

PROGETTO PRELIMINARE

INDICE

1. PREMESSA	3
2. ANALISI IDROLOGICHE	4
2.1 INTRODUZIONE	4
2.2 AGGIORNAMENTO DEI DATI 2003-2013	4
2.3 CONSIDERAZIONI SULL'EVENTO DEL 13 OTTOBRE 2014.....	6
2.4 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE SULLA STIMA DELLE PORTATE AL COLMO	9
2.5 COSTRUZIONE DEGLI IDROGRAMMI SINTETICI PER LA SEZIONE DI PONTE NUOVO	10
3. ANALISI DEL SISTEMA PARMA - BAGANZA.....	15
3.1 PORTATA COMPATIBILE NEL TRATTO DEL TORRENTE BAGANZA DA SALA BAGANZA ALLA CONFLUENZA, NEL TORRENTE PARMA DALLA CASSA DI MARANO ALLA CONFLUENZA E NEL TRATTO CITTADINO DEL TORRENTE PARMA DOPO LA CONFLUENZA.	18
3.2 PORTATA COMPATIBILE NEL TRATTO A VALLE DELLA CITTÀ DI PARMA, FINO A COLORNO.	19
3.3 PORTATA COMPATIBILE NEL TRATTO FINALE DEL TORRENTE PARMA, TRA COLORNO E LA CONFLUENZA IN PO, CON PARTICOLARE RIFERIMENTO AL NODO CRITICO DELL'ATTRAVERSAMENTO DI COLORNO.....	20
4. CARATTERISTICHE DELLA CASSA DI ESPANSIONE	23
4.1 VALUTAZIONE DEL VOLUME DA ASSEGNARE ALLA CASSA.....	23
4.2 TIPOLOGIA DELLA CASSA	28
4.3 CARATTERISTICHE DIMENSIONALI DEL MANUFATTO DI REGOLAZIONE	35
4.4 VASCA DI DISSIPAZIONE.....	36
4.5 SCALE DELLE PORTATE DEL MANUFATTO DI REGOLAZIONE.....	38
4.6 CURVA DEI VOLUMI E DELLE AREE	41
5. SIMULAZIONI STATICHE DEL FUNZIONAMENTO DELLA CASSA DI ESPANSIONE	43
5.1 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DELLA CASSA CON PARATOIE AD APERTURA PREFISSATA.	44
5.2 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DELLA CASSA CON PARATOIE AD APERTURA VARIABILE.	54
5.3 SCAVO PARZIALIZZATO	66
5.4 MANOVRE NON "OTTIMALI"	69
6. SIMULAZIONI BIDIMENSIONALI DEL FUNZIONAMENTO DELLA CASSA DI ESPANSIONE	77
6.1 COSTRUZIONE DELLA MESH DEL MODELLO BIDIMENSIONALE	77
6.2 SIMULAZIONI EFFETTUATE.	79
6.3 RISULTATI DELLA SIMULAZIONE N.3	80
7. MODELLAZIONE DELLA FALDA.....	89
7.1 DATI DISPONIBILI	89
7.2 DESCRIZIONE DELL'AREA IN STUDIO.....	95

7.3	MONITORAGGIO DELLA FALDA	95
	CAMPAGNA PIEZOMETRICA PRELIMINARE	95
	MONITORAGGIO NUOVI PIEZOMETRI	99
7.4	MODELLAZIONE DELL'AREA DI STUDIO	106
	TOPOGRAFIA	106
	MODELLAZIONE DELLA STRATIGRAFIA DEL TERRENO	106
	CONDIZIONI AL CONTORNO	111
	PARAMETRI IDRAULICI	111
	RICARICA METEORICA	112
7.5	MODELLO NUMERICO	112
	GRIGLIA DI CALCOLO	112
	CALIBRAZIONE DEL MODELLO	115
7.6	RISULTATI	119
7.7	SCENARI ANALIZZATI	123
8.	ANALISI DELLA FILTRAZIONE ATTRAVERSO IL RILEVATO ARGINALE	134
8.1	OBIETTIVI	134
8.2	GRIGLIA DI CALCOLO	134
8.3	CONDIZIONI INIZIALI E AL CONTORNO	134
8.4	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI	135
9.	SINTESI E CONCLUSIONI	140
10.	BIBLIOGRAFIA	142

1. **PREMESSA**

La relazione è stata redatta dal Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura (DICATeA) dell'Università degli Studi di Parma a completamento degli studi svolti nell'ambito della *“Convenzione di studio ed analisi di laboratorio associate allo sviluppo di una serie di attività propedeutiche alla realizzazione della cassa di espansione del Torrente Baganza”* (OPCM 3850/2010 – decreto n. 140/2010 *“Piano degli Interventi Urgenti” della regione Emilia Romagna*) stipulata con l'AIPO, a cura del Prof. Ing. Paolo Mignosa.

2. ANALISI IDROLOGICHE

2.1 Introduzione

Preliminarmente all'aggiornamento delle analisi idrologiche sono stati acquisiti i risultati dello studio svolto dal DICATeA dell'Università degli studi di Parma nel 2003 per conto del Servizio Provinciale Difesa del Suolo Risorse Idriche e Forestali della Regione Emilia-Romagna: *"Studio della messa in sicurezza del territorio parmense, con particolare riferimento alla realizzazione della cassa di espansione sul Torrente Baganza"*, [1], [2].

Nello studio citato erano stati definiti gli idrogrammi sintetici in corrispondenza di diverse sezioni di interesse del sistema Parma – Baganza. In particolare, essendo disponibili le registrazioni delle onde di piena¹ nel periodo 1975 – 2002 per la stazione di misura di Ponte Nuovo sul torrente Baganza, si era proceduto all'elaborazione statistica diretta degli idrogrammi di piena storici, determinati, a loro volta, dalla conversione delle altezze idriche registrate in idrogrammi di portata. Tale operazione necessita però della scala di deflusso valida per il periodo di interesse. Per il torrente Baganza alla sezione di Ponte Nuovo non esisteva all'epoca nessuna scala di deflusso pubblicata; pertanto essa fu ricavata attraverso simulazioni effettuate mediante modellazione matematica. Per maggiori dettagli si rimanda al lavoro citato [1].

Nei paragrafi seguenti vengono riportati le procedure adottate ed i risultati ottenuti nello studio citato e gli aggiornamenti effettuati nel presente studio.

2.2 Aggiornamento dei dati 2003-2013

Le portate al colmo riportate nello studio [1] sono state aggiornate con i dati raccolti nel periodo 2003-2013 alla stazione di Ponte Nuovo. I livelli idrometrici sono stati reperiti sul sito Dexter dell'ARPA Emilia-Romagna. I livelli sono stati poi convertiti in portate sulla base della medesima scala di deflusso ottenuta mediante il modello matematico riportato in [1].

La Figura 2-1 riporta, sul piano di Gumbel, il campione di dati² e le distribuzioni di probabilità di Gumbel, GEV e Log-normale.

Test statistici (Kolmogorov, Pearson), pur conducendo ad accettare tutte e tre le distribu-

¹ Le onde di livello sono state digitalizzate, a partire dalle registrazioni originali, dagli estensori dello studio [1].

² I dati sono collocati secondo la *plotting position* di Gringorten.

zioni assumendo un livello di significatività del 5%, portano a scegliere la distribuzione GEV.

Nella Tabella 2-2 sono riportate le portate, per tempi di ritorno significativi (5-1000 anni), ottenute dalle elaborazioni statistiche. Si nota che, come di consueto, la distribuzione GEV fornisce, per tempi di ritorno elevati (>50 anni) valori significativamente maggiori della Lognormale e soprattutto, della distribuzione di Gumbel.

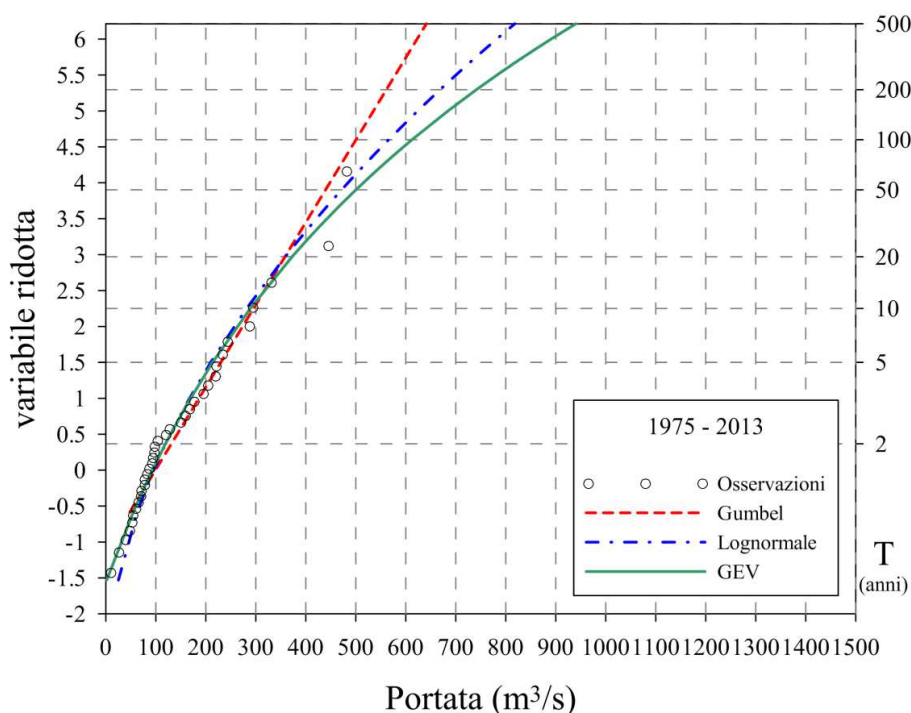


Figura 2-1– Portate al colmo massime annue e distribuzioni di probabilità (dati 1975-2013)

Tabella 2-1: Portate al colmo per assegnato tempo di ritorno stimate mediante distribuzioni di Gumbel, GEV e Lognormale, dati 1975-2013

T (anni)	Portata (m ³ /s)		
	Gumbel	GEV	Lognorm
5	230	214	210
10	295	289	281
20	358	373	359
50	439	500	472
100	500	613	566
200	561	741	668
500	641	940	818
1000	702	1117	943

2.3 Considerazioni sull'evento del 13 ottobre 2014

Come è noto, il 13 ottobre 2014 si è verificato un evento sul torrente Baganza che ha provocato l'esondazione in città, sia in destra che in sinistra idraulica, nel tratto compreso tra la tangenziale sud ed il Ponte Nuovo. Durante l'evento il ponte ciclopedonale della Navetta è stato demolito dalla corrente ed il Ponte Nuovo è stato sormontato ed in parte danneggiato. Lo strumento ivi collocato sembra comunque aver funzionato correttamente, registrando, alle ore 16:40 il livello idrometrico massimo di 5.54 m. Sulla base della medesima scala delle portate utilizzata in [1] a tale livello idrometrico³ competerebbe la portata di 722 m³/s.

Studi recenti⁴, condotti dal DICATeA dell'Università degli Studi di Parma per il Servizio Tecnico di Bacino della RER, si sono basati su un modello inverso per ricostruire le portate provenienti dal Baganza in occasione dell'evento del 13 Ottobre 2014. Lo schema su cui si è basato lo studio è riportato in Figura 2-2. Assunta nota con buona attendibilità la portata uscente dalla Cassa di espansione sul torrente Parma⁵, il modello inverso restituisce la portata che doveva provenire dall'affluente Baganza per generare l'idrogrammi di livello registrato a Ponte Verdi⁶.

I risultati sono influenzati, anche se in misura non particolarmente rilevante, dalla scabrezza assunta per rappresentare l'alveo del torrente Parma a valle della confluenza. La Figura 2-3 mostra i risultati ottenuti. La fascia grigia riporta l'inviluppo delle varie modellazioni, la linea verde il valore medio. Per quanto la curva media restituisca un valore di colmo un po' più alto di quello ottenuto mediante la scala di deflusso (790 m³/s anziché 722 m³/s) la fascia di valori ricomprende anche quest'ultimo. Stante l'incertezza di stima si è assunto, nel prosieguo, il valore di 722 m³/s per caratterizzare il colmo dell'onda di piena del 13 ottobre 2014 a Ponte Nuovo.

Assumendo valida la distribuzione GEV ottenuta in precedenza, riportata al paragrafo 2.2, tale evento assumerebbe un tempo di ritorno di circa 180 anni.

Qualora invece si introducesse il dato del 2014, stimato in 722 m³/s, nel campione delle

³ Si osserva che la portata in ingresso in città è sicuramente superiore a quella transitata a Ponte Nuovo, per via delle esondazioni diffuse verificatesi nel tratto compreso tra l'attraversamento della tangenziale Sud ed il Ponte Nuovo stesso.

⁴ Gli studi sono in fase di pubblicazione.

⁵ La valutazione della portata uscente dalla Cassa sul torrente Parma è avvenuta tramite le scale delle portate delle bocche che sono state tarate su modello fisico dal DICATeA.

⁶ Il modello 1D si estende fino al Po e quindi necessita anche di una condizione al contorno alla confluenza Parma-Po, ma è del tutto evidente che tale condizione, pur necessaria per eseguire la simulazione, è del tutto ininfluenza sulla ricostruzione delle portate che si vogliono qui ricavare.

portate al colmo a Ponte Nuovo, e si rivalutassero i parametri delle distribuzioni di probabilità, si otterrebbe il grafico riportato in Figura 2-4⁷ ed i valori, per assegnati tempi di ritorno, riportati in Tabella 2-2.

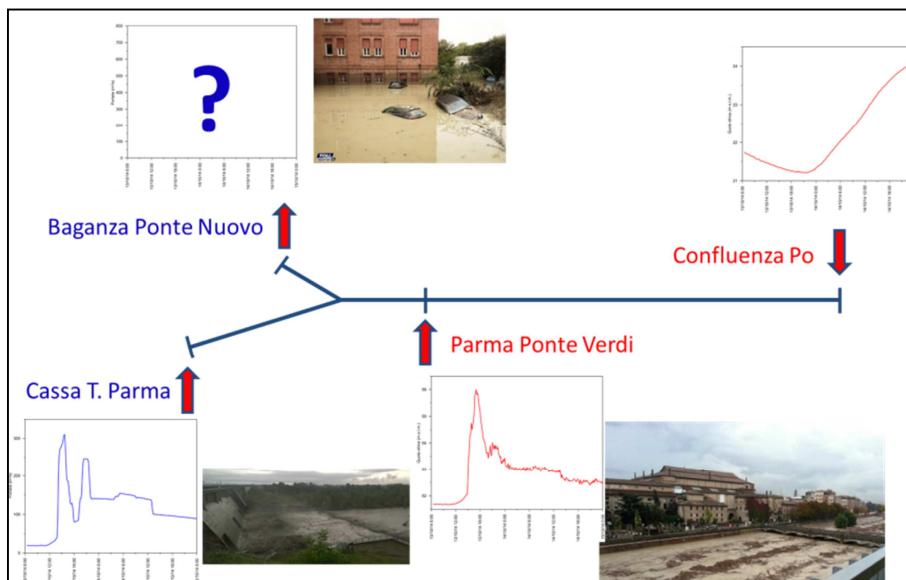


Figura 2-2– Schema di modello inverso per la stima della portata proveniente dal Baganza.

Come si può notare, l'inserimento del dato del 13 ottobre 2014 porta ad un innalzamento significativo di tutti i valori, a parità di tempo di ritorno. L'evento medesimo verrebbe ad assumere, secondo la distribuzione GEV, un tempo di ritorno compreso tra 50 e 100 anni (75 anni).

Per maggior chiarezza ed immediatezza di lettura, in Tabella 2-3 sono riassunti i valori delle portate al colmo per assegnato tempo di ritorno ottenuti non considerando e considerando l'evento del 13 ottobre 2014. Per i tempi di ritorno a base della progettazione (T=100-200 anni) gli incrementi, secondo la distribuzione GEV, sono superiori al 30%.

⁷ Il fatto che il valore della portata al colmo dell'evento del 13 ottobre 2014 si collochi quasi perfettamente sulla distribuzione GEV è del tutto accidentale.

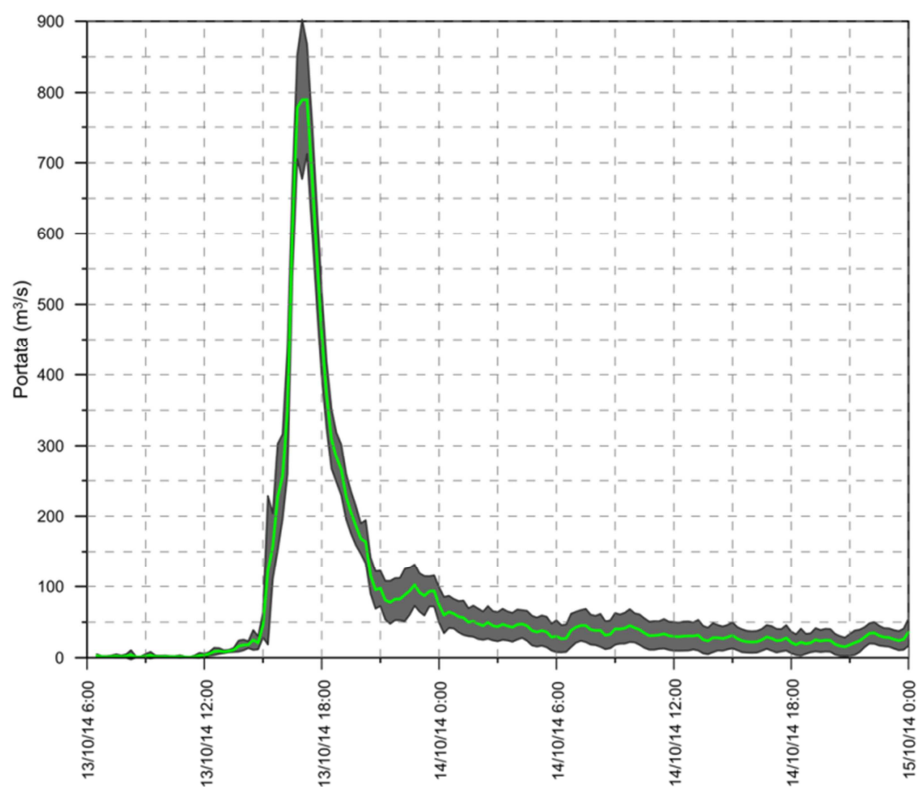


Figura 2-3 – Onda di piena proveniente dal Baganza ottenuta in base al modello inverso.

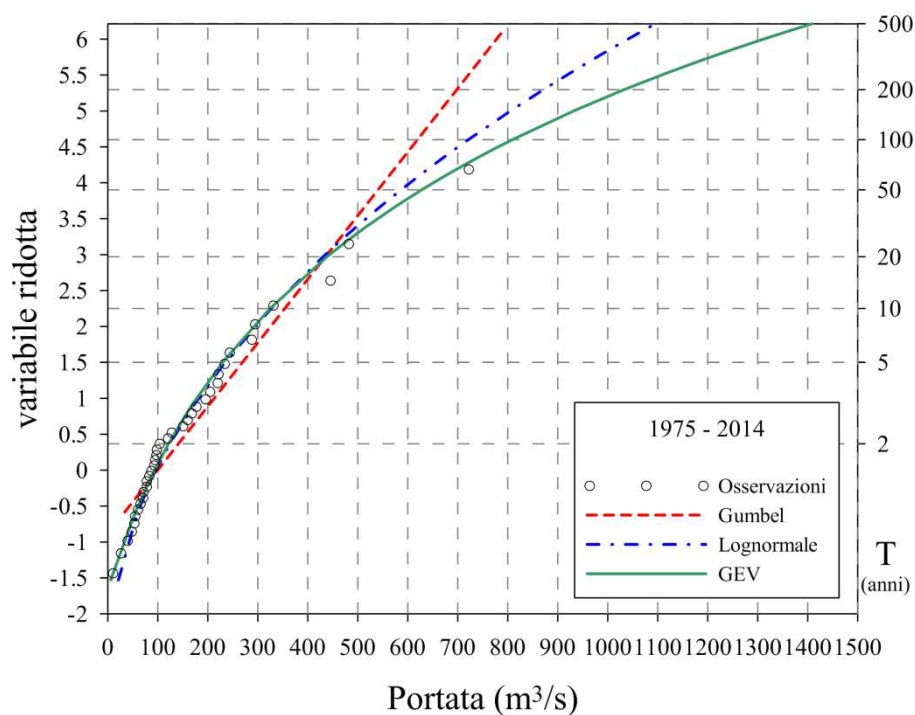


Figura 2-4 – Portate al colmo massime annue e distribuzioni di probabilità (dati 1975-2014).

Tabella 2-2: Portate al colmo per assegnato tempo di ritorno stimate mediante distribuzioni di Gumbel, GEV e Lognormale, dati 1975-2014

T (anni)	Portata (m ³ /s)		
	Gumbel	GEV	Lognorm
5	269	229	234
10	354	324	327
20	435	438	430
50	541	628	587
100	619	809	721
200	698	1032	871
500	802	1409	1095
1000	880	1771	1286

Tabella 2-3: Portate al colmo stimate mediante distribuzioni di Gumbel, GEV e Lognormale, non considerando e considerando l'evento del 13 ottobre 2014 e loro incrementi percentuali.

Tempo di ritorno (anni)	Gumbel			GEV			Log-normale		
	1975-2013 Q (m ³ /s)	1975-2014 Q (m ³ /s)	Δ %	1975-2013 Q (m ³ /s)	1975-2014 Q (m ³ /s)	Δ% %	1975-2013 Q (m ³ /s)	1975-2014 Q (m ³ /s)	Δ% %
5	230	269	+17	214	229	+7	210	234	+11
10	295	354	+20	289	324	+12	281	327	+16
20	358	435	+22	373	438	+17	359	430	+20
50	439	541	+23	500	628	+26	472	587	+24
100	500	619	+24	613	809	+32	566	721	+27
200	561	698	+24	741	1032	+39	668	871	+30
500	641	802	+25	940	1409	+50	818	1095	+34
1000	702	880	+25	1117	1771	+59	943	1286	+36

2.4 Considerazioni conclusive sulla stima delle portate al colmo

A fronte delle considerazioni fatte ai paragrafi precedenti si ritiene che, pur non potendo prescindere dal considerare l'evento del 13 ottobre 2014, la sua introduzione nella statistica dei colmi di piena a Ponte Nuovo, se non pesata opportunamente, porti ad una sovrastima complessiva delle portate di piena. Per la costruzione degli idrogrammi sintetici di assegnato tempo di ritorno si sono pertanto adottate le portate al colmo già utilizzate in [1], riportate in Tabella 2-4, che corrispondono praticamente alla media pesata (con pesi 2/3 ed 1/3) delle portate ottenute mediante la distribuzione GEV non considerando e considerando l'evento del 13 ottobre 2014.

Tabella 2-4: Portate al colmo assunte per la progettazione

T (anni)	Portata (m³/s)
5	227
10	306
20	397
50	542
100	676
200	835
500	1093
1000	1332 ⁸

2.5 Costruzione degli idrogrammi sintetici per la sezione di Ponte Nuovo

Per ricavare l'informazione necessaria all'individuazione di un idrogramma di progetto di assegnato tempo di ritorno, a partire dall'analisi delle onde di piena storiche, è possibile procedere in differenti modi. La procedura più conveniente si basa sull'elaborazione statistica delle massime portate medie \bar{Q}_D di assegnata durata D :

$$\bar{Q}_D = \max \left(\frac{1}{D} \int_{t-D}^t Q(\tau) d\tau \right)$$

dove il massimo è calcolato rispetto a tutte le possibili finestre temporali $(t-D, t)$, di ampiezza D , contenute nel generico idrogramma di piena storico. Per ciascun idrogramma di piena registrato viene calcolato il valore massimo assunto dalla portata media per n durate prefissate. Si ottengono così n serie di portate composte ciascuna da un numero di dati pari al numero di eventi.

La scelta delle durate D deve essere fatta in base ad un'analisi preliminare della durata della porzione più significativa degli idrogrammi di piena storici. Le onde di piena del Baganza a Ponte Nuovo presentano una durata degli eventi che, nella maggior parte dei casi, non supera 1 o 2 giorni. Sono comunque presenti, tra i dati utilizzati per l'elaborazione, onde di durata più lunga.

Nelle elaborazioni successive sono state giudicate significative, per il calcolo del valore massimo assunto dalla portata media, le durate pari a 0, 3, 12, 24, 36, 48 e 72 ore.

⁸ Tale valore è stato assunto per la costruzione dell'idrogramma sintetico per $T=1000$ anni. Per la progettazione della lunghezza del ciglio sfiorante si è invece assunto il più cautelativo valore di $Q_{1000}=1500 \text{ m}^3/\text{s}$.

In Figura 2-5 è rappresentata, a scopo esemplificativo, la metodologia adottata per estrarre la portata media di assegnata durata da un evento generico, per il particolare caso $D=16$ ore.

Le aree tratteggiate (di cui quella a tratteggio incrociato è comune) sono ovviamente uguali, per definizione di media. La massima portata media è indicata sull'asse delle ordinate con \bar{Q}_{16} . Per ciascuna durata viene anche calcolata la posizione r assunta dal picco ($0 \leq r \leq 1$), definita come rapporto tra la frazione della finestra temporale che precede il picco (D_b) e l'intera durata considerata (D). Questo parametro, come si vedrà, è di fondamentale importanza nella determinazione della forma dell'onda sintetica.

Per ogni evento e per ciascuna durata sono quindi state estratte due informazioni: la massima portata media e la posizione del picco r .

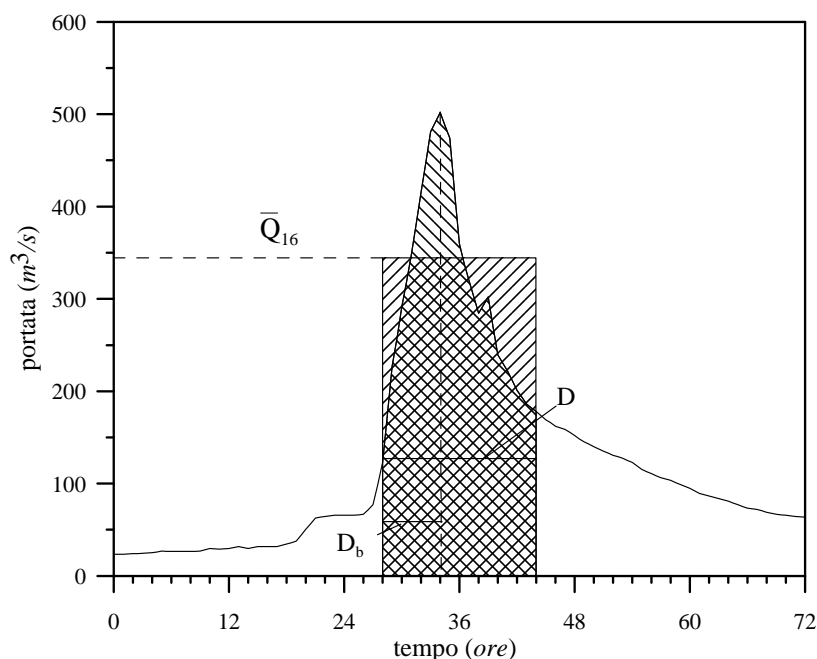


Figura 2-5 – Esempio di estrazione della portata media in assegnate durate e della posizione del picco r .

Lo scopo delle elaborazioni statistiche è la determinazione della legge $\bar{Q}_D = \bar{Q}_D(T)$ che esprime l'equazione della cosiddetta curva di riduzione dei colmi di piena di assegnato tempo di ritorno, dalla quale possono poi essere ricavati gli idrogrammi sintetici per assegnati tempi di ritorno di interesse.

Tale curva – analoga alla curva *IDF* (Intensità-Durata-Frequenza) per le precipitazioni – rappresenta la relazione che lega la portata media \bar{Q}_D alla corrispondente durata D , fissato il generico valore del tempo di ritorno T .

Per determinare la curva di riduzione dei colmi di piena nel presente lavoro si è adottata la procedura indiretta proposta dal NERC (1975) [3], ponendo in relazione i quantili $\bar{Q}_D(T)$ con quelli della portata al colmo $Q_0(T)$ per mezzo del rapporto di riduzione $\varepsilon_D(T)$:

$$\varepsilon_D(T) = \frac{\bar{Q}_D(T)}{Q_0(T)} \quad (1)$$

Numerosi studi, a partire proprio da quello condotto dal NERC nel 1975, hanno evidenziato che i rapporti di riduzione dedotti sulla base dell'analisi statistica delle osservazioni idrometriche risultano praticamente indipendenti dal tempo di ritorno T . In effetti l'ipotesi di base, comune a tutte le formulazioni presentate in letteratura per il rapporto di riduzione, è che esso possa essere considerato indipendente dal tempo di ritorno, cosa che si verifica se (trascurando l'influenza dei momenti di ordine superiore al secondo) il coefficiente di variazione $CV(\bar{Q}_D)$ e la funzione di distribuzione di \bar{Q}_D si mantengono costanti al variare della durata D ; sotto queste ipotesi, che sono verificate con approssimazione accettabile nella gran parte dei casi, ε_D si riduce al rapporto tra le medie di \bar{Q}_D e Q_0 :

$$\varepsilon_D = \frac{\mu(\bar{Q}_D)}{\mu(Q_0)} \quad (2)$$

Tra i diversi approcci proposti in letteratura per l'identificazione della forma della legge di riduzione (2) è stato adottato quello proposto da Bacchi et al. (1992) [4]. secondo cui il rapporto di riduzione assume l'espressione seguente:

$$\varepsilon_D = \sqrt{\frac{\theta}{2D} \left[2 + e^{\frac{4D}{\theta}} - \frac{3\theta}{4D} \left(1 - e^{\frac{4D}{\theta}} \right) \right]}$$

in cui il parametro temporale θ viene dedotto attraverso una interpolazione ai minimi quadrati. Una volta ricavato l'andamento di ε_D , l'equazione della curva di riduzione dei colmi di piena risulta essere:

$$\bar{Q}_D(T) = Q_0(T)\varepsilon_D$$

e richiede, quindi, la determinazione della distribuzione di probabilità delle portate al colmo $Q_0(T)$.

Per ricostruire la forma dell'onda è necessario anche ricavare, dagli idrogrammi di piena storici, l'informazione sulla posizione r che la portata al colmo assume all'interno della finestra temporale che contiene il valore massimo delle portate medie di assegnata durata.

Per come è stato definito, il valore di r può variare tra 0 e 1; in particolare assume il valore 0 se il picco cade all'inizio della finestra temporale considerata, mentre assume valore 1 se il picco cade alla fine della finestra stessa. Si hanno così a disposizione tante serie temporali di posizione del picco quante sono le durate analizzate; ai fini della ricostruzione dell'idrogramma di piena è stato calcolato il valore medio di ogni serie.

Per ottenere una forma il più possibile regolare dell'onda sintetica i punti (D, r) , ottenuti con la procedura sopra descritta, sono stati interpolati con la funzione del tipo

$$r_D(D) = a + \frac{b}{c + (D)^d}$$

dove i valori delle quattro costanti a, b, c, d , sono stati determinati con una procedura di interpolazione ai minimi quadrati.

La costruzione dell'idrogramma sintetico si effettua quindi imponendo che la massima portata media in ciascuna durata coincida con quella prevista dalla curva di riduzione dei colmi di piena; la forma dell'idrogramma è determinata dal coefficiente esprime la posizione del picco r .

L'idrogramma sintetico è dunque definito dalle condizioni:

$$\int_{-r_D D}^0 Q(\tau; T) d\tau = r_D \bar{Q}_D(T) D; \quad \int_0^{(1-r_D)D} Q(\tau; T) d\tau = (1 - r_D) \bar{Q}_D(T) D \quad (3)$$

Le espressioni dei due rami dell'idrogramma $Q(t; T)$ prima e dopo il colmo si ottengono differenziando le (3) rispetto alla durata D :

$$Q(t; T) = \frac{\frac{d}{dD} (r_D \bar{Q}_D(T) D)|_{D=D(t)}}{\frac{d}{dD} (r_D D)|_{D=D(t)}}, \quad t = -r_D D \quad (-r_D D_f \leq t \leq 0)$$

$$Q(t; T) = \frac{\frac{d}{dD} ((1 - r_D) \bar{Q}_D(T) D) |_{D=D(t)}}{\frac{d}{dD} ((1 - r_D) D) |_{D=D(t)}}, \quad t = (1 - r_D) D \quad (0 \leq t \leq (1 - r_{D_f}) D_f)$$

Nella Figura 2-6 sono rappresentati gli idrogrammi sintetici ottenuti con la procedura precedentemente descritta per il torrente Baganza a Ponte Nuovo.

Essi sono stati assunti per il dimensionamento della cassa di espansione, trascurando il contributo dello scolmatore del torrente Cinghio (che dovrebbe essere sottratto) e l'effetto di laminazione lungo l'asta dall'ipotizzata posizione della cassa a Ponte Nuovo (che porterebbe a incrementare i valori di colmo, a parità di volume)⁹.

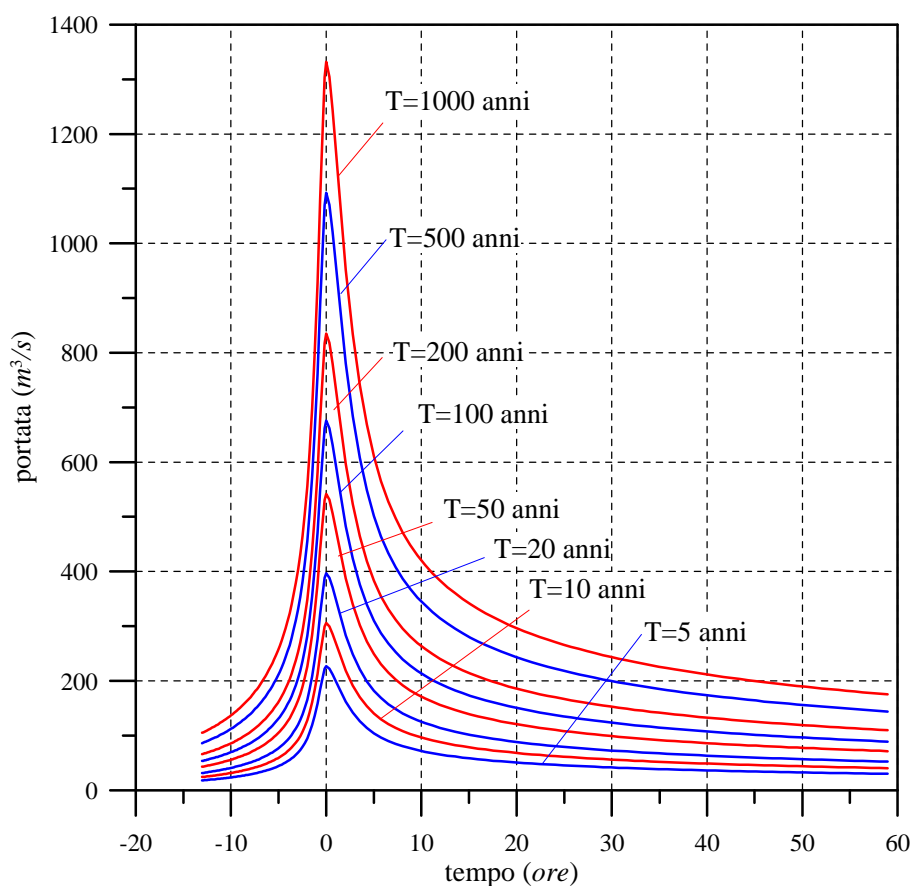


Figura 2-6– Onde di piena sintetiche per il t. Baganza a Ponte Nuovo assunte a base della progettazione.

⁹ Si prescinde anche, naturalmente, dalla reale capacità di portate dell'alveo del torrente Baganza in città, che non consente di far transitare gli idrogrammi di elevato tempo di ritorno senza esondazioni.

3. ANALISI DEL SISTEMA PARMA - BAGANZA

Il sistema idraulico Parma – Baganza (Figura 3-1 – Tratti considerati nel sistema Parma-Baganza.Figura 3-1) è stato oggetto di numerosi studi ([1], [2], [6], [7], [8], [5]) allo scopo di determinare le portate compatibili nei vari tratti dei due torrenti e analizzare gli interventi per migliorare le situazioni più critiche. Le aste coinvolte possono essere convenientemente suddivise nelle tratte seguenti:

1. torrente Parma compreso tra la cassa di espansione e la città di Parma, fino alla confluenza con il t. Baganza in città;
2. torrente Baganza compreso tra il ponte di Sala Baganza e la confluenza con il torrente Parma in città;
3. torrente Parma nel tratto cittadino, dopo la confluenza tra i due torrenti e fino al ponte della ferrovia Milano-Bologna;
4. torrente Parma a valle del ponte della ferrovia, fino all'ingresso di Colorno (eventualmente suddiviso in ulteriori sotto-tratte);
5. torrente Parma in corrispondenza dell'attraversamento di Colorno;
6. torrente Parma, a valle di Colorno e fino alla confluenza in Po.

I risultati di dettaglio dei suddetti lavori sono riportati negli studi citati (in particolare [2], [5]), ma in estrema sintesi si può concludere che i tratti più critici sono l'attraversamento cittadino del torrente Baganza (dal Ponte sulla tangenziale Sud fino alla confluenza nel torrente Parma in città) e l'attraversamento di Colorno, in corrispondenza del Ponte di piazza Garibaldi. In subordine, il tratto del torrente Parma immediatamente a valle dell'attraversamento cittadino di Parma.

La particolare criticità dell'attraversamento cittadino del torrente Baganza era nota da tempo. Studi pregressi [2] avevano valutato in 450-500 m³/s la portata contenibile in alveo, corrispondente all'incirca ad un evento con tempo di ritorno di 30-40 anni. Il “collo di bottiglia” è in particolare costituito dal tratto compreso tra il ponte ciclopedonale della Navetta (incluso) ed il ponte Nuovo (o “dei Carrettieri”). Ivi l'alveo si restringe notevolmente ed è arginato in destra per difendere l'area su cui insiste l'Ospedale delle Piccole Figlie, sito in zona particolarmente depressa. In sinistra l'attraversamento è delimitato dalla pista ciclabile che costeggia la via Baganza. La particolare morfologia del territorio urbanizzato sito in sinistra idraulica, in pendenza dal Baganza verso la città (Barriera Bixio) rende poi partico-

larmente gravi gli effetti di un'eventuale esondazione e particolarmente estese le aree coinvolte.

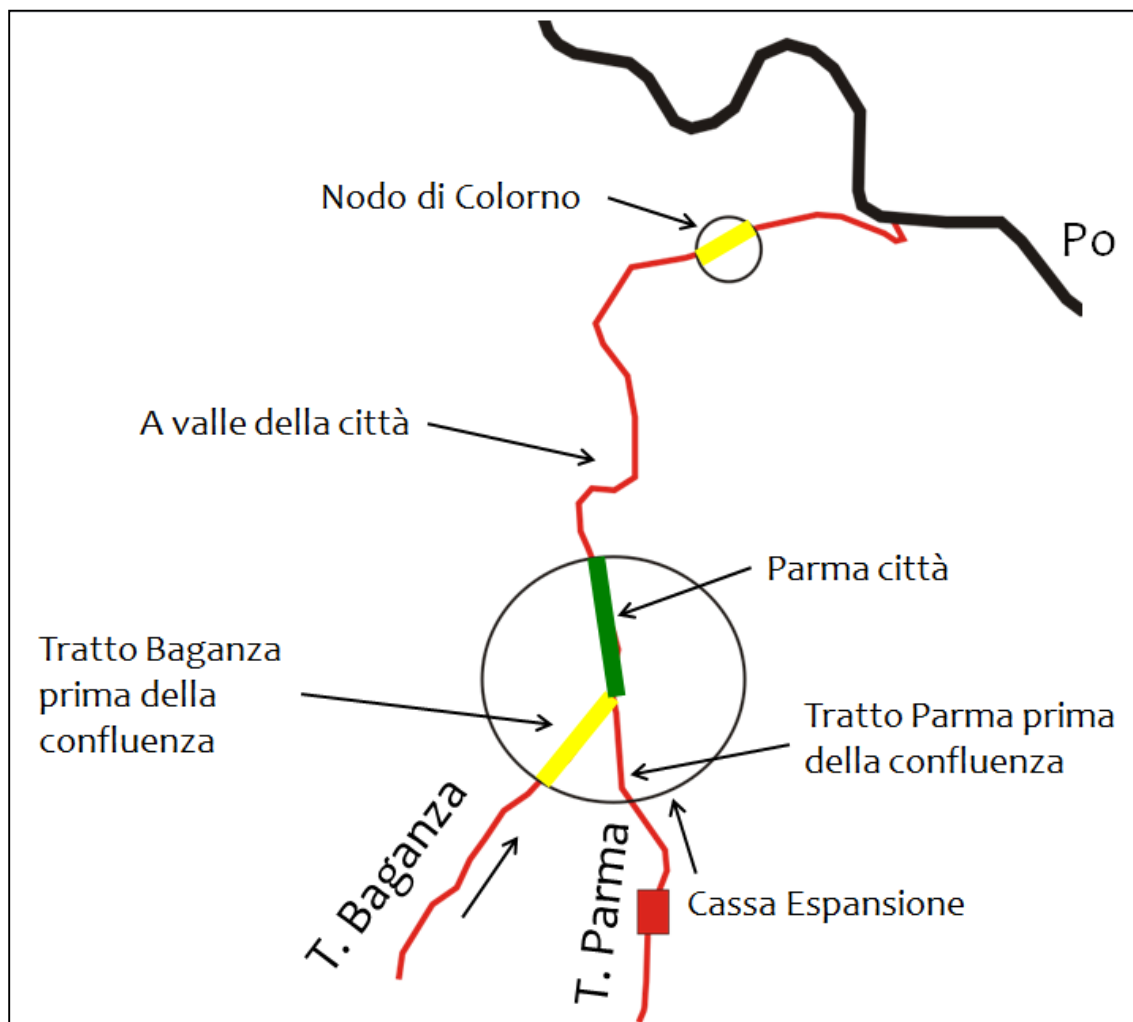


Figura 3-1 – Tratti considerati nel sistema Parma-Baganza.

Conferma della criticità dell'attraversamento cittadino del torrente Baganza si è avuta in occasione dell'evento di piena verificatosi il 13 ottobre 2014. Piogge intense sul bacino del Baganza hanno provocato la formazione di una piena rapida¹⁰, con un picco di portata particolarmente elevato, anche se fortunatamente con un volume complessivo non altrettanto importante.

¹⁰Il colmo di livello ha percorso il tratto compreso tra il Ponte di Marzolarà (ove è ubicato un idrometrografo) e il ponte Nuovo in 1 ora e 10 minuti. Considerata la distanza (circa 22 km) la celerità di propagazione è stata di ben 5.1 m/s, valore particolarmente elevato. Inoltre, il livello idrometrico a Ponte Nuovo è cresciuto di quasi 5 metri e mezzo in sole due ore.

La piena ha provocato la demolizione completa del ponte ciclopedonale della Navetta, il sormonto e conseguente danneggiamento del successivo ponte Nuovo ed una estesissima esondazione in città, sia in destra che in sinistra idraulica, che ha coinvolto interi quartieri, l'allagamento dell'Ospedale delle Piccole Figlie, con gravi rischi per pazienti e personale sanitario, e la messa fuori uso per diversi giorni della centrale Telecom di via Po, che serve tutta l'Emilia occidentale.

Con ogni probabilità un simile evento sarebbe stato totalmente controllato qualora fosse stata realizzata e funzionante la cassa di espansione sul torrente Baganza, oggetto del presente progetto preliminare.

Anche la particolare criticità dell'attraversamento di Colorno è nota da tempo, tant'è che negli anni '70 era stata addirittura prospettata l'ipotesi di realizzare uno scolmatore, che prendeva origine in sponda sinistra a monte dell'abitato e, con un tracciato più a ovest del corso del torrente, restituiva le acque scolmate in Po, a monte della confluenza tra Parma e Po. Tale ipotesi è stata poi abbandonata per diversi motivi, tra i quali un ruolo di primo piano devono aver avuto le numerose interferenze con canali e infrastrutture viarie, che avrebbero richiesto la realizzazione di numerose (e costose) opere d'arte.

Del resto, l'acclarata insufficiente capacità di portata del tratto cittadino del torrente Baganza impone che almeno una parte della riduzione di portata, necessaria anche per rendere compatibile l'attraversamento di Colorno, debba essere effettuata a monte della città di Parma.

Per questa ragione si è da tempo individuata un'area, sita a sud di Parma, che potrebbe essere utilizzata come ubicazione di una cassa di laminazione delle piene. Dalle analisi degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica e delle caratteristiche morfologiche del torrente Baganza, era emerso che la posizione migliore per la realizzazione di una cassa di espansione fosse quella compresa fra il comune di Sala Baganza (in sinistra idraulica) e l'abitato di San Ruffino (in destra), dove le pendenze del fondo si addolciscono, rispetto al tratto di monte, permettendo di invasare volumi significativi senza dover ricorrere a tiranti idrici troppo elevati, e conseguenti imponenti arginature in elevazione. Più precisamente (Figura 3-2) la localizzazione ottimale si sviluppava subito a valle della zona industriale di Sala Baganza, ma prevalentemente in destra idraulica, in modo da interessare una porzione di territorio attualmente già soggetta ad attività estrattive. Il limite fisico della larghezza da assegnare alla cassa di espansione era poi costituito dalle due strade

che corrono parallele al torrente: 'strada Montanara' in sponda destra e 'strada Comunale Farnese' in sponda sinistra.



Figura 3-2 – Zona di possibile ubicazione della Cassa di espansione.

3.1 ***Portata compatibile nel tratto del torrente Baganza da Sala Baganza alla confluenza, nel torrente Parma dalla cassa di Marano alla confluenza e nel tratto cittadino del torrente Parma dopo la confluenza.***

Nello studio [2] è stato analizzato il comportamento idraulico dei torrenti Parma e Baganza, valutando il livello di rischio attuale nella città di Parma e più in generale lungo il tratto vallivo dei due torrenti. I risultati principali sono i seguenti:

1. nel tratto del torrente Parma compreso tra la cassa di espansione di Marano e la confluenza con il t. Baganza, permane sempre un franco di almeno 1 metro con riferimento al transito di un'onda di piena sintetica di tempo di ritorno $T = 200$ anni. Questo tratto non presenta quindi particolari criticità;
2. nel tratto del torrente Baganza compreso tra il ponte di Sala Baganza e la confluenza nel torrente Parma, la portata compatibile è compresa tra i 420 e i 500 m³/s; a questi valori corrispondono, in base alle elaborazioni riportate al paragrafo 2.2, tempi di ritorno dell'ordine di 30-40 anni. La realizzazione della cassa di espansione sul torrente Baganza consentirebbe di elevare il livello di sicurezza in questo tratto fino a tempi di ritorno $T=200$ anni;
3. per il tratto dell'attraversamento cittadino del torrente Parma, dopo la confluenza tra i due torrenti, la portata compatibile è di circa 900-950 m³/s. Prima della realizzazione della cassa di espansione di Marano, a tale valore corrispondeva un tempo di ritorno dell'ordine di 100 anni [1]. Dopo la realizzazione della suddetta cassa il tempo di ritorno è di difficile valutazione, dipendendo dalla combinazione delle portate (non regolate) provenienti dal Baganza e da quelle (regolate) in uscita dalla cassa di Marano. In ogni caso il tempo di ritorno associabile a tale valore è sicuramente aumentato ed è stimabile intorno ai 200 anni.

3.2 **Portata compatibile nel tratto a valle della città di Parma, fino a Colorno.**

In [5] è stato effettuato uno studio approfondito per valutare la portata compatibile del torrente Parma nel tratto tra la città di Parma e Colorno e da Colorno alla confluenza in Po.

Da tale studio è emerso, in sintesi, che tra Parma e Colorno la portata compatibile¹¹ varia tra i 650 m³/s e i 600 m³/s, procedendo da monte verso valle.

Nel medesimo studio si è anche valutata la fattibilità di bacinizzare alcune delle golene più ampie ubicate a valle della città di Parma, in modo da laminare l'onda di piena di progetto e permettere di ridurre il volume della cassa d'espansione sul torrente Baganza. Le analisi effettuate hanno però dimostrato la sostanziale infattibilità dell'intervento semplicemente chiudendo le golene, a causa del contributo fondamentale che esse forniscono nello smal-

¹¹ I calcoli sono stati effettuati cautelativamente in condizioni di moto permanente. Presupponendo infatti già realizzata la cassa sul torrente Baganza, oltre a quella sul torrente Parma, si è ritenuto che le portate si mantenessero alte per diverse ore.

timento delle portate di piena; occorrerebbe effettuare scavi molto rilevanti nelle medesime golene abbassandone sensibilmente la quota (di alcuni metri), ma questo intervento risulterebbe economicamente meno vantaggioso rispetto ad un aumento del volume della cassa di espansione sul torrente Baganza.

3.3 Portata compatibile nel tratto finale del torrente Parma, tra Colorno e la confluenza in Po, con particolare riferimento al nodo critico dell'attraversamento di Colorno

Nel già citato studio [5] si è proceduto alla valutazione della portata compatibile del torrente Parma a Colorno e all'individuazione di possibili interventi di riduzione del rischio delle criticità attualmente presenti nella zona.

La valutazione della portata compatibile con il nodo di Colorno, dove la sezione più critica è quella del ponte di piazza Garibaldi, ha comportato un accurato e approfondito studio idraulico; infatti tale portata risente anche dei livelli del fiume Po, a causa della breve distanza dalla confluenza (8 km) e delle basse pendenze.

In Figura 3-3 è riportato il grafico, ottenuto in tale studio, che riporta la variazione del franco a Colorno in funzione del livello del Po e della portata transitante nel torrente Parma. Dall'analisi del grafico, che riporta la situazione attuale, si può osservare che per portate superiori ai $500 \text{ m}^3/\text{s}$ non è garantito il franco di 1 m, per nessun dei livelli del Po presi in esame. Nel caso di portata pari a $600 \text{ m}^3/\text{s}$ il franco non supera mai i 30 cm e per livelli del fiume Po superiori a 28.5 m s.l.m., corrispondenti circa a $7'500 \text{ m}^3/\text{s}$, si verifica l'esondazione del t. Parma a Colorno.

Un possibile intervento volto ad incrementare la portata compatibile a Colorno, vagliato nello studio [5], consiste nel rifacimento del ponte della ferrovia Parma – Brescia, con un aumento della luce di circa 18 m (Figura 3-4) e in interventi di riprofilatura dell'alveo sia a monte che a valle della ferrovia (Figura 3-5) con un volume di scavo complessivo di circa 71400 m^3 . Questo intervento consente di modificare lo scenario riportato in Figura 3-3 e portare allo situazione rappresentata in Figura 3-6. Si nota un miglioramento del franco arginale, con la portata di $600 \text{ m}^3/\text{s}$ che ora risulta compatibile per la maggior parte dei livelli del fiume Po, anche se con franchi molto ridotti.

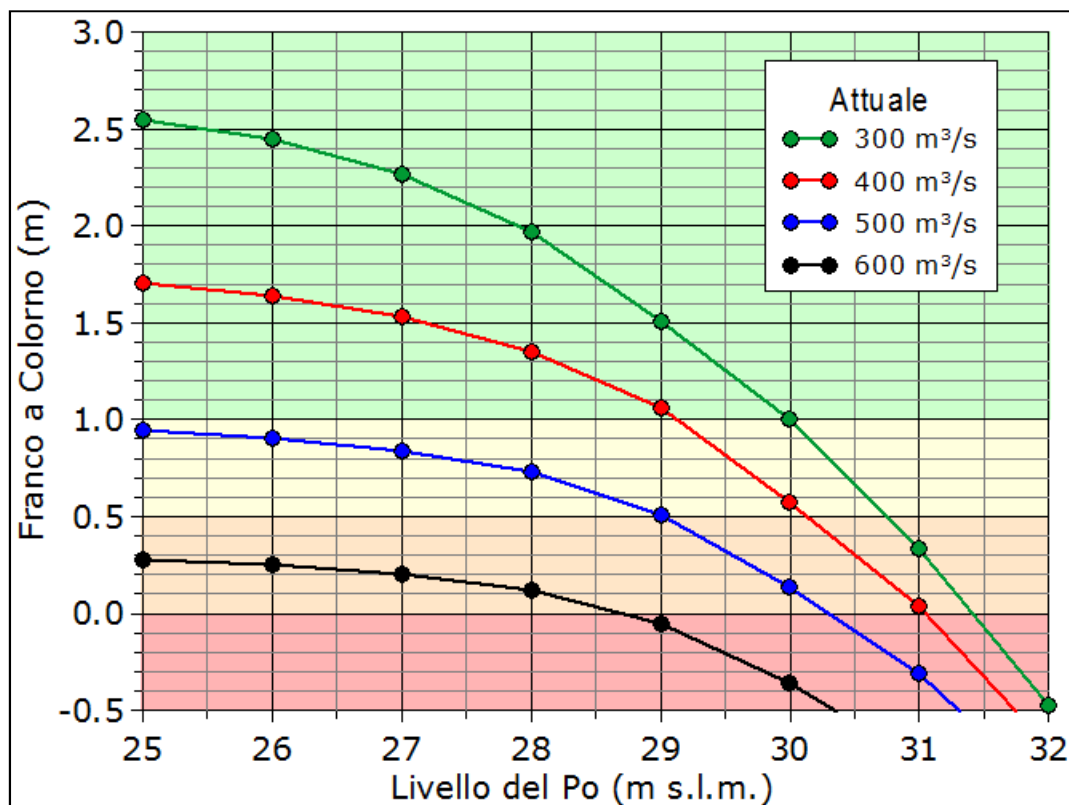


Figura 3-3 – Franchi e portate compatibili a Colorno (da [5])

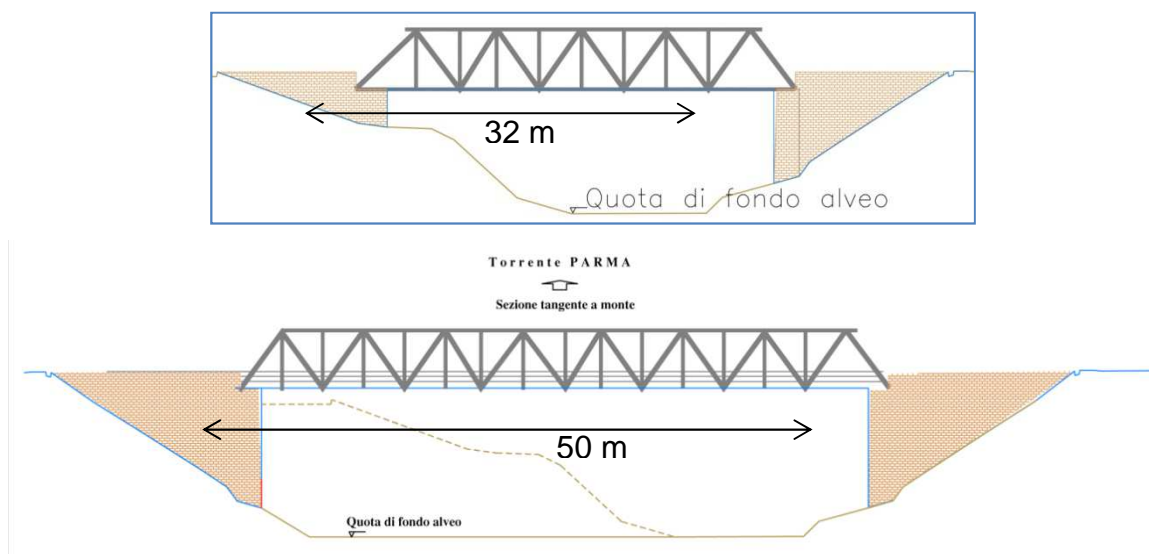


Figura 3-4 –Stato di fatto (in alto) e ipotesi di intervento sul ponte della ferrovia Parma – Brescia (in basso) (da [5]).

