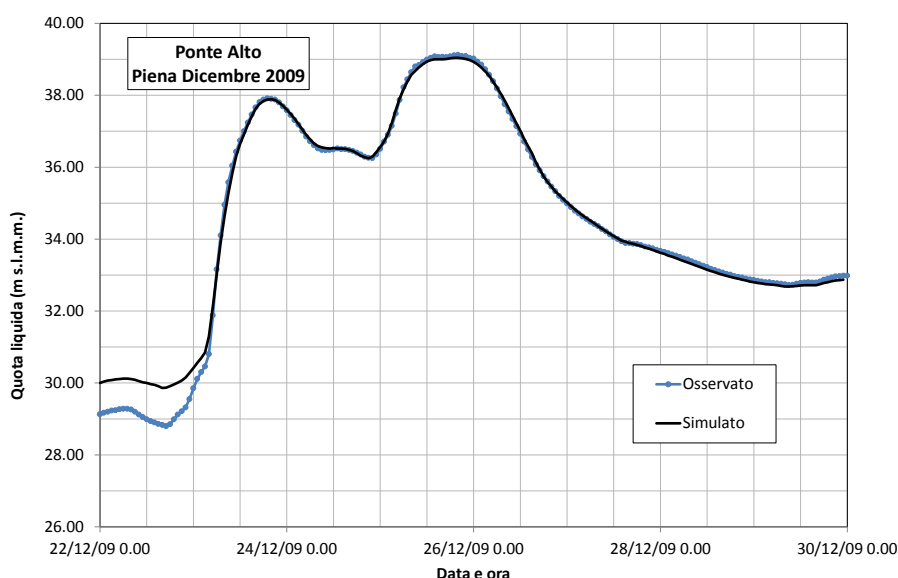


Figura 20 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello per l'evento di piena del dicembre 2009 nella sezione di ponte Alto.

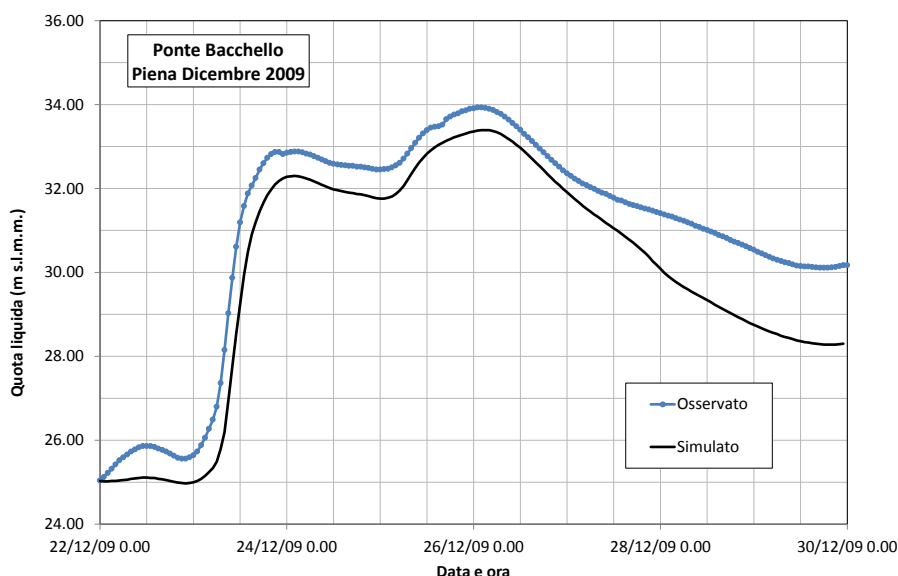


Figura 21 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello per l'evento di piena del dicembre 2009 nella sezione di ponte Bacchello.

È evidente in questo secondo caso la maggiore concordanza dei risultati del modello, come pure è evidente la discordanza tra il valore osservato dell'idrometro e quelli delle tracce di piena, che appare piuttosto accentuata, anche se, come indicato, non è da attendersi che le due misure coincidano perfettamente tra loro.

Nella Figura 22 è riportato l'andamento della quota idrica nella sezione nella quale è avvenuta la rotta arginale del 19 gennaio 2014, simulato attraverso il modello. Il valore di colmo simulato risulta pari a 36.70 m s.l.m.; le quote delle tracce di piena osservate (Figura 19 e Figura 20) risulterebbero pari, secondo il rilievo di AIPo, a 36.46 m s.l.m. in sinistra ed a 36.42 m s.l.m. in destra.

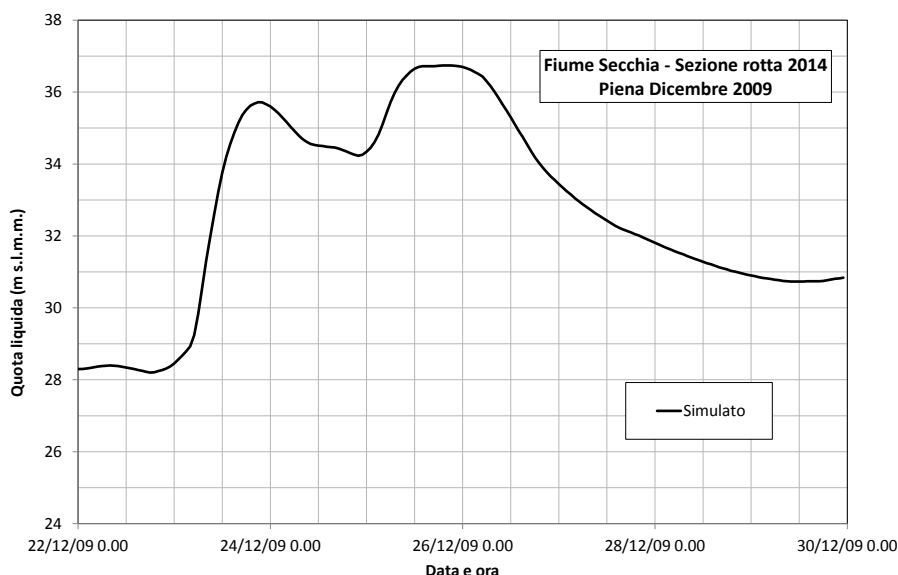


Figura 22 - Andamento delle quote liquide calcolate dal modello per l'evento di piena del dicembre 2009 nella sezione in cui nel gennaio 2014 si è verificata la rotta arginale.

Visto il soddisfacente comportamento del modello matematico, si è deciso di riferirsi a tale simulazione per ricavare una scala delle portate a ponte Alto, che è stata utilizzata anche per le simulazioni degli altri eventi di piena. Al fine di determinare la scala delle portate a ponte Alto, sono stati considerati i valori contemporanei delle portate e delle quote liquide di piena ed è stato studiato il legame fra le due grandezze, ottenendo il coppia di piena alla sezione di ponte Alto per l'evento del dicembre 2009, riportato nella Figura 23. Mediante interpolazione del coppia stesso è stato possibile ricavare la scala delle portate di moto permanente, rappresentata nella stessa Figura 23 in linea continua.

La scala delle portate a ponte Alto, ottenuta come in precedenza indicato, è stata quindi utilizzata per ricostruire gli andamenti delle onde di piena degli altri eventi considerati (dicembre 2012 e gennaio 2014), a partire dagli andamenti delle quote liquide rilevate dalla stazione di misura idrometrica ubicata nella medesima sezione. In entrambi i casi la simulazione è stata effettuata per il tratto di alveo compreso tra ponte Alto e ponte Concordia. Nella prima sezione è stata imposto, come condizione al contorno di monte, l'idrogramma di portata stimato a partire dai dati di livello osservati, utilizzando la scala di portata desunta come appena indicato. Invece, per la sezione posta all'estremità di valle (ponte Concordia), la condizione al contorno è costituita dall'andamento nel tempo delle quote liquide, dedotto utilizzando la serie dei livelli desunta dall'applicativo Dexter di Arpa e la quota dello zero idrometrico desunta dal citato Studio di Fattibilità, pari a 16.39 m s.l.m..

Nelle Figure 24, 25 e 26 si riporta il confronto tra gli idrogrammi simulati attraverso il modello per le sezioni di ponte Alto, ponte Bacchello e ponte Pioppa e i corrispondenti idrogrammi osservati.

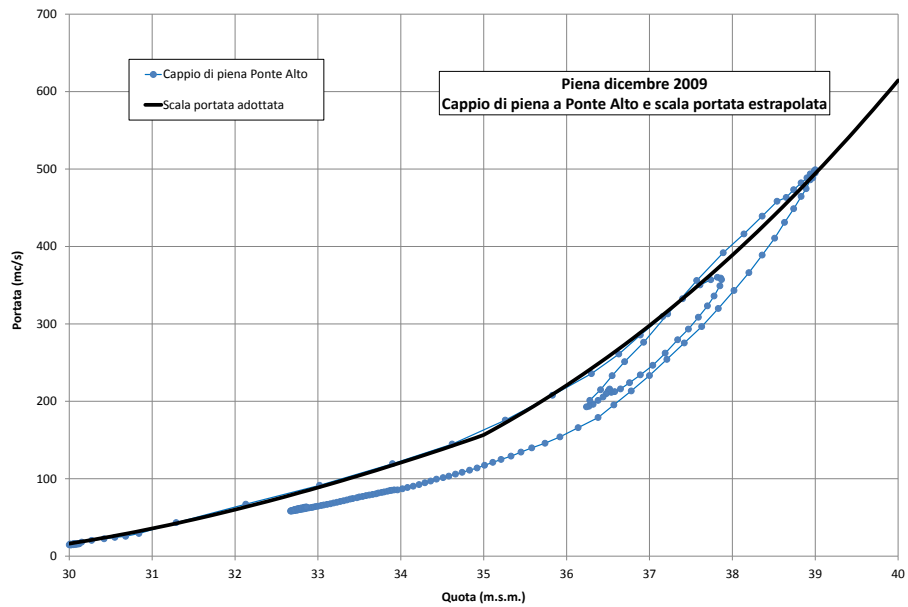


Figura 23 - Cappio di piena dell'evento del dicembre 2009 per la sezione di ponte Alto e scala delle portate desunta dal cappio stesso.

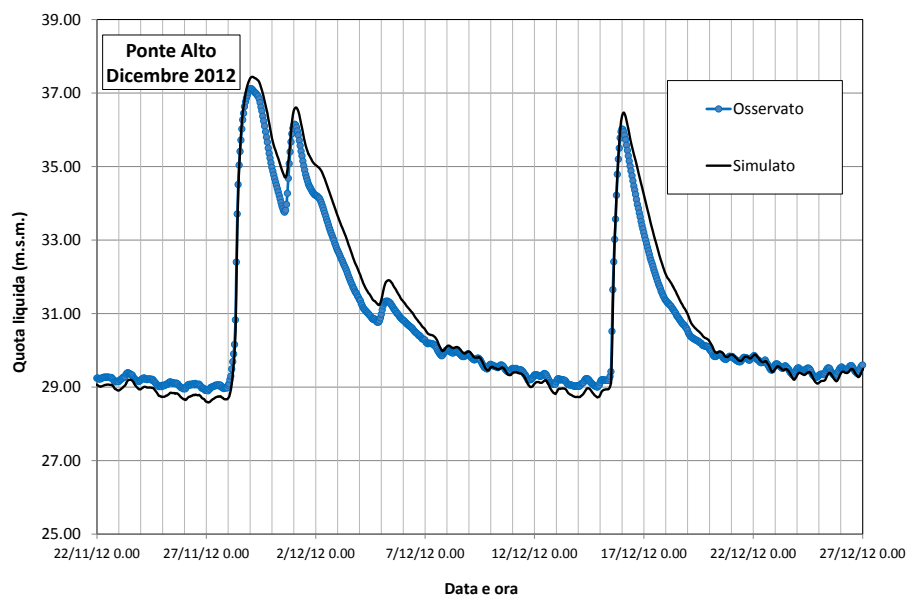


Figura 24 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello per l'evento di piena del dicembre 2012 per la sezione di ponte Alto.

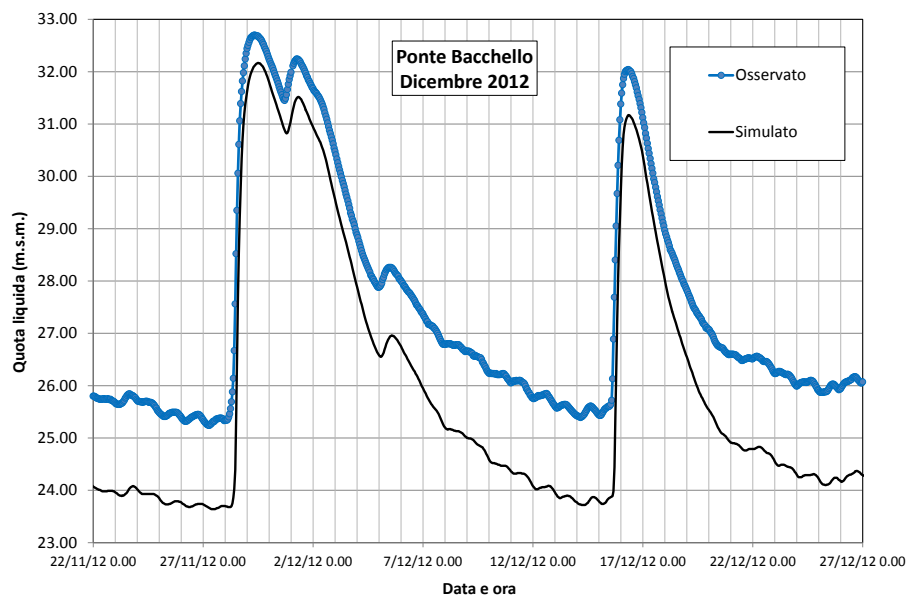


Figura 25 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello per l'evento di piena del dicembre 2012 nella sezione di ponte Bacchello.

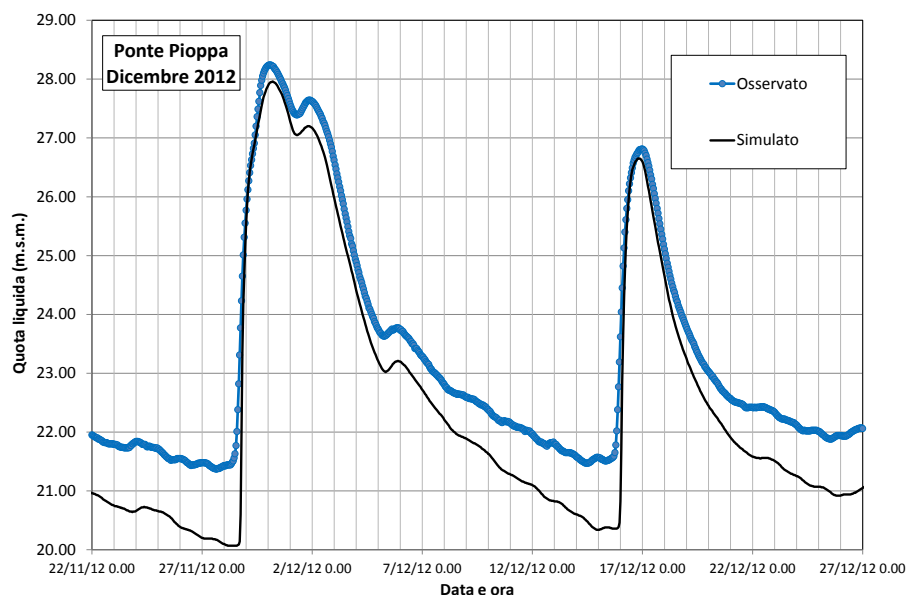


Figura 26 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello per l'evento di piena del dicembre 2012 nella sezione di ponte Pioppa.

Si nota come il modello consenta una riproduzione dei valori di colmo osservati che si può ritenere soddisfacente; anche la riproduzione dei rami di risalita e di quelli di esaurimento degli idrogrammi, al di sopra di certi valori di livello può essere ritenuta soddisfacente, anche se è evidente un qualche ritardo nel ramo di concentrazione. Invece, per i valori della quota idrica più modesta, la riproduzione dell'andamento dell'idrogramma non appare soddisfacente, in quanto il modello restituisce valori della quota liquida sensibilmente più bassi di quelli osservati.

Va detto che, nel caso in esame, l'interesse principale è rivolto verso i fenomeni di piena e quindi verso i valori più elevati della quota liquida. In base a tale considerazione, la prestazione del modello potrebbe ritenersi già adeguata allo scopo. Il problema di interpretare le cause del differente comportamento del modello nel campo dei livelli elevati ed in quello dei livelli più bassi è affrontato successivamente, ricorrendo ad una comparazione tra la descrizione della geometria del corso d'acqua fornita dal rilievo a terra e quella fornita dal DEM.

Passando all'esame dell'evento del 19 gennaio 2014, nella Figura 27 si riporta l'andamento della portata nella sezione di ponte Alto, ottenuto a partire dagli andamenti delle altezze idriche rilevate alla

stazione idrometrica ubicata nella medesima sezione e utilizzando la scala delle portate dedotta per tale stazione, come in precedenza dettagliato. Il valore di colmo risulta pari a $474 \text{ m}^3/\text{s}$ raggiunti alle ore 10 del 19/1/2014; si segnala che tale valore è stato dedotto in base ad un livello idrometrico osservato che, essendosi verificato in un istante successivo a quello della rotta (avvenuta in una sezione che risulta posta circa 5.75 km a valle di quella di ponte Alto), potrebbe essere stato in qualche misura influenzato dalla presenza della rotta stessa.

L'idrogramma a ponte Alto è stato utilizzato quale condizione al contorno di monte, mentre, nella sezione posta all'estremità di valle del tratto modellato (ponte Concordia), la condizione al contorno utilizzata è l'andamento nel tempo delle quote liquide osservate.

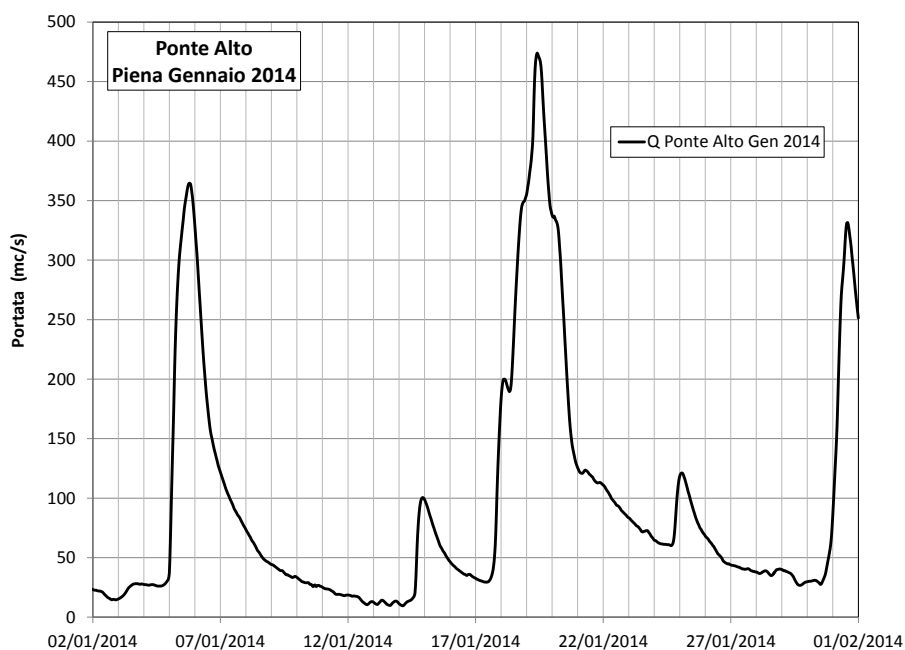


Figura 27 - Idrogramma di portata a ponte Alto nell'evento del gennaio 2014, ricostruito a partire dalla scala di portata ricavata.

Nella Figura 28 si riporta il confronto tra l'idrogramma simulato attraverso il modello per la sezione di ponte Alto e il corrispondente idrogramma osservato; nella Figura 29 e nella Figura 30 si riporta analogo confronto, rispettivamente per la sezione di ponte Bacchello e per quella di ponte Pioppa.

È opportuno notare che le simulazioni effettuate non prendono in considerazione, o per meglio dire non modellano, la rotta arginale; questo spiega le sensibili differenze tra gli idrogrammi misurati e simulati nel periodo successivo all'istante di rotta. Dato che il modello in questione non rappresenta il deflusso che fuoriesce dalla breccia arginale, il confronto tra la portata osservata e quella calcolata dal modello è da ritenersi significativo solo fino al momento di formazione della rotta; quanto previsto dal modello dopo l'istante della rotta ha interesse quindi solo se interpretato come una valutazione di quello che sarebbe stato l'andamento dei livelli nelle varie sezioni nell'ipotetico caso di assenza della rotta. Per i motivi anzidetti, nelle Figure 29, 30 e 31 è stata riportata in tratteggio la porzione di idrogramma simulata successiva all'istante di formazione della rotta.

Nella Figura 31 è riportato l'andamento delle quote liquide simulate dal modello nella sezione della rotta; anche in tale figura l'andamento successivo all'istante di formazione della rotta è rappresentato a tratteggio, non avendo esplicitamente preso in considerazione la presenza della rotta stessa, cosa che avrebbe potuto essere fatta a prezzo di qualche modesta complicazione, ma che non si è ritenuto utile fare nel contesto del presente modello. La formazione della rotta non è notoriamente istantanea, ma è costituita da un processo evolutivo che, per il suo sviluppo, richiede un certo periodo di tempo. Nel caso in esame si è assunto convenzionalmente l'istante iniziale della rotta alle ore 6:00 del mattino. Si nota che, in assenza di rotta, il massimo livello idrico nella sezione sarebbe risultato, secondo il modello, pari a 36.64 m s.l.m.. Chiaramente quest'ultimo valore, essendo successivo all'istante di rotta, non è da ritenersi una stima rappresentativa del livello massimo verificatosi, che, in virtù della

presenza della rotta, dovrebbe essere risultato inferiore. Il livello simulato dal modello per le ore 6:00 è invece pari a 36.03 m s.l.m..

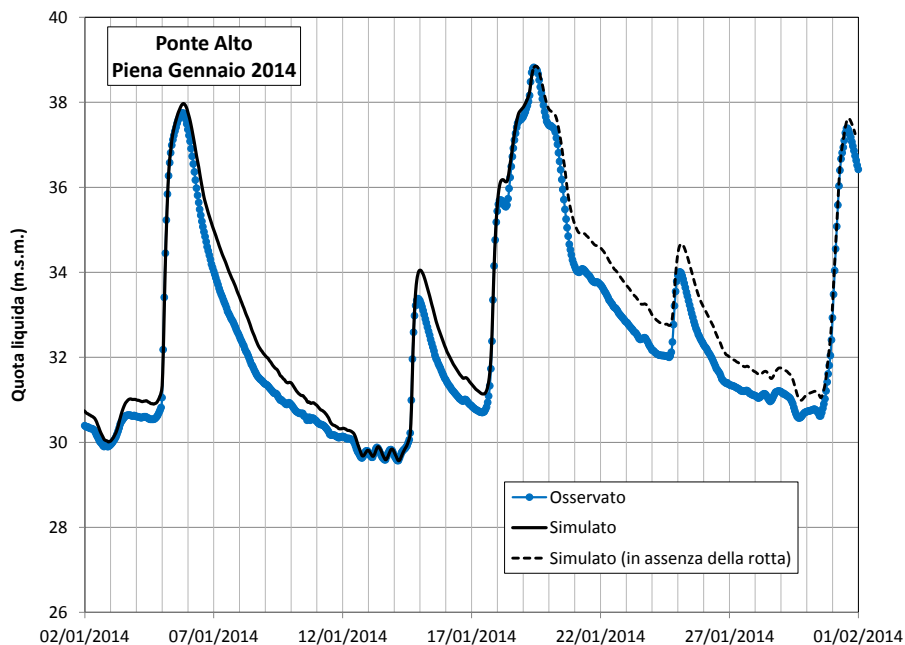


Figura 28 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello per l'evento di piena del gennaio 2014 nella sezione di ponte Alto.

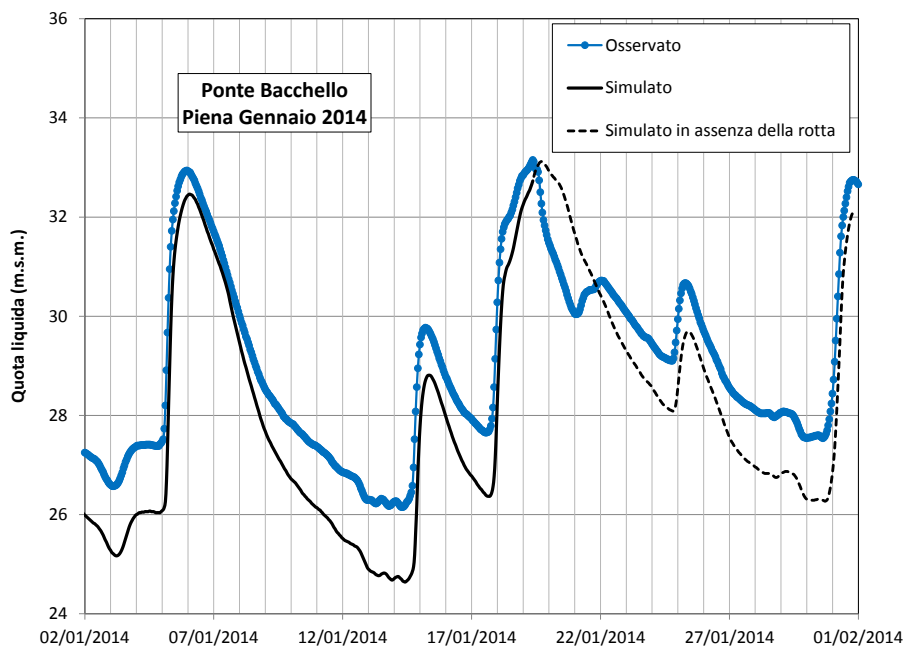


Figura 29 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello per l'evento di piena del gennaio 2014 nella sezione di ponte Bacchello.

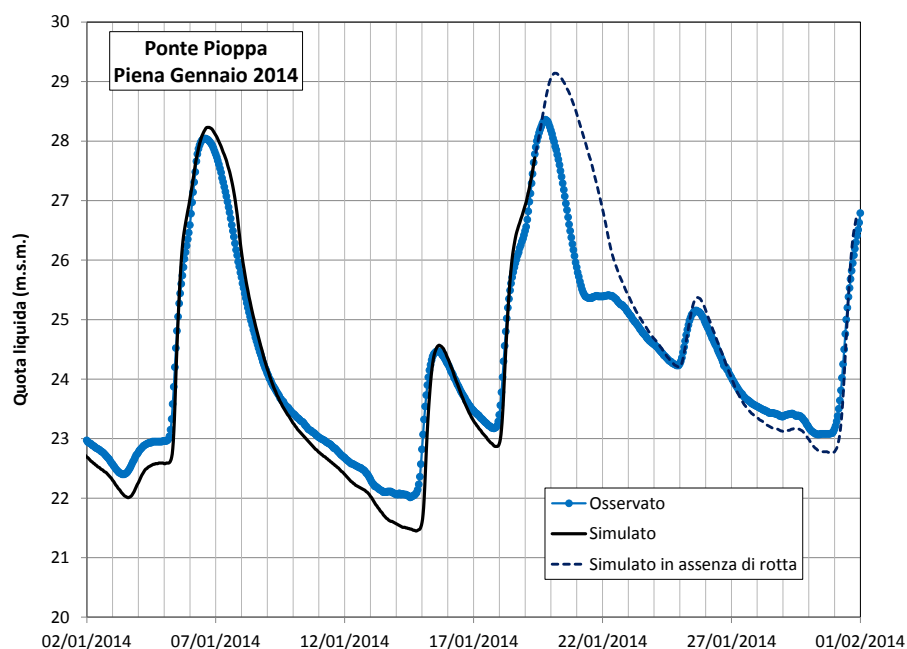


Figura 30 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello per l'evento di piena del gennaio 2014 nella sezione di ponte Pioppa.

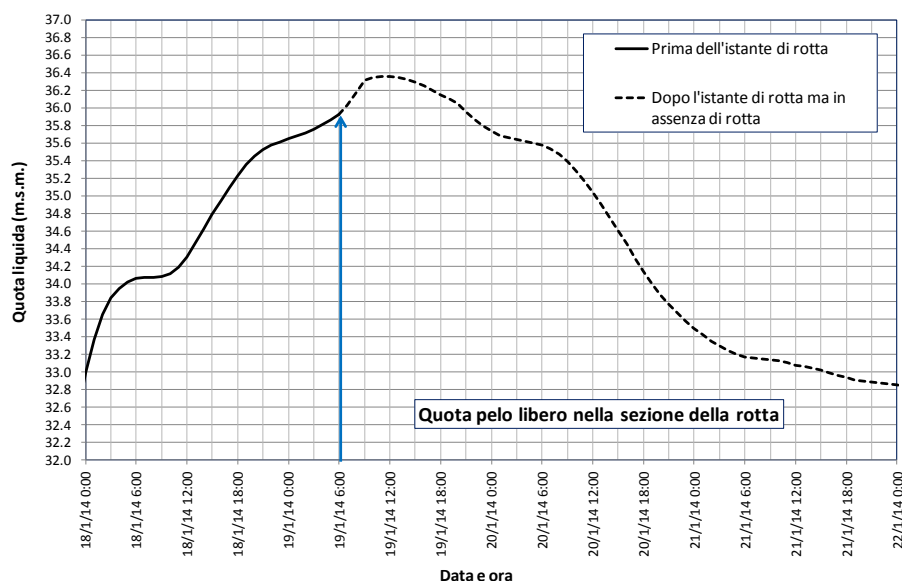


Figura 31 - Andamento delle quote liquide calcolate dal modello per l'evento di piena del gennaio 2014 nella sezione in cui si è verificata la rotta.

Esaminando le prestazioni del modello si può concludere che esso consente una riproduzione dei valori di colmo osservati complessivamente soddisfacente; anche i rami di risalita e quelli di esaurimento degli idrogrammi sono riprodotti in maniera soddisfacente ma solo nel campo di livelli idrometrici abbastanza elevati. Invece, per valori della quota idrica più bassi, la riproduzione dell'andamento dell'idrogramma non appare soddisfacente; in tale campo, infatti, il modello prevede valori di quota sensibilmente inferiori a quelli osservati. Va detto che, nel caso in esame, l'interesse principale è rivolto verso i fenomeni di piena e quindi verso i valori più elevati della quota liquida. In base a tale considerazione la prestazione del modello potrebbe ritenersi già adeguata allo scopo.

Per cercare comunque di dare una spiegazione del sensibile deterioramento delle prestazioni del modello per i valori di portata (e quindi di quota liquida) più bassi sono state effettuate una serie di analisi. Una spiegazione convincente delle cause del differente comportamento del modello nel campo dei livelli elevati ed in quello dei livelli più bassi si ottiene mettendo a confronto la descrizione della

geometria fornita dal rilievo a terra con quella fornita dal DEM. Tale problema, che viene discusso nel seguito, ha portato a riformulare il modello matematico impiegando la geometria dedotta dal DEM anziché quella del rilievo topografico a terra ed a rifare, con tale nuova geometria, ulteriori simulazioni degli eventi di piena di interesse.

Nelle Figure 32 e 33 è riportato il confronto tra due sezioni ottenute dal rilievo tradizionale e le corrispondenti sezioni estratte dal DEM. Si notano significative differenze tra le sezioni che, pur riferendosi prevalentemente all'alveo inciso, non sempre si limitano a quest'ultimo. Va detto che le differenze sulla quota di fondo della sezione (thalweg) sono in qualche modo attese. Infatti, nel caso in esame, il DEM non è stato associato a un rilievo ad hoc della parte della sezione posta sotto il pelo liquido; esso pertanto restituisce come fondo, per la parte di sezione sommersa, il valore della quota del pelo libero al momento del volo LiDAR, anziché l'andamento del terreno. Tuttavia, a questo effetto potrebbero aggiungersene altri, legati da un lato alla differente precisione ed affidabilità dei due metodi di rilevamento, dall'altro a possibili modifiche della morfologia del corso d'acqua tra il momento del rilievo a terra (anno 2002) e quello del LiDAR (anno 2008).

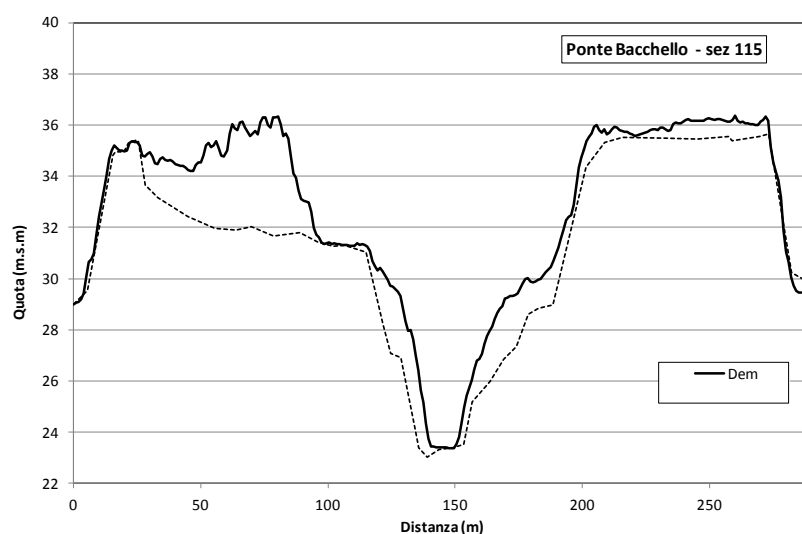


Figura 32 - Confronto tra la sagoma della sezione trasversale ottenuta dal rilievo tradizionale a terra e quella fornita dal DEM, per la sezione di ponte Bacchello.

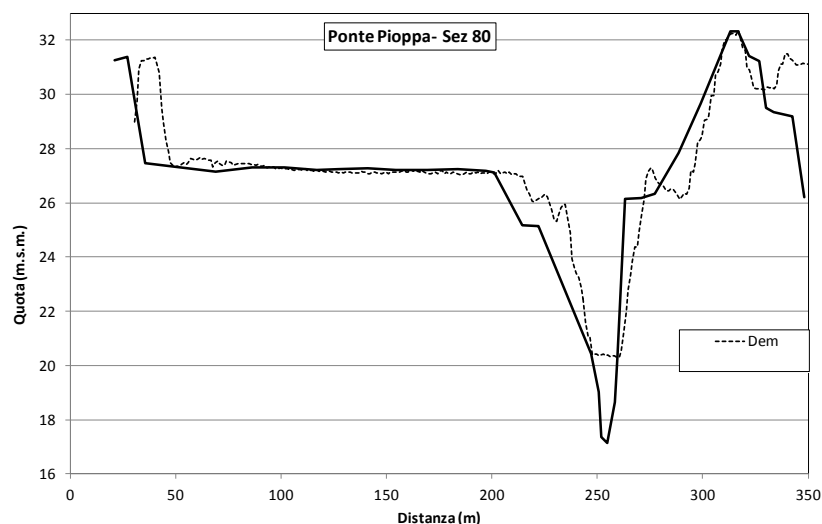


Figura 33 - Confronto tra la sagoma della sezione trasversale ottenuta dal rilievo tradizionale a terra e quella fornita dal DEM, per la sezione di ponte Pioppa.

Nella Figura 34 viene messo a confronto l'andamento del thalweg (punto più basso della sezione trasversale) del corso d'acqua desunto dalle sezioni ottenute con rilievo a terra e quello desunto dalle corrispondenti sezioni estratte dal DEM, nel tratto tra ponte Alto e ponte Concordia.

Si nota come il profilo derivante dal DEM sia posto più in alto rispetto a quello derivante dal rilievo a terra, con differenze che risultano anche di qualche metro e con una differenza media in quota di 1.75 m. Questo effetto è certamente dovuto, almeno in parte, alla circostanza, sopra richiamata, che il DEM fornisce, per la parte di sezione che risulta sommersa al momento del rilievo LiDAR, il valore della quota del pelo libero, anziché il reale profilo del terreno. Tuttavia, come già indicato, a questo fattore potrebbero aggiungersene altri, sopra ricordati.

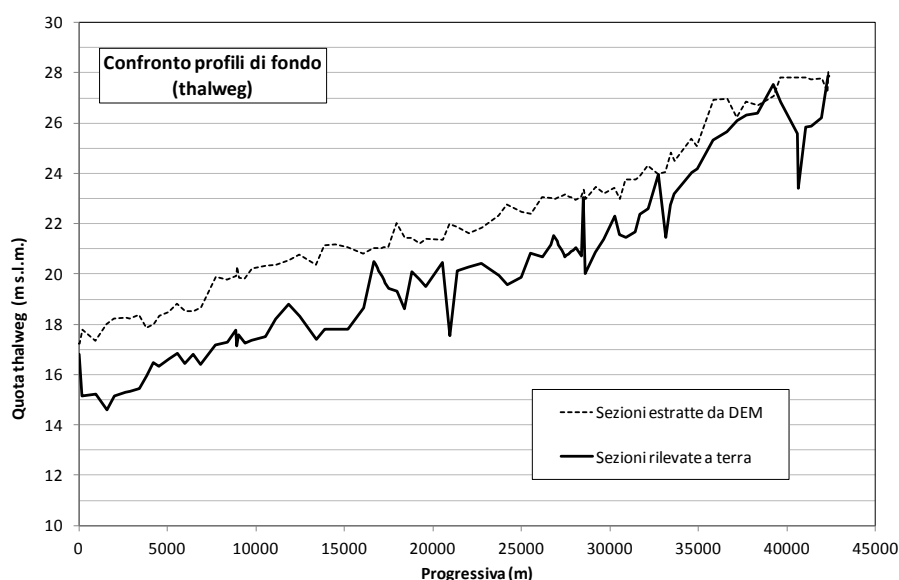


Figura 34 - Confronto tra l'andamento del thalweg del corso d'acqua desunto dalle sezioni ottenute con rilievo a terra e quello desunto dalle corrispondenti sezioni estratte dal DEM, nel tratto tra ponte Alto e ponte Concordia.

In ogni modo, più che l'analisi delle differenze nell'andamento del thalweg, è di interesse valutare quale sia l'effetto complessivo che la discordanza tra la descrizione della geometria fluviale fornita dal DEM e quella fornita dal rilievo tradizionale può comportare nella riproduzione dei fenomeni di piena del corso d'acqua. Per valutare ciò sono state eseguite una serie di simulazioni in regime di moto permanente sia con il modello la cui geometria è stata derivata dal rilievo a terra che con quello avente geometria derivante da sezioni estratte dal DEM. Il tratto studiato è quello tra ponte Alto e ponte Concordia. Le simulazioni sono state condotte per portate di 1 m³/s, 300 m³/s e 500 m³/s, valore quest'ultimo superiore ai colmi di tutti gli eventi di piena qui considerati; la condizione al contorno di valle è stata assunta pari all'altezza critica, mentre per gli indici di scabrezza sono stati ovviamente assunti i medesimi valori nei due modelli. Nella Figura 35 si riporta il confronto tra i profili del pelo libero.

Dall'esame della Figura 35, scartando l'ultimo tratto per il quale è evidente l'effetto di chiamata esercitato dalla condizione al contorno di valle, si può notare come il profilo liquido fornito dal modello con geometria costruita a partire dal DEM sia sistematicamente più alto rispetto a quello la cui geometria è costruita a partire dal rilievo topografico a terra di tipo tradizionale. Le differenze tra i due profili si riducono all'aumentare della portata ma rimangono sensibili anche per valori di portata elevata, prossimi all'entità dei colmi di piena degli eventi storici esaminati. Non considerando i 10 km posti più a valle, in modo da escludere sicuramente l'effetto di chiamata, si osserva che il profilo fornito dal modello basato sul DEM è di 82 cm più alto per una portata di 1 m³/s. Le differenze, pur riducendosi, rimangono sensibili anche per 300 m³/s e 500 m³/s; in quest'ultimo caso il profilo fornito dal modello basato sul DEM continua a rimanere in media 41 cm più alto di quello fornito dal modello basato sul rilievo tradizionale.

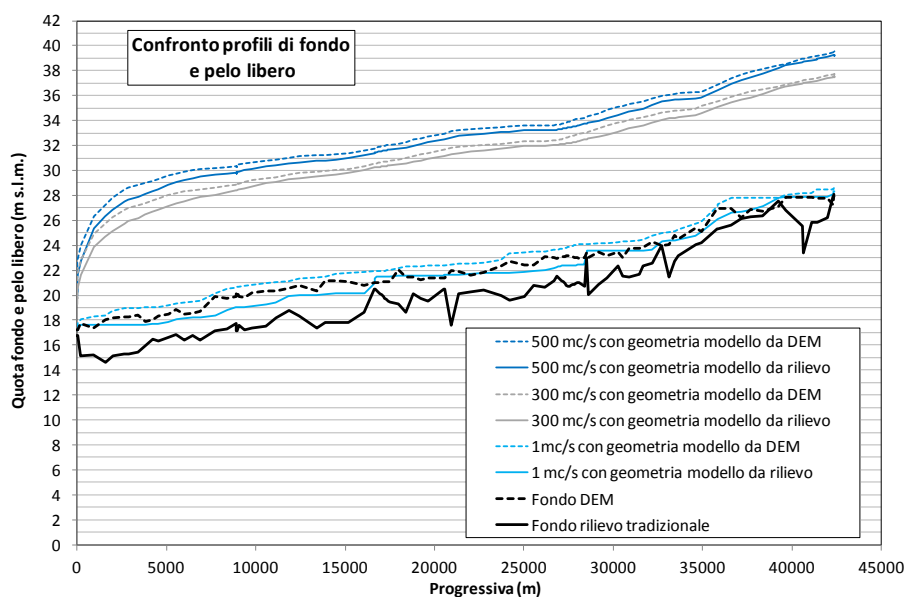


Figura 35 - Confronto tra gli andamenti del pelo libero forniti dal modello con geometria ottenuta dal rilievo a terra e dal modello avente geometria desunta dal DEM, nel tratto tra ponte Alto e ponte Concordia, per il caso di deflusso di portata costante pari a 1, 300 e 500 mc/s.

In base ai risultati appena discussi si è ritenuto necessario eseguire simulazioni degli eventi di piena del dicembre 2009, del dicembre 2012 e del gennaio 2014 anche utilizzando il modello monodimensionale con geometria dedotta dal DEM. Si descrivono nel seguito i principali risultati ottenuti.

Nella Figura 36 è mostrato il confronto tra il profilo dei livelli idrici massimi simulati dal modello desunto dal DEM e quello delle tracce di piena rilevate in sponda sinistra; la Figura 37 fornisce invece l'analogo confronto in riferimento alle tracce rilevate in sponda destra. Per ottenere un'accurata riproduzione delle tracce di piena, analoga a quella ottenuta con il modello basato sul rilievo topografico a terra, è stato necessario modificare il valore dell'indice di scabrezza rispetto a quello assunto nel caso del modello precedente.

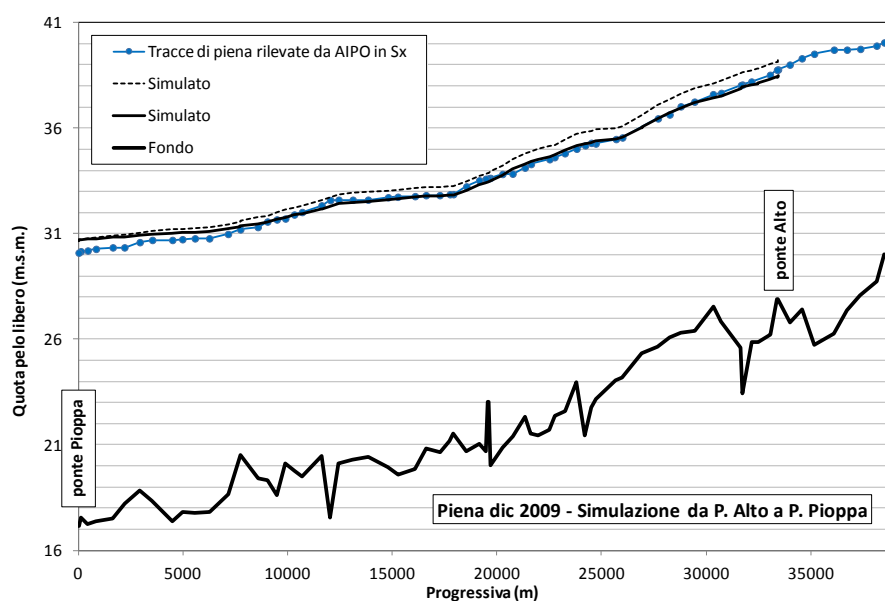


Figura 36 - Simulazione dell'evento del dicembre 2009. Confronto tra il livello massimo simulato dal modello basato sul DEM e le tracce di piena rilevate in sinistra idrografica post-evento.

Nelle Figure 36 e 37, la linea tratteggiata indica il profilo dei livelli massimi simulati dal modello, qualora si adotti il medesimo valore del coefficiente di scabrezza utilizzato nel caso del modello con

geometria dedotta dal rilievo a terra; si evidenzia come, in tal caso, si pervenga a sovrastimare sistematicamente i massimi livelli di piena effettivamente verificatisi, ricostruiti in base alle tracce osservate. La linea a tratto continuo invece rappresenta la simulazione ottimale che, con opportuna modifica del valore del coefficiente di scabrezza, garantisce la migliore riproduzione dell'andamento delle tracce di piena osservate. Si nota come, in tal caso, il modello riproduca in maniera molto soddisfacente l'andamento delle tracce di piena osservate, sia in sponda sinistra che in sponda destra. Nelle simulazioni riportate da qui in avanti sono stati pertanto adottati questi ultimi valori di scabrezza.

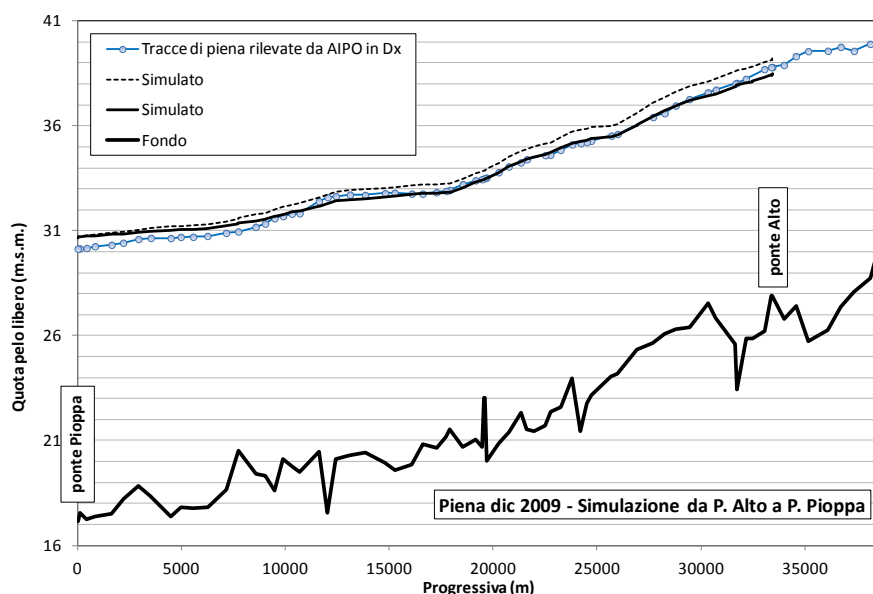


Figura 37 - Simulazione dell'evento del dicembre 2009. Confronto tra il livello massimo simulato dal modello basato sul DEM e le tracce di piena rilevate in destra idrografica post-evento.

Nelle Figure 38 e 39 sono riportati i confronti tra gli andamenti delle quote del pelo libero osservate e quelli calcolati dal modello basato sul DEM per le sezioni per le quali sono disponibili, per l'evento del dicembre 2009, i dati idrometrici, ovvero ponte Alto e ponte Bacchello. Si nota come la simulazione sottostimi i livelli osservati; si evidenzia come questo errore potrebbe essere sensibilmente attenuato, ottenendo una migliore riproduzione delle onde osservate, variando la scabrezza, ma operando in tal modo non si riuscirebbe più a riprodurre efficacemente le tracce di piena. Di conseguenza questo percorso non è stato seguito.

Nella Figura 40 è riportato l'andamento della quota idrica in corrispondenza della sezione del corso nella quale nel gennaio 2014 si è verificata la rotta, simulato attraverso il modello matematico. Il valore di colmo simulato dal modello risulta pari a 36.50 m s.l.m.; esso è in ottimo accordo con le quote delle tracce di piena osservate che, come già indicato e come si può desumere anche dalle Figure 19 e 20, risulterebbero pari, secondo il rilievo di AIPO post-evento, a 36.46 m s.l.m. in sponda sinistra ed a 36.42 m s.l.m. in sponda destra.

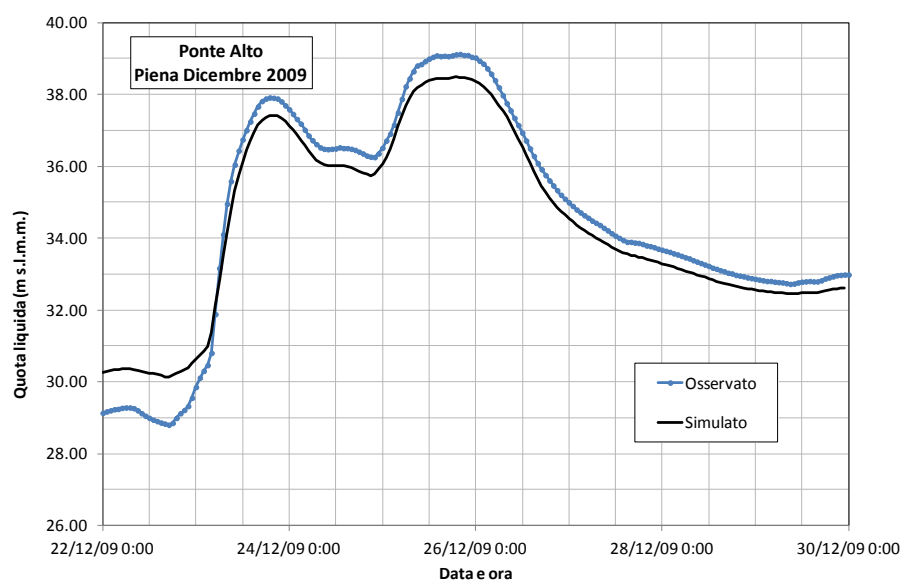


Figura 38 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello basato sul DEM per l'evento di piena del dicembre 2009 nella sezione di ponte Alto.

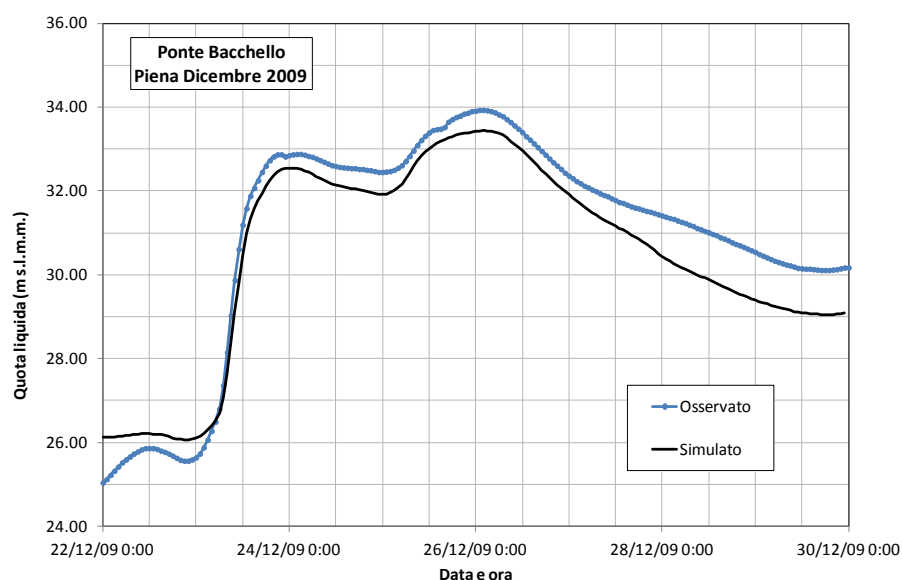


Figura 39 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello basato sul DEM per l'evento di piena del dicembre 2009 nella sezione di ponte Bacchello.

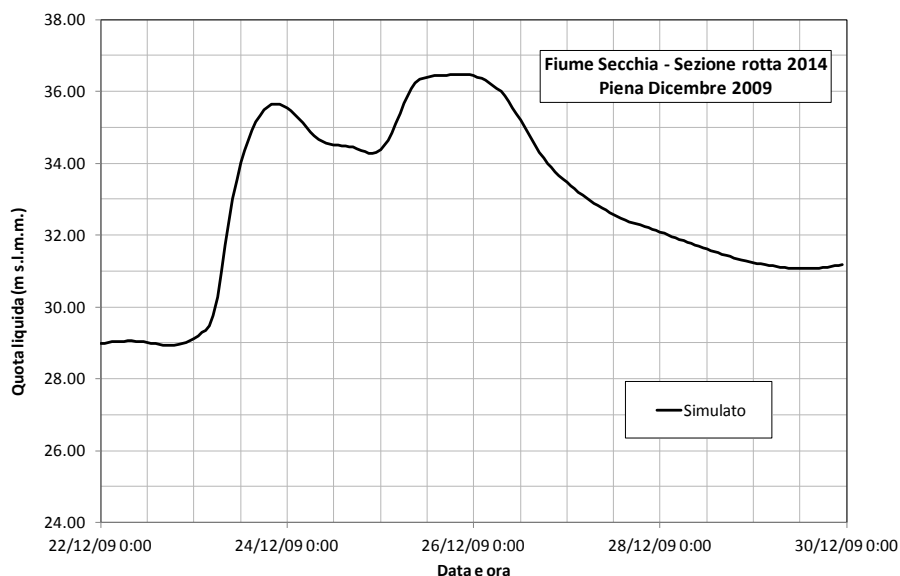


Figura 40 - Andamento delle quote liquide calcolate dal modello basato sul DEM per l'evento di piena del dicembre 2009 nella sezione in cui nel gennaio 2014 si è verificata la rotta.

Passando all'esame dei risultati forniti dal modello basato sul DEM per l'evento di piena del dicembre 2012, nelle Figure 41, 42 e 43 si riporta il confronto tra gli idrogrammi simulati per le sezioni di ponte Alto, di ponte Bacchello e di ponte Pioppa e i corrispondenti idrogrammi osservati.

Si nota come il modello consenta una riproduzione dei valori di colmo osservati che si può ritenere più che soddisfacente; essa, come detto, potrebbe essere ulteriormente migliorata agendo sui coefficienti di scabrezza, ma peggiorando in tal caso la capacità di riprodurre le tracce di piena del 2009, che rappresentano per contro un dato osservazionale di elevato contenuto informativo. Rispetto al caso del modello basato sul rilievo topografico tradizionale appare sensibilmente migliorata la riproduzione dei rami di risalita e soprattutto quella dei rami di esaurimento degli idrogrammi. Netamente migliore, rispetto al caso precedente, è poi la capacità del modello basato sul DEM di riprodurre l'andamento degli idrogrammi osservati nel campo dei valori di livello più bassi, ovvero di quelli più lontani dal colmo.

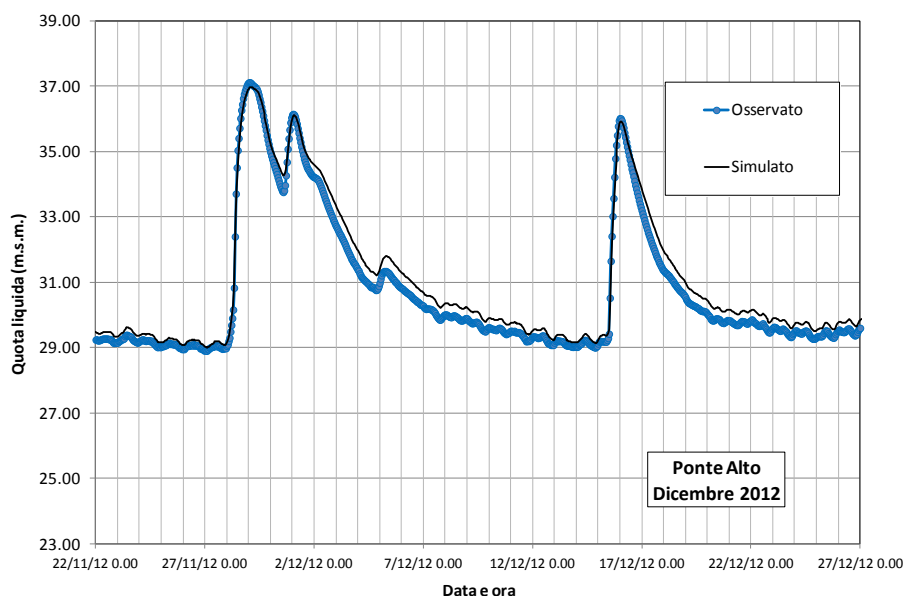


Figura 41 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello basato sul DEM per l'evento di piena del dicembre 2012 nella sezione di ponte Alto.

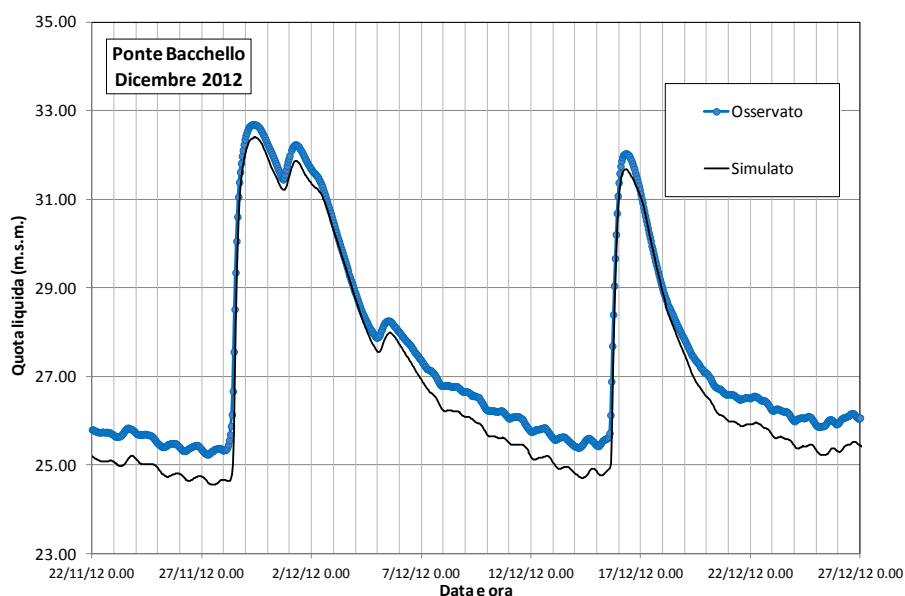


Figura 42 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello basato sul DEM per l'evento di piena del dicembre 2012 nella sezione di ponte Bacchello.

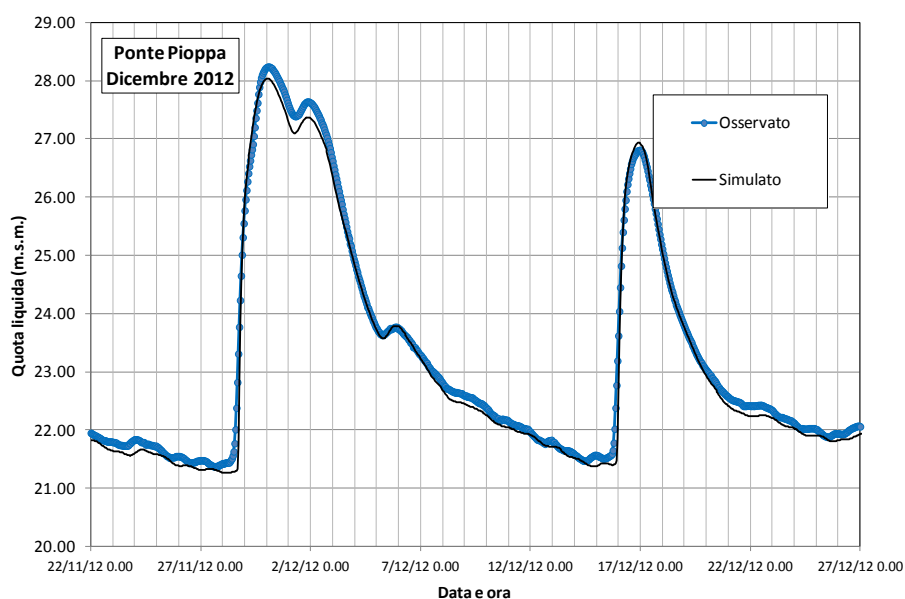


Figura 43 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello basato sul DEM per l'evento di piena del dicembre 2012 nella sezione di ponte Pioppa.

Passando all'esame dell'evento del gennaio 2014, si riportano nel seguito i risultati salienti della simulazione condotta, per il tratto di corso d'acqua tra ponte Alto e ponte Concordia, con il modello matematico avente geometria del corso d'acqua basata sulle informazioni estratte dal DEM.

Nelle Figure 44, 45 e 46 si riportano i confronti tra l'idrogramma simulato attraverso il modello basato sul DEM e il corrispondente idrogramma osservato, rispettivamente per le sezioni di ponte Alto, ponte Bacchello e ponte Pioppa.

Come indicato in precedenza, il confronto tra la quota liquida osservata e quella calcolata dal modello è da ritenersi significativo solo fino al momento di formazione della rotta, dato che nel modello in questione non è stato implementato, come pure sarebbe stato possibile, uno specifico modulo idoneo a rappresentare il deflusso che fuoriesce dalla breccia arginale, in quanto si è ritenuto che ciò esulasse dalle specifiche finalità di impiego del modello medesimo.

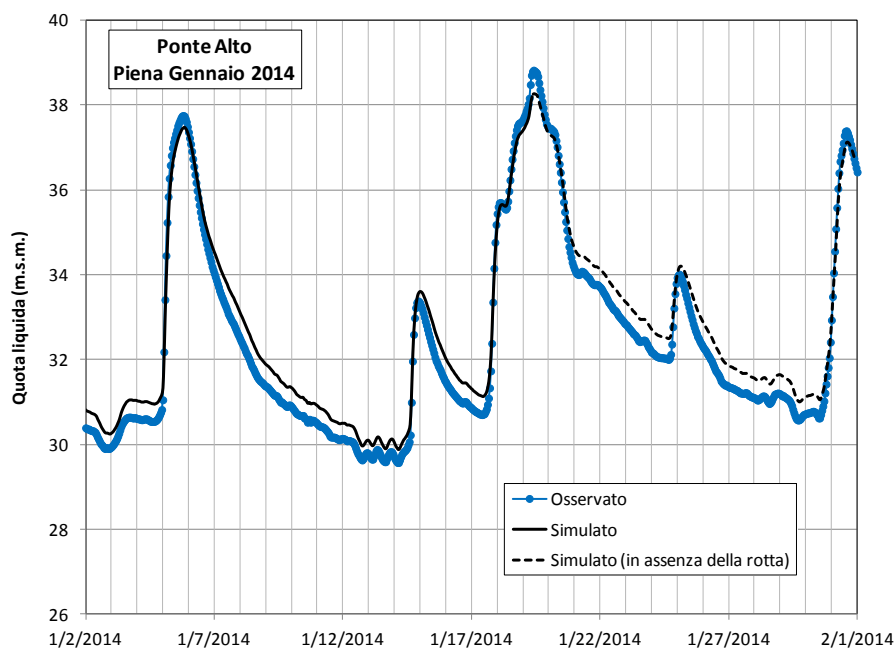


Figura 44 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello basato sul DEM per l'evento di piena del gennaio 2014 nella sezione di ponte Alto.

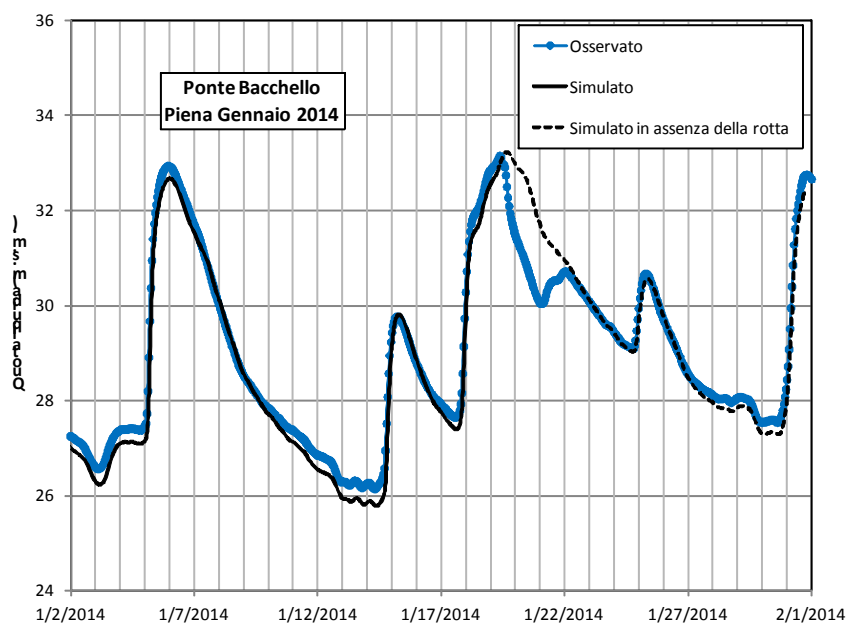


Figura 45 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello basato sul DEM per l'evento di piena del gennaio 2014 nella sezione di ponte Bacchello.

Con riferimento quindi alla sola parte precedente la formazione della rotta, si nota come la riproduzione dell'idrogramma osservato possa ritenersi sicuramente più che soddisfacente, in tutte e tre le sezioni; successivamente alla formazione della rotta, il confronto tra l'idrogramma simulato (in questo caso tratteggiato) e quello osservato non è invece da ritenersi significativo e quanto previsto dal modello dopo l'istante della rotta rappresenta una simulazione di quello che sarebbe stato l'andamento dei livelli nelle varie sezioni nel caso, ovviamente non realistico, di assenza della rotta.

Infine, nella Figura 47 è riportato l'andamento delle quote liquide simulate dal modello nella sezione della rotta. Si nota che in assenza di rotta il massimo livello idrico sarebbe risultato, secondo il modello basato sul DEM, pari a 36.36 m s.l.m.. Chiaramente questa quota, essendo prevista per un istante successivo a quello di rotta, non è rappresentativa del livello massimo effettivamente verificatosi. Il

livello simulato alle ore 6:00, assunto convenzionalmente come istante di inizio della rotta, è invece pari a 35.93 m s.l.m..

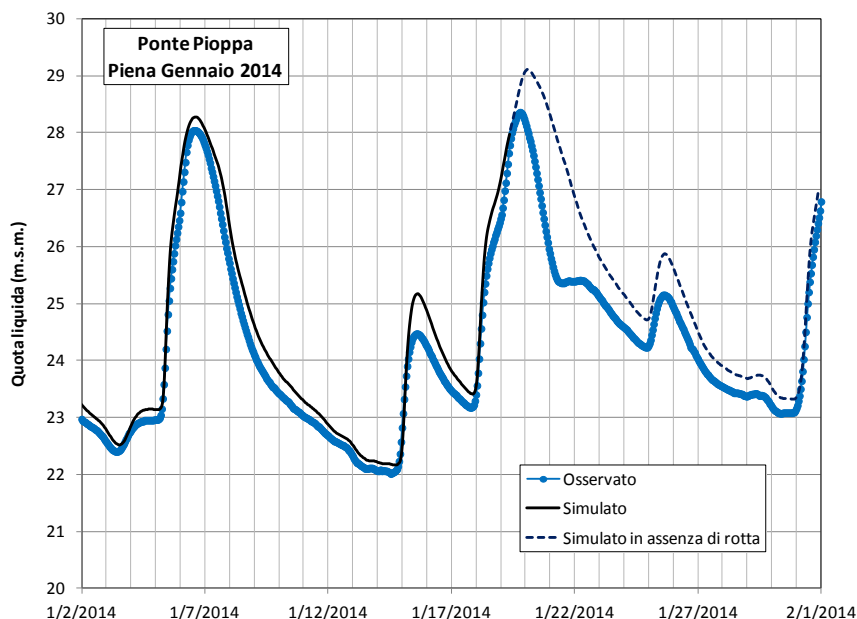


Figura 46 - Confronto tra l'andamento delle quote liquide osservate e quelle calcolate attraverso il modello basato sul DEM per l'evento di piena del gennaio 2014 nella sezione di ponte Pioppa.

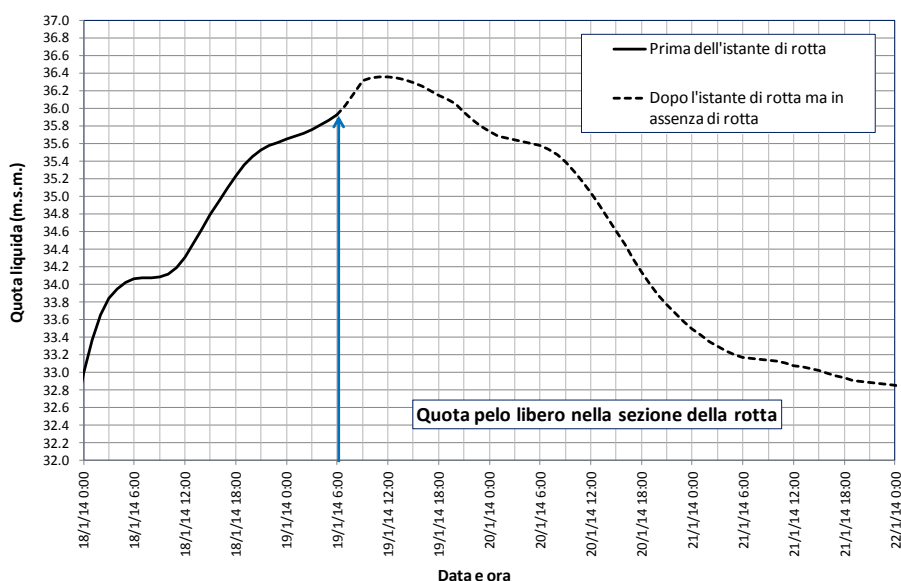


Figura 47 - Andamento delle quote liquide calcolate dal modello basato sul DEM per l'evento di piena del gennaio 2014 nella sezione in cui si è verificata la rotta.

3.3.3 Modello 3

Il presente modello si basa anch'esso su una schematizzazione monodimensionale del fenomeno di propagazione della piena, simulato mediante il modello HEC-RAS. La geometria è stata desunta estraendo dal DEM le sezioni trasversali, ad eccezione delle zone nell'intorno di Ponte Alto, Ponte Bacchello e Pioppa, per le quali si sono utilizzati i rilievi effettuati nel 2011 per conto di AIPo. Differisce dal precedente (modello 2) per le seguenti caratteristiche:

- si è imposto, quale condizione al contorno a Ponte Alto, l'andamento delle quote idriche osservate, anziché quello delle portate ricavato per via indiretta. L'andamento delle portate in ingresso viene restituito del modello numerico stesso. Questo approccio presenta il vantaggio di non richiedere la definizione di una scala di deflusso univoca, per convertire i livelli in portate. Tale relazione, com'è

noto, è valida in prima approssimazione in condizioni di moto vario, ma nel caso in esame la presenza di una breccia a breve distanza può indurre, a parità di portata, abbassamenti del livello idrico e quindi un cappio di piena più aperto. Richiede, per contro, un modello accuratamente tarato.

- si è applicata una procedura originale, di tipo Bayesiano, che consente di determinare, attraverso l'applicazione ricorsiva del modello numerico, la portata uscente dalla breccia che riproduce al meglio l'andamento dei livelli osservati alla stazione di ponte Bacchello. Tale andamento, infatti, contiene informazioni sufficienti a stimare la portata uscente dalla rotta, in quanto risente degli abbassamenti dovuti all'apertura della stessa e della riduzione di portata che prosegue verso valle. Con questa procedura non è pertanto necessario simulare il processo di evoluzione della breccia.

Il modello è stato dapprima tarato ricercando, con un metodo deterministico, i parametri di scabrezza ottimali al fine di riprodurre la fasatura temporale dei colmi e dei cavi di una serie di eventi storici (Aricò et al., 2009). È stato poi applicato in continuo per il periodo 1 Novembre 2008 – 30 aprile 2014 (escludendo i mesi estivi in cui la portata era pressoché nulla).

Nella Figura 48 è riportato il confronto tra quote idriche osservate (zero idrometrico 22.68 m s.l.m.) e calcolate a ponte Bacchello. Dal grafico si apprezza che, per livelli idrici superiori a 29 m s.l.m., il modello interpreta molto bene, senza apprezzabili errori sistematici, i livelli osservati. Per valori più bassi, invece, le quote idriche simulate sono sistematicamente inferiori a quelle osservate. Ciò è congruente con quanto già riscontrato nella modellazione precedente (modello 2) ed è probabilmente spiegabile con i limiti descrittivi del DEM già menzionati e con le possibili variazioni morfologiche dell'alveo intervenute nel tempo, che influenzano in maniera più rilevante i livelli di magra rispetto a quelli di piena. In ogni caso, interessando nel presente lavoro la riproduzione dei livelli di piena, si ritiene che la taratura del modello sia più che soddisfacente.

A titolo di esempio nella Figura 49 sono riportati i confronti tra le quote idriche osservate e calcolate a ponte Bacchello per alcuni eventi storici significativi (alcuni usati per la taratura, altri solo in fase di verifica). Nelle medesime figure sono anche riportate le serie temporali delle portate a ponte Alto, ponte Bacchello e Pioppa dedotte dall'applicazione del modello di simulazione.

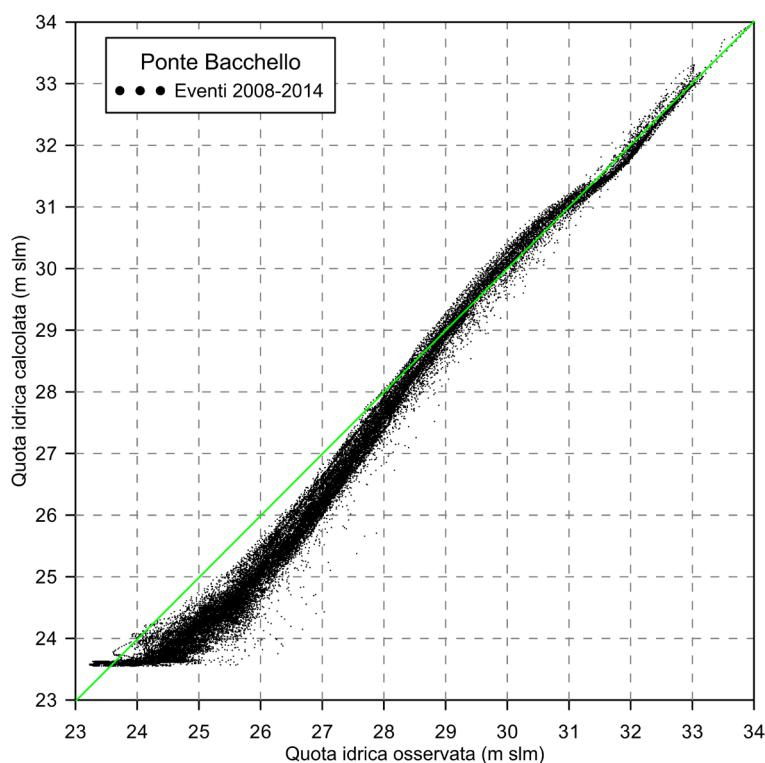


Figura 48 - Confronto tra quote idriche osservate e calcolate a Ponte Bacchello nel periodo 1 Novembre 2008-30 aprile 2014.

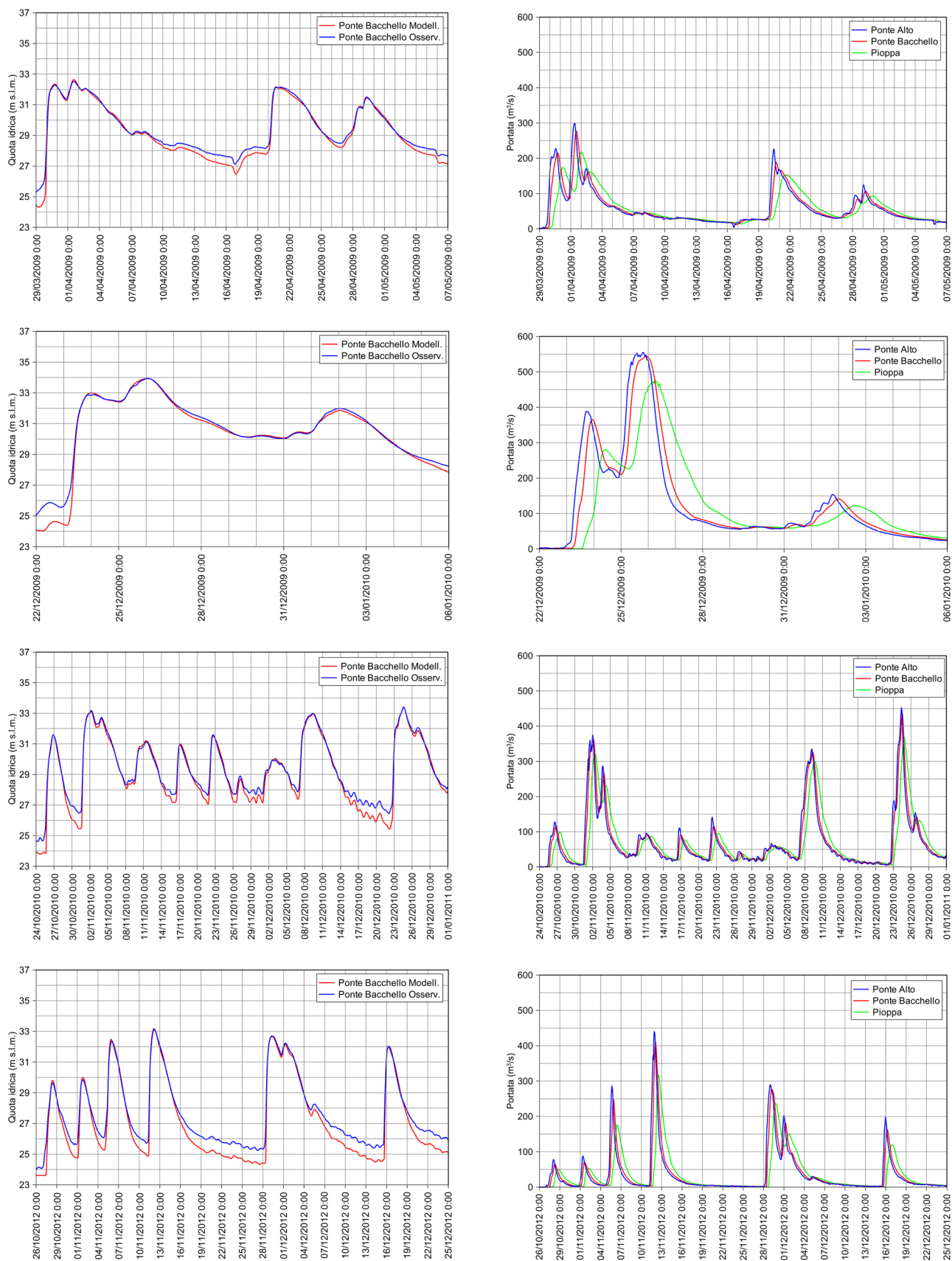


Figura 49 - Quote idriche osservate e calcolate a Ponte Bacchello per alcuni eventi storici significativi e portate ricostruite alle stazioni di Ponte Alto, Ponte Bacchello e Pioppa.