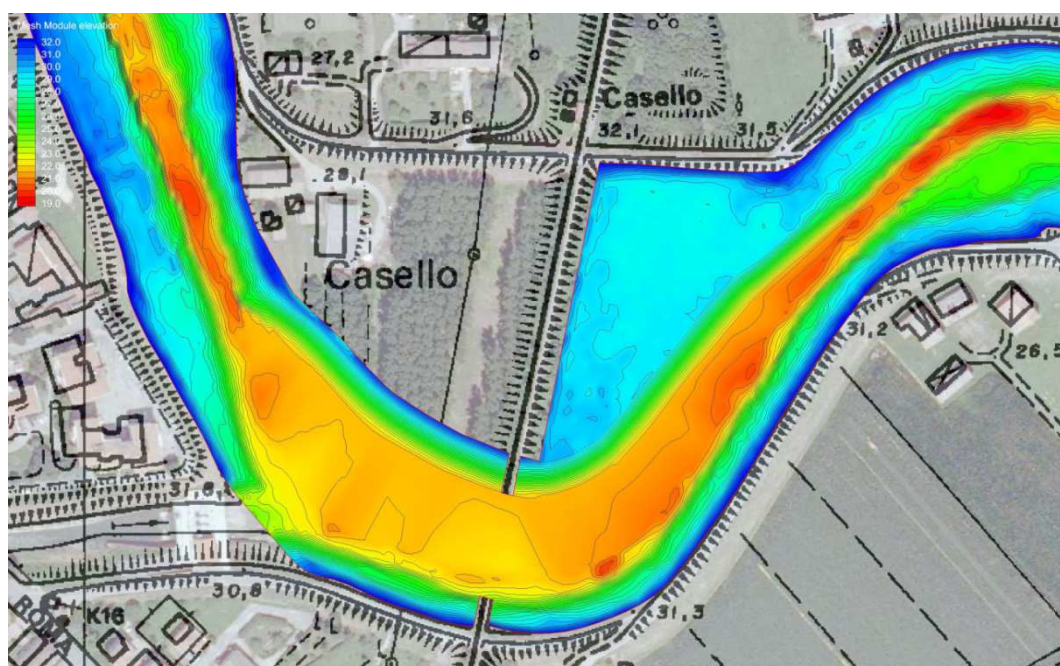


Figura 3-5 – Batimetria conseguente agli interventi di progetto (da [5])

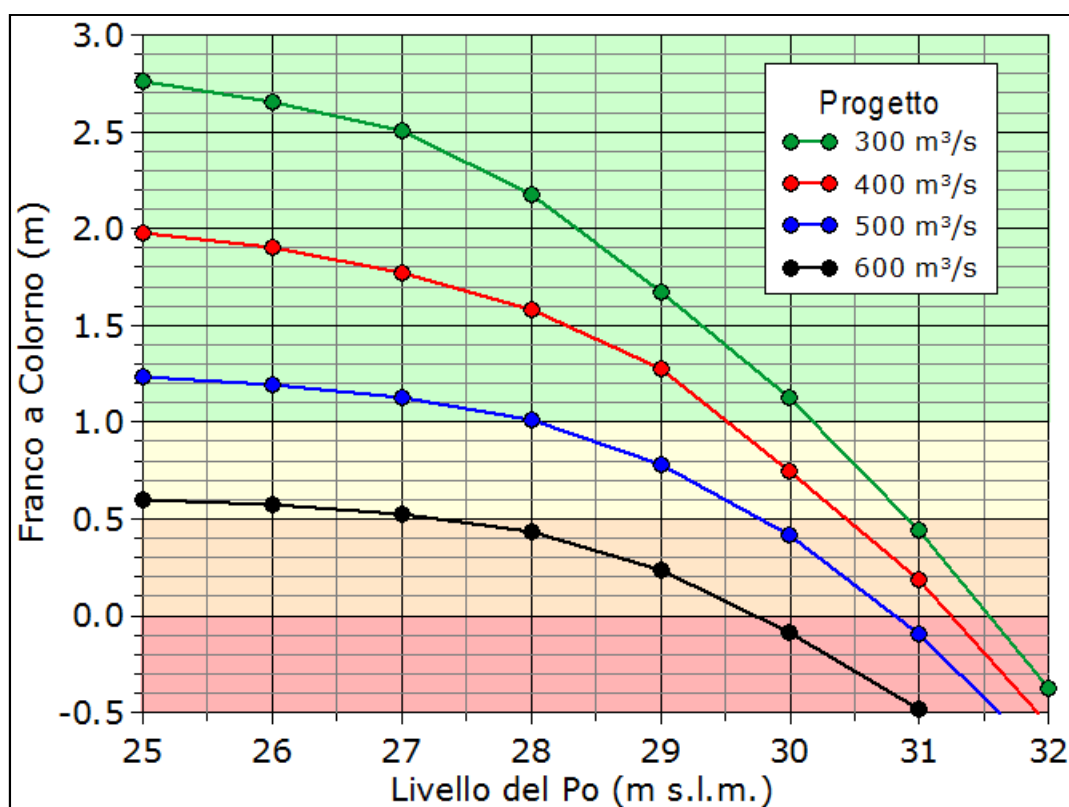


Figura 3-6 – Franco a Colorno nella configurazione di progetto (da [5]).

4. CARATTERISTICHE DELLA CASSA DI ESPANSIONE

4.1 Valutazione del volume da assegnare alla cassa

Dalle indagini riportate nel paragrafo precedente emerge che:

1. la portata compatibile del torrente Baganza, nel tratto più critico a monte del ponte Nuovo, è stimabile in $500 \text{ m}^3/\text{s}$ ¹²;
2. la portata compatibile del torrente Parma, a valle della confluenza con il torrente Baganza nell'attraversamento della città di Parma, è stimabile in $900\text{-}950 \text{ m}^3/\text{s}$;
3. la portata compatibile nell'attraversamento dell'abitato di Colorno è stimabile in $600 \text{ m}^3/\text{s}$, solo nell'ipotesi che si dia attuazione agli interventi in progetto in corrispondenza del ponte ferroviario di Colorno.

La prima condizione implica la necessità di realizzare una cassa di espansione a monte della città di Parma che sia in grado di laminare, per un evento di piena bi-centenario, la portata in uscita dalla cassa a non più di $500 \text{ m}^3/\text{s}$. Contemporaneamente la terza condizione implica, per ridurre al minimo il rischio idraulico per l'abitato di Colorno, la necessità di limitare la portata defluente nel torrente Parma a Colorno al valore di $600 \text{ m}^3/\text{s}$. Appurato lo scarso effetto di laminazione che si verificherebbe lungo l'asta nel tratto Parma-Colorno, a seguito della decapitazione delle onde di piena operata dalle due casse (Parma e Baganza), sarebbe auspicabile limitare già a $600 \text{ m}^3/\text{s}$ la portata immediatamente a valle della confluenza dei due torrenti in città. Quest'ultima condizione è però molto gravosa e si è ritenuto opportuno, nel prosieguo della progettazione, soddisfarla "solamente" per un evento di piena centenario proveniente contemporaneamente da due torrenti. Le principali ragioni di questa scelta sono le seguenti:

- il colmo simultaneo, corrispondente a piene di tempo di ritorno centenario sia sul torrente Parma che sul torrente Baganza, pur considerando l'elevata correlazione tra i due eventi e l'allungamento dei colmi operato dalle casse, presenta un tempo di ritorno superiore a quello dei due eventi disgiunti;
- è da attendersi comunque un'attenuazione, per quanto di entità modesta per le ragioni più volte esposte, lungo il percorso tra Parma e Colorno;

¹² Per rendere compatibile la portata di $500 \text{ m}^3/\text{s}$ nell'attraversamento cittadino del torrente Baganza, si dovrebbero effettuare alcuni interventi di ricalibratura (svaso).

- l'evento simultaneo, corrispondente ad elevati livelli nel Po e ad elevate portate nel torrente Parma, che può mettere in crisi l'attraversamento urbano di Colorno, presenta un tempo di ritorno superiore a quello dei due eventi disgiunti.

L'attribuzione del volume da assegnare alla cassa è stata pertanto effettuata con l'intento di rispettare le condizioni precedentemente elencate. Sulla base dell'idrogrammi sintetici riportati in Figura 2-6, ed in particolare sulla base di quello bi-centenario, si è stimato il volume da assegnare alla cassa in $4.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Tale volume consente, come sarà meglio mostrato più avanti (Capitolo 5):

- a) con un'opportuna manovra delle paratoie ed a scavo ultimato della cassa, di limitare la portata massima uscente, in occasione di un evento bi-secolare, a circa $430 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 5-17);
- b) con un'opportuna manovra delle paratoie ed a scavo parziale della cassa¹³, di limitare la portata massima uscente, in occasione di un evento bi-secolare, a circa $500 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 5-24);
- c) con paratoie parzializzate¹⁴ (ma non regolate in condizioni di piena) ed a scavo completo della cassa, di limitare la portata massima uscente, in occasione di un evento bi-secolare, a circa $500 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 5-7);
- d) con un'opportuna manovra delle paratoie ed a scavo ultimato della cassa, di limitare la portata massima uscente, in occasione di un evento secolare, a circa $300 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 5-16).

La seconda condizione implica la necessità di verificare che l'attuale cassa sul torrente Parma sia in grado di laminare, per un evento di piena bi-centenario, la portata in uscita a non più di $400\text{-}450 \text{ m}^3/\text{s}$. Contemporaneamente la terza condizione implica, per ridurre il rischio idraulico per l'abitato di Colorno, la necessità di limitare la portata uscente dalla cassa stessa a non più di $300 \text{ m}^3/\text{s}$ per l'evento secolare. Entrambe le condizioni sono raggiungibili, come mostrano i calcoli idraulici seguenti. In Figura 4-2 sono riportati gli idrogrammi sintetici in ingresso alla cassa, ricavati in [1]. Le stime ottenute in base al rilievo Lidar effettuato nel 2008, forniscono, in corrispondenza della quota del ciglio sfiorante¹⁵,

¹³ circa un milione di metri cubi in meno rispetto allo scavo di progetto.

¹⁴ 2.10 m anziché 3.00 m, che rappresenta l'altezza delle luci a totale apertura.

¹⁵ 105.60 m s.l.m.

un volume invasabile di circa 10 milioni di m^3 , a fronte dei 12 previsti in sede di progetto¹⁶ (Figura 4-1).

Sulla base dei calcoli¹⁷, si evince che, attualmente, dalla cassa di espansione sul torrente Parma è possibile, attraverso un'opportuna manovra delle paratoie, scaricare una portata non superiore a $460 m^3/s$ in occasione dell'evento di tempo di ritorno $T=200$ anni (Figura 4-3). Per lo stesso tempo di ritorno la portata massima uscente si ridurrebbe a $400 m^3/s$ (Figura 4-4) qualora lo scavo venisse completato ed il volume aumentato a 12 milioni di m^3 .¹⁸ La cassa sarebbe poi in grado di laminare l'evento di tempo di ritorno $T=100$ anni a non più di $300 m^3/s$ qualora il volume disponibile alla quota del ciglio sfiorante fosse pari a 10.5 milioni di m^3 (Figura 4-5). A maggior ragione qualora lo scavo fosse completato la cassa sarebbe in grado di laminare l'evento di tempo di ritorno $T=100$ anni a non più di $300 m^3/s$ senza neppure riempirsi totalmente ovvero lasciando un qualche grado di libertà nelle manovre sulle paratoie.

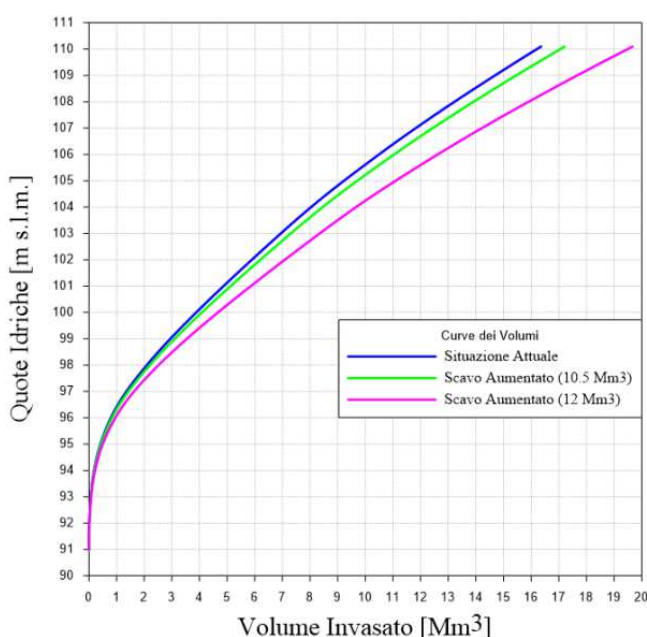


Figura 4-1 – Curva dei volumi attuale della cassa di espansione sul torrente Parma e medesima curva in caso di completamento dello scavo e di scavo intermedio ($10.5 Mm^3$ disponibili alla quota del ciglio sfiorante).

¹⁶ Poiché dal 2008 ad oggi è in atto una campagna di scavo all'interno della cassa, è ragionevole ritenere che attualmente il volume sia maggiore. Un ulteriore rilievo potrebbe consentire di aggiornare la curva dei volumi.

¹⁷ Condizioni di invaso statico, ovvero metodo *level-pool*, come meglio precisato al Cap.5.

¹⁸ L'aumento di volume consentirebbe, in alternativa alla diminuzione della portata uscente, di avere maggiore flessibilità di manovra sulle paratoie.

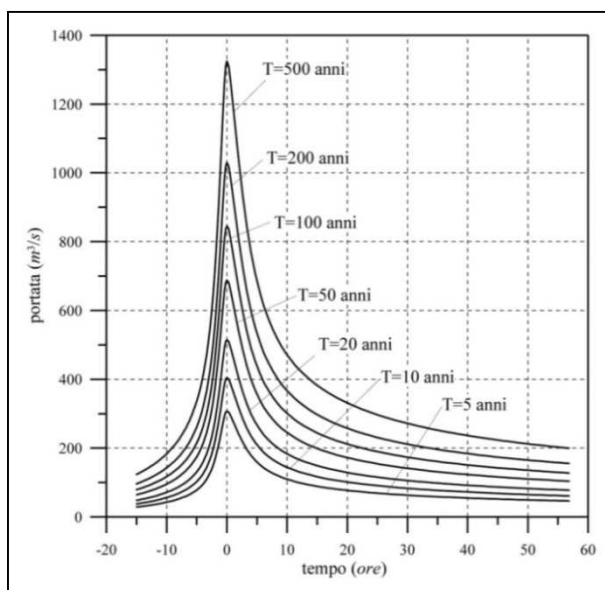


Figura 4-2 – Idrogrammi sintetici ottenuti dalla stima regionale per il torrente Parma, in ingresso alla cassa di espansione di Marano (da [1]).

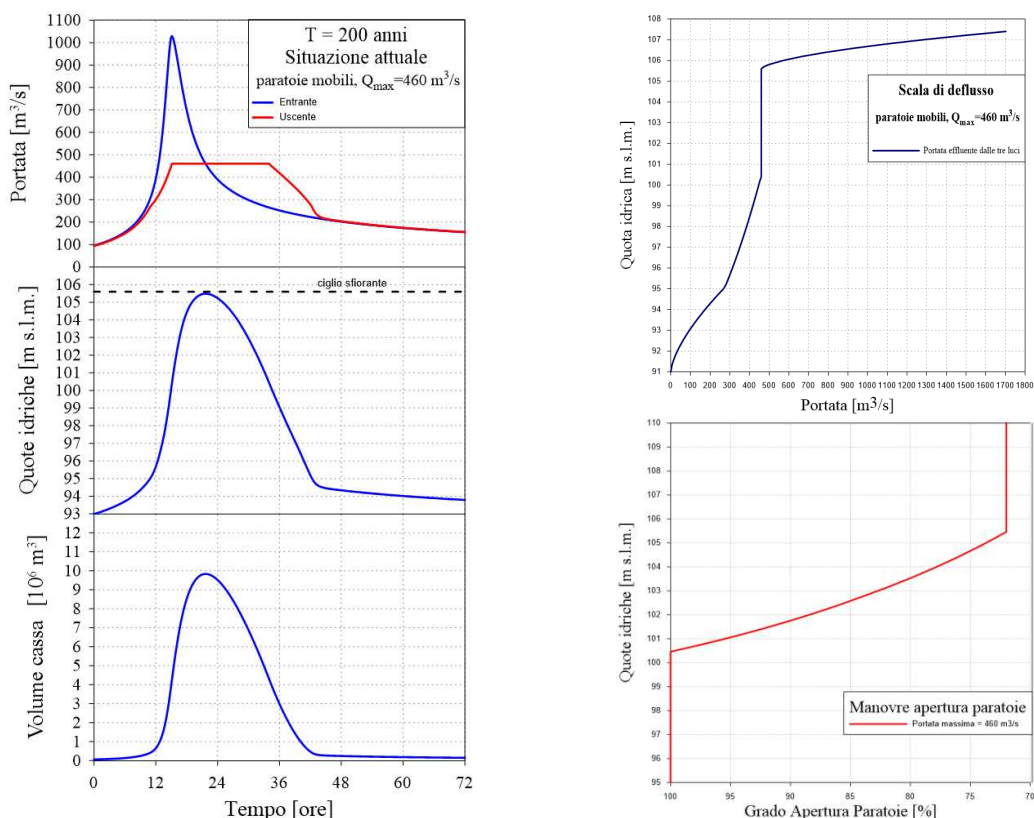


Figura 4-3 – Onde in ingresso ed in uscita, quote idriche e volumi invasati nella cassa di espansione di Marano in occasione di un evento di piena T=200 anni con paratoie manovrate (a sinistra), in funzione del livello nell'invaso. Scala delle portate (a destra, In alto) e manovre di chiusura (a destra, in basso). Scavo della cassa in condizioni attuali (2008).

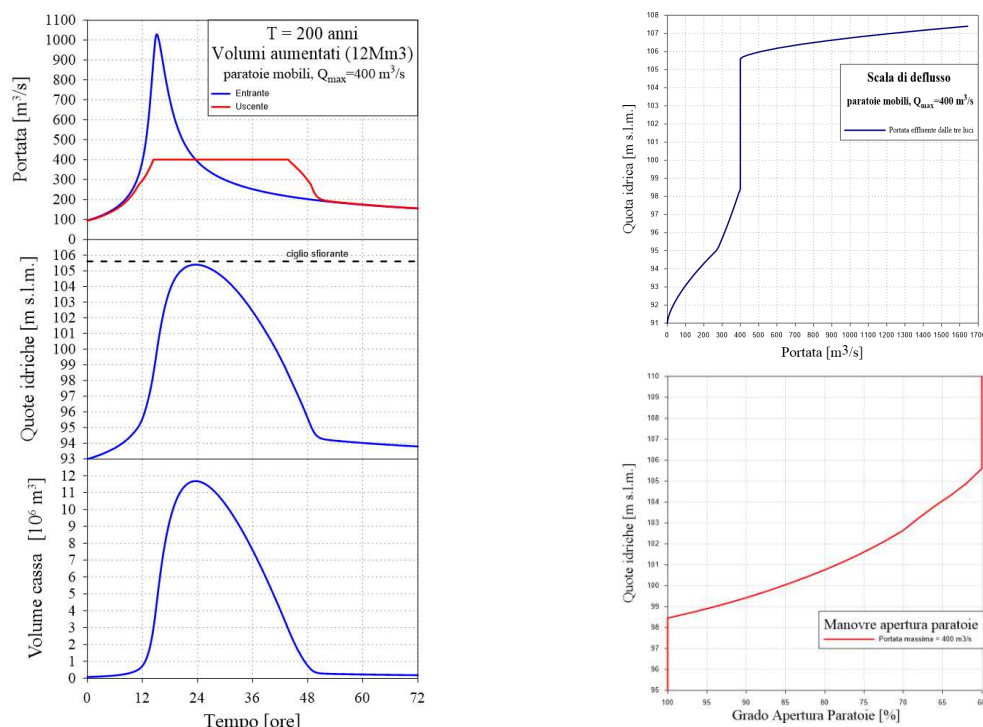


Figura 4-4 – Onde in ingresso ed in uscita, quote idriche e volumi invasati nella cassa di espansione di Marano per T=200 anni con paratoie manovrate (a sinistra), in funzione del livello nell'invaso. Scala delle portate (a destra, In alto) e manovre di chiusura (a destra, in basso). Scavo della cassa completato.

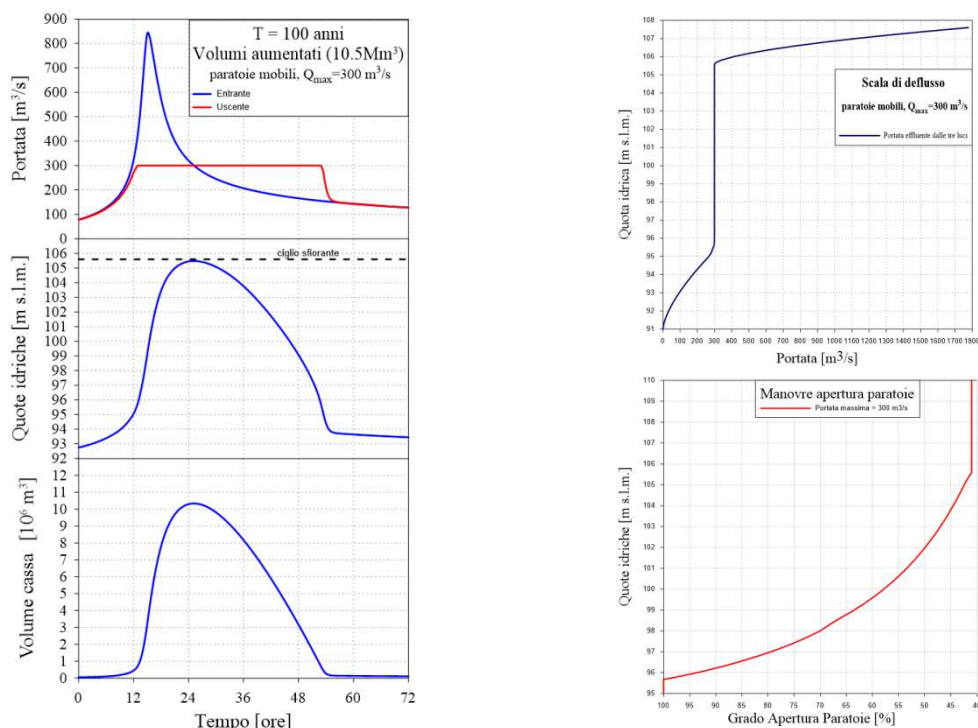


Figura 4-5 – Onde in ingresso ed in uscita, quote idriche e volumi invasati nella cassa di espansione di Marano per T=100 anni con paratoie manovrate (a sinistra), in funzione del livello nell'invaso. Scala delle portate (a destra, In alto) e manovre di chiusura (a destra, in basso). Scavo della cassa in condizioni intermedie.

4.2 **Tipologia della cassa**

La cassa di espansione progettata è stata dimensionata con un volume di $4.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ in grado di laminare l'evento di piena con tempo di ritorno di 200 anni a valori tali da garantire la sicurezza idraulica dell'abitato di Parma, ed anche l'evento di piena con tempo di ritorno 100 anni, garantendo una portata massima in uscita non superiore a $300 \text{ m}^3/\text{s}$, indispensabile, assieme alla cassa sul torrente Parma, per la sicurezza idraulica dell'abitato di Colorno.

Al fine di ridurre i costi di costruzione e aumentarne la flessibilità, si è inoltre optato per una cassa di laminazione con un unico invaso "in linea": tale configurazione infatti consente di realizzare un solo manufatto, dotato di paratoie mobili, che possono consentire di mantenere la portata in uscita dal manufatto stesso pressoché costante, indipendentemente dal livello idrico nell'invaso. Tale soluzione progettuale consente di aumentare significativamente l'efficienza di laminazione dell'opera, riducendo così il volume complessivo da invasare per raggiungere i prefissati obiettivi¹⁹.

Le quote di progetto della cassa sono state ricavate attraverso calcoli preliminari, successivamente verificati mediante simulazioni effettuate tramite modelli numerici statici (*level-pool routing*) e bidimensionali [8]. Sulla base del volume complessivo necessario per la laminazione, è stata definita la geometria dell'invaso che consente di ricavare tale volume, rispettando sostanzialmente i vincoli territoriali e cercando altresì di limitare l'altezza delle arginature e del manufatto di regolazione rispetto al piano campagna.

Per ottenere questi obiettivi parte del volume è stato ottenuto mediante scavo, riducendo la pendenza dell'alveo all'interno della cassa allo 0.2% e prevedendo un abbassamento significativo sia dell'alveo sia del fondo della cassa rispetto alla condizione attuale. Il collegamento fra l'invaso di laminazione e l'alveo del torrente a monte è ottenuto mediante la realizzazione di una serie di briglie. L'abbassamento dell'alveo in corrispondenza delle briglie consentirebbe anche il transito della prosecuzione della strada Pedemontana in modesta elevazione rispetto al piano campagna circostante, riducendone i costi e l'impatto ambientale (vedi anche [20]).

Sulla base dei vincoli presenti e della capacità richiesta alla cassa di espansione è stato ubicato il manufatto di regolazione, nonché definita l'estensione planimetrica della cassa

¹⁹ È noto infatti che le casse in linea, se dotate di organi fissi, sono meno efficienti delle casse in derivazione, in quanto tendono a riempirsi precocemente nella fase crescente della piena.

(Figura 4-6). Il tracciato planimetrico dell'arginatura presenta alcuni vincoli dovuti, in sponda destra, alla presenza di strada Montanara e di una abitazione e a monte per la presenza dell'attraversamento di un metanodotto.

La definizione dello sviluppo trasversale del manufatto regolatore dipende dal funzionamento idraulico dello scaricatore di superficie, il quale ha l'obiettivo di allontanare le portate di piena eccezionali, in modo che il livello nell'invaso non superi mai la quota di massima ritenuta, la quale si trova al disotto del coronamento degli argini di una quantità pari al franco di sicurezza. Per tale motivo, in prima analisi, si è definito lo sviluppo dello scaricatore di superficie.

Si è assunto cautelativamente di smaltire la portata millenaria esclusivamente mediante lo scaricatore di superficie e si è fissato in 2 m il carico limite sullo scaricatore.

La lunghezza complessiva L_P dello stramazzo può essere pertanto ottenuta dalla seguente espressione:

$$L_P = \frac{Q_P}{\mu h_d \sqrt{2gh_d}}$$

in cui:

- μ : coefficiente di efflusso, assunto pari a 0.48;
- h_d : carico di progetto sullo stramazzo pari a 2 m;
- Q_P : portata millenaria pari a 1500 m³/s.

Sostituendo i valori sopra riportati si ottiene una lunghezza dello stramazzo $L_P = 249.4$ m. Il risultato evidenzia una forte differenza tra la lunghezza del ciglio sfiorante e la larghezza dell'alveo di monte, dell'ordine di 100-120 m. Si è ritenuto improponibile considerare uno sbarramento rettilineo²⁰ di circa 250 m di lunghezza che, oltre ad essere eccessivamente costoso, comporterebbe necessariamente anche la realizzazione di un impalcato da ponte soprastante ed una vasca di dissipazione al piede pressoché delle stesse dimensioni.

Si è quindi optato per una soluzione alternativa, ponendo come vincoli uno sviluppo trasversale del manufatto entro i 120-130 m e, al contempo, il mantenimento di un carico sullo stramazzo pari a 2 m.

L'idea progettuale sviluppata per massimizzare lo sviluppo della soglia di sfioro ha preso spunto dalla configurazione del manufatto, già esistente, realizzato sulla cassa

²⁰ Alternativamente, si sarebbe potuto aumentare il carico di progetto sullo sfioratore. Questo però avrebbe comportato un innalzamento corrispondente di tutte le arginature, con un maggior costo ed un maggior impatto ambientale.

d'espansione del Torrente Parma. In particolare, si è riscontrata plausibile l'adozione dei cosiddetti "becchi d'anatra", i quali, attraverso un'opportuna conformazione geometrica, riescono a garantire uno sviluppo del ciglio sfiorante dello stramazzo superficiale consono con quello di progetto, contenendo nel contempo l'ingombro della struttura portante del manufatto entro i limiti prefissati.

Tali dispositivi presentano una sagoma del tipo di quella riportata nella Figura 4-7, con una sezione trasversale sagomata secondo un profilo Creager–Scimemi nella parte rettilinea e tenendo conto dell'interferenza della vena convergente nella parte apicale, basandosi sugli studi relativi agli scaricatori a calice.

L'adozione di tale forma ha permesso quindi di impostare una configurazione di progetto dello sbarramento tale per cui la lunghezza effettiva risulta pari a 129 m, senza tener conto dei muri d'ala atti all'immorsamento della diga nel rilevato arginale, al contempo garantendo una lunghezza di sfioro effettivo pari a 247.42 m, prossima a quella di progetto. Come si può notare dalla Figura 4-8 e dal *rendering* 3D riportato nella Figura 4-9, la configurazione di progetto del manufatto è costituita da quattro becchi d'anatra, in cui i due centrali presentano asse rettilineo parallelo alla direzione del corso d'acqua mentre quelli laterali risultano inclinati in modo che il bordo esterno della vena effluente, che si allarga per via della divergenza dei canali di gronda, sia già allineata alla direzione della corrente. Tali becchi sono intercalati da tre tratti di sfioro rettilinei in corrispondenza delle luci di fondo, di larghezza pari a 10 m ciascuno²¹.

²¹ Nelle successive fasi di progettazione dovrà essere approfondita e verificata, anche con l'ausilio di una modellazione fisica, l'effettiva necessità di tali tratti di sfioro. La vena effluente infatti interferisce, intrappolando anche l'aria, con quella uscente sotto battente dalle bocche. Che ciò si verifica in tutti i manufatti di questo tipo, compreso quello della cassa di espansione di Marano.



Figura 4-6 – Configurazione e principali quote di progetto della cassa di espansione.

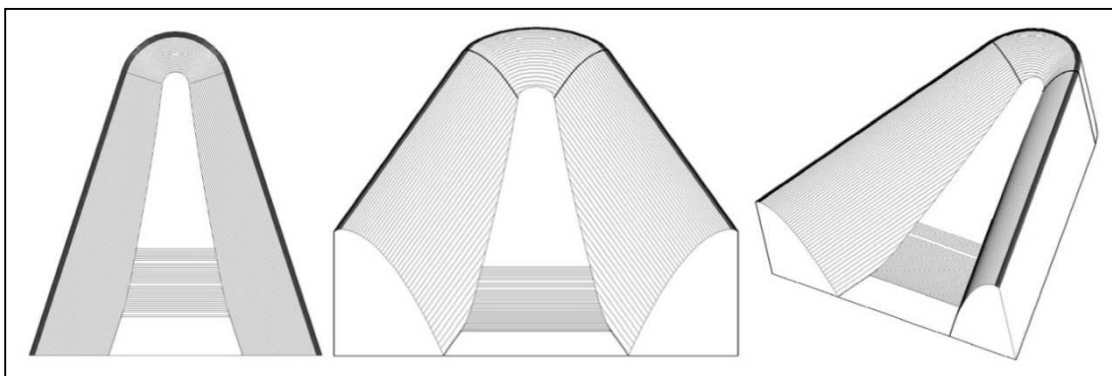


Figura 4-7 – Configurazione di uno scaricatore di superficie “a becco d’anatra” (da [9]).

In definitiva gli elementi caratteristici dell'invaso della cassa di espansione (Figura 4-6 e Figura 4-10) sono i seguenti:

- l'alveo sistemato del torrente Baganza ha una quota di monte di 133.5 m s.l.m. e una di valle, al piede dello sbarramento, di 131 m s.l.m., con una pendenza media dello 0.2%;
- il fondo della cassa presenta una quota di monte di 135 m s.l.m. e una quota di valle di 134 m s.l.m.;
- due arginelli separano l'alveo dalle zone di espansione; essi hanno una quota di monte di 136.5 m s.l.m. e una di valle di 135 m s.l.m.. Sugli stessi, in prossimità del manufatto, sono presenti due finestre, che portano la quota dell'arginello da 135 a 134 m s.l.m. per una larghezza di 4 m;
- gli argini perimetrali hanno il coronamento a quota 145.5 m s.l.m. Essi si elevano rispetto al piano campagna a valle, posto a quota 131.5 m s.l.m., di circa 14 m; l'elevazione si riduce progressivamente verso monte, fino ad azzerarsi ove il piano campagna medesimo raggiunge la quota di 145.5 m s.l.m. (Figura 4-10). Procedendo ulteriormente verso monte la cassa non è più arginata ed il volume a disposizione si ottiene solo mediante scavo.

L'alveo del torrente Baganza all'interno dell'invaso avrà una pendenza costante del 2 per mille, contro una pendenza naturale attuale del 1.5%, partendo dalla quota di monte di 133.5 m e arrivando a valle, dopo aver percorso 1200 m, al piede dello sbarramento, alla quota di 131 m; con una larghezza di circa 100 m. Entrambe le sponde sistemate dell'alveo hanno una pendenza di 2:1 e terminano sulla sommità dell'arginello, in modo da assicurare un contenimento di almeno 3 m a monte, che si incrementa a 4 m a valle, in

corrispondenza del manufatto. Ciò per garantire sia il contenimento in alveo della portata di $300 \text{ m}^3/\text{s}$, nonostante l'effetto di rigurgito operato dal manufatto, che per garantire il riempimento della cassa da valle, che è uno dei requisiti fondamentali per evitare eccessive velocità in fase di riempimento e garantire un buon funzionamento della cassa stessa.

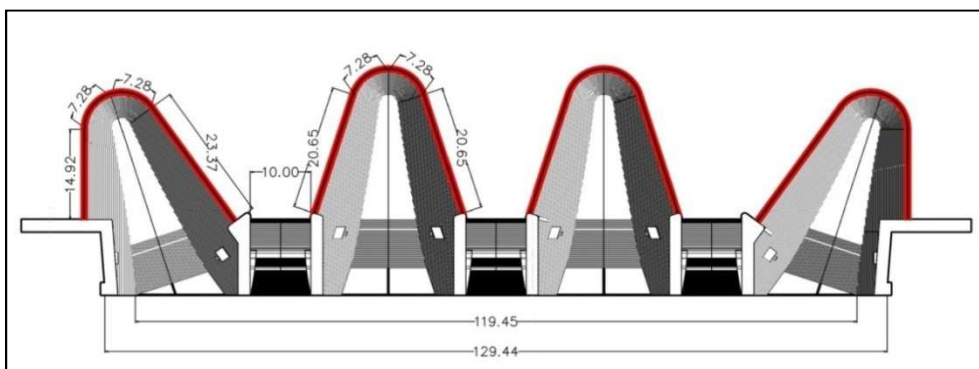


Figura 4-8 – Configurazione di progetto del manufatto regolatore (da [9]).

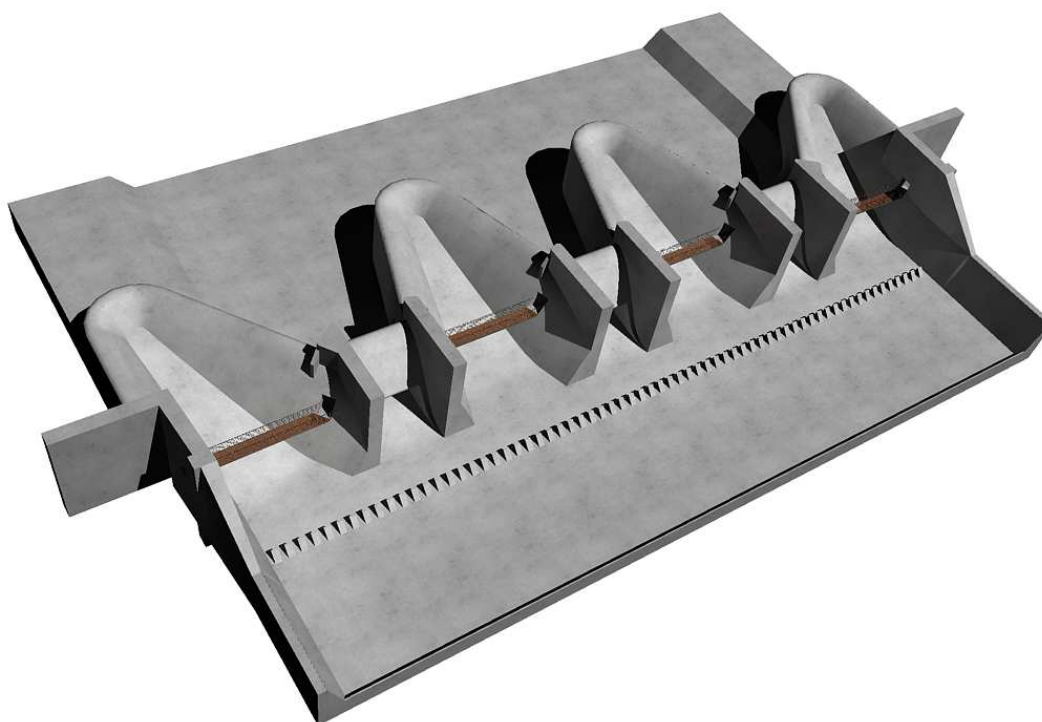


Figura 4-9 – Rendering 3D del progetto del manufatto regolatore e della vasca di dissipazione (da [9]).

La funzione degli arginelli è appunto quella di garantire che per portate modeste del torrente la cassa non venga invasata; solo quando la portata supera i $300 \text{ m}^3/\text{s}$ la cassa inizia ad invasare acqua, in modo da non sprecare anticipatamente parte del volume disponibile.

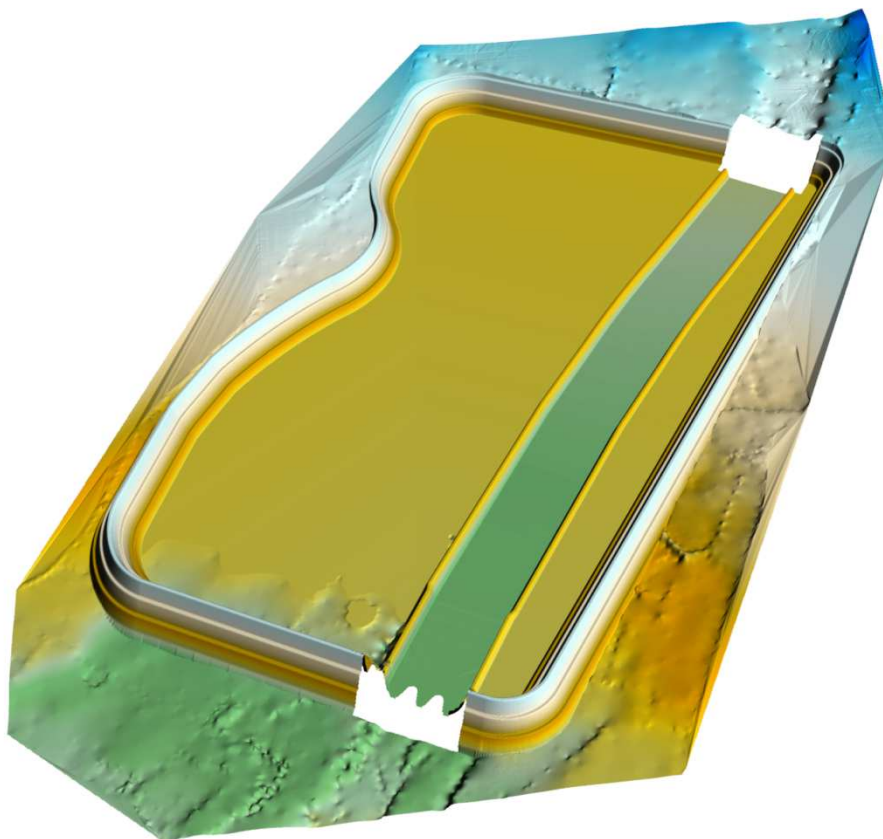


Figura 4-10 – Modello tridimensionale della cassa di espansione ottenuta con il modello Surfer 9.0 © ([12]).

Le arginature perimetrali della cassa hanno una pendenza di 2:1 intervallata ogni 5 m di dislivello da banche della larghezza di 4 m, aventi lo scopo sia di interrompere il ruscellamento che di permettere di muoversi agevolmente sugli argini per ispezioni e manutenzioni. Il coronamento dell'argine, posto a quota di 145.5 m s.l.m., è largo anch'esso 5 m per consentire il transito di mezzi di servizio. Gli argini terminano nella parte esterna dell'opera sul piano campagna, mentre all'interno alla quota di progetto, che è inferiore al piano campagna stesso. Le arginature presentano una lunghezza lineare complessiva di circa 2200 m.

L'opera comporta lo scavo di circa 3.2 milioni di m³ di materiale e un volume di riporto per la realizzazione delle arginature pari a circa 545000 m³.

4.3 **Caratteristiche dimensionali del manufatto di regolazione**

Il manufatto di regolazione (Figura 4-8) si sviluppa per una larghezza di circa 130 m, presenta tre luci di fondo rettangolari situate alla medesima quota dell'alveo di monte (131 m s.l.m.), ciascuna delle quali larga 8 m e alta 3 m, e uno sfioratore composto da tre tratti rettilinei in corrispondenza delle bocche e quattro tratti curvilinei con la configurazione a "becco d'anatra".

Le luci di fondo soddisfano una doppia esigenza; la prima è quella di consentire quotidianamente l'allontanamento a pelo libero delle portate di magra e la seconda è quella di ostacolare le onde di piena in arrivo funzionando sotto battente in modo tale da limitare la portata e consentire così l'invaso della cassa. L'accesso alle luci è presidiato sul paramento di monte da paratoie mobili, necessarie sia durante la fase di collaudo, per le prove di invaso, sia in fase di esercizio, nel corso degli eventi di piena, per operare la regolazione dell'invaso nel modo più efficiente possibile. Quando il livello idrico all'interno dell'invaso supera il ciglio sfiorante, posto alla quota di 141 m s.l.m., la portata tracima dai becchi d'anatra e dei tratti rettilinei di sfioro posti sopra le bocche.

Nel seguito vengono riassunte le misure degli elementi principali del manufatto limitatore:

- larghezza del corpo trasversale al torrente 130 m;
- tre luci di fondo dotate di paratoie mobili, di altezza 3 m e larghezza 8 m ciascuna;
- ciglio sfiorante composto da tre tratti rettilinei (3 x 10 m) e quattro scaricatori a "becco d'anatra" (217.42 m) per uno sviluppo complessivo di sfioro di 247.42 m;
- quota dell'alveo inciso a monte del manufatto e quota fondo luci: 131 m s.l.m.;
- quota della vasca di dissipazione a valle del manufatto: 129 m s.l.m.;
- quota massima di regolazione (quota ciglio sfiorante): 141 m s.l.m.;
- quota massima d'invaso: 143 m s.l.m.;
- quota di coronamento arginale: 145.5 m s.l.m.;
- franco arginale: 2.5 m.

4.4 Vasca di dissipazione

La vasca di dissipazione è posizionata ad una quota pari a 129 m s.l.m. e la sua dimensione trasversale corrisponde alla larghezza del manufatto, pari a circa 120 m. Per quanto concerne il pre-dimensionamento dello sviluppo longitudinale e dei blocchi dissipatori, sono state applicate le indicazioni di A. J. Peterka in *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators* [15].

Nel dettaglio A. J. Peterka definisce differenti tipologie di vasche di dissipazione in funzione dell'entità della portata specifica in ingresso alla vasca e del numero di Froude della corrente in arrivo commisurata quindi con l'entità del salto idraulico.

Nel caso in esame il numero di Froude della corrente in ingresso alla vasca di dissipazione non è univoco ma, data la complessa configurazione di funzionamento del manufatto, si riscontra che esistono tre differenti correnti che concorrono al dimensionamento della vasca e dei blocchi dissipatori:

1. Corrente in arrivo dai becchi d'anatra;
2. Corrente in arrivo dalle luci di fondo;
3. Corrente in arrivo dagli stramazzi frontali.

Le successive fasi della progettazione dovranno approfondire il dimensionamento della vasca di dissipazione attraverso la stima dei differenti valori del numero di Froude delle correnti in ingresso alla vasca provenienti dalle differenti configurazioni sopra citate. Le dimensioni della vasca di dissipazione, ed in particolare la distanza dei blocchi dalle luci, la loro conformazione ottimale e dimensione, dovranno essere perfezionate tramite prove su modello fisico ad adeguata scala.

In fase di progetto preliminare, anche in base a considerazioni effettuate con modellazioni numeriche tridimensionali dell'efflusso dai becchi d'anatra (Figura 4-11), si assume la lunghezza complessiva della vasca pari ad $L = 28$ m ed un'unica fila di denti di Rehbock con le caratteristiche riportate in Figura 4-12 e Tabella 4-1, posti a 6 m di distanza dal filo di valle delle luci. La vasca risulta depressa di 1.2 m al di sotto dell'alveo di valle, al quale si raccorda mediante una soglia rialzata (*end sill*) le cui caratteristiche sono riportate in Figura 4-12. La Figura 4-13 riporta infine un rendering 3D della vasca di dissipazione.

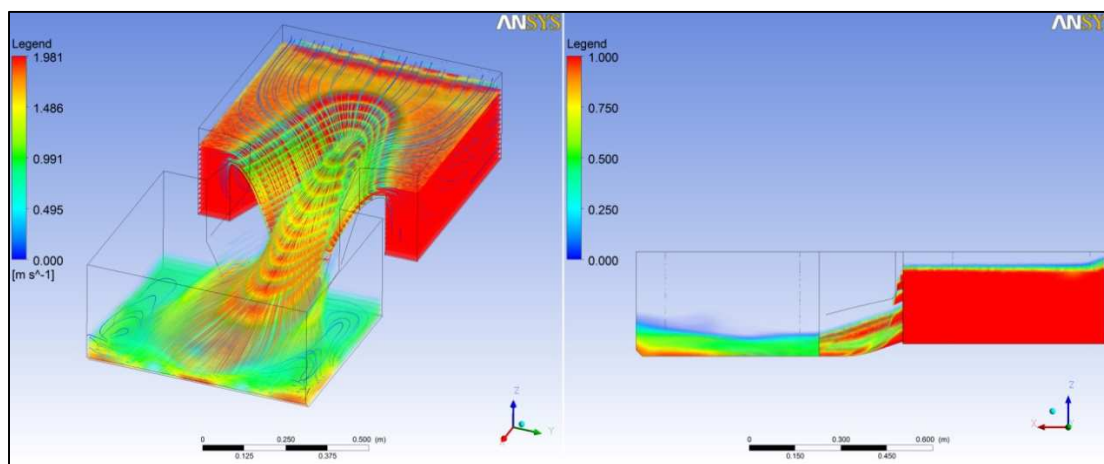


Figura 4-11 – Simulazione 3D del funzionamento di un becco d'anatra (da [9])

Tabella 4-1: Dimensioni dei denti di dissipazione

Altezza dei blocchi (m)	1.2
Lunghezza dei blocchi (m)	1.4
Larghezza dei blocchi (m)	0.9
Interasse tra i blocchi (m)	0.9
Larghezza in sommità (m)	0.2

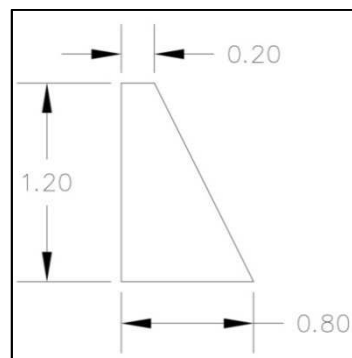
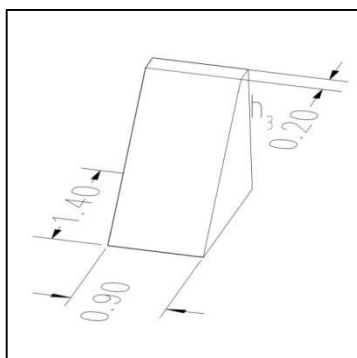


Figura 4-12 – Geometria dei denti di dissipazione e della soglia terminale della vasca.

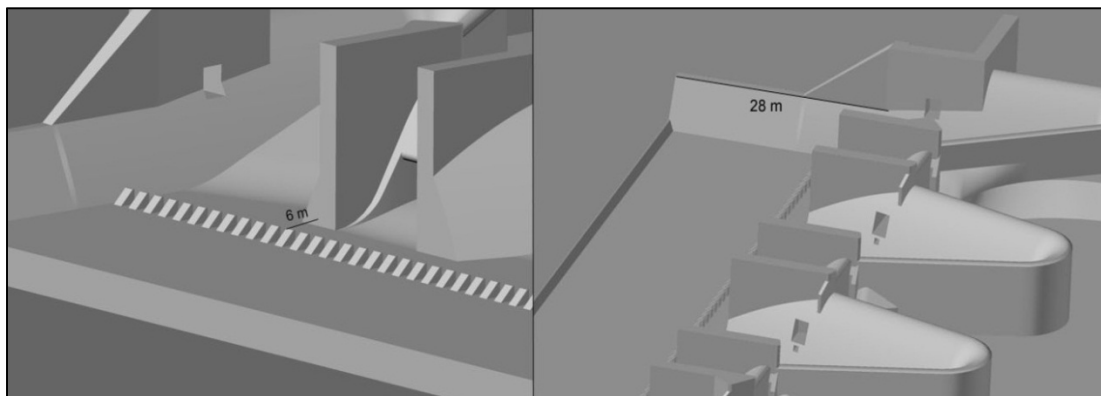


Figura 4-13 – Rendering 3D della vasca di dissipazione e dimensioni principali.

4.5 Scale delle portate del manufatto di regolazione

L'efflusso dal manufatto di regolazione avviene seguendo differenti campi di funzionamento, in funzione del livello idrico a monte dello stesso.

1. Funzionamento a pelo libero. Si realizza un efflusso di questo tipo fino a tiranti idrici all'interno dell'invaso inferiori a 1.4-1.5 volte l'altezza libera della luce. In queste condizioni la vena fluida riesce a imboccare la luce mantenendosi a pelo libero, grazie all'abbassamento locale dovuto all'acquisto di altezza cinetica.
2. Funzionamento sotto battente. All'aumentare del tirante idrico, per valori compresi tra 1.4-1.5 volte l'altezza libera delle luci e la quota del ciglio sfiorante, si realizza un efflusso dagli organi di scarico sotto battente, condizione nella quale la corrente risente fortemente delle dimensioni della luce libera e nella quale si può iniziare a ipotizzare di manovrare le paratoie.
3. Funzionamento sotto battente e a stramazzo. Al superamento della quota del ciglio sfiorante entra in funzione anche lo scaricatore di superficie e la portata effluente in condizioni di sfioro si somma a quella che già sta effluendo sotto battente attraverso le paratoie.²²

Partendo dai tre funzionamenti precedentemente descritti è possibile determinare, con una

²² Avendo dimensionato il paramento di valle secondo un profilo Creager-Scimemi per il carico di progetto ($h_d=2$ m), per carichi inferiori il coefficiente di efflusso è inferiore. Si è assunto che esso vari in accordo con l'equazione seguente:

$$\mu = \frac{2}{2\sqrt{3}} \left(1 + \frac{4\chi}{9 + 5\chi} \right) \quad \text{dove} \quad \chi = \frac{h}{h_d}$$

certa approssimazione dovuta alle incertezze legate ai vari coefficienti di efflusso, le scale delle portate del manufatto regolatore²³ (cfr. anche [9]).

In Figura 4-14 sono riportate le scale delle portate del manufatto regolatore, in funzione del grado di apertura delle paratoie. Ogni curva si riferisce a luci di fondo con apertura costante delle paratoie, la più esterna corrisponde a luci completamente sollevate.

Una possibile regolazione in condizioni di piena prevede invece la movimentazione delle paratoie in modo da ottimizzare l'utilizzo del volume di invaso e limitare nel contempo la portata uscente. A titolo di esempio, fissato in 300 m³/s il massimo valore di portata che si vuole allontanare nell'alveo a valle, si può prevedere di manovrare le paratoie²⁴ garantendo, in fase di funzionamento a battente, un efflusso costante e pari al valore desiderato, come mostrato in Figura 4-15.

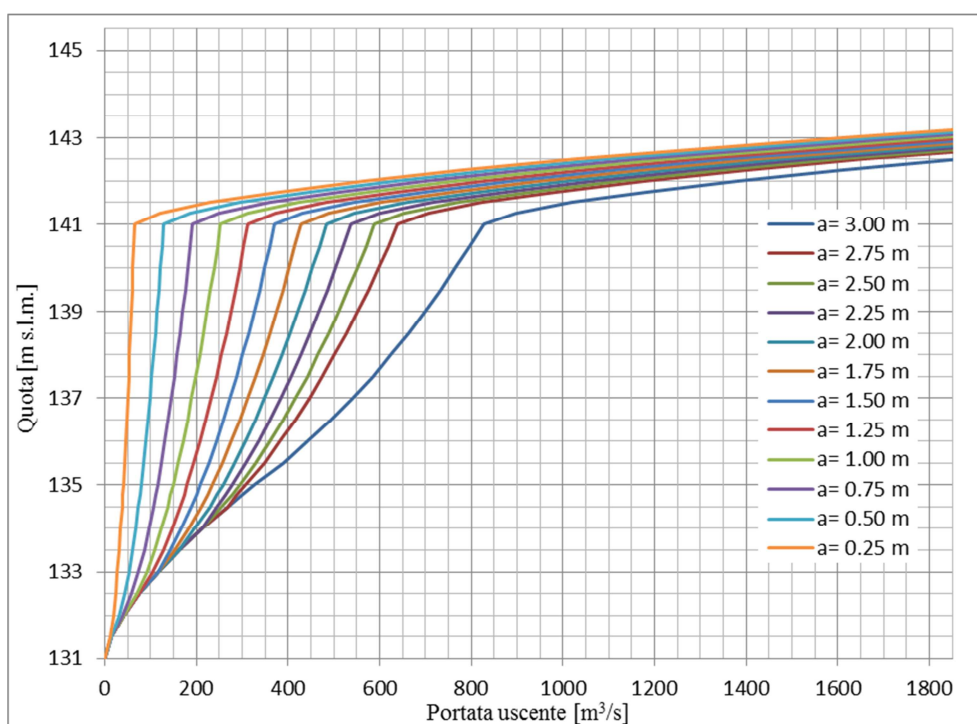


Figura 4-14 – Scala di deflusso del manufatto regolatore nell'ipotesi di paratoie con diversi gradi di apertura.

²³ Una precisa valutazione della scala delle portate del manufatto regolatore, in tutte le possibili condizioni di funzionamento, non può che ricavarsi attraverso la modellazione fisica, a scala adeguata, del manufatto regolatore stesso.

²⁴ La movimentazione è solo funzione della quota di invaso (misurabile), quindi facilmente implementabile in un software di comando automatico delle paratoie stesse.

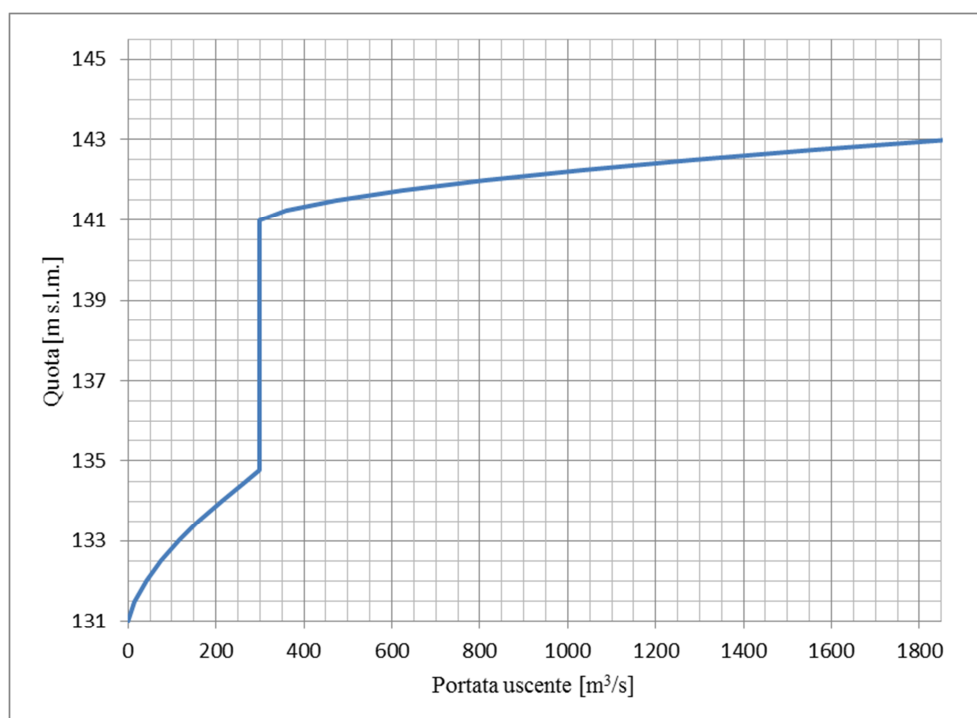


Figura 4-15 – Scala di deflusso del manufatto regolatore nell'ipotesi di mantenere, attraverso la regolazione delle paratoie, una portata uscente pari a $300 \text{ m}^3/\text{s}$ nella fase di funzionamento sotto battente.

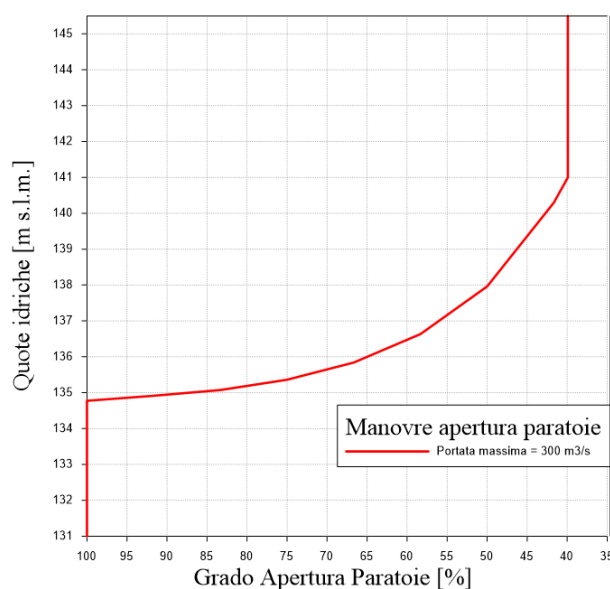


Figura 4-16 – Manovre di apertura (chiusura) delle paratoie in funzione della quota di invaso, per mantenere la portata in uscita costante e pari a $300 \text{ m}^3/\text{s}$ (paratoie manovrate in modo sincrono).

4.6 **Curva dei volumi e delle aree**

I volumi e le aree calcolati in corrispondenza di diversi valori di quota sono riportati in Tabella 4-2 ed in Figura 4-17. Tali valori sono stati ottenuti dall'intersezione fra il modello digitale della cassa e un piano orizzontale posto alle diverse quote.

Tabella 4-2: Aree e volumi invasabili nella cassa di espansione, al variare del livello.

Quota (m s.l.m.)	Area (ha)	Volume (10 ⁶ m ³)	Quota (m s.l.m.)	Area (ha)	Volume (10 ⁶ m ³)
131.0	0	0	138.5	69.51	2.935
131.5	2.24	0.007	139.0	69.86	3.283
132.0	4.78	0.024	139.5	70.21	3.633
132.5	7.31	0.054	140.0	70.56	3.985
133.0	10.07	0.097	140.5	70.90	4.339
133.5	14.09	0.158	141.0	71.25	4.694
134.0	17.14	0.236	141.5	72.26	5.052
134.5	31.48	0.344	142.0	73.38	5.418
135.0	63.80	0.592	142.5	73.72	5.786
135.5	64.91	0.914	143.0	74.06	6.155
136.0	65.88	1.241	143.5	74.40	6.526
136.5	66.66	1.573	144.0	74.73	6.899
137.0	67.02	1.907	144.5	75.06	7.274
137.5	68.16	2.243	145.0	75.38	7.650
138.0	69.16	2.588	145.5	76.08	8.028

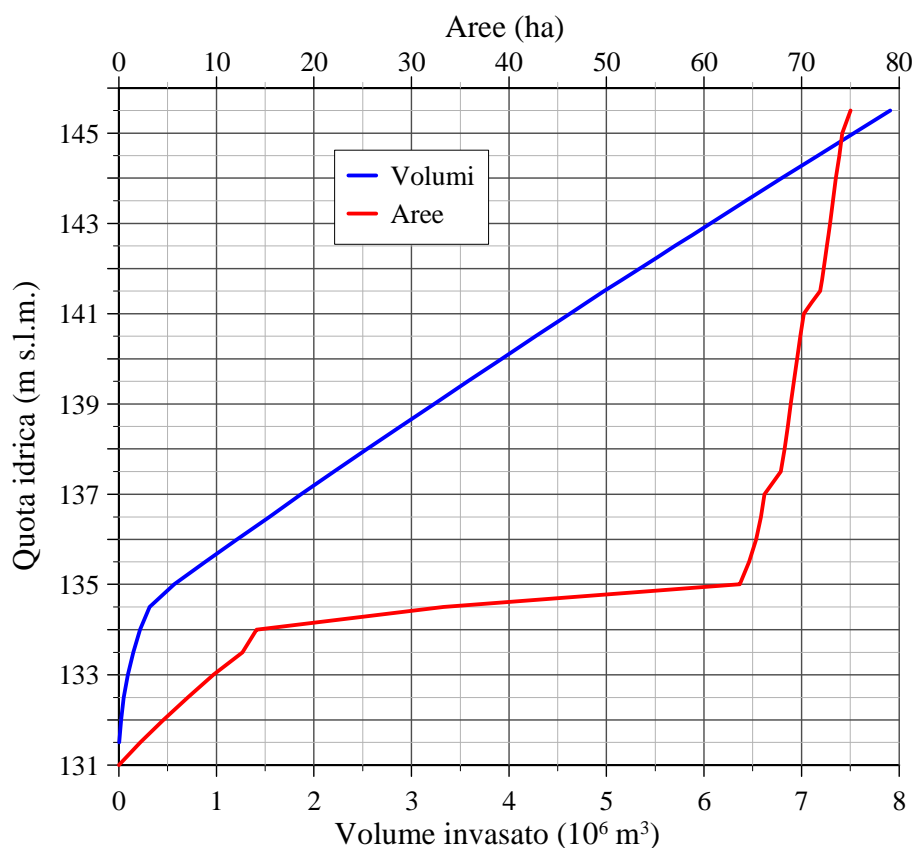


Figura 4-17 – Curve delle aree e dei volumi.

La curva delle aree presenta un vistoso cambiamento di andamento tra la quota 134.0 e 135.0 m s.l.m., dovuto al fatto che a quelle quote inizia e si completa l'allagamento delle due zone di espansione, con conseguente veloce incremento dell'area occupata dall'acqua. Il volume invasabile alla quota della soglia di tracimazione, 141.0 m s.l.m., è pari a quello di progetto.

5. SIMULAZIONI STATICHE DEL FUNZIONAMENTO DELLA CASSA DI ESPANSIONE

I fenomeni di invaso e svaso in una cassa di espansione, specie se in linea come nel caso in esame, sono di solito assimilati ad un processo di laminazione “statico”, nel quale cioè l’invaso sia in grado di contenere la portata in arrivo, di annullarne la velocità e di permettere variazioni del pelo libero come semplici traslazioni verticali di uno specchio liquido, assunto istante per istante orizzontale.

Questo modo di schematizzare il problema di solito porta a risultati più che soddisfacenti, ma non è in grado, soprattutto nelle prime fasi di riempimento e nelle ultime fasi di svuotamento, di descrivere il campo di velocità che si viene a creare all’interno della cassa. Per indagare su questo aspetto è necessario applicare modelli più complessi e onerosi dal punto di vista del calcolo, come ad esempio quelli che risolvono le equazioni alle acque basse in un dominio bidimensionale.

Nel presente capitolo il problema viene affrontato con un approccio di tipo statico (*level-pool*), mentre nel successivo capitolo, limitatamente all’evento di piena di T=100 anni, si utilizzerà un modello 2D alle acque basse.

Nel caso di un approccio di tipo “statico” il funzionamento complessivo della cassa può essere descritto dall’equazione di continuità espressa in forma differenziale:

$$\frac{dW(t)}{dt} = Q_{in}(t) - Q_{out}(t) \quad (5.1)$$

dove $W(t)$ rappresenta il volume invasato al tempo t , Q_{in} e Q_{out} rispettivamente la portata in ingresso ed in uscita al tempo t .

Esprimendo il rapporto $\frac{dW}{dt}$ in funzione della quota z e dell’area dello specchio liquido $S(z)$:

$$\frac{dW}{dt} = \frac{dW}{dz} \frac{dz}{dt} = S(z) \frac{dz}{dt} \quad (5.2)$$

e sostituendo nell’equazione 5.1 si ottiene:

$$\frac{dz(t)}{dt} = \frac{Q_{in}(t) - Q_{out}(t)}{S(z)} \quad (5.3)$$

Nella (5.3) compaiono le tre funzioni incognite $Q_{out}(t)$, $z(t)$ ed $S(z)$, mentre $Q_{in}(t)$ si presuppone nota e pari ad una delle onde di piena sintetiche in ingresso alla cassa (Figura 2-6). Ai fini della risoluzione è quindi necessario associare alla (5.3) altre due equazioni.

La prima relazione si ricava dalla legge di efflusso del manufatto regolatore (Figura 4-14 o Figura 4-15), per la quale risulta

$$Q_{out}(t) = f(z) \quad (5.4)$$

mentre la seconda, dedotta da considerazioni puramente geometriche dell'invaso (Figura 4-17) correla l'area dello specchio liquido alla quota:

$$S = g(z) \quad (5.5)$$

Per risolvere il sistema di tre equazioni (5.3)÷(5.5) si è utilizzato un apposito programma di calcolo, scritto in linguaggio FORTRAN, che utilizza il metodo di Runge-Kutta alle differenze finite al 4° ordine, fornendo come risultati i valori di Q_{out} , z e W , in funzione del tempo t . Per maggiori dettagli si rimanda a [11].

5.1 **Simulazione del funzionamento della cassa con paratoie ad apertura prefissata.**

Nel caso di paratoie ad apertura prefissata, ovvero non manovrate in condizioni di piena, la relazione (5.4) corrisponde ad una delle scale di deflusso riportate in Figura 4-14 relativamente all'apertura prescelta. Calcoli preliminari, basati sull'obiettivo di garantire il totale riempimento della cassa senza innescare lo sfioro per l'evento con $T=200$ anni, portano a ritenere che l'apertura di progetto "ottimale" sia $a=2.10$ m, corrispondente al 70% dell'altezza delle luci^{25,26}. La scala delle portate per questa apertura è riportata in Figura 5-1.

Da 5-2 a 5-8 sono riportati i grafici degli andamenti delle portate in ingresso e in uscita, delle quote idriche e dei volumi invasati in funzione del tempo, per eventi con tempi di ritorno compresi tra 5 e 500 anni. Nella Tabella 5-1 sono riportati i risultati di sintesi delle elaborazioni, ovvero i valori, in funzione del tempo di ritorno T , delle portate al colmo in ingresso $Q_{e,max}$, in uscita $Q_{u,max}$ e l'efficienza $e(T)$ della cassa definita come:

$$e(T) = 1 - \frac{Q_{u,max}}{Q_{e,max}} \quad (5.6)$$

²⁵ Si è assunto nel prosieguo della trattazione che tutte e tre le paratoie fossero parzializzate allo stesso modo.

²⁶ Che sia "ottimale" si evince dai risultati mostrati nel seguito.

La Figura 5-9 riporta poi gli andamenti delle portate al colmo in ingresso $Q_{e,max}$ e in uscita $Q_{u,max}$ in funzione del tempo di ritorno T , mentre la Figura 5-10 riporta l'efficienza della cassa, sempre in funzione di T .

Dall'osservazione della tabella e dei grafici si nota come, avendo prefissato opportunamente l'apertura delle paratoie, la cassa si invasa completamente per l'evento di $T=200$ anni (Figura 5-7) e l'efficienza è massima (40%). Per questo tempo di ritorno la portata massima in uscita è proprio pari a $500 \text{ m}^3/\text{s}$. Per eventi di tempo di ritorno inferiore la cassa non si invasa completamente (5-2÷ 5-6) e l'efficienza si riduce, ma la portata massima uscente è sempre inferiore a $500 \text{ m}^3/\text{s}$. Per $T=5$ anni la cassa non si invasa quasi per nulla (Figura 5-2) e l'efficienza è minima (6%). Per $T=500$ anni, invece, la cassa giunge a sfiorare (Figura 5-8), l'efficienza ovviamente si riduce (17%) rispetto a $T=200$ anni e la portata massima uscente supera i $900 \text{ m}^3/\text{s}$.

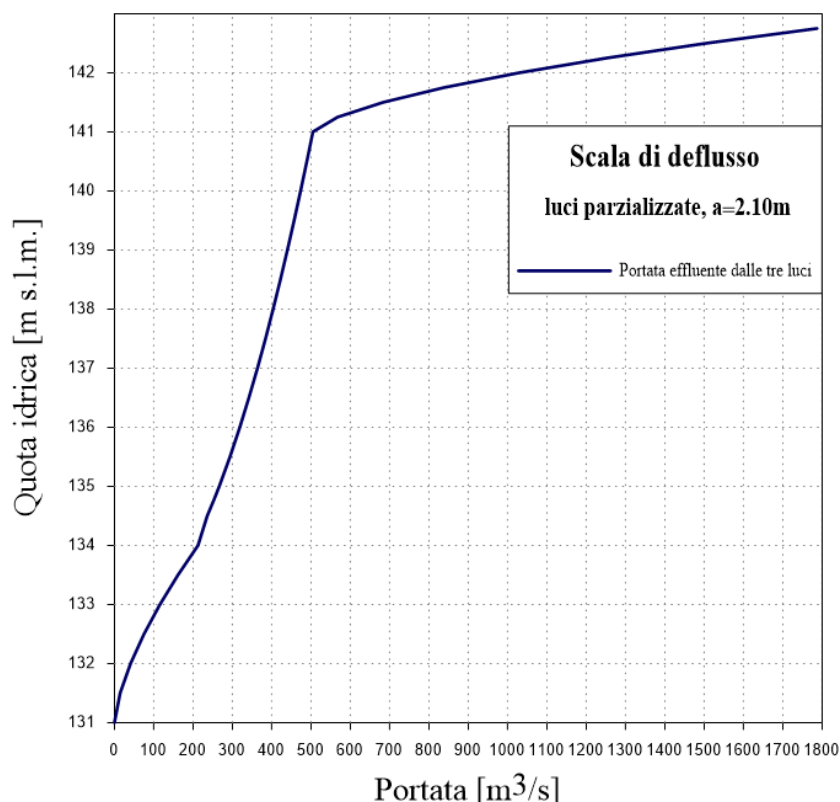


Figura 5-1 – Scala delle portate del manufatto regolatore per apertura delle tre luci $a=2.10 \text{ m}$ (70%).

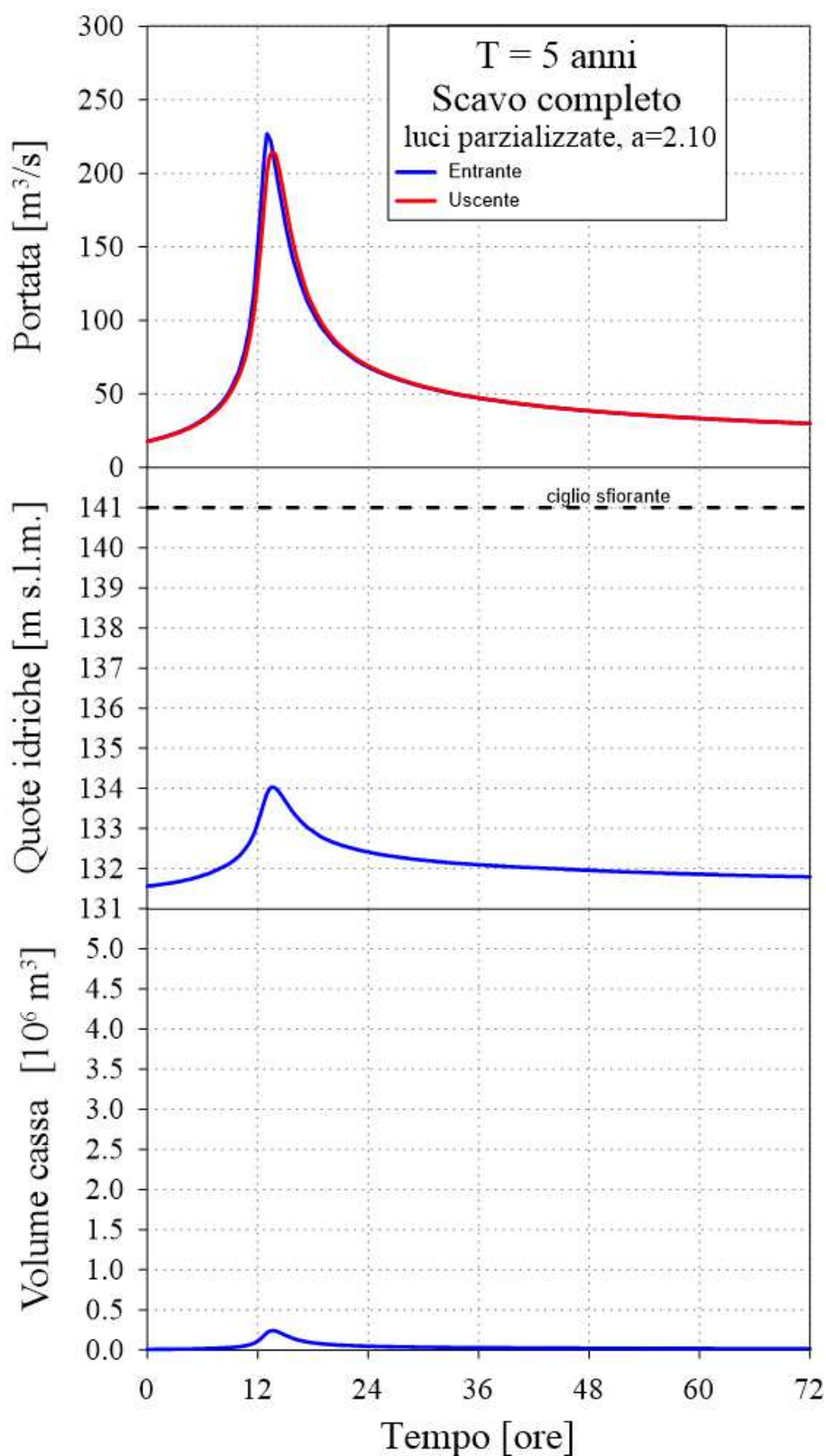


Figura 5-2 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 5 anni (luci parzializzate, $a=2.10$ m).

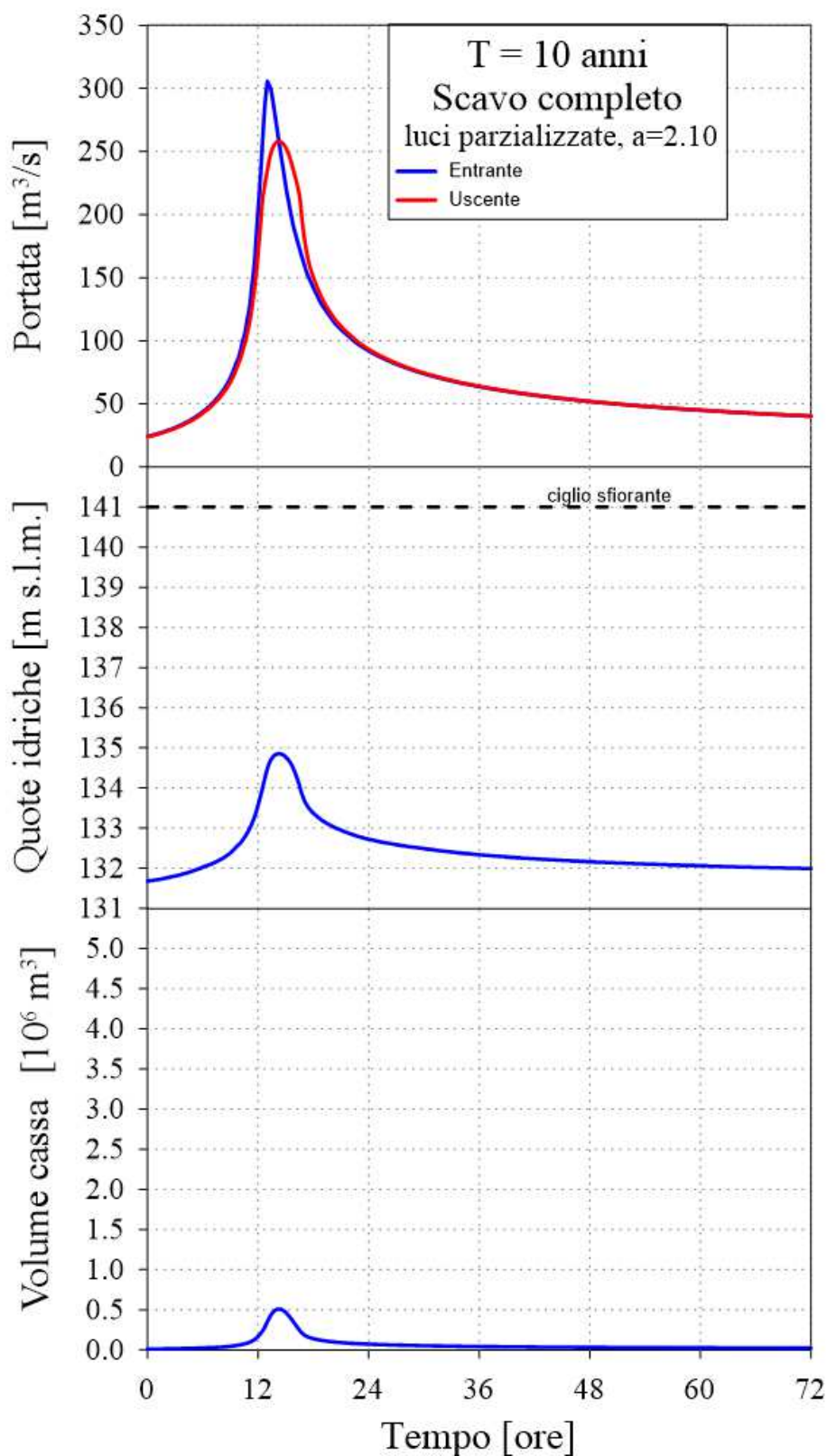


Figura 5-3 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 10 anni (luci parzializzate, a=2.10 m).

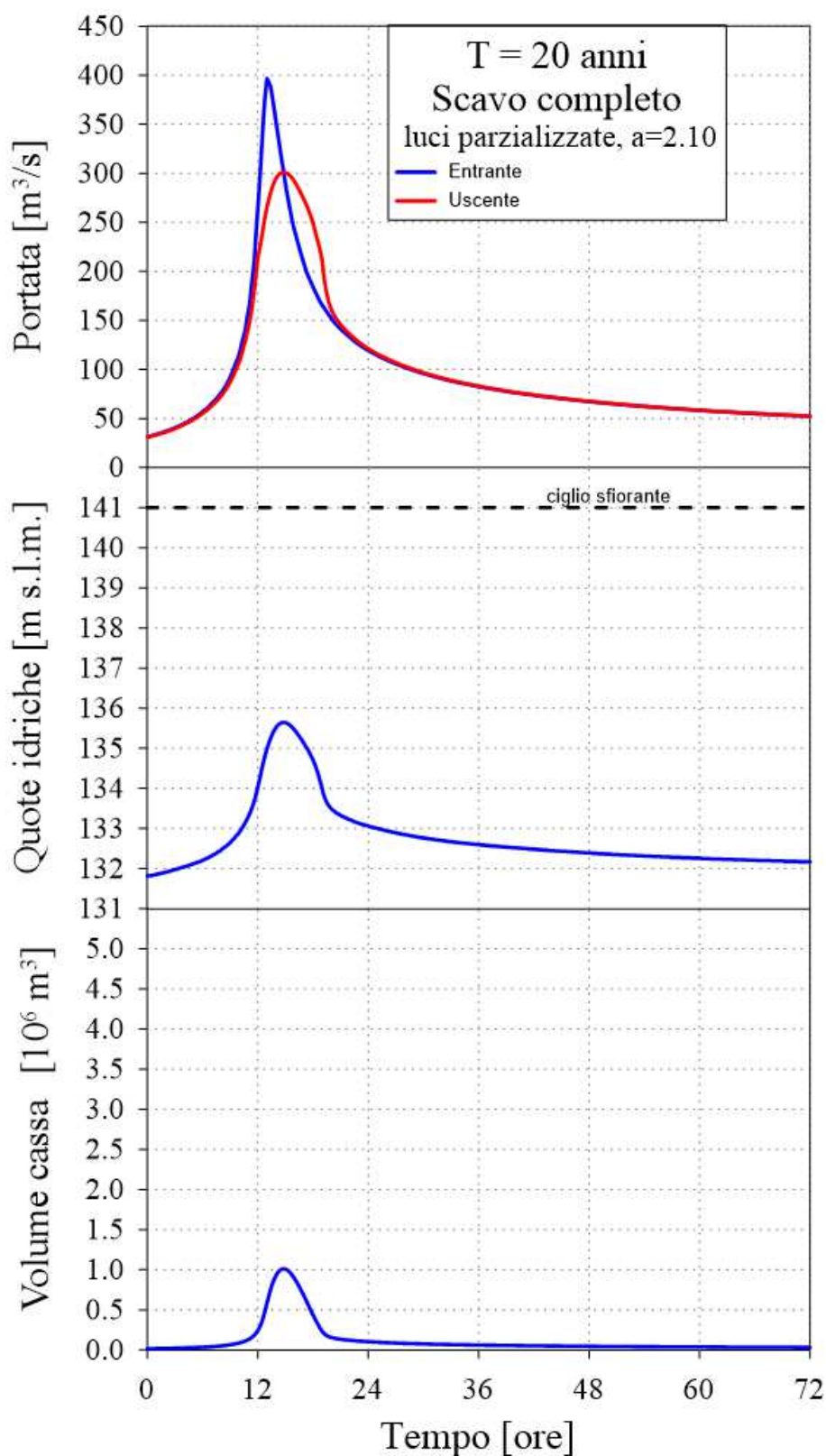


Figura 5-4 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 20 anni (luci parzializzate, $a=2.10 \text{ m}$).

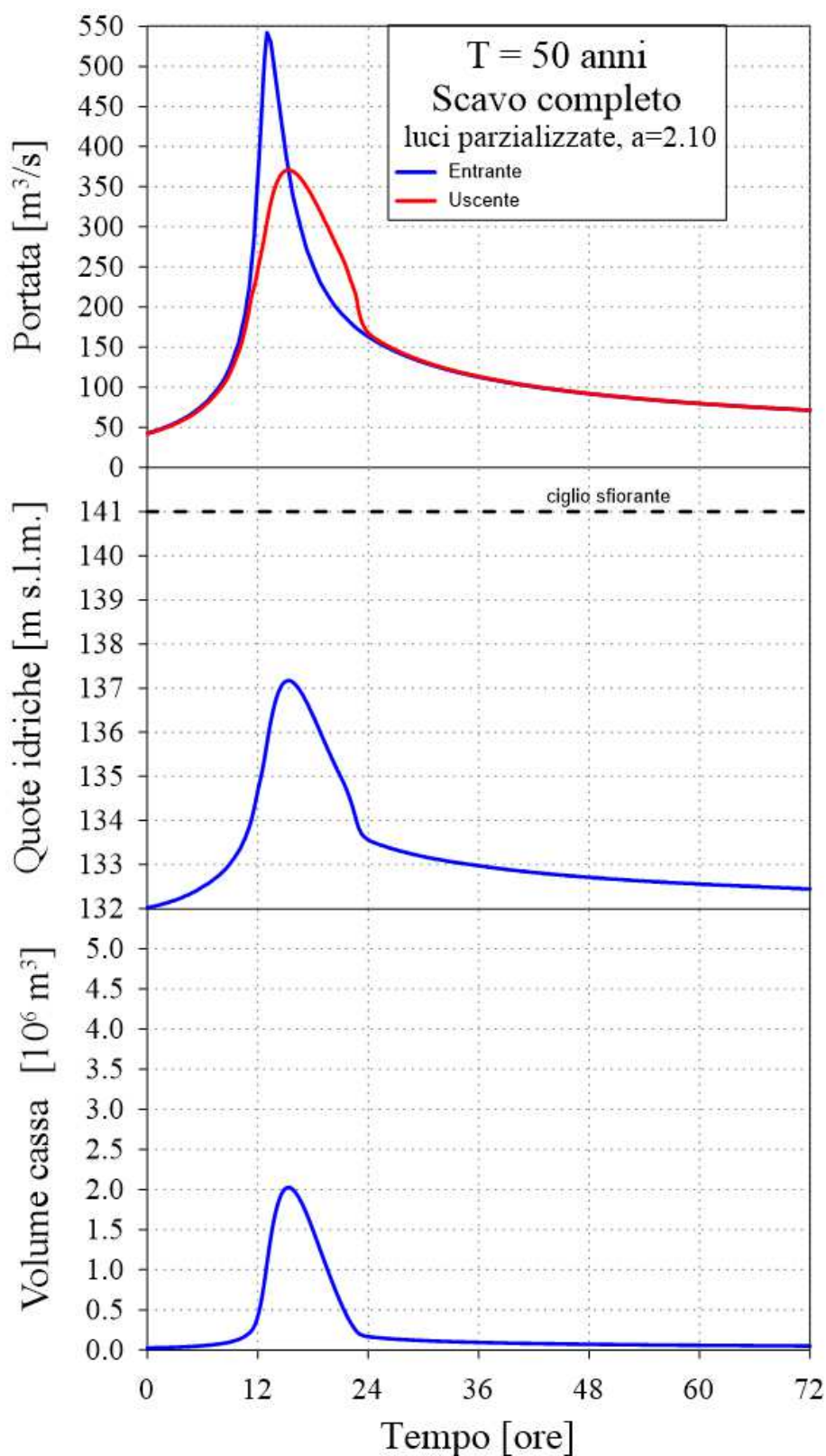


Figura 5-5 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 50 anni (luci parzializzate, $a=2.10 \text{ m}$).

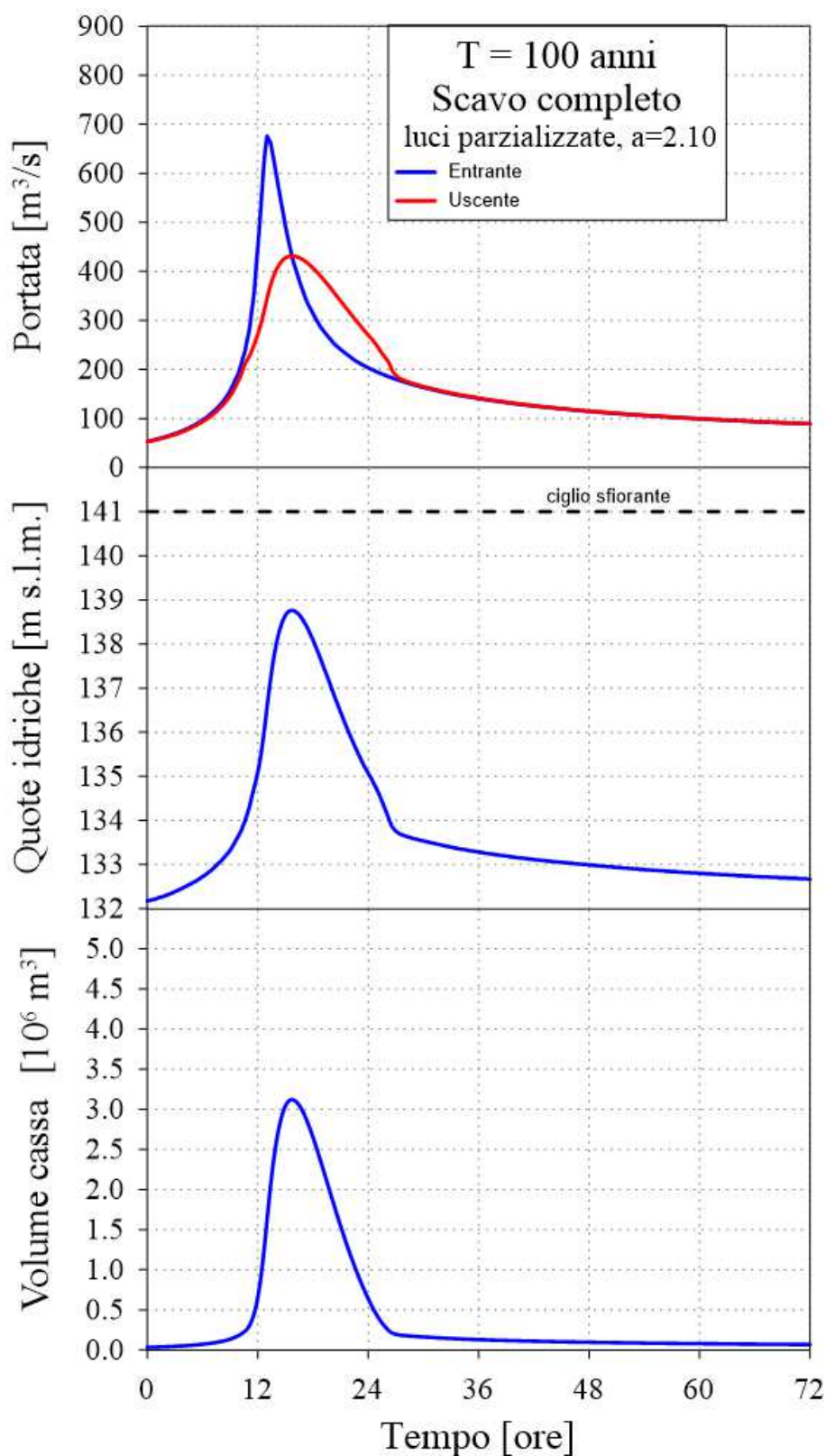


Figura 5-6 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 100 anni (luci parzializzate, $a=2.10$ m).

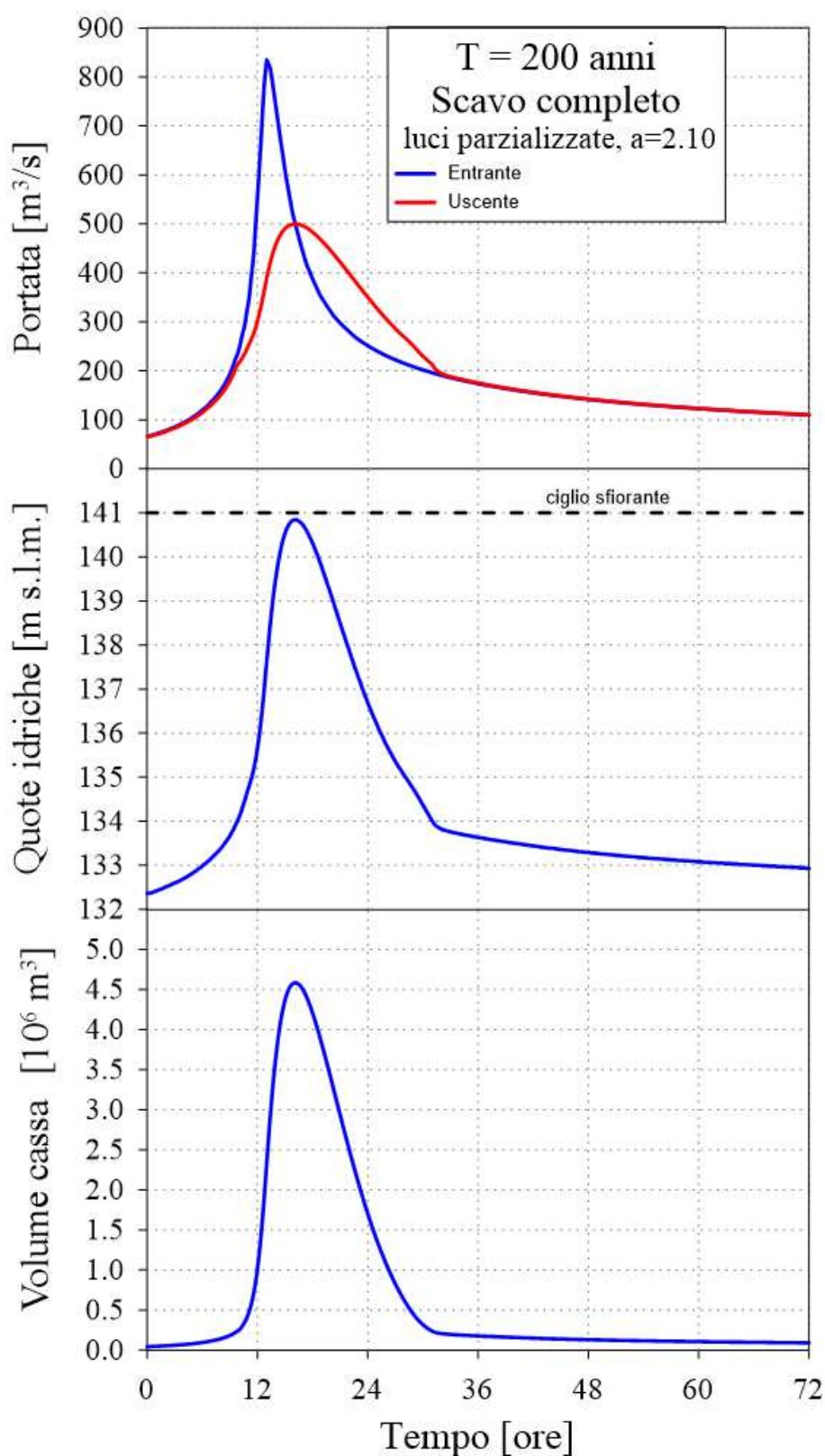


Figura 5-7 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 200 anni (luci parzializzate, $a=2.10$ m).

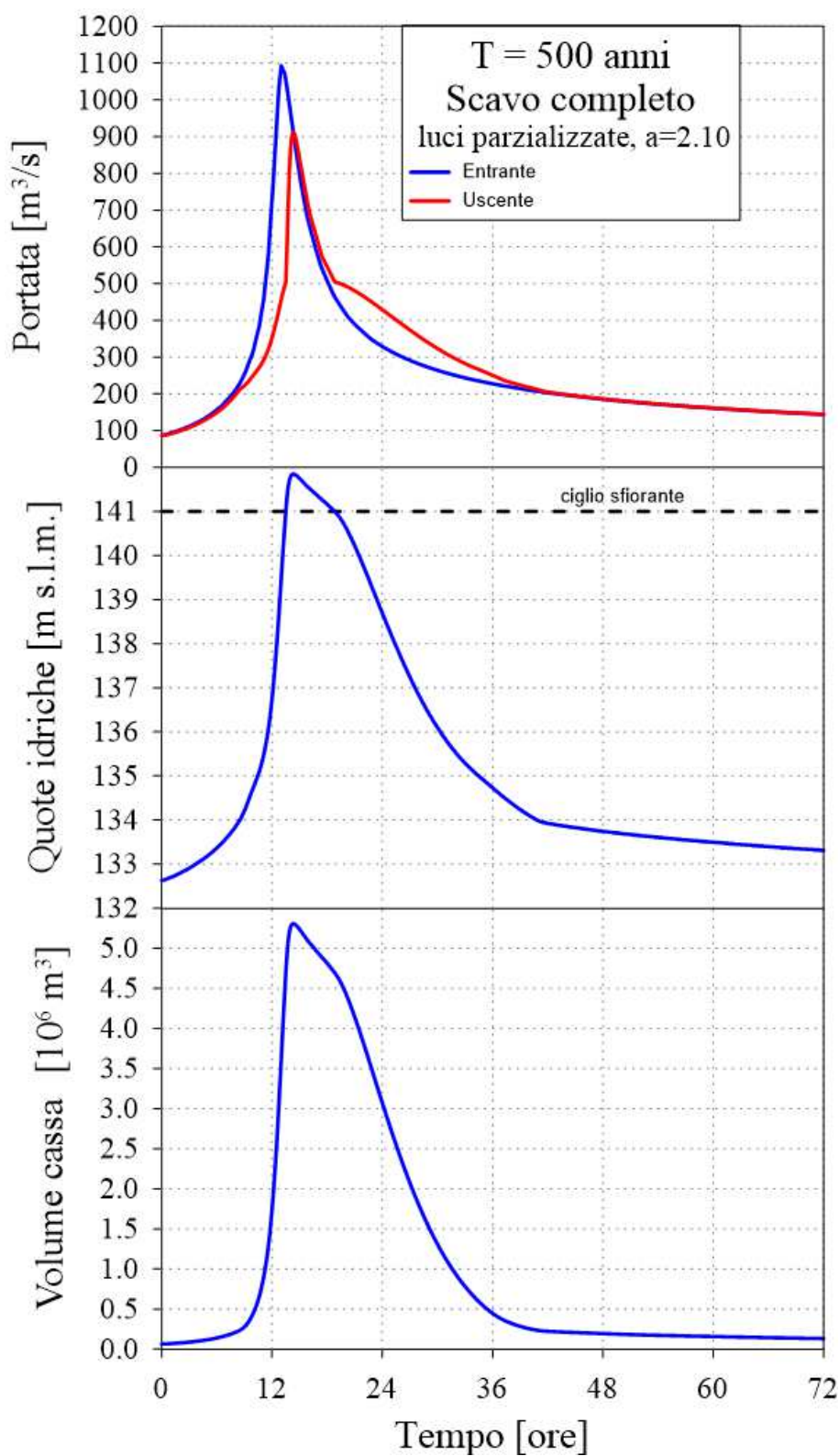


Figura 5-8 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 500 anni (luci parzializzate, $a=2.10$ m).

Tabella 5-1: Risultati di sintesi delle simulazioni (luci parzializzate, $a=2.10$ m).

T (anni)	$Q_{e \max}$ (m^3/s)	$Q_{u \max}$ (m^3/s)	efficienza (%)
5	227	214	6
10	306	258	16
20	397	301	24
50	542	371	32
100	676	432	36
200	835	500	40
500	1093	911	17

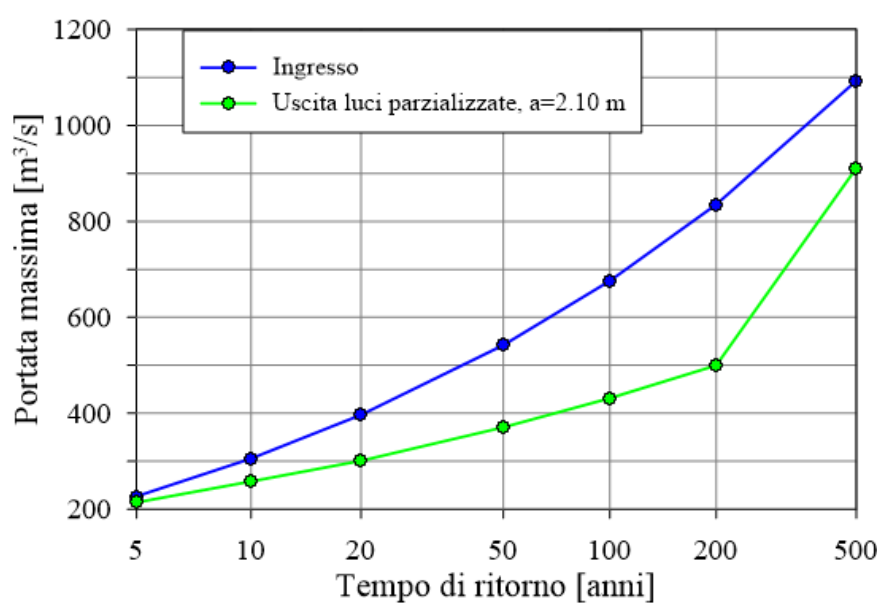


Figura 5-9 – Andamenti delle portate al colmo in ingresso e in uscita (luci parzializzate, $a=2.10$ m).

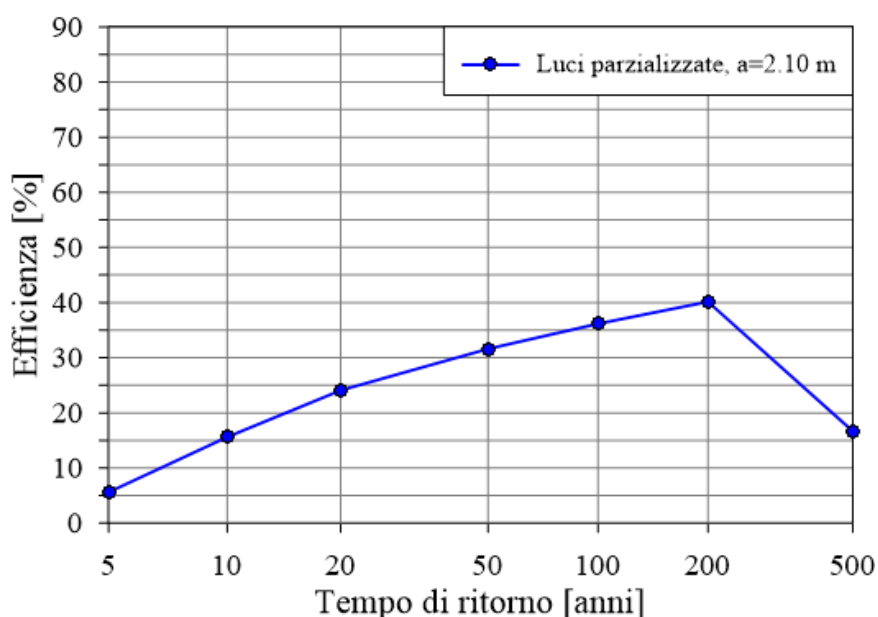


Figura 5-10 – Efficienza della cassa di espansione (luci parzializzate, $a=2.10$ m).

5.2 Simulazione del funzionamento della cassa con paratoie ad apertura variabile.

Il mantenimento delle paratoie ad apertura prefissata non garantisce ovviamente il massimo sfruttamento del volume della cassa, se non per l'evento di progetto (ideale) di $T=200$ anni.

Manovrando opportunamente le paratoie si può invece aumentare l'efficienza della cassa per tutti i tempi di ritorno, ma soprattutto per tempi di ritorno modesti. Il "presupposto" è naturalmente quello di avere qualche informazione sull'evento in atto, in particolare sulla sua gravosità, in modo da poter stabilire una qualche regola di manovra efficiente.

In questo paragrafo si è assunta una conoscenza perfetta e totale dell'onda entrante, come si può solo ottenere *ex-post*, con il solo scopo di verificare la massima efficienza ottenibile dalla cassa, ma è chiaro che in corso di evento l'incertezza delle caratteristiche dello stesso non potrà mai portare ad ottimizzare perfettamente la cassa. Nel par. 5.4 si prenderanno in considerazione alcuni scenari di previsione "sbagliati", per poterne verificare le conseguenze in corso di evento.

Per mantenere in uscita dalla cassa una portata costante, nonostante le variazioni di livello nell'invaso, è necessario manovrare le paratoie in corso di evento. Si può ipotizzare di procedere secondo le seguenti modalità: all'inizio dell'evento di piena e fino al raggiungi-

mento dei un valore di portata stabilito, in base all'importanza dell'evento, le tre paratoie vengono lasciate completamente sollevate. Ciò evita di invasare inutilmente la cassa e di preservarne il volume quando è più utile. In una fase successiva si procede alla parzializzazione delle paratoie, per mantenere invariata la portata in uscita nonostante l'incremento di livello nell'invaso. Superato il valore di colmo dell'onda di piena in ingresso, cioè in fase calante, si può ipotizzare di mantenere il grado di apertura raggiunto o di sollevare nuovamente tutte le paratoie, se si necessita di uno svuotamento rapido della cassa per timori di nuovi eventi critici, senza però provocare una portata uscente superiore al limite imposto.

Figura 5-11 riporta, a titolo di esempio, le modalità con cui è possibile parzializzare l'apertura delle luci di fondo agendo sulle paratoie per rispettare il limite di $500 \text{ m}^3/\text{s}$ in uscita.

Da 5-12 a 5-18 sono riportati i grafici degli andamenti delle portate in ingresso e in uscita, delle quote idriche e dei volumi invasati in funzione del tempo, per eventi con tempi di ritorno compresi tra 5 e 500 anni. Nella Tabella 5-2 sono riportati i risultati di sintesi delle elaborazioni, ovvero i valori, in funzione del tempo di ritorno T , delle portate al colmo in ingresso $Q_{e,max}$, in uscita $Q_{u,max}$ e l'efficienza $e(T)$ della cassa. La Figura 5-19 riporta poi gli andamenti delle portate al colmo in ingresso $Q_{e,max}$ e in uscita $Q_{u,max}$ in funzione del tempo di ritorno T , mentre la Figura 5-20 riporta l'efficienza della cassa, sempre in funzione di T . Dall'osservazione della tabella e dei grafici si nota come, avendo manovrato opportunamente l'apertura delle paratoie, la cassa si invasa completamente per tutti i tempi di ritorno $\leq T=200$ anni (5-2÷5-17). Per $T=200$ anni l'efficienza è pari al 49% e la portata massima in uscita (costante per un lungo periodo di tempo) non supera i $430 \text{ m}^3/\text{s}$. Per eventi di tempo di ritorno $T < 200$ anni l'efficienza aumenta, fino ad arrivare all'81% per $T=5$ anni, con una portata massima uscente di soli $42 \text{ m}^3/\text{s}$ ²⁷.