Nella Figura 50 e nella Figura 51 sono invece riportati i risultati relativi alla simulazione dell'evento del gennaio 2014, durante il quale si è verificata la rotta. Nella Figura 50 è riportato l'andamento delle quote idriche osservate a Ponte Bacchello, assieme a quelle ivi ricostruite dal modello e alle quote idriche stimate in corrispondenza della zona della rotta. È appena il caso di sottolineare che la procedura utilizzata porta a dedurre la portata che è necessario allontanare, nella zona della rotta, per ricostruire, con un'assegnata varianza dell'errore, i livelli osservati a ponte Bacchello. Per questa ragione i livelli osservati e ricostruiti a ponte Bacchello nel periodo della rotta sono praticamente coincidenti. Le quote idriche massime ricostruite in corrispondenza della zona della rotta raggiungono i 35.90–35.95 m s.l.m. (a seconda se si considera la sezione iniziale o finale). Alle ore 6:00 del 19/01/2014 la quota idrica stimata è leggermente più bassa, pari a 35.88 m s.l.m.. La

Figura 51 riporta le portate stimate in ingresso al tratto fluviale modellato (Ponte Alto), quelle a Ponte Bacchello e a Pioppa, nonché quelle uscenti dalla rotta. La stima del volume complessivo riversatosi dalla rotta nelle 48 ore successive alle ore 6:00 del 19/1/2014 assomma a circa $37.8 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Nella Figura 52 è infine riportata la nuvola di punti che descrive, a Ponte Alto, la relazione livelli idrometrici – portate. Sono evidenziati in rosso i valori relativi all'evento in cui si è verificata la rotta. Dalla figura si nota che, a parità di portata calcolata, le quote idriche superiori a 37 m s.l.m., osservate durante quest'ultimo evento, sono inferiori di circa 30-40 cm rispetto a quelle osservate negli altri eventi. Ciò in virtù di un apprezzabile effetto di richiamo indotto dall'apertura della rotta, che esercita la sua influenza fino a ponte Alto. Anche per questa ragione, la portata al colmo – pari a $560 \text{ m}^3/\text{s}$ – risulta apprezzabilmente superiore rispetto a quella valutata nel modello 2.

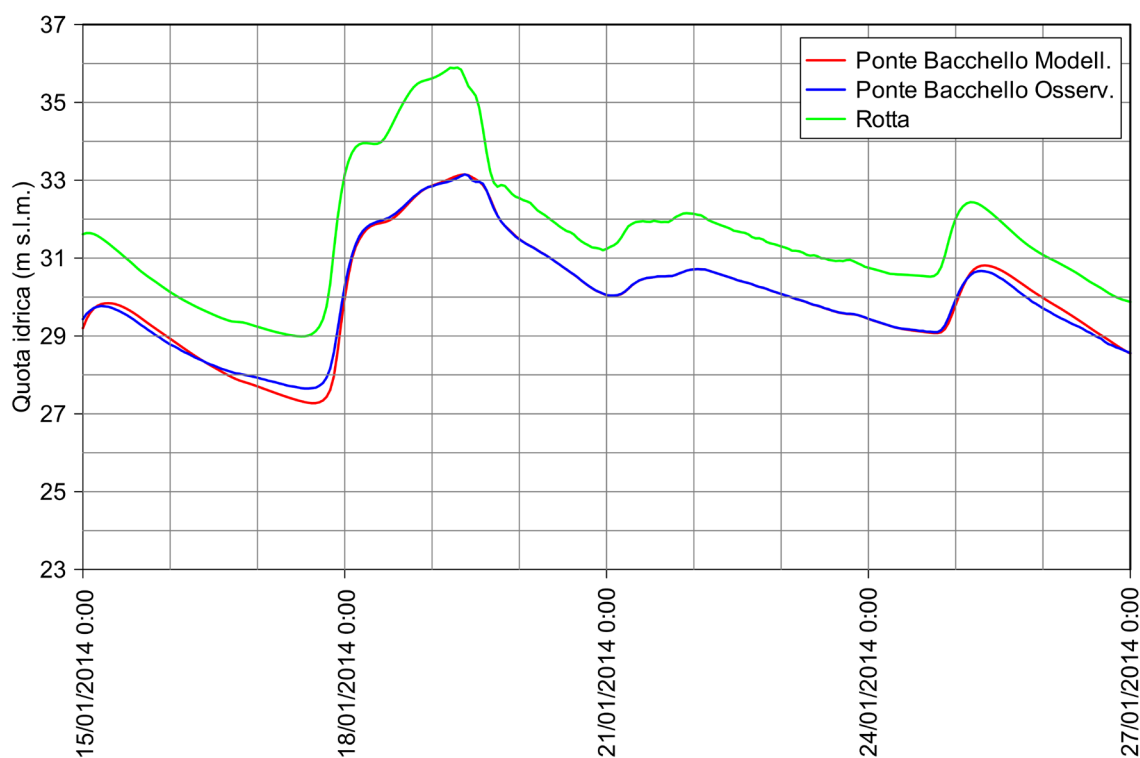


Figura 50 - Quote idriche osservate e calcolate a Ponte Bacchello per l'evento di rotta e quote idriche ricostruite in corrispondenza della zona della breccia.

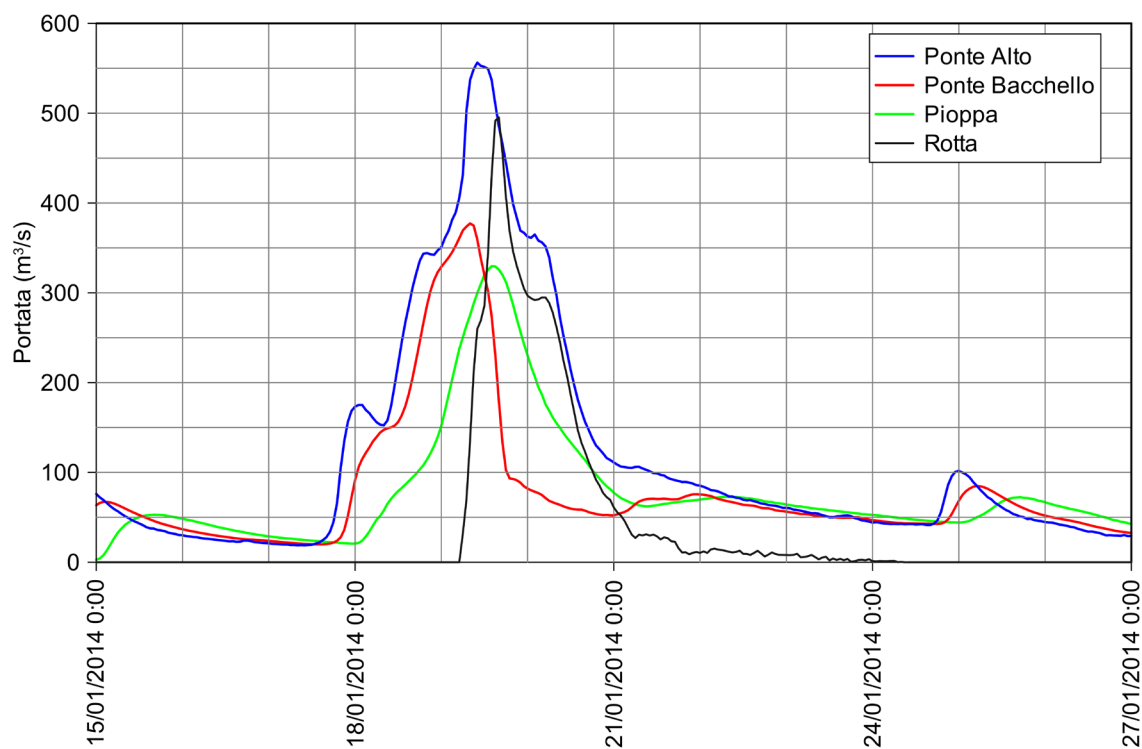


Figura 51 - Portate ricostruite alle stazioni di Ponte Alto, Ponte Bacchello e Pioppa e portata stimata in uscita dalla breccia.

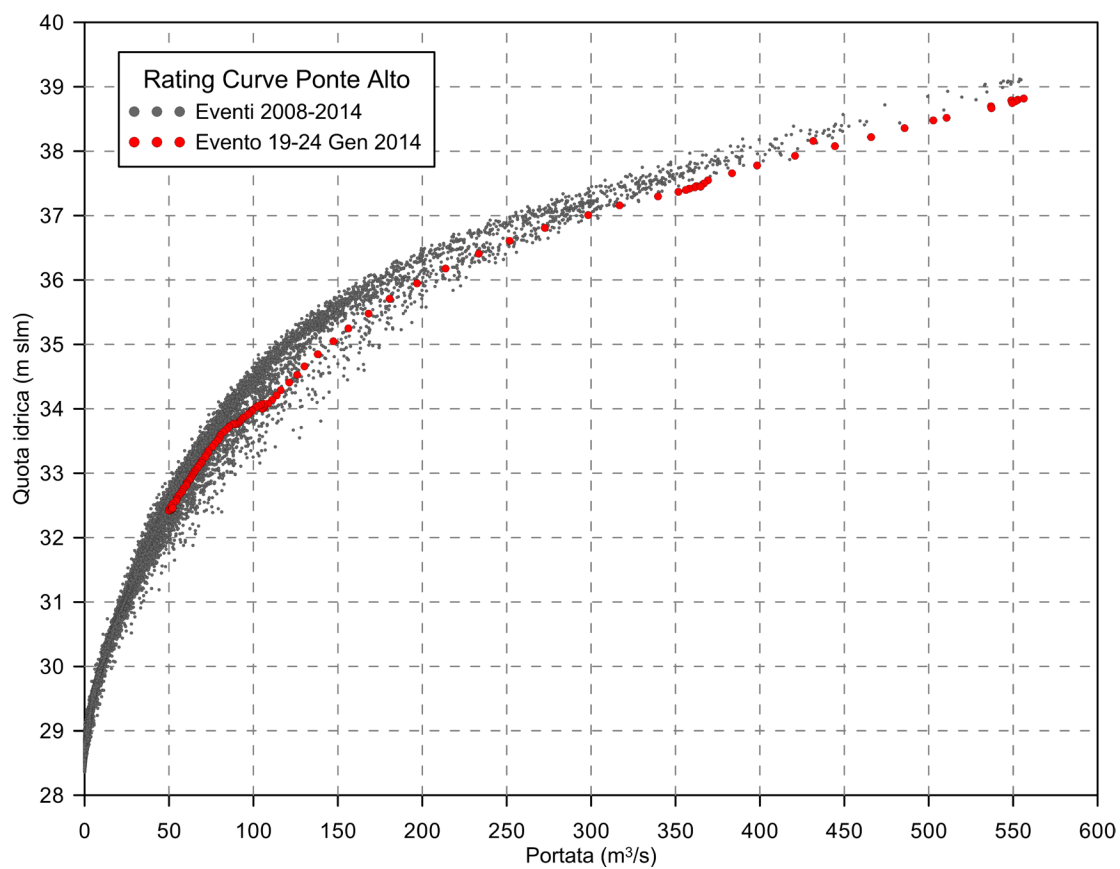


Figura 52 - Relazione livelli idrometrici – portate per la sezione di Ponte Alto. Sono evidenziati in rosso i valori relativi all'evento di rotta.

3.3.4 *Modello 4*

Per simulare l'evoluzione dell'allagamento a seguito della rotta arginale si è applicato un modello numerico bidimensionale al tratto di fiume Secchia compreso tra la sezione di ponte Alto e quella di ponte Bacchello, oltre che nel comprensorio allagabile. Il modello (Vacondio et al., 2014) risolve le equazioni 2D in forma completa, conservativa e well balanced mediante uno schema ai volumi finiti. I flussi sono calcolati con un solutore di Riemann approssimato, l'accuratezza al 2° ordine nel tempo è ottenuta mediante un metodo Runge-Kutta. Il codice è scritto in linguaggio CUDA per essere eseguito su GPU, con speed-up di circa due ordini di grandezza rispetto al medesimo codice eseguito su normale CPU. Ciò consente l'esecuzione rapida (rapporto tra tempo fisico e tempo di calcolo pari a circa 15-20) di simulazioni di comprensori composti anche da decine di milioni di celle. La batimetria è stata dedotta dal modello digitale del terreno a passo 1 m. Quale condizione al contorno di monte si è utilizzata l'onda di piena ottenuta con il modello 1D (modello 3) e riportata in

Figura 51, mentre in corrispondenza della sezione di ponte Bacchello (condizione al contorno di valle) si è imposto l'andamento osservato delle quote idriche. Basandosi sulle informazioni disponibili l'evoluzione temporale della breccia è stata simulata variando la batimetria, in corrispondenza dell'argine crollato, secondo i seguenti criteri:

- alle ore 6 del 19 gennaio 2014 una parte, di forma trapezia con larghezza di base di 10 m, della parte sommitale dell'argine in corrispondenza della rotta viene asportata fino a portare la quota di contenimento a 35 m s.l.m. (1 metro circa al di sotto della quota idrica presente in quell'istante nel fiume);
- la soglia della breccia evolve in quota ed in larghezza nel tempo progressivamente fino a raggiungere, 9 ore dopo l'inizio del fenomeno (alle ore 15 del 19/1/2014) la larghezza massima (80 m) e la profondità massima (piano campagna). Successivamente la breccia rimane di forma invariata.

La Figura 53 riporta alcuni istanti dell'evoluzione dell'allagamento nell'area più colpita, comprendente i centri di Bastiglia e Bomporto, e nelle prime 48 ore (dalle 06:00 del 19/1/2014 alle 06:00 del 21/1/2014). La dinamica è consistente con quanto effettivamente accaduto. Il fronte d'inondazione comincia ad allagare Bastiglia verso le 14:00 del 19/1 (Figura 53b). Parte del volume prosegue poi verso nord-est e parte sormonta gli argini del Canale Naviglio dirigendosi verso est (Figura 53c), supera progressivamente anche gli argini dei cavi Argine e Minutara (Figura 53d, e). Supera infine la SP2 e giunge verso le 10:30 della mattina del 20/1 ad allagare Bomporto (Figura 53f). Il livello cresce poi ulteriormente allagando per rigurgito anche zone più a sud (Figura 53g, 53h).

La Figura 54 riporta l'area allagata e le quote idriche massime ottenute dalla simulazione. La Figura 55 riporta le profondità idriche massime stimate sul territorio. La Figura 56 riporta il modulo delle velocità idriche massime. Un dettaglio delle stesse grandezze, per la zona vicina alla breccia, è riportato nella Figura 57 e nella Figura 58. Da quest'ultima si nota, in particolare, l'elevata velocità nella zona della breccia ed anche nella zona di sormonto della strada Canaletto (Figura 59), che ha provocato la parziale asportazione del terrapieno di imposta della strada stessa.

La Figura 60 riporta l'andamento delle quote idriche osservate e simulate a ponte Alto, nonché di quelle simulate in corrispondenza della sezione della rotta. Per confronto, sono riportate anche quelle ottenute nella sezione della rotta con il modello 1D (modello 3). Le quote idriche massime ricostruite con il modello 2D nella zona della rotta raggiungono i 36.05 m s.l.m. (36.04 m s.l.m. alle ore 6:00). È appena il caso di sottolineare che, mentre prima dell'apertura della breccia il moto è sostanzialmente 1D, per cui ha perfettamente senso confrontare le quote idriche ottenute dal modello 1D con quelle ottenute da quello 2D, dopo l'apertura della breccia, le quote idriche nella sezione della rotta sono molto variabili, poiché risentono fortemente della deviazione delle traiettorie e dei vortici che ivi si generano. La Figura 61 evidenzia questa circostanza. Ciononostante si è scelto un punto, nella sezione di mezzaria del tratto interessato dalla rotta ma più prossimo alla sponda sinistra, indicato nella medesima Figura 61, per effettuare il confronto, riportato nella Figura 60, tra il modello 1D (modello 3) e 2D.

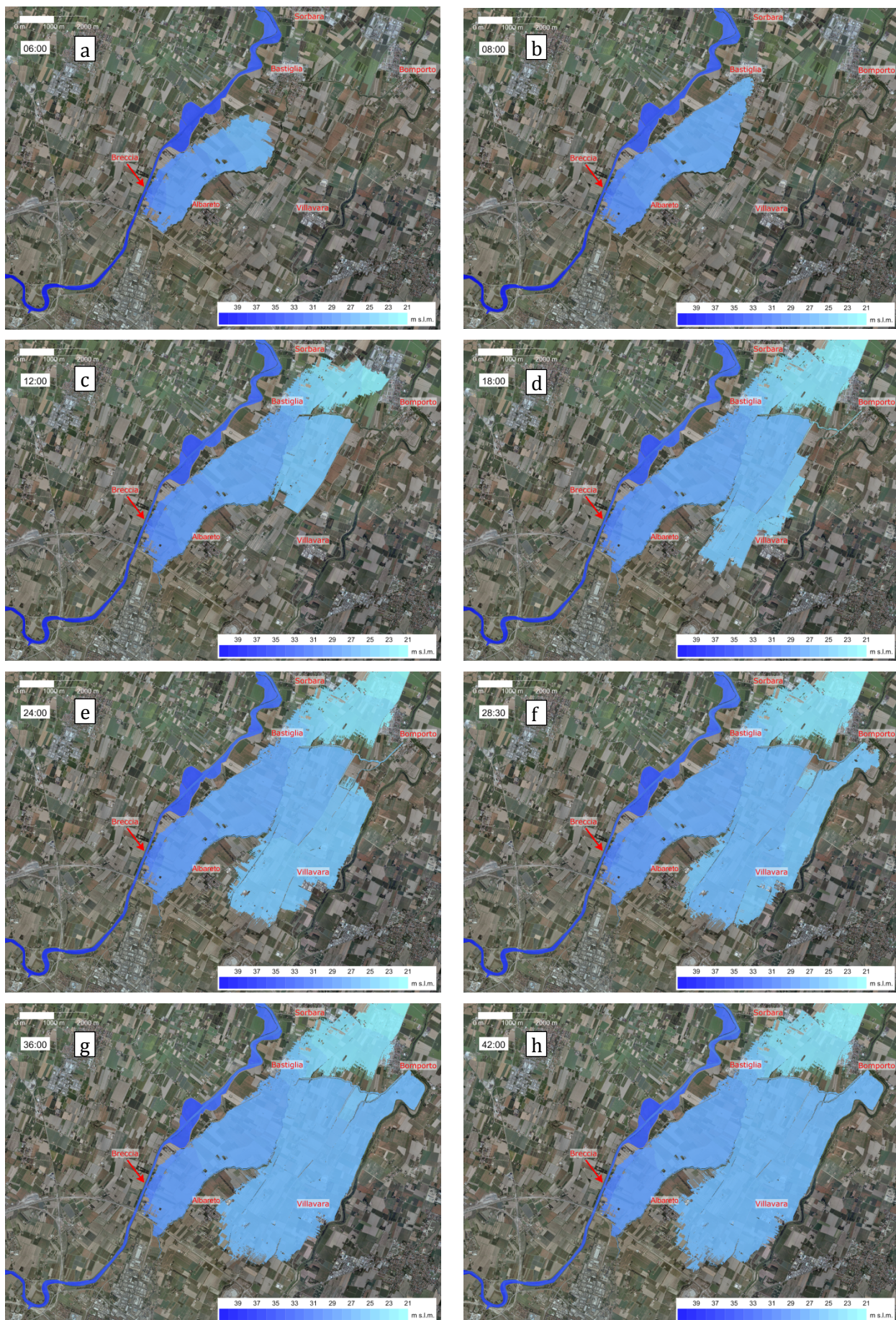


Figura 53 - Evoluzione dell'allagamento ottenuta dalla simulazione 2D (i tempi sono espressi in ore a partire dalle ore 6:00 del 19/01/2014).

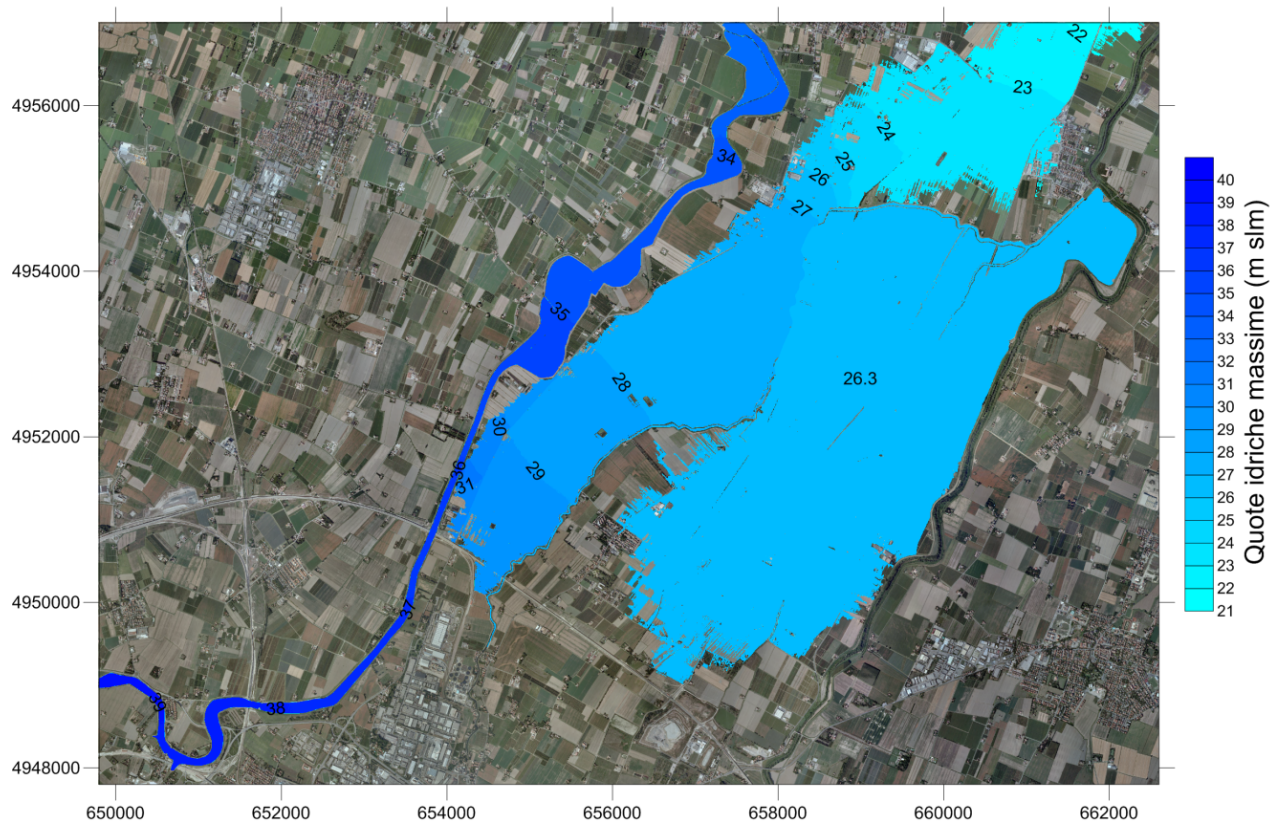


Figura 54 - Area allagata e quote idriche massime ottenute dalla simulazione 2D.

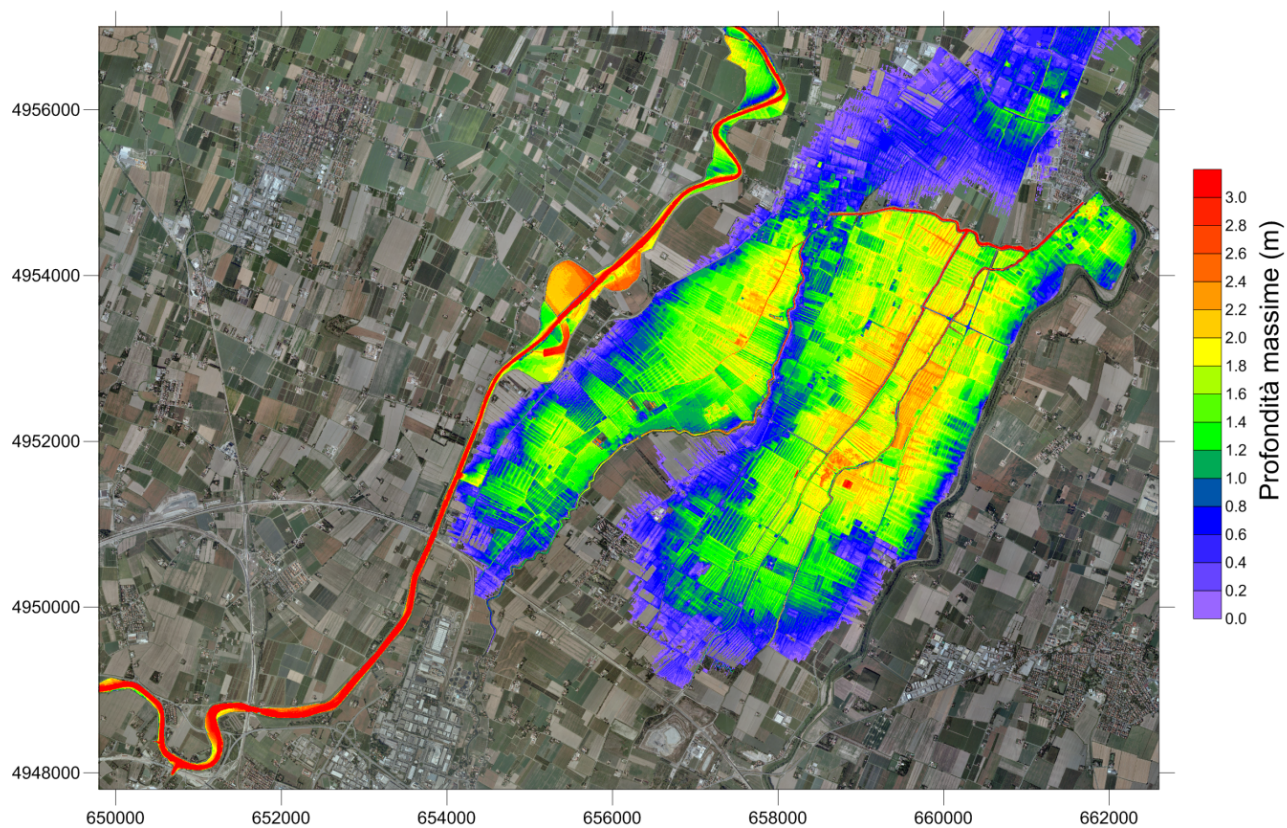


Figura 55 - Profondità idriche massime ottenuti dalla simulazione 2D.

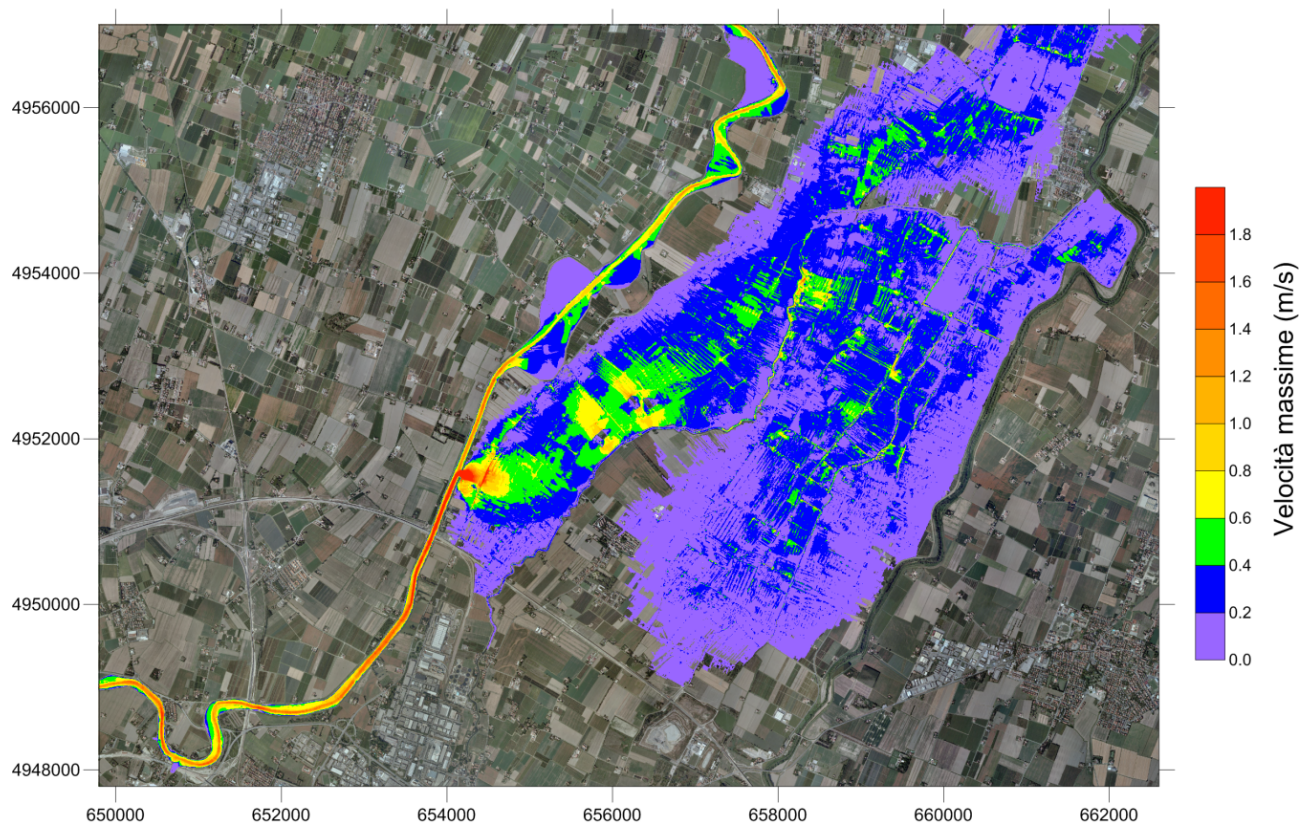


Figura 56 - Moduli delle velocità idriche massime ottenuti dalla simulazione 2D.

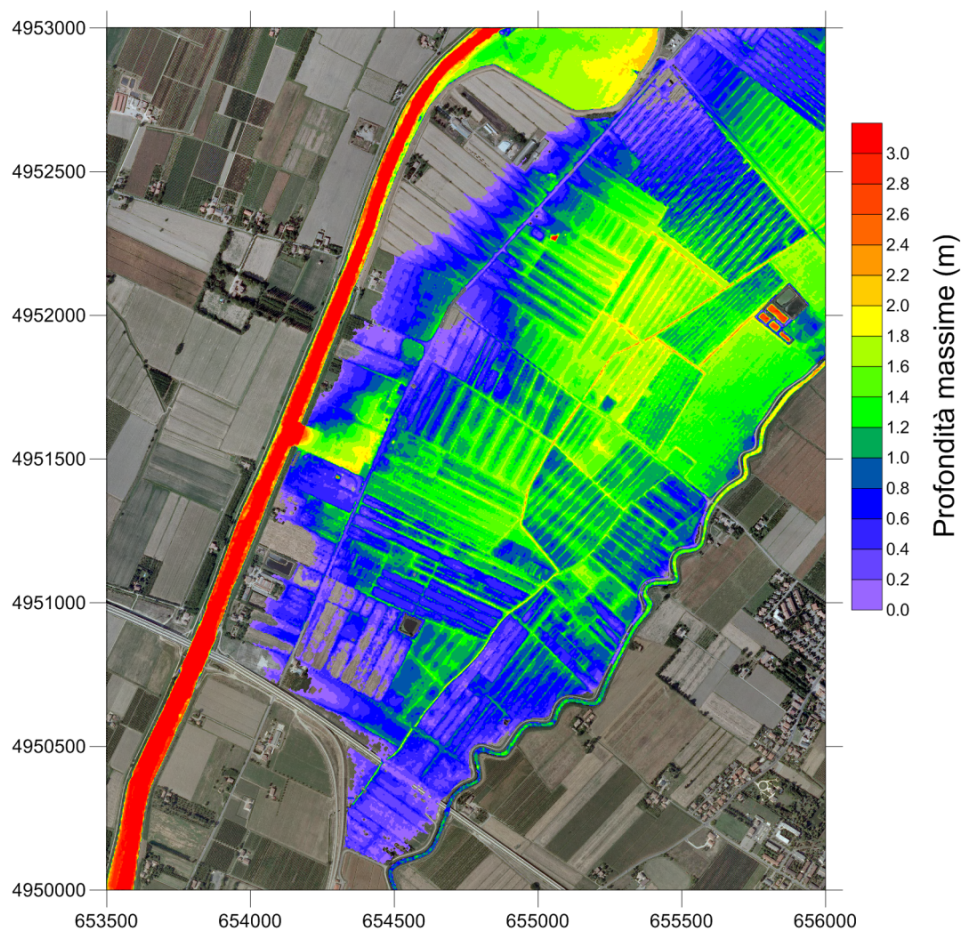


Figura 57 - Dettaglio dell'area allagata e delle profondità idriche massime ottenute dalla simulazione 2D nella zona prossima alla rotta.

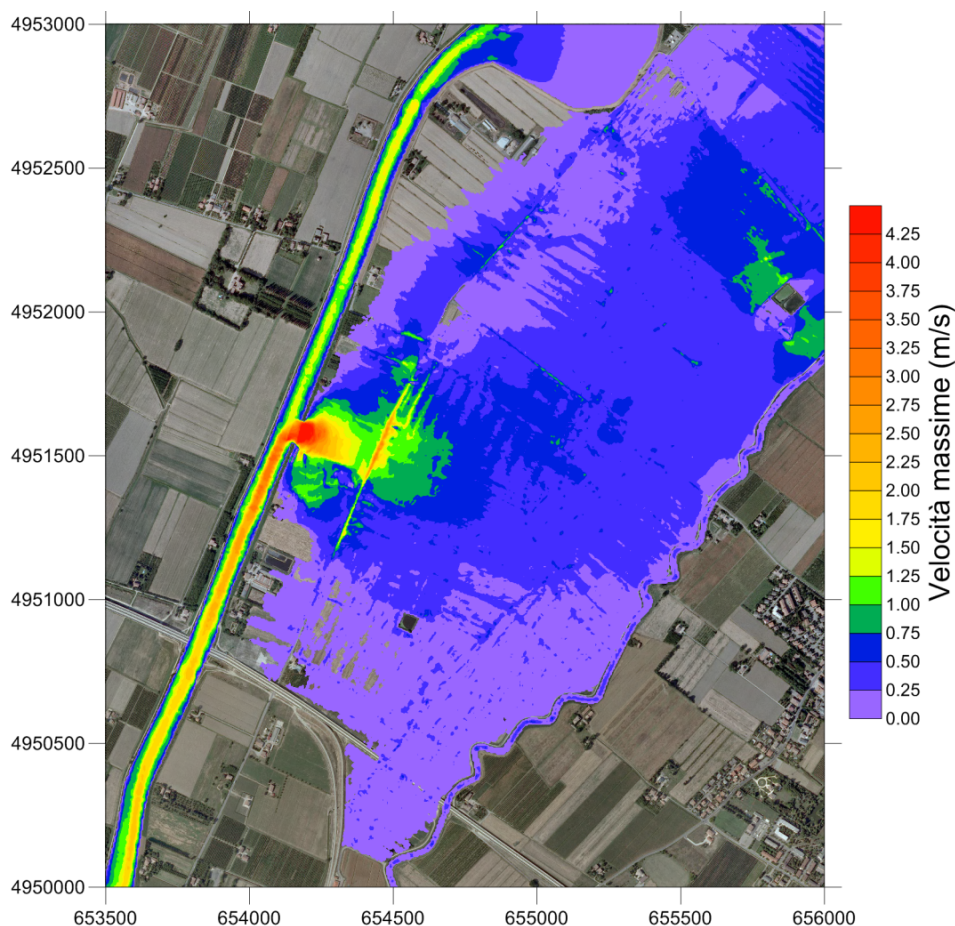


Figura 58 - Dettaglio dei moduli delle velocità idriche massime ottenuti dalla simulazione 2D nella zona prossima alla rotta.



Figura 59 - Sormonto della strada Canaletto in prossimità della rotta.

La Figura 62 riporta l'onda di piena uscente dalla breccia ottenuta dalla simulazione 2D. Per confronto, nella figura è riportato anche l'andamento ottenuto con il modello 1D (modello 3). Complessivamente, a parte qualche apprezzabile differenza nella fase crescente, le due onde sono molto simili in termini di andamento temporale, portate al colmo e volumi. Il volume complessivo uscito dall'alveo è infatti pari a $38.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Di questi, $17.1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ sono proseguiti a valle di Bastiglia, rimanendo a ovest dell'argine sinistro del canale Naviglio, e sono stati smaltiti nei giorni successivi dalla Centrale di Santa Bianca, che ha sollevato complessivamente un volume stimato in $18 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. I rimanenti $21.6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ hanno invece allagato la zona compresa tra l'argine destro del canale Naviglio e l'argine sinistro del fiume Panaro. Il loro smaltimento, avvenuto attraverso il canale Naviglio e, in definitiva, attraverso l'immissione nel fiume Panaro, è stato accelerato realizzando, a partire dal giorno 23 gennaio, numerosi tagli negli argini dei canali Argine e Minutara, oltre che del Naviglio stesso a Bomporto.

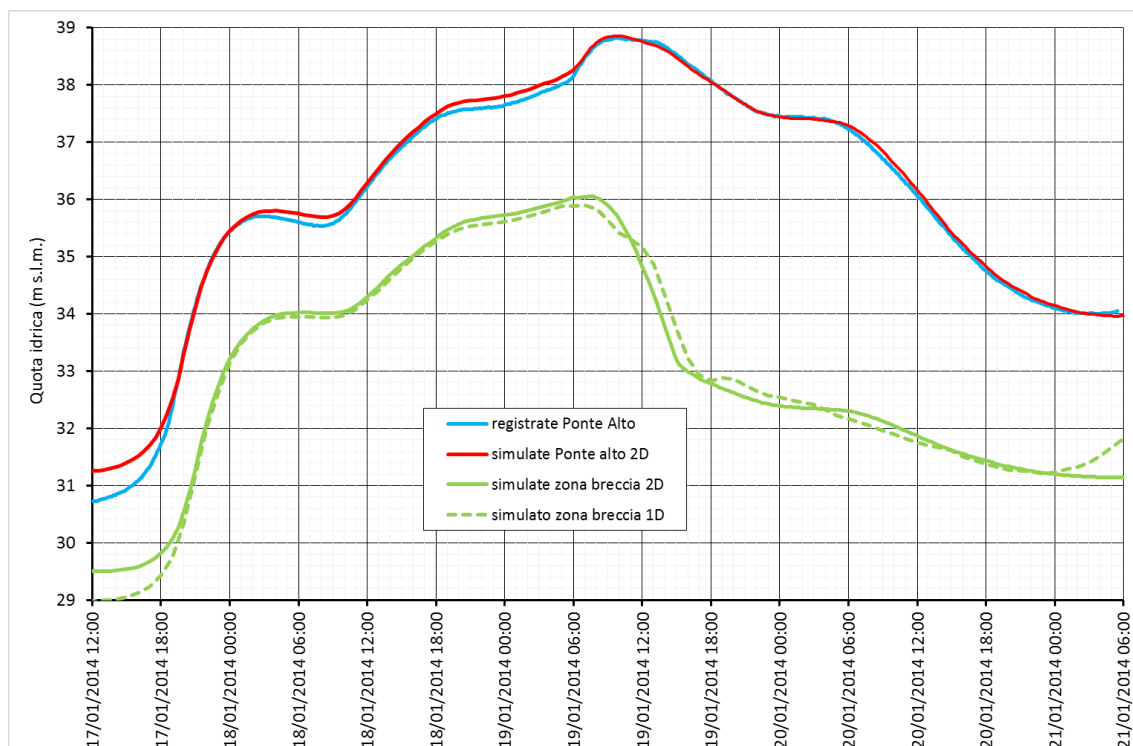


Figura 60 - Quote idriche osservate e simulate a Ponte Alto a e quote idriche simulate nella zona di rotta mediante il modello 2D. Sono riportate anche, per confronto, le quote idriche ottenute nella sezione della rotta con il modello 1D (modello 3).