Per $T=500$ anni la cassa si invasa fino a quota 140.94 m s.l.m., pochi centimetri al di sotto del ciglio sfiorante (141.00 m s.l.m.). La portata massima uscente è pari a $710 \text{ m}^3/\text{s}$, l'efficienza ovviamente si riduce rispetto agli eventi di minor tempo di ritorno, ma si mantiene ancora pari al 35%.

²⁷ Non è evidentemente necessario ridurre la portata uscente fino a questi valori.

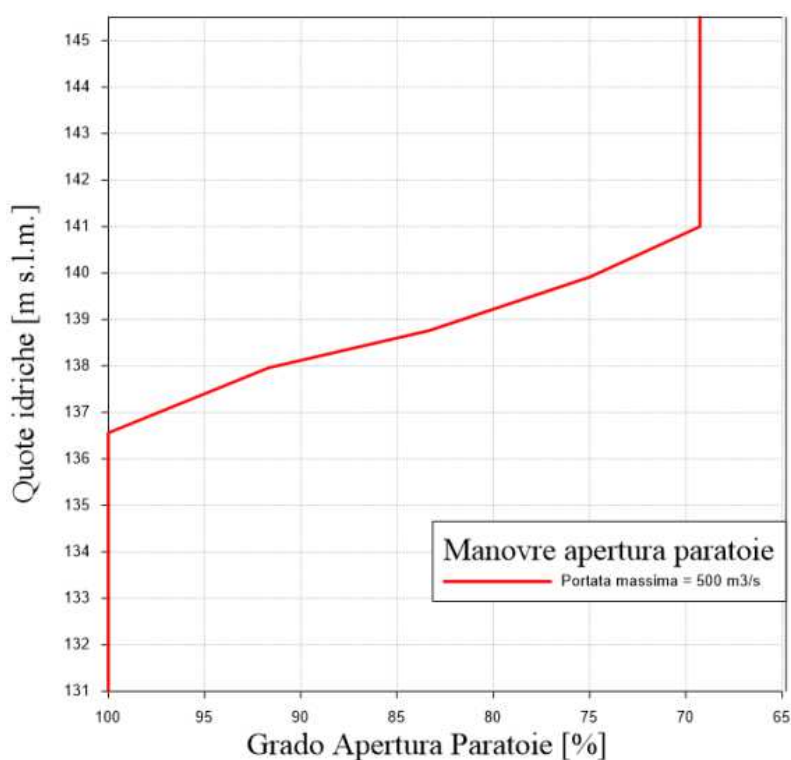


Figura 5-11 – Grado di apertura delle paratoie in funzione del livello idrico crescente all'interno dell'invaso.

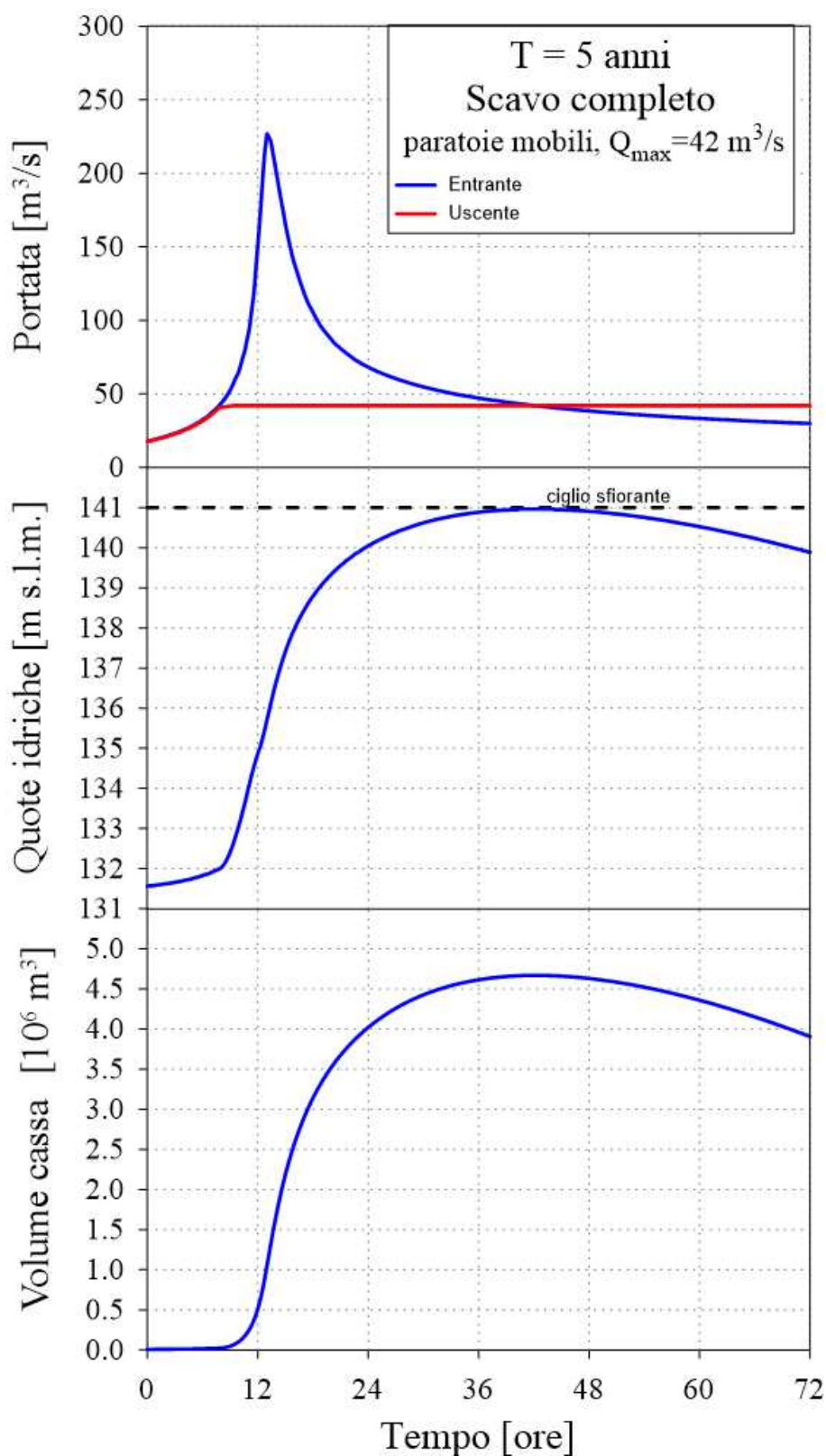


Figura 5-12 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 5 anni (paratoie mobili).

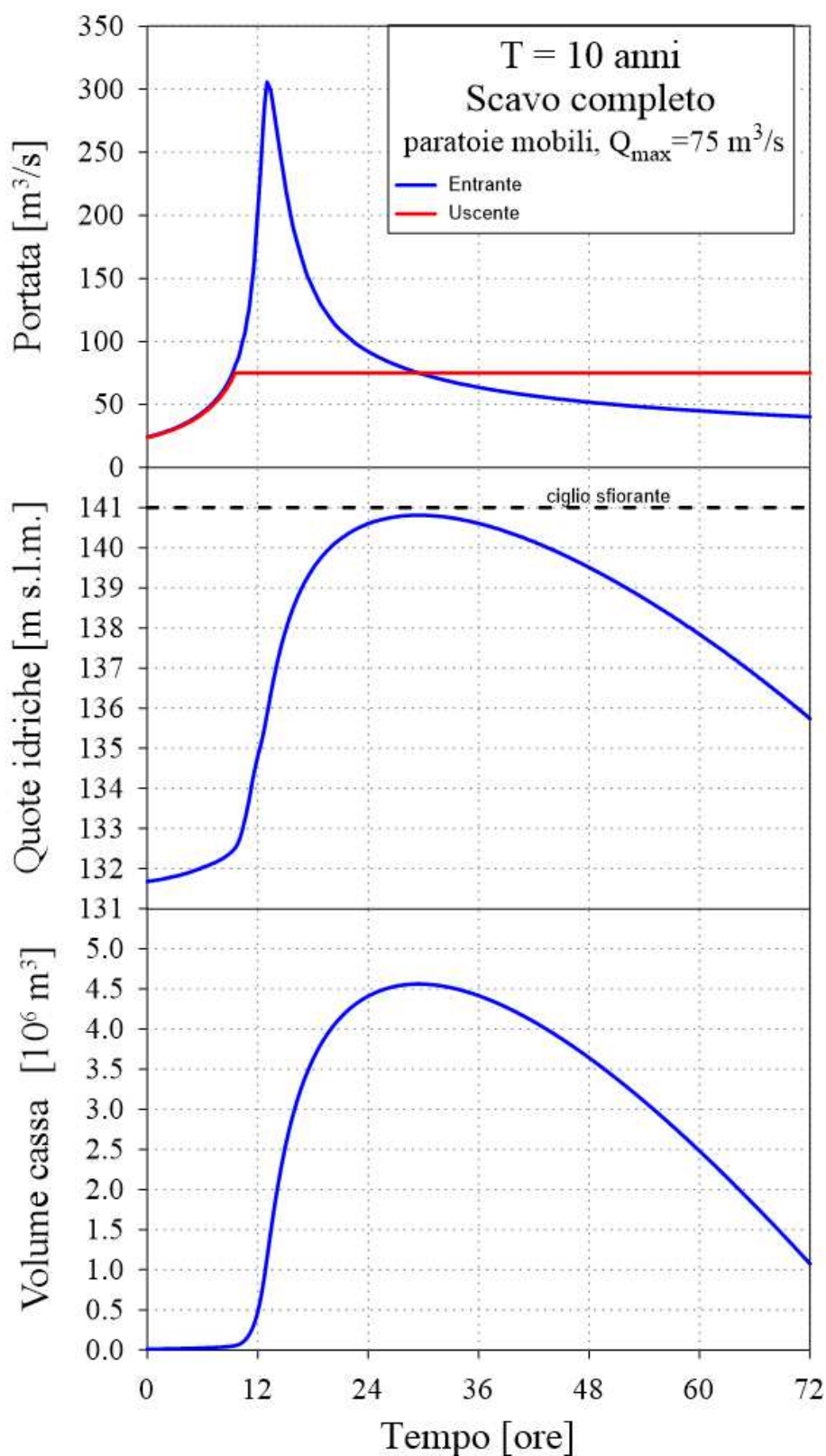


Figura 5-13 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 10 anni (paratoie mobili).

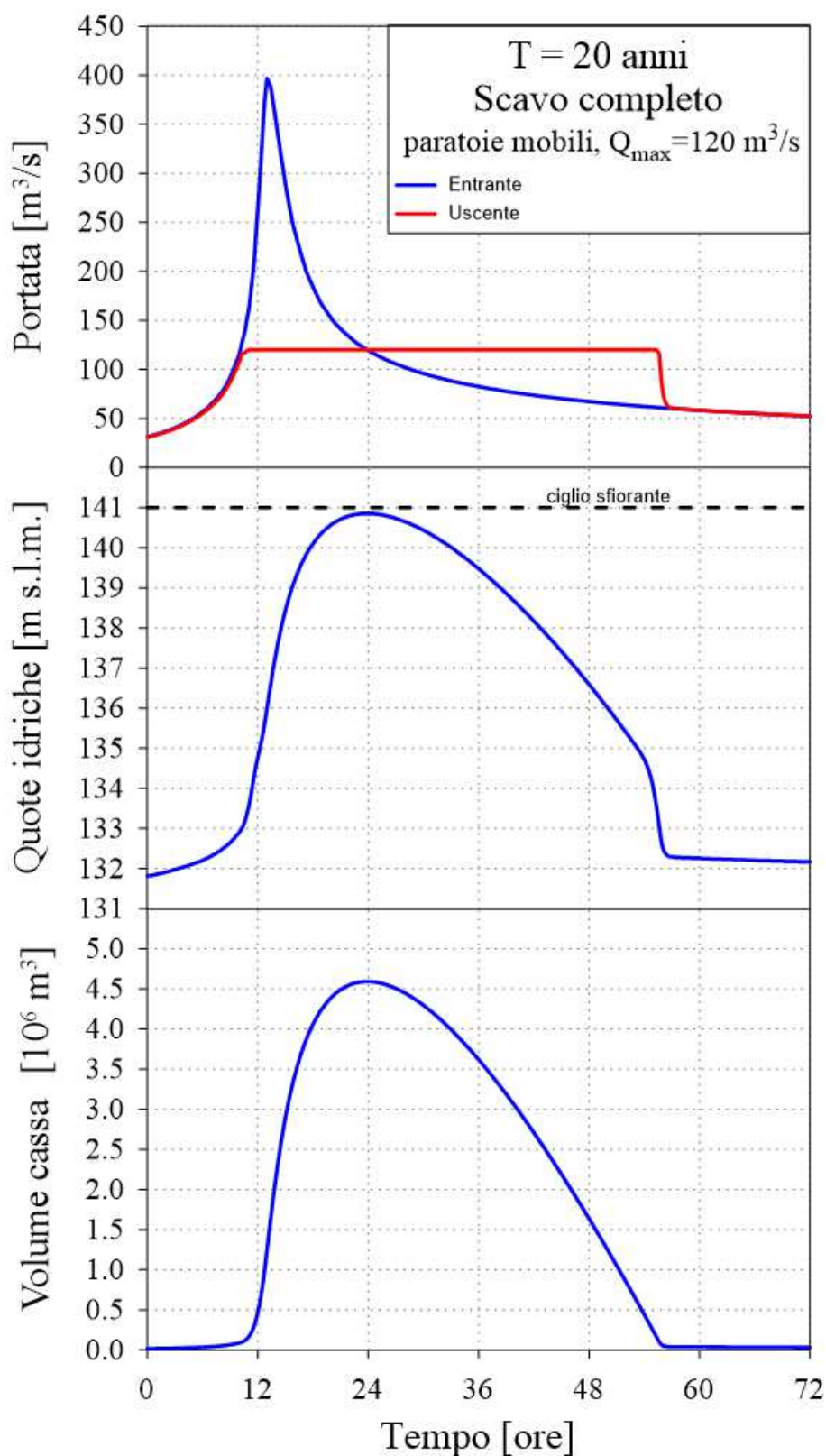


Figura 5-14 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 20 anni (paratoie mobili).

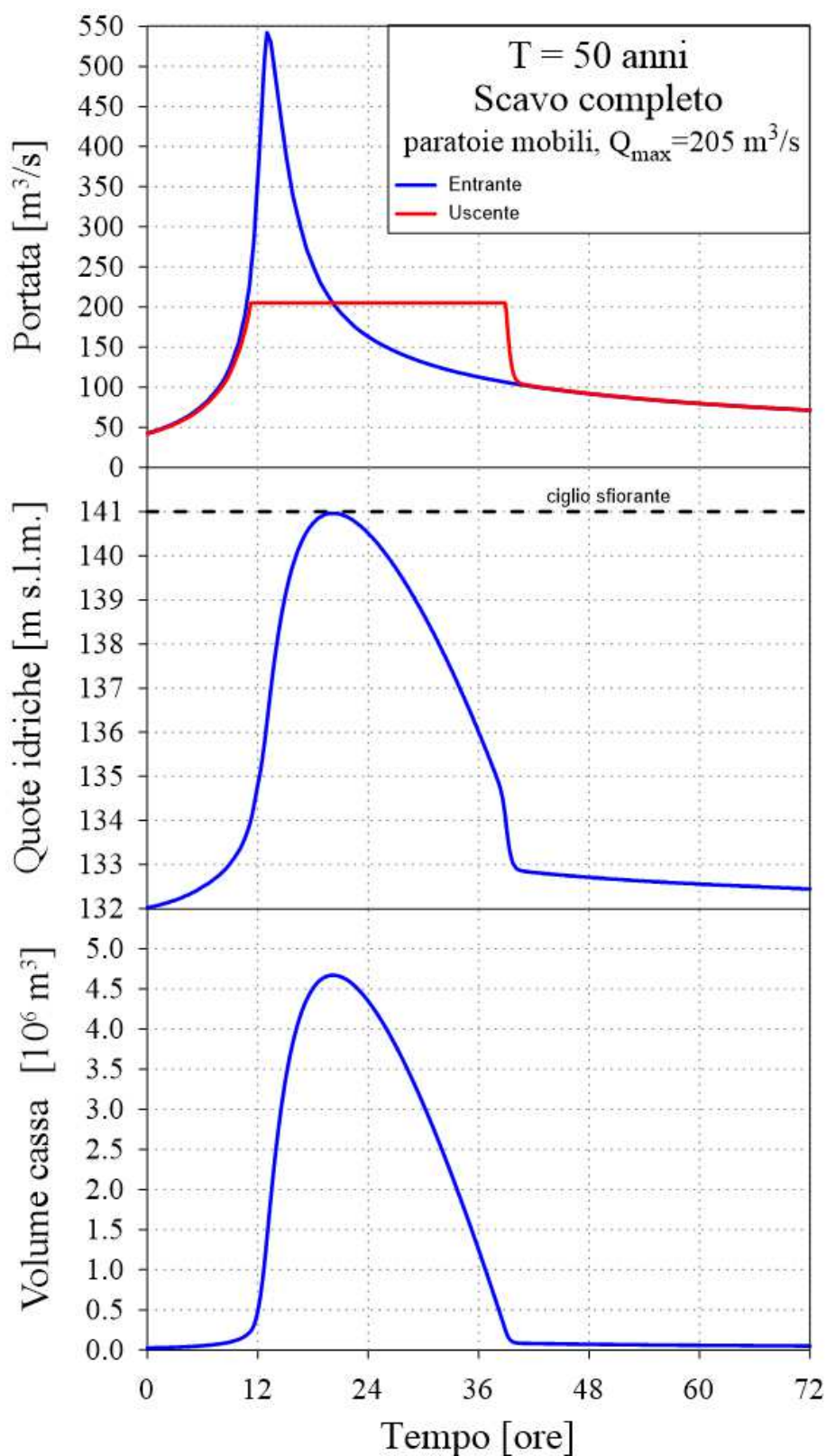


Figura 5-15 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 50 anni (paratoie mobili).

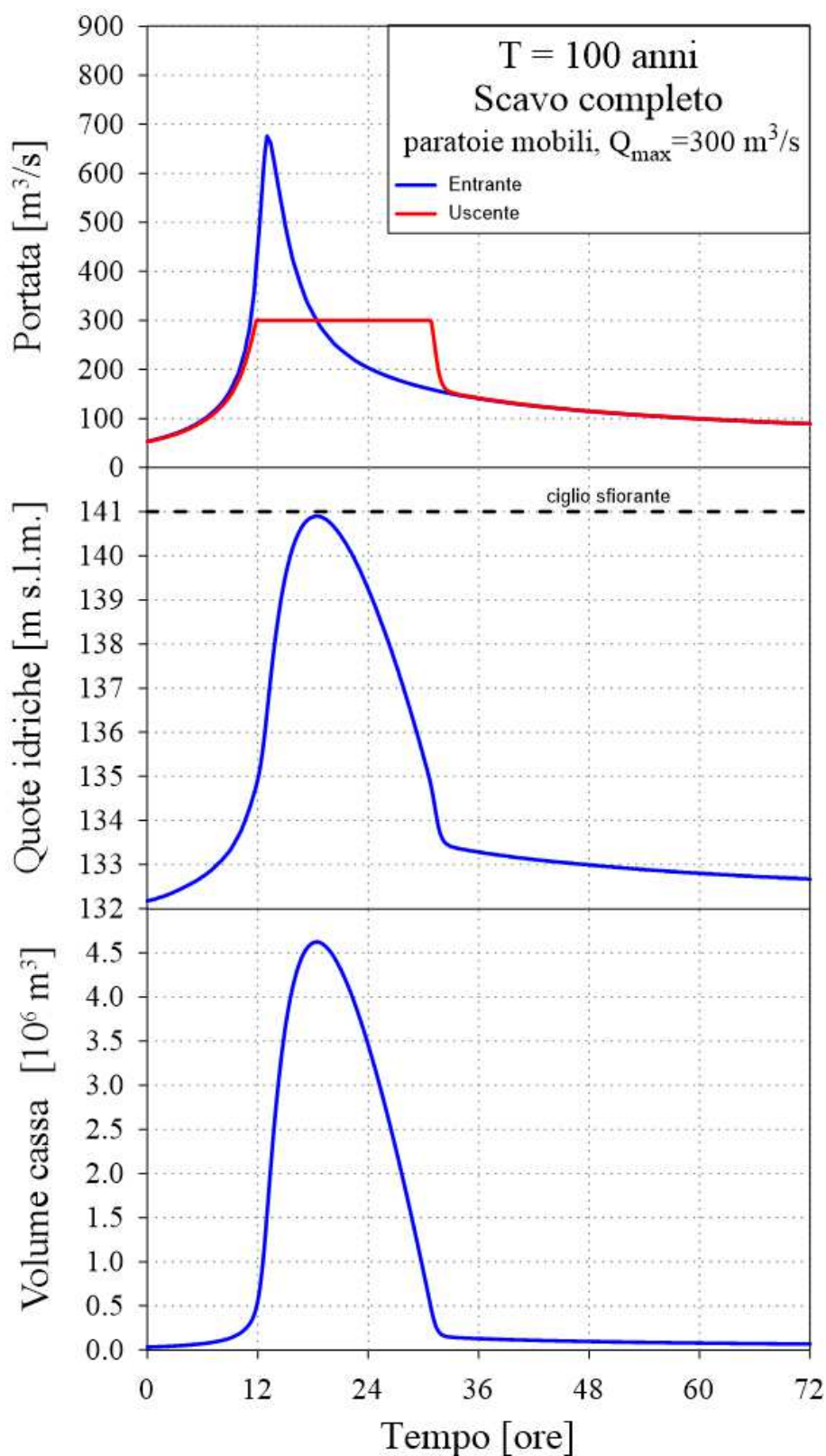


Figura 5-16 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 100 anni (paratoie mobili).

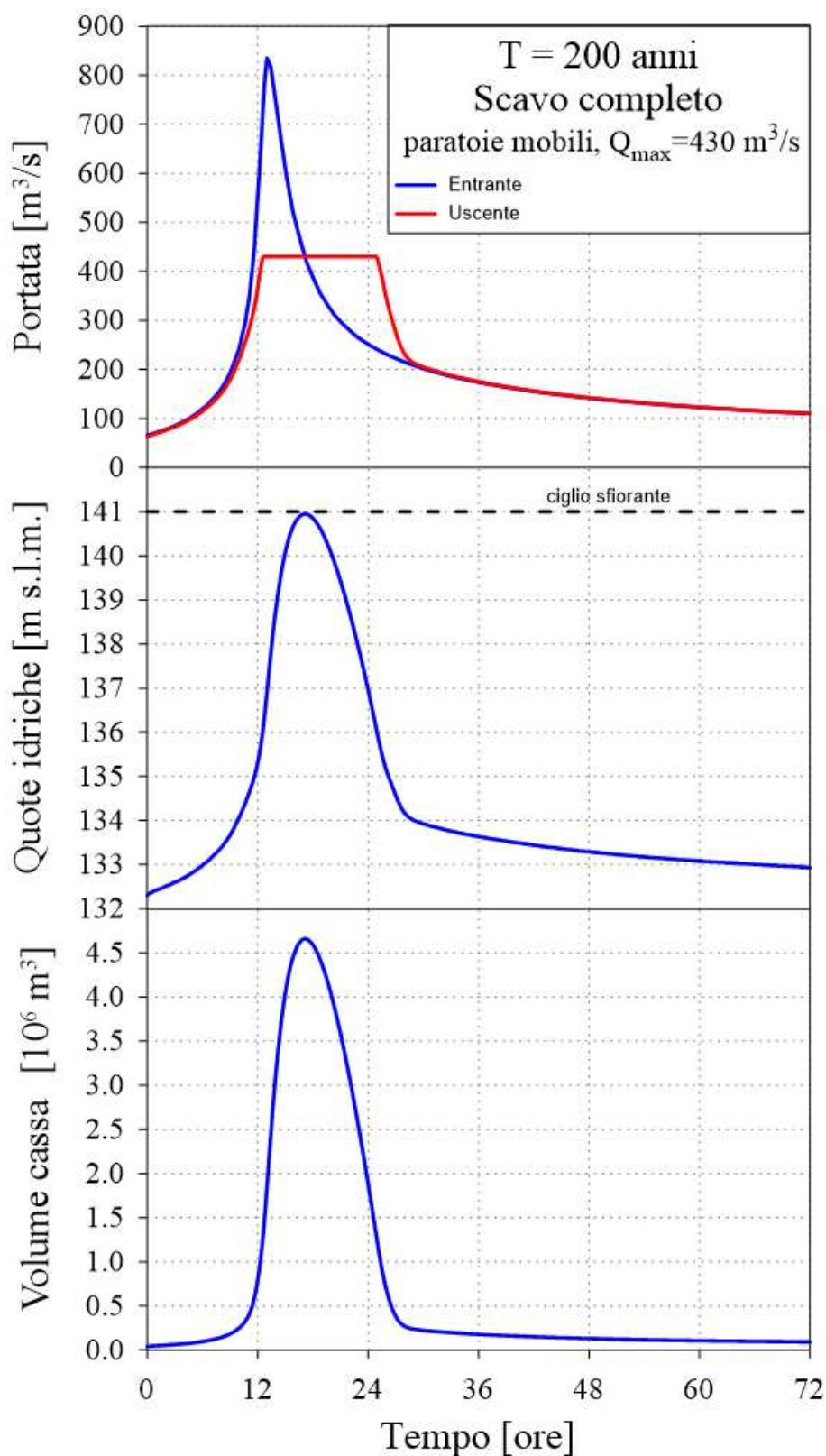


Figura 5-17 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 200 anni (paratoie mobili).

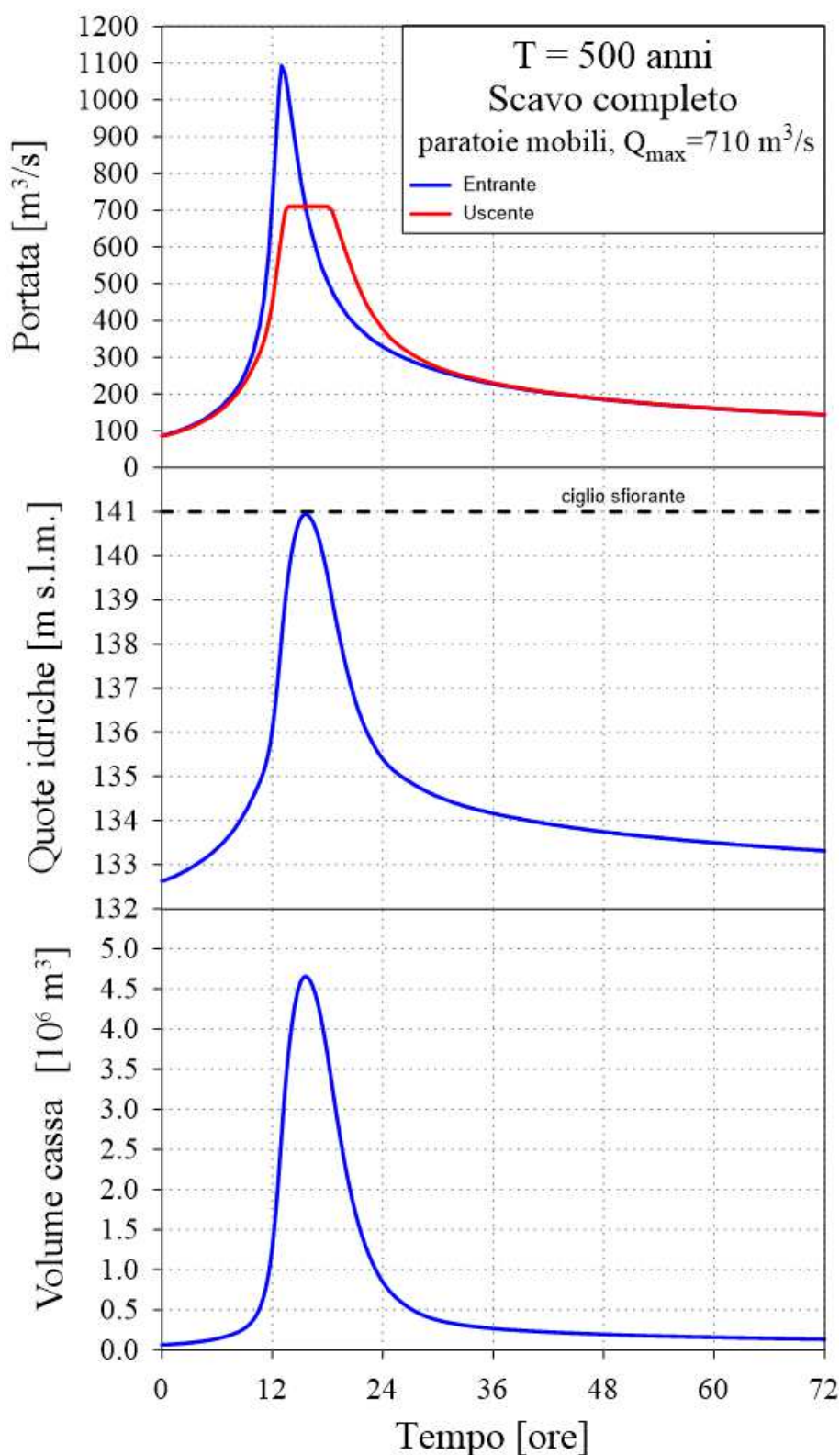


Figura 5-18 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 500 anni (paratoie mobili).

Tabella 5-2: Risultati di sintesi delle simulazioni (paratoie mobili).

T (anni)	$Q_{e \max}$ (m^3/s)	$Q_{u \max}$ (m^3/s)	efficienza (%)
5	227	42	81
10	306	75	75
20	397	120	70
50	542	205	62
100	676	300	56
200	835	430	49
500	1093	710	35

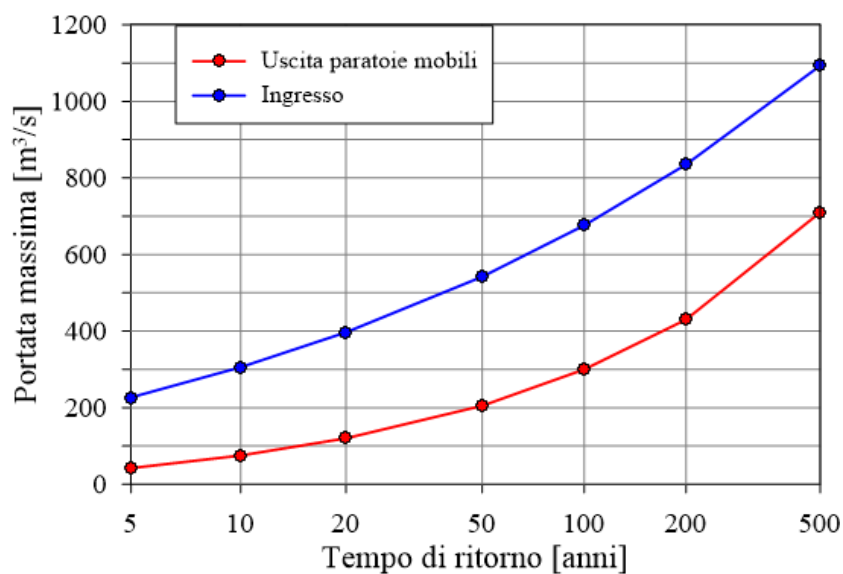


Figura 5-19 – Andamenti delle portate al colmo in ingresso e in uscita (paratoie mobili).

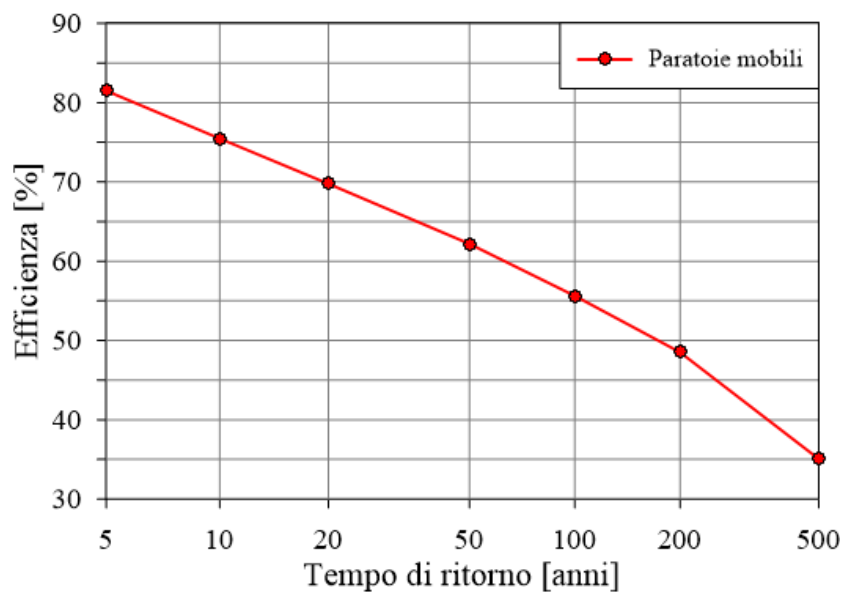


Figura 5-20 – Efficienza della cassa di espansione (paratoie mobili)

Per meglio apprezzare l'efficacia della regolazione i risultati relativi all'effetto di laminazione nell'ipotesi di sole luci parzializzate con apertura $a=2.1$ m e quelli relativi all'ipotesi di utilizzo di paratoie ad apertura variabile movimentate secondo *manovra ottima* sono sintetizzati di seguito in Figura 5-21 e Figura 5-22.

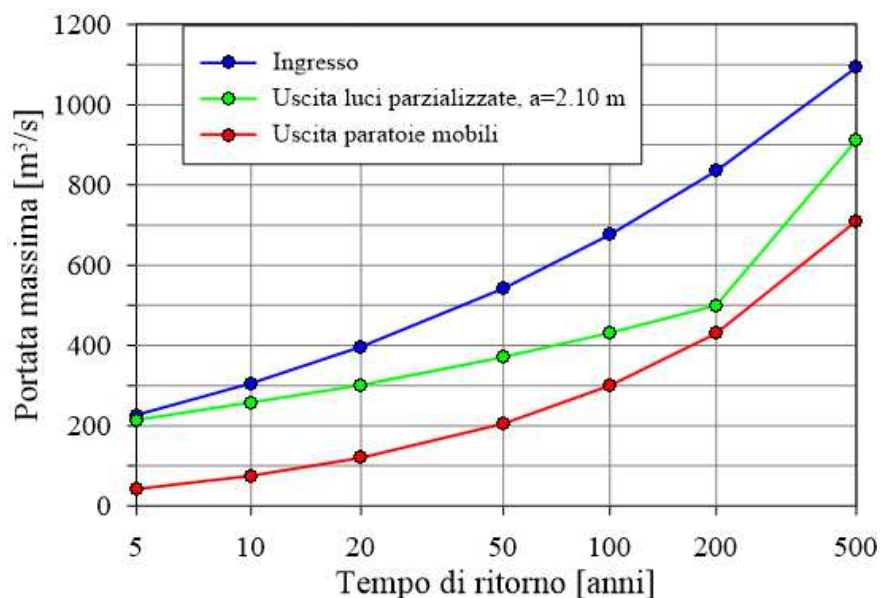


Figura 5-21 – Andamenti delle portate al colmo in ingresso e in uscita (paratoie fisse $a=2.1$ m e paratoie mobili).

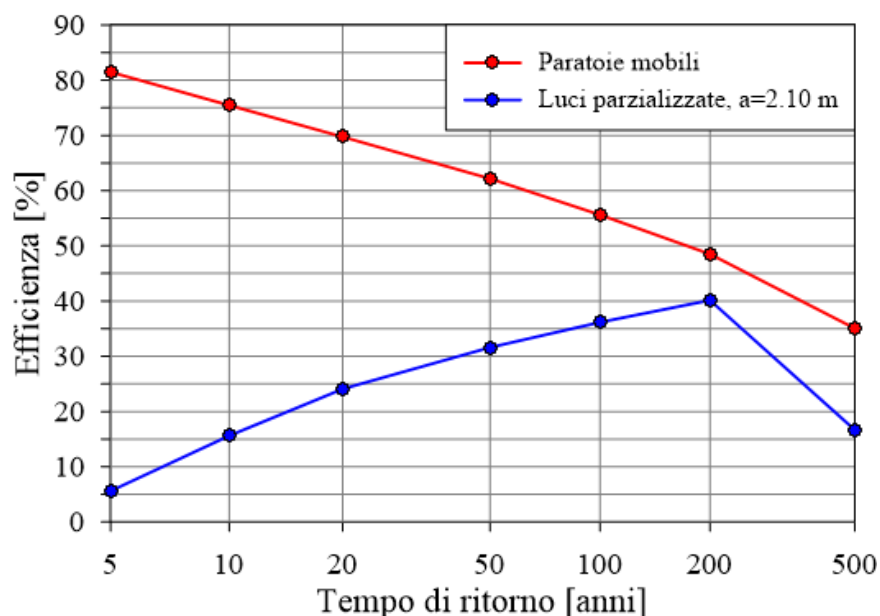


Figura 5-22 – Efficienza della cassa di espansione (paratoie fisse $a=2.1$ m e paratoie mobili).

5.3 Scavo parzializzato

Lo scavo complessivo della cassa può non essere raggiunto in tempi brevi. In questo paragrafo si è pertanto voluto verificare il comportamento della cassa nell'ipotesi di uno scavo incompleto. Si è per questo assunto un volume della cassa, alla quota del ciglio sfiorante, pari a $3.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ anziché $4.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, ovvero circa un milione di metri cubi in meno rispetto al valore di progetto ed una curva dei volumi riportata in Figura 5-23. Anche in questo caso si è assunta una conoscenza perfetta e totale dell'onda entrante, come si può solo ottenere *ex-post*, con il solo scopo di verificare la massima efficienza ottenibile dalla cassa in questa condizione di realizzazione "intermedia".

In 5-24 e 5-25 sono riportati i grafici degli andamenti delle portate in ingresso e in uscita, delle quote idriche e dei volumi invasati in funzione del tempo, per eventi con tempi di ritorno di 200 e 100 anni²⁸.

Dall'osservazione dei grafici si nota come, avendo manovrato opportunamente l'apertura delle paratoie, per $T=200$ anni la portata massima in uscita sia effettivamente limitabile a $500 \text{ m}^3/\text{s}$. Per $T=100$ anni la portata riesce a limitarsi "solo" a $350 \text{ m}^3/\text{s}$.

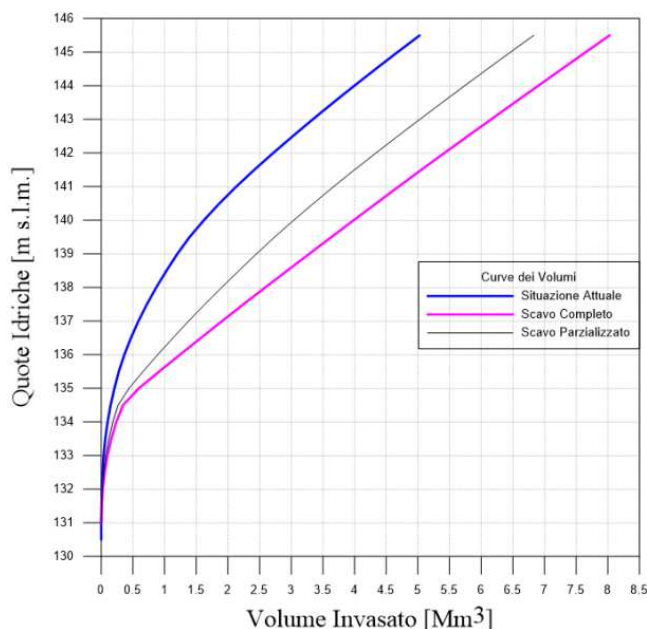


Figura 5-23 – Curve dei volumi nella situazione attuale (nessuno scavo), a scavo parzializzato e a scavo completo.

²⁸ Gli eventi con tempo di ritorno inferiore non sono rilevanti, in quanto una cassa con scavo parzializzato sarebbe in grado di limitare la portata al di sotto dei $300 \text{ m}^3/\text{s}$, che è sostanzialmente l'obiettivo di laminazione più "sfidante" che si vuole raggiungere.

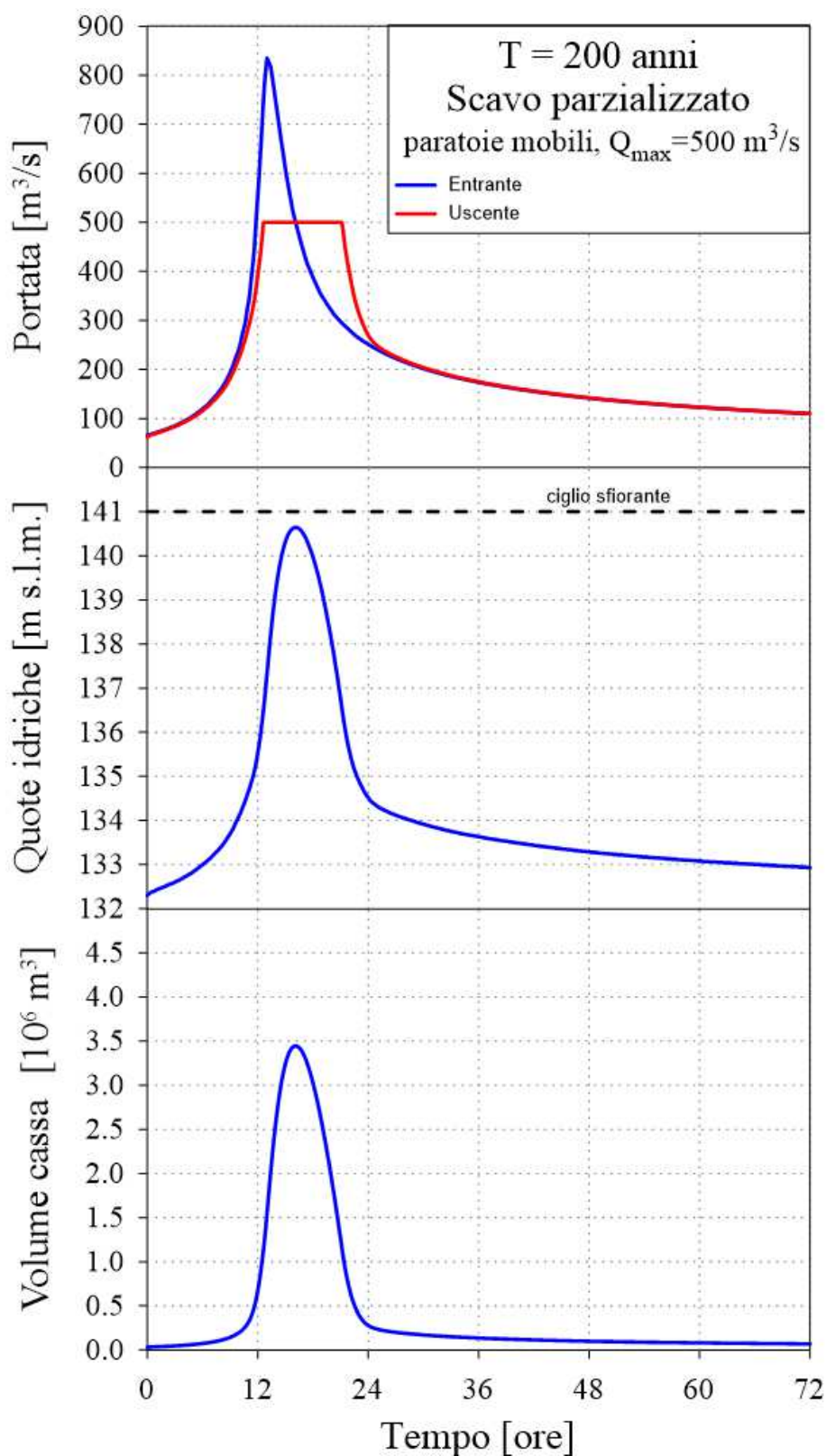


Figura 5-24 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 200 anni (paratoie mobili e scavo parzializzato).

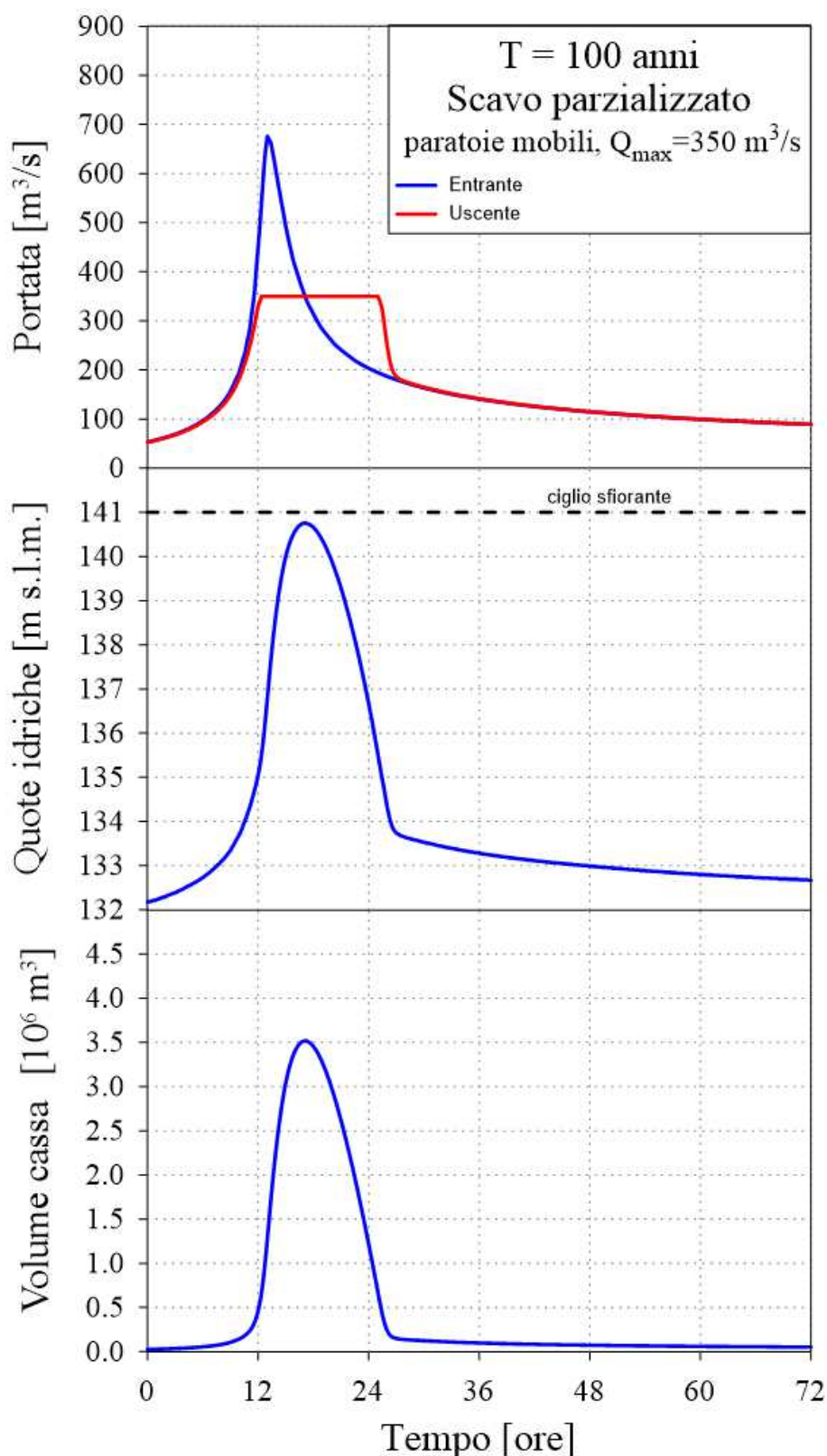


Figura 5-25 – Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 100 anni (paratoie mobili e scavo parzializzato).

5.4 **Manovre non “ottimali”**

Nel paragrafi precedenti si sono analizzate le performances della cassa di espansione nell'ipotesi di paratoie fisse (parzializzate a 2.10 m) e manovrate in maniera ottimale. Quest'ultima situazione richiede la conoscenza dell'onda di piena in arrivo, allo scopo di definire un *set-point*, ovvero un valore di portata che non si vuole superare in uscita dalla cassa. Definito il *set-point*, le manovre possono essere automatizzate in funzione del livello idrico nella cassa, misurabile mediante un idrometro.

In corso di evento la conoscenza dell'onda in ingresso alla cassa sarà solo parziale²⁹ ed affetta dalle incertezze legate alle valutazioni che è possibile effettuare facendo ricorso a misure nelle stazioni idrometriche a monte (Berceto e Marzolaro), a misure di precipitazione ai pluviografi e a stime ottenibili da radar meteorologici, convertite in deflussi attraverso catene modellistiche eseguite in tempo reale.

L'imperfetta conoscenza dell'onda in arrivo non permetterà quindi l'esecuzione di manovre “ottimali” e condurrà a procedure di regolazione che possono causare il rilascio di una portata in alveo più elevata del necessario, per l'evento in atto, con conseguente riempimento dell'invaso solo parziale o, al contrario, il rilascio iniziale di una portata più bassa del necessario, causando così il precoce riempimento della cassa e, eventualmente, provocando anche l'entrata in funzione dello sfioratore di superficie.

Si è pertanto cercato di individuare le possibili casistiche di manovre non ottimali effettuate da un operatore caratterizzato da un comportamento identificato come ‘rigido’ (operatore non in grado di correggere la propria scelta iniziale di valore di *set-point* della portata in uscita dalla cassa) o da un operatore caratterizzato da comportamento identificato come ‘flessibile’ (operatore in grado di correggere la propria scelta iniziale di valore di *set-point* della portata in uscita dalla cassa in base a una qualche misura/elaborazione in corso di evento). In ogni caso, indipendentemente dal comportamento che potrà mettere in atto, si è ipotizzato che l'operatore si ponga come limite inferiore della portata in uscita dalla cassa il valore di 300 m³/s, per le ragioni di compatibilità del sistema in esame già ampiamente discusse in precedenza.

²⁹ La portata in ingresso alla cassa, fino all'istante in cui si sta effettuando la decisione, è calcolabile sulla base dell'apertura delle paratoie (note), delle scale di deflusso delle stesse (calcolabili numericamente o, meglio, sperimentalmente attraverso prove su modello fisico del manufatto) e dei livelli di invaso (misurabili), attraverso modelli inversi di tipo deterministico o, meglio, geostatistico [15].

Si sono quindi presi in considerazione gli eventi di progetto secolare e bisecolare in ingresso alla cassa e si è ipotizzato il sistema regolato da operatore a comportamento 'rigido' e 'flessibile'. In particolare si sono esaminati i seguenti casi:

1. Evento secolare in ingresso e manovra effettuata da operatore 'rigido' che identifica inizialmente come bisecolare l'onda in arrivo e mantiene poi questa convinzione, nonostante le evidenze contrarie. In questo caso l'operatore imporrà al sistema di effettuare le manovre alle paratoie in modo da mantenere un *set-point* fisso a $430 \text{ m}^3/\text{s}$. La Figura 5-26 riporta i grafici degli andamenti temporali delle portate in ingresso e in uscita, delle quote idriche e dei volumi invasati. Si nota che in questo caso la cassa si riempie solo parzialmente, invasando circa $2.5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, a fronte dei 4.7 disponibili. La portata massima in uscita ($430 \text{ m}^3/\text{s}$) è ovunque compatibile con la sicurezza idraulica dell'attraversamento della città di Parma, sul Baganza e sul Parma a valle della confluenza, anche sommata a quella presumibilmente proveniente dalla cassa di Marano, ma potrebbe non esserlo per Colorno.
2. Evento bisecolare in ingresso e manovra effettuata da operatore 'rigido' che identifica come secolare l'onda in arrivo e mantiene poi questa convinzione, nonostante le evidenze contrarie. In questo caso l'operatore imporrà al sistema di effettuare le manovre alle paratoie in modo da mantenere un *set-point* fisso a $300 \text{ m}^3/\text{s}$. La Figura 5-27 riporta i grafici degli andamenti temporali delle portate in ingresso e in uscita, delle quote idriche e dei volumi invasati. Si nota che in questo caso la cassa si invasa precocemente e totalmente, provocando l'entrata in funzione dello scaricatore di superficie ed invasando circa $5.2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, a fronte dei 4.7 disponibili allo quota del ciglio sfiorante. La quota idrica massima nella cassa raggiunge i 141.7 m s.l.m. , con un carico massimo sullo sfioratore pari a circa 70 cm . La portata massima in uscita ($570 \text{ m}^3/\text{s}$) supera quella assunta a riferimento per la sicurezza idraulica dell'attraversamento cittadino del Baganza e, sommata a quella presumibilmente proveniente dalla cassa di Marano, potrebbe anche superare, seppur di poco, quella compatibile a Parma, a valle della confluenza e, soprattutto, a Colorno.
3. Evento secolare in ingresso e manovra effettuata da operatore 'flessibile' che identifica inizialmente come bisecolare l'onda in arrivo e corregge in corso di evento il *set-point*. In questo caso l'operatore imporrà al sistema di effettuare le manovre alle paratoie in modo da mantenere inizialmente un *set-point* a $430 \text{ m}^3/\text{s}$; al superamento del colmo

dell'onda in ingresso, calcolabile come riportato nella nota 29, riconosciuto che l'evento sta esaurendosi ed in mancanza di evidenze di un secondo picco, l'operatore decide di ridurre la portata, portando il *set-point* a 300 m³/s. La Figura 5-28 riporta i grafici degli andamenti temporali delle portate in ingresso e in uscita, delle quote idriche e dei volumi invasati. Si nota che in questo caso la cassa si riempie quasi totalmente, invasando circa $4.3 \cdot 10^6$ m³, a fronte dei 4.7 disponibili allo quota del ciglio sfiorante. La portata massima in uscita (430 m³/s) è ovunque compatibile con la sicurezza idraulica dell'attraversamento della città di Parma, sia sul Baganza che sul Parma a valle della confluenza (anche sommata a quella presumibilmente proveniente dalla cassa di Marano). Il volume dell'onda uscente al di sopra del valore di 300 m³/s è però modestissimo ($280 \cdot 10^3$ m³), cosicché il colmo della portata in uscita (430 m³/s) verrebbe rapidamente abbattuto lungo l'asta del Baganza e, soprattutto, del Parma a valle della città, grazie all'effetto di laminazione delle golene. Se dalla cassa di espansione sul torrente Parma non vengono scaricati più di 300 m³/s, tale scenario conduce ad una portata massima compatibile anche con l'attraversamento urbano di Colorno.

4. Evento bisecolare in ingresso e manovra effettuata da operatore 'flessibile' che identifica inizialmente come secolare l'onda in arrivo e corregge in corso di evento il *set-point*. In questo caso l'operatore imporrà al sistema di effettuare le manovre alle paratoie in modo da mantenere inizialmente un *set-point* a 300 m³/s; al superamento della portata in ingresso, calcolabile come riportato nella nota 29, del valore della portata al colmo di T=100 anni (676 m³/s), riconosciuto che l'evento è ancora in fase di crescita, l'operatore decide di aumentare la portata in uscita, portando il *set-point* a 430 m³/s. La Figura 5-29 riporta i grafici degli andamenti temporali delle portate in ingresso e in uscita, delle quote idriche e dei volumi invasati. Si nota che, in questo caso, la cassa si invasa totalmente, provocando un minimo impegno, sia in termini di carico sullo stramazzo che di tempi di funzionamento, dello scaricatore di superficie. La cassa invasa circa $4.8 \cdot 10^6$ m³, a fronte dei 4.7 disponibili allo quota del ciglio sfiorante e la quota idrica massima raggiunge i 141.1 m s.l.m., con un carico massimo sullo sfioratore di soli 10 cm. La portata massima in uscita (460 m³/s) è inferiore a quella assunta a riferimento per la sicurezza idraulica dell'attraversamento cittadino del Baganza e, sommata a

quella presumibilmente proveniente dalla cassa di Marano, anche inferiore a quella compatibile a Parma, a valle della confluenza³⁰.

Dai risultati si evince che la cassa è abbastanza flessibile da permettere di raggiungere realisticamente tutti gli obiettivi desiderati.

Una buona previsione dell'evento in atto consentirebbe di utilizzare al meglio il volume disponibile e che tali risultati sono ottenibili solo attraverso una configurazione della cassa in linea, con organi manovrabili.

³⁰ A Colorno la compatibilità idraulica non è garantita. Ciò, del resto, non rientrava tra gli obiettivi raggiungibili con il presente progetto.

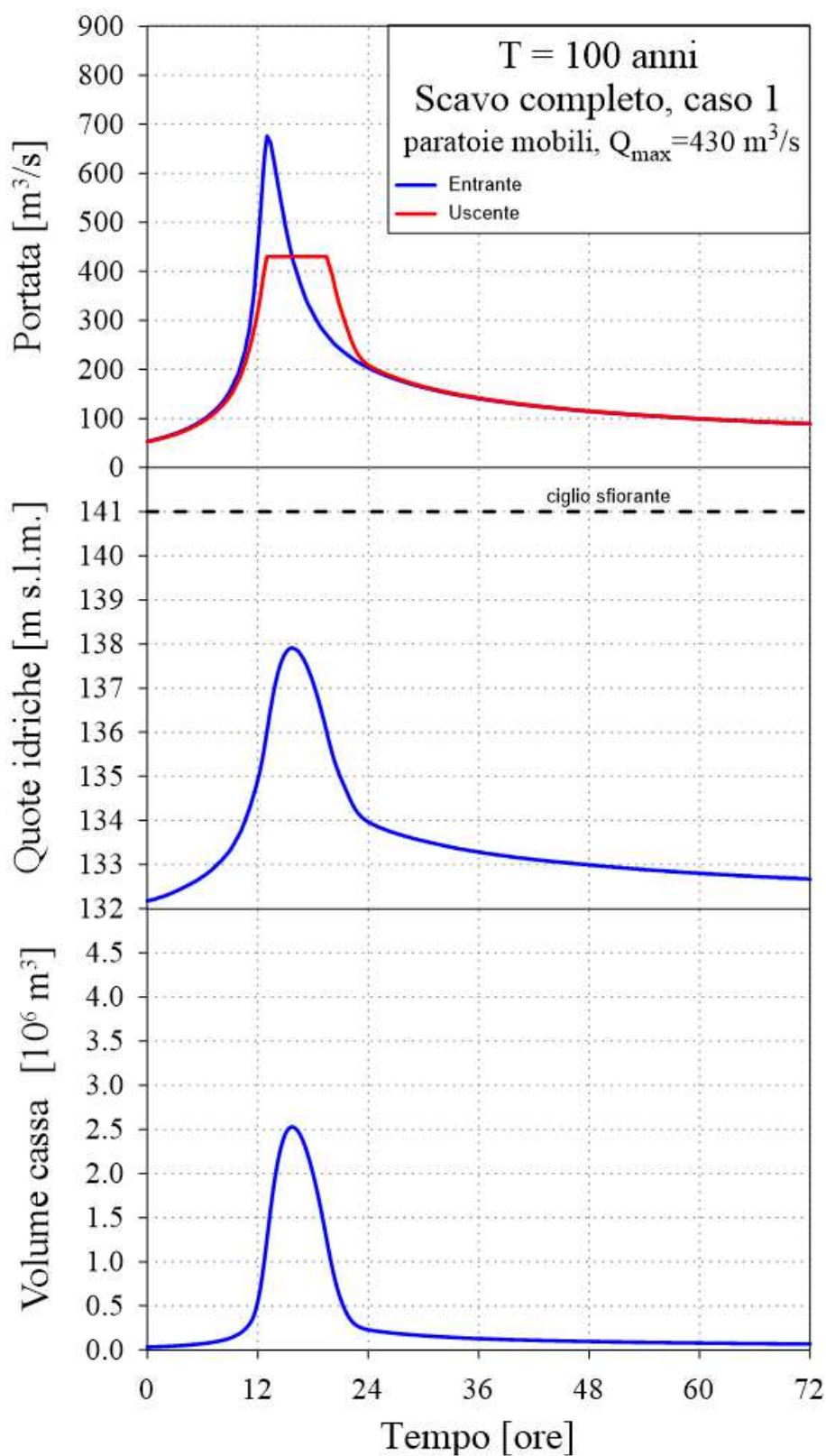


Figura 5-26 – Caso 1: manovra operatore “rigido”: onda centennale con manovra delle paratoie come se fosse duecentennale.

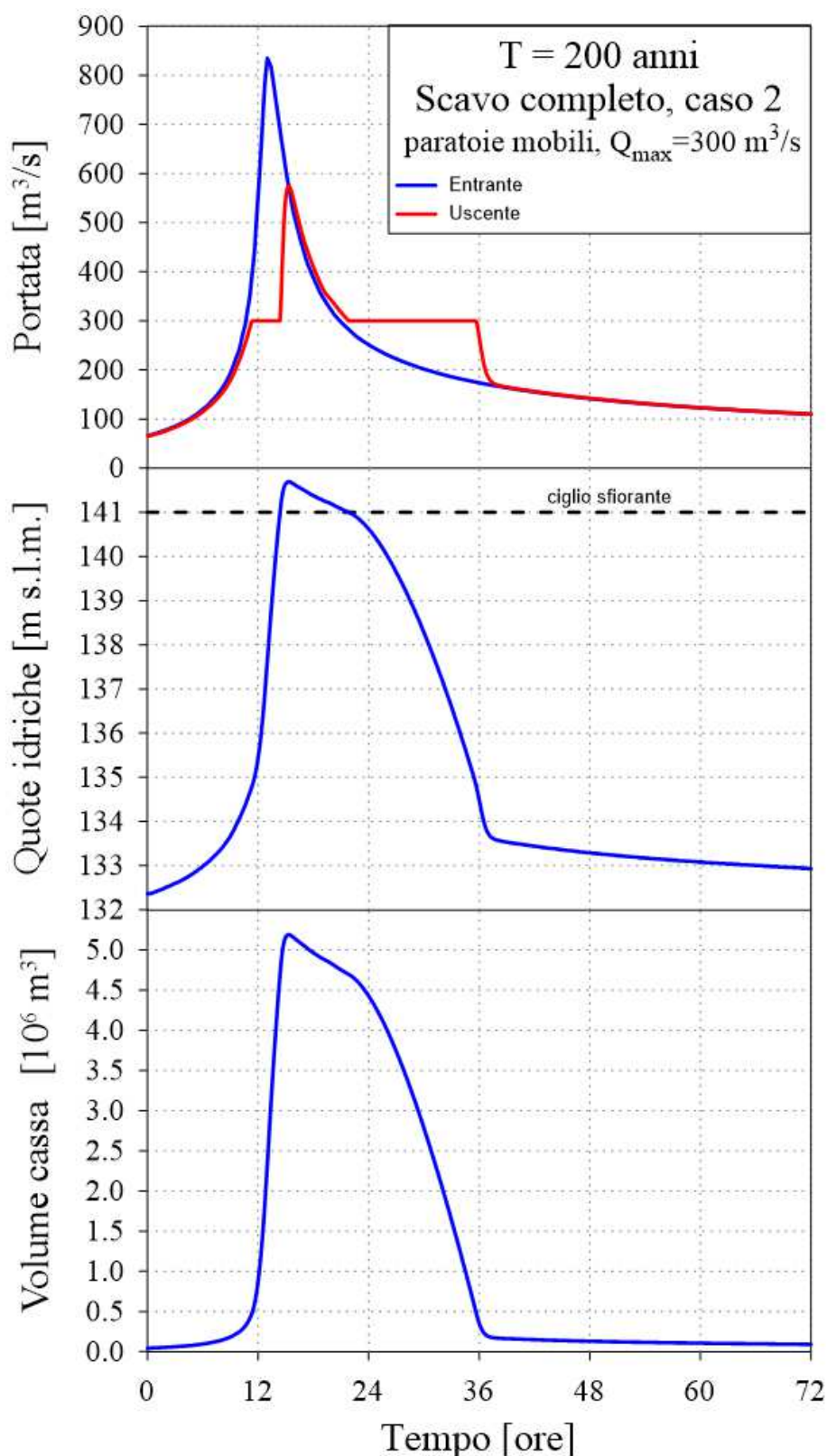


Figura 5-27 – Caso 2: manovra operatore “rigido”: onda duecentennale con manovra delle paratoie come se fosse centennale.

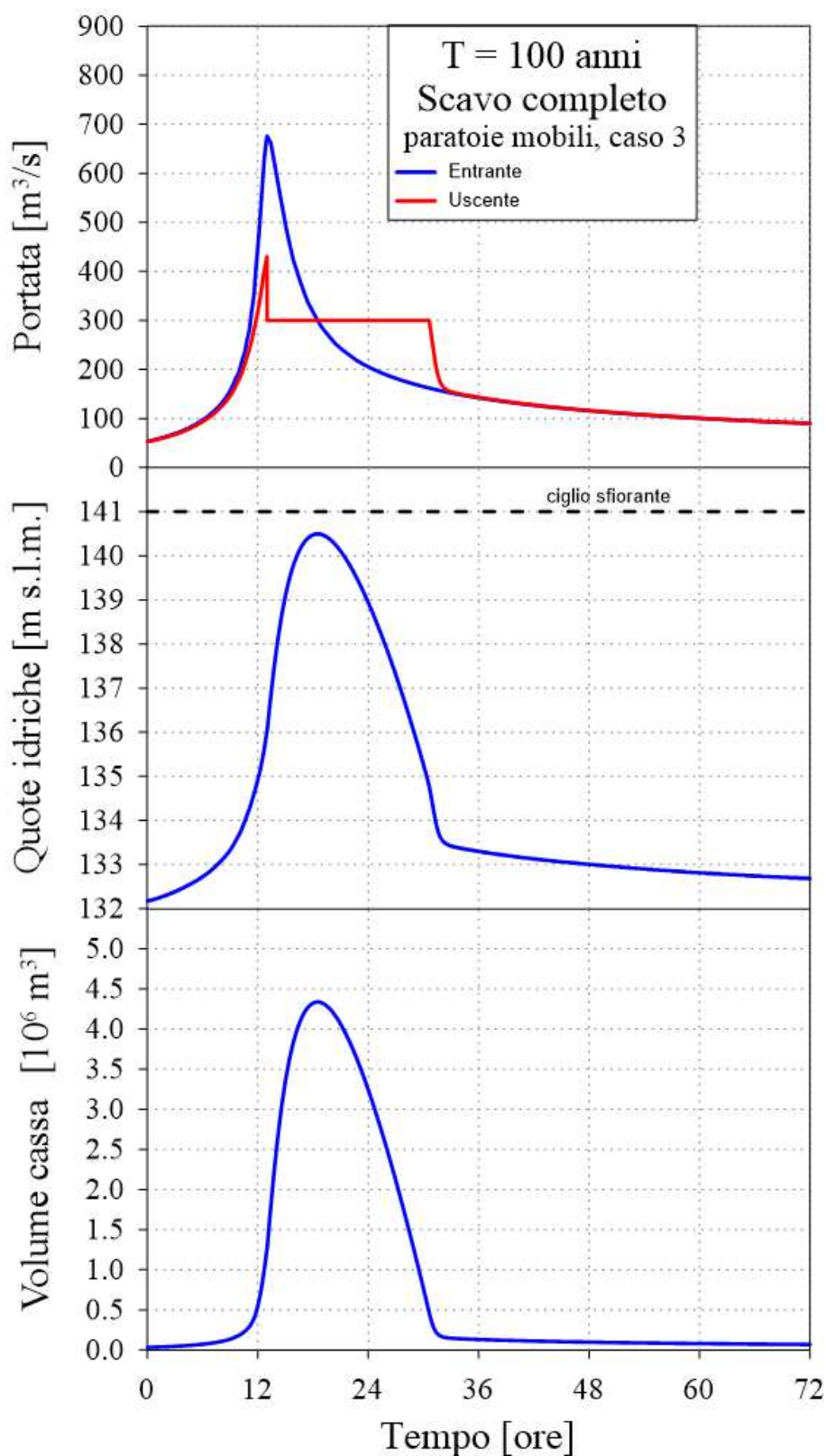


Figura 5-28 – Caso 3: manovra operatore flessibile: onda centennale con manovra delle paratoie come se duecentennale fino al colmo dell'onda entrante (centennale) e poi come centennale.

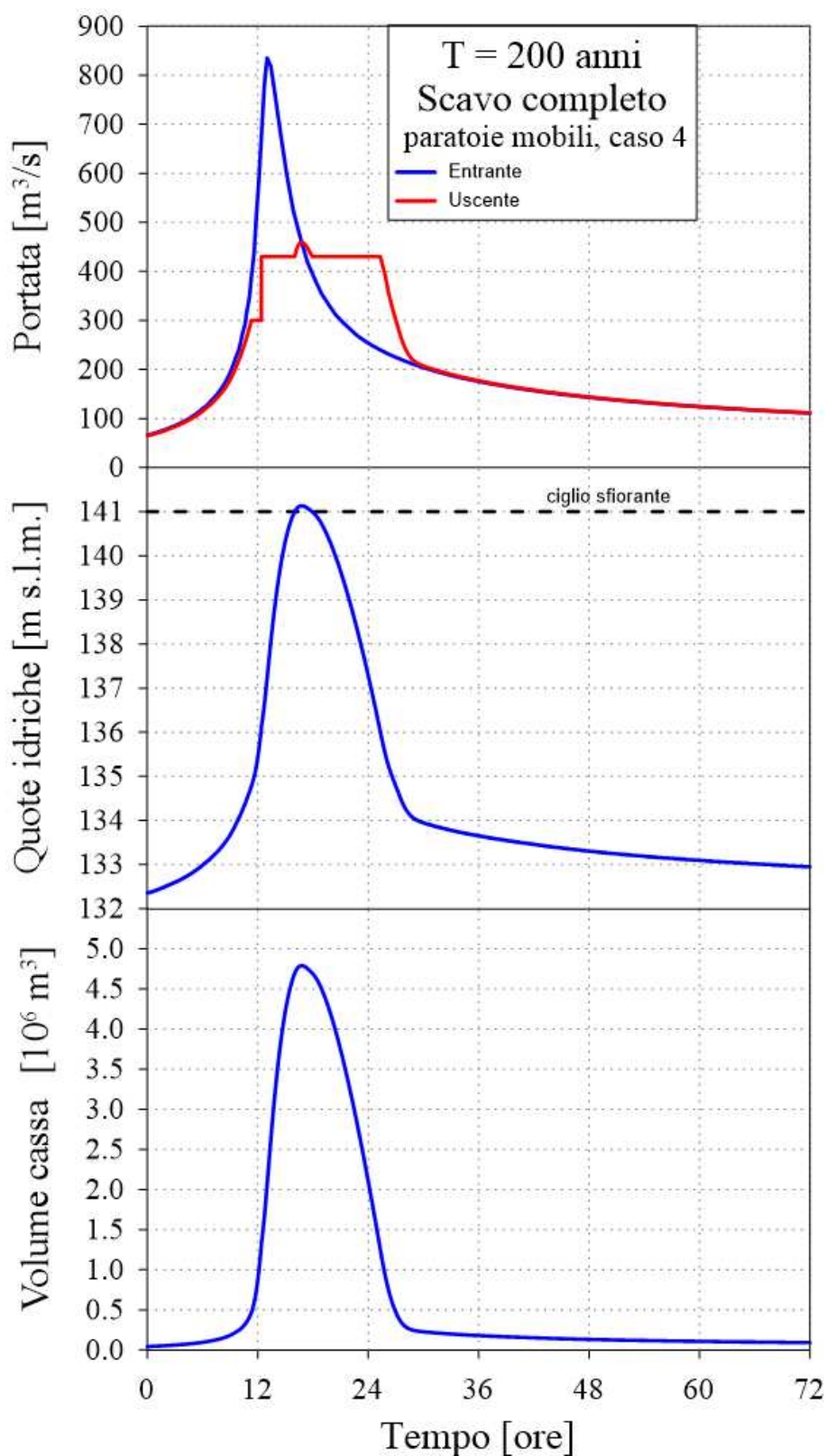


Figura 5-29 – Caso 4: manovra operatore “flessibile”: onda duecentennale con manovra delle paratoie come se fosse centennale fino al superamento della portata di colmo di tempo di ritorno $T=100$ anni e poi come duecentennale.

6. **SIMULAZIONI BIDIMENSIONALI DEL FUNZIONAMENTO DELLA CASSA DI ESPANSIONE**

Come già anticipato al Capitolo 5 un approccio di tipo statico alla simulazione del funzionamento di una cassa di espansione non è in grado, soprattutto nelle prime fasi di riempimento e nelle ultime fasi di svuotamento, di descrivere il campo di velocità che si viene a creare all'interno della cassa.

Nel presente capitolo il funzionamento della cassa è stato affrontato mediante un modello 2D alle acque basse.

Un modello siffatto richiede la suddivisione del dominio di calcolo in elementi, mediante la costruzione di una opportuna griglia, e la risoluzione delle equazioni bidimensionali alle acque basse mediante un opportuno codice numerico.

Nel presente lavoro la mesh è stata generata con l'utilizzo del programma SMS (Surface-water Modeling System, [13]), mentre i calcoli sono stati effettuati con il codice Basement dell'ETH di Zurigo [14].

Le simulazioni sono state effettuate solo per l'evento di piena di tempo di ritorno $T=100$ anni, a causa dell'elevato onere computazionale richiesto per la simulazione.

L'interesse principale si è concentrato sull'osservazione del campo di velocità nelle prime fasi di riempimento e nelle ultime di svuotamento. Quando la cassa risulta molto invasata, infatti, le velocità si riducono a valori molto bassi e l'ipotesi statica, con cui sono state effettuate le simulazioni nel Capitolo 5, diviene del tutto lecita.

6.1 **Costruzione della mesh del modello bidimensionale**

La costruzione della griglia di calcolo (mesh) consiste nel discretizzare il dominio in una serie di elementi al fine di poter integrare numericamente, mediante il metodo dei volumi finiti utilizzato dal modello BASEMENT [14], le equazioni alle acque basse in un dominio 2D. Le dimensioni della mesh sono state ottenute ricercando un compromesso fra una buona accuratezza dei risultati ed un tempo di calcolo ragionevole. Per maggiori dettagli si rimanda a [10].

La mesh è di tipo non strutturato, formata da elementi di forma sia triangolare che quadrilatera, tale da consentire di utilizzare elementi di dimensioni differenti in diverse zone del dominio. Nelle zone più critiche, cioè in prossimità delle bocche e in generale nella zona di valle della cassa di espansione, sono stati utilizzati elementi di dimensioni più piccole,

mentre nelle zone golenali e nella parte di monte dell'alveo sono stati utilizzati elementi di dimensione maggiore. La dimensione minima e massima degli elementi utilizzati è pari rispettivamente a 0.65 e 5 m.

La Figura 6-1 riporta la porzione della griglia di calcolo in prossimità delle bocche. È possibile notare il tentativo di progettare la mesh in modo da orientare gli elementi già nella direzione di quelle che potrebbero essere le linee di flusso della corrente. A tal fine è stata impiegata una mesh di tipo "patch" cioè composta solo da elementi quadrilateri, mentre il tipo "paving", composto da elementi quadrilateri e triangolari, come è visibile nella parte inferiore di Figura 6-1, è stato riservato a tutta la rimanente porzione della cassa, per la quale non è prevedibile a priori l'andamento del campo di moto, soprattutto nelle fasi iniziali dell'allagamento.

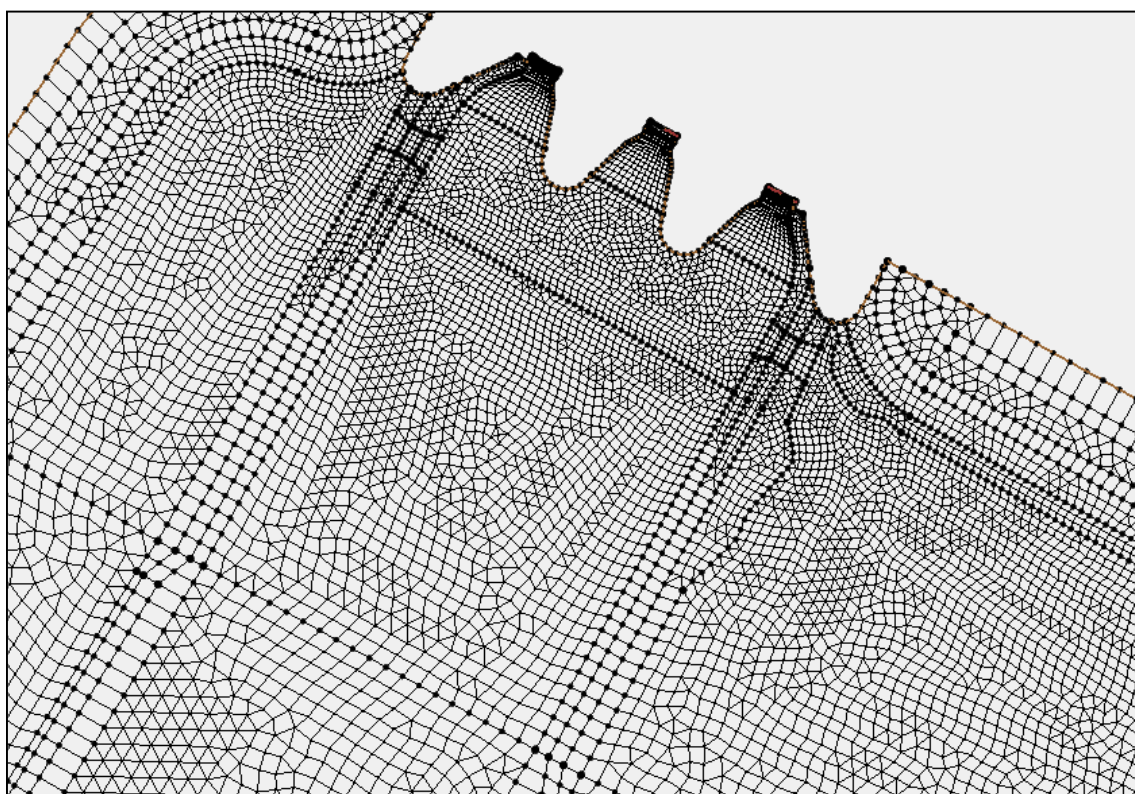


Figura 6-1 – Mesh di calcolo nella zona di valle dell'invaso.

In Figura 6-2 è riportata la mesh di calcolo quotata dell'intera cassa, compresi i paramenti interni delle arginature.

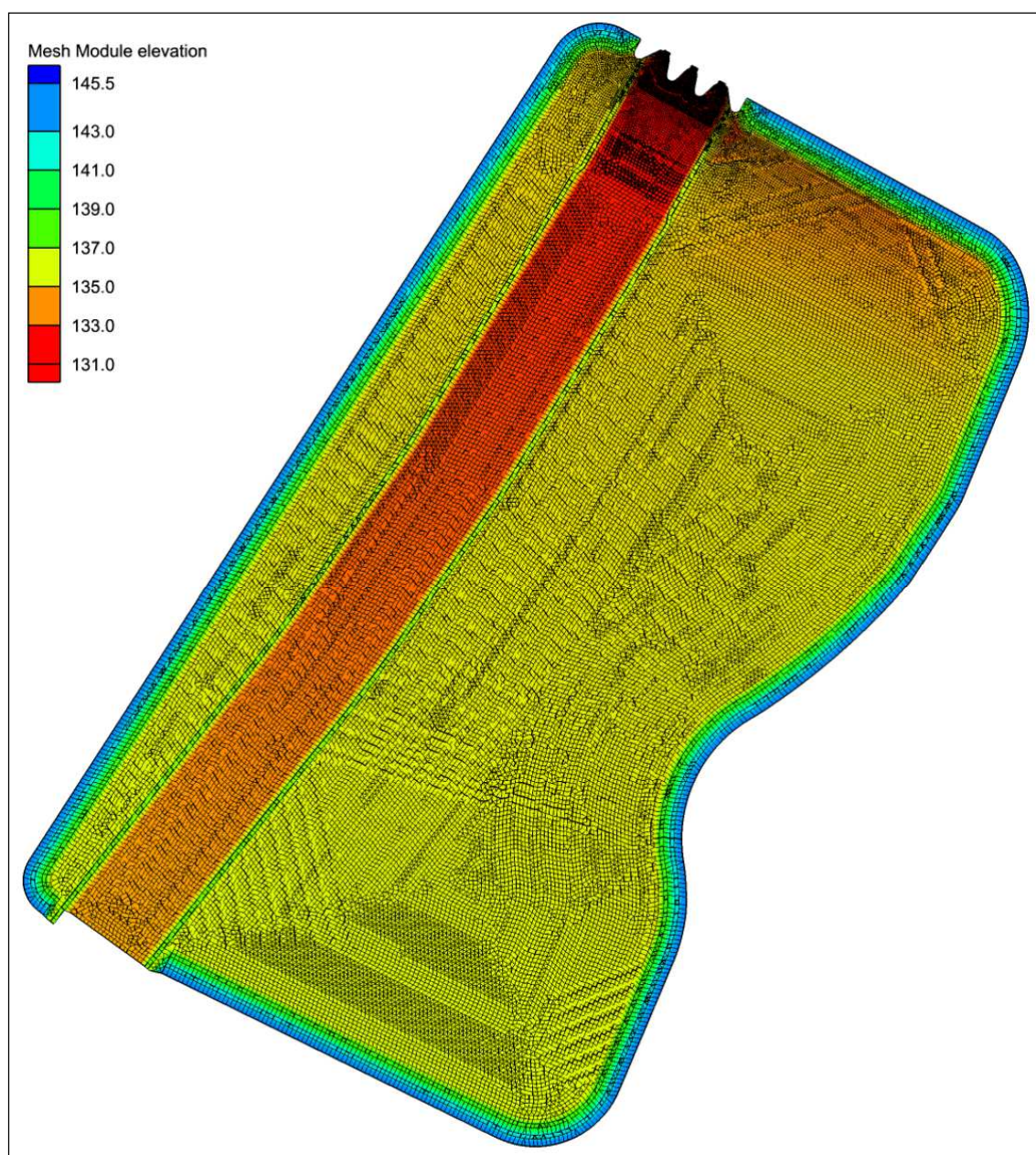


Figura 6-2 – Mesh di calcolo complessiva.

6.2 **Simulazioni effettuate.**

Allo scopo di raggiungere l'obiettivo preposto, ossia di laminare l'onda di piena con $T = 100$ anni garantendo una portata massima in uscita di $300 \text{ m}^3/\text{s}$, sono state condotte diverse simulazioni volte a migliorare alcuni aspetti negativi che di volta in volta si presentavano. Le simulazioni più significative effettuate sono state le seguenti:

1. portata in uscita dal manufatto regolatore con luci totalmente aperte per valori inferiori a $290 \text{ m}^3/\text{s}$; oltre questo valore, mediante opportuna regolazione delle paratoie, la portata uscente cresceva linearmente con il livello idrico nell'invaso fino a raggiungere il valore di $300 \text{ m}^3/\text{s}$ alla quota di sfioro (141 m s.l.m.);
2. come nel caso 1), ma con predisposizione di un arginello continuo lungo l'alveo di magra, volto a contenere entro l'alveo le portate inferiori a quella di inizio regolazione, per non invasare precocemente (ed inutilmente) la cassa;
3. come nel caso 2), ma con una finestratura negli arginelli in prossimità del manufatto, della lunghezza di 4 m, che permetta lo svuotamento completo della cassa, ma allo stesso tempo sia abbastanza contenuta da impedire il precoce riempimento della cassa nella fase iniziale dell'allagamento

Per tutte le simulazioni si è adottata, come condizione iniziale, quella di cassa completamente vuota. Come condizione al contorno di monte si è adottata l'onda di piena sintetica con $T=100$ anni, mentre la condizione di valle corrisponde sostanzialmente alla scala riportata in Figura 4-15, con l'unica differenza consistente nel fatto che la portata non si mantiene esattamente costante a $300 \text{ m}^3/\text{s}$ nella fase di regolazione delle paratoie ma, per ragioni di calcolo, varia da 290 a $300 \text{ m}^3/\text{s}$.

Nel paragrafo seguente sono riportati i principali risultati ottenuti per la simulazione n.3, visto che le prime due si possono considerare propedeutiche a quest'ultima.

6.3 **Risultati della simulazione n.3**

La Figura 6-3 riporta l'andamento delle quote idriche in un punto in vicinanza del manufatto, confrontata con quella ottenuta con le simulazioni statiche. Si osserva che le due simulazioni portano a risultati sostanzialmente coincidenti quando la cassa è molto invasata, mentre per livelli idrici modesti le differenze sono appena apprezzabili. La quota idrica massima ottenuta mediante la modellazione 2D (140.98 m s.l.m.) raggiunge praticamente quella corrispondente al ciglio sfiorante (141.00 m s.l.m.) senza che lo scarico di superficie entri in funzione.

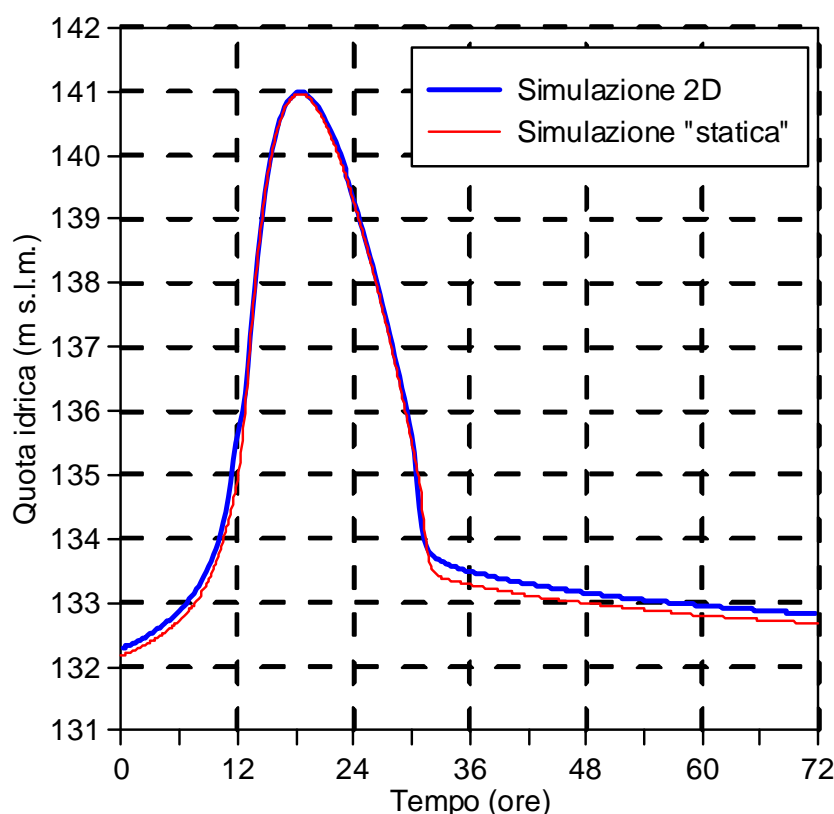


Figura 6-3 – Andamento nel tempo della quota idrica nelle vicinanze del manufatto.

La Figura 6-4 riporta le profondità idriche ed il campo di velocità all'istante $t=7h45'$ dall'inizio della simulazione. La portata entrante è pari a $94 \text{ m}^3/\text{s}$ e si può notare che, nonostante l'effetto di rigurgito operato dal manufatto la corrente è ancora tutta contenuta nell'alveo sistemato.

La Figura 6-5 riporta un dettaglio delle profondità idriche e del campo di velocità in vicinanza del manufatto all'istante $t=12h15'$ in cui l'acqua inizia ad allagare la cassa dalle finestre dell'arginello. La portata entrante in questo istante è pari a $218 \text{ m}^3/\text{s}$. Al tempo $t=13h15'$ (Figura 6-6) la portata entrante comincia a superare i $300 \text{ m}^3/\text{s}$ e la cassa inizia a laminare utilmente l'onda di piena, riempiendosi gradualmente da valle. In Figura 6-7 è riportata la mappa delle quote idriche e i vettori velocità nella cassa al tempo $t=15h00'$, corrispondente alla massima portata ingresso, pari a $676 \text{ m}^3/\text{s}$. L'allagamento è ormai quasi statico; sono presenti, ancora, velocità dell'ordine di 2 m/s solo nella zona dell'alveo prossima alle briglie di monte, che si riducono fino a risultare quasi nulle nella zona invasata in destra idraulica.

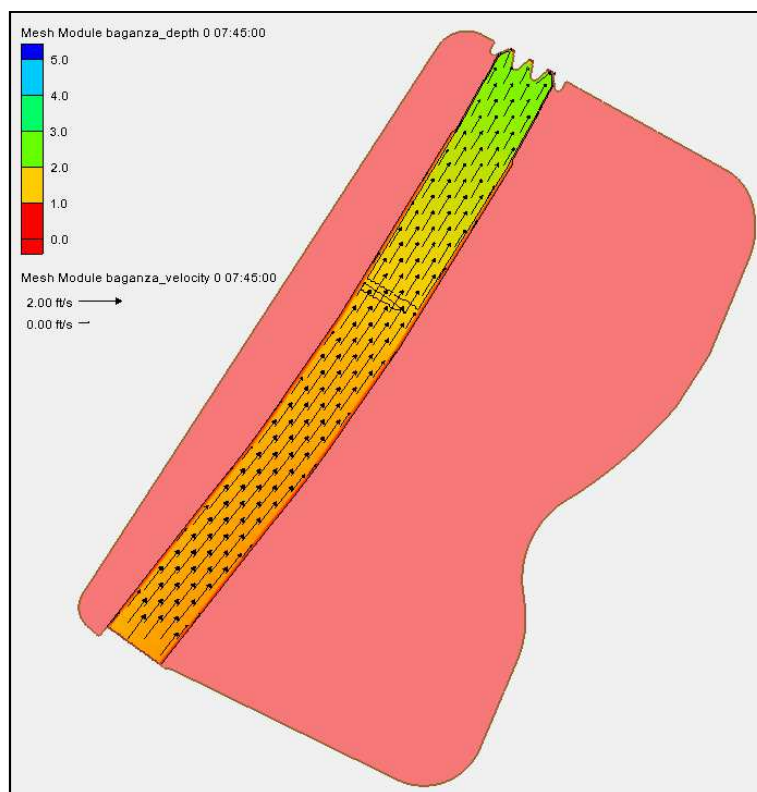


Figura 6-4 – Profondità idriche e campo di velocità al tempo $t=7h15'$.

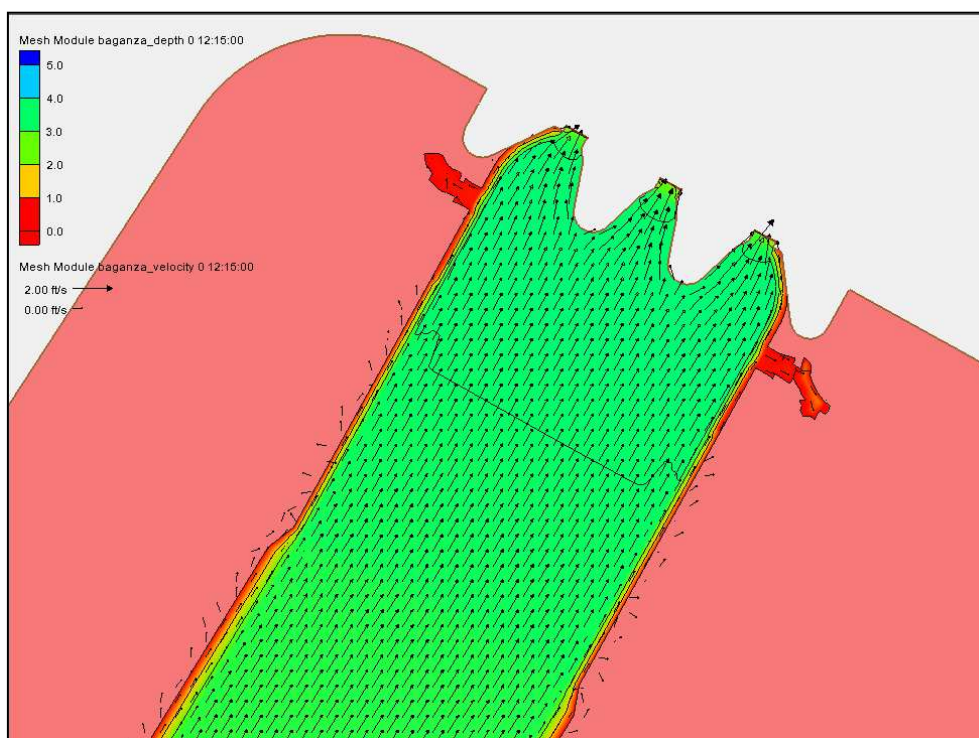


Figura 6-5 – Profondità idriche e campo di velocità in prossimità del manufatto al tempo $t=12h15'$.

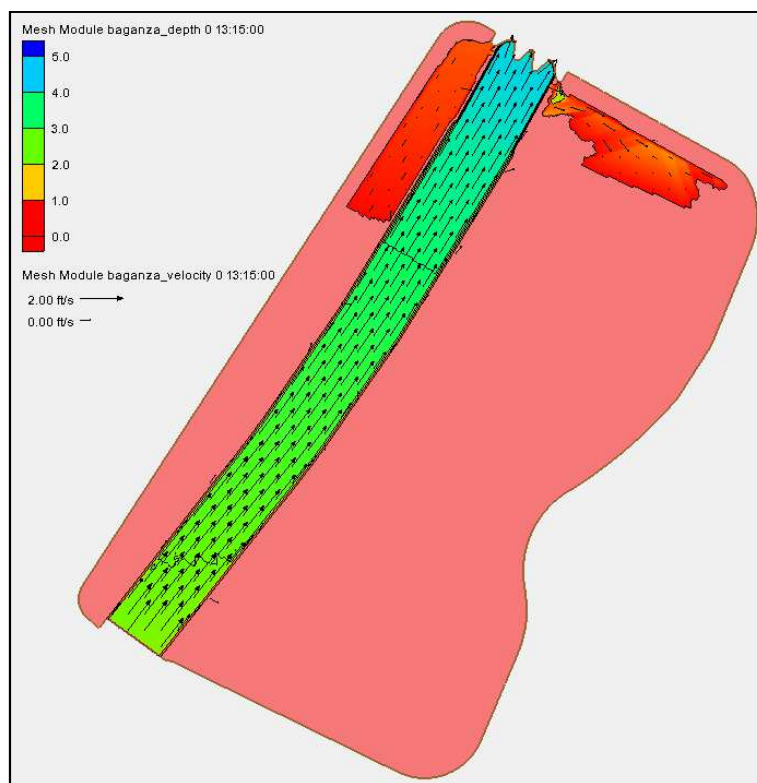


Figura 6-6 – Profondità idriche e campo di velocità al tempo $t=13h15'$.

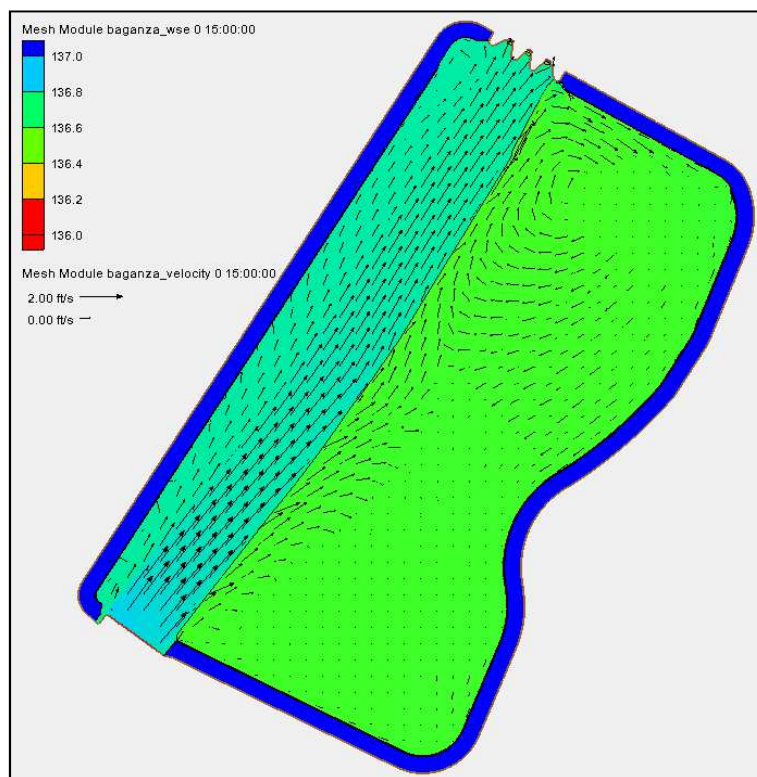


Figura 6-7 – Quote idriche e campo di velocità al tempo $t=15h00'$, corrispondente alla massima portata in ingresso.

In Figura 6-8 è riportata la mappa delle quote idriche e delle velocità nella cassa al tempo $t=20h15'$, corrispondente alla massima quota idrica (140.98 m s.l.m.) e alla massima portata uscente (300 m³/s). Si può notare come la cassa sia completamente allagata ed abbia assunto le sembianze di un vero e proprio bacino statico, con velocità ovunque minori di 0.4 m/s.

La Figura 6-9 si riferisce alla fase di svuotamento della cassa, al tempo $t=43h15'$ dall'inizio dell'evento, con una portata entrante pari a 127 m³/s. Si osserva che la parte di monte della zona in sinistra idraulica è ormai asciutta.

In Figura 6-10 si riportano infine le profondità idriche ed il campo di velocità all'istante $t=50h00'$, in cui si può considerare concluso lo svuotamento della cassa. Nella parte di valle della zona in destra idraulica è ancora presente un modesto volume idrico in quanto le quote del terreno sono ivi leggermente più depresse della soglia sfiorante della finestratura. Questi volumi, peraltro modesti, non possono che svuotarsi lentamente per infiltrazione.

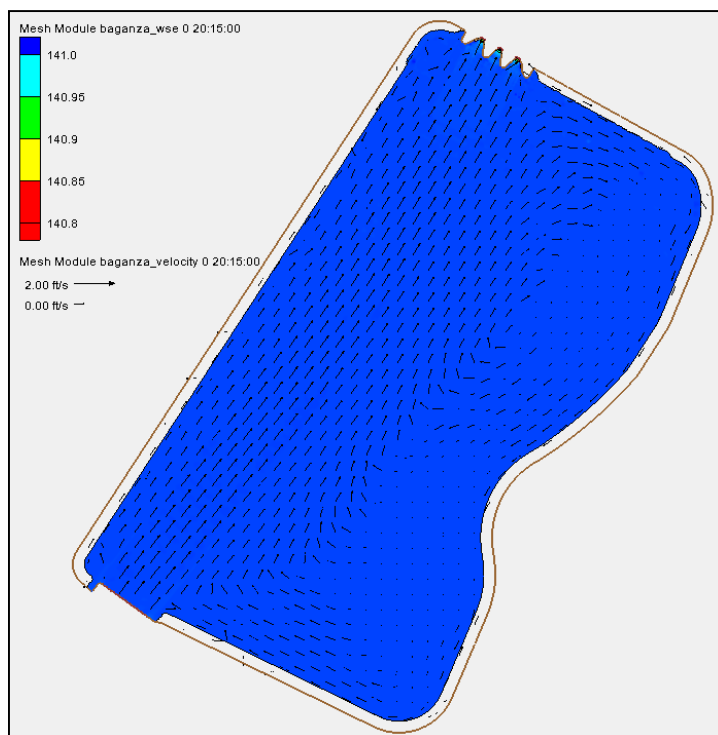


Figura 6-8 – Quote idriche e campo di velocità al tempo $t=20h15'$, corrispondente al massimo livello di invaso.

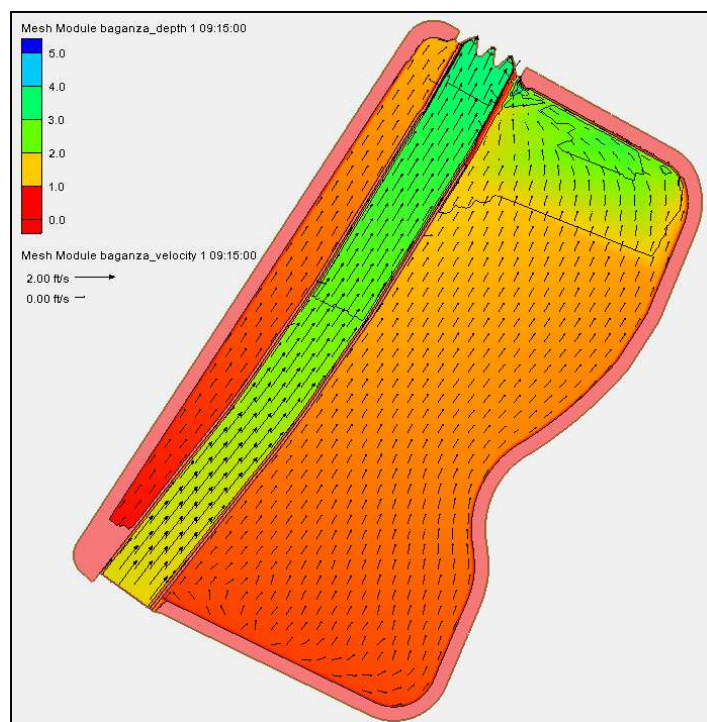


Figura 6-9 – Profondità idriche e campo di velocità al tempo $t=43h15'$, durante la fase di svuotamento della cassa.

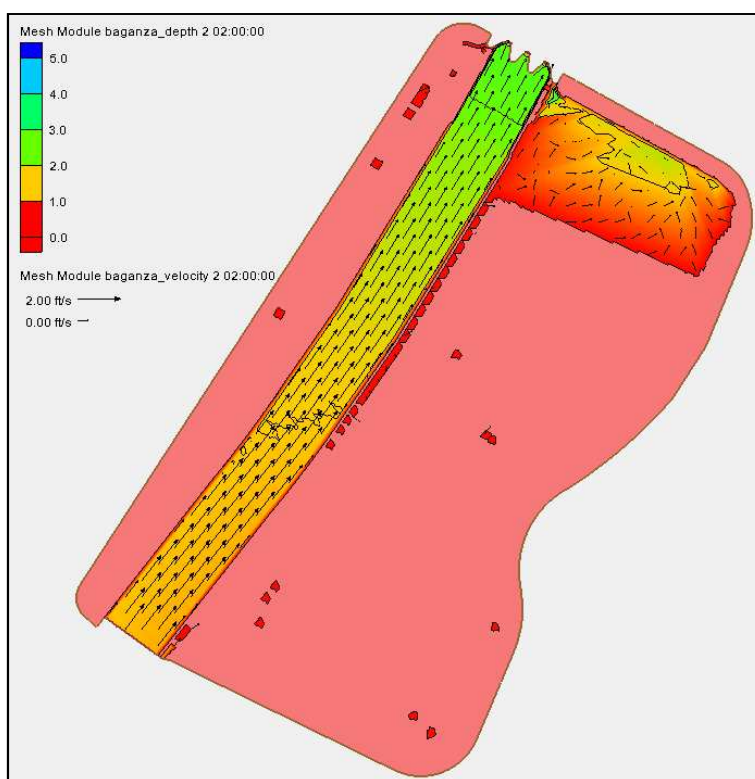


Figura 6-10 – Quote idriche e campo di velocità al tempo $t=50h00'$, durante la fase finale di svuotamento della cassa.

È stata infine eseguita un'analisi delle velocità della corrente nelle zone critiche, cioè sugli arginelli e al piede degli argini maestri.

Le velocità più elevate della corrente si registrano in prossimità degli arginelli nella zona di valle, dove ha inizio il riempimento della cassa. Durante l'inizio del riempimento ($t=3h45'$) si raggiungono i 4 m/s a valle della finestratura di destra (Figura 6-11).

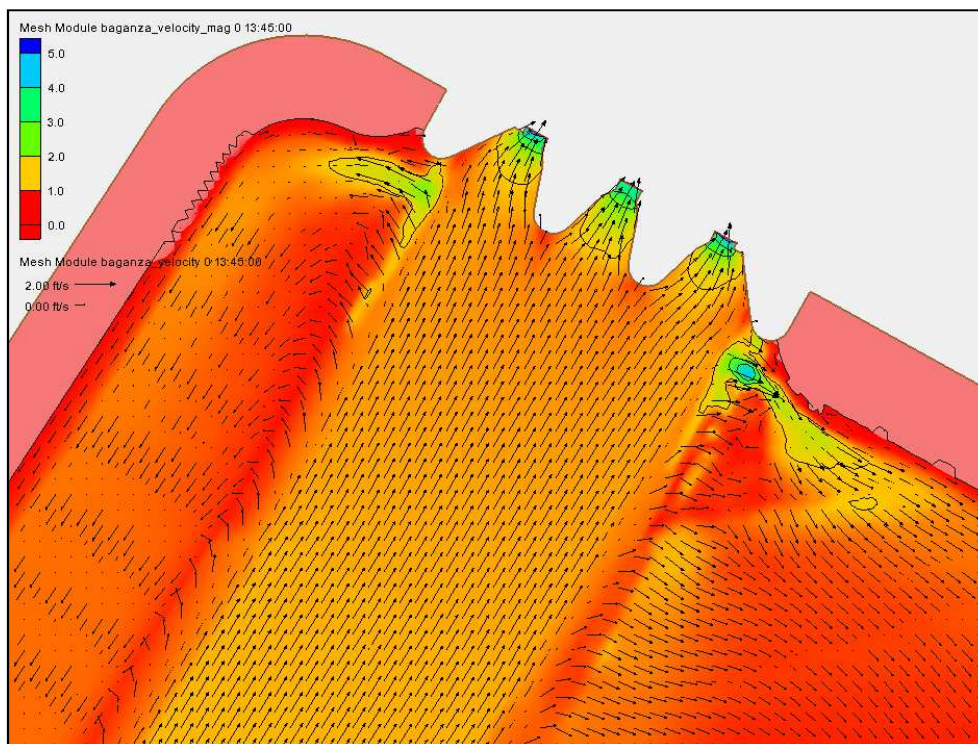


Figura 6-11 – Particolare della mappa del modulo delle velocità e campo di moto in corrispondenza della finestratura sull'arginello in destra idraulica al tempo $t=13h45'$, durante la fase di riempimento della cassa.

Tali valori sono i massimi registrati, se si escludono quelli in corrispondenza delle bocche. Essi si mantengono però solo per pochi minuti, fintantoché i livelli raggiunti nella zona destra non provocano un rigurgito in corrispondenza della finestratura, che limita la portata uscente e le corrispondenti velocità. Nella finestratura di sinistra si raggiungono valori massimi di poco superiori ai 2 m/s; infatti la zona sinistra, essendo molto più piccola, si riempie quasi subito, rigurgitando la finestratura e riducendo le velocità.

Col proseguire del riempimento ed il sormonto dell'arginello di destra le velocità delle corrente raggiungono valori dell'ordine di 3 m/s, al tempo $t=14h15'$, fino ad una distanza di 80 m dal manufatto (Figura 6-12).