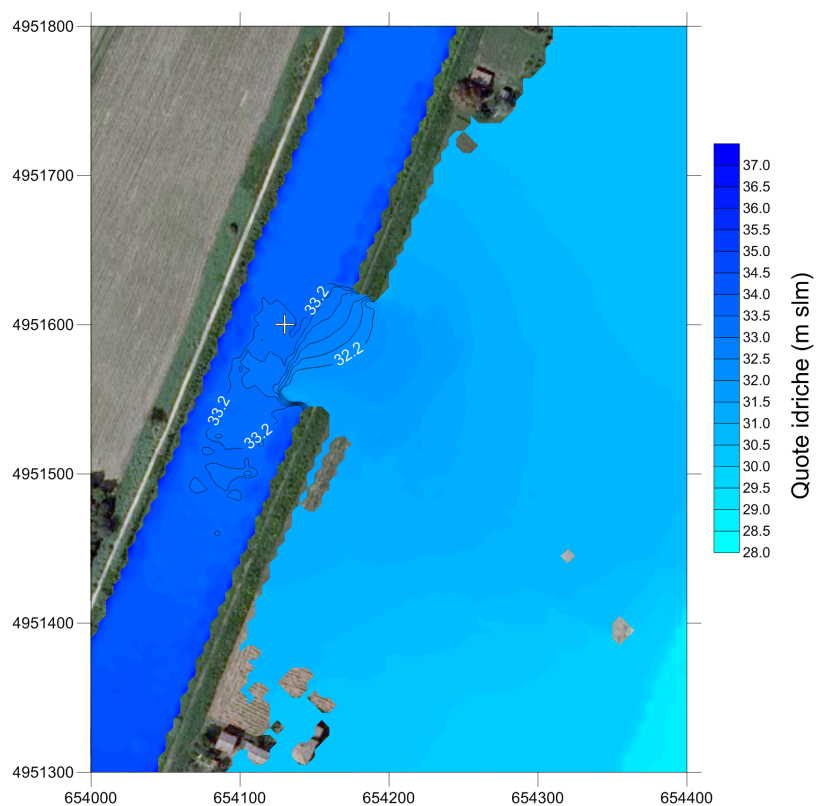


Figura 61 - Quote idriche simulate nella zona della rotta alle ore 15:00 del 19/01/2014 con il modello 2D e punto prescelto per il confronto riportato nella Figura 60.

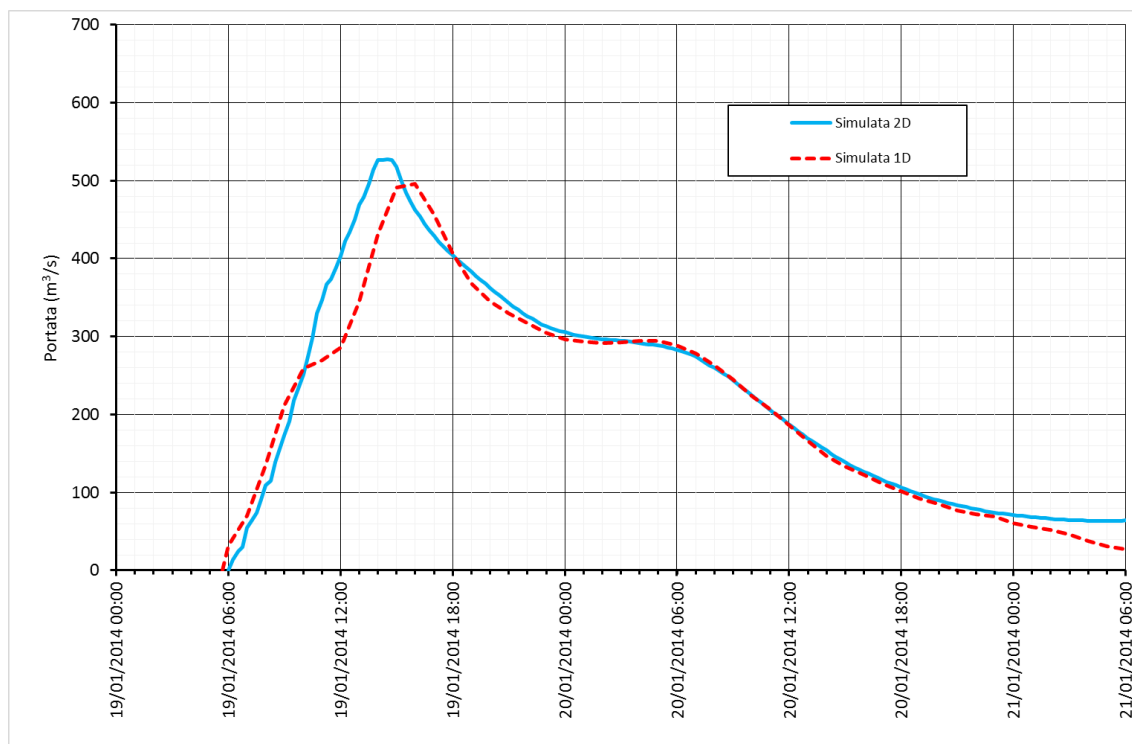


Figura 62 - Portate simulate in uscita dalla breccia mediante il modello 2D. Sono riportate anche, per confronto, le medesime portate ottenute con il modello 1D (modello 3).

3.3.5 Sintesi dei risultati delle modellazioni idrauliche

Dai risultati delle modellazioni idrauliche riportate nei paragrafi precedenti si può quindi concludere che:

- la quota idrica stimata, in corrispondenza della zona di rotta, ha raggiunto, alle ore 6:00 del 19 gennaio 2014, valori compresi tra 35.78 e 36.04 m s.l.m.. Assunta, in base al DEM, la quota del coronamento arginale circa pari a 37.30 m s.l.m., il franco disponibile non è mai sceso quindi al di sotto di 1.26 m. Ciò porta ad escludere a priori qualsiasi ipotesi di rotta per sormonto, se non dopo un abbassamento cospicuo della quota di coronamento generata da altre cause;
- il volume idrico stimato che dalla rotta si è riversato nelle campagne circostanti, provocando tra l'altro l'allagamento dei centri di Bastiglia e di Bomporto, è compreso tra 36.3×10^6 e 38.7×10^6 m³.

3.4 Testimonianze oculari

Sono state raccolte – in modo indipendente tra loro – due testimonianze oculari fornite dal Signor Giovanni Russo, abitante in Strada Nazionale Canaletto 917, e dal Signor Alfredo Baraldi, titolare dello Stabilimento avente sede in Strada Nazionale Canaletto 911.

Il Signor Giovanni Russo – ascoltato dal Prof. Stefano Orlandini il giorno 15/02/2014 – ha riportato di essere stato tra i primi ad accorgersi della fuoriuscita di acqua dal fiume Secchia. Verso le 6:30 è uscito di casa sentendo abbaiare i cani ed ha notato una lama d'acqua nel cortile dietro la sua abitazione sita in Via Canaletto 917. Ha inoltre udito il rumore della corrente idrica che sormontava l'argine del fiume Secchia. Ha allora osservato che la corrente idrica fuoriusciva da un'apertura posta a una quota leggermente inferiore a quella della sommità dell'argine integro, scivolando lungo il paramento a lato campagna. Alle 7:00 circa, l'acqua usciva con forza da una breccia. Il Signor Russo stima una larghezza della breccia circa pari a 2 metri e una distanza della lama d'acqua dalla sommità degli argini integri circa pari a 1 metro. Alle 7:15 circa, l'acqua aveva raggiunto la Strada Nazionale Canaletto in corrispondenza del numero civico 917. Alle 8:30 circa, la breccia – secondo quanto stima il Signor Giovanni Russo – aveva assunto una lunghezza di circa 6 metri e l'acqua usciva con forza dalla breccia

scivolando sulla parte della schiena ancora intatta. Alle ore 9:00 circa, la schiena dell'argine appariva interamente aperta per effetto dell'erosione della corrente in uscita.

Il Signor Alfredo Baraldi – ascoltato dal Prof. Luigi D'Alpaos e dal Dott. Luca Martelli il giorno 31/03/2014 – ha riportato la seguente testimonianza: “verso le 5:30 – 6:00, svegliatomi, ho visto buona parte dell'area circostante il mio stabilimento allagata. L'acqua proveniva dal Secchia, sull'argine destro del quale era ben evidente in sommità una breccia che avrà avuto una larghezza di 3–4 metri. La quota superficiale dell'acqua rispetto alla sommità arginale poteva essere inferiore di 1–1.5 metri. Nel tempo la breccia si andava vistosamente allargando. Contemporaneamente sembrava aumentare anche il tirante dell'acqua. Alle 8:30 circa siamo stati allontanati dalle Autorità Competenti, poiché si temeva un cedimento dell'argine ben più preoccupante.”

Appare rilevante notare come entrambe le testimonianze concordino sul fatto che il fenomeno di formazione della breccia arginale è partito dall'alto, sviluppandosi gradualmente verso il basso per effetto dell'erosione prodotta dalla corrente in uscita. Tali testimonianze sono inoltre supportate – seppure in modo qualitativo – dalle riprese effettuate dal Dott. Fabio Seghedoni abitante in Strada Nazionale Canaletto 935/1.

Si tratta di un elemento importante ai fini dell'indagine descritta nella presente relazione. Tali testimonianze portano a escludere un meccanismo di collasso per sifonamento al piede dell'argine, mentre sono invece del tutto consistenti con i processi di innesco per effetto di erosione interna o instabilità della struttura, descritti in seguito.

3.5 Documentazione fotografica

3.5.1 Foto aeree rilevate

Sono state acquisite foto aeree a elevata risoluzione (dimensione del pixel pari a 10 cm) dalla Società Blom CGR S.p.A. (Sede di Parma) per il tratto arginale interessato dal collasso. Tali fotografie riportano segni evidenti di alterazioni del petto e della schiena dell'argine. Anche in relazione a diverse testimonianze raccolte, si ritiene che le alterazioni (buchi e riporti) siano dovute ad un articolato sistema di tane di animali selvatici. Al riguardo, è stata segnalata la presenza di volpi e di altri animali selvatici nel tratto fluviale in questione. In aggiunta, il giorno 24-02-2014 è stata osservata nel tratto arginale prossimo a quello del collasso l'orma dell'animale selvatico riportata nella Figura 67. Una fotografia aerea con le evidenze di tane di animali è riportata nella Figura 63. Dalla stessa Società Blom CGR è stato inoltre acquisito un software che permette l'analisi metrica delle immagini aeree d'interesse. Tale software ha permesso di riprodurre la relazione geometrica tra la posizione dei fori d'ingresso/uscita delle tane osservate e lo sviluppo della breccia, documentato da fotografie come riportato in seguito.



Figura 63 - Ricostruzione della relazione geometrica tra la posizione delle aperture delle tane degli animali selvatici – così come apparivano nelle foto aeree del 29-03-2012 – e lo sviluppo della breccia arginale alle ore 10:11 (Figura 64) e 12:22 del giorno 19-01-2014 (Figura 65).

3.5.2 Fotografie della breccia nell'argine del fiume Secchia presso San Matteo

Tra le numerose fotografie disponibili, alcune sono risultate particolarmente utili al fine di ricostruire la configurazione della breccia arginale nelle ore immediatamente seguenti la sua formazione. Nella Figura 64 è riportata la fotografia scattata dal Dott. Fabio Seghedoni alle ore 10:11 del giorno 19-01-2014, immediatamente dopo essere stato prelevato dalla sua abitazione da parte dell'elicottero dei soccorsi.



Figura 64 - Fotografia della breccia arginale presa dal Dott. Fabio Seghedoni alle ore 10:11 del 19-01-2014.

Nella Figura 65 è riportata la fotografia scattata dall'Ing. Stefano Baldini alle ore 12:22 del 19-01-2014, durante una ricognizione su elicottero.

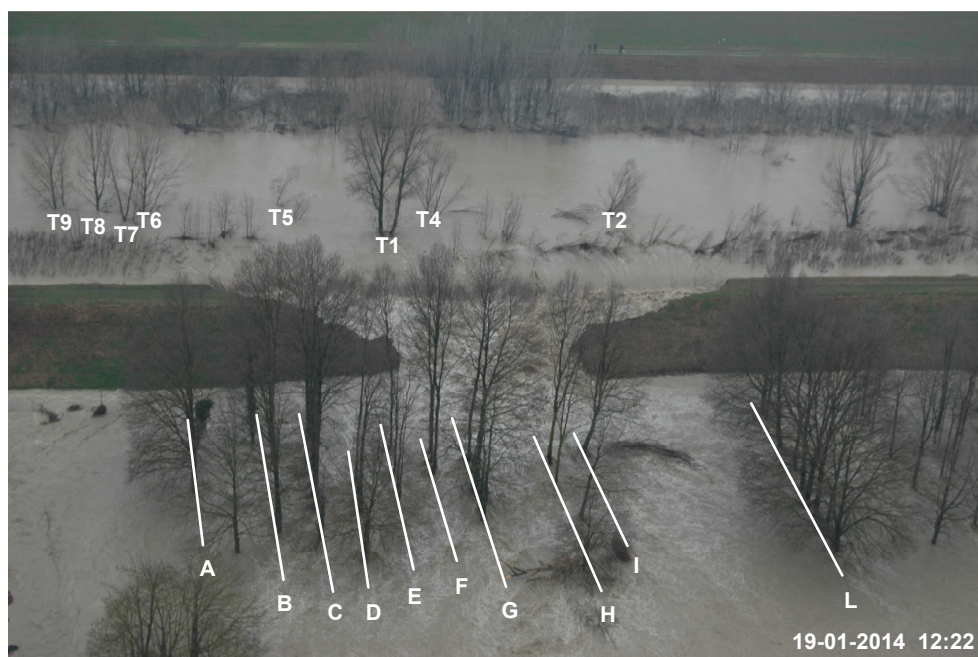


Figura 65 - Fotografia della breccia arginale presa dall'Ing. Stefano Baldini alle ore 12:22 del 19-01-2014.

3.5.3 Fotografie del collasso dell'argine destro del fiume Panaro presso Via Tronco

Nel pomeriggio del giorno 19-01-2014 è stato documentato un evento di collasso dell'argine destro del fiume Panaro, presso Via Tronco. Tale collasso è stato riparato grazie al tempestivo intervento di un gruppo di tecnici e volontari che comprendono parte del Gruppo Comunale di Protezione Civile del Comune di Castelfranco Emilia diretto dal Sindaco in Carica, alcuni Tecnici di AIPO, e la Cooperativa Edilterrazzeri di Modena con mezzi meccanici e uomini. Tra questi il Signor Daniele Carretti, che è anche Coadiutore alla Polizia Provinciale – Ufficio Faunistico – e il Signor Giovanni Molinari. Nella Figura 66a è riportato il quadro d'insieme ripreso da valle. Tale tratto di argine era monitorato con particolare attenzione in quanto era stato interessato da tane di animali selvatici quali, in particolare, l'istrice, che erano state osservate e chiuse in passato. Nella Figura 66a, ripresa alle ore 16:01, si può intravedere il livello idrico del Panaro (in alto a destra nell'immagine), la lama di acqua torbida che invade la campagna ai piedi della schiena dell'argine nella parte sinistra della foto e il fenomeno di erosione interna, responsabile di tale allagamento. Nella Figura 66b è riportato l'ingrandimento dell'immagine del fenomeno di erosione interna. Nella Figura 66c è riportata la fotografia, ripresa alle ore 19:48, del collasso della sommità arginale per effetto dell'erosione interna sottostante. Il collasso ha prodotto un ribassamento locale della sommità di circa 3 m. Il terreno collassato sarebbe stato interessato da fenomeni di filtrazione ed erosione se non fosse stato tempestivamente compattato utilizzando una ruspa intervenuta sul posto.



Figura 66 - Documentazione fotografica del fenomeno di erosione interna osservato il giorno 19-01-2014 nell'argine destro del fiume Panaro presso Via Tronco. (a) Tratto arginale interessato dal fenomeno. (b) Dettaglio del fenomeno di erosione interna. (c) Collasso della parte sommitale dell'argine per effetto dell'erosione interna sottostante.

3.5.4 Evidenze della presenza attiva di animali selvatici

Su richiesta della Commissione, AIPo ha fornito documentazione dei numerosi interventi di ripristino di tane di animali selvatici, effettuati negli ultimi anni sugli argini dei fiumi Secchia e Panaro, anche nella zona di interesse.

Inoltre, durante la campagna di rilievo topografico eseguita dalla Commissione lungo il fiume Secchia il giorno 24-02-2014 (Figura 13), è stata osservata sull'argine destro, immediatamente a valle del tratto riparato, l'orma riportata nella Figura 67. Secondo il parere di esperti di animali selvatici consultati nel corso dell'indagine, si tratterebbe di un'orma di tasso o, meno verosimilmente, di un istrice. Tale

evidenza appare importante poiché conferma la presenza di animali selvatici con spiccata capacità fossoria lungo il tratto arginale collassato il giorno 19-01-2014.

A ulteriore conferma della presenza attiva di animali selvatici nel tratto di interesse, si riporta in Figura 68 una foto scattata durante uno dei sopralluoghi eseguiti dalla Commissione, in data 19-02-2014, in cui è evidente il foro di ingresso di una tana di animale selvatico, del diametro di una ventina di centimetri, scavata nel tratto di argine poco a valle della rotta, che, in base alle evidenze del sopralluogo, risulta successiva agli interventi di ripristino.



Figura 67 – Orma di animale selvatico (tasso o, meno verosimilmente, istrice) osservata sul terreno prossimo al cantiere il giorno 24-02-2014.



Figura 68 – Tana di animale selvatico osservata, immediatamente a valle della tratto collassato, durante il sopralluogo del giorno 19-02-2014.

3.6 Analisi delle fotografie aeree

Le fotografie aeree a elevata risoluzione fornite da Blom CGR sono state utilizzate per determinare lo stato dell'argine prima del collasso. Nelle fotografie rilevate nella primavera 2010 è già identificabile un sistema di tane di animali selvatici (Figura 69). Nelle fotografie rilevate nel marzo 2012 il sistema di tane appare decisamente più sviluppato (Figura 63). Si possono osservare fori di accesso alle tane sul petto dell'argine (superficie esposta al lato del fiume) ed anche sulla schiena dell'argine (superficie esposta al lato della campagna). La posizione di tali fori è stata determinata utilizzando il software fornito da Blom CGR. Al fine di ottenere la massima precisione delle quote altimetriche dei fori, le informazioni planimetriche dedotte dalle fotografie aeree sono state combinate con quelle fornite da un modello digitale del terreno a elevata risoluzione (1 m) basato su un rilievo LiDAR effettuato nel 2008. La ricostruzione della posizione planimetrica dei fori è rappresentata nella Figura 70. Tale ricostruzione è basata sulle osservazioni acquisite nella primavera 2012, che sono le più recenti disponibili.

Le evidenze raccolte mostrano, da un lato, come le tane degli animali selvatici si siano notevolmente sviluppate dal 2010 (Figura 69) al 2012 (Figura 63), dall'altro come siano ancora oggi presenti animali selvatici con spiccate capacità fossorie (Figura 67 e Figura 68). Si può pertanto supporre che le tane presenti nel tratto di argine collassato potessero essere al momento del collasso (gennaio 2014) ancora più sviluppate, rispetto a quanto osservabile nelle fotografie della primavera 2012.

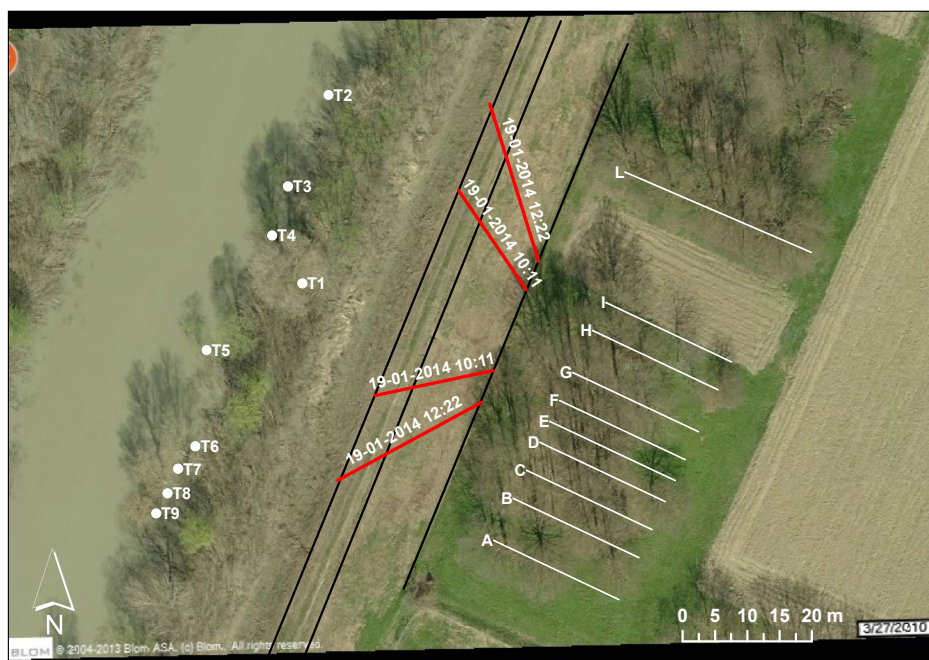


Figura 69 – Stato dell'argine rilevato il giorno 27-03-2010.



Figura 70 - Ricostruzione della posizione planimetrica ed altimetrica delle aperture sull'argine dovute alle tane degli animali selvatici.

Combinando le informazioni fornite dalle fotografie della breccia (Figura 64 e Figura 65) e quelle fornite dalle foto aeree (Figura 63) è stato possibile determinare con precisione la relazione geometrica tra le tane degli animali selvatici osservate e i limiti della breccia. Nella Figura 71, sono riportate le quote del foro osservato lato fiume (36.3 m s.l.m.) e dei tre fori lato campagna (37.1, 35.1 e 34.8 m s.l.m.) assieme alle quote idriche stimate dai diversi modelli matematici alle ore 6:00 del giorno 19-01-2014. Tenuto conto delle inevitabili incertezze sia dei metodi di analisi dei dati topografici sia di quelle dei modelli idraulici, si ritiene che la quota del foro lato fiume possa essere stata raggiunta dai livelli di piena nelle ore prossime al collasso.

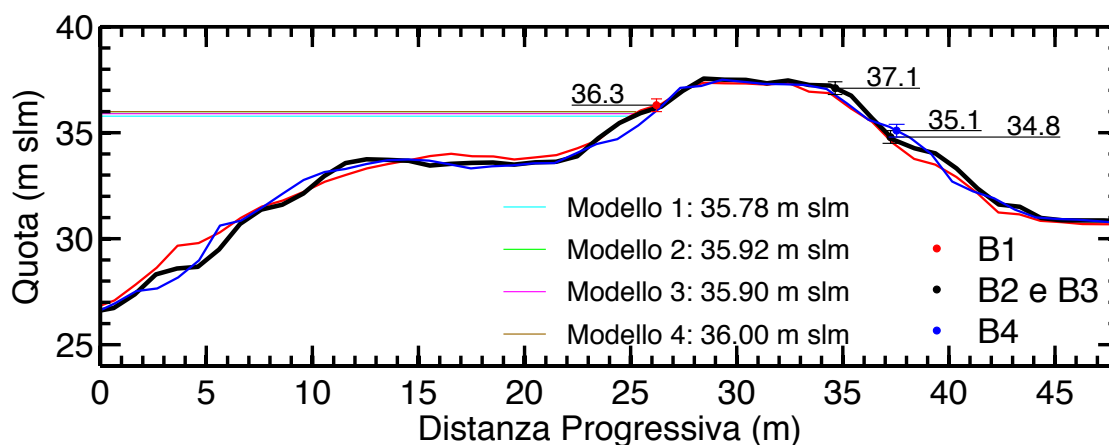


Figura 71 - Ricostruzione della posizione altimetrica delle aperture sull'argine dovute alle tane degli animali selvatici.

4 Inquadramento geologico dell'area di studio

La morfologia di questo settore di pianura è il risultato delle attività deposizionali ed erosive dei fiumi Secchia e Panaro, affluenti di destra del Po, che drenano ampie aree dell'Appennino emiliano. Il suo assetto geologico è noto soprattutto grazie all'interpretazione di linee sismiche e pozzi realizzati per la ricerca d'idrocarburi. I dati disponibili per questo sito derivano soprattutto dai pozzi Albareto 1 e 2, ubicati poco a Sud dell'area d'interesse (Figura 72). Nella Figura 73 è rappresentata una sezione che illustra l'assetto tettonico della pianura modenese.

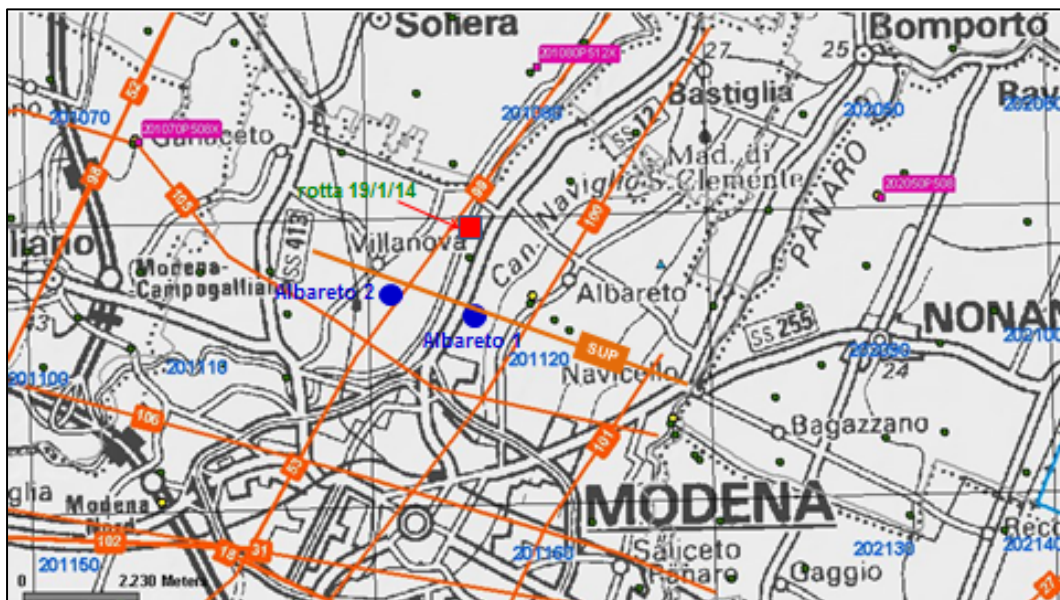


Figura 72 - Ubicazione delle sezioni disponibili nel sito web del Servizio Geologico Regionale e dei pozzi Albareto 1 e 2.

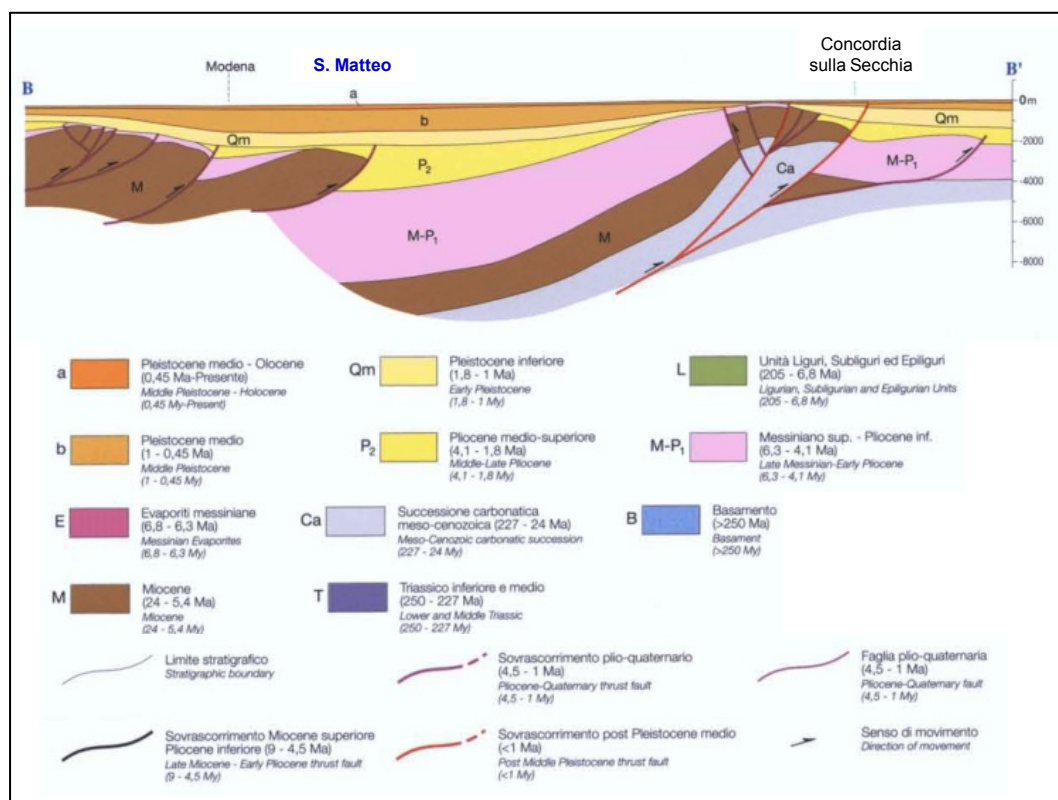


Figura 73 - Sezione geologica profonda attraverso la pianura modenese (da Boccaletti e Martelli, 2004).

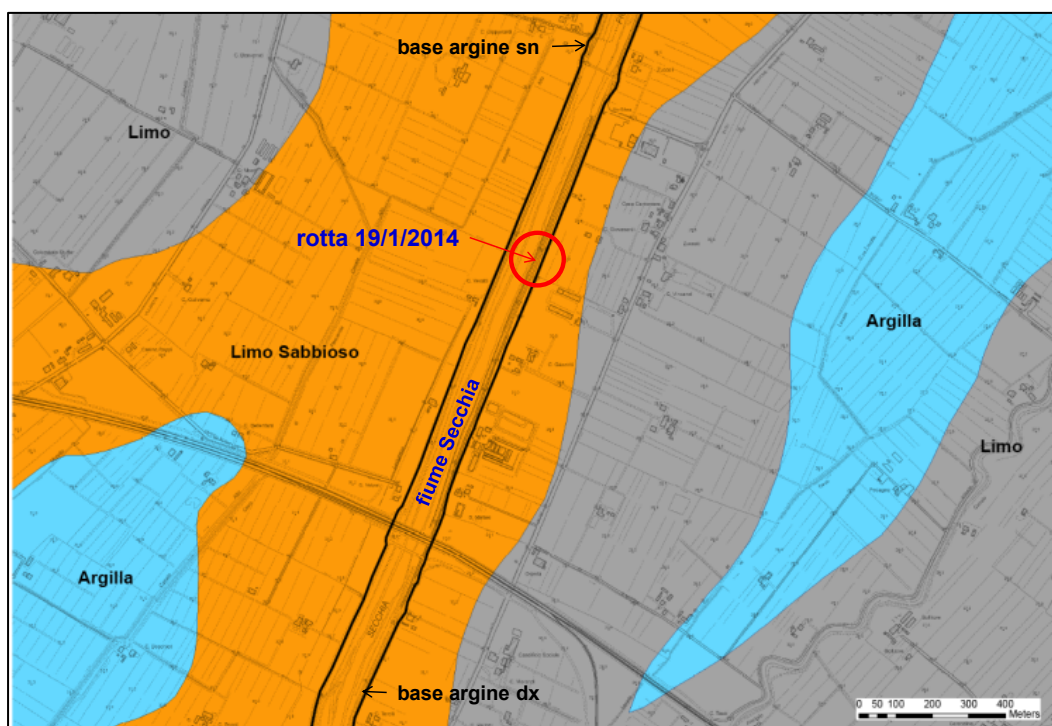


Figura 74 - Carta geologica di superficie (da Foglio CARG n. 201 Modena, ISPRA, 2009).

La cartografia geologica oggi disponibile, realizzata alla scala 1:25.000, deriva soprattutto dagli studi realizzati dall'Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia e dal Servizio Geologico regionale per la redazione dei fogli del progetto CARG (Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000); tale cartografia è disponibile nel sito web

https://applicazioni.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia

La frazione di San Matteo ricade nella parte orientale del foglio CARG n. 201 "Modena" (ISPRA, 2009). Nella Figura 74 è rappresentata una sintesi cartografica, alla scala 1:10.000, della geologia di superficie. Nel sito web

<http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/cartografia/webgis-banchedati/sezioni-geologiche-prove-geognostiche-pianura>

sono invece disponibili le sezioni realizzate, a diverse scale, per il progetto CARG, per lo studio sulle riserve idriche sotterranee (Regione Emilia-Romagna, ENI - Agip, 1998) e per il progetto di bonifica del distretto ceramico Modena-Reggio (Figura 72). Nella Figura 75 sono rappresentate le 2 sezioni più significative.

In sintesi, il sottosuolo degli argini di questo settore è costituito da almeno 400 m di depositi alluvionali di età compresa tra 700.000 anni e il presente (Figura 75a). Il substrato di questa successione alluvionale è costituito da sedimenti prevalentemente sabbiosi di transizione marino-continentale riferibili alle formazioni delle Sabbie di Imola, di età compresa tra 1.000.000 e 700.000 anni. Il tetto dei sedimenti francamente marini (Qm in Figura 73) è ad una profondità di oltre 1000 m. La successione alluvionale è costituita da un'alternanza di orizzonti prevalentemente sabbiosi e argilloso-limosi, riferibili a due unità stratigrafiche principali, corrispondenti ad altrettanti cicli sedimentari. L'unità stratigrafica inferiore è costituita dal Sintema Emiliano-Romagnolo inferiore (AEI), di età compresa tra 700.000 e 400.000 anni circa, che qui si colloca tra le profondità di circa 450 m e 300 m, mentre l'unità stratigrafica superiore è costituita dal Sintema Emiliano-Romagnolo superiore (AES) di età compresa tra 400.000 anni e il presente (Figura 75a). Nello specifico, la porzione di questa successione alluvionale, che può essere considerata il sottosuolo di fondazione dei rilevati arginali, vale a dire i primi 20-30 m dal piano di campagna, sono costituiti da terreni riferibili

al subsistema di Ravenna (AES8) di età olocenica (12.000 anni-presente), qui costituiti da alternanze di orizzonti sabbiosi, sabbie limose e limi sabbiosi, con intervalli prevalentemente argilloso-limosi (Figura 75b). In questo settore non sono presenti orizzonti grossolani, ghiaioso-sabbiosi, prossimi alla superficie.

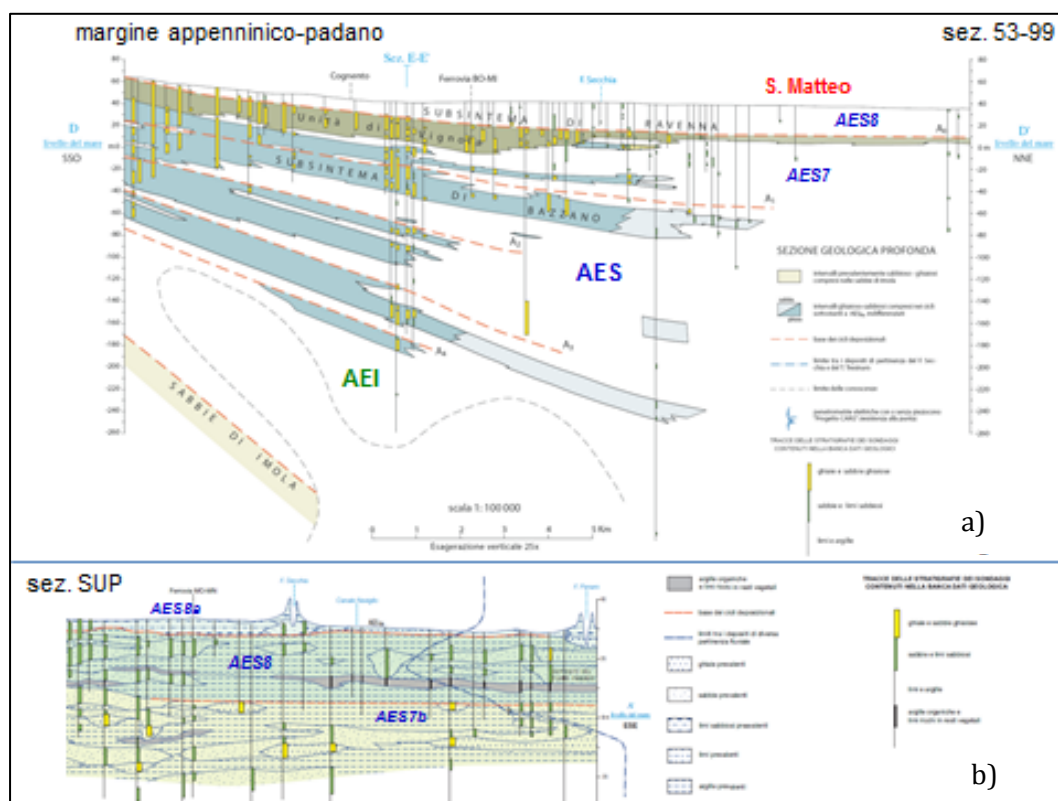


Figura 75 - Sezioni geologiche, da foglio CARG n. 201 Modena (ISPRA, 2009). Tracce delle sezioni in Figura 72. (a) sezione 53-99. (b) sezione SUP.

Al fine di determinare l'inquadramento geologico preliminare, necessario per la programmazione delle indagini di approfondimento, sono risultate preziose le prove geotecniche disponibili presso le banche dati di AIPo e del Servizio Geologico Regionale. Di particolare interesse, per la conoscenza della stratigrafia del substrato dei rilevati arginali, sono le sezioni che si ottengono correlando prove in sito, sondaggi a carotaggio continuo e prove penetrometriche statiche, disponibili nella banca dati del Servizio Geologico Regionale, gran parte delle quali realizzate per i progetti TAV e CARG (Figura 76, Figura 77 e Figura 78).

In particolare dalla sezione TAV si nota che il substrato del fiume Secchia, in questo tratto (parte centrale della Figura 78), è costituito da alternanze di limi sabbiosi, sabbie limose e argille limose fino a 10 m, localmente anche fino a 20 m, dal piano campagna che, sulla base dei dati disponibili, si può ipotizzare essere sede della falda freatica in contatto idraulico con il fiume Secchia. Al di sotto è presente un livello complessivamente più fine in cui predominano argille limose, che a tratti contengono livelli ricchi in sostanza organica. Tale livello fine è presente sino a 25-30 m dal piano campagna e rappresenta l'acquitrando che sostiene la suddetta falda freatica. Al di sotto, grossomodo per tutta la restante parte di sottosuolo rappresentato in sezione, è presente un livello complessivamente più grossolano, in cui sono ben rappresentati strati sabbiosi di spessore anche decametrico, sede di un acquifero confinato composito.

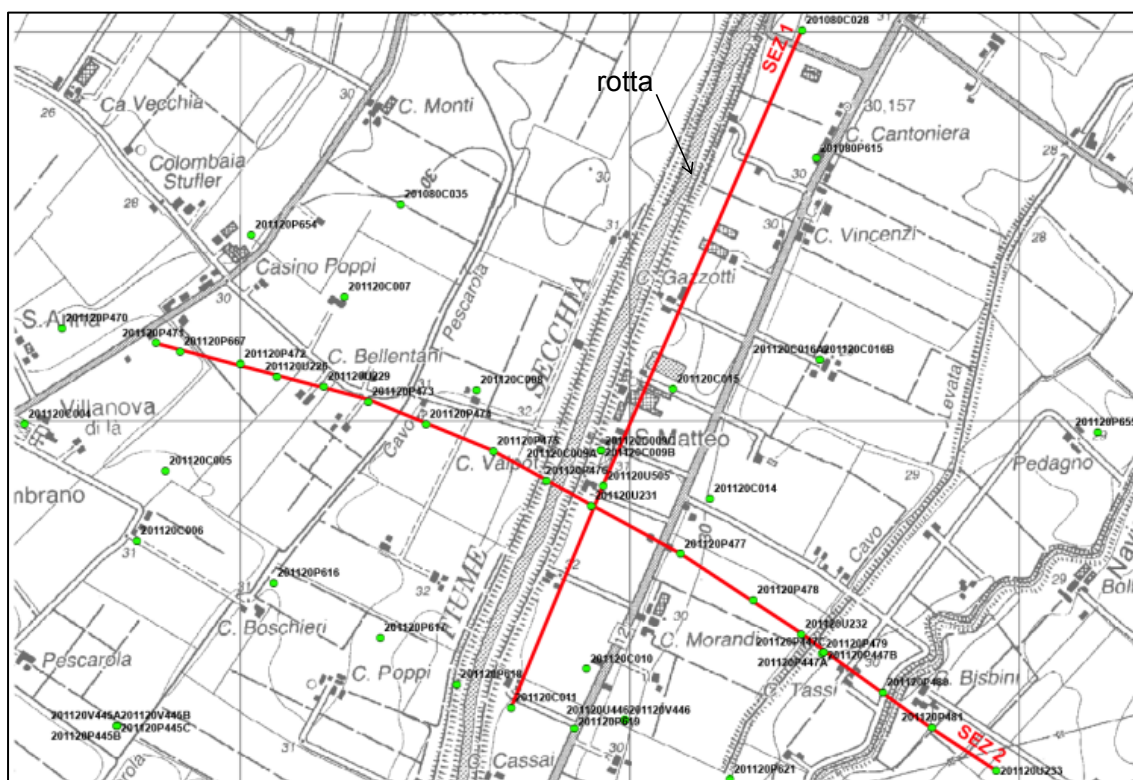


Figura 76 - Ubicazione delle prove disponibili nella banca dati del Servizio Geologico regionale, con indicazione delle tracce delle sezioni raffigurate nella Figura 77 e nella Figura 78.