È consigliabile pertanto prevedere un idoneo rivestimento con massi ciclopici dell'argine destro, almeno negli ultimi 100 metri a ridosso del manufatto.

Le velocità al piede degli argini maestri sono basse, mantenendosi sempre al di sotto di 1 m/s, come si può osservare in 6-11 e 6-12.

Durante la fase di svuotamento, nelle zone critiche analizzate sopra, si registrano valori di velocità della corrente più contenuti. Le velocità massime si registrano ancora in corrispondenza della finestratura di destra, con valori dell'ordine di 2.5 m/s (Figura 6-13), al tempo di 32h45', nella fase finale di svuotamento della cassa.

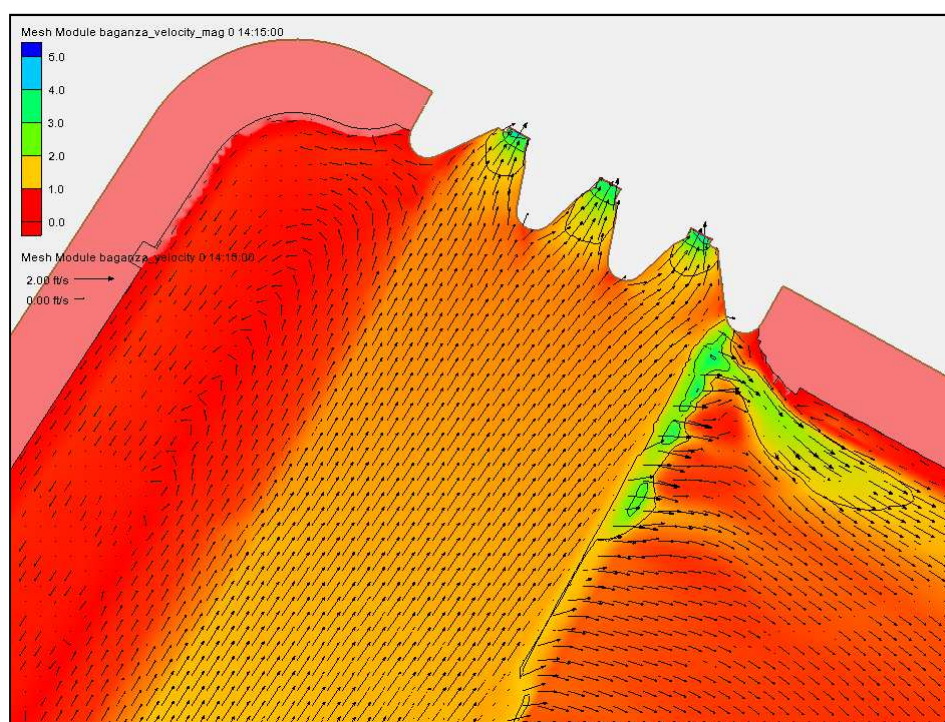


Figura 6-12 – Particolare della mappa del modulo delle velocità e campo di moto in corrispondenza della finestratura sull'arginello in destra idraulica al tempo $t=14h45'$, durante la fase di riempimento della cassa.

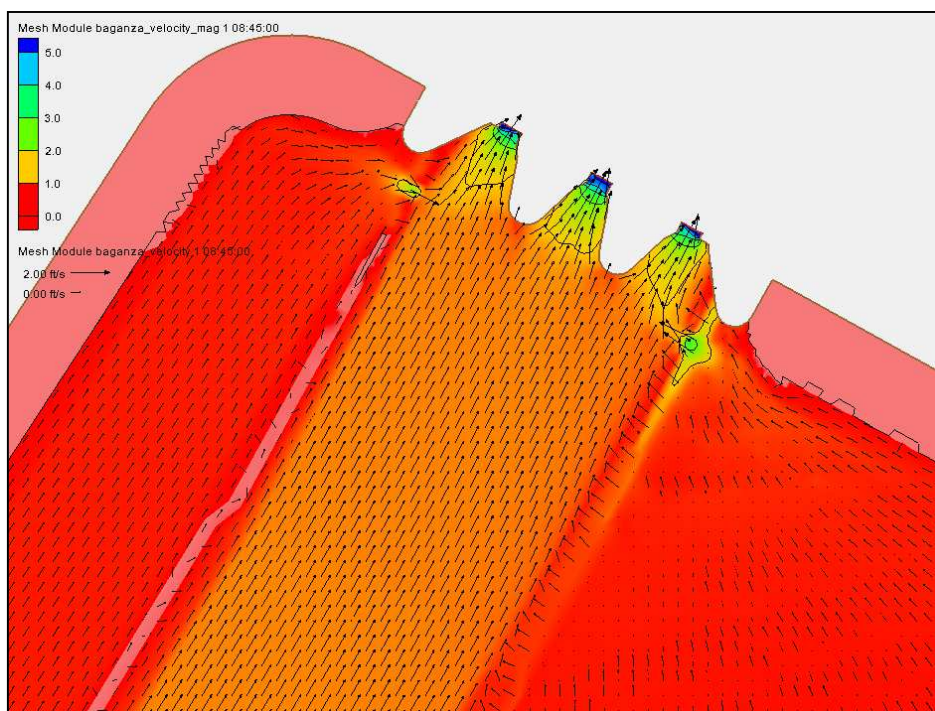


Figura 6-13 – Particolare della mappa del modulo delle velocità e campo di moto in corrispondenza della finestratura sull'arginello in destra idraulica al tempo $t=32h45'$, durante la fase di svuotamento della cassa.

7. MODELLAZIONE DELLA FALDA

7.1 Dati disponibili

Di seguito si riporta l'elenco dei dati utilizzati per la realizzazione del modello numerico della falda:

- Cartografia CTR;
- Foto aeree georeferenziate;
- Stratigrafie dei carotaggi eseguiti nel periodo 2011-2013 (Figura 7-2 e Figura 7-1 e Tabella 7-1 e Tabella 7-2);
- Pozzetti esplorativi e prove SPT eseguiti nel 2012 (Figura 7-3);
- Rilievo topografico quote sondaggi (2013);
- Rilievo GPS del terreno da cui è stato dedotto il DTM (Figura 7-4).

Tutti gli elementi cartografici sono riferiti al sistema ED50/UTM zona 32N.

La geologia all'esterno dell'area di studio è stata completata mediante l'analisi di sezioni geologiche realizzate dalla Regione Emilia Romagna.

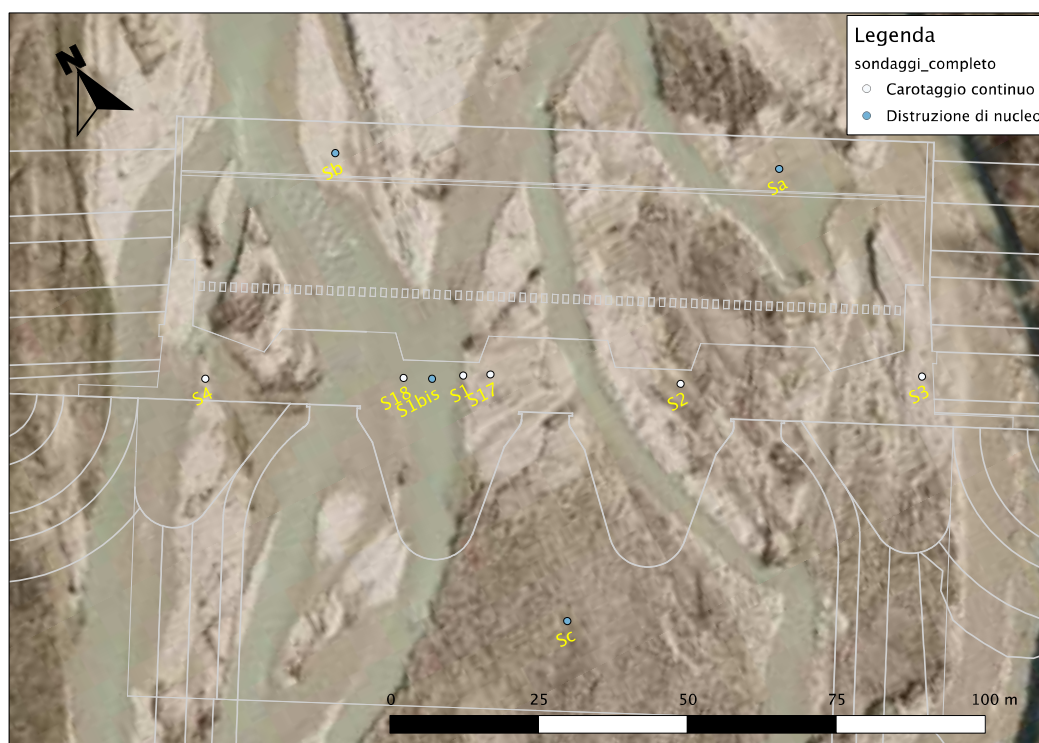


Figura 7-1 – Dettaglio nei pressi del manufatto della posizione dei sondaggi.

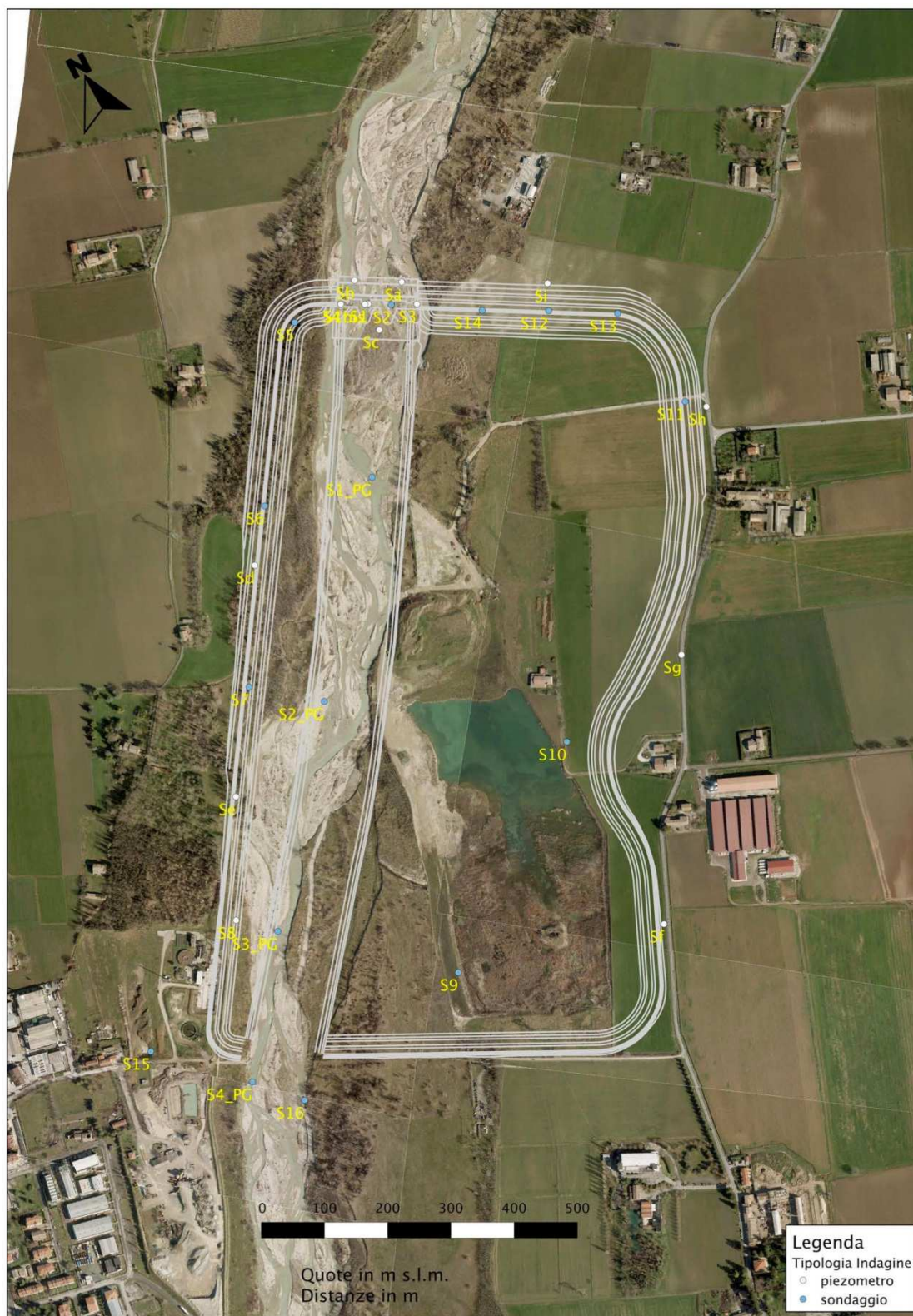


Figura 7-2 – Posizione dei sondaggi.



Figura 7-3 – Posizione delle prove SPT e dei pozzetti esplorativi.

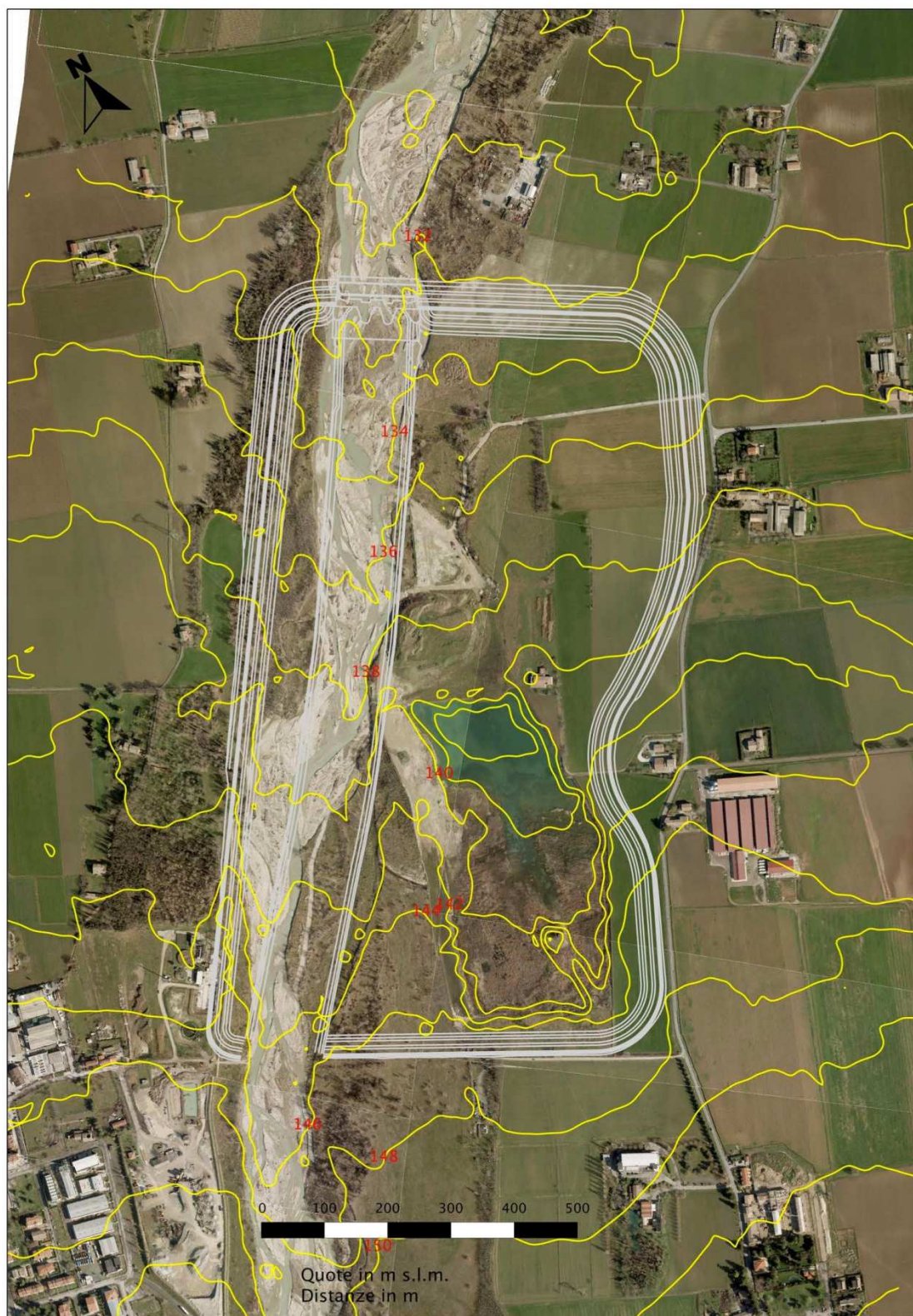


Figura 7-4 – Curve di livello dedotte dal DTM dell'area in studio

Tabella 7-1 Elenco sondaggi eseguiti nel periodo 2011-2013

Nome	X [m]	Y [m]	Quota p.c. [m slm]	Quota BP [m slm]	Tipo	Esecutore	Data	Profondità [m]	Numero di campioni	Profondità campioni [m]
S1	599026	4954288	131.12	131.19	C	SoGeo	06-08 2012	60	1	33.5-34
S2	599058	4954270	130.87	130.88	C	SoGeo	06-08 2012	50	2	16 - 27
S3	599095	4954253	130.73	130.90	C	SoGeo	06-08 2012	50	2	16 - 27
S4	598987	4954307	131.11	131.35	C	SoGeo	06-08 2012	50	2	16-27
S5	598909	4954314	133.75		C	SoGeo	06-08 2012	44	2	16-27
S6	598735	4954077	136.66		C	SoGeo	06-08 2012	40	1	32.5
S7	598583	4953833	139.63	139.54	C	SoGeo	06-08 2012	45	3	6-15-20.4
S8	598397	4953514	144.83	144.89	C	SoGeo	06-08 2012	40	2	16.8-24.5
S9	598673	4953281	145.20		C	SoGeo	06-08 2012	45	2	14.9-22.9
S10	598991	4953527	140.90		C	SoGeo	06-08 2012	52	2	25-33.5
S11	599402	4953922	135.08		C	SoGeo	06-08 2012	40		
S12	599275	4954148	131.40		C	SoGeo	06-08 2012	40		
S13	599370	4954095	132.70		C	SoGeo	06-08 2012	40	2	8.4-23
S14	599182	4954197	132.20		C	SoGeo	06-08 2012	45	2	8.2-23.3
Sa	599089	4954294	130.72	130.90	D	SoGeo	06-08 2012	30		
Sb	599024	4954331	130.72	131.05	D	SoGeo	06-08 2012	30		
Sc	599023	4954243	131.37	131.37	D	SoGeo	06-08 2012	40		
Sd	598678	4954001	137.82	138.04	D	SoGeo	06-08 2012	27		
Se	598485	4953688	141.85	142.05	D	SoGeo	06-08 2012	21		
Sf	598997	4953201	146.15	147.13	D	SoGeo	06-08 2012	21		
Sg	599215	4953568	141.27	141.20	D	SoGeo	06-08 2012	23		
Sh	599428	4953900	136.09	136.09	D	SoGeo	06-08 2012	22.5		
Si	599294	4954188	132.13	131.90	D	SoGeo	06-08 2012	23		
S1bis	599021	4954290	131.25	131.17	D	SoGeo	06-08 2012	18		
S15	598183	4953390	146.21		C	SoGeo	06-08 2012	30	2	17.6-24.5
S16	598364	4953211	145.00		C	SoGeo	06-08 2012	30	2	13-23
S1_PG	598907	4954040	133.93		C	ParmaGeo	07 2011	51.5		
S2_PG	598679	4953759	137.91		C	ParmaGeo	07 2011	40.0		
S3_PG	598448	4953468	141.76		C	ParmaGeo	07 2011	40.0		
S4_PG	598304	4953274	144.40		C	ParmaGeo	07 2012	30		
S17	599030	4954286	130.63	131.32	C	SoGeo	03/07/13	10	1	5
S18	599017	4954292	130.63	131.06	C	SoGeo	03/07/13	8.5	2	5 - 5.6

C= Carotaggio continuo, D= Distruzione di nucleo

Tabella 7-2 Elenco sondaggi eseguiti nel periodo 2011-2013 (continuazione)

Nome	Prove SPT	Profondità SPT	Prove Lefranc	Profondità Lefranc [m]	Tipo	Profondità[m]	Finestratura da a [m]	DOWN HOLE	NOTE
S1	6	3 - 7- 10 - 12 - 21 - 24	1	21.50 - 38.8	P	60	1.5-28.5	NO	
S2	6	3 - 7- 10 - 12 - 21 - 25	2	circa 21 e > 35	S	50		SI	
S3	6	3 - 7- 10 - 12 - 21 - 25	2	circa 21 e > 35	P	50	35-48	NO	
S4	6	3 - 7- 10 - 12 - 21 - 25	2	circa 21 e > 35	P	50	1-28	NO	
S5	6	3-7-10-12-21-25	2	circa 21 e > 25	S	44			
S6	6	3-7-10-12-21-25	2	12.5 e 21.5	S	40			
S7	6	3-7-10-12- 21-25			S	45			
S8	6	3-7-10-12- 21-25			S	40	2-17		
S9	6	3-7-10-12- 21-25			S	45			coordinate dedotte da cartografia, quote dedotte da DTM
S10	6	3-7-10-12- 21-25			S	52			coordinate dedotte da cartografia, quote dedotte da DTM
S11	6	3-7-10-12- 21-25			S	40			
S12	6	3-7-10-12- 21-25			S	40			coordinate dedotte da cartografia, quote dedotte da DTM
S13	6	3-7-9-12.5-21-24			S	40			coordinate dedotte da cartografia, quote dedotte da DTM
S14	6	3-7-10-12- 21-25			S	45			coordinate dedotte da cartografia, quote dedotte da DTM
Sa			1	10-15 20-25	P	28	1-27		
Sb			1	15-20	P	20	15-20		
Sc			1	10-15 20-25	P	28	1-27		
Sd			1	18	P	27	2.5-26.5		
Se			1	12	P	21	2-17		
Sf			1	12.2	P	21	1.5-19.5		
Sg			1	12.5	P	23	3-21		
Sh			2	8-21.5	P	23	3-21.5		
Si					P	23	2.9-20.9		
S1bis					P	18	9-18		
S15					S	30			
S16					S	30			coordinate dedotte da cartografia, quote dedotte da DTM
S1_PG					S	51.5		SI	coordinate dedotte da cartografia, quote dedotte da DTM
S2_PG					S	40			coordinate dedotte da cartografia, quote dedotte da DTM
S3_PG					S	40			coordinate dedotte da cartografia, quote dedotte da DTM
S4_PG					S	30		SI	coordinate dedotte da cartografia, quote dedotte da DTM
S17					P	10	7 - 10.0		coordinate dedotte da cartografia
S18					P	4.4	1.4 - 4.4		coordinate dedotte da cartografia

P= Piezometro, S= Sondaggio

7.2 **Descrizione dell'area in studio**

Gli elementi caratteristici dell'invaso della cassa di espansione (Figura 4-6) sono i seguenti:

- l'alveo sistemato del torrente Baganza ha una quota di monte di 133.5 m s.l.m. e una di valle, al piede dello sbarramento, di 131 m s.l.m., con una pendenza media dello 0.2%;
- il fondo della cassa presenta una quota di monte di 135 m s.l.m. e una quota di valle di 134 m s.l.m.;
- gli argini perimetrali hanno il coronamento a quota 145.5 m s.l.m. Essi si elevano rispetto al piano campagna a valle, posto a quota 131.5 m s.l.m., di circa 14 m; l'elevazione si riduce progressivamente verso monte, fino ad azzerarsi ove il piano campagna medesimo raggiunge la quota di 145.5 m s.l.m.. Procedendo ulteriormente verso monte la cassa non è più arginata ed il volume a disposizione si ottiene solo mediante scavo.

L'alveo del torrente Baganza all'interno dell'invaso avrà una pendenza costante del 2 per mille, contro una pendenza naturale attuale del 1.5%, partendo dalla quota di monte di 133.5 m e arrivando a valle, dopo aver percorso 1200 m, al piede dello sbarramento, alla quota di 131 m; con una larghezza costante di 100 m. Entrambe le sponde dell'alveo hanno una pendenza di 2:1 e terminano sulla sommità dell'arginello, in modo da assicurare un contenimento di almeno 3 m a monte, che si incrementa a 4 m a valle, in corrispondenza del manufatto.

7.3 **Monitoraggio della falda**

La falda è stata monitorata dal personale dell'Università degli Studi di Parma in collaborazione con AIPo nel biennio 2012- 2013.

Campagna piezometrica preliminare

In data 6 marzo 2012 è stata eseguita una campagna piezometrica preliminare osservando le soggiacenze all'interno di pozzi esistenti dislocati nei pressi del torrente Baganza (si veda, per l'ubicazione dei pozzi, la Figura 7-5) in prossimità dell'area di progetto della cassa d'espansione. I pozzi in cui è stato possibile misurare il livello sono dislocati nelle abitazioni, caschine, aziende agricole e nei campi e sono principalmente ad uso domestico, irriguo, zootecnico e industriale. La tabella 4.1 riporta i valori osservati, le coordinate plani-

metriche, le quote e le profondità dei pozzi. Le coordinate dei pozzi e le quote sono state dedotte dalla cartografia e dal DTM disponibile. Ad eccezione dei pozzi 3 e 8, la massima profondità è inferiore ai 10 m; molto probabilmente la falda interessata è solo quella superficiale di subalveo.

Tabella 7-3- Elenco e caratteristiche dei pozzi, soggiacenza osservata il 6 marzo 2012

Nome	X [m s.l.m.]	Y [m s.l.m.]	Quota pc [m s.l.m.]	Quota B.P. [m s.l.m.]	Soggiacenza [m]	Livello [m s.l.m.]	Profondità pozzo [m]	Profondità pozzo [m s.l.m.]
1	598128.37	953250.94	149	149	3.3	145.7	10	139
2	598719.52	954311.33	136.3	137	4.8	131.5	7.2	129.1
3	599184.07	953402.58	144	144	7.2	136.8	35.8	108.2
4	599486.91	954282.15	129.7	129.7	2.3	127.4	4.2	125.5
5	599637.75	954435.72	127.3	128.3	2	125.3	5	122.3
6	598577.13	953005.98	148.73	148.73	2.2	146.53	4.2	144.53
7	598882.04	954674.05	131.3	129.8	3.3	128	5.35	125.95
8	598796.34	954623.44	131.5	131.5	3	96	102	29.5
9	598806.91	952898.57	148.2	148.2	1.95	146.25	5	143.2

I dati relativi ai livelli della falda nei pozzi sono stati utilizzati per tracciare le curve isopiezometriche e per stimare l'andamento della falda e la direzione del flusso. La stima delle curve isolivello è stata effettuata mediante la metodologia del Kriging utilizzando un semi-variogramma lineare. In Figura 7-5 si riporta l'andamento delle isopiezometriche e la posizione dei pozzi osservati.

La Figura 7-5 mostra chiaramente che l'andamento della falda si sviluppa in direzione Nord-Est, con un gradiente medio dell'ordine del 1%.

In Figura 7-6 si riporta la piezometria, disponibile sul sito della Regione Emilia Romagna, della falda profonda; si apprezza una differenza di circa 40 metri tra le due piezometrie, ma un andamento molto simile.

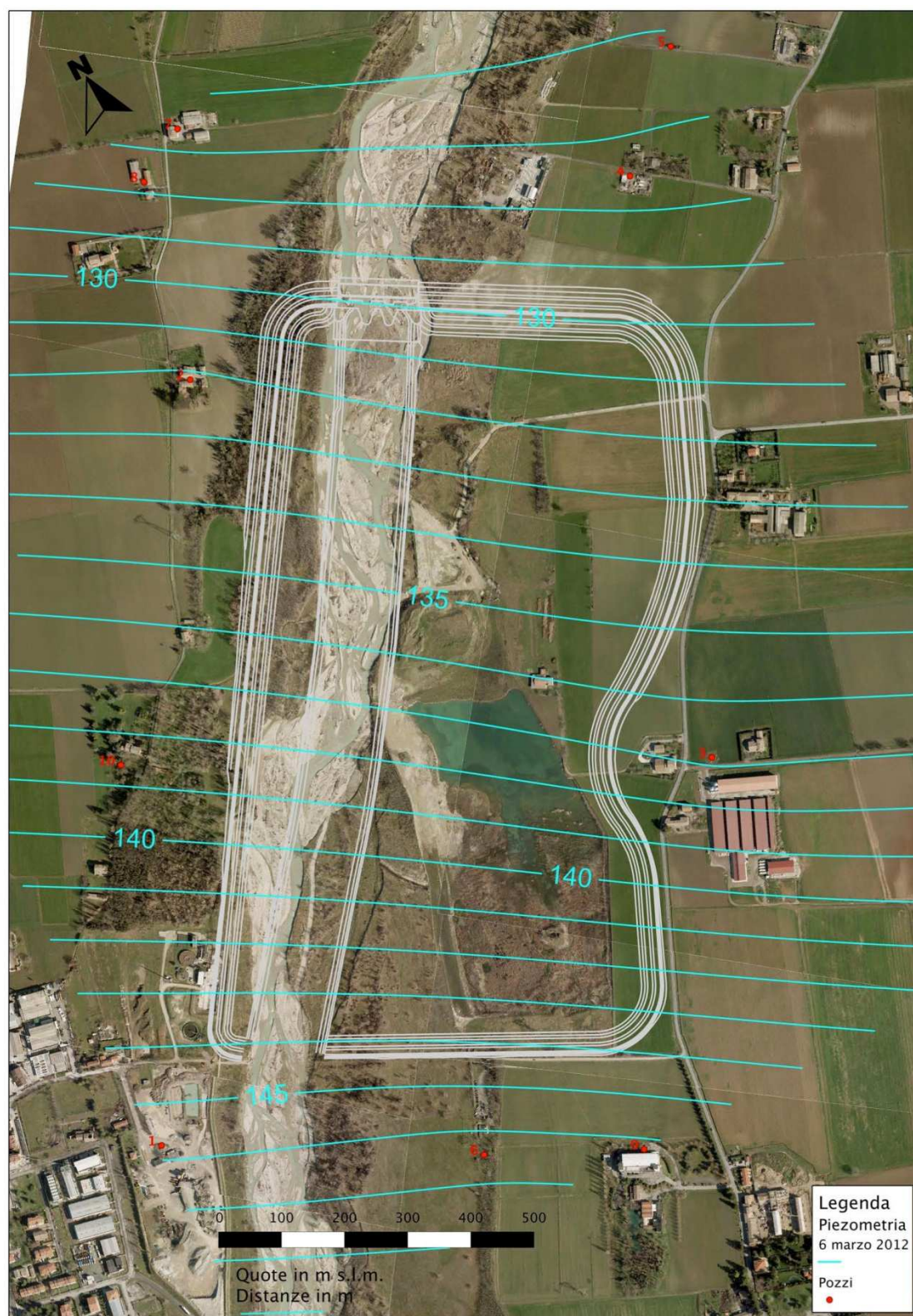


Figura 7-5 – Piezometria ottenuta dalle misure di livello della falda superficiale del 6 marzo 2012 (quote in m s.l.m.)

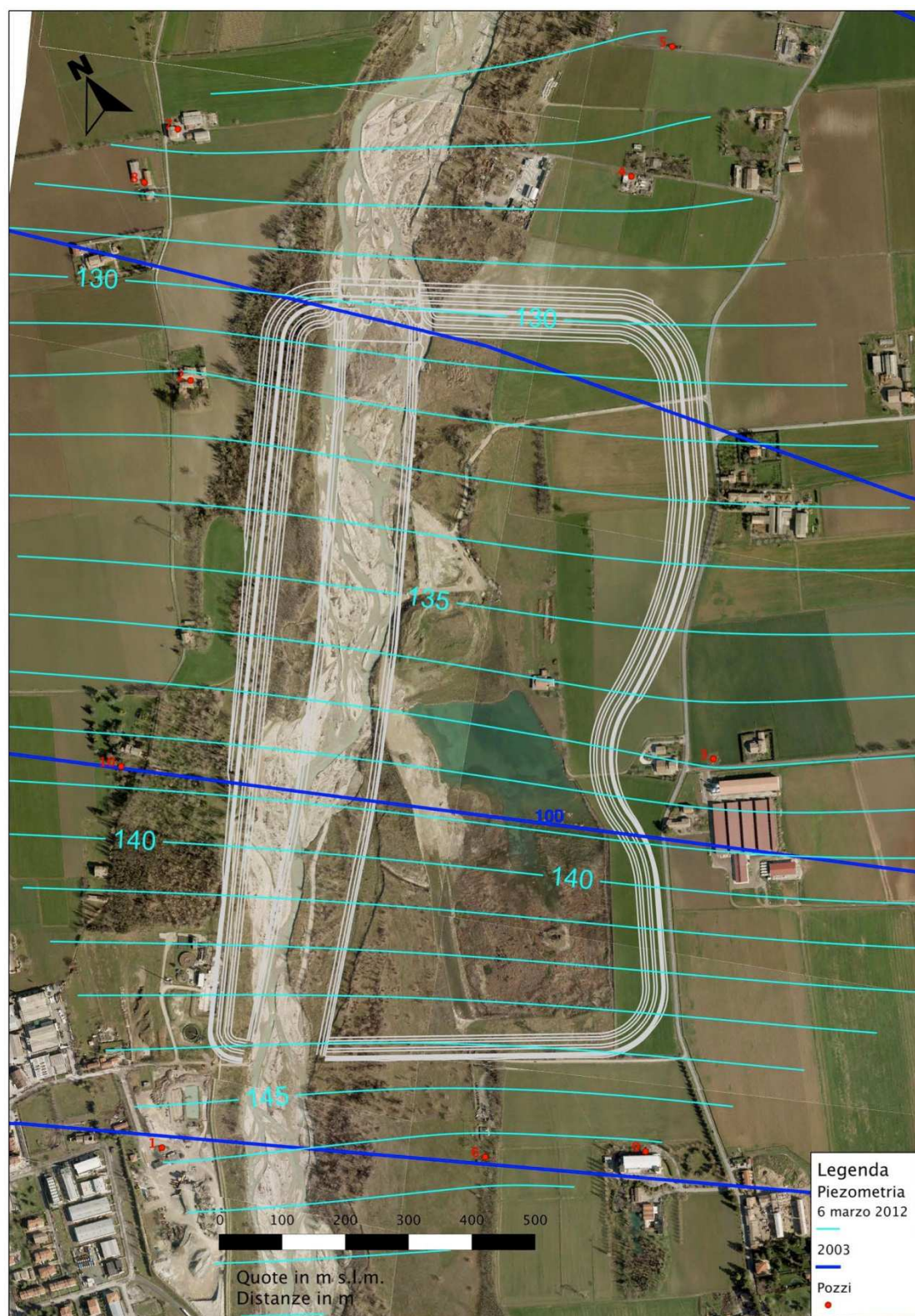


Figura 7-6 – Confronto piezometrie: falda superficiale (in azzurro) e profonda (in blu)

Monitoraggio nuovi piezometri

In seguito all'esecuzione dei sondaggi e alla messa in opera dei piezometri sono stati misurati dal mese di Luglio 2012, con cadenza mensile, i livelli della falda mediante misure manuali tramite freatimetro (Tabella 7-4 e Figura 7-7).

I dati raccolti (Tabella 7-4) hanno permesso il tracciamento di curve isolivello. In particolare si riportano in Figura 7-8, Figura 7-9 e Figura 7-10 gli andamenti della falda nelle giornate del 26 luglio 2012 e del 7 settembre 2012.

La Figura 7-8 è centrata sul manufatto poiché i piezometri da Sd a Si e S8 sono stati realizzati nell'agosto del 2012. La Figura 7-9 mostra l'andamento registrato a settembre 2012 e rappresenta la stessa area di Figura 7-8 per un più facile confronto.

La piezometria del 7 settembre 2012 risente della precipitazione avvenuta nella settimana precedente. Il livello della falda risulta in parte più elevato rispetto a quello del mese di luglio, in cui il torrente era completamente in secca; inoltre sono diminuiti drasticamente i prelievi in falda per scopi agricoli. Infine si riporta in Figura 7-10 la piezometria stimata per l'intera area di studio.

La Figura 7-11, la Figura 7-12 e la Figura 7-13 riportano le piezometrie relative ai periodi di novembre 2012, marzo e maggio 2013.

Tabella 7-4- Livelli [m s.l.m.] osservati nei piezometri

Nome piezometro	S1	S3	S4	Sa	Sb	Sc	S1bis	S8	Sd	Se	Sf	Sg	Sh	Si	S17	S18
Quota bp [m s.l.m.]	131.19	130.90	131.35	130.90	131.05	131.37	131.17	144.89	138.04	142.05	147.13	141.20	136.09	131.90	131.32	131.06
03/07/12	129.74															
05/07/12	129.60															
09/07/12	129.49		129.66													
12/07/12	129.52		129.57		128.65											
16/07/12				128.60												
17/07/12	129.31		129.31	128.52	128.58	129.86										
19/07/12	129.33		129.31	128.48												
20/07/12	129.29	122.12	129.26	128.48	128.56	129.85										
24/07/12	129.31	121.82	129.30	128.47	128.61	129.85										
25/07/12	129.42	121.73	129.40	128.50	128.65	129.89	129.34									
26/07/12	129.39	121.64	129.40	128.48	128.64	129.88	129.37									
05/09/12	129.89	119.16	130.25	128.73	129.32	130.14	129.88	141.31		138.90			128.24			
07/09/12	129.93	119.22	130.26	128.97	129.44	130.25	129.96	141.31	134.24	138.51			128.17	128.28		
22/11/12	130.28	124.27		129.52	129.90	130.62	130.33	141.55	134.72	139.21	141.42	135.67	131.34	129.18		
08/02/13	130.38	126.22		129.72		130.72	130.42	141.25	134.57	138.89	141.64	135.77	131.54	128.32		
05/03/13	130.33	126.55		129.71		130.67	130.37	141.25	134.62	138.91	141.63	135.81	131.64	129.39		
15/04/13		127.45				130.69		141.65	135.28	139.41	141.73	135.91	131.88	129.53		
27/05/13	130.24	127.31		129.83		130.65		141.62	135.21	139.21	141.30	135.73	131.37	129.25		
26/06/13	129.94	126.48		129.58		130.40		141.44	134.91	138.99	141.23	135.65	131.18	129.09		
03/07/13	129.89	125.81		129.47		130.35										
18/07/13	129.71	124.25		129.10		130.20		140.91	134.30	138.20	140.84	135.54	130.92	128.97	129.75	129.84
05/09/13	129.28	121.54		128.62		129.87		140.38	133.87	137.85	140.90	135.62	131.20	128.39	129.30	129.39
05/11/13	130.18	124.25		129.77		130.65		141.79	135.07	139.31	141.04	135.61	131.14	129.28	130.17	130.31
06/12/13	130.00	125.19		129.62		130.46		141.45	134.85	138.93	141.27	135.63	131.16	129.18	130.04	130.12

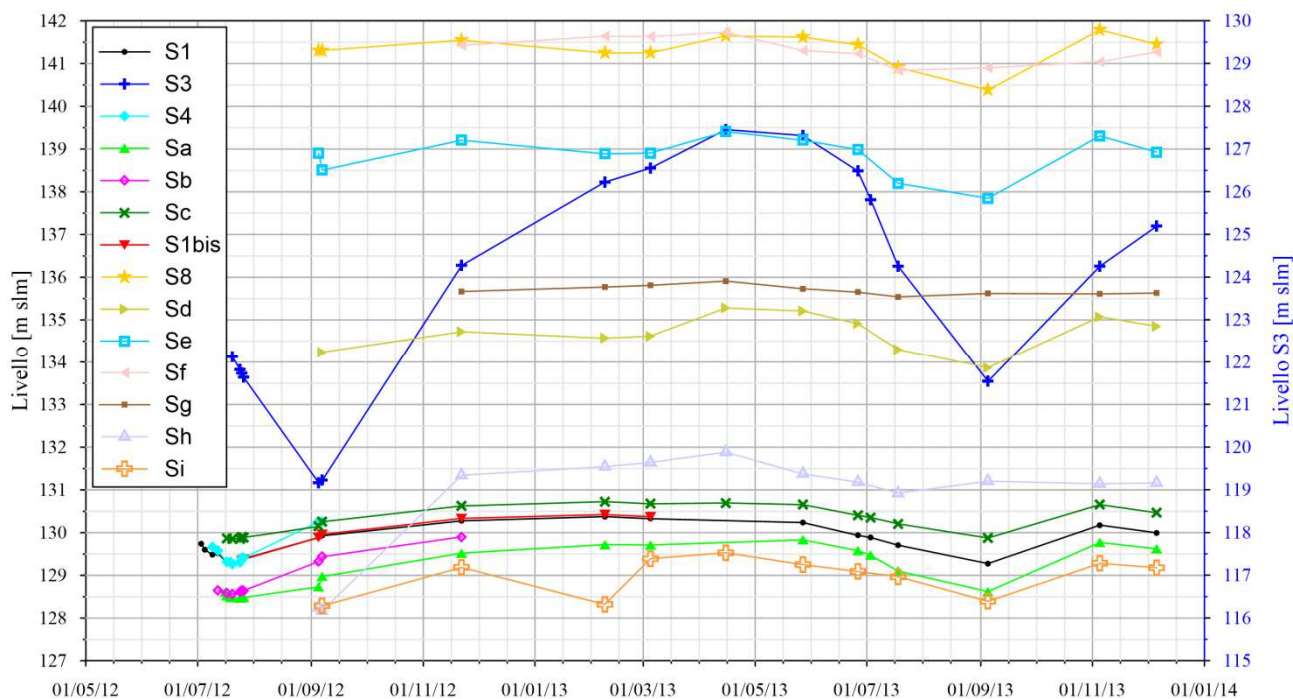


Figura 7-7 – Livelli di falda osservati nel periodo luglio 2012 – dicembre 2013

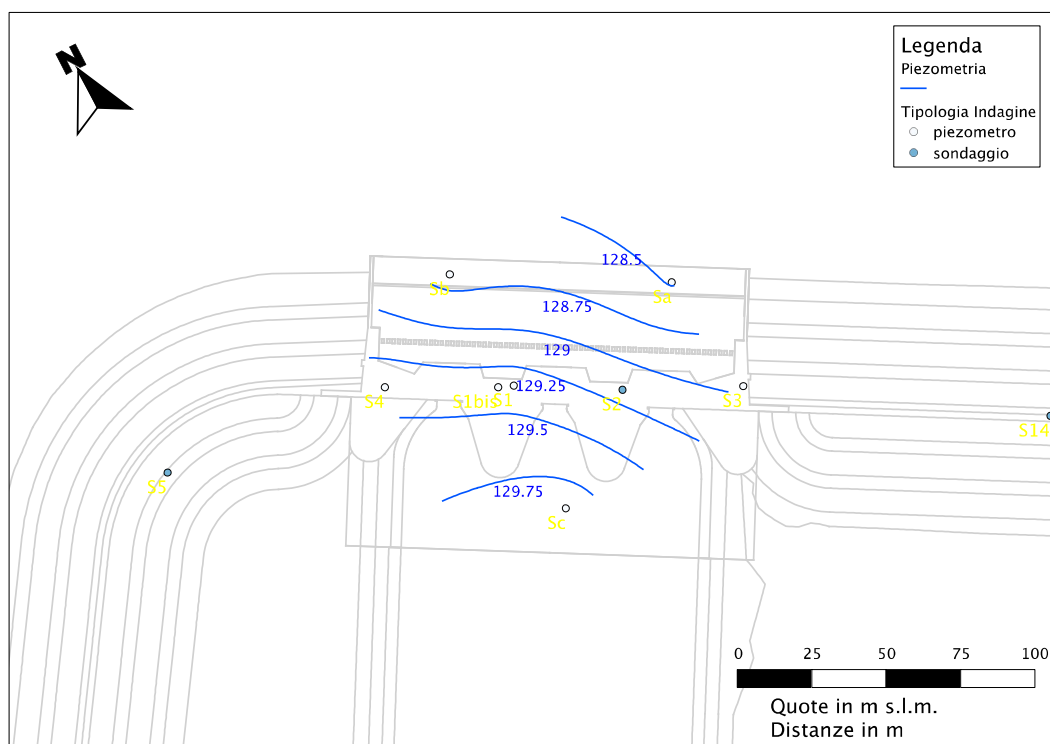


Figura 7-8 – Piezometria statica del 26 luglio 2012

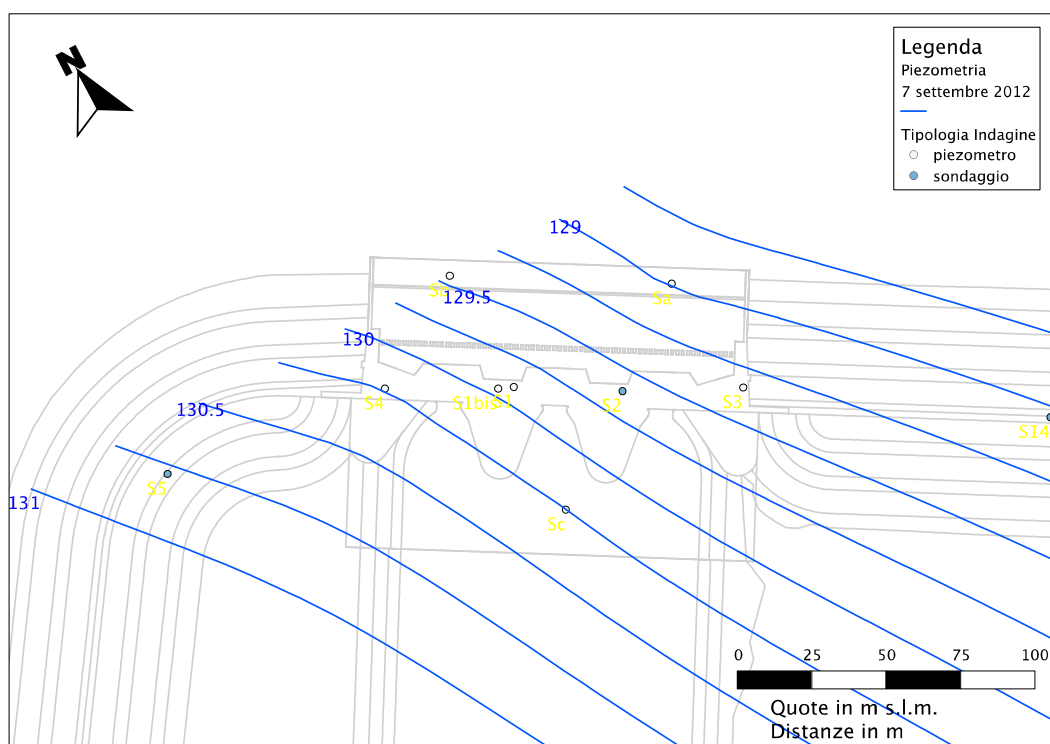


Figura 7-9 – Dettaglio piezometria statica del 7 settembre 2012

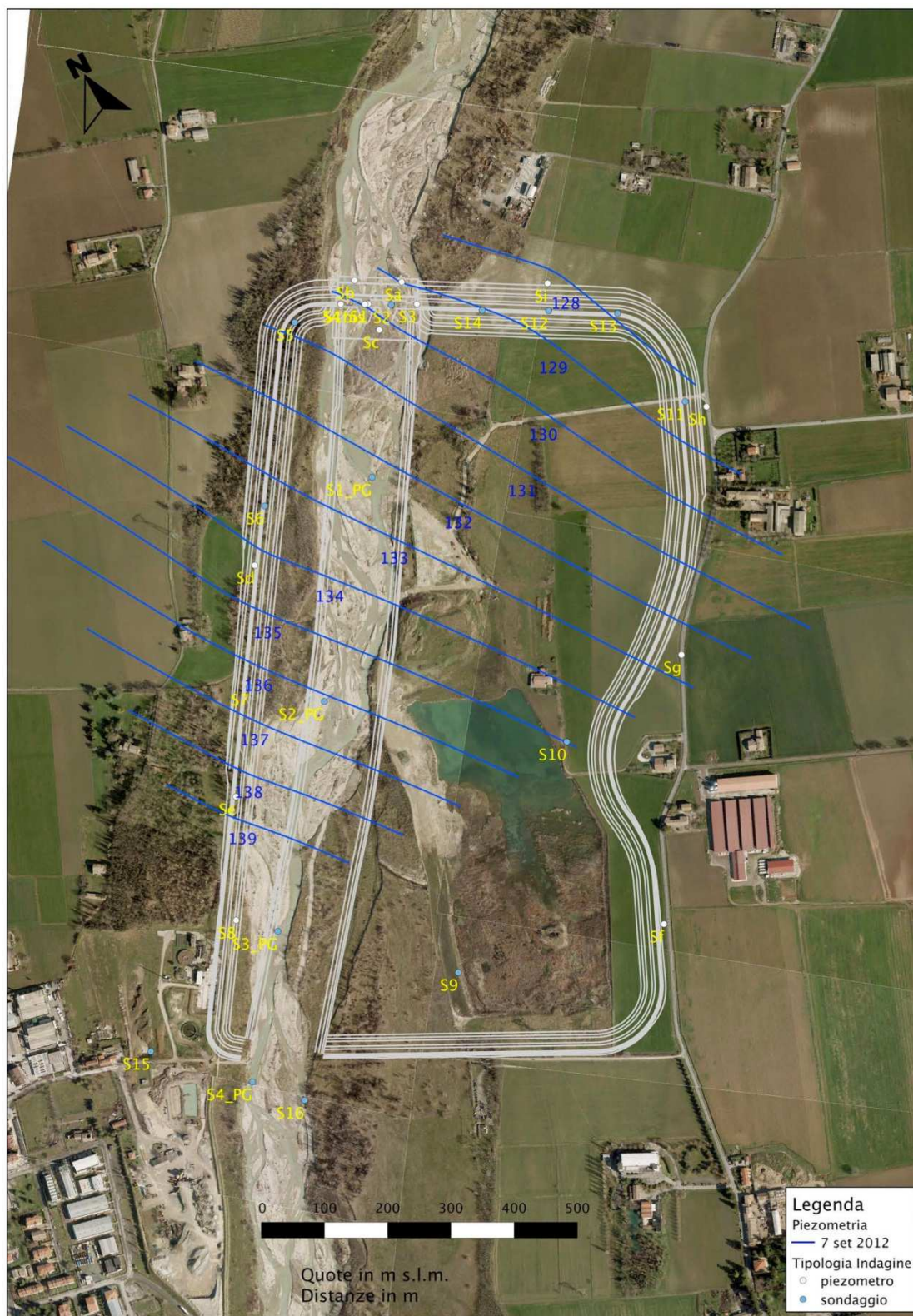


Figura 7-10 – Piezometria statica estesa a tutta l'area in studio (7 settembre 2012)

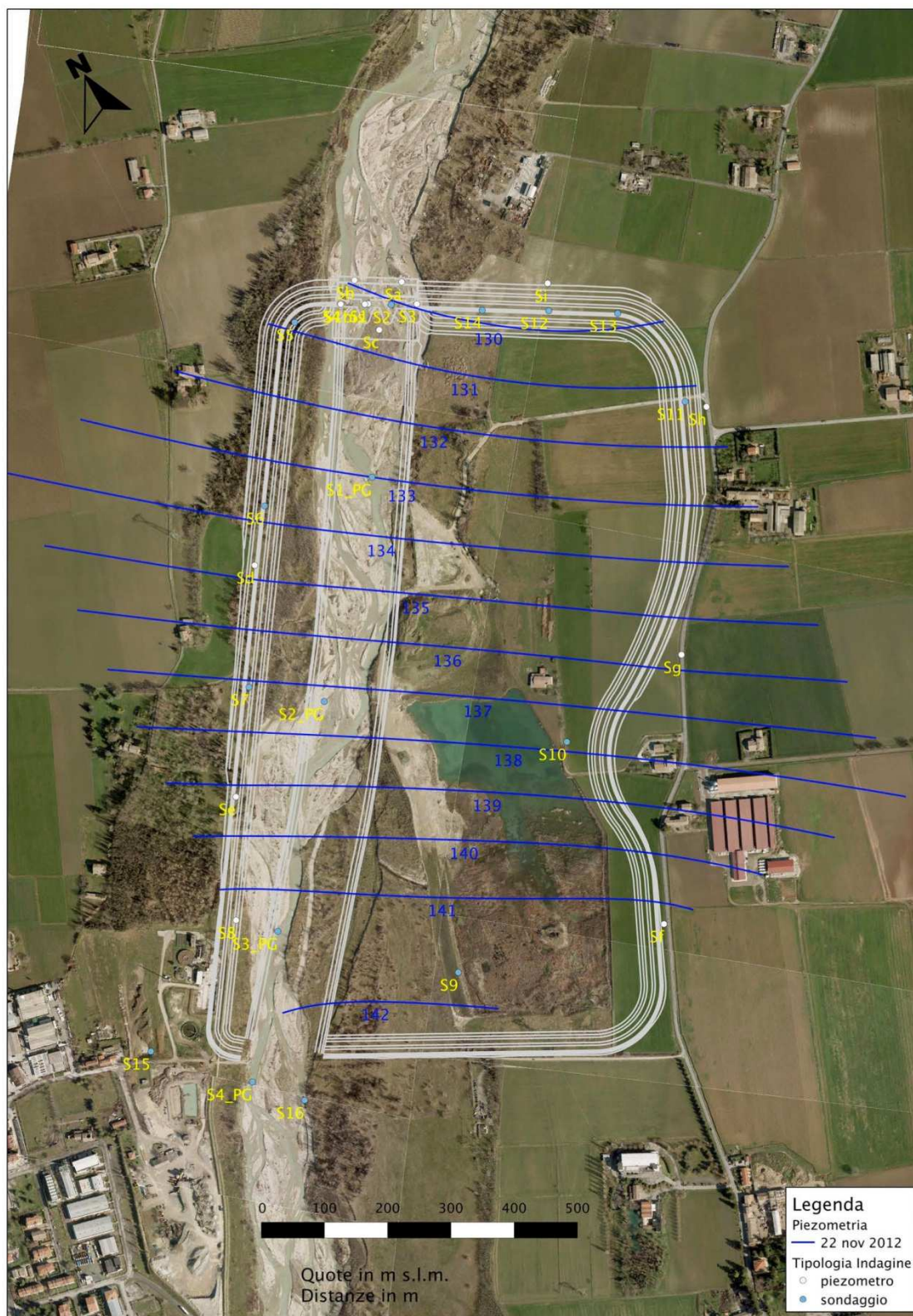


Figura 7-11 – Piezometria statica estesa a tutta l'area in studio (22 novembre 2012)

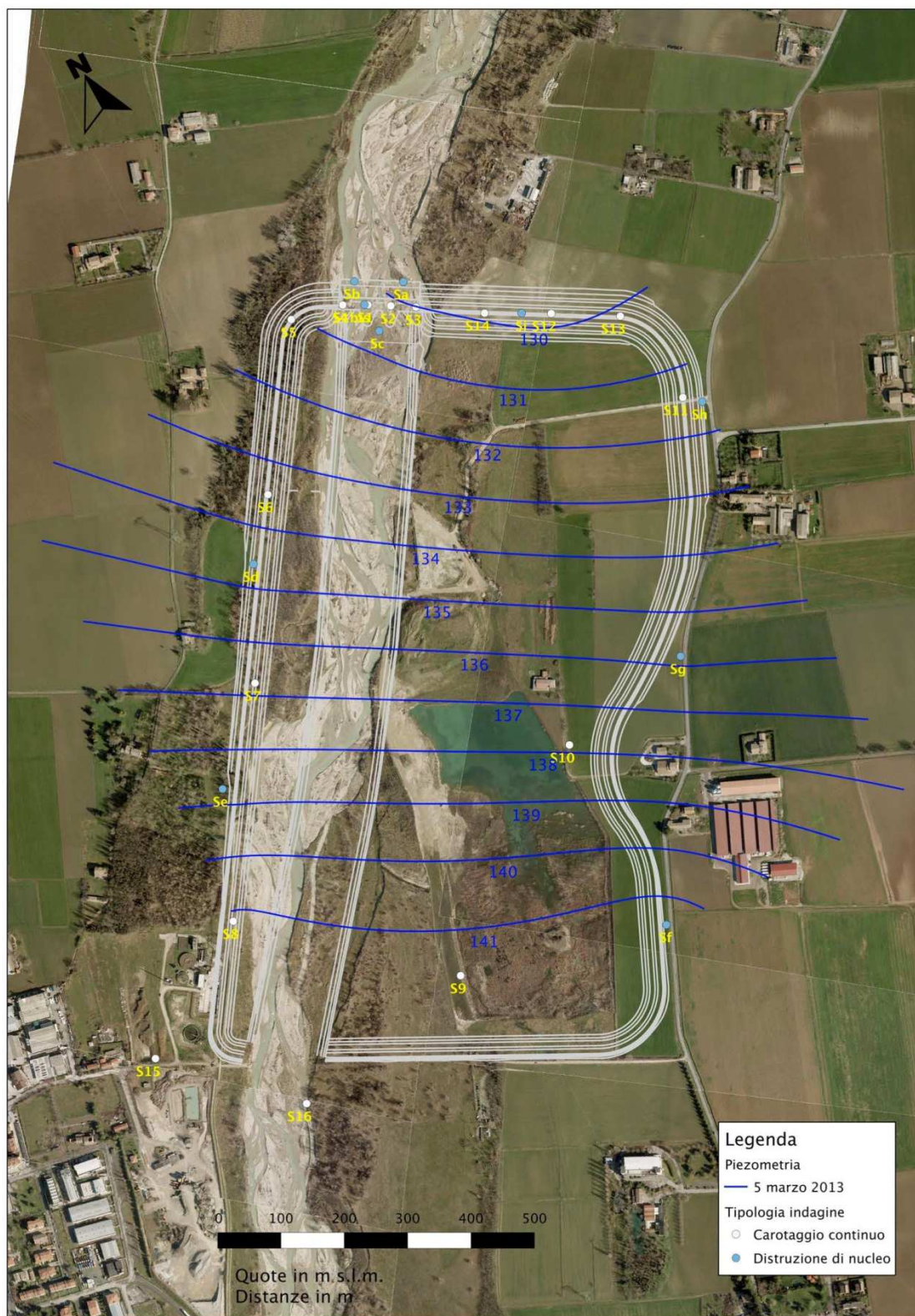


Figura 7-12 – Piezometria statica estesa a tutta l'area in studio (5 marzo 2013)

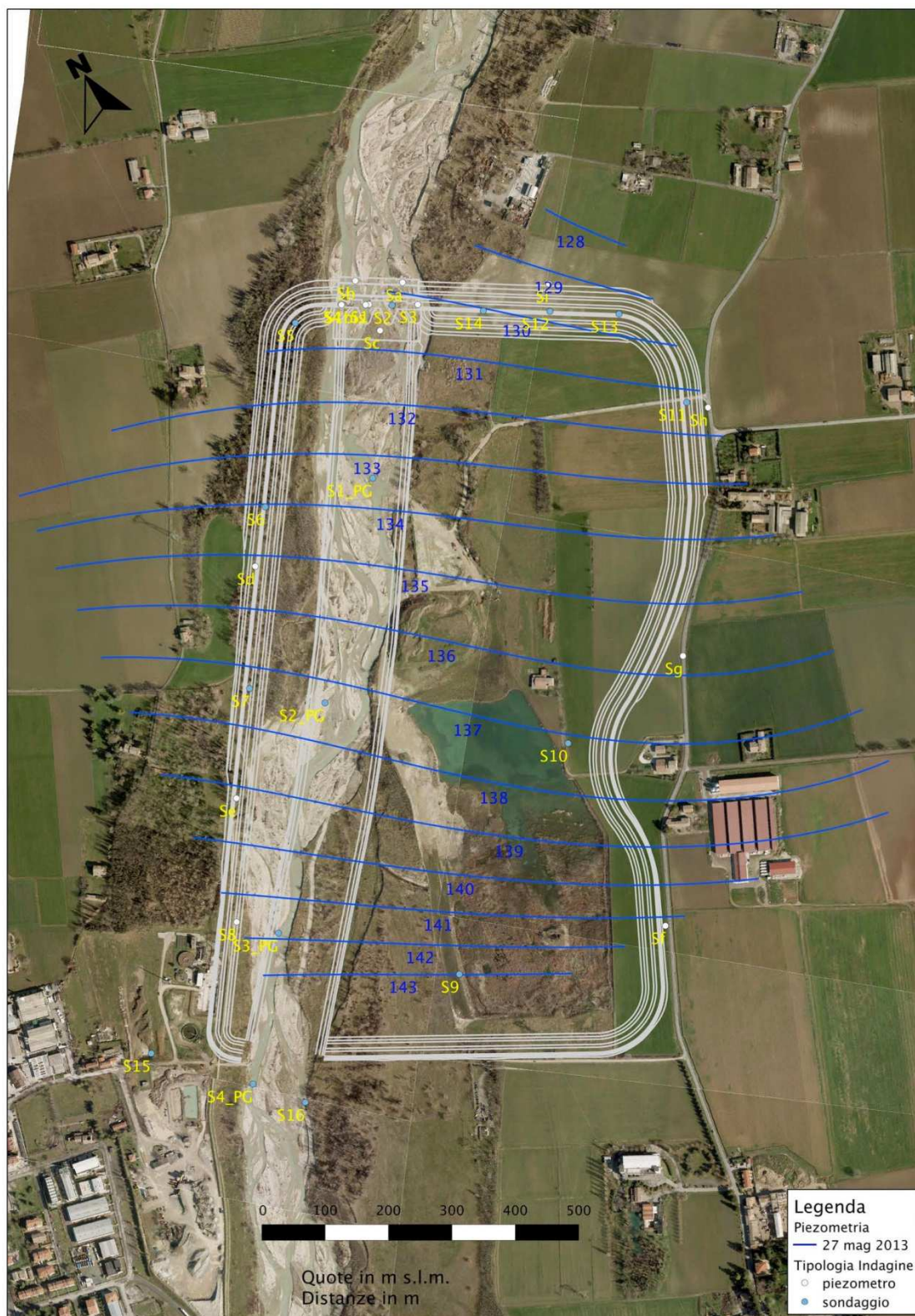


Figura 7-13 – Piezometria statica estesa a tutta l'area in studio (27 maggio 2013)

7.4 **Modellazione dell'area di studio**

L'area oggetto dello studio è stata riprodotta mediante un modello numerico della falda con molteplici obiettivi:

- riprodurre lo stato di fatto;
- determinare la profondità ottimale dei diaframmi lungo il manufatto principale e lungo le arginature;
- simulare la presenza dell'invaso e gli effetti sull'acquifero.

Una volta che il modello concettuale è stato sviluppato e trasformato in numerico (mediante una griglia di calcolo alle differenze finite), si è utilizzato il software MODFLOW [18] per simulare il flusso delle acque sotterranee.

Topografia

Le quote della superficie topografica sono state ricavate dal DTM della Provincia di Parma e da un rilievo topografico dettagliato dell'area d'interesse, eseguito nell'ambito di uno studio eseguito per attività estrattiva (Figura 7-4).

Modellazione della stratigrafia del terreno

La modellazione della falda ha richiesto inizialmente la costruzione di un modello esterno all'area in studio, più ampio e meno dettagliato, basato sulle sezioni estratte dal sito della Regione Emilia Romagna (Figura 7-14). Si sono prese in esame le seguenti sezioni: X-X', B, Y-Y', B new, 1 est, 17, 17', 2 est, 3 est, 4 est e 5 est.

In seguito, si è entrati più nel dettaglio con un modello dell'acquifero basato sui carotaggi eseguiti nel 2012-2013 (Figura 7-2).

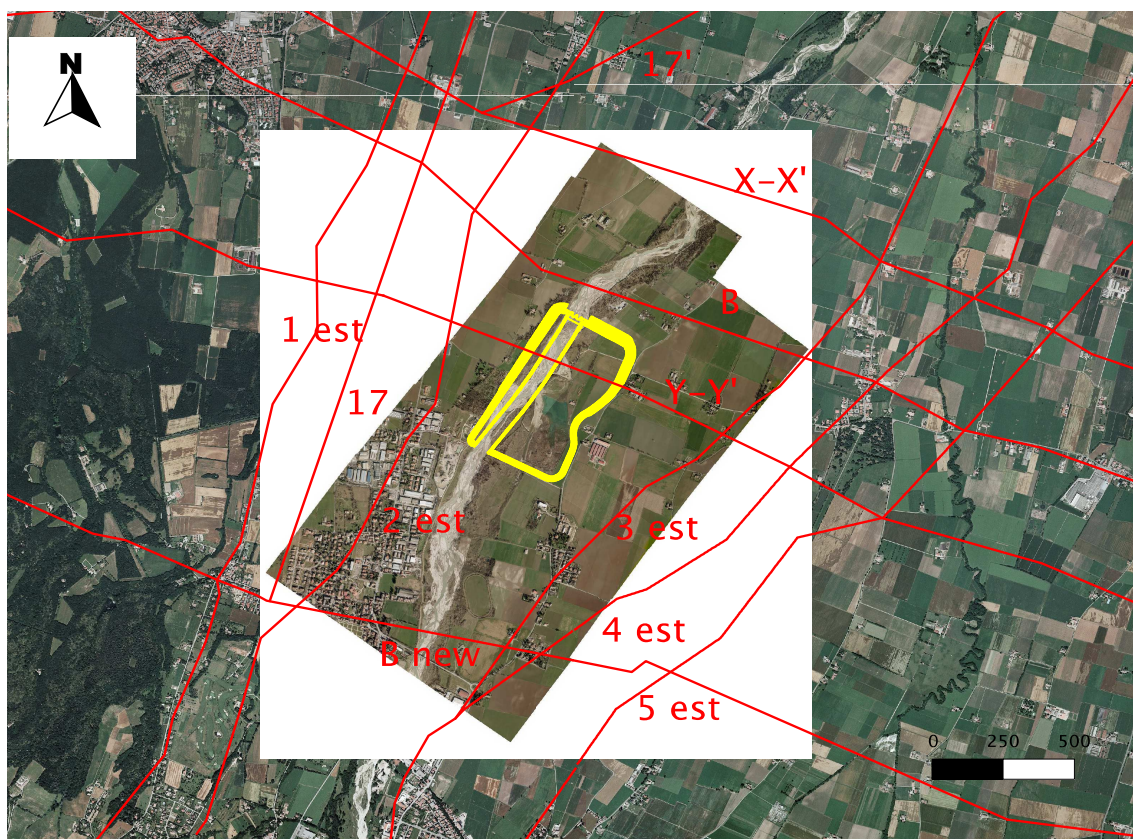


Figura 7-14 – Sezioni geologiche RER utilizzate

I sondaggi sono stati interpretati e riportati in tre dimensioni (Figura 7-15) su un unico foglio di lavoro. Ciò ha permesso di costruire delle sezioni (dalla Figura 7-16 alla Figura 7-19) e di correlare gli orizzonti permeabili ed impermeabili.

Dopo avere ricostruito concettualmente l'acquifero, si è ricorsi ad una serie di semplificazioni:

1. si è notato che in tutti i sondaggi [19] è presente uno spessore elevato di materiale a bassa permeabilità ad una profondità tra i 15 m (a monte) e i 30 m (a valle). Questo strato è stato assunto a rappresentare il confine inferiore del modello. A conferma di tale assunzione vi sono i livelli rilevati dai piezometri S3, S1, Sa ed Sc;
2. dalla Figura 7-20, che mostra l'andamento della stratigrafia al di sotto della zona dove è previsto il manufatto regolatore, si osserva che lo strato profondo di materiale a bassa permeabilità è presente in ogni sondaggio ed è caratterizzato da uno spessore non trascurabile. Tra i sondaggi S4 e S17 è invece presente una lente superficiale avente

- uno spessore di 1-2 m. Questa lente ha una estensione limitata e, visti i livelli osservati dai vari piezometri, si è ritenuto di poterla trascurare;
3. tra i sondaggi S4 e S3 (Figura 7-20) è presente, alla profondità di circa 18 m, una lente di materiale poco permeabile. Questa lente ha una estensione planimetrica non trascurabile, poiché si ritrova anche nel sondaggio S1 della ditta Parmageo (Figura 7-2). Si è pertanto deciso di descriverla all'interno del modello;
 4. il corpo acquifero superficiale, al di sopra del contorno impermeabile, è stato rappresentato da 3 strati.

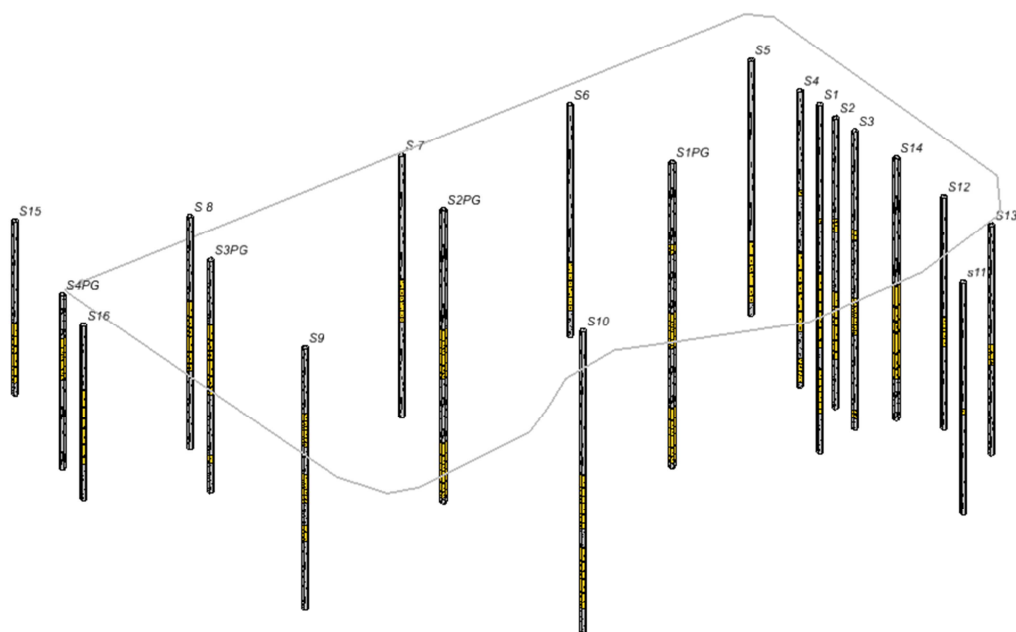


Figura 7-15 – Visualizzazione 3D dei sondaggi. In giallo il materiale a bassa permeabilità.

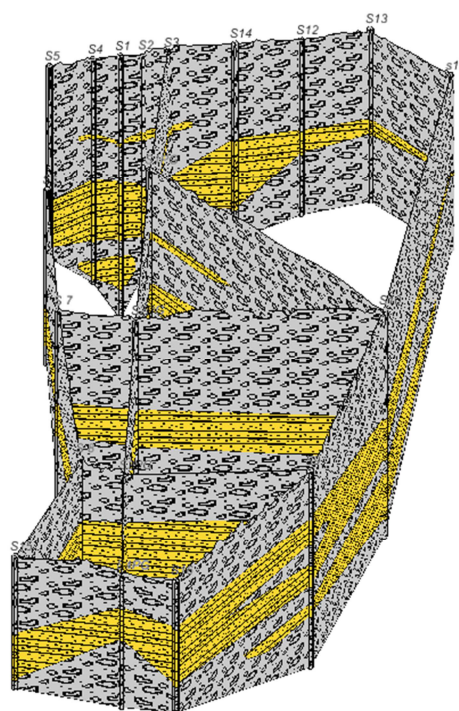


Figura 7-16 – Visualizzazione 3D delle sezioni ricostruite sulla base dei sondaggi. Vista da monte. In giallo il materiale a bassa permeabilità.

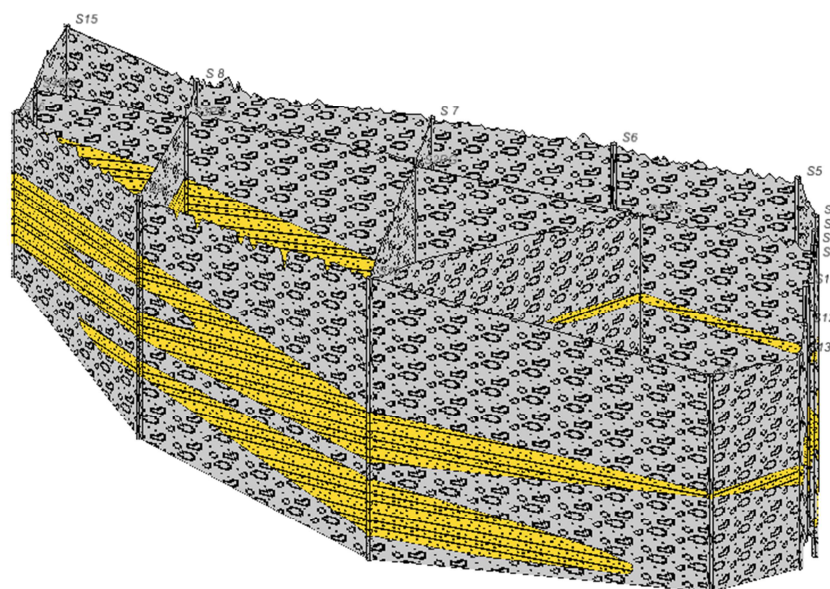


Figura 7-17 – Visualizzazione 3D delle sezioni ricostruite sulla base dei sondaggi. Vista da est. In giallo il materiale a bassa permeabilità.

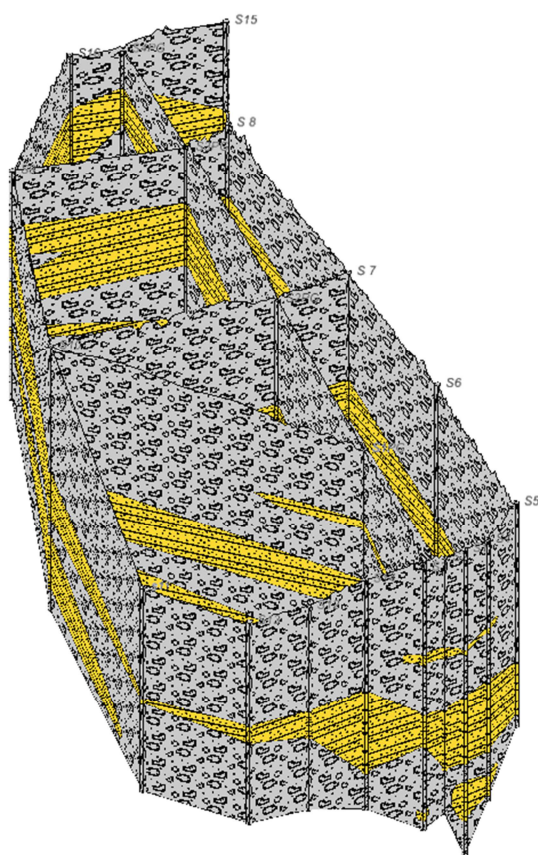


Figura 7-18 – Visualizzazione 3D delle sezioni ricostruite sulla base dei sondaggi. Vista da valle. In giallo il materiale a bassa permeabilità.

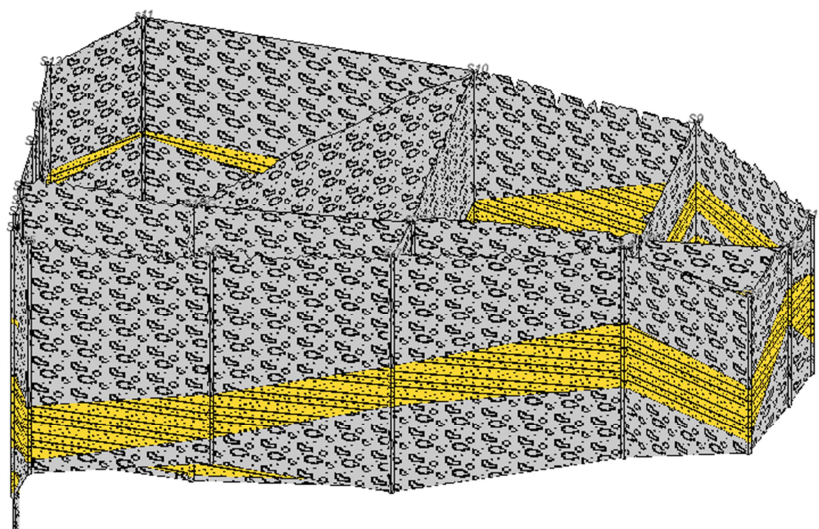


Figura 7-19 – Visualizzazione 3D delle sezioni ricostruite sulla base dei sondaggi. Vista da ovest. In giallo il materiale a bassa permeabilità.

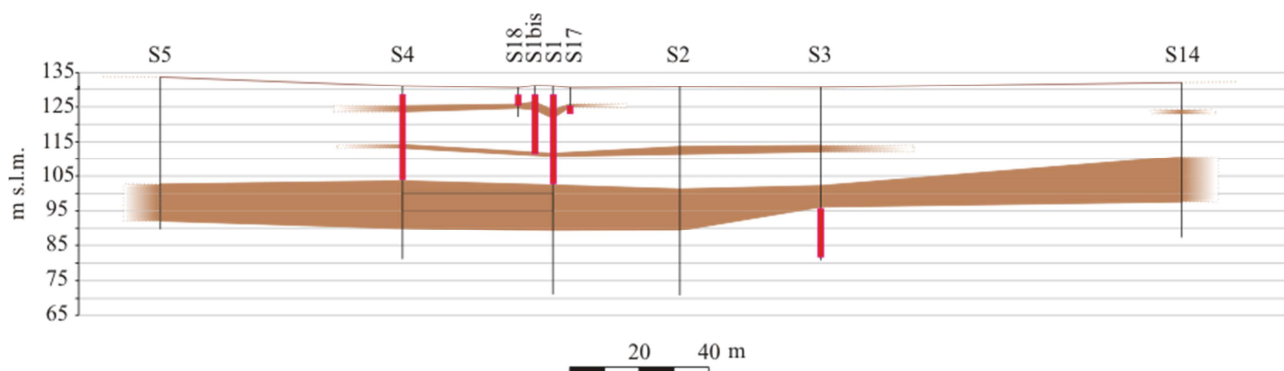


Figura 7-20 – Sezione ricostruita sulla base dei sondaggi realizzati nell'area prevista per il manufatto regolatore. Le linee nere rappresentano i carotaggi, le linee rosse i tratti dove sono posti i filtri. In marrone è indicato lo strato di materiale a bassa permeabilità.

Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno a monte e a valle, per quel che riguarda l'acquifero più superficiale, sono state estrapolate dalla piezometria statica del 5 marzo 2013. In particolare si è deciso di imporre una condizione di livello costante (Constant head) a monte (156 m s.l.m.) e una condizione mista a valle (General head). La condizione di valle tiene conto delle proprietà idrauliche del mezzo poroso e dei livelli idrici. Si è deciso di utilizzare questo tipo di condizione, poiché i flussi in gioco sono fortemente dipendenti dalle condizioni di monte. Una condizione di carico costante a valle sarebbe indipendente dalla presenza della diaframmatura e porterebbe a sovrastimare i livelli della falda. Il torrente Baganza è stato inserito come condizione “di fiume” che ha la capacità di alimentare o drenare la falda, in funzione dei rispettivi livelli. Il fiume necessita di un parametro (conductance) che descrive la capacità di infiltrazione del fondo dell'alveo; questo parametro è stato oggetto della fase di taratura.

Parametri idraulici

I valori di permeabilità di primo tentativo sono stati dedotti dalle prove di pompaggio (Tabella 7-5) condotte dall'Università degli Studi di Parma. In via semplificata la permeabilità è stata stimata in ogni punto di osservazione come il rapporto tra la trasmissività e lo spessore dei filtri. Si è poi considerato un valore medio delle permeabilità ottenute. L'acquifero è stato considerato omogeneo avente permeabilità pari a $1.39 \cdot 10^{-4}$ m/s, mentre la permeabilità dello strato argilloso è stata assunta pari a $5 \cdot 10^{-7}$ m/s sulla base di pro-

ve Lefranc condotte dalla ditta Sogeo [19]. L'acquifero è stato considerato isotropo sul piano orizzontale e anisotropo sul piano verticale, con un rapporto tra la permeabilità orizzontale e quella verticale pari a 10. Essendo il modello in condizioni stazionarie non è necessario definire il coefficiente di immagazzinamento.

Tabella 7-5– Parametri idraulici stimati dalle prove di pompaggio

	r [m]	T [m ² /s]	Finestratura [m]	Permeabilità [m/s]
Sa	63.5	$4.94 \cdot 10^{-3}$	26	$1.90 \cdot 10^{-4}$
Sb	43.18	$1.77 \cdot 10^{-3}$	20	$6.81 \cdot 10^{-5}$
Sc	44.70	$2.97 \cdot 10^{-3}$	26	$1.14 \cdot 10^{-4}$
S4	43.40	$4.76 \cdot 10^{-3}$	26	$1.83 \cdot 10^{-4}$
Media				$1.39 \cdot 10^{-4}$

Ricarica meteorica

La ricarica della falda in funzione delle precipitazioni riveste un ruolo importante. Allo scopo di valutarla si è presa in considerazione la stazione pluviometrica più vicina (Sala Baganza) analizzandone tutti i dati disponibili (dal 1 gennaio 1960 al 31 dicembre 2012). Si è poi stimato un valore medio annuale. In Tabella 7-6 sono riportate le precipitazioni totali e medie per ogni mese relativo ad ogni anno e il totale annuale di precipitazioni dedotte dagli Annali Idrologici.

Dalla analisi dei dati si nota che la precipitazione media è pari a 801 mm/anno. Assunta, come primo tentativo, una percentuale di infiltrazione nel terreno pari al 15%, ne consegue una ricarica meteorica media pari a $3.8 \cdot 10^{-9}$ m/s. Successivamente il valore di ricarica meteorica è stato oggetto di taratura.

7.5 **Modello Numerico**

Griglia di calcolo

MODFLOW [18] è un codice di calcolo che risolve le equazioni differenziali che descrivono il moto di filtrazione mediante un metodo alle differenze finite. I nodi di calcolo, nel sistema *cell-centered*, sono i baricentri delle celle; queste sono dei parallelepipedi di dimensioni variabili, ognuno dei quali è identificato per mezzo di un indice di riga (i), uno di colonna (j) e uno di strato (k).

L'area in studio (Figura 7-21) è stata rappresentata mediante 300 righe, 200 colonne e 3 strati con celle di dimensioni 10x10 m², ottenendo un totale di 180000 nodi di calcolo. La superficie modellata è di 2000x3000 m², per un totale di 600 ha.

La Figura 7-22 e la Figura 7-23 mostrano le sezioni AA' e BB' (Figura 7-21) ricostruite mediante il modello numerico.

Tabella 7-6- Precipitazioni medie mensili e totali annue registrate alla stazione pluviometrica di Sala Baganza

	Gennaio	Febbraio	Marzo	Aprile	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settembre	Ottobre	Novembre	Dicembre	Totale annuo:
Anno	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1960	33.6	88.0	104.0	142.4	26.0	62.0	143.0	65.0	119.0	201.0	167.0	132.2	1283.2
1961	61.0	14.6	5.0	135.0	74.0	40.2	102.4	3.0	31.8	117.8	138.8	81.0	804.6
1962	37.6	64.0	127.8	82.8	64.4	31.8	30.8	0.0	9.8	142.2	151.8	40.2	783.2
1963	116.2	83.2	78.2	117.8	88.4	40.6	84.8	55.6	122.4	63.0	120.0	108.4	1078.6
1964	0.8	62.0	258.8	97.0	12.4	63.4	40.6	17.4	20.2	311.4	73.0	124.2	1081.2
1965	84.6	0.0	106.4	93.4	119.4	66.4	12.4	83.6	107.0	12.0	178.4	31.0	894.6
1966	35.8	62.2	24.4	84.2	27.0	19.0	15.2	86.4	67.0	262.8	190.8	77.4	952.2
1967	21.0	34.2	16.8	87.6	42.2	90.8	1.6	150.0	79.4	7.8	126.6	98.4	756.4
1968	12.4	93.0	12.6	43.0	130.2	167.4	74.2	96.0	32.2	45.4	214.8	114.2	1035.4
1969	80.0	158.6	71.0	78.0	43.0	69.6	58.4	47.4	123.0	0.2	78.6	27.8	835.6
1970	98.6	23.8	127.8	10.2	80.6	48.2	36.4	64.8	0.0	51.6	55.4	74.8	672.2
1971	110.2	53.8	73.0	71.0	123.8	48.6	0.0	4.0	37.8	12.0	230.0	66.6	830.8
1972	139.6	177.8	70.8	133.4	50.2	27.6	70.6	64.0	182.6	50.4	74.0	39.8	1080.8
1973	188.8	31.8	110.0	60.8	23.8	97.2	90.8	62.6	249.6	58.8	13.4	43.6	1031.2
1974	59.0	82.8	77.8	151.8	45.4	54.6	15.4	65.4	56.0	94.8	60.0	0.8	763.8
1975	28.0	66.8	116.2	16.0	122.2	86.2	9.8	154.4	47.4	150.0	88.8	93.6	979.4
1976	8.0	92.8	51.0	38.6	52.2	20.8	35.8	137.0	100.2	115.6	99.8	79.4	831.2
1977	167.2	76.8	70.6	24.0	127.2	19.4	125.0	146.0	75.0	91.0	104.4	31.2	1057.8
1978	124.4	81.0	42.6	224.2	91.4	78.4	15.2	15.0	11.0	89.0	38.0	100.2	910.4
1980	106.4	6.2	154.5	32.4	133.9	47.8	13.6	33.6	11.0	183.4	153.7	67.1	943.6
1981	10.0	11.0	43.4	71.4	33.9	119.0	32.4	49.4	151.4	104.6	0.0	70.4	696.9
1982	34.4	27.4	80.4	24.4	61.6	12.4	91.8	127.0	29.4	143.8	145.6	67.6	845.8
1983	23.0	15.6	152.6	35.0	17.0	15.0	24.4	56.8	1.0	14.4	0.0	81.4	436.2
1984	42.8	109.2	62.6	91.4	143.4	45.4	34.0	142.4	56.8	141.2	102.0	71.0	1042.2
1985	0.0	6.0	118.4	16.4	33.0	32.6	3.0	66.0	16.0	52.0	95.0	7.4	445.8
1988	20.8	34.6	40.6	83.6	64.4	113.6	25.0	26.2	17.4	66.0	16.4	49.2	557.8
1989	3.2	31.2	51.0	106.6	15.4	23.0	38.0	41.6	153.6	5.4	57.4	3.2	529.6
1990	25.2	12.2	93.4	134.0	26.8	14.6	89.4	56.8	30.8	194.8	71.2	32.8	782.0
1991	60.8	10.2	35.6	120.2	121.8	32.0	7.8	19.2	113.2	92.6	89.2	5.2	707.8
1992	2.6	3.0	3.4	49.0	50.2	88.0	25.2	70.6	53.4	195.6	20.6	84.4	646.0
1994	1.6	15.6	3.0	122.6	33.4	90.2	55.8	32.2	115.8	39.0	89.0	57.8	656.0
1995	22.6	53.6	0.0	6.6	67.2	65.8	19.4	107.2	114.2	22.4	38.8	110.8	628.6
1997	31.6	0.8	12.2	15.0	10.8	100.8	12.6	39.6	10.6	18.4	104.0	53.6	410.0
1998	12.2	14.8	12.2	35.4	58.6	33.4	10.2	16.2	125.2	103.8	19.6	8.6	450.2
1999	55.2	17.2	29.6	115.0	35.2	33.2	3.6	123.0	82.4	165.4	173.4	45.0	878.2
2000	6.8	2.8	61.8	73.8	24.6	63.6	26.2	0.0	0.0	66.2	157.0	53.6	536.4
media	51.8	47.7	69.4	78.4	63.2	57.3	41.0	64.6	70.9	96.8	98.2	62.1	801.5

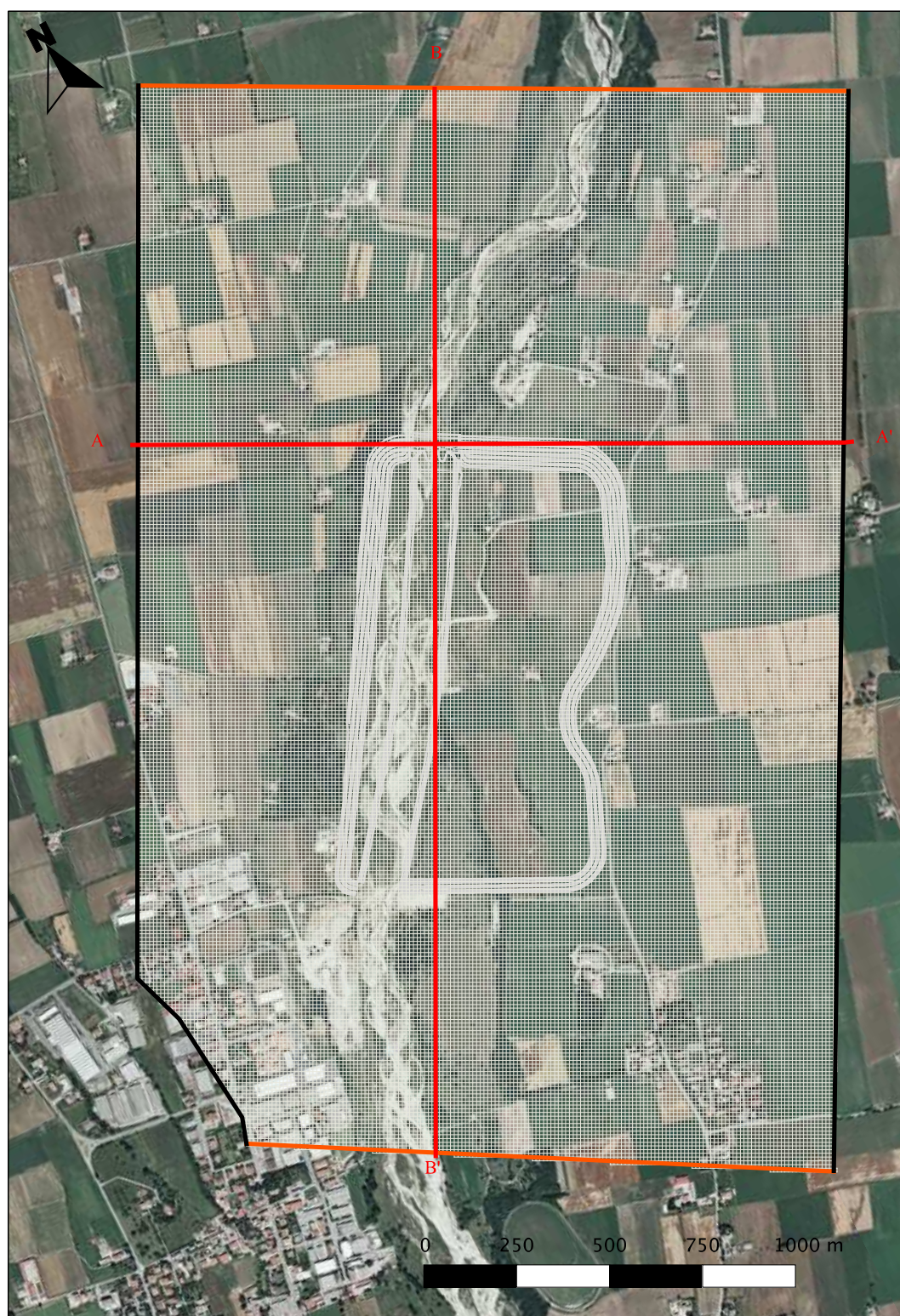


Figura 7-21 – Griglia di calcolo sovrapposta alla ortofoto. In arancio le condizioni al contorno di valle (nord) e di monte (sud), in nero condizioni di flusso nullo. In rosso le tracce delle sezioni AA' e BB'.

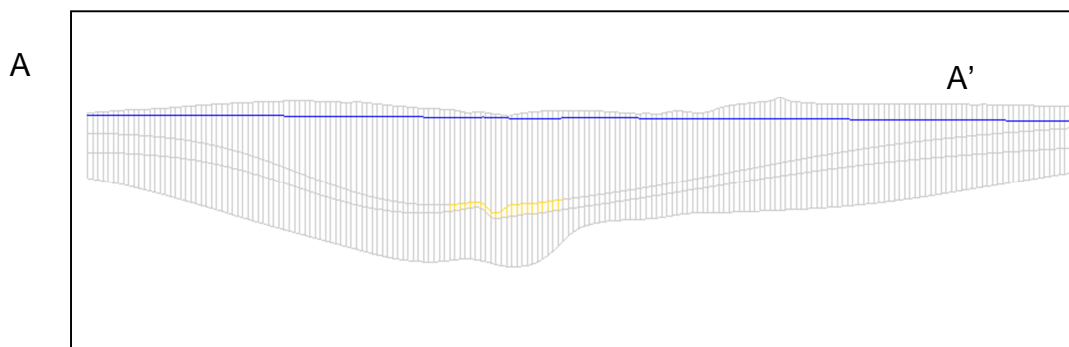


Figura 7-22 – Sezione AA'. In giallo la lente di materiale a bassa permeabilità. La linea blu rappresenta il livello piezometrico ricostruito.

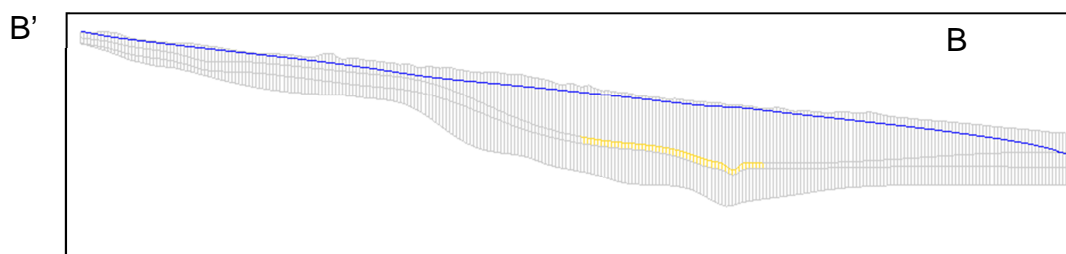


Figura 7-23 – Sezione BB'. In giallo la lente di materiale a bassa permeabilità. La linea blu rappresenta il livello piezometrico ricostruito.

Calibrazione del modello

La fase di calibrazione del modello è necessaria per verificare che le ipotesi alla base della semplificazione del sistema naturale ed i parametri utilizzati siano in grado di riprodurre i valori osservati. Durante la calibrazione i valori simulati dal modello, come la superficie piezometrica, vengono confrontati con valori misurati all'interno del dominio dello stesso. I parametri di ingresso del modello sono sottoposti a variazioni fino a quando i valori simulati ed osservati coincidono, a meno di una tolleranza prestabilita. La variazione può avvenire sia manualmente che automaticamente.

Il modello è stato tarato sulla base dei dati osservati durante la campagna piezometrica del 5 marzo 2013, poiché si sono ritenuti i meno affetti da disturbi di origine antropica (per esempio prelievi irrigui).

La Tabella 7-7 riporta i valori osservati e calcolati nei piezometri disponibili.

Tabella 7-7 Risultati della calibrazione

Nome	Livello Osservato [m s.l.m.]	Livello Calcolato [m s.l.m.]	Calcolato - osservato [m]
S1	130.33	130.26	-0.07
Sa	129.71	129.79	0.08
Sc	130.67	130.58	-0.09
S1bis	130.37	130.28	-0.09
S8	141.25	141.25	0.00
Sd	134.62	134.63	0.01
Se	138.91	138.94	0.03
Sg	135.81	135.73	-0.08
Sh	131.64	131.74	0.10
Si	129.39	129.76	0.37
Sf	141.63	141.52	-0.11

Come si può osservare, lo scarto massimo rilevato è nel piezometro Si. La Figura 7-24 mostra il grafico dei livelli calcolati e osservati e riporta le principali statistiche. Il buon adattamento dei dati alla retta inclinata di 45° è indice di una buona calibrazione.

L'analisi della calibrazione può essere effettuata tramite una serie di statistiche [16] [17]:

$$\text{errore medio: } \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Hc_i - Ho_i$$

$$\text{errore assoluto medio: } \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |Hc_i - Ho_i|$$

$$\text{radice errore quadratico medio (RMSE): } \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Hc_i - Ho_i)^2}$$

$$\text{radice errore quadratico medio normalizzato (nRMSE): } \frac{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Hc_i - Ho_i)^2}}{HoMAX - HoMIN}$$

dove N è il numero di punti di osservazione, Hc_i rappresenta il livello calcolato nel punto i , Ho_i è il livello osservato nel punto i , $HoMAX$ e $HoMIN$ sono i valori massimi e minimi osservati (si veda la Figura 7-24).

Un valore di $nRMSE < 10\%$ è indice di una buona calibrazione.

La Figura 7-25 riporta sulla mappa la posizione dei punti di monitoraggio e il valore (in scala colore) della differenza in valore assoluto tra livello calcolato e quello osservato.

Dalla Figura 7-24 e dalla Tabella 7-7 si può desumere una buona calibrazione. L'unico punto di osservazione che ha uno scarto superiore ai 30 cm è il piezometro Si. Esso è posto nella zona di valle della cassa, sul lato destro. Visto la buona risposta di tutti gli altri piezometri si pensa che uno scarto così elevato sia attribuibile alle seguenti cause: 1) errore sulla quota altimetrica della bocca pozzo; 2) disturbi locali (a poche decine di metri dal piezometro si trova un piccolo insediamento). In seguito ad un sopralluogo si è venuti a conoscenza che il piccolo insediamento è dotato di una pompa che pesca nell'acquifero superficiale.

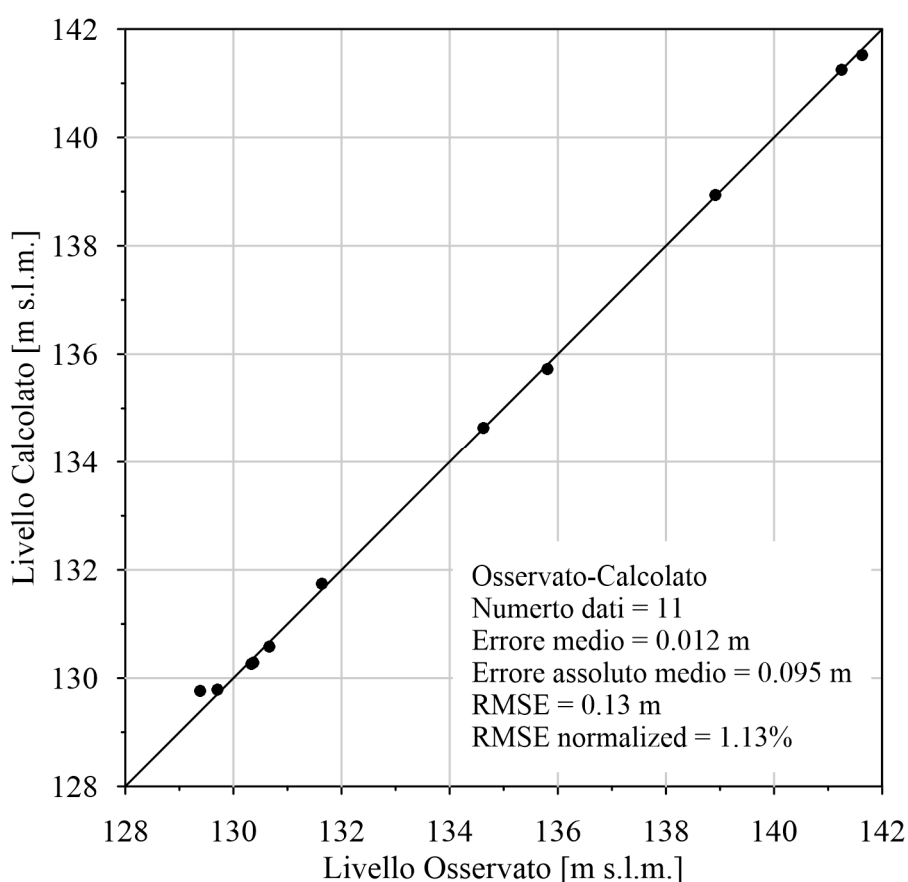


Figura 7-24 – Livelli piezometrici calcolati e osservati



Figura 7-25 – Differenze assolute tra calcolato e osservato

7.6 Risultati

La calibrazione ha permesso di stimare i parametri principali dell'acquifero in studio, riportati in Tabella 7-8. In particolare la permeabilità media ($1.80 \cdot 10^{-4}$ m/s) e la ricarica media $4.8 \cdot 10^{-9}$ m/s. Il valore di permeabilità stimato è in linea con i valori calcolati durante le prove di pompaggio, mentre il valore di ricarica meteorica è circa il 19% del valore medio annuo (Tabella 7-6). Durante la fase di calibrazione è emersa la necessità di simulare una lente di materiale poco permeabile ($1.00 \cdot 10^{-8}$ m/s) nell'area sud est della cassa nei pressi del piezometro S_f (Figura 7-26). A supporto di questo risultato, nella relazione della ditta Sogeo è presente una stratigrafia di massima del piezometro s_i (trivellato a distruzione di nucleo) in cui si individua un orizzonte impermeabile a circa 13 m di profondità.

Tabella 7-8 Parametri stimati

Parametro	Valore
Permeabilità acquifero (strato 1) [m/s]	$1.80 \cdot 10^{-4}$
Permeabilità lente argillosa presso area manufatto (strato2) [m/s]	$8.00 \cdot 10^{-8}$
Permeabilità lente argillosa presso zona sud-est (strato 2) [m/s]	$1.00 \cdot 10^{-8}$
Base acquifero (strato 3) [m/s]	$8.00 \cdot 10^{-5}$
Conductance general head [m ² /s/m]	$1.34 \cdot 10^{-5}$
Conductance fiume [m ² /s/m]	$1.00 \cdot 10^{-4}$
Ricarica meteorica [m/s]	$4.8 \cdot 10^{-9}$

I risultati principali del modello sono i carichi in ogni nodo della griglia e i flussi idrici. La Figura 7-27 mostra l'andamento della piezometria ricostruita dal modello. Si vede chiaramente un andamento della falda nella direzione da sud-ovest a nord-est, con un gradiente dell'ordine dell'1-1.5%. La Figura 7-28 è una ulteriore conferma della buona calibrazione del modello: essa riporta un confronto tra la piezometria calcolata e quella stimata sulla base delle osservazioni rilevate mediante una interpolazione di tipo Kriging.

Per quanto riguarda i flussi sull'area in studio (Tabella 7-9) si ha un ingresso nella zona di monte di 18 l/s, una ricarica meteorica media di 26 l/s, una alimentazione del fiume alla falda nella zona di monte di circa 21 l/s. Nella zona di valle si ha una uscita di 56 l/s dalla condizione di valle e di 10 l/s di drenaggio del fiume.

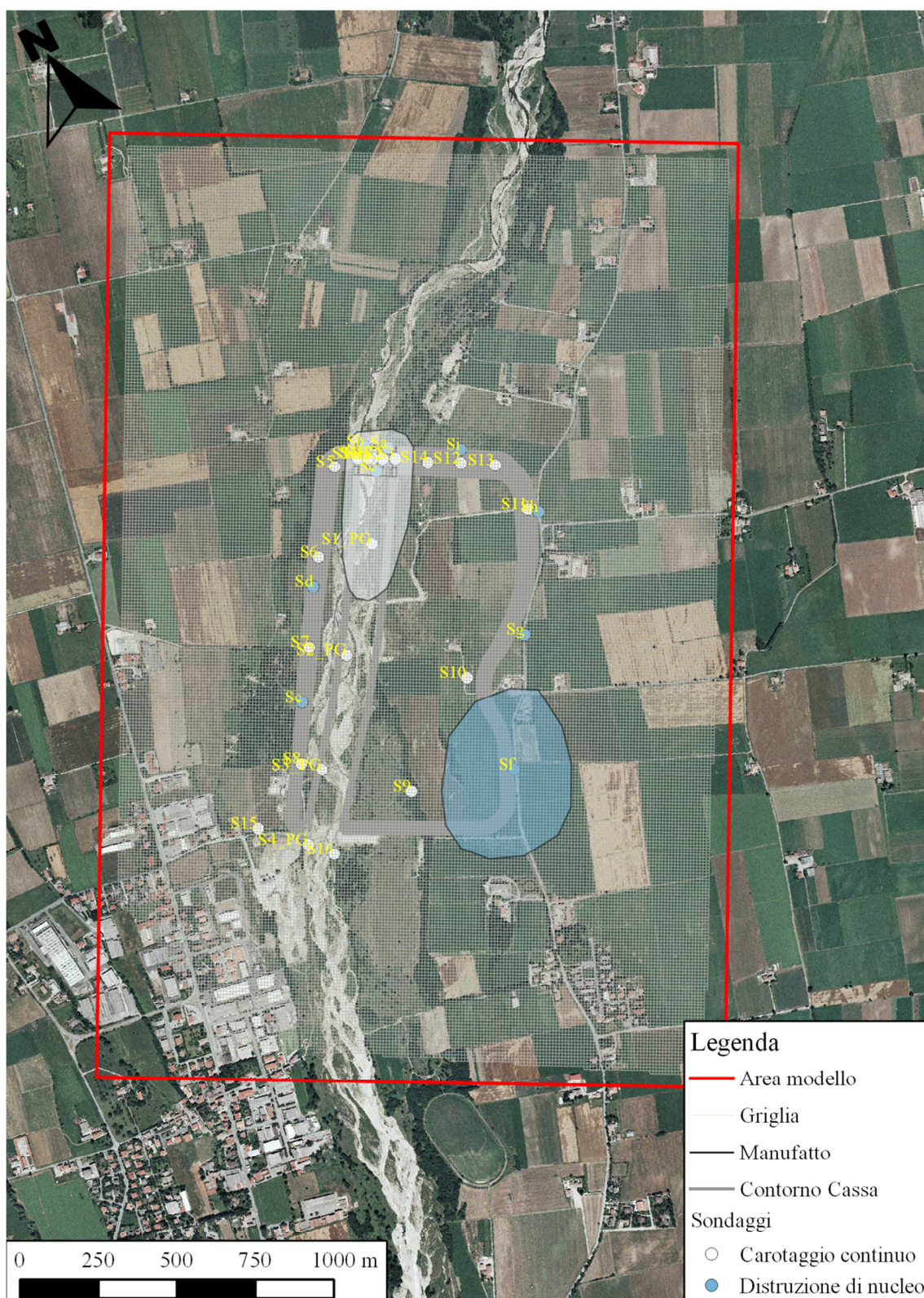


Figura 7-26 – Posizione delle lenti di argilla.