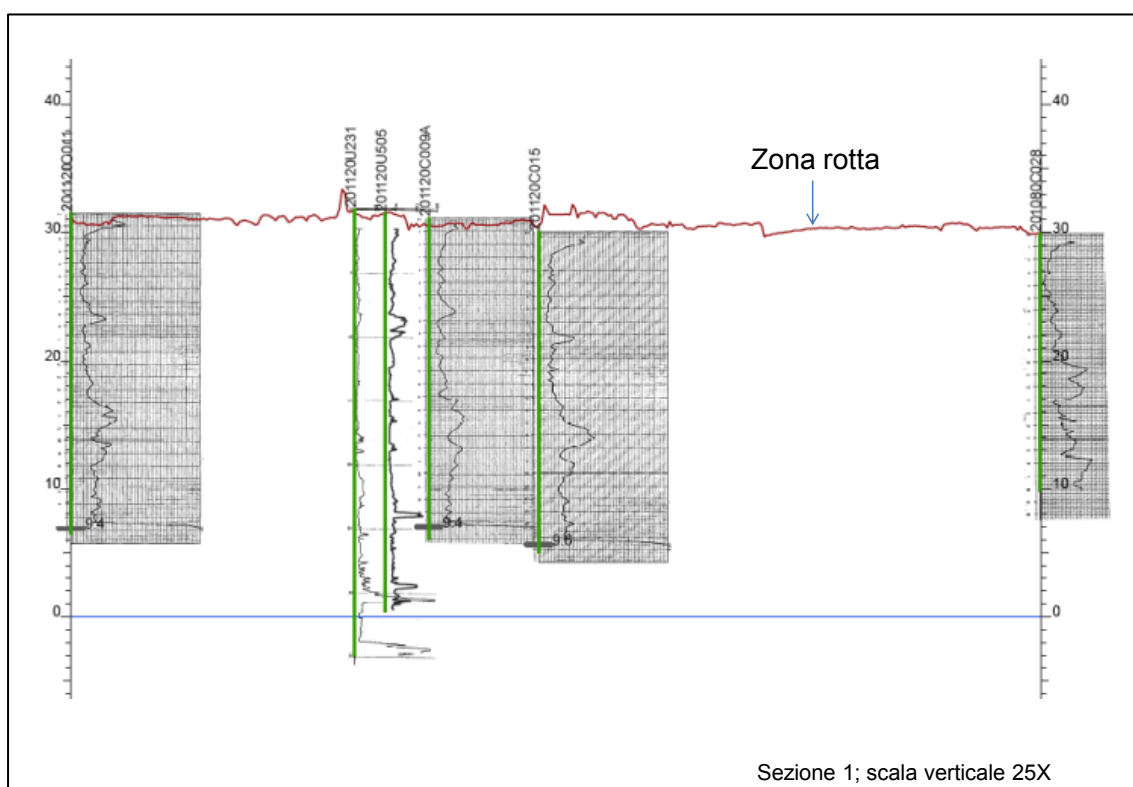


Figura 77 - Sezione alla base dell'argine destro, lato campagna (traccia in Figura 76).

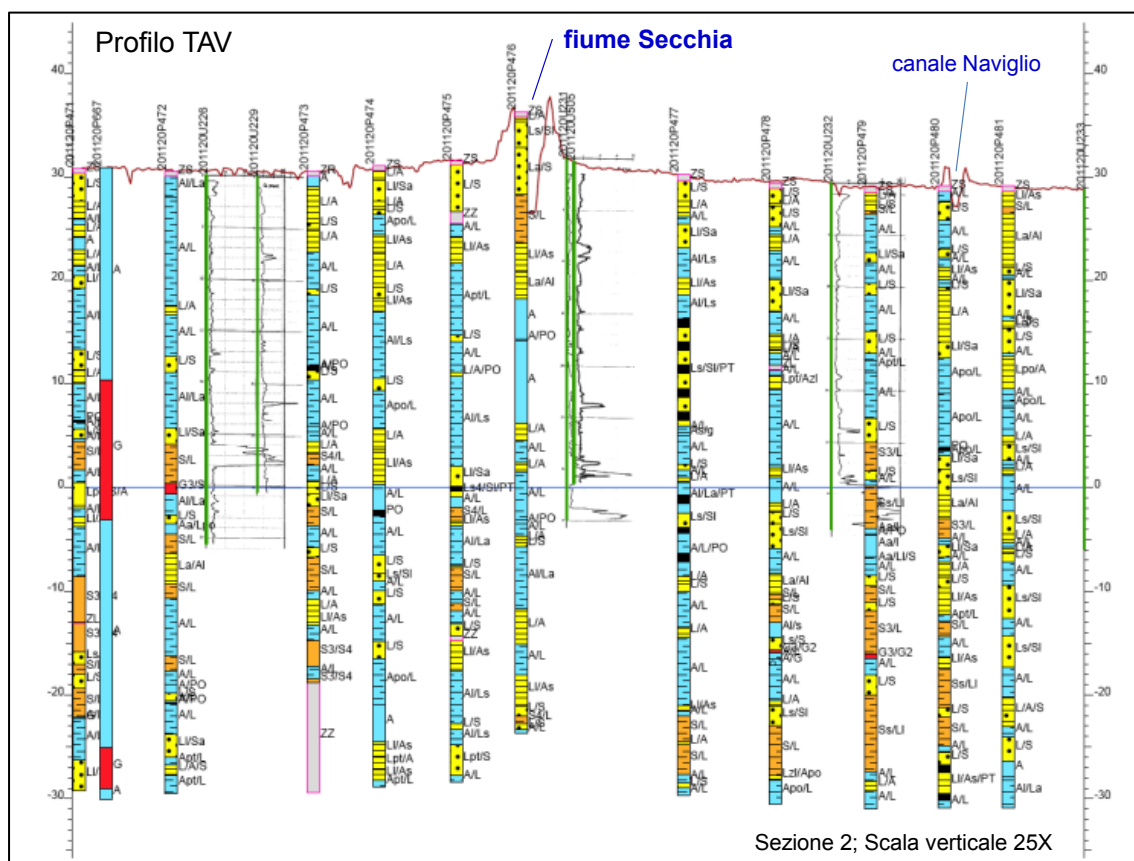


Figura 78 - Sezione lungo il tracciato della ferrovia TAV (traccia in Figura 76).

Sulla base delle conoscenze stratigrafiche di questa porzione della pianura emiliana (foglio CARG 201 Modena, ISPRA, 2009; cfr in particolare la sezione SUP della Figura 75b), il livello sommitale di alternanze limoso, sabbiose, argillose e il sottostante livello più argilloso è ascrivibile all'unità AES8 (sub Sintema di Ravenna) di età olocene o pleistocene sommitale, mentre la porzione più sabbiosa sottostante è appartenente all'unità AES7 (sub Sintema di Villa Verucchio) del Pleistocene superiore. Questa successione stratigrafica, data dal giustapporsi dei differenti ambienti tipici della pianura alluvionale (canale-argine, piana inondabile), rappresenta nel suo complesso la risposta sedimentaria del sistema alluvionale durante l'evoluzione paleo climatica degli ultimi 20.000–30.000 anni. Secondo gli Autori del foglio CARG 201 Modena (ISPRA, 2009; cfr in particolare la sezione SUP di Figura 75b) i sedimenti affioranti e la parte sommitale delle alternanze limoso-sabbiose e limoso-argillose del primo sottosuolo sono interpretabili come depositi di canale-argine di età post-romana in quanto sovrastanti resti archeologici del IV secolo d.C. (riferibili quindi all'unità di Modena, AES8a).

5 Indagini sperimentali eseguite e caratterizzazione dei terreni

5.1 Indagini in sito per la definizione delle proprietà geotecniche dei terreni costituenti il corpo dell'argine e dei terreni di fondazione

Allo scopo di determinare le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni costituenti l'argine e i terreni di fondazione dello stesso, è stata eseguita una campagna di indagini geotecniche in sito distribuite lungo tre sezioni (o transetti) trasversali al corpo arginale, ubicate in aree adiacenti alla zona della rotta e ritenute potenzialmente rappresentative dell'arginatura collassata (Figura 79). In particolare:

- il *transetto 1* è la sezione di indagine collocata in sponda destra, circa 900 metri a monte dalla zona di rotta;
- il *transetto 2* si trova in sponda sinistra, di fronte alla zona di rotta;
- il *transetto 3*, infine, individua una sezione immediatamente a valle della zona di rotta.

Il programma delle indagini in sito ha previsto l'esecuzione di 3 prove penetrometriche con piezocono (CPTU) ed un sondaggio a carotaggio continuo (S-CC) per ogni sezione, secondo lo schema riportato in Figura 80. Per ogni allineamento sono state effettuate una prova CPTU in corrispondenza del petto d'argine, una in corrispondenza della sommità e una lato campagna. Per le prove eseguite dalla sommità arginale la sonda penetrometrica è stata attrezzata con un modulo sismico per la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s (SCPTU).

I tre sondaggi a carotaggio continuo sono stati realizzati dalla sommità dell'argine e spinti fino alla profondità di 30 metri. La perforazione è stata eseguita con sonda ATLAS A66, carotiere semplice di diametro 101 mm (diametro carota 90 mm) e rivestimento di diametro 127 mm. Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati a profondità prestabilite dei campioni indisturbati di tipo Osterberg, sui quali sono state eseguite le prove geotecniche di laboratorio. Nel corso di uno dei sondaggi sono state eseguite due prove Lefranc in foro per la misura della permeabilità dei terreni. Al termine di ogni perforazione i fori di sondaggio sono stati attrezzati con tubi in pvc di diametro 2.5" per misure piezometriche in foro di tipo Casagrande, con cella di drenaggio posta tra 9.5 e 10.5 m di profondità dal piano di inizio prova. In corrispondenza del transetto 1 è stato anche realizzato un sondaggio a distruzione di nucleo (S-D) al livello del piano campagna, profondo 10.5 m per installazione di piezometro di tipo Casagrande, con cella di drenaggio posta tra 9.5 e 10.5 m di profondità.

Le prove penetrometriche CPTU e SCPTU, spinte fino a profondità variabile tra 14 e 25 m, sono state realizzate con penetrometri statici da 50-200-300 kN e un piezocono di tipo "memocone mk2" ENVI per la misura contemporanea e continua della resistenza alla punta q_t , della resistenza laterale f_s , della pressione interstiziale u e dell'inclinazione della sonda. Il piezocono è costituito da un corpo cilindrico in acciaio ad alto limite di snervamento, al cui interno sono alloggiato celle di carico estensimetriche per la misura della resistenza alla punta e dell'attrito laterale. Un pressostato con filtro in metallo sinterizzato, saturato con olio di silicone, consente la misura della pressione interstiziale u . La punta è dotata di un inclinometro biassiale per la determinazione della deviazione dalla verticale. Il modulo sismico utilizzato nel corso delle prove SCPTU eseguite dalla sommità arginale per la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio è montato alle spalle del piezocono ed è costituito da un geofono monoassiale in grado di misurare l'arrivo di onde di taglio generate da un dispositivo di energizzazione posto in superficie, collegato a un trigger in grado di rilevare l'istante di partenza dell'input sismico.

Le prove CPTU e SCPTU sono state eseguite in conformità alle normative standardizzate europee con velocità di avanzamento di 2 cm al secondo.

Nel corso delle prove penetrometriche realizzate dalla sommità arginale sono state eseguite, a profondità prefissate, delle prove di dissipazione della sovrappressione interstiziale indotta dalla penetrazione, finalizzate alla definizione della pressione a regime della falda. Nella Figura 81 sono riportate due immagini fotografiche delle diverse fasi di indagine in sito. In Tabella 5-1 sono riassunte le principali caratteristiche delle prove geotecniche in sito realizzate. Tutti i certificati di prova sono in possesso dell'Amministrazione Regionale.



Figura 79 - Ubicazione delle sezioni (transetti) indagate.

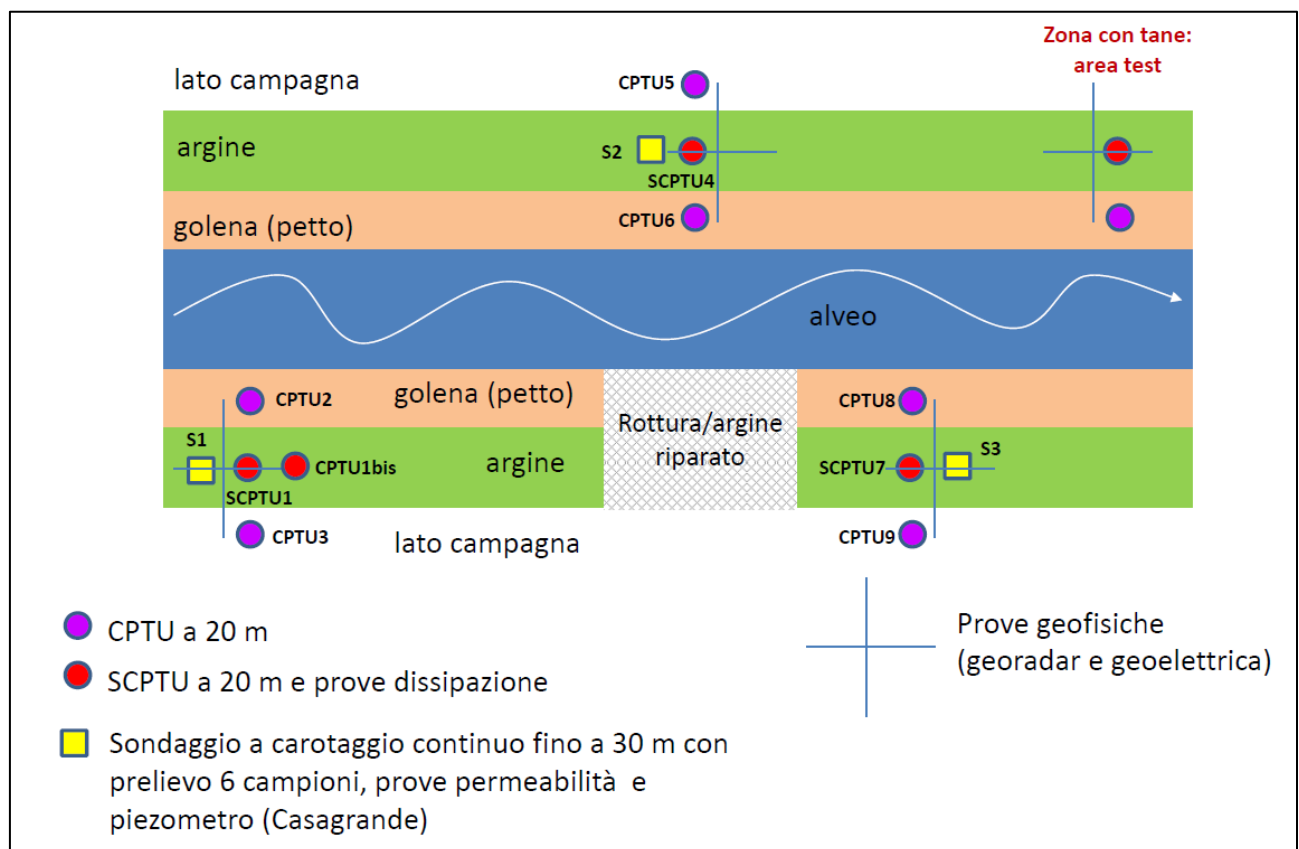


Figura 80 - Posizione delle indagini geotecniche



a)



b)

Figura 81 - Fase di esecuzione a) del sondaggio geotecnico dalla sommità dell'argine sinistro; b) delle prove penetrometriche dal petto dell'argine.

Tabella 5-1. Indagini geotecniche realizzate in sito.

prova	trasetto	sponda	$z_{\max}$ (m)	petto	argine	p.c.	numero C.I.	numero dissipazioni	numero Lefranc	piezometro
S1 (CC)	1	destra	30		x		6			x
S1bis (D)			10.5							x
SCPTU1			26		x					
CPTU1bis			20		x			5		
CPTU2			20							
CPTU3			20	x		x				
S2 (CC)	2	sinistra	30		x		6			x
SCPTU4			20		x			4		
CPTU5			20			x				
CPTU6			14	x						
S3 (CC)	3	destra	30		x		6		2	x
SCPTU7			20		x			5		
CPTU8			14	x						
CPTU8bis			11	x						
CPTU9			20			x				

$z_{\max}$ = massima profondità indagata

5.2 Prove di laboratorio per la definizione delle caratteristiche granulometriche e delle proprietà geotecniche dei terreni arginali e di fondazione

Sui campioni indisturbati prelevati durante i sondaggi geognostici sono state eseguite prove di laboratorio di caratterizzazione, finalizzate all'individuazione delle caratteristiche granulometriche e mineralogiche dei terreni, e prove meccaniche statiche per la definizione dei parametri di resistenza al taglio e deformabilità degli stessi. Le prove complessivamente realizzate sono elencate in Tabella 5-2. Tutte le prove sono state condotte secondo procedure tecniche conformi alle norme ASTM. I certificati di prova sono in possesso dell'Amministrazione Regionale.

Tabella 5-2. Prove geotecniche di laboratorio su campioni indisturbati: numero e tipologia.

Sondaggio	Campione	da m	a m	Gr set aer	CaCO ₃	SO	γ	w	Gs	LL- LP	Edo	TxCIU (terne)	TxCID (terne)	DS (terne)	Permeabilità carico costante	Permeabilità carico variabile
S1	CIA	1.7	2.2	1	1	1	1	1	1	1			1	1	1	
	CIB	3	3.5	1			1	1	1	1	1		1	1	1	
	CIC	4.5	5	1			1	1	1	1	1		1			
	CID	6	6.5	1			1	1		1				1		
	CIE	12	12.5	1	1		1	1	1	1	1					
	CIF	15	15.5	1		1	1	1		1						
S2	CIA	1.7	2.2	1			1	1		1				1		
	CIB	3	3.5	1			1	1	1	1	1		1		1	
	CIC	4.5	5	1			1	1	1	1	1	1		1	1	
	CID	6	6.5	1	1	1	1	1	1	1	1			1		1
	CIE	11	11.5	1	1	1		1		1		1				
	CIF	15	15.5	1			1	1		1						
S3	CIA	1.7	2.2	1		1	1	1		1				1		
	CIB	3.5	4	1	1			1	1	1	1	1			1	
	CIC	5	5.5	1		1	1	1		1		1		1	1	1
	CID	6.5	6.7	1			1	1		1				1		
	CIE	11	11.5	1				1	1	1	1	1				
	CIF	14	14.5								1					1

Gr = analisi granulometrica per setacciatura e aerometria

CaCO₃ = determinazione del contenuto di carbonato di calcio

SO determinazione del contenuto di sostanze organiche

γ = misura del peso dell'unità di volume

w = misura del contenuto d'acqua naturale

Gs = misura del peso specifico dei grani

LL-LP = misura del limite liquido/plastico

Edo = prova edometrica

TxCIU = prova triassiale, consolidazione isotropa, rottura non drenata

TxCID = prova triassiale, consolidazione isotropa, rottura drenata

DS = prova di taglio diretto

5.3 Prove di laboratorio per la determinazione delle proprietà idrauliche dei terreni arginali

Nel corso dell'attività svolta, è stata eseguita una campagna sperimentale per la determinazione delle proprietà idrauliche generali dell'arginatura nel tratto interessato dal collasso. La campagna è stata condotta su una sezione arginale avente caratteristiche strutturali simili a quella in cui è avvenuta la rottura. Tale sezione è posta circa 600 m a valle di quella del collasso. Sono stati prelevati campioni di suolo in 6 scavi, operando con ruspa e benna liscia per non alterare le proprietà idrauliche dell'arginatura. Le profondità dei punti di prelievo rispetto alla superficie dell'arginatura sono state comprese tra 0.65 e 1.70 m circa. Per ciascun punto di prelievo è stato replicato il campionamento di suolo, estraendo due campioni cilindrici di suolo indisturbato posti a distanza di circa 30 cm tra loro. Sono inoltre stati raccolti ulteriori campioni per eseguire le analisi granulometriche. Nella Figura 82a è illustrata l'operazione di prelievo di un campione indisturbato con specifica fustella, mentre nella Figura 82b è illustrata la fase di rilievo delle coordinate di ciascun punto di prelievo attraverso GPS di precisione. La condizione originale dell'argine è stata accuratamente ripristinata al termine della campagna sperimentale.

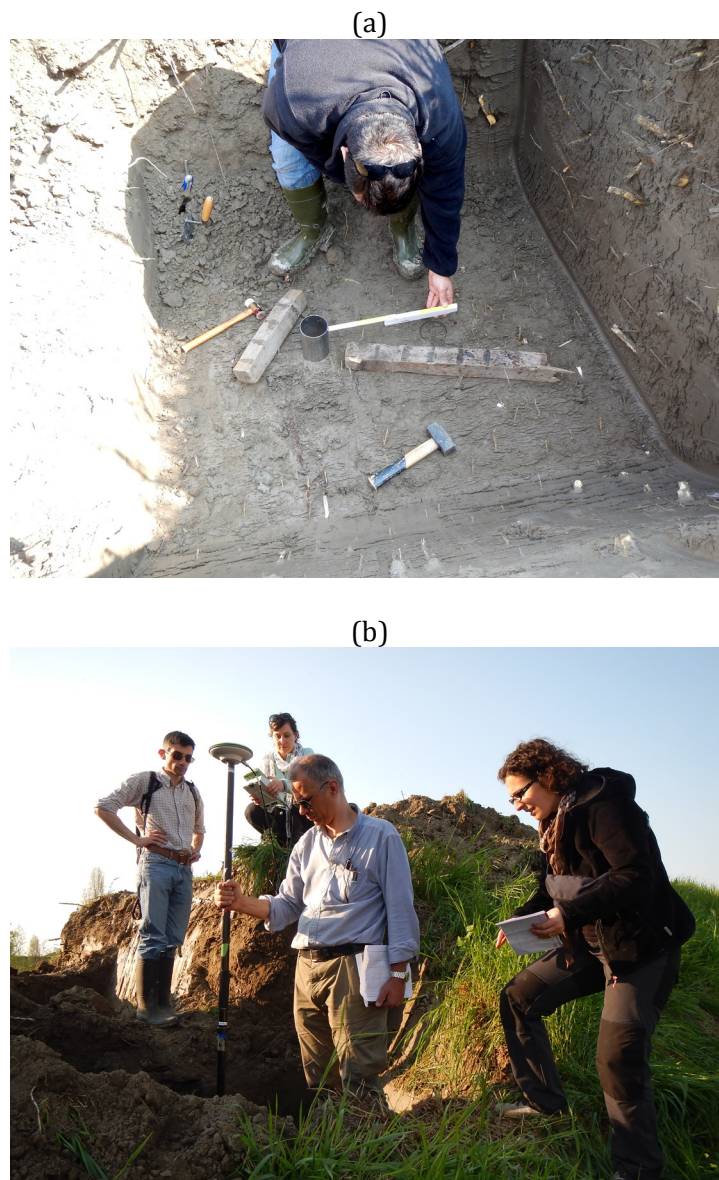


Figura 82 - Campagna sperimentale per il rilievo delle proprietà idrauliche dell'argine del fiume Secchia nei pressi della sezione interessata dal collasso del giorno 19-01-2014.

I campioni prelevati sono stati sigillati immediatamente dopo il prelievo e inviati, con la massima cura, al Dipartimento di Agraria dell'Università degli Studi di Napoli Federico II per le analisi di laboratorio. Tali analisi sono state condotte presso il Laboratorio di Idrologia del Suolo sotto la responsabilità scientifica del Prof. Nunzio Romano. Per ciascun campione, sono state previste le seguenti attività:

- preparazione del campione medesimo per le prove;
- determinazione della curva granulometrica e della tessitura;
- determinazione del contenuto di sostanza organica;
- determinazione delle funzioni di ritenzione idrica e di conducibilità idraulica utilizzando il metodo dell'evaporazione;
- elaborazione dei risultati e redazione di una relazione finale.

I risultati delle analisi granulometriche sono riportati nella Figura 83. Secondo la classificazione USDA il suolo dell'arginatura può essere considerato un limo ("loam"). La limitata dispersione dei punti sperimentali, riportati nella Figura 83, indica che il corpo arginale è ragionevolmente omogeneo. I risultati delle prove di laboratorio confermano che le proprietà idrauliche del suolo che costituisce il corpo arginale sono quelle di un terreno limoso. I parametri medi delle equazioni costitutive di Van Genuchten sono riportati nella Tabella 5-3.

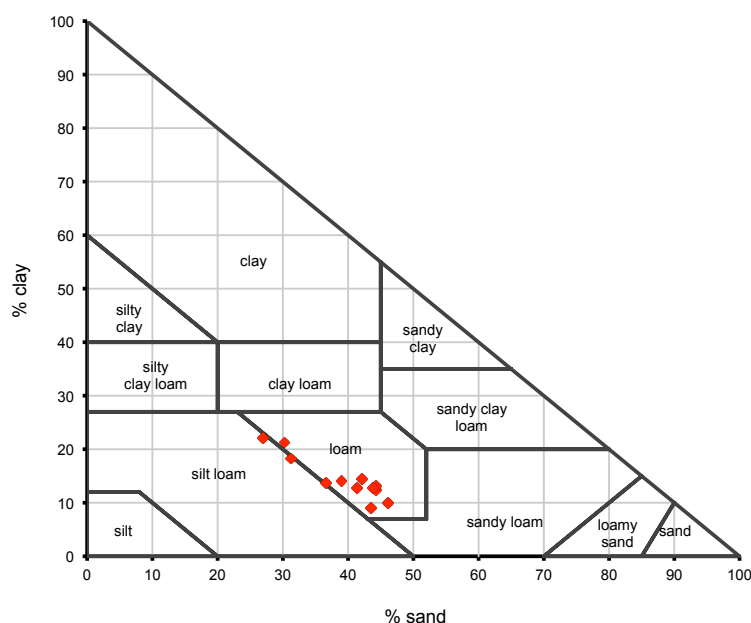


Figura 83 - Risultati delle analisi granulometriche per i 12 punti di prelievo.

Tabella 5-3 - Parametri delle equazioni idrauliche costitutive di Van Genuchten-Mualem per nella sezione rilevata

Parametro medio	Valore Medio
α (cm ⁻¹)	0.0154
n (adimensionale)	1.4938
m ($= 1-1/n$, adimensionale)	0.3306
θ_r (adimensionale)	0.0785
θ_s (adimensionale)	0.4037
K_s (cm h ⁻¹)	0.6771

5.4 Definizione dei modelli stratigrafici delle sezioni indagate

La sequenza litostratigrafica di ogni sezione oggetto di studio è stata elaborata affiancando ai risultati diretti dei sondaggi geognostici le informazioni sulla litologia dei terreni ottenute dalla correlazione

semi-empirica proposta da Robertson (2009); tale approccio permette di classificare i terreni attraversati dalla punta penetrometrica attraverso un procedimento iterativo, sulla base del valore assunto da un indice di materiale I_{cn} (*Soil Behaviour Type Index*) calcolato a partire dai valori normalizzati di resistenza alla punta Q_{tn} e attrito laterale F_r , dove:

$$Q_{tn} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}}$$

$$I_{cn} = \left[(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1.22)^2 \right]^{0.5}$$

in cui σ_{v0} e σ'_{v0} sono le tensioni verticali totali ed efficaci agenti alle profondità di interesse.

L'obiettivo della rappresentazione in termini di *Soil Behaviour Type* è principalmente quello di indicare la tipologia di comportamento meccanico in sito del terreno. A titolo di esempio, in Figura 84 si propone l'applicazione del metodo alla prova SCPTU4 eseguita dalla sommità dell'argine e collocata sulla sponda sinistra, della quale si riportano i profili penetrometrici in termini di resistenza alla punta q_t , attrito laterale f_s e pressione neutra u , unitamente al profilo di *SBTn*. La Figura 85 fa invece riferimento alla prove CPTU5, eseguita a valle del rilevato arginale in corrispondenza della stessa sezione.

I terreni caratterizzati da *SBTn* pari a 6 e 7 ($I_{cn} < 2.6$) sono generalmente terreni a grana grossa in cui l'avanzamento del cono con rottura del terreno avviene in condizioni drenate; i terreni caratterizzati da *SBTn* pari a 1, 2, 3 e 4 ($I_{cn} > 2.6$) sono generalmente terreni a grana fine in cui l'avanzamento avviene in condizioni non drenate; infine i terreni con *SBTn* pari a 5, 8 e 9 sono terreni di transizione o terreni molto addensati in cui l'avanzamento del cono avviene in condizioni parzialmente drenate.

Per ogni prova penetrometrica statica analizzata è stato ricavato un profilo *SBTn* ed il corrispondente profilo litostratigrafico. Informazioni dirette sulla natura dei terreni attraversati sono state ricavate anche dall'analisi delle prove di classificazione condotte sui campioni indisturbati, descritte in dettaglio nel paragrafo 5.3.

Le misure della pressione interstiziale u , indotta dalla penetrazione, e della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s , ricavate dalle prove SCPTU, hanno concorso alla definizione delle sequenze litostratigrafiche.

Le sequenze litostratigrafiche individuate in corrispondenza delle tre sezioni analizzate sono rappresentate nelle Figure 86, 87 e 88 dove sono anche rappresentati i risultati delle prove penetrometriche (in termini di profili di q_t e u in funzione della profondità z) e dei sondaggi geognostici analizzati.

Nelle figure è anche indicata la posizione della superficie libera della falda freatica, dedotta grazie ai risultati delle prove di dissipazione eseguite durante le indagini penetrometriche con piezocono CPTU e SCPTU (Tabella 5-4) e ai profili della pressione interstiziale u misurati nel corso delle stesse prove.

Sono state individuate le seguenti macro-unità litostratigrafiche:

- **Unità AR:** l'argine e, localmente il petto, sono costituiti da una complessa alternanza di limi con sabbia e limi sabbiosi, con frequenti passaggi prevalentemente sabbiosi;
- **Unità B:** i terreni di fondazione della struttura arginale sono costituiti da un'unità di spessore variabile tra 6 e 7 m di limo sabbioso, localmente argilloso, a stratificazione principalmente sub-orizzontale;
- **Unità C:** orizzonte prevalentemente argilloso, con locali intercalazioni limo-sabbiose, presente fino alla massima profondità indagata.

La falda freatica, con sede nell'Unità B, al momento dell'esecuzione delle prove è risultata caratterizzata da un gradiente idraulico pari a circa il 4% verso il piano campagna, con un livello in corrispondenza del fiume pari a 31.5-32 m s.l.m.

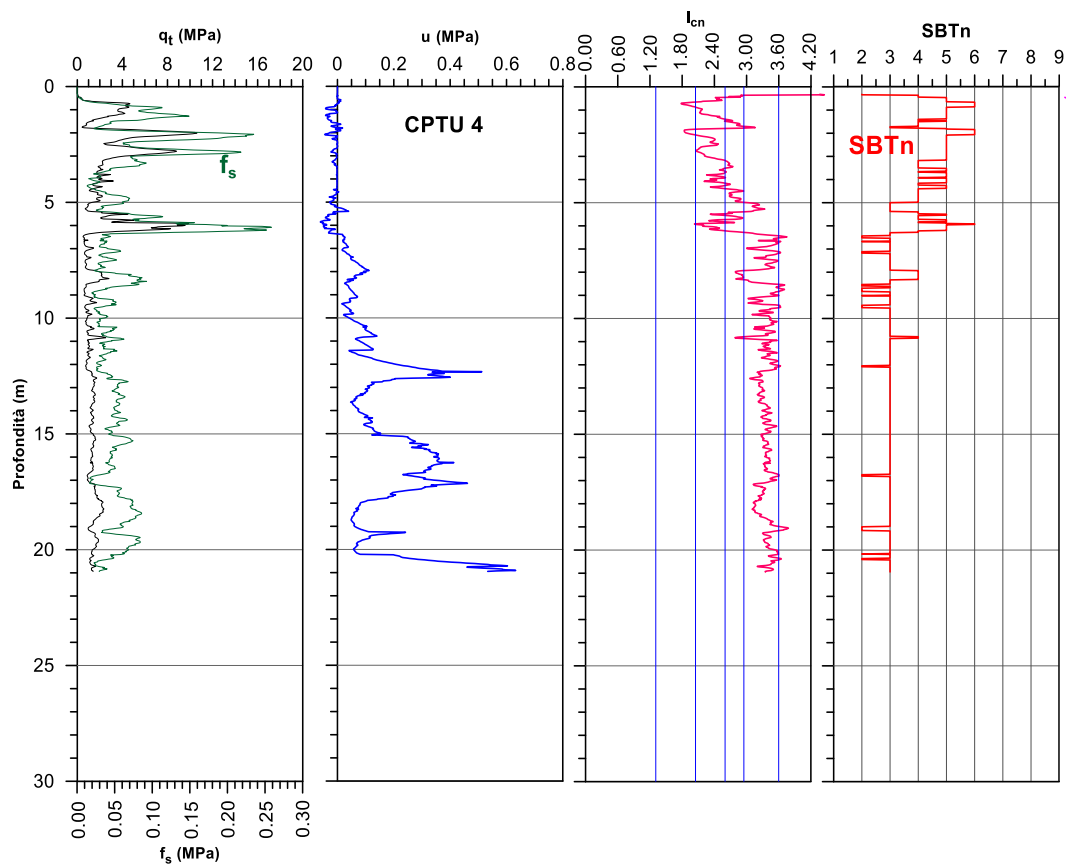


Figura 84 - Grafici ricavati dalla prova CPTU 4.

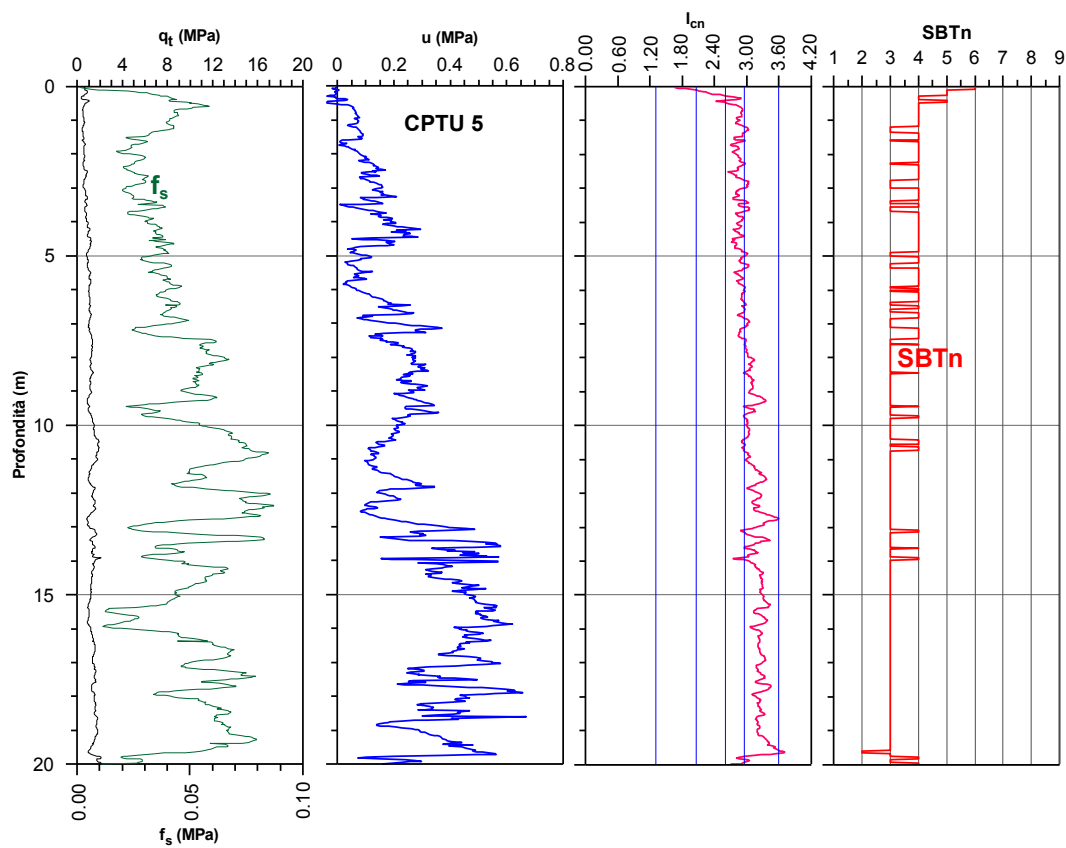


Figura 85 - Grafici ricavati dalla prova CPTU 5.

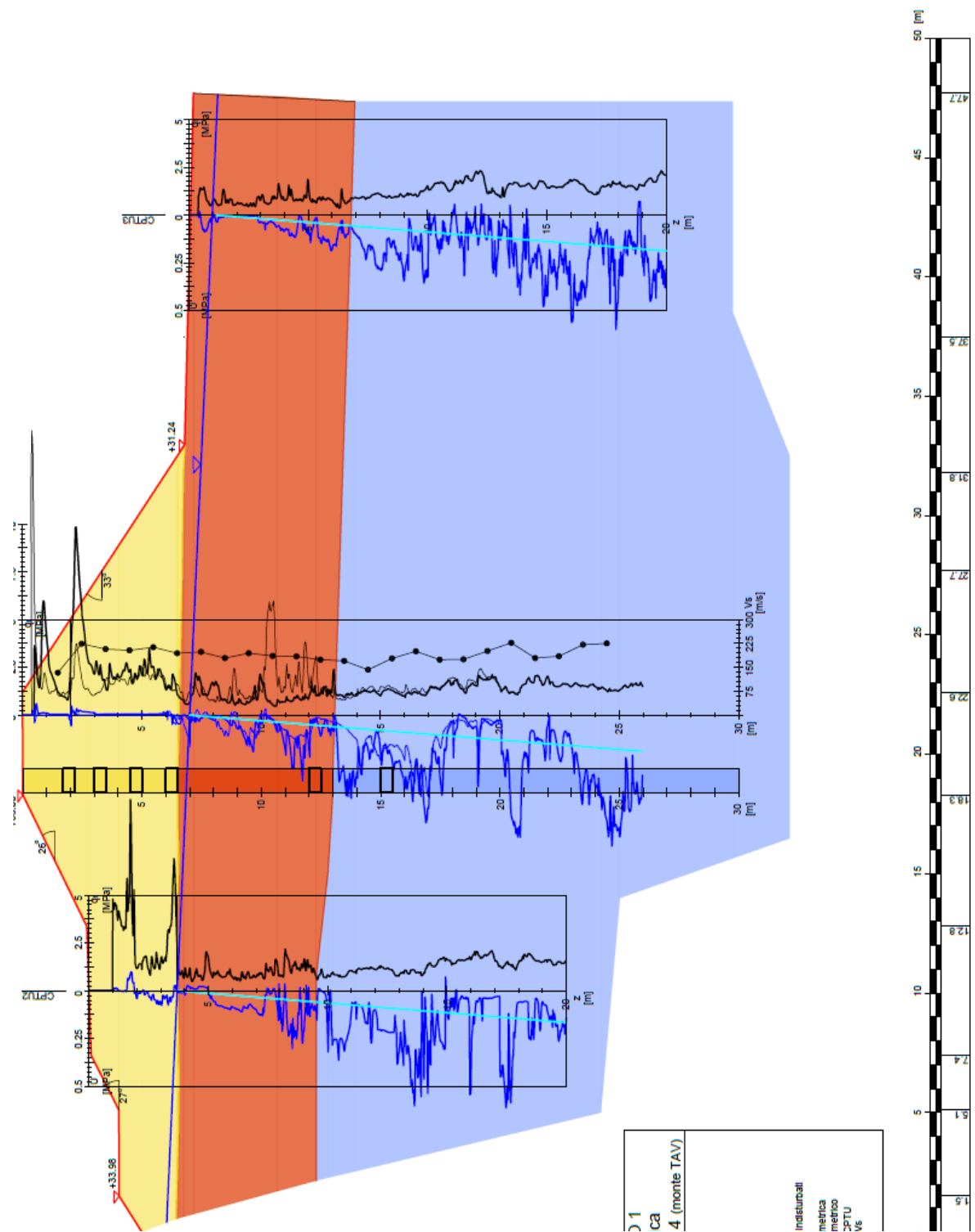


Figura 86 - Transetto 1: sequenza litostratigrafica.

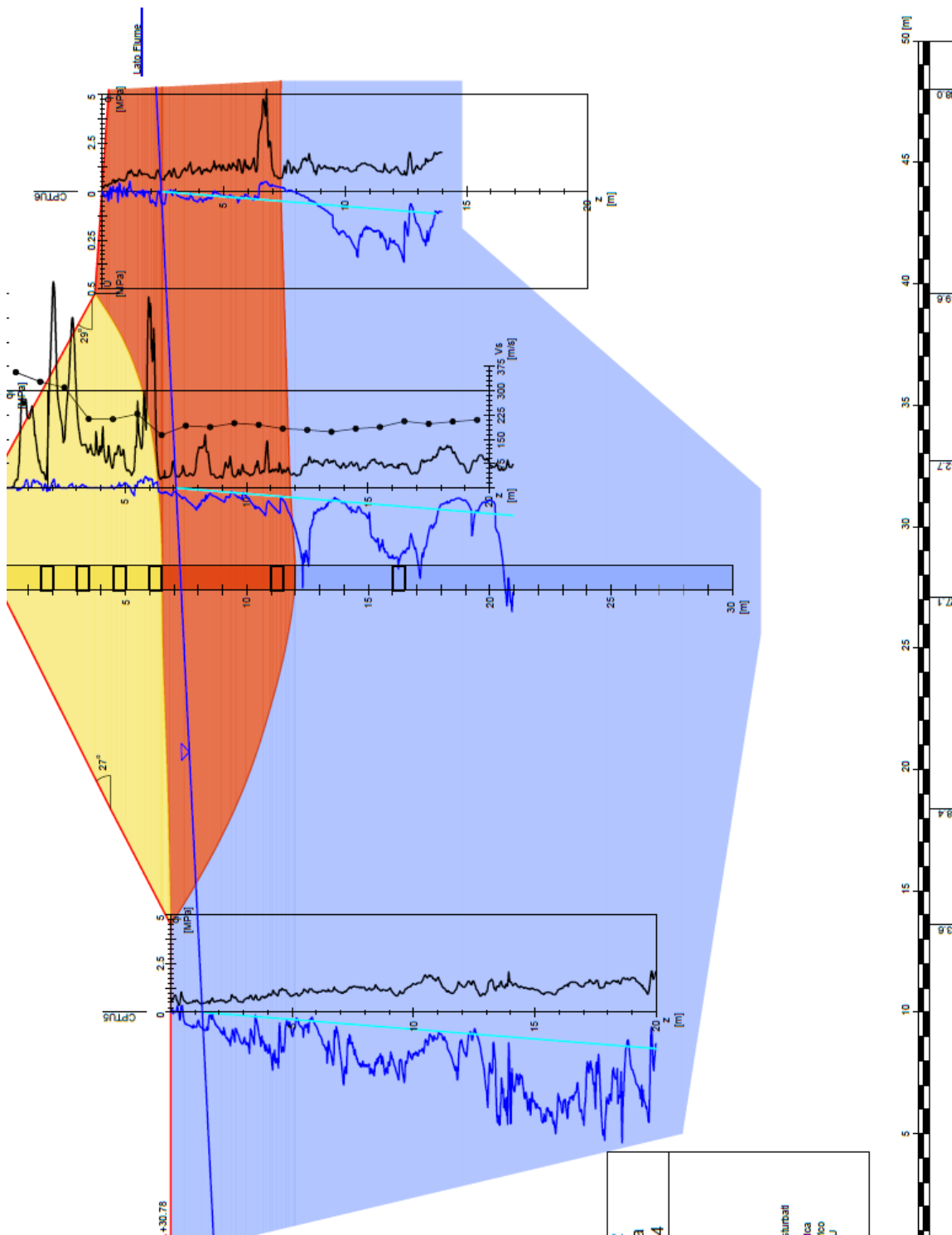


Figura 87 - Transetto 2: sequenza litostratigrafica.

Tabella 5-4 -Risultati prove di dissipazione.

Prova N.		z (m)	u finale (MPa)	Carico idraulico h (m)	Profondità falda z_w (m)
CPTU1BIS	1	3.1	nd	nd	nd
	2	5	4	0.4	4.6
	3	7	40	4	3.0
	4	14	70	7	7.0
	5	16	120	12	4.0
SCPTU4	1	5.4	18	1.8	3.6
	2	7.4	7	0.7	6.7
	3	10.32	37	3.7	6.6
	4	15.32	90	9	6.3
SCPT7	1	2.	nd	nd	nd
	2	5	1	0.1	4.9
	3	8.64	23	2.3	6.3
	4	13.7	105	10.5	3.2
	5	16.66	95	9.5	7.2

5.5 Classificazione dei terreni

I risultati delle prove di classificazione realizzate sui campioni indisturbati sono sintetizzati in Tabella 5-5 (dove sono indicate anche le unità di appartenenza dei campioni) e rappresentati in funzione della profondità z di campionamento dal piano di riferimento locale nelle Figure dalla 89 alla 93. In particolare in Figura 89 sono riportate le principali caratteristiche granulometriche dei terreni analizzati (percentuali delle varie frazioni granulometriche, diametri corrispondenti al 60% e 50% di passante, D_{60} e D_{50} rispettivamente); in Figura 90 sono rappresentate le curve granulometriche dei campioni indisturbati; nelle Figure 91 e 92 sono rappresentate le proprietà indice misurate sulla frazione fine (contenuto d'acqua naturale w_n , limite liquido LL , limite plastico LP , indice di plasticità IP e indice di consistenza IC); infine in Figura 93 sono rappresentati il peso dell'unità di volume γ , il peso specifico dei grani G_s e il contenuto percentuale di carbonato di calcio $CaCO_3$ e di sostanza organica SO . Le prove di classificazione evidenziano che la frazione fine (diametro dei grani inferiore a 0.425 mm) dell'Unità AR (corpo arginale costituito da limo con sabbia-limo sabbioso), è caratterizzata da indice plastico IP piuttosto basso ($< 10\%$, terreni non plastici o poco plastici) e da contenuto d'acqua w_n inferiore al limite plastico LP nei primi 4-5 m dalla sommità arginale (consistenza semisolido). L'Unità B, che rappresenta lo strato di fondazione della struttura arginale, litologicamente è molto simile ai terreni dell'Unità AR; anche in questo caso la frazione fine è poco plastica ma il contenuto d'acqua è talvolta superiore al limite liquido LL (consistenza fluida, fluido-plastica). Le argille profonde (Unità C) sono molto plastiche. La carta di Classificazione di Casagrande indica che la frazione fine delle Unità AR e B è in genere costituita da limi e argille inorganiche. Infine, come evidenziato anche dalla descrizione delle carote di sondaggio, sono presenti localmente concrezioni carbonatiche, in percentuale anche significativa.

Tabella 5-5 - Risultati delle prove di classificazione eseguite sui campioni indisturbati.

S	CI	da m	a m	z _m m	unità -	S %	L %	A %	Descrizione	D ₆₀ mm	D ₅₀ mm	U _C -	w _n %	γ _n kN/m ³	LL %	LP %	IP %	IC -	G _s -	CaCO ₃ %	SO %
S1	A	1.7	2.2	1.95	AR	29.63	64.35	6.02	L,S(A)	0.041	0.025	8.07	17.7	16.28	30	23	7	1.8		21	2.5
S1	B	3	3.5	3.25	AR	44.57			S,L(A)-LS	0.085			7.4	16.02	22	16	6	2.4	2.707		
S1	C	4.5	5	4.75	AR	30.97			L,S(A)				10.3	16.06	25	14	11	1.3	2.695		
S1	D	6	6.5	6.25	AR	27.05			L,S(A)				18	18.71	26	16	9	0.9			
S1	E	12	12.5	12.25	B	23.65	70.97	5.38	L(S,A)	0.05	0.039	8.31	29.7	18.82	38	22	16	0.5	2.625		
S1	F	15	15.5	15.25	C	1.15			AL				38.7	18.25	81	31	50	0.8		7	4
S2	A	1.7	2.2	1.95	AR	51.61			S,L(A)	0.152	0.085		8.2	20.55	23	19	4	3.7			
S2	B	3	3.5	3.25	AR	20.75			L(S,A)				9	19.18	28	20	8	2.4	2.634		
S2	C	4.5	5	4.75	AR	21.23			L(S,A)				18.4	19.47	27	21	6	1.4	2.644		
S2	D	6	6.5	6.25	AR	19.96	70.36	9.95	L(S,A)	0.036	0.025	15.6	19.3	16.24	33	16	7	2.0	2.658	18	1.2
S2	E	11	11.5	11.25	B	23.07	66.99	9.94	L(S,A)	0.037	0.025	16.4	33.3		26	16	13	-0.6		19	0.9
S2	F	15	15.5	15.25	C	0.37			AL				34.2	19.55	68	26	41	0.8			
S3	A	1.7	2.2	1.95	AR	31.68			L,S(A)				9		25	19	6	2.7		18	0.8
S3	B	3.5	4	3.75	AR	36.3	58.32	5.38	L,S(A)	0.064	0.041	15.13	16.6		27	17	9	1.2	2.636		
S3	C	5	5.5	5.25	AR	37.39			L,S(A)				22.5		26	20	6	0.6		18	1
S3	D	6.5	6.7	6.6	AR	33.63			L,S(A)				23.9	19.51	32	22	10	0.8			
S3	E	11	11.5	11.25	B	31.85			L,S(A)				30.4		25	22	3	-1.8	2.656		
S3	F	14	14.5	14.25	C																

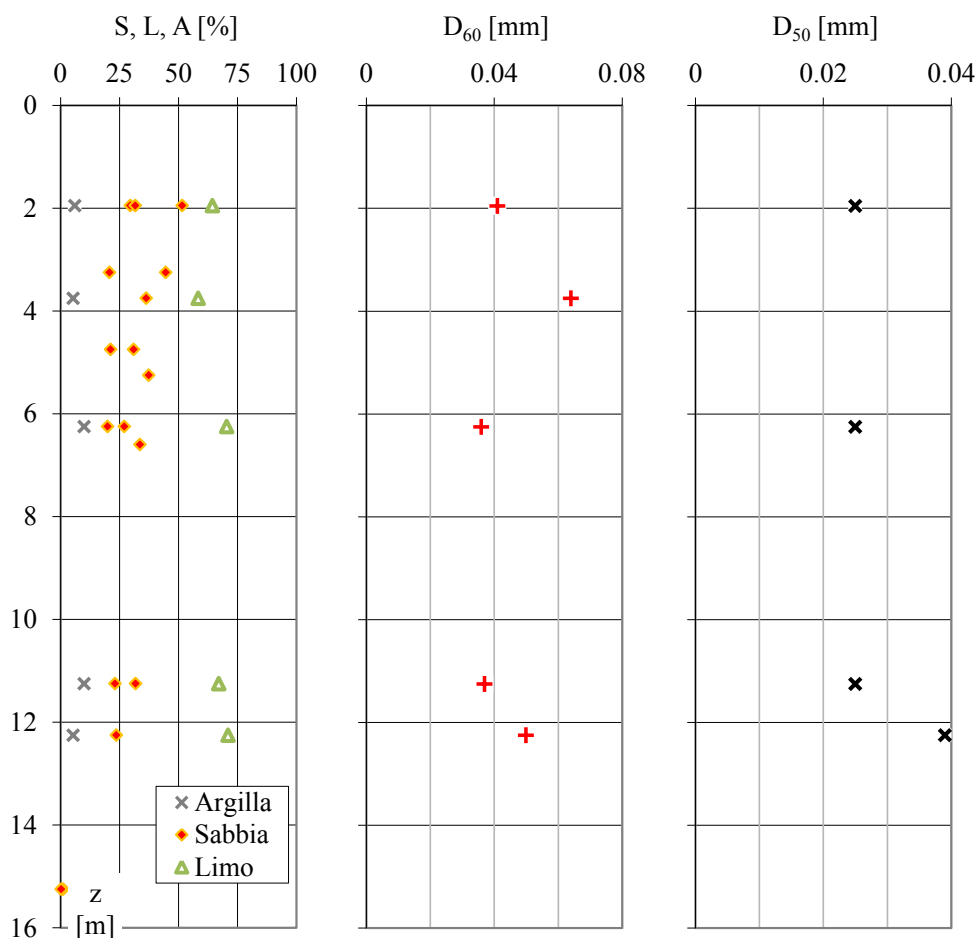


Figura 89 - Caratteristiche granulometriche dei campioni indisturbati.

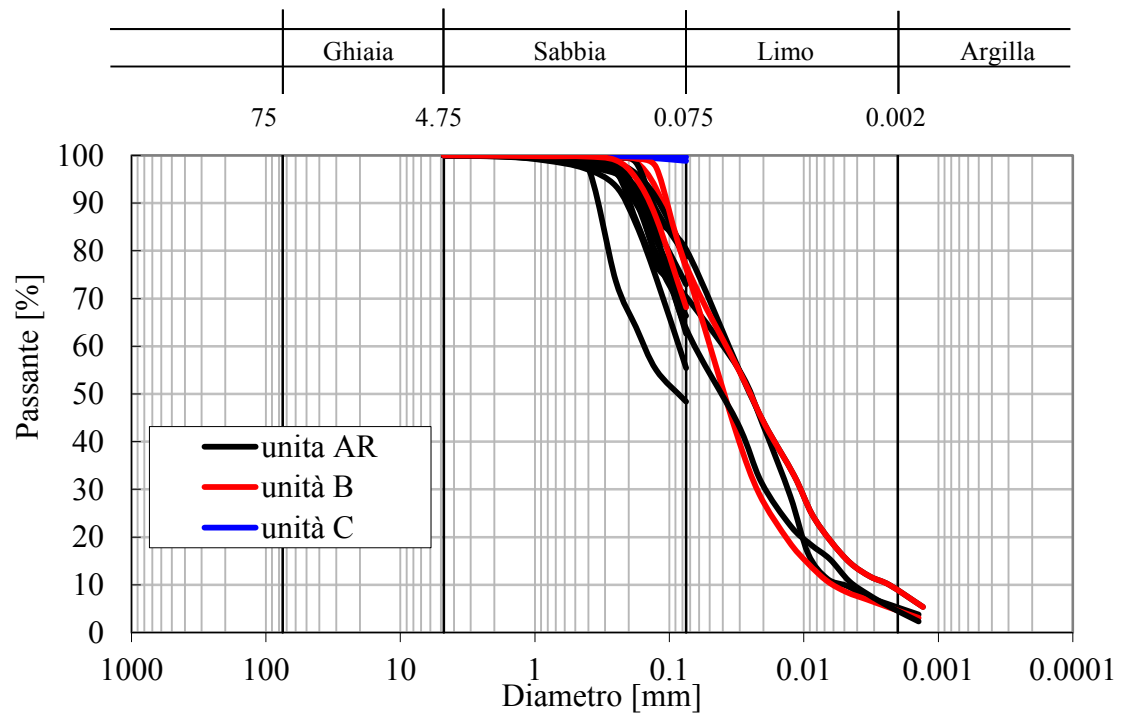


Figura 90 - Curve granulometriche dei campioni indisturbati.

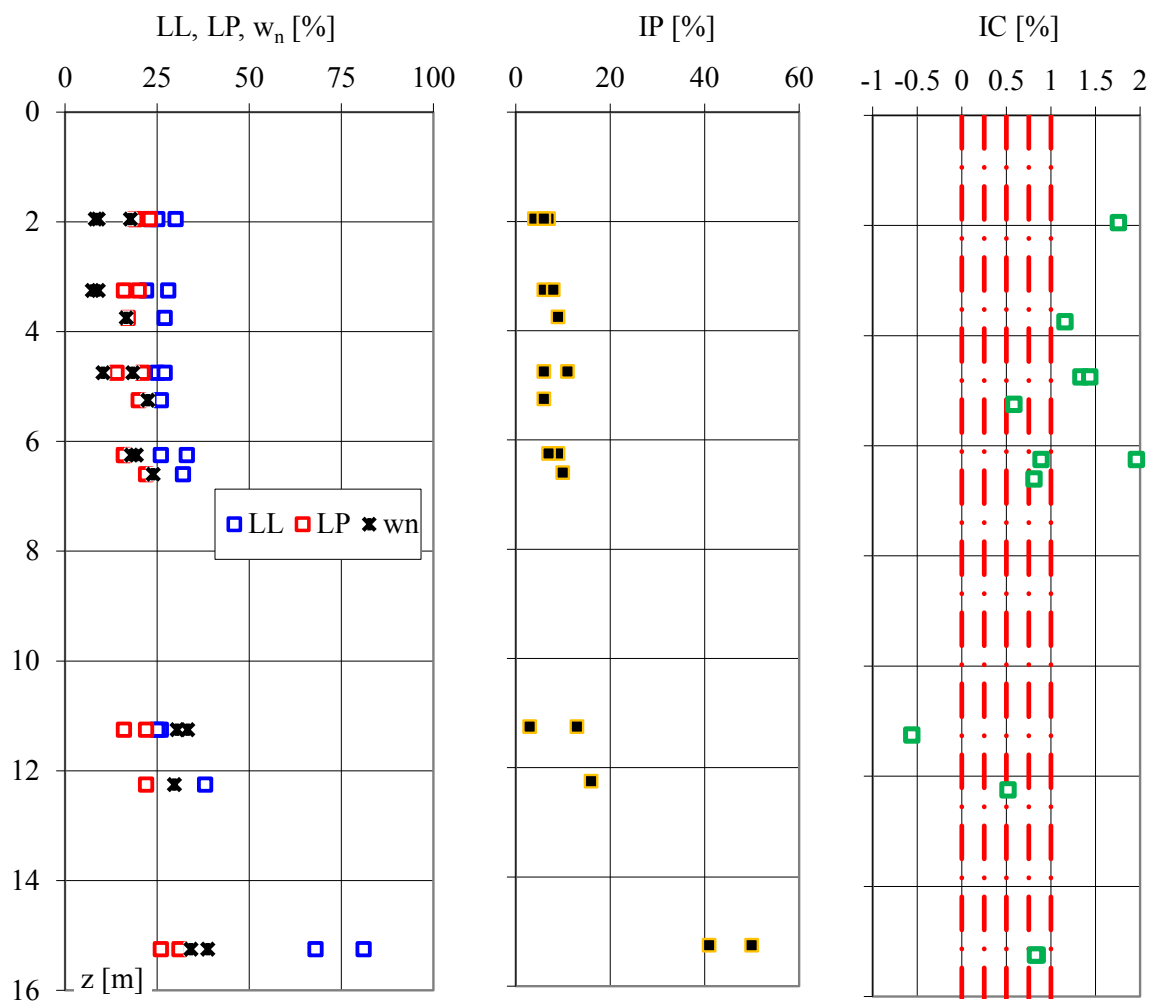


Figura 91 - Proprietà indice dei campioni indisturbati.

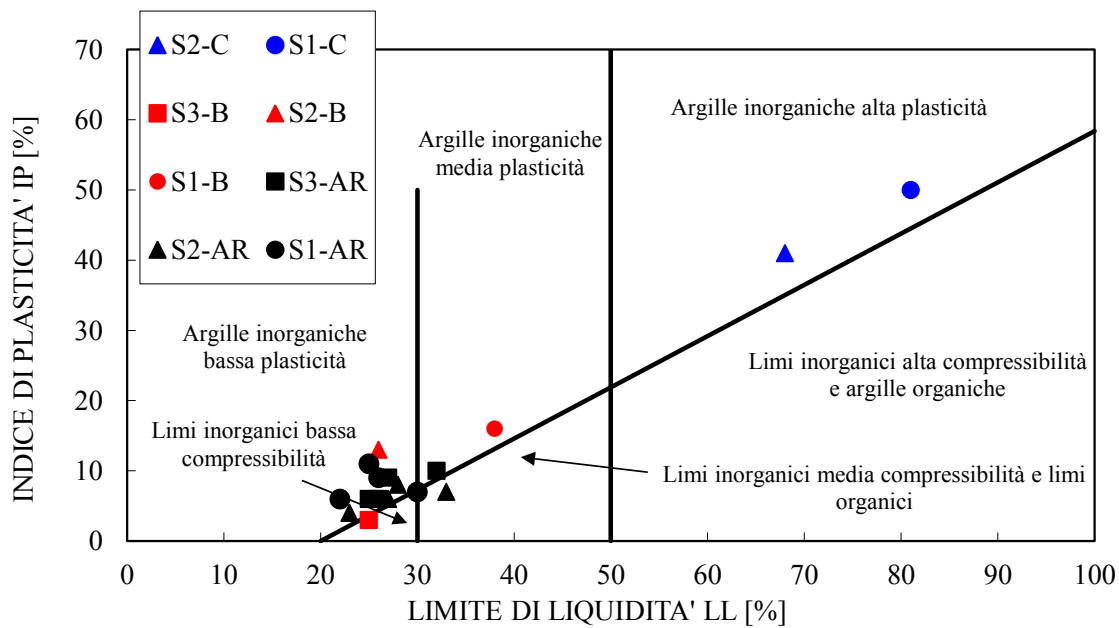


Figura 92 - Carta di classificazione di Casagrande.

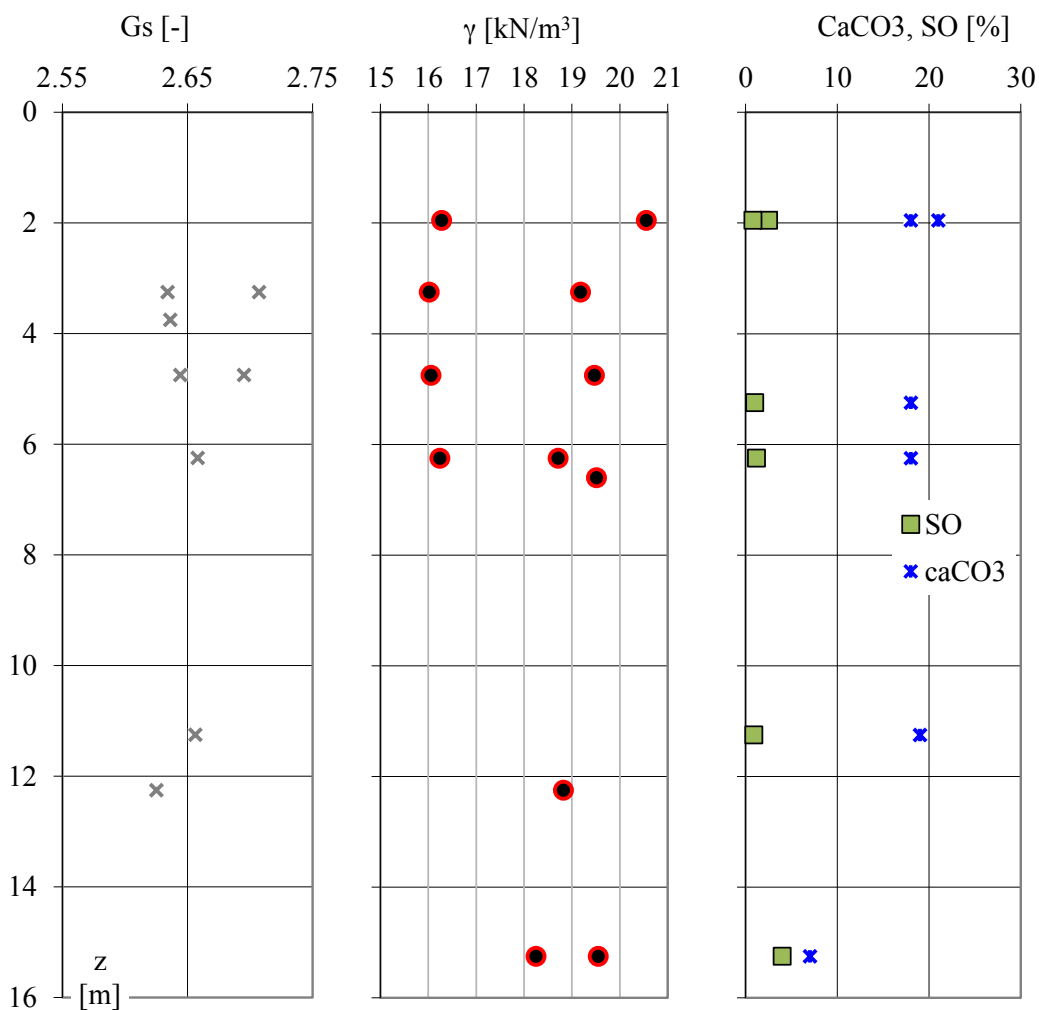


Figura 93 - Peso dell'unità di volume, peso specifico dei grani, contenuto di carbonato di calcio e di sostanza organica.

5.6 Parametri geotecnici di resistenza e deformabilità

I terreni appartenenti alle unità litologiche individuate nell'area oggetto di studio sono stati caratterizzati in termini di parametri geotecnici di resistenza e deformabilità, come di seguito descritto.

I parametri riportati nelle Figure 94÷99 sono stati ottenuti dall'interpretazione delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e/o dedotti dai risultati delle prove penetrometriche statiche mediante correlazioni semi-empiriche.

5.6.1 *Terreni a grana fine*

L'Unità C, prevalentemente costituita da argilla, è stata caratterizzata interpretando le prove CPTU e SCPTU mediante correlazioni empiriche diffuse nella letteratura tecnica e basate sulla misura di resistenza alla punta q_t .

La resistenza al taglio non drenata s_u è stata stimata come:

$$s_u = (q_t - \sigma_{v0})/N_k$$

dove :

σ_{v0} = tensione verticale totale agente alla profondità considerata;

N_k = fattore di cono, assunto cautelativamente pari a 20.

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ'_p è stato stimato mediante la correlazione proposta da Mayne & Campanella (2005), basata sull'uso della resistenza alla punta normalizzata Q_t e del parametro delle pressioni neutre B_q :

$$\varphi'_p \cong 29.5 \cdot B_q^{0.121} \left[0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t \right]$$

$$0.1 < B_q < 1.0$$

dove:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a}$$

$$B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$$

I valori stimati della resistenza non drenata e dell'angolo di resistenza al taglio di picco dell'Unità C sono rappresentati nelle Figure 94 e 98 per la verticale penetrometrica CPTU4.

5.6.2 *Terreni a grana grossa*

I terreni a grana grossa appartenenti alle Unità AR e B sono stati caratterizzati utilizzando congiuntamente i risultati delle prove meccaniche di laboratorio e delle prove in sito, queste ultime interpretate mediante correlazioni semi-empiriche note nella letteratura tecnica.

Ogni prova meccanica di laboratorio di tipo Triassiale (Tx) e Taglio diretto (DS), (vedi Tabella 5-5) è stata analizzata al fine di ricavare un angolo di resistenza al taglio in condizioni di picco, φ'_p ed un angolo di resistenza al taglio in condizioni di stato critico (deformazioni elasto-plastiche a volume costante), φ'_{cv} (ove distinguibili).

L'angolo φ'_p è stato dedotto interpolando analiticamente i punti di snervamento [nel piano (t - s') per le prove triassiali e nel piano (τ - σ') per le prove di taglio] e associando alla pendenza η della retta d'interpolazione l'angolo φ'_p . Si ricorda che nel piano (t - s'), $\eta = \sin \varphi'_p$ mentre nel piano (τ - σ'), $\eta = \tan \varphi'_p$, dove $t = (\sigma'_a - \sigma'_r)/2$ e $s' = (\sigma'_a + \sigma'_r)/2$.

Analogamente l'angolo φ'_{cv} è stato ricavato interpolando analiticamente i punti tensionali rappresentativi delle condizioni di stato critico.

L'interpretazione unitaria delle condizioni di picco e di stato critico dei campioni appartenenti alle *Unità* litologiche *AR* e *B* ha permesso di associare a entrambe dei valori caratteristici di angolo di resistenza al taglio. I risultati dell'interpretazione sono rappresentati nelle Figure 95÷97.

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ'_p è stato stimato anche utilizzando la correlazione proposta da Kulhawy & Mayne (1990), secondo la quale:

$$\varphi'_p = 17.6 + 11 \cdot \log \left[\frac{q_t}{p_{atm}} \cdot \left(\frac{p_{atm}}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \right]$$

dove:

$p_{atm} = 101 \text{ kPa}$ = pressione atmosferica.

A titolo di esempio, in Figura 98 è rappresentato il profilo di φ'_p relativo alla verticale penetrometrica CPTU 4. In Figura 98 sono riportati anche i valori dell'angolo di resistenza al taglio di picco dedotti per l'*Unità C*. In Figura 99 sono riportati i profili di φ'_p per le *Unità AR* e *B* dedotti da tutte le prove penetrometriche realizzate.

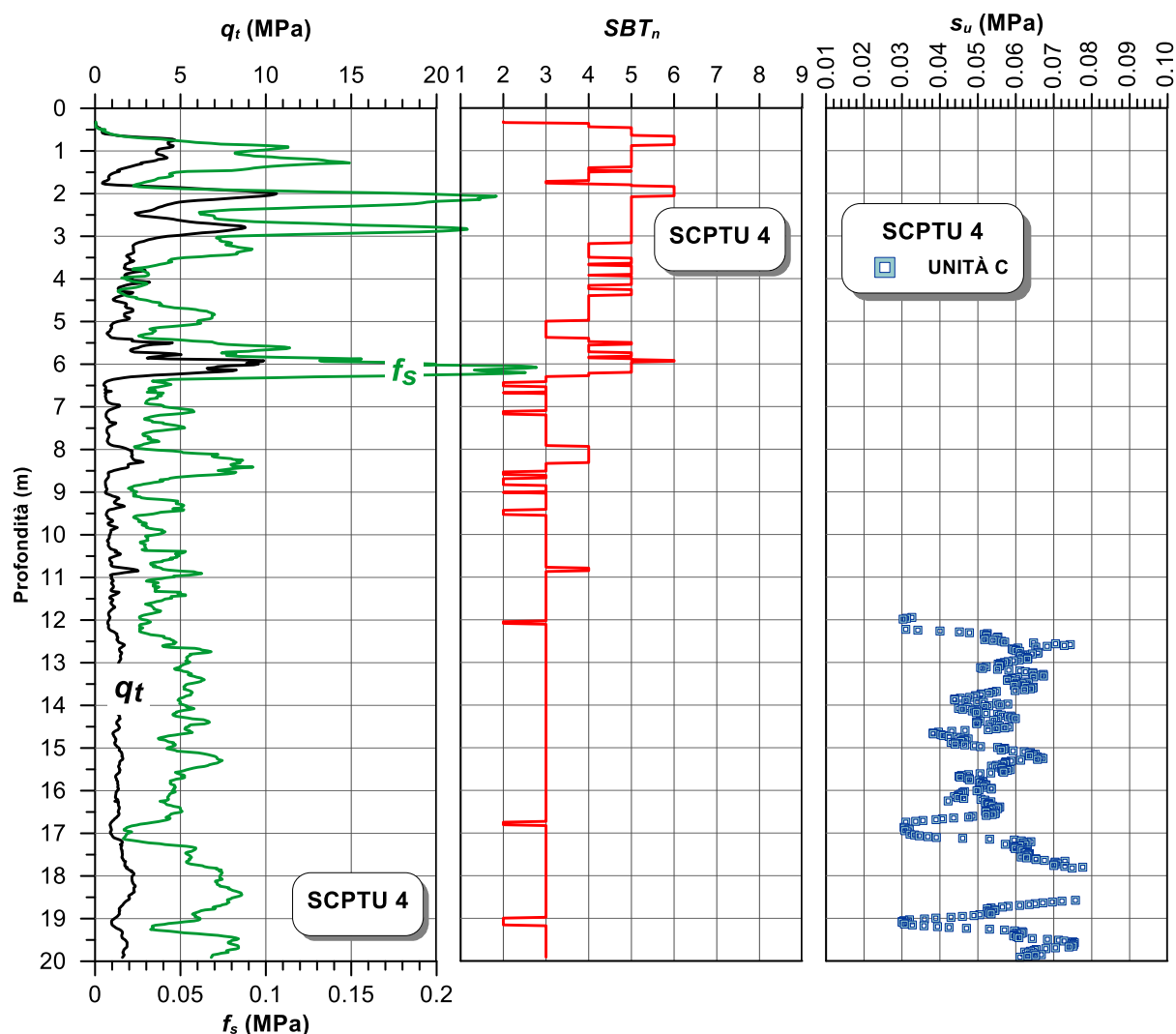


Figura 94 - Resistenza al taglio non drenata dell'Unità C dalla prova CPTU4.

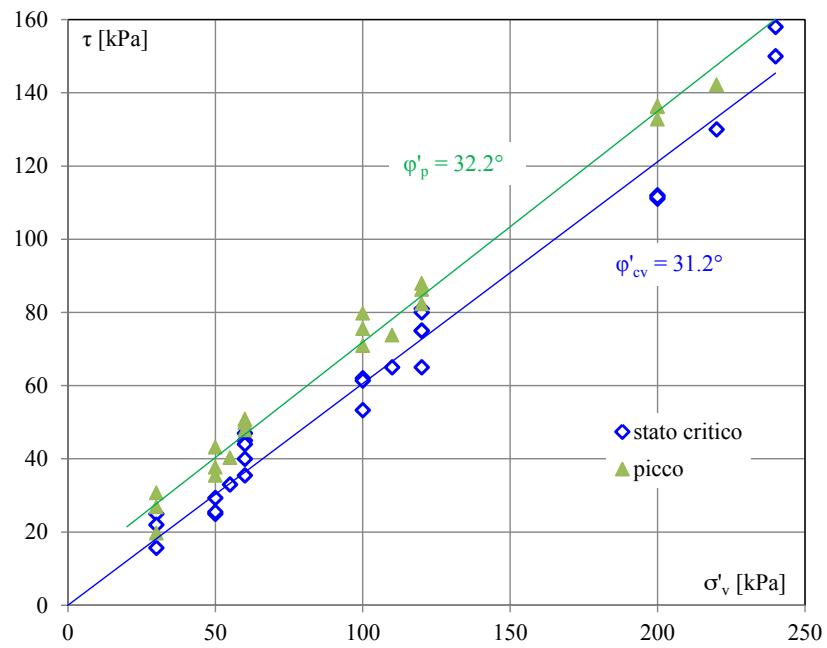


Figura 95 - Unita AR: angolo di resistenza al taglio di picco e di stato critico da prove di taglio diretto DS.

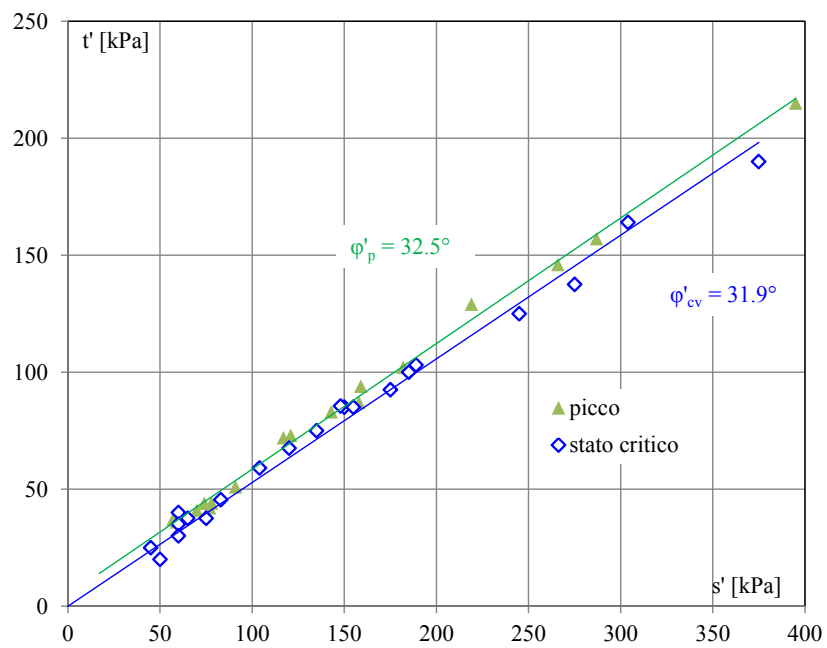


Figura 96 - Unita AR: angolo di resistenza al taglio di picco e di stato critico da prove triassiali Tx.

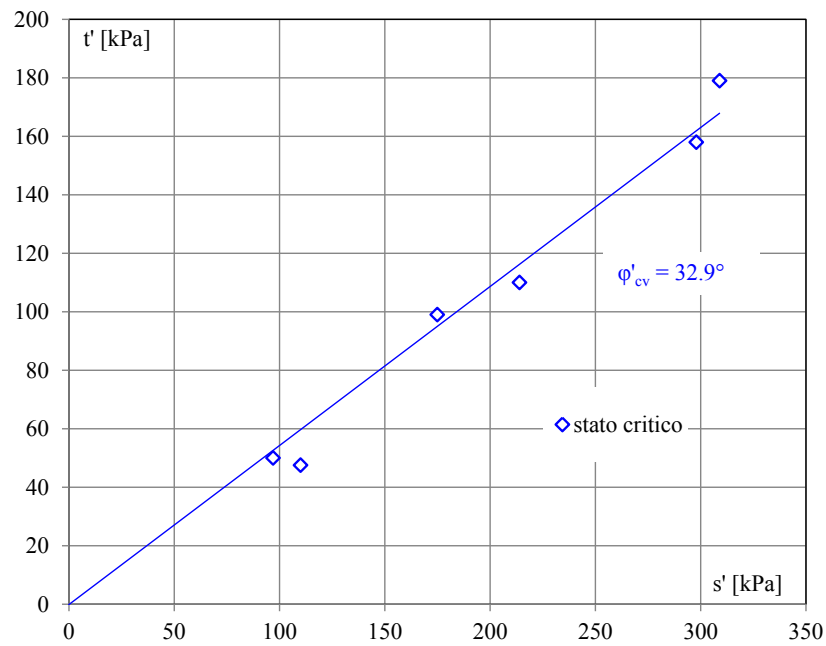


Figura 97 - Unità B: angolo di resistenza al taglio di stato critico da prove triassiali Tx.

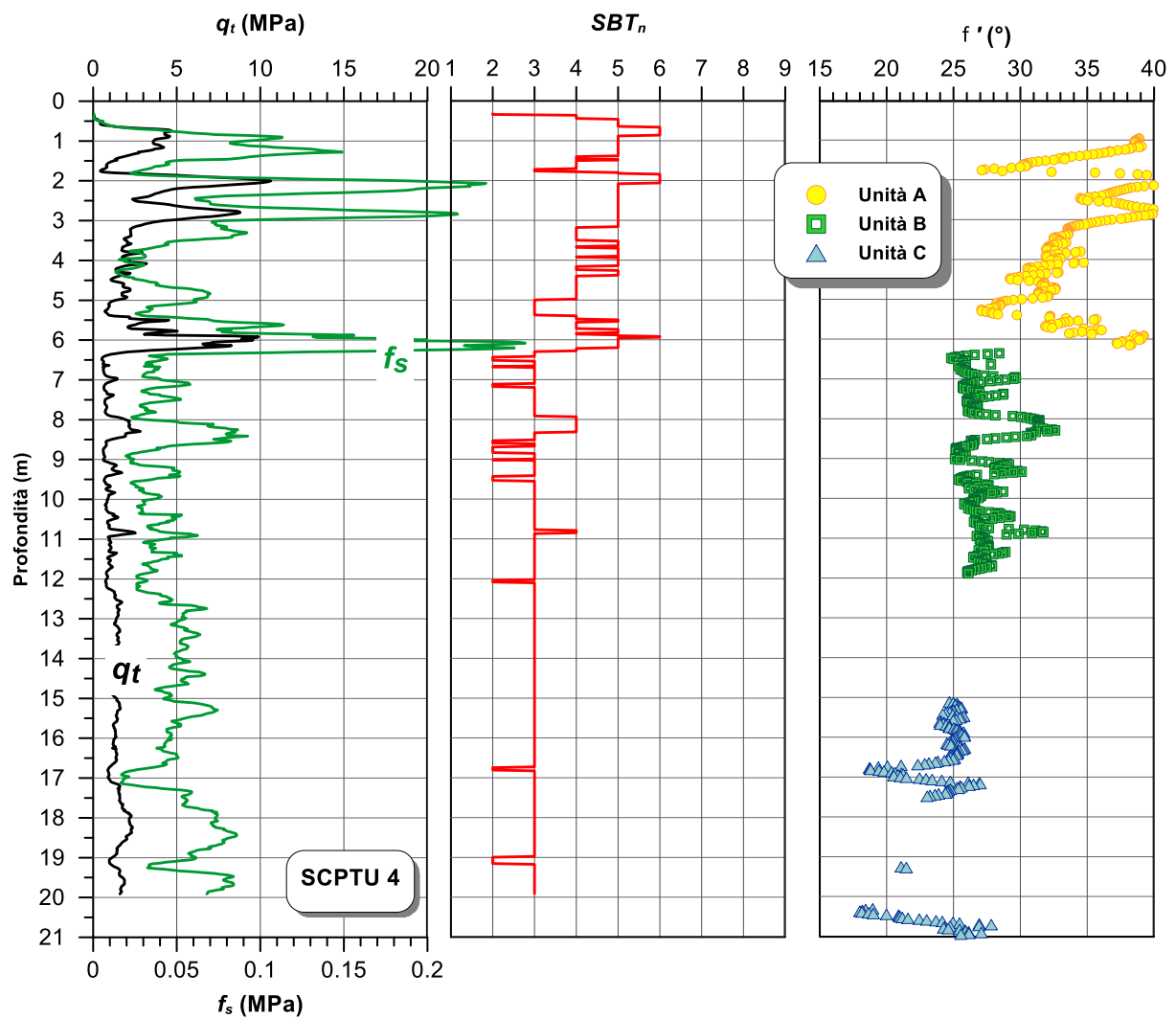


Figura 98 - Angolo di resistenza al taglio delle Unità AR, B e C dalla prova SCPTU4.

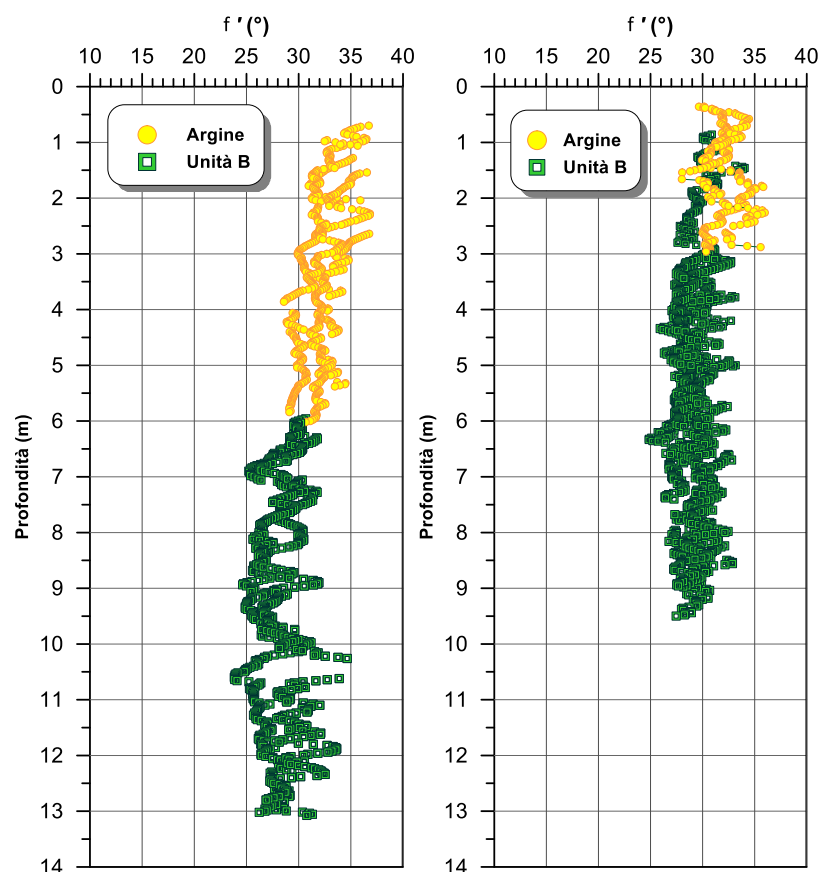


Figura 99 - (a) Prove CPTU dalla sommità dell'argine. (b) Prove transetto 1 e 3 (golena e lato campagna)

5.7 Rigidezza a piccoli livelli di deformazione

Il modulo di taglio G_0 a piccole deformazioni ($\gamma < 0.001\%$) dei terreni appartenenti alle unità litologiche individuate entro i primi 30 m di profondità è stato determinato sulla base delle misure di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s effettuate in sito nel corso delle prove SCPTU1, SCPTU4 e SCPTU7. Infatti, in accordo con la teoria elastica:

$$G_0 = \rho_n V_s^2$$

dove:

ρ_n = densità del terreno considerato. I valori di V_s e G_0 sono riportati in Figura 100.

5.8 Indagini geofisiche

Al fine di identificare la presenza di discontinuità, disomogeneità o eventualmente di cavità all'interno del corpo arginale, sono state realizzate anche delle indagini geofisiche di superficie in corrispondenza dei tre transetti descritti al paragrafo 5.1. Le indagini realizzate sono 4+4 linee di tomografia elettrica di superficie e 4+3 sezioni di georadar.

La Tomografia Elettrica di Superficie si basa sull'acquisizione di molte misure elettriche, effettuate su un discreto numero di elettrodi posizionati nel terreno. La configurazione applicata al caso in esame è di 24 elettrodi a interdistanza di m 1, 2 e per una lunghezza complessiva della linee di 23, 46 e 69 m. La ricostruzione tomografica consente di rappresentare la distribuzione di resistività dei terreni indagati. Le misure di resistività, opportunamente calibrate in base alla caratteristiche granulometriche dei terreni presenti nella aree esaminate, consentono di individuare la presenza di cavità in termini di anomalie resistive.

Il metodo del georadar si basa sull'emissione e propagazione di impulsi elettromagnetici nel terreno, i quali sono riflessi e rifratti dalle discontinuità fisiche ed elettriche presenti nel sottosuolo. La penetrazione del segnale impulsivo è funzione dello spettro del segnale irradiato e delle proprietà

elettriche del terreno nel quale si propaga: terreni o mezzi molto conduttivi (per esempio un terreno saturo d'acqua ricca di ioni disciolti) sono responsabili di una forte attenuazione. Il terreno agisce come un filtro passa basso sul segnale emesso dalle antenne; ci si può quindi aspettare una penetrazione maggiore da segnali con spettro prevalentemente a bassa frequenza. Per contro, al diminuire del contenuto in frequenza del segnale irradiato peggiora la risoluzione. Il metodo, attraverso una serie di profili tracciati a distanze regolari, permette di ricavare immagini ad alta risoluzione del terreno e di quanto vi sia contenuto fino a qualche metro di profondità.

L'indagine georadar è stata condotta mediante l'utilizzo di un sistema georadar IDS RIS corredato con antenna multifrequenza di tipo monostatico da 200 e 600 MHz gestito dal software IDS K2, installato su PC portatile Panasonic Toughbook.

Nelle Figure 101 e 102 sono rappresentati a titolo di esempio alcuni risultati della tomografia elettrica di superficie e dell'indagine georadar per il transetto 1.

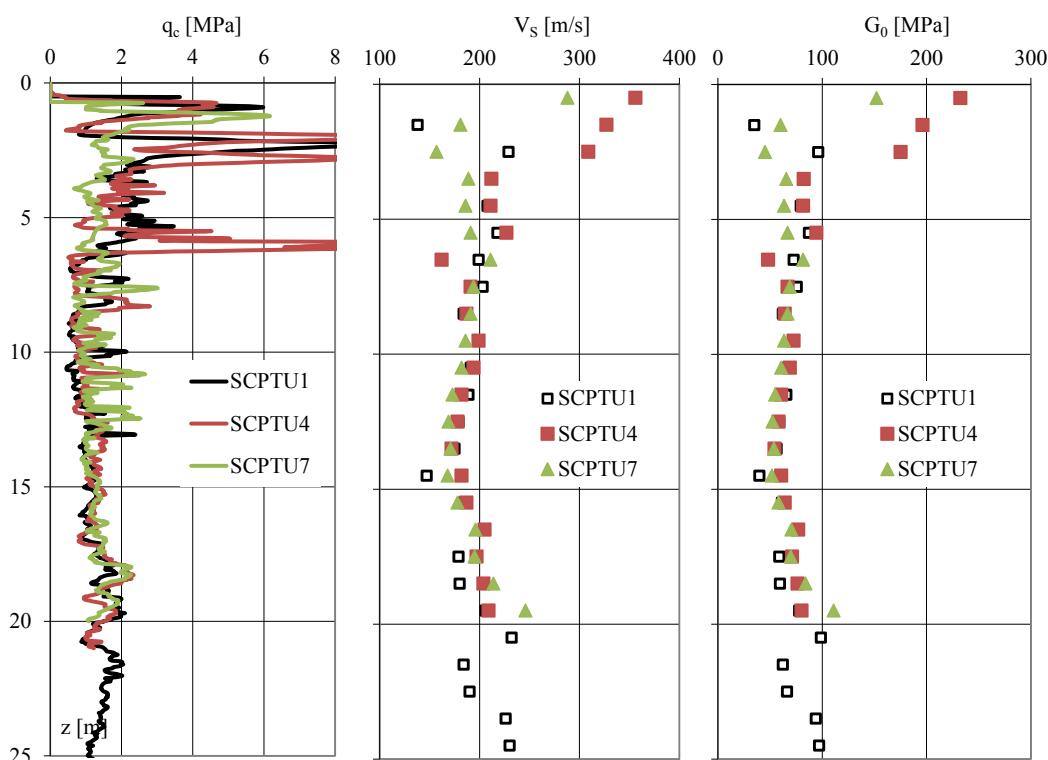


Figura 100 - Resistenza alla punta q_c , velocità di propagazione delle onde di taglio V_s e modulo di rigidezza a taglio G_0 a piccole deformazioni da prove SCPTU1, SCPTU4 e SCPTU7.

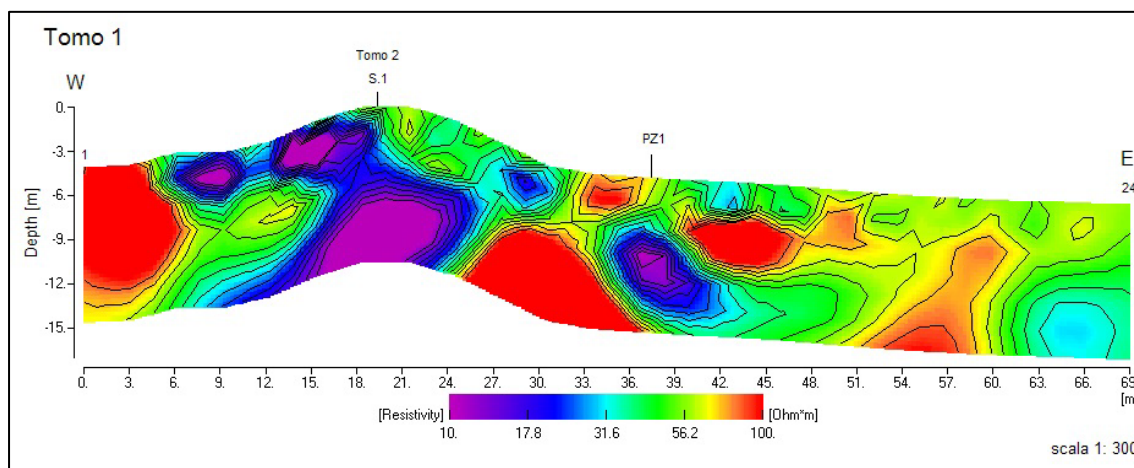


Figura 101 - Tomografia elettrica superficiale trasversale alla sezione 1.

Sezione 1A - Antenna 600 MHz

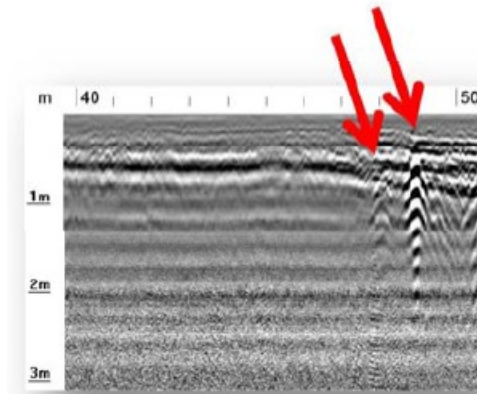


Figura 102 - Indagine georadar in corrispondenza della sezione 1.

Il raffronto tra i litotipi presenti nelle sezioni indagate e le misure di resistività permette di associare possibili discontinuità o cavità a valori di resistività dell'ordine di 70 Ω m. Il corpo arginale non risulta pertanto affetto da presenza di significative anomalie. Allo stesso modo, nonostante la presenza di locali anomalie associabili a disuniformità litologiche dei terreni costituenti il corpo arginale, l'indagine georadar non ha evidenziato anomalie direttamente e univocamente associabili a cavità. Analoghi risultati sono stati ricavati anche per i transetti 2 e 3.

6 Verifiche di stabilità del corpo arginale

6.1 Ricostruzione dei flussi idrici nel corpo arginale

Al fine di riprodurre la risposta idrologica dell'argine alla precipitazione e al livello di piena è stato implementato un modello matematico bidimensionale sul piano verticale di filtrazione. È stato considerato un argine avente una geometria appena regolarizzata rispetto a quella dell'argine collassato (Figura 71) e proprietà idrauliche osservate in una sezione adiacente rispetto a quello collassato (Tabella 5-3). La modellazione condotta è utile per individuare le possibili cause del collasso, anche se si fa riferimento a una condizione di arginatura integra, ovvero priva di cavità. Al fine di incorporare possibili effetti di memoria, la sollecitazione idrologica dell'arginatura è stata riprodotta in condizione non-stazionarie utilizzando un modello matematico di filtrazione nei mezzi porosi saturi/insaturi (equazione di Richards). Le condizioni al contorno dell'arginatura sono variabili nel tempo in relazione al livello idrico nel corso d'acqua (condizione di carico assegnato di Dirichlet) ed alla precipitazione (condizione di flusso assegnato di Neumann). Il periodo di simulazione considerato è compreso tra l'istante 22-12-2013 0:00 e l'istante 03-02-2014 23:50. La precipitazione è stata determinata attraverso l'analisi delle osservazioni pluviometriche e radar illustrate nel paragrafo 3.2 (Figura 5 e Figura 6). L'andamento temporale della quota idrica in corrispondenza della sezione del collasso è stata riprodotta attraverso il modello propagatorio illustrato nel paragrafo 3.3.1 (Modello 1, Figura 14). La condizione al contorno sulla frontiera del dominio a lato campagna (XX m dal piede arginale) è stata mantenuta costante nel tempo con carico assegnato pari a 29.50 m s.l.m. (1.50 m al di sotto del piano campagna). La condizione iniziale imposta al 22-12-2013 è stata determinata considerando il livello di falda pari a quello del corso d'acqua e assumendo una distribuzione idrostatica delle pressioni all'interno del corpo arginale.

Nella Figura 103 sono riportate le distribuzioni nella sezione dei contenuti idrici volumetrici in tre istanti temporali. Il primo istante – ore 2:00 del 19 gennaio 2014 – corrisponde al possibile inizio del fenomeno di erosione interna. Il secondo istante – ore 6:00 del 19 gennaio 2014 – corrisponde approssimativamente all'inizio del sormonto dell'argine collassato, mentre il terzo istante – ore 12:00 del 31 gennaio 2104 – corrisponde al transito del livello idrico massimo prodotto dall'evento di piena di fine gennaio. Nella Figura 104 sono riportate le distribuzioni delle pressioni nel corpo arginale nei

tre istanti temporali considerati. La prima linea azzurra a partire dall'alto indica la posizione della superficie freatica, ovvero il luogo dei punti con pressione idrica relativa pari a zero. Si può notare che tale linea è sempre contenuta all'interno del corpo arginale non generando quindi una fontana sospesa al piede dell'argine sul lato a campagna.

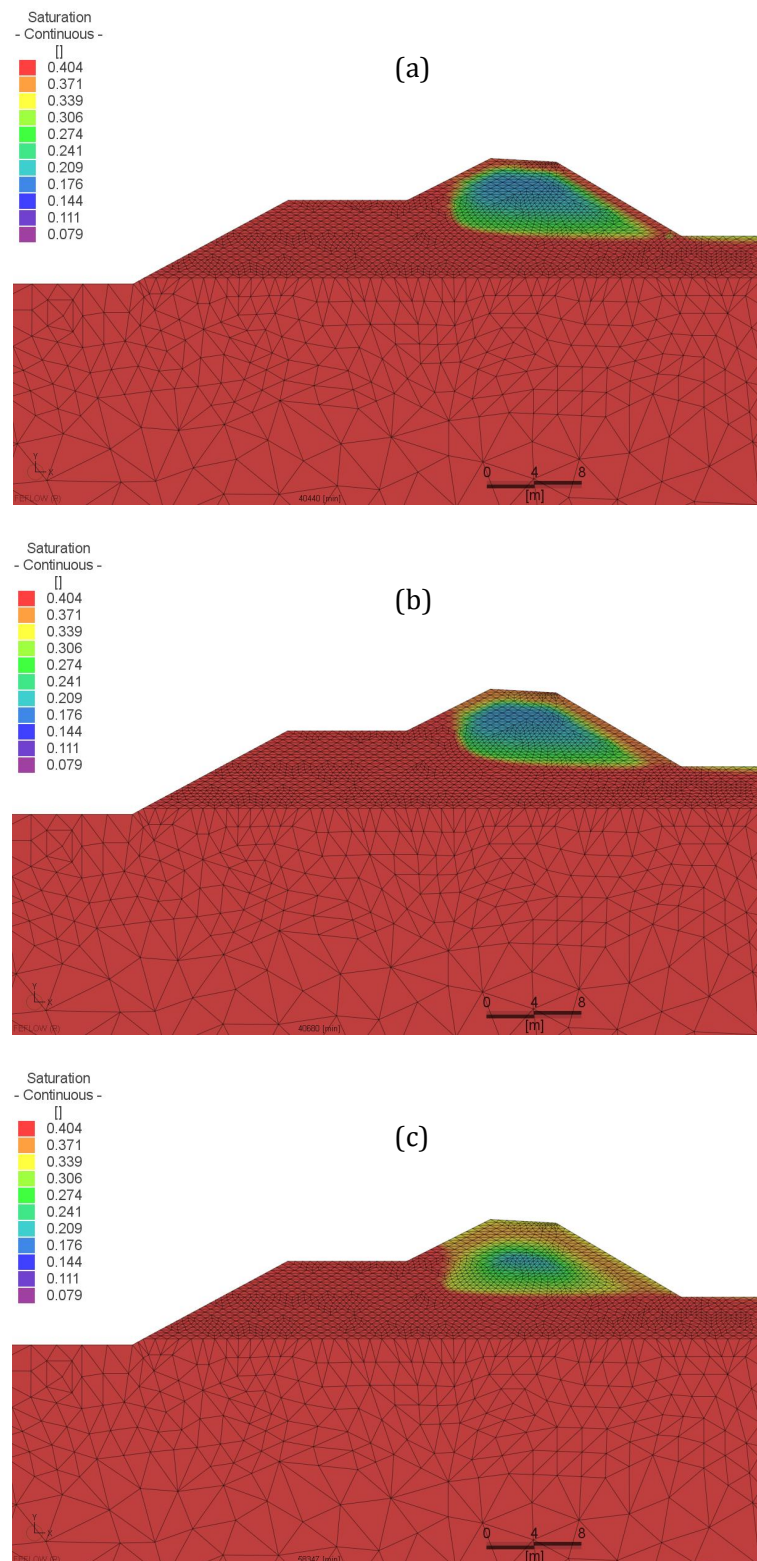


Figura 103 - Contenuto idrico volumetrico nella sezione del crollo (a) alle ore 2:00 del 19 gennaio 2014, (b) alle ore 6:00 del 19 gennaio 2014, e (c) alle ore 12:00 del 31 gennaio 2014. Il suolo considerato è un limo avente parametri di van Genuchten riportati nella Tabella 5-3.

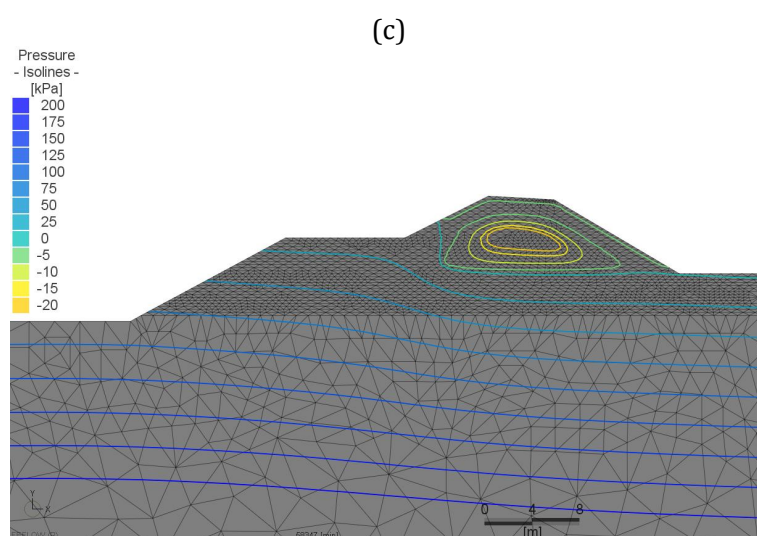
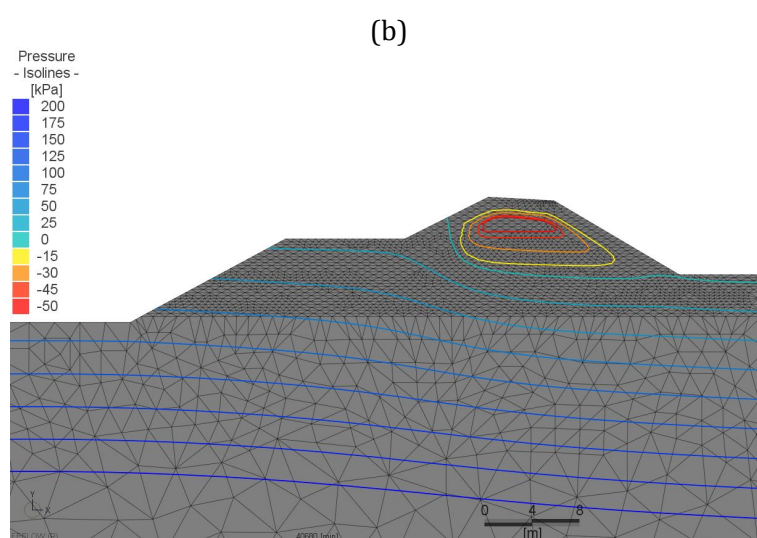
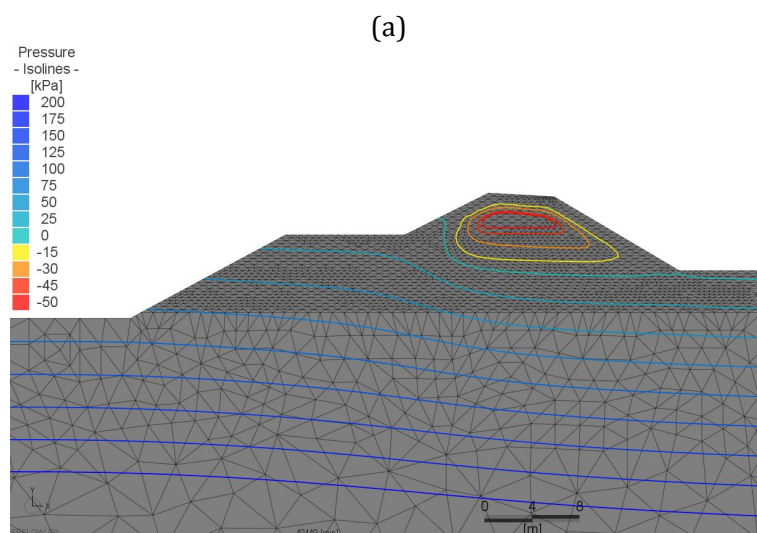


Figura 104 - Pressione nella sezione del collasso (a) alle ore 2:00 del 19 gennaio 2014, (b) alle ore 6:00 del 19 gennaio 2014, e (c) alle ore 12:00 del 31 gennaio 2014. Il suolo considerato è un limo avente parametri di van Genuchten riportati nella Tabella 5-3.

6.2 Verifiche di stabilità della sezione arginale della rotta

Il modello geotecnico del corpo arginale e del sottostante substrato di fondazione è stato realizzato con riferimento alle tre sezioni selezionate come rappresentative nella zona della rottura e oggetto delle indagini in sito illustrate al paragrafo 5.1. La costruzione del modello geotecnico si è principalmente basata sulle informazioni provenienti dai sondaggi e dalle prove penetrometriche statiche con piezocono, integrate dai risultati delle prove geotecniche di laboratorio.

Le verifiche di stabilità della sezione arginale della rotta (schematizzazione 2D) sono state condotte con riferimento alla morfologia superficiale ricavata dai rilievi LiDAR, alla quale è stata associata la stratigrafia già individuata per il *Transetto 3* (Figura 79).

Le analisi di stabilità del paramento di valle della struttura arginale sono state eseguite in termini di tensioni efficaci con il metodo all'equilibrio limite di Morgenstern & Price, che permette di considerare potenziali superfici di scorrimento anche di forma qualsiasi. Analisi aggiuntive con codice agli elementi finiti - più sofisticate, ancorché meno intuitive - sono state preliminarmente eseguite con finalità di confronto e verifica dei risultati, ottenendo un soddisfacente riscontro con i dati riportati di seguito. Il risultato delle analisi dipende generalmente dalla geometria del sistema geotecnico, dall'altezza idrica considerata, dalle caratteristiche di resistenza al taglio dei terreni dell'argine e di fondazione, dal regime delle pressioni interstiziali dell'acqua presente nei pori del terreno. Il criterio di rottura comunemente adottato per i terreni considerati è quello di Mohr-Coulomb.

Ai fini dello studio della stabilità dell'argine in oggetto sono state condotte due tipologie distinte di analisi:

- Analisi di carattere progettuale: caratterizzate da condizioni di moto di filtrazione in regime stazionario all'interno del corpo arginale e assenza di coesione, anche apparente, quest'ultima dovuta all'eventuale presenza di tensioni di suzione al di sopra della falda freatica. I risultati di queste analisi sono sintetizzate tramite la costruzione delle relative curve di fragilità dell'argine al variare dei livelli idrici presenti lato fiume.
- Analisi a ritroso (*back-analysis*): caratterizzate da condizioni di moto di filtrazione in regime transitorio all'interno del corpo arginale, eseguite in condizioni di parziale saturazione del terreno. Queste ultime sono ricavate sulla base delle relative proprietà idrauliche, degli effettivi idrogrammi di piena e dei dati di piovosità nel periodo antecedente il collasso arginale.

6.2.1 Verifiche di stabilità di carattere progettuale

Le analisi di carattere progettuale non intendono esaminare le effettive condizioni di stabilità al momento dell'innescio del fenomeno di collasso arginale in oggetto, ma piuttosto mirano a valutare le condizioni di stabilità secondo i correnti approcci progettuali - largamente cautelativi - nell'ipotesi di moto di filtrazione in regime permanente, terreno saturo al di sotto della linea di falda e cadente inclinata 1:4 all'interno del corpo arginale. Lato campagna il livello di falda è stato posto alla quota del terreno, mentre sul lato fiume si sono assunti diversi livelli idrometrici a partire dalla quota del petto arginale (Figura 105).

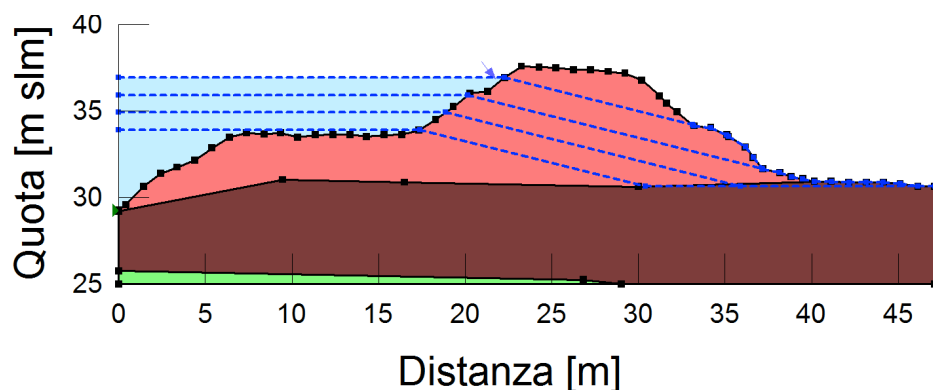


Figura 105 - Modello stratigrafico-geotecnico della sezione della rotta e andamento della linea di falda assunto in regime di moto permanente, al variare del livello idrico del fiume.

Per tener conto delle incertezze legate alla variabilità spaziale intrinseca dei parametri di resistenza al taglio dei terreni interessati, le analisi sono state eseguite in termini probabilistici utilizzando il metodo Monte-Carlo. In particolare, sono state effettuate migliaia di simulazioni, assumendo come variabile aleatoria l'angolo di resistenza al taglio dei terreni, al quale è stata attribuita una legge di distribuzione normale, stimata sulla base dei risultati delle prove penetrometriche CPTU. Nella Tabella 6-1 sono riportati i parametri di distribuzione statistica utilizzati per i terreni delle Unità AR, B e C (cfr. paragrafo 5.4), litotipi significativi ai fini delle analisi di stabilità. La coesione vera e la coesione apparente, come detto, sono state sempre assegnate pari a 0. A tutti i litotipi presenti è stato infine assegnato un peso dell'unità di volume saturo pari a 19 kPa.

Tabella 6-1 - Parametri di distribuzione statistica della resistenza al taglio utilizzati nelle analisi di stabilità.

Unità	Parametro	μ	σ
AR	$\phi' (^{\circ})$	32	1.94
B	$\phi' (^{\circ})$	28.8	3.2
C	$\phi' (^{\circ})$	24.9	2.4

I risultati delle analisi sono restituiti in termini di fattore di sicurezza deterministico (FS), nonché di valor medio, deviazione standard, minimo e massimo di FS. In particolare, la probabilità cumulata di rottura (i.e. probabilità associata a un $FS \leq 1$) può essere utilizzata per la costruzione delle curve di fragilità, adottando come variabile aleatoria indipendente l'altezza idrica nel fiume.

Lo studio è stato condotto sul paramento dell'argine lato campagna, ipotizzando due diverse possibili tipologie di superfici generali di scivolamento.

La prima superficie è caratterizzata da un possibile scorrimento che interessa l'argine a partire dalla sua sommità fino al piede e presenta il minimo fattore di sicurezza. In Figura 106 sono riportati i valori dei fattori di sicurezza deterministici associati al variare del livello idrico del fiume. Una sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti è fornita in Figura 107. In Figura 108 è rappresentata infine la curva di fragilità associata a tale tipologia di rottura del paramento lato campagna del corpo arginale.

Una seconda superficie di rottura generale considerata (Figura 109) è caratterizzata da uno scivolamento profondo, che interessa tutta la cresta dell'argine, partendo dall'estremità lato fiume fino ad arrivare al piede del rilevato lato campagna. In Figura 109 sono rappresentati i fattori di sicurezza deterministici associati a tali superfici di scorrimento, al variare del livello idrico del fiume. Una sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti è rappresentata in Figura 110. In Figura 111 è rappresentata la curva di fragilità associata a tale seconda tipologia di rottura generale del paramento lato campagna del corpo arginale.

Le verifiche di stabilità di carattere progettuale, benché non rappresentative delle effettive condizioni presenti al momento della rotta, forniscono utili indicazioni in merito ai limitati margini di sicurezza presenti in caso di livelli di piena più rilevanti e più persistenti nel tempo.

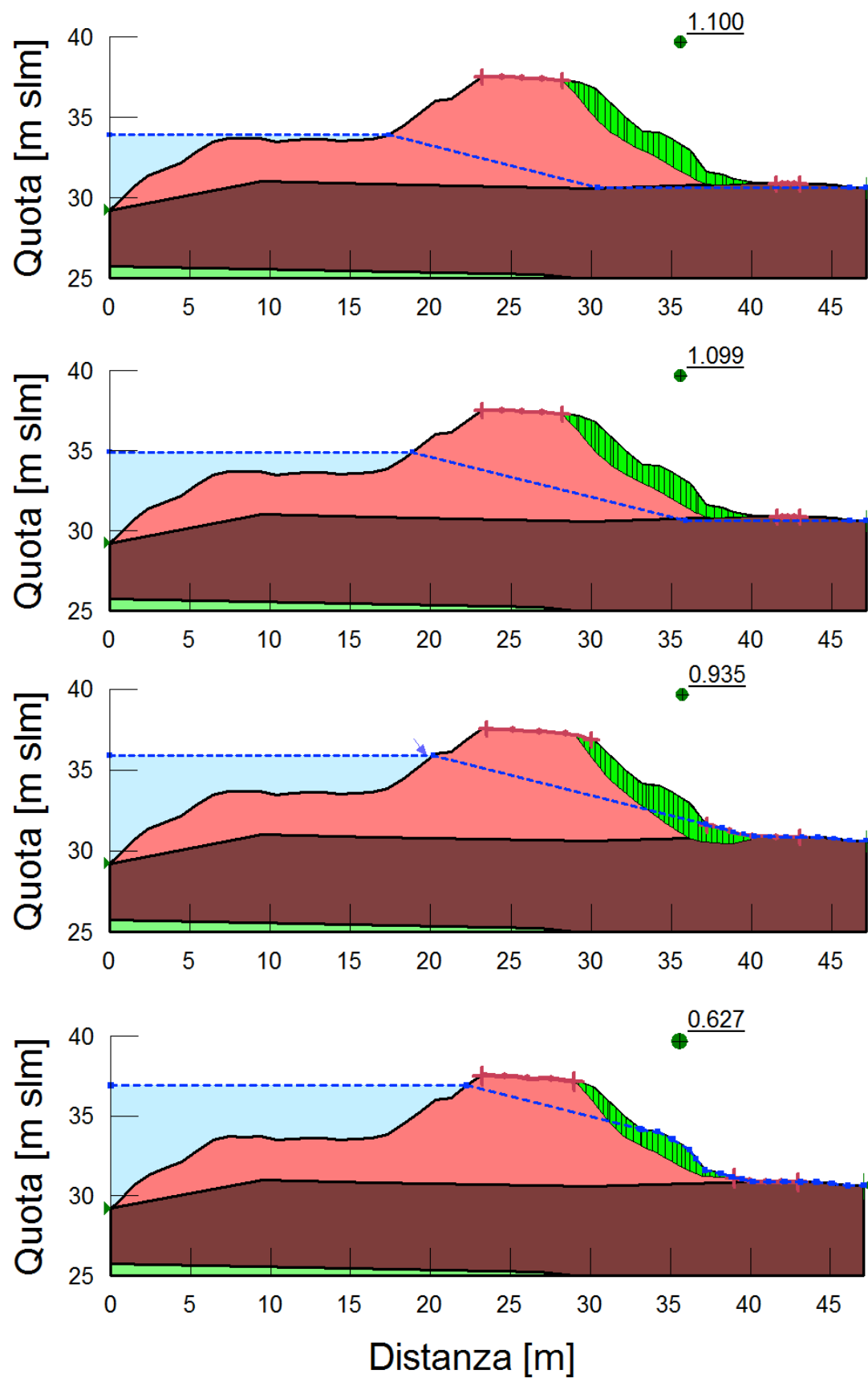


Figura 106 - Superfici di scivolamento generali più critiche (FS minimo) per il corpo arginale.

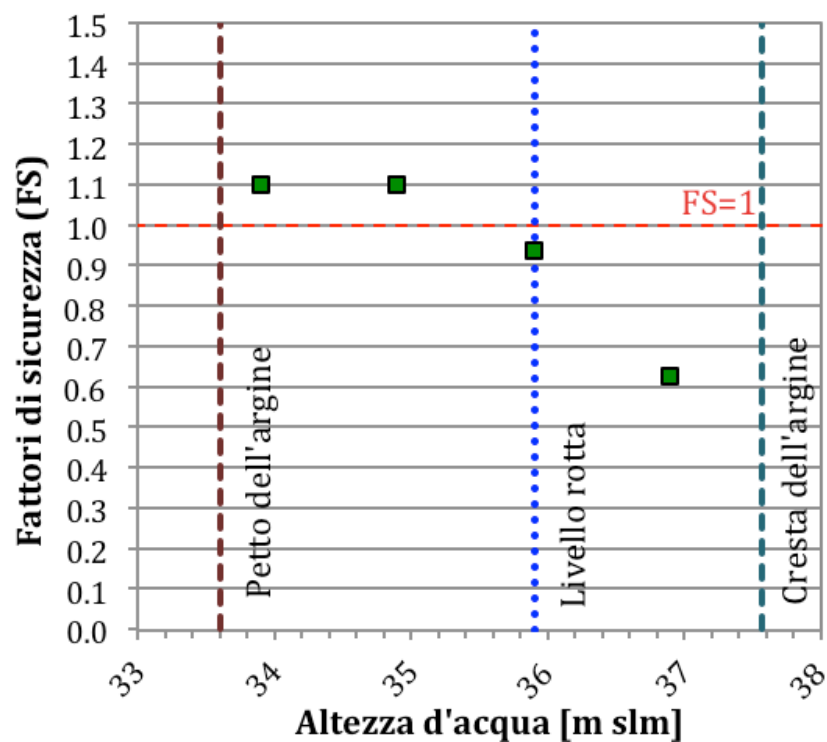


Figura 107 - Fattori di sicurezza ottenuti per le superfici di scorrimento generali più critiche, al variare dell'altezza d'acqua nel fiume. Il "livello rotta" corrisponde alla quota di 35.90 m s.l.m.

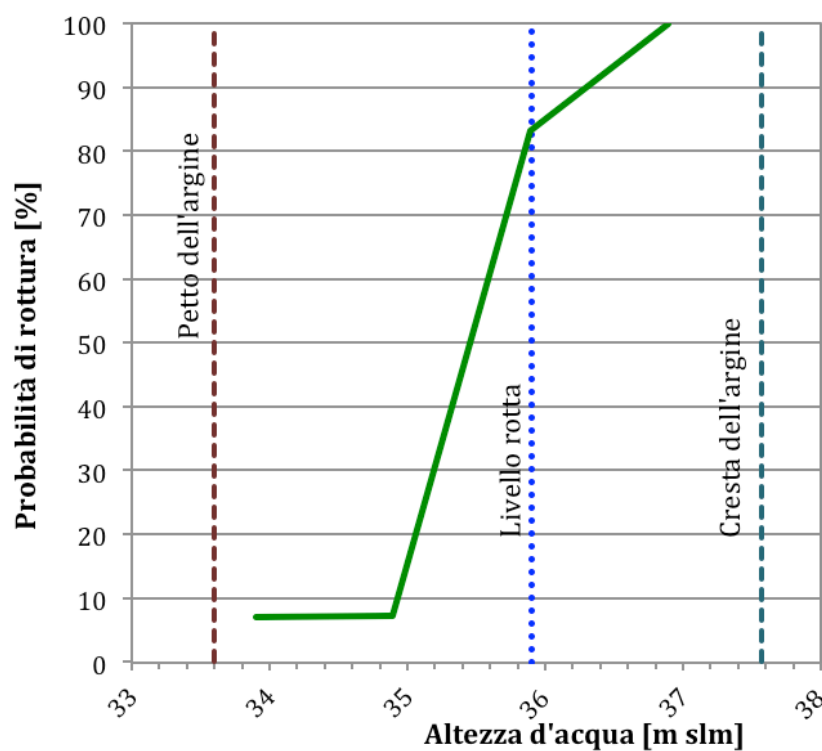


Figura 108 - Curva di fragilità nell'ipotesi di moto in regime permanente e superficie di rottura più critica. Il "livello rotta" corrisponde alla quota di 35.90 m s.l.m.

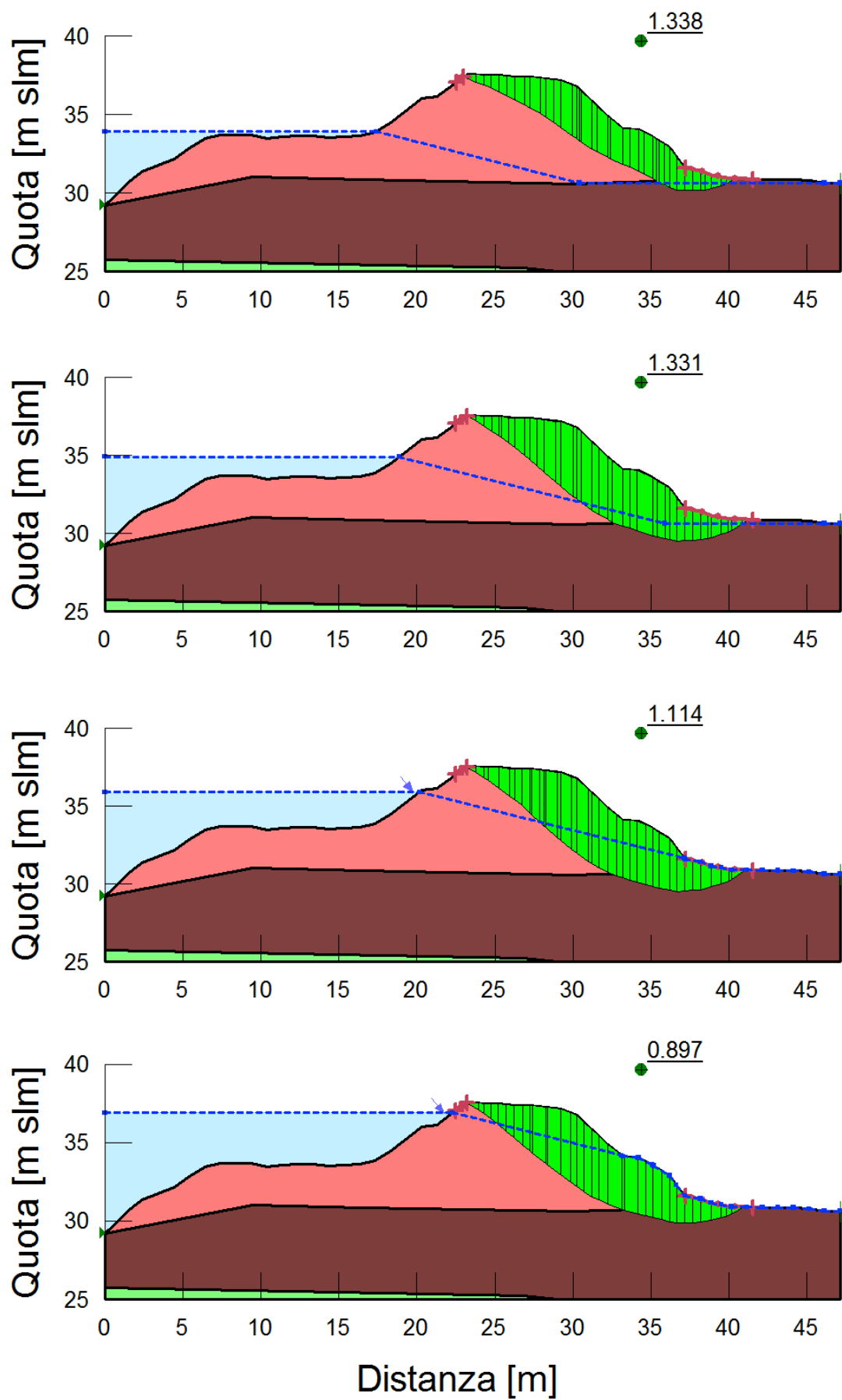


Figura 109 - Superfici di scivolamento generali che coinvolgono l'intero corpo arginale.

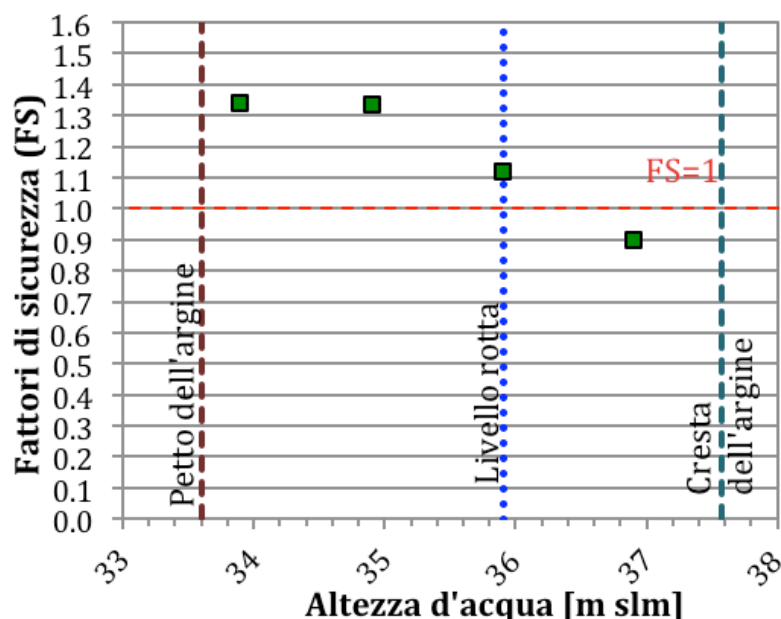


Figura 110 - Fattori di sicurezza ottenuti per superfici di scorrimento generali che coinvolgono l'intero corpo arginale al variare dell'altezza d'acqua nel fiume. Il "livello rotta" corrisponde alla quota di 35.90 m slm.

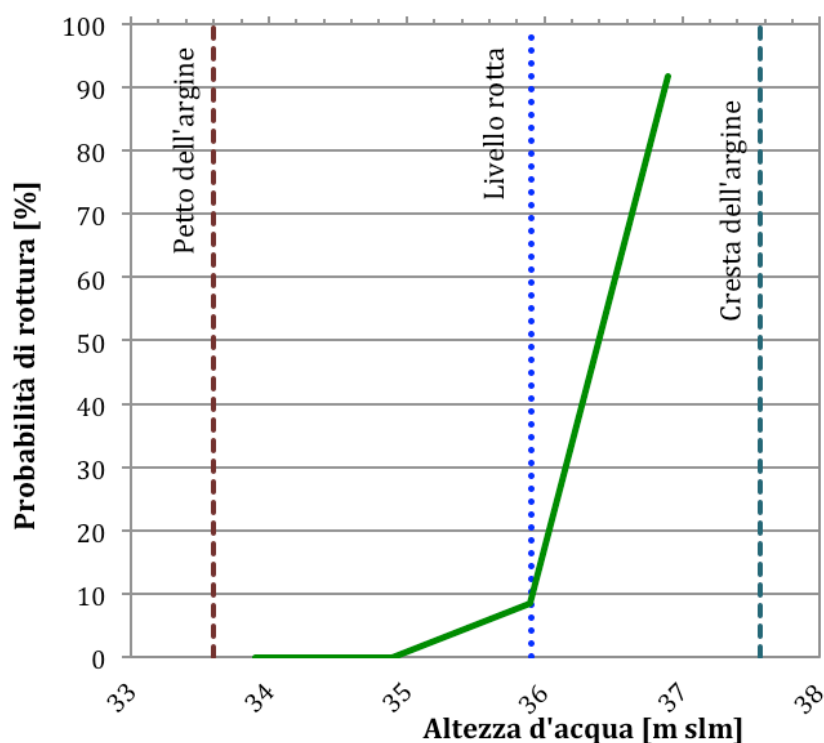


Figura 111 - Curva di fragilità nell'ipotesi di moto in regime permanente e superfici di rottura generale che coinvolgono l'intero corpo arginale. Il "livello rotta" corrisponde alla quota di 35.90 m slm.

6.2.2 Verifiche di stabilità a ritroso (back-analysis)

Le analisi di stabilità a ritroso intendono valutare le effettive condizioni di stabilità dell'argine collassato nelle condizioni in cui esso poteva trovarsi subito prima dell'innescio del fenomeno di instabilità, pur nelle inevitabili incertezze legate alla mancata possibilità di accertamento sperimentale. Esse devono pertanto basarsi necessariamente su condizioni di parziale saturazione del

terreno e moto di filtrazione in regime transitorio, ricavato a partire dagli idrogrammi di piena ricostruiti e dai dati di piovosità registrati nel periodo antecedente il collasso.

Le analisi per la valutazione del moto di filtrazione all'interno del corpo arginale sono state condotte con l'ausilio del codice di calcolo SEEP. La caratterizzazione idraulica del materiale arginale in condizioni di parziale saturazione, come già anticipato, è stata effettuata mediante l'utilizzo di due funzioni: (1) la Curva di Ritenzione Idrica (*Soil Water Retention Curve*), che lega il contenuto d'acqua del terreno alla sua pressione di suzione (potenziale idrico); e (2) la Funzione di Conducibilità Idraulica (*Hydraulic Conductivity Function*), che lega il valore di conducibilità idraulica (permeabilità) del terreno ancora con la pressione negativa dell'acqua interstiziale. Le equazioni costitutive utilizzate per descrivere tali funzioni sono quelle del modello Van Genuchten-Mualem unimodale e il corrispondente set di parametri è stato ottenuto dalle determinazioni sperimentali appositamente eseguite nel corso delle presenti indagini.

Diversamente dalle precedenti simulazioni, nelle presenti analisi si è ritenuto di fare riferimento - anziché alla media dei dieci campioni prelevati in una sezione adiacente all'argine collassato (cfr. paragrafo 5.3) - alla risposta del campione #44 (uno dei dieci, prelevato ad una profondità compresa tra 170 e 185 cm dal piano campagna), i cui valori sperimentali sono riportati in Tabella 6-2, ritenuto ai fini della presente analisi potenzialmente più rappresentativo del comportamento dell'argine collassato stesso. Le curve di riferimento della media dei campioni analizzati e di quello selezionato sono riportate in Figura 112.

Tabella 6-2 - Valori sperimentali adottati

Campione #44						
θ_r	$\theta_0 = \theta_{sat}$	α_{VG}	n_{VG}	$m_{VG} = 1 - 1/n_{VG}$	K_0	τ_{VG}
($\text{cm}^3 \text{cm}^{-3}$)	($\text{cm}^3 \text{cm}^{-3}$)	(cm^{-1})	(-)	(-)	(cm h^{-1})	(-)
0.0719	0.443	0.01948	1.409	0.290	4.684	0.5

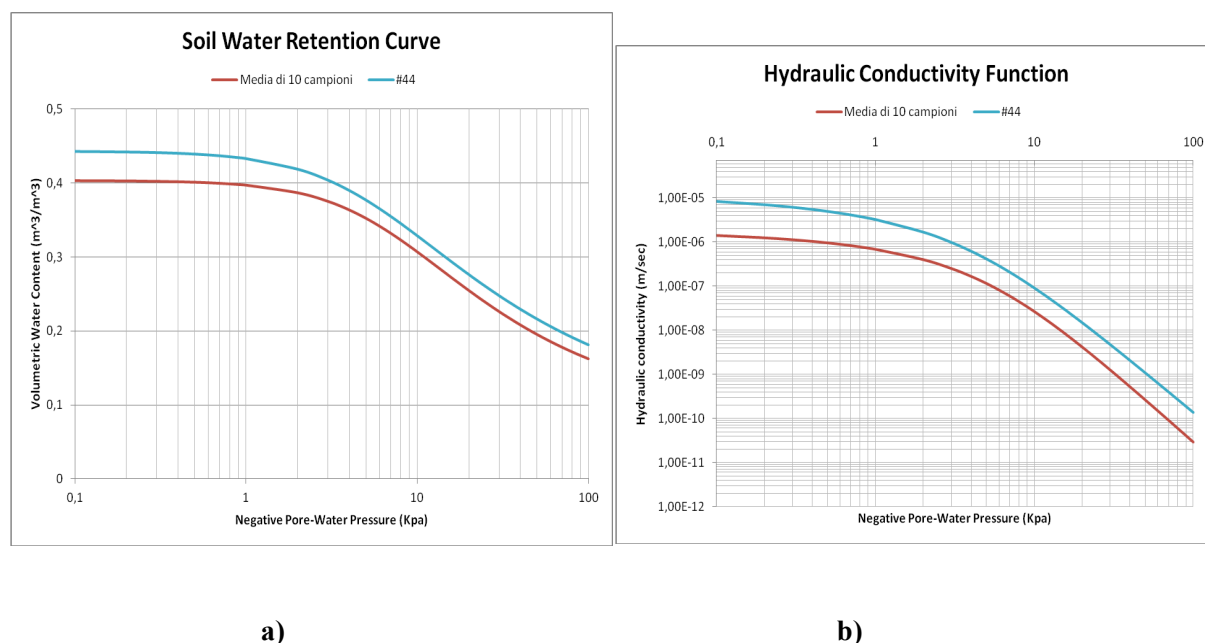


Figura 112 - Curve di ritenzione idrica (a) e di conducibilità idraulica (b).

La distribuzione iniziale delle pressioni neutre negative presenti all'interno del corpo arginale prima dell'applicazione delle sollecitazioni idrauliche esterne è stata assunta come in Figura 113a, a partire da un livello di falda freatica posta a 30 m s.l.m., fino ad un minimo di -40 kPa presente nel nucleo arginale, ritenuto ragionevole per il periodo invernale delle analisi ed in linea con le numerose evidenze sperimentali

effettuate su argini fluviali e riportate nella letteratura scientifica. Le analisi in regime transitorio sono state poi svolte a partire dal 24/12/2013, facendo riferimento all'idrogramma di piena ricostruito per il periodo ed ai dati pluviometrici riportati nelle sezioni precedenti.

Nelle Figure 113b e 113c sono riportate le pressioni neutre e la linea di falda freatica valutate nell'istante immediatamente precedente la piena durante la quale si è verificato il collasso (17/01/2014 alle ore 11:00) e nell'istante finale del regime transitorio (19/01/14 alle ore 06:00). In tutti i grafici la scala cromatica delle pressioni neutre prevede un incremento di 10 kPa al passaggio da un isobara a quella adiacente. La superficie freatica è rappresentata dalla linea blu spessa.

Nello stesso istante finale del regime transitorio, in Figura 114 è riportata la distribuzione del carico piezometrico (incremento da un equipotenziale all'altra di 0.5 m) ed in Figura 115 il contenuto volumetrico d'acqua all'interno dell'argine (scala cromatica con incremento di 0.05 da un isovolumetrica a quella adiacente; il contenuto volumetrico d'acqua a saturazione è pari a 0.45).

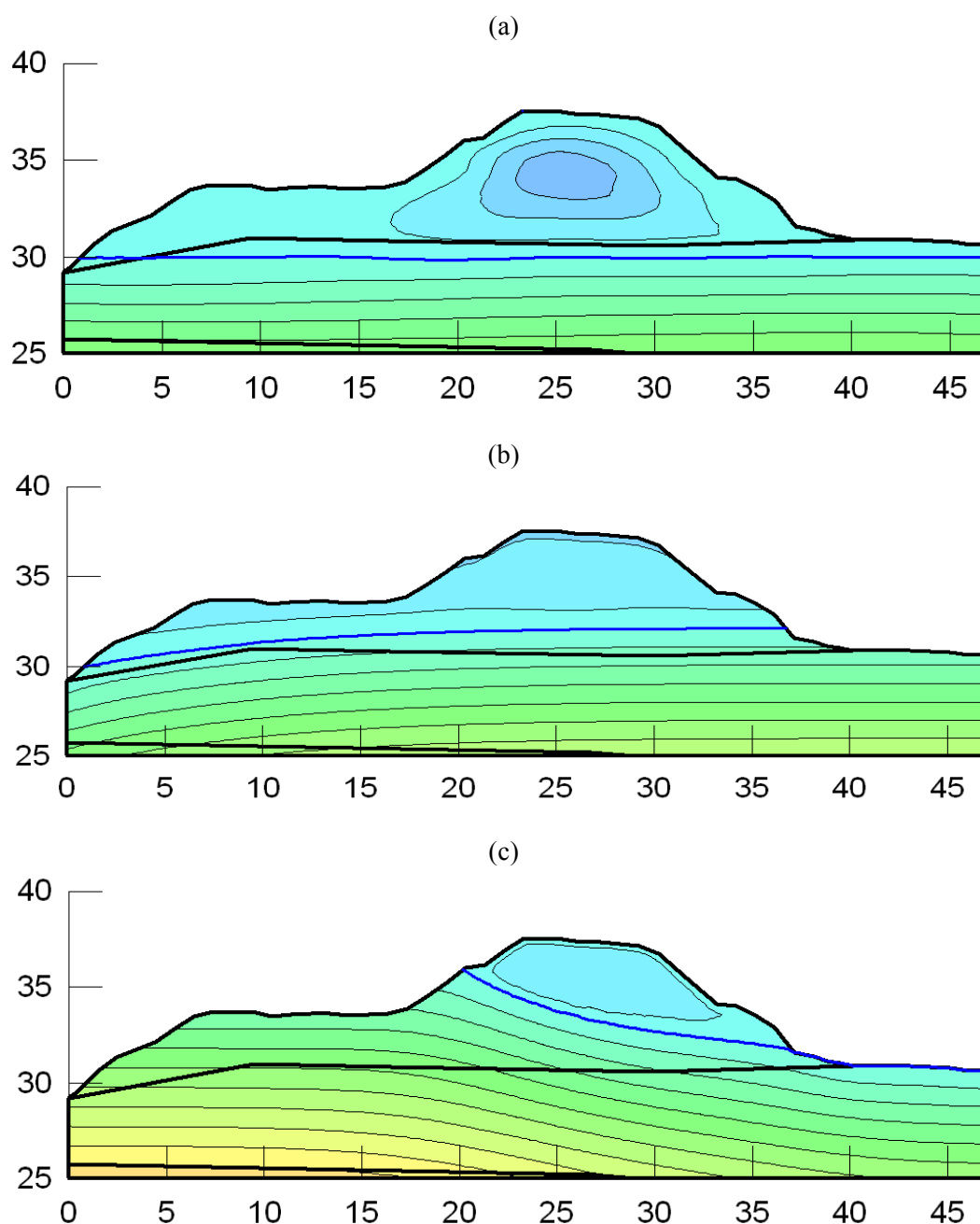


Figura 113 - Andamento delle pressioni interstiziali (a) all'indizio del periodo di simulazione, (b) il giorno 17-01-2014, e (c) al momento della breccia (ore 6:00 del 19-01-2014).

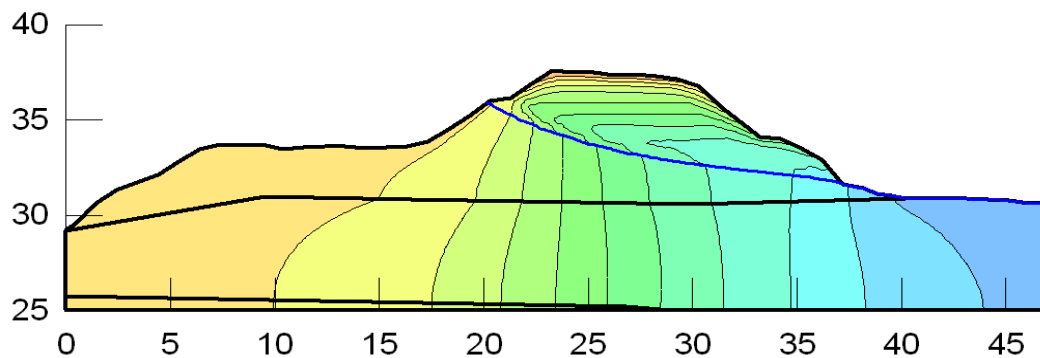


Figura 114 - Linee equipotenziali al momento della breccia.

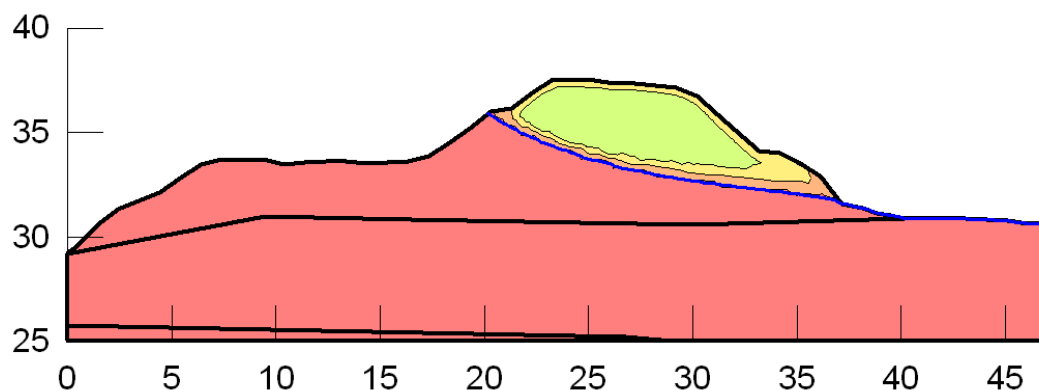
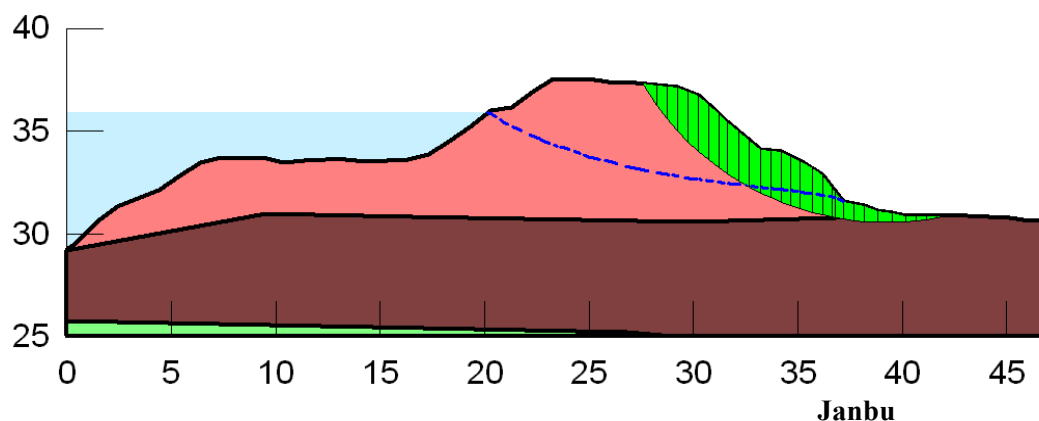


Figura 115 - Contenuto volumetrico d'acqua nel corpo arginale al momento della breccia.

A partire dunque da tale regime transitorio di pressioni neutre si sono svolte le verifiche di stabilità dell'argine in oggetto. Si sono prese in considerazione, in particolare, quattro superfici di scorrimento generali, potenzialmente critiche per l'argine, e coinvolgenti volumi di terreno progressivamente crescenti (colorati in verde), fino a riprodurre il possibile scivolamento dell'intera sommità arginale (superfici III e IV). I risultati sono riportati nelle Figure 116÷119; in calce ad ogni figura è indicato il fattore di sicurezza medio e la probabilità cumulata di rottura, in condizioni di argine integro (assenza di cavità). I risultati sono stati ottenuti con i due metodi di calcolo di Morgenstern & Price e Janbu, in maniera del tutto analoga a quanto già sviluppato per le analisi di carattere progettuale precedentemente illustrate.



Morgenstern & Price

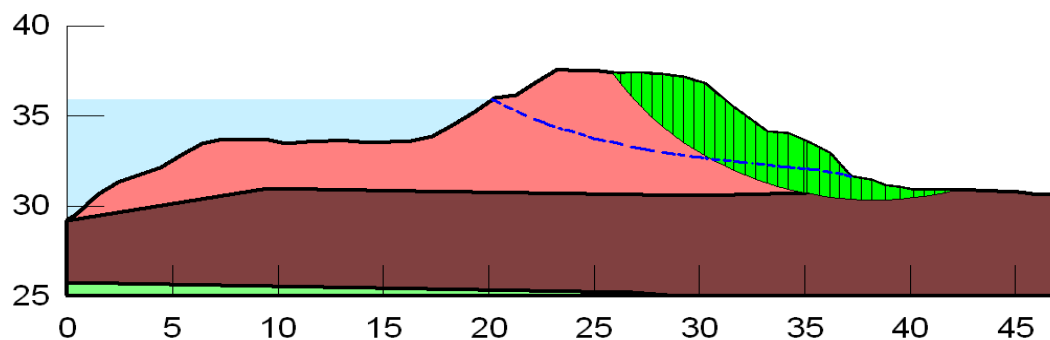
Media FS = 1.16

P (F) = 0.95 %

Media FS = 1.12

P (F) = 3.30 %

Figura 116 - Superficie I, assenza di cavità.



Morgenstern & Price

Media FS = 1.22

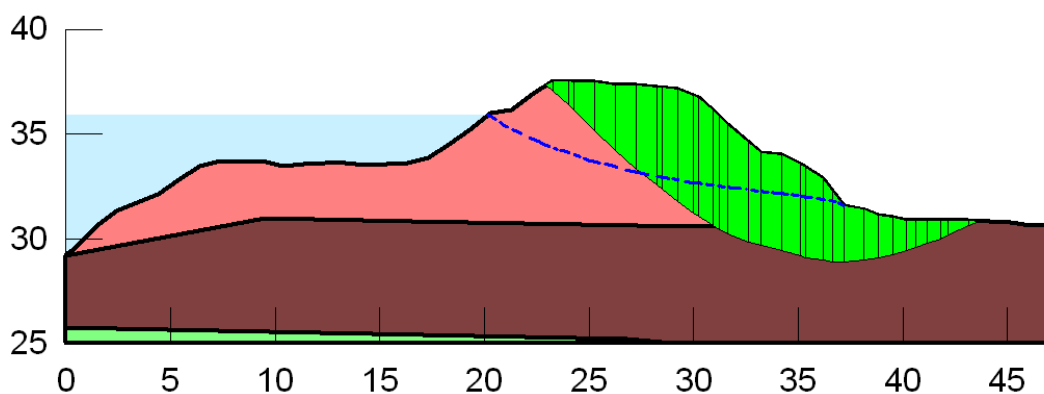
P (F) = 0.25 %

Janbu

Media FS = 1.17

P (F) = 0.95 %

Figura 117- Superficie II, assenza di cavità.



Morgenstern & Price

Media FS = 1.23

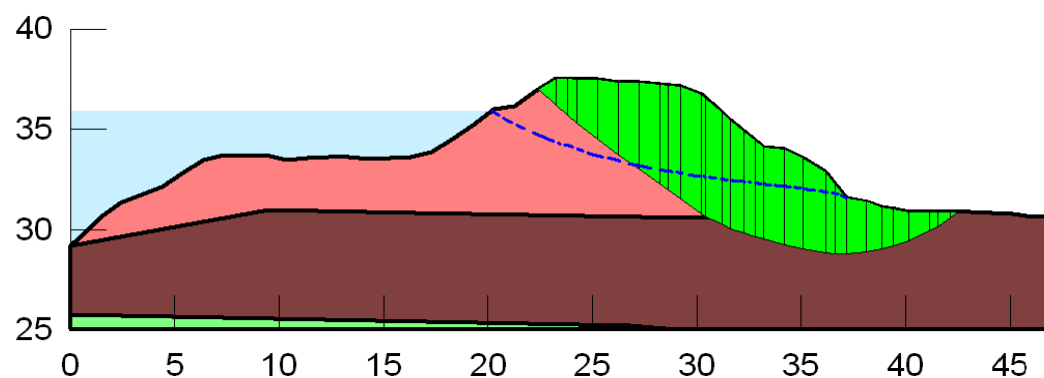
P (F) = 0.40 %

Janbu

Media FS = 1.15

P (F) = 2.00 %

Figura 118 - Superficie III, assenza di cavità.



Morgenstern & Price

Media FS = 1.26

P (F) = 0.15 %

Janbu

Media FS = 1.18

P (F) = 1.10 %

Figura 119 - Superficie IV, assenza di cavità.

Dalle analisi emerge chiaramente come i fattori di sicurezza medi siano sempre maggiori dell'unità e le probabilità cumulate di rottura si mantengano su valori percentuali piuttosto contenuti con entrambi i metodi di calcolo utilizzati e non siano tali da dare conto del collasso arginale effettivamente verificatosi nella sezione in oggetto.

Per le stesse potenziali superfici di scorrimento si sono successivamente ripetute le verifiche di stabilità ipotizzando che, all'interno del corpo arginale, fossero presenti cavità diffuse tali da produrre una sostanziale riduzione della resistenza al taglio complessivamente disponibile all'interno della struttura. Nello schema bidimensionale impiegato, tale riduzione è stata simulata diminuendo del 20% il valore originale della resistenza al taglio del materiale arginale (unità AR), a causa sia della vera e propria mancanza di terreno resistente sia di un locale aumento delle pressioni interstiziali e della conseguente riduzione dello stato tensionale efficace del terreno.

I risultati sono riportati nella Tabella 6-3, per ognuna delle quattro superficie di scivolamento analizzate, in termini di fattore di sicurezza medio e di probabilità cumulata di rottura, ancora ottenuti sia con il metodo di Morgenstern & Price sia con il metodo di Janbu.

Tabella 6-3 - Fattori di sicurezza medi e probabilità cumulate di rottura in presenza di cavità diffuse.

Superficie	Morgenstern & Price		Janbu	
	Media FS	P(F) %	Media FS	P(F) %
I	0.95	72.65	0.91	89.50
II	1.03	32.10	0.97	65.10
III	1.09	12.25	1.02	36.40
IV	1.14	5.05	1.06	20.25

Dai risultati riportati, si evince che - nelle particolari condizioni in cui può essersi trovato l'argine in oggetto al momento dell'innescò del fenomeno di collasso e, naturalmente, nelle ipotesi di lavoro necessariamente introdotte a causa della mancanza d'informazioni specifiche sull'argine stesso - la presenza di cavità diffuse all'interno del corpo arginale (ovvero una diffusa riduzione della resistenza al taglio complessivamente disponibile lungo le potenziali superfici di scorrimento) può aver localmente innalzato in maniera sensibile la probabilità di rottura. Il modello riprodotto riesce pertanto a dare ragione dell'innescò di un fenomeno di instabilità arginale che può rapidamente evolvere e procedere retrogressivamente fino a produrre l'abbassamento dell'intera sommità della difesa (breccia), il sormonto da parte della corrente fluviale in concomitanza all'evento di piena ed il collasso totale.

Allo stesso tempo si vede anche come, in assenza di tali possibili locali debolezze strutturali, i margini di sicurezza siano comunque relativamente limitati e richiedano attenzione con riferimento alle condizioni generali di stabilità, non potendosi escludere che in altre posizioni si possa verificare la presenza di un materiale arginale con proprietà idrauliche e geotecniche più scadenti.

7 Discussione

I risultati delle analisi condotte nel presente lavoro indicano che il meccanismo di collasso dell'argine in questione non è ascrivibile a tipologie classiche note in letteratura, quali (1) erosione per sormonto, (2) erosione al piede, e (3) filtrazione al di sotto del corpo arginale con conseguente sifonamento.

L'erosione per sormonto dell'argine, nella sua sagoma iniziale, può essere esclusa con sicurezza visti i livelli idrici massimi ricostruiti nella sezione in questione (Figura 71). Secondo la diverse ricostruzioni modellistiche, la quota idrica raggiunta alle ore 6:00 del 19 gennaio 2014 è stimabile in 35.78-36.04 m s.l.m. comportando quindi un franco rispetto alla sommità arginale non inferiore a 1.25 m.

L'erosione al piede dell'argine per effetto di un eccesso della tensione tangenziale prodotta dalla corrente rispetto a quella massima sopportabile non appare consistente con le evidenze riportate nella documentazione fotografica acquisita nelle prime ore dopo l'apertura della breccia (p.e., Figura 64 e Figura 65). In tali fotografie si nota infatti che la banca a lato fiume è ancora in posto, come si evince dalla presenza della vegetazione arbustiva, ed ha resistito, almeno fino al momento in cui è stata scattata la fotografia, anche all'aumentata azione erosiva della corrente uscente dalla breccia.

Per la stessa ragione la possibilità di collasso per erosione preferenziale lungo cavità prodotte dallo sradicamento della vegetazione in alveo da parte della corrente può essere esclusa. Infatti, il confronto tra fotografie aeree riprese nel 2012 (p.e., Figura 63) e fotografie riprese da elicottero dopo la rotta evidenzia che gli alberi cresciuti nell'alveo fluviale erano ancora presenti nelle prime fasi dopo l'apertura della breccia (p.e., Figura 64 e Figura 65).

La filtrazione profonda con conseguente sifonamento non appare infine una possibile causa di collasso per l'argine e l'evento di piena in questione date le caratteristiche idrauliche e geotecniche del materiale di fondazione dell'argine, ricostruite sulla base delle indagini sperimentali effettuate dalla Commissione.

Nella zona esaminata non ci sono stati effetti di liquefazione riscontrati dopo gli eventi sismici avvenuti nel maggio 2012. Il Comune di Modena non è stato inserito tra quelli del "cratere," quindi non sono state redatte carte di microzonazione sismica. L'entità delle sollecitazioni (magnitudo, accelerazione sismica in corrispondenza del piano di campagna) è stata moderata. Se fosse stata significativa avrebbe provocato indebolimenti della struttura arginale con effetti manifestati subito dopo gli eventi sismici. La Commissione ha ritenuto pertanto di non dovere approfondire le analisi riguardo alle possibili connessioni tra sima e collasso arginale.

Appare invece del tutto verosimile che l'argine abbia collassato per effetto dell'interazione tra la piena e un articolato sistema di tane di animali selvatici, presente nel corpo arginale, che ne ha ridotto la resistenza. Tale conclusione è supportata (1) dalle testimonianze oculari raccolte, (2) dalla relazione geometrica tra tane osservate nelle fotografie aeree riprese nel 2012 e limiti della breccia, documentati da fotografie scattate nel mattino del 19 gennaio 2014, (3) dalle quote idriche massime raggiunte durante la piena rispetto alle quote delle tane lato fiume, (4) dalla concreta possibilità, in analogia a quanto osservato sul fiume Panaro nello stesso giorno, che le tane fossero passanti, (5) dalla possibile analogia tra il caso in esame e quello del collasso arginale osservato – e tempestivamente riparato – lungo il fiume Panaro presso Via Tronco nello stesso giorno e (6) dai risultati delle verifiche geotecniche di stabilità dell'argine, che mostrano margini di sicurezza relativamente limitati anche in assenza di cavità.

8 Conclusioni

La messa a punto di opportuni modelli idraulici, idrologici e geotecnici, la definizione dei parametri idraulici e geomeccanici del corpo arginale, insieme alle informazioni raccolte e alle osservazioni effettuate in loco, hanno permesso di ricostruire un quadro plausibile degli eventi che hanno causato la rotta dell'argine del fiume Secchia il 19 Gennaio 2014 e la conseguente inondazione di una estesa parte di territorio in destra idrografica, e hanno permesso di valutare tutti gli aspetti ritenuti essenziali per rispondere al quesito posto alla Commissione.

Il fenomeno di collasso arginale può essere spiegato secondo due diversi schemi di innesco.

Un primo tipo d'innesco, riconducibile a processi di erosione interna, è analogo a quello osservato sull'argine destro del fiume Panaro nel pomeriggio dello stesso 19 gennaio 2014. Il fenomeno si sviluppa inizialmente attraverso un processo di progressiva erosione interna, favorito dal sistema di tane presenti nel corpo arginale, eventualmente indebolito dalla precipitazione diretta al suolo. Una volta che è stato asportato un sufficiente quantitativo di materiale, la parte dell'argine sovrastante le cavità crolla, provocando un notevole ribassamento della sommità arginale.

Un secondo tipo d'innesco può essere ricondotto alla progressiva instabilità geomeccanica del corpo arginale, localmente indebolito dalla presenza di cavità e favorito dalle condizioni di parziale saturazione indotte dalla piena e dalle precipitazioni dirette al suolo. La riduzione di resistenza a taglio dei terreni, indotta dalla loro saturazione anche locale, può causare una significativa diminuzione del grado di sicurezza della struttura arginale nei confronti della stabilità.

I due citati fenomeni d'innesco possono aver agito singolarmente o in combinazione fra loro, comportando un ribassamento della sommità arginale con conseguente sormonto da parte della corrente fluviale. In seguito all'attivazione del sormonto, la breccia si è evoluta rapidamente nel tempo, nell'arco di poche ore, sia approfondendosi sia allargandosi per effetto dell'erosione prodotta dalla corrente fluviale in uscita, caratterizzata da elevate velocità.

Entrambi gli schemi dimostrano – pur nei limiti delle incertezze insite nelle variabili idro-meteorologiche di controllo, nella parametrizzazione dei modelli, nelle descrizioni matematiche dei complessi fenomeni naturali considerati – una soddisfacente consistenza tra i risultati ottenuti e le osservazioni disponibili.

Alla luce di quanto emerso dal presente studio, si ritiene che la presenza di un articolato sistema di tane sia stata determinante ai fini del collasso arginale.

Bologna, 9 luglio 2014

Firme dei Commissari

Luigi D'Alpaos

Professore Ordinario di Idraulica, Presidente della Commissione
Università degli Studi di Padova

Armando Brath

Professore Ordinario di Costruzioni Idrauliche
Alma Mater Studiorum - Università di Bologna

Vincenzo Fioravante

Professore Ordinario di Geotecnica
Università degli Studi di Ferrara

Guido Gottardi
Professore Straordinario di Geotecnica
Alma Mater Studiorum - Università di Bologna

Paolo Mignosa
Professore Ordinario di Costruzioni Idrauliche
Università degli Studi di Parma

Stefano Orlandini
Professore Associato di Costruzioni Idrauliche, Segretario della Commissione
Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia

9 Riferimenti bibliografici

- AGI (2005). Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida. Pàtron Editore, Bologna.
- Aricò, C., Nasello C. e T. Tucciarelli, Using unsteady-state water level data to estimate channel roughness and discharge hydrograph. *Advances in Water Resources*, vol. 32(8), 1223-1240, 2009.
- Boccaletti M., Martelli L. (a cura di), 2004. Carta sismotettonica della Regione Emilia-Romagna, scala 1:250.000 e note illustrative. S.El.Ca, Firenze.
- Federal Emergency Management Agency (2005), Technical manual for dam owners: Impacts of animals on earthen dams, FEMA Report 473, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- ISPRA, 2009. Carta Geologica d'Italia 1:50.000, Foglio n. 201 "Modena". Coordinatore scientifico: M. Pizziolo. Regione Emilia-Romagna, Servizio geologico, sismico e dei suoli – Università di Modena e Reggio Emilia, Dipartimento di Scienze della Terra. S.El.Ca, Firenze, 2009.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. and Lancellotta, R. (1985). New developments in field and lab testing of soils. *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco (USA), 1:57-154
- Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. and Manassero, M. (2001). Evaluation of relative density and shear strength of sands from cone penetration test and flat dilatometer test. *Soil Behaviour and Soft ground Construction (GP 119)*: 201-238. ASCE, Reston, Virginia.
- Kulhawy, F.H., and Mayne, P.H. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Institute (EPRI), Palo Alto, Calif.
- Mayne, P.W. and Campanella, R.G. (2005). Versatile site characterization by seismic piezocone. *Proc. 16th ICSMGE*, 2: 721-724. Millpress, Rotterdam.
- Regione Emilia-Romagna, ENI – Agip, 1998. Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna, scala 1:250.000. A cura di G. M. Di Dio. S.El.Ca, 120 pp.
- Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1983). Interpretation of Cone Penetration Tests: Sands. *Canadian Geotechnical J.*, 20(4): 719-733.
- Vacondio, R., A. Dal Palù, P. Mignosa, GPU-enhanced Finite Volume Shallow Water solver for fast flood simulations. *Environmental Modelling & Software* (57) 2014, 60-75.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2014.02.003>