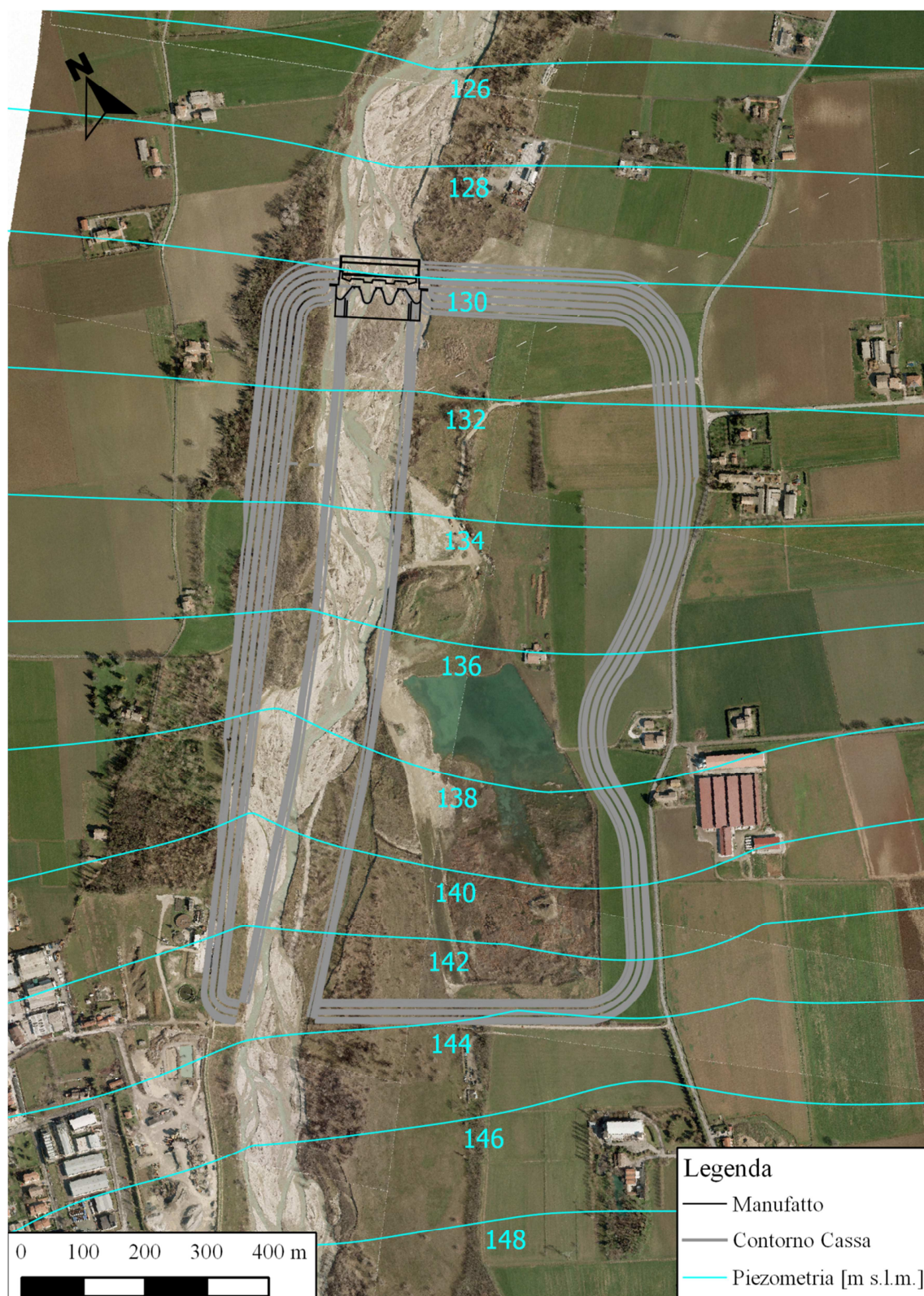


Figura 7-27 – Andamento della piezometria risultante dal modello



Figura 7-28 – Confronto tra la piezometria stimata sulla base delle osservazioni e modellata.

Tabella 7-9 Flussi stimati

Condizione	Ingresso [l/s]	Uscita [l/s]
Monte	18	
Valle		55
Fiume	21	10
Ricarica meteorica	26	
Totale	66	66

7.7 Scenari analizzati

Dopo aver calibrato il modello sullo stato di fatto, la batimetria all'interno della cassa è stata modificata in base allo scavo di progetto previsto. In questa nuova configurazione le condizioni di monte, di valle, di ricarica meteorica sono state lasciate invariate, mentre il fondo dell'alveo del torrente è stato modificato poiché presenta una nuova morfologia. In ingresso alla cassa sono previste 3 briglie con un salto complessivo pari a 12 m, questo comporta un abbassamento del fondo alveo e dei livelli idrici. La geometria aggiornata è riportata da Figura 7-29 a Figura 7-32.

Sulla base della nuova geometria sono state portate a termine una serie di analisi, approfondendo differenti scenari che considerano diverse lunghezze e profondità dei diaframmi (Tabella 7-10).

La diaframmatrice è stata modellata considerando 3 differenti lunghezze:

- 1) 1350 m: si estende planimetricamente ove è presente la prima banca dell'arginatura, raggiunge le quote del terreno fino a 137.5 m s.l.m.;
- 2) 1800 m: si estende fino a dove la quota del terreno raggiunge 141 m s.l.m. (quota di massima regolazione);
- 3) 2400 m: si estende fino a dove la quota del terreno raggiunge 145.5 m s.l.m. (quota di coronamento arginale).

Le simulazioni sono state condotte in condizioni stazionarie. Tale condizione è molto cautelativa in quanto durante il funzionamento "normale" il livello nella cassa si mantiene su valori elevati solo per poche ore. Situazioni di permanenza dei livelli alti possono però raggiungersi durante le prove di invaso o in caso di guasto delle paratoie³¹

³¹ Si è esclusa, in questa fase, la possibilità che la cassa rimanga invasata anche per scopi diversi da quelli di pura laminazione delle piene.

La Figura 7-29 mostra la posizione delle sezioni di Figura 7-30, Figura 7-31 e Figura 7-32. Si vede chiaramente la sezione di scavo; in particolare la posizione dell'alveo sistemato (Figura 7-31). La linea blu indica il livello piezometrico considerando la condizione di invaso a massima ritenuta, con la presenza dei diaframmi infissi fino alla base dell'acquifero (Scenario 6).

Tabella 7-10 Elenco casi analizzati

Scenario	Descrizione	Figura
1	Stato di fatto	Figura 7-27
2	Scavo completo, assenza diaframmatura	Figura 7-33
3	Scavo completo diaframmatura 1+2+3 profondità: 15 m	Figura 7-34
4	Scavo completo diaframmatura 1 profon- dità: base argille	Figura 7-35
5	Scavo completo diaframmatura 1+2 pro- fondità: base argille	Figura 7-36
6	Scavo completo diaframmatura 1+2+3 profondità: base argille	Figura 7-37

SCENARIO 1: rappresenta lo stato di fatto (Figura 7-27) assunto a riferimento. Tutti gli altri scenari saranno riferiti ad esso, riportandone le differenze.

SCENARIO 2: scavo completato e condizione di invaso con livello di massima regolazione (141 m s.l.m.) e assenza di diaframmatura. La Figura 7-33 mostra la differenza tra gli andamenti piezometrici risultanti dalla simulazione e quelli dello stato di fatto. Si deduce, date le elevate differenze evidenziate che una soluzione priva di diaframmatura è certamente inadeguata poiché porterebbe la falda, in alcune aree, ad emergere sopra il piano campagna. I valori di innalzamento piezometrico risultanti dal modello sono da interpretare solo come indicativi del superamento del piano campagna; anche i valori dei flussi idrici devono intendersi come indicativi e non quantitativi.

SCENARIO 3 scavo completato e condizione di invaso con livello di massima regolazione (141 m s.l.m.) diaframmatura che raggiunge la profondità di circa 15 metri e lunghezza complessiva di circa 2400 metri. Questa soluzione (Figura 7-34) porterebbe a innalzamenti eccessivi nelle vicinanze della cassa, a seguito della filtrazione nell'acquifero al disotto della diaframmatura. Anche con questo scenario la falda emergerebbe sul terreno in alcune

aree; ancora si segnala che i risultati del modello, in termini di flussi o di innalzamenti piezometrici, sono da interpretarsi come indicativi e non quantitativi.

SCENARIO 4: scavo completato, condizione di invaso con livello di massima regolazione (141 m s.l.m.), diaframmatrice penetrante tutto l'acquifero fino a raggiungerne la base. Nella zona del manufatto la profondità è dell'ordine dei 28 m. La diaframmatrice si estende per circa 1350 m lineari (diaframma 1). In Figura 7-35 si notano degli innalzamenti della falda nelle zone limitrofe alla cassa di diversi metri. Anche con questo scenario la falda si porterebbe alla superficie del piano campagna delineando una situazione inaccettabile. I valori di innalzamento piezometrico risultanti dal modello sono da interpretarsi come indicativi del superamento del piano campagna; anche i valori dei flussi idrici devono intendersi come indicativi e non quantitativi.

SCENARIO 5: scavo completato, condizione di invaso con livello di massima regolazione (141 m s.l.m.), diaframmatrice penetrante tutto l'acquifero fino a raggiungerne la base. Nella zona del manufatto la profondità è dell'ordine dei 28 m. La diaframmatrice si estende per circa 1800 m lineari (diaframma 1+2). In Figura 7-36 si notano degli innalzamenti della falda nelle zone limitrofe alla cassa di 2/3 metri. In questo caso la superficie freatica non emerge dal piano campagna in nessuna zona e pertanto lo scenario, compresi i flussi idrici, è da ritenersi realistico.

SCENARIO 6: scavo completato, condizione di invaso con livello di massima regolazione (141 m s.l.m.), diaframmatrice penetrante tutto l'acquifero fino a raggiungerne la base. Nella zona del manufatto la profondità è dell'ordine dei 28 m. La diaframmatrice si estende per circa 2400 m lineari (diaframma 1+2+3). In Figura 7-37 si notano degli innalzamenti della falda nelle zone limitrofe alla cassa di circa 2 metri. Anche in questo caso la superficie freatica non emerge dal piano campagna in nessuna zona e pertanto lo scenario, compresi i flussi idrici, è da ritenersi realistico.

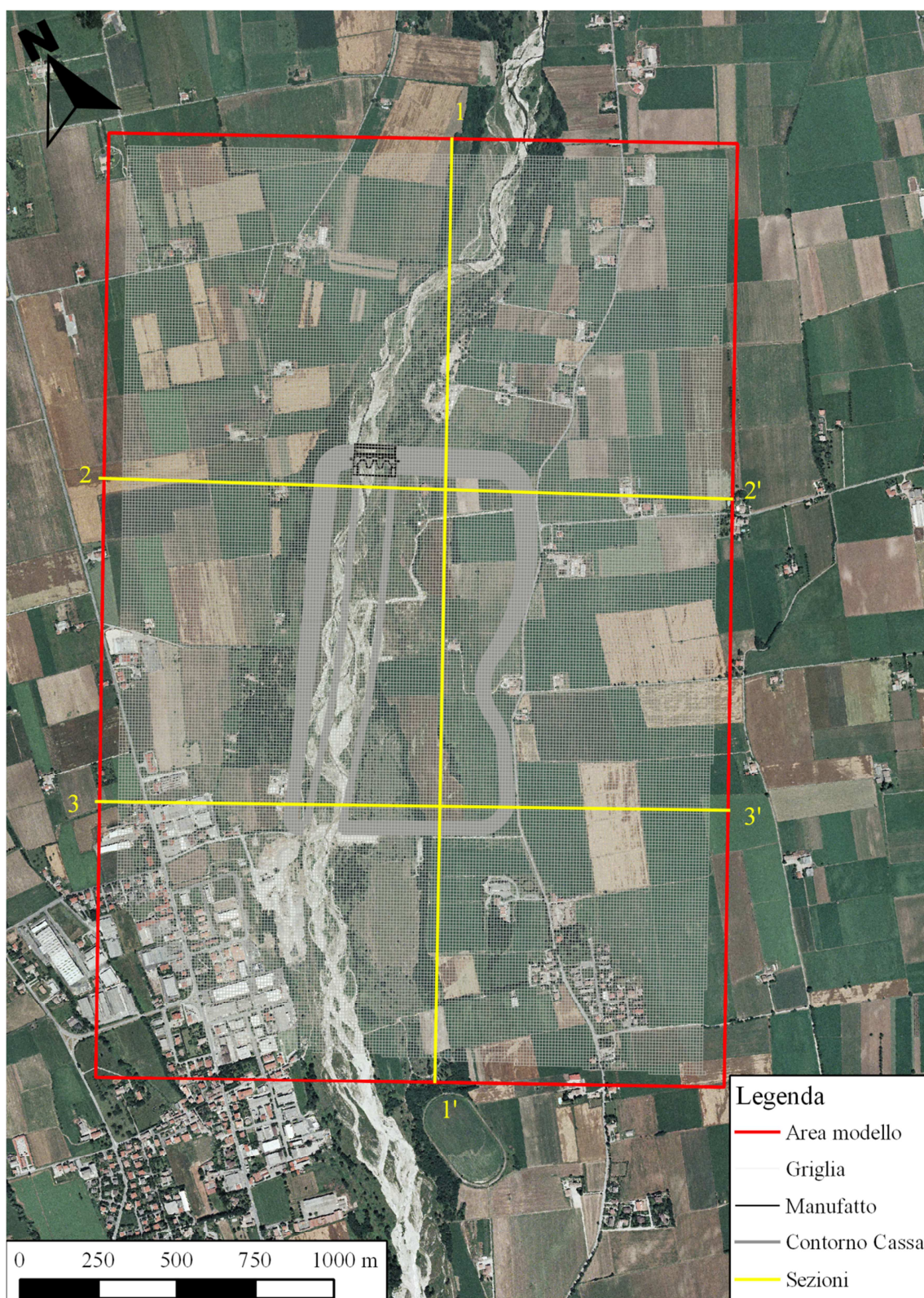


Figura 7-29 – Posizione delle sezioni 11', 22' e 33'.

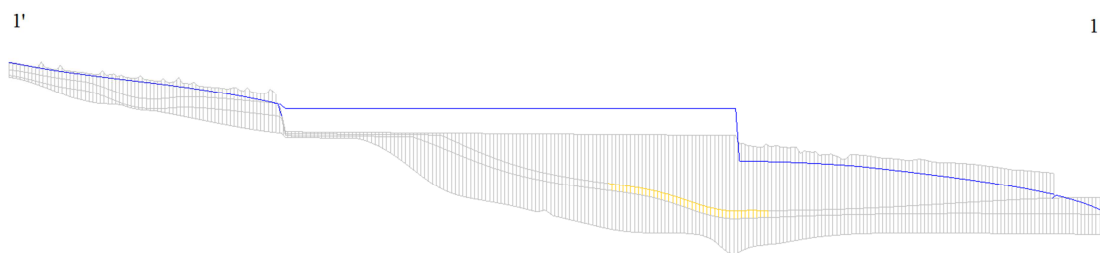


Figura 7-30 – Sezione 1-1'. In blu il livello piezometrico con invaso a quota 141 m.s.l.m. Scala verticale 10 volte quella orizzontale. In giallo la lente di materiale a bassa permeabilità.

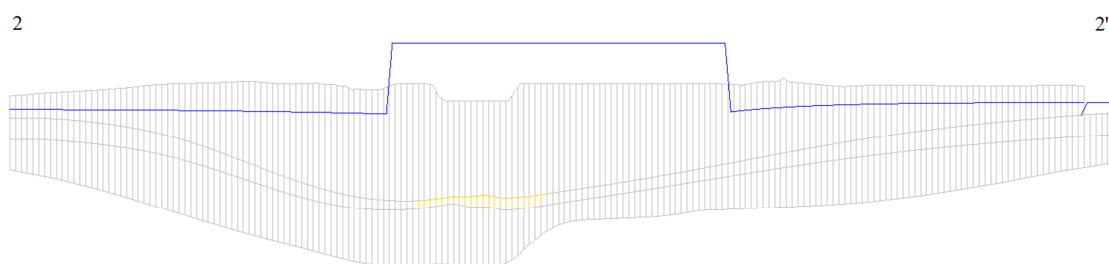


Figura 7-31 – Sezione 2-2'. In blu il livello piezometrico con invaso a quota 141 m.s.l.m. Scala verticale 10 volte quella orizzontale. In giallo la lente di materiale a bassa permeabilità.

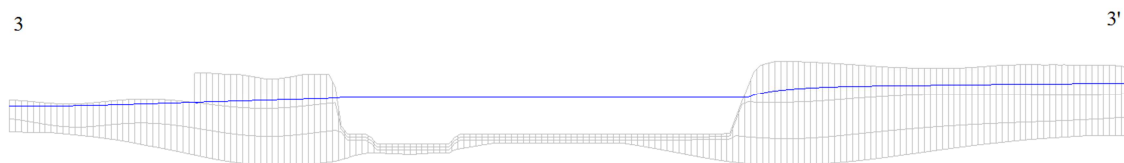


Figura 7-32 – Sezione 3-3'. In blu il livello piezometrico con invaso a quota 141 m.s.l.m. Scala verticale 10 volte quella orizzontale.

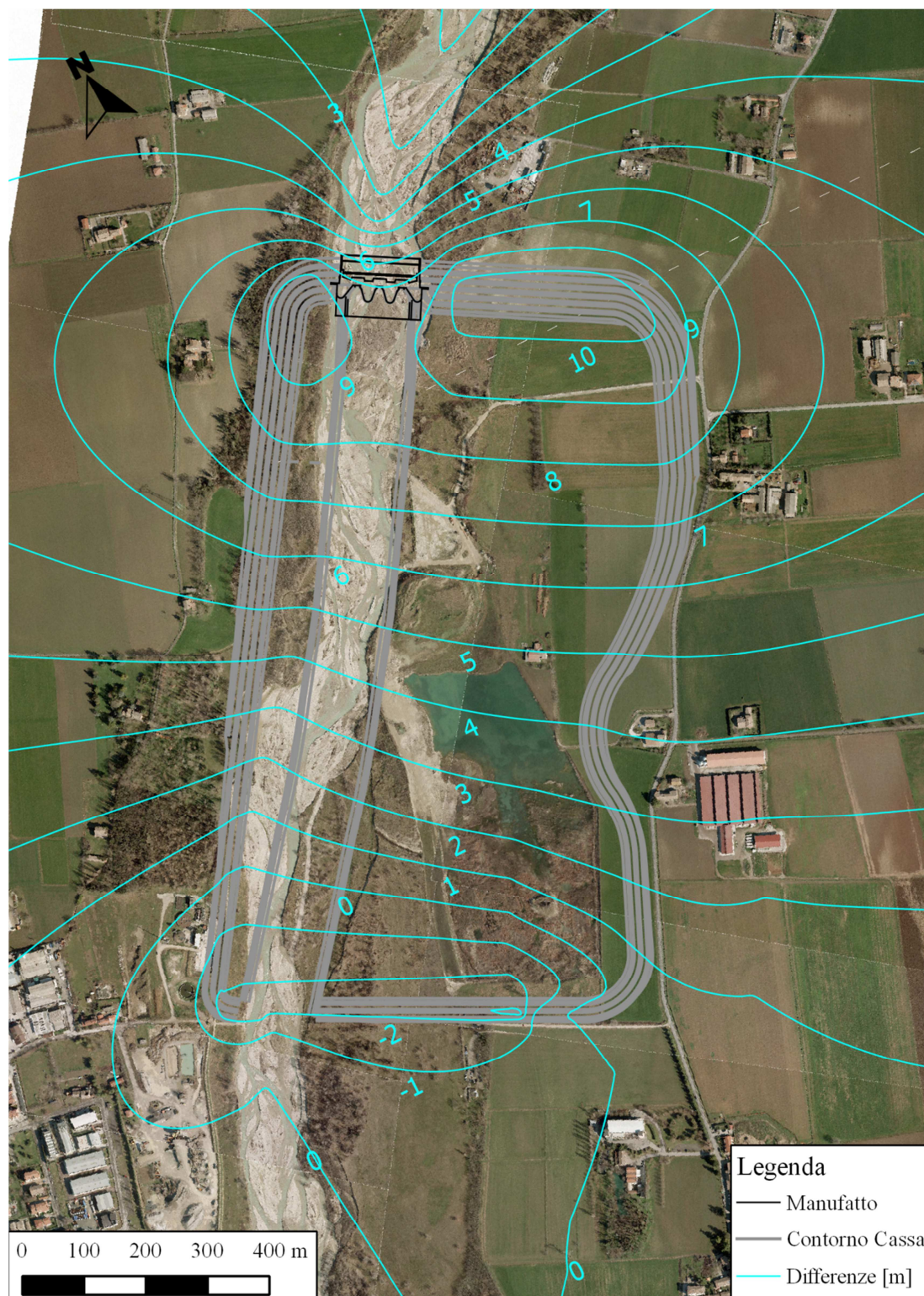


Figura 7-33 – SCENARIO 2, Differenze tra la piezometria calcolata considerando l'invaso con lo scavo completato a quota di massima regolazione e assenza di diaframature) e quella rappresentante lo stato di fatto (Figura 7-27).

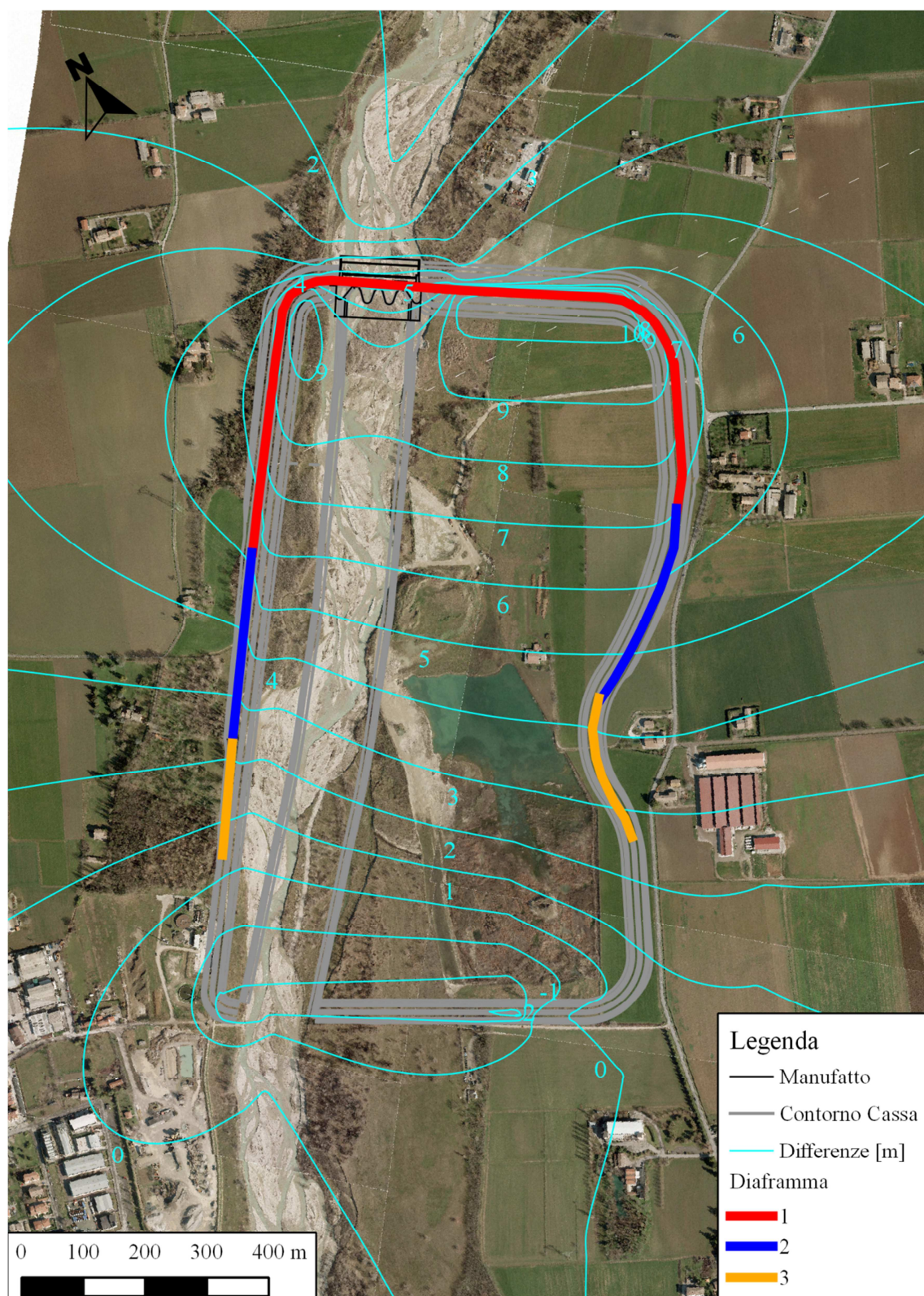


Figura 7-34 – SCENARIO 3, Differenze tra la piezometria calcolata considerando l'invaso con lo scavo completato a quota di massima regolazione e presenza di diaframature (1, 2, 3) alla profondità di 15 m) e quella rappresentante lo stato di fatto (Figura 7-27).

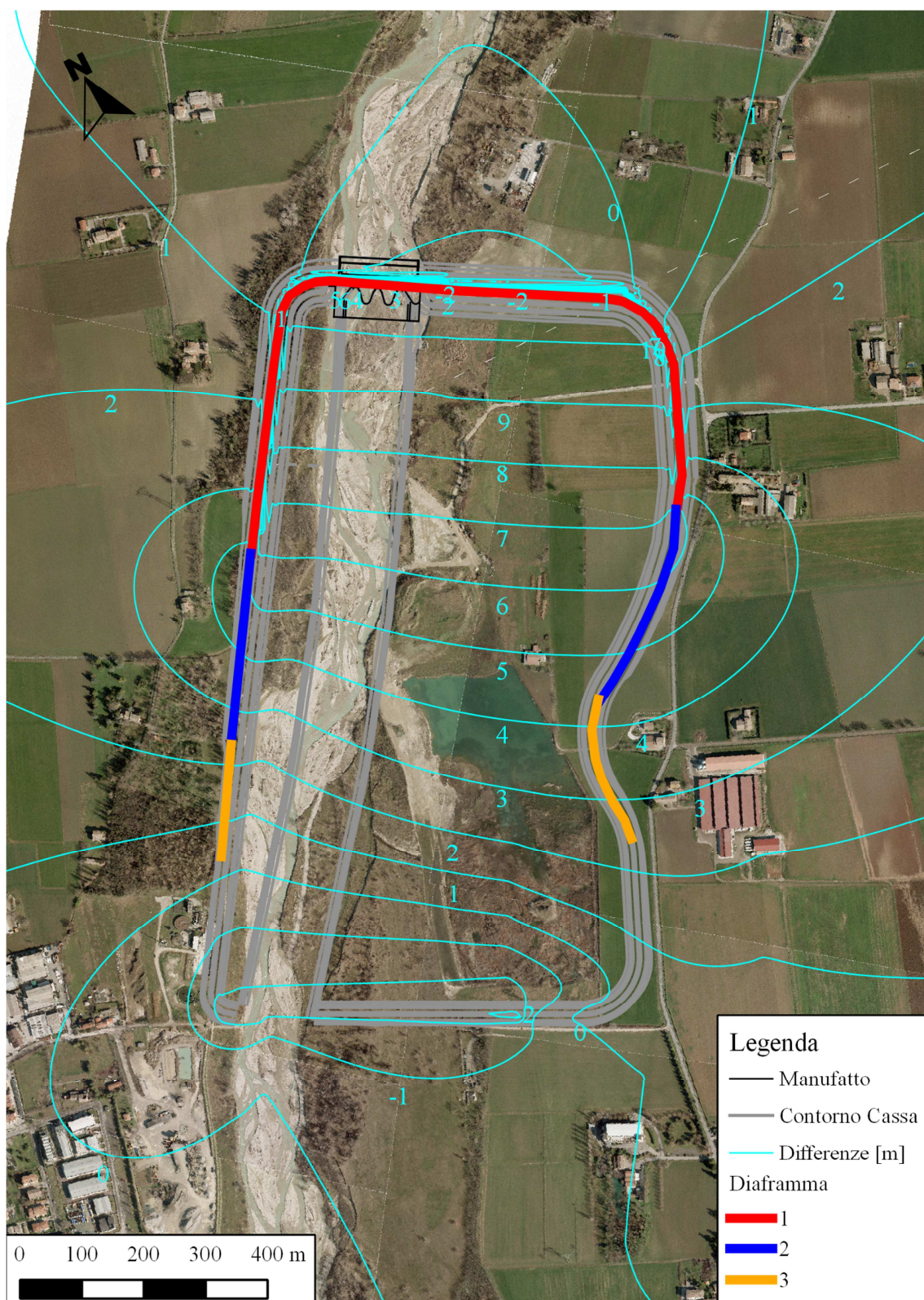


Figura 7-35 – SCENARIO 4, Differenze tra la piezometria calcolata considerando l'invaso con lo scavo completato a quota di massima regolazione con la presenza di diaframature (1) che raggiungono la base dell'acquifero) e quella rappresentante lo stato di fatto (Figura 7-27).

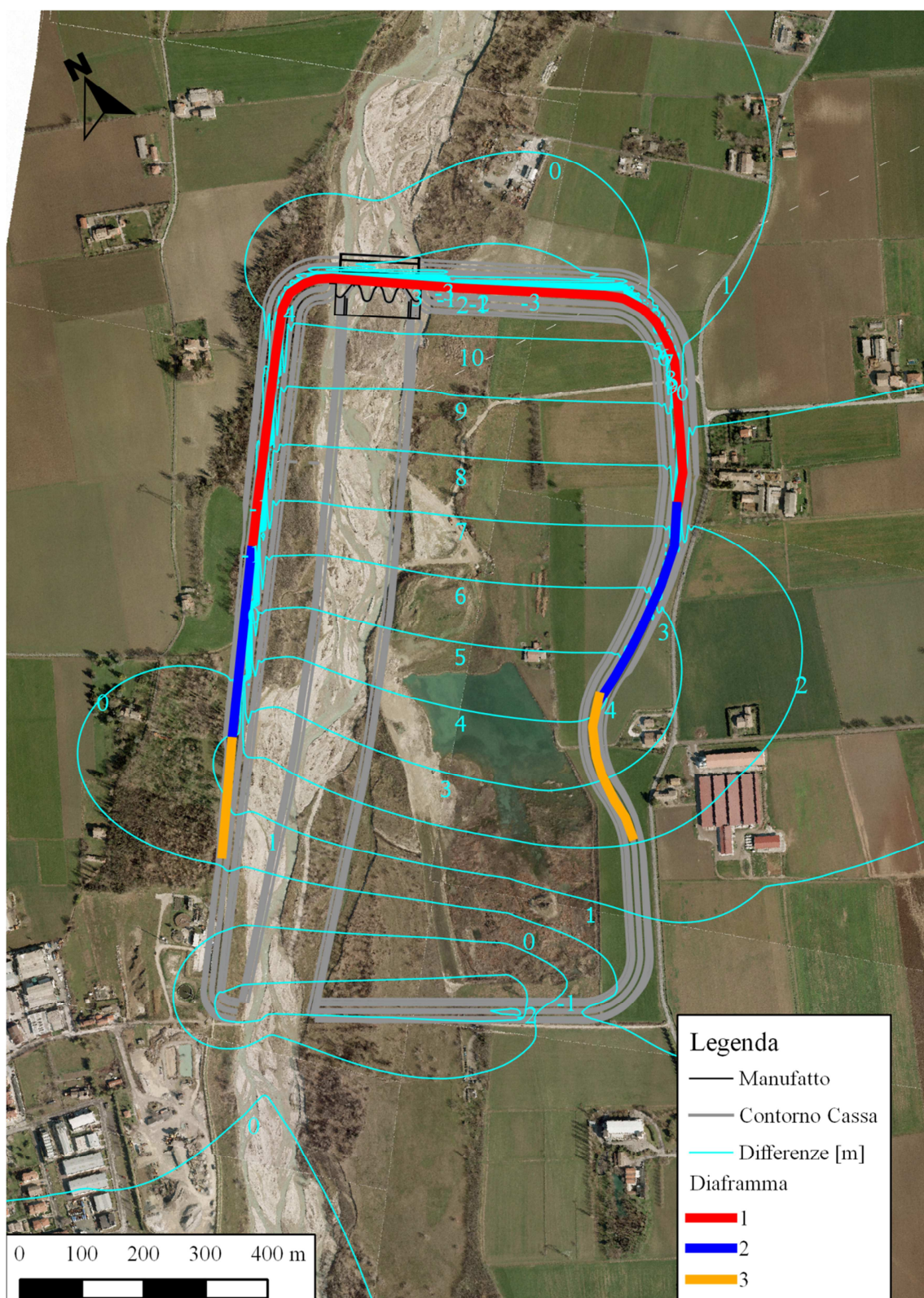


Figura 7-36 – SCENARIO 5, Differenze tra la piezometria calcolata considerando l'invaso lo scavo completo a quota di massima regolazione con la presenza di diaframature (1+2) che raggiungono la base dell'acquifero) e quella rappresentante lo stato di fatto (Figura 7-27).

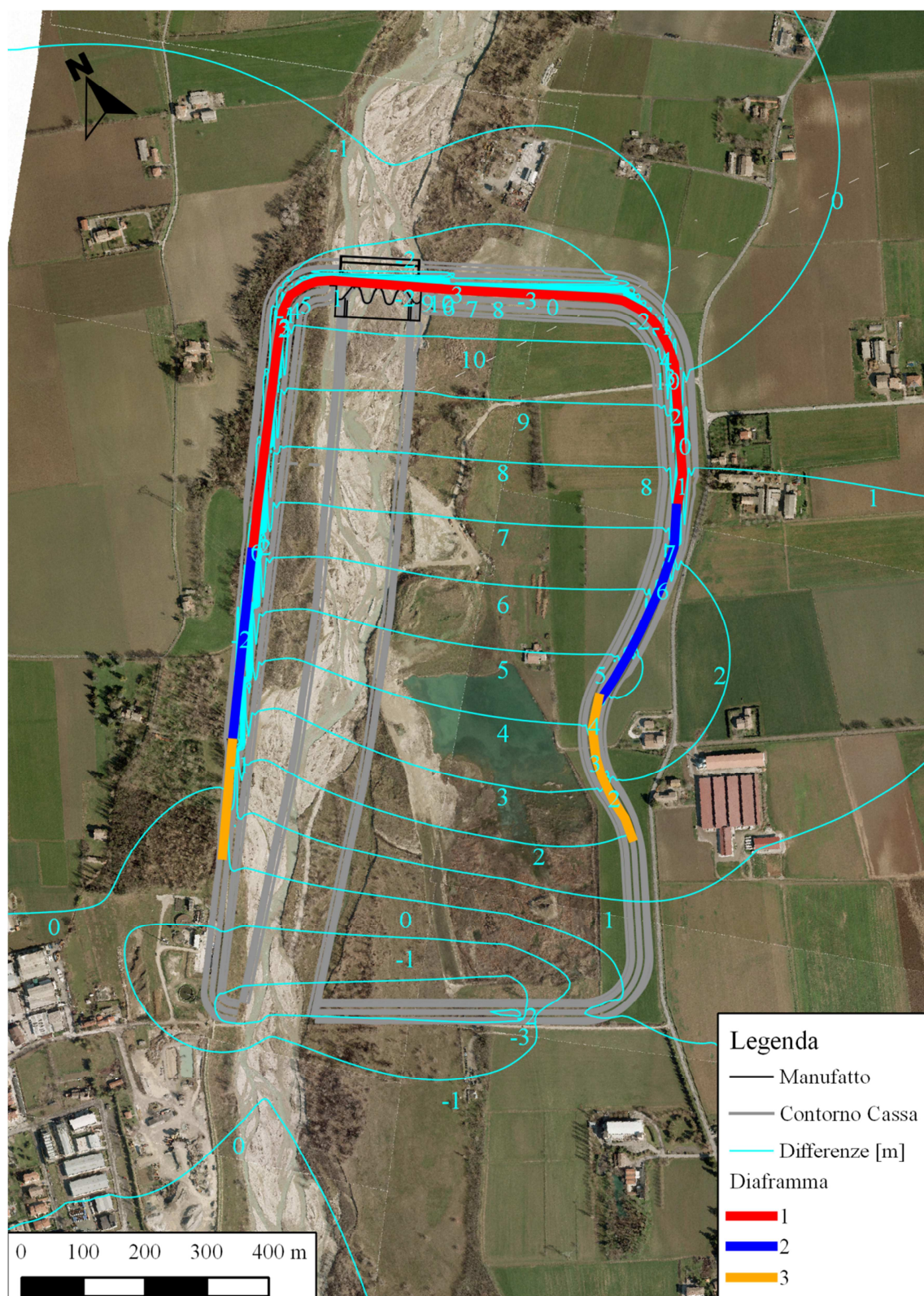


Figura 7-37 – SCENARIO 6, Differenze tra la piezometria calcolata considerando l'invaso lo scavo completato a quota di massima regolazione con la presenza di diaframature (1+2+3) che raggiungono la base dell'acquifero) e quella rappresentante lo stato di fatto (Figura 7-27).

In Tabella 7-11 è riportato il bilancio dei flussi nei diversi scenari analizzati. Sono state omesse la condizione di ingresso a monte (circa 18 l/s) e la ricarica meteorica, che si mantiene per tutti i casi costante intorno ad un valore di circa 26 l/s (Tabella 7-9).

Sebbene lo scenario 5 sia accettabile, la condizione più cautelativa prevede una diaframmatatura con estensione massima della lunghezza (2400 m) e un approfondimento fino alla base dell'acquifero.

Tabella 7-11 Bilancio casi analizzati (portate in l/s)

Scenario	Descrizione	Uscita Valle	Ingresso Fiume	Uscita Fiume	Ingresso Lago
1	Stato di fatto	55	21	10	
2	Scavo completato assenza diaframmatatura	75(*)	11(*)	130(*)	150(*)
3	Scavo completato diaframmatatura 1+2+3 profondità: 15 m	67(*)	11(*)	62(*)	74(*)
4	Scavo completato diaframmatatura 1 profondità: base argille	57(*)	14(*)	16(*)	15(*)
5	Scavo completato diaframmatatura 1+2 profondità: base argille	51	18	11	
6	Scavo completato diaframmatatura 1+2+3 profondità: base argille	50	19	13	
(*) I valori hanno solo valenza indicativa e non quantitativa.					

Il modello concettuale ed il corrispondente modello numerico potranno essere aggiornati sulla base di nuove indagini quali sondaggi, prove di permeabilità e rilievi topografici. In particolare si suggerisce l'opportunità di effettuare alcuni carotaggi all'esterno dell'area in studio per poter valutare con maggiore precisione la profondità della base dell'acquifero libero. Nella zona di monte un sondaggio sarebbe utile per individuare dove lo strato impermeabile affiora e conseguentemente si ha l'alimentazione dell'acquifero.

8. ANALISI DELLA FILTRAZIONE ATTRAVERSO IL RILEVATO ARGINALE

8.1 Obiettivi

L'obiettivo del presente capitolo è quello di studiare la risposta del rilevato arginale e del sottostante acquifero alla sollecitazione dovuta all'invaso della cassa.

L'argine (Figura 8-1) presenta una pendenza dei paramenti pari a 2:1 e una altezza massima tra le banche pari a 5 m e una larghezza in pianta di circa 70 m. La quota del coronamento è pari a 145.5 m s.l.m. e la quota di sfioro del manufatto regolatore è pari a 141 m s.l.m. In particolare la sezione riprodotta è a destra del manufatto all'altezza del piezometro Si (Figura 7-2). La quota del terreno lato campagna è di 132.25 m s.l.m., mentre quella prevista all'interno dell'invaso è pari a 133.34 m s.l.m.. In questa porzione di territorio, l'argilla alla base dell'acquifero si trova circa alla quota di 110 m s.l.m., ovvero circa 22 m al di sotto del piano campagna.

8.2 Griglia di calcolo

L'argine e il terreno sottostante sono stati riprodotti mediante una griglia di calcolo agli elementi finiti costruita attraverso il software SLIDE. La griglia di calcolo (Figura 8-1) è costituita da oltre 3500 elementi e rappresenta il diaframma, l'argine e il terreno sottostante.

8.3 Condizioni iniziali e al contorno

L'argine è stato simulato in condizioni a favore di sicurezza. In particolare:

1. la condizione al contorno lato campagna è stata posta a 50 m dal piede dell'argine. Nel piezometro Si, nel periodo 2012/2013 è stata osservata una quota massima della falda di 129.53 m s.l.m.. Come condizione di valle si è ritenuto che la quota 132 m s.l.m. fosse abbondantemente cautelativa;
2. la condizione iniziale di livello lato fiume è posta a quota di 132 m s.l.m.;
3. il riempimento dell'invaso è stato simulato come condizione di livello variabile da un minimo di 132 m s.l.m. ad un massimo di 141 m s.l.m. in 12 ore e si è poi mantenuto il livello costante per diversi giorni;

4. le prove di pompaggio hanno stimato una permeabilità media dell'acquifero dell'ordine di $1 \cdot 10^{-4}$ m/s. Ipotizzando che il rilevato arginale sia costruito con il materiale scavato in loco, ad esso è stata attribuita la medesima permeabilità dell'acquifero;
5. all'interno del rilevato è stato posto un diaframma impermeabile³² che si approfondisce fino a raggiungere differenti profondità dal piano campagna: 2 m (Caso 1), 7 m (Caso 2), 12 m (Caso 3), 17 m (Caso 4) e 22 m (Caso 5). L'ultimo caso corrisponde ad un diaframma approfondito fino a raggiungere il tetto delle argille;
6. il diaframma è stato simulato come elemento a bassissima permeabilità (10^{-9} m/s).

L'analisi è stata completata considerando il Caso 1 con l'argine e il terreno aventi una permeabilità pari a $1 \cdot 10^{-3}$ m/s (Caso 1bis), a simulare l'assenza di diaframma e un argine realizzato con materiale a permeabilità di un ordine di grandezza superiore al valore medio del materiale costituente l'acquifero superficiale.

La Figura 8-1 riporta lo schema dell'argine, le condizioni al contorno e la mesh di calcolo.

8.4 **Risultati delle simulazioni**

Mediante il software SLIDE si sono calcolati i carichi piezometrici, le velocità e le portate in ogni singolo nodo di calcolo.

La Tabella 8-1 riporta, per tutti i casi esaminati, le quote assolute della base del diaframma, le profondità degli stessi dal piano campagna, i tempi di inizio del ruscellamento sul paramento lato campagna e le corrispondenti portate che fluiscono al disotto del diaframma.

Da 8-2 a 8-7 sono visualizzati i risultati ottenuti al tempo di inizio ruscellamento. In particolare sono mostrate le pressioni e i fronti di avanzamento (in giorni), la mappa in scala colore dei valori di velocità con sovrapposti i vettori, la portata (per lo spessore di 1 m in senso trasversale) che transita al di sotto del diaframma.

Una diaframmatrice fino alla profondità di 120-115 m s.l.m. (Casi 3 e 4) garantisce durate di assenza di ruscellamento per 4-6 giorni, nell'ipotesi di cassa costantemente invasata alla quota di massima regolazione (141.00 m s.l.m.). Durate superiori possono essere ottenute solo approfondendo il diaframma fino alla quota del tetto dell'orizzonte argilloso. È appena il caso di notare che l'assenza totale di diaframma, rappresentata in maniera sinte-

³² Il limite superiore del diaframma è stato posto alla quota del coronamento arginale (145.5 m s.l.m.), ma, più economicamente, può abbassarsi alla quota di massimo invaso.

tica dal Caso 1bis non consente il mantenimento, neppure per un giorno, dell'invaso alla quota del ciglio sfiorante senza provocare l'innesco del ruscellamento. Tale configurazione del diaframma non è pertanto proponibile.

Tabella 8-1 Riassunto risultati casi di studio

Caso	Quota base diaframma [m s.l.m.]	Profondità diaframma da p.c. [m]	Portata [m ³ /h/m]	Tempo di inizio ruscellamento [giorni]
1	130	2	1.48	3
2	125	7	1.13	3
3	120	12	0.98	4
4	115	17	0.68	6
5	110	22	0.00 ³³	∞
1bis	130	2	12.82	1

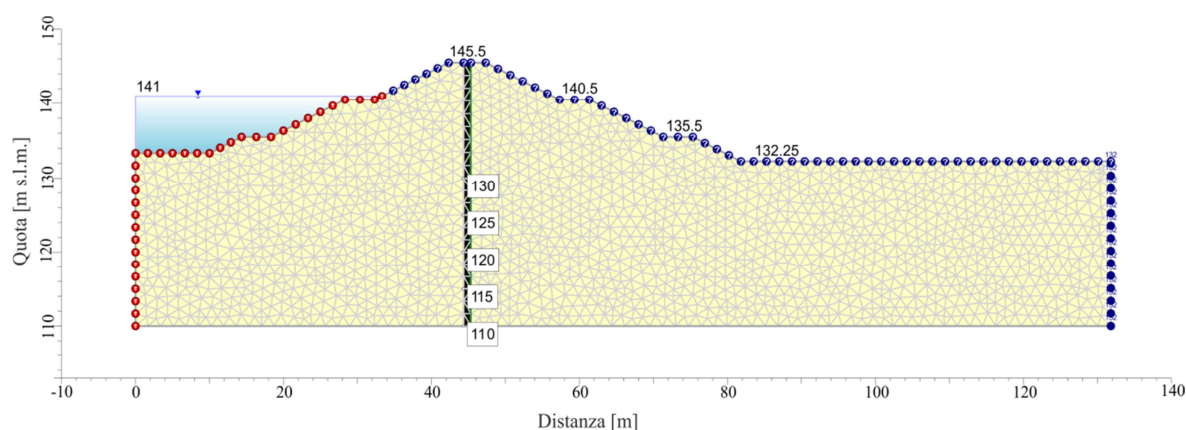


Figura 8-1 – Schema dell'argine con griglia di calcolo: in giallo il terreno e l'argine, in nero il diaframma, sulla destra della mesh la condizione al contorno di carico costante, il pallino rosso rappresenta la condizione al contorno di carico variabile, la retinatura azzurra l'invaso alla quota di sfioro. Le quote sono in m s.l.m..

³³ Nel Caso 5 la portata transitante al di sotto del diaframma risulta dal calcolo pari a $8.2 \cdot 10^{-4}$ m³/h/m poiché il diaframma è stato simulato a bassissima permeabilità, non a permeabilità nulla.

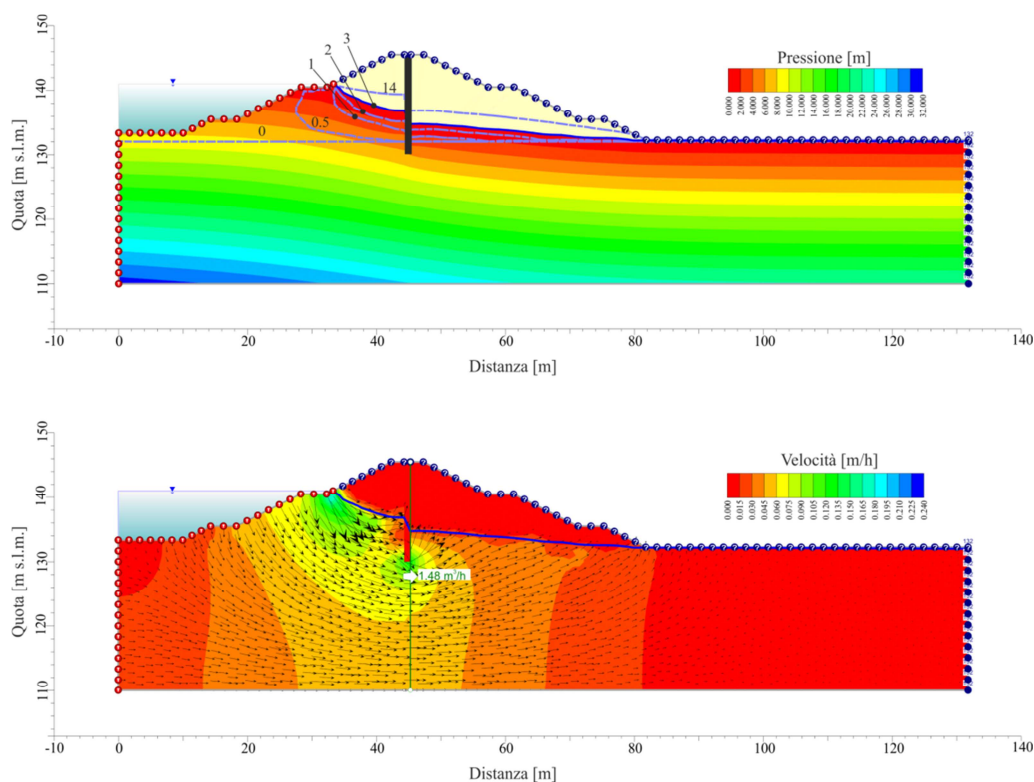


Figura 8-2 Caso 1 - Analisi di comportamento dopo 3 giorni di invaso alla quota 141 m s.l.m. con diaframma approfondito alla quota di 130 m s.l.m.. Il tempo di avanzamento del fronte è in giorni.

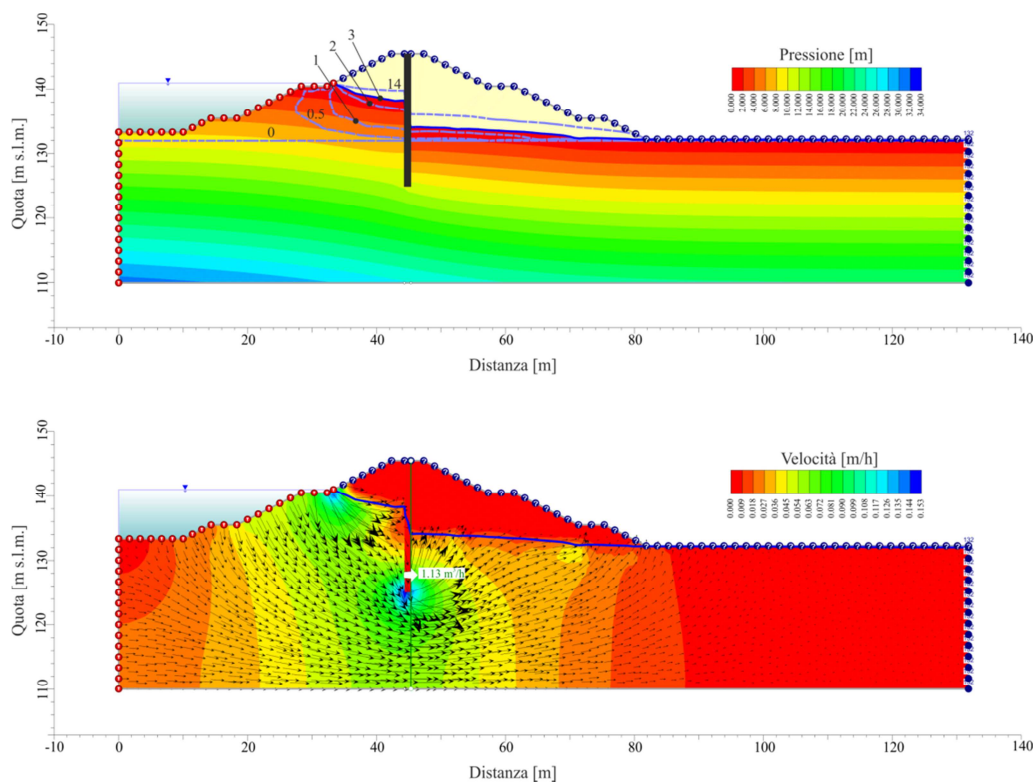


Figura 8-3 Caso 2 - Analisi di comportamento dopo 3 giorni di invaso alla quota 141 m s.l.m. con diaframma approfondito alla quota di 125 m s.l.m.. Il tempo di avanzamento del fronte è in giorni.

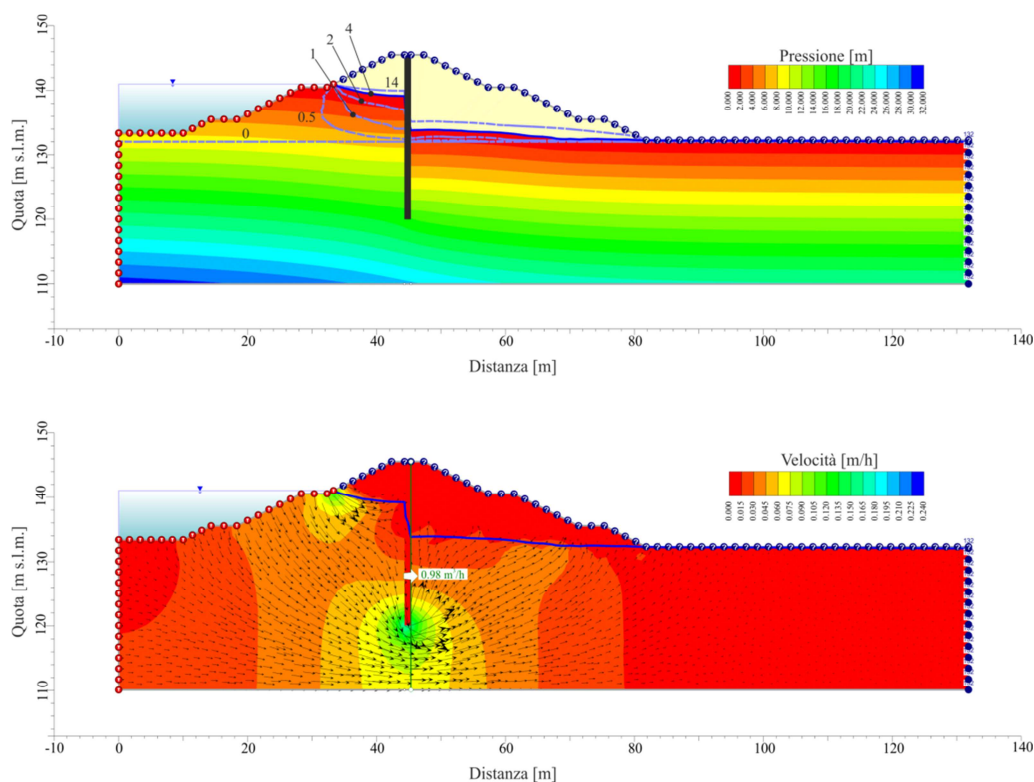


Figura 8-4 Caso 3 - Analisi di comportamento dopo 4 giorni di invaso alla quota 141 m s.l.m. con diaframma approfondito alla quota di 120 m s.l.m.. Il tempo di avanzamento del fronte è in giorni.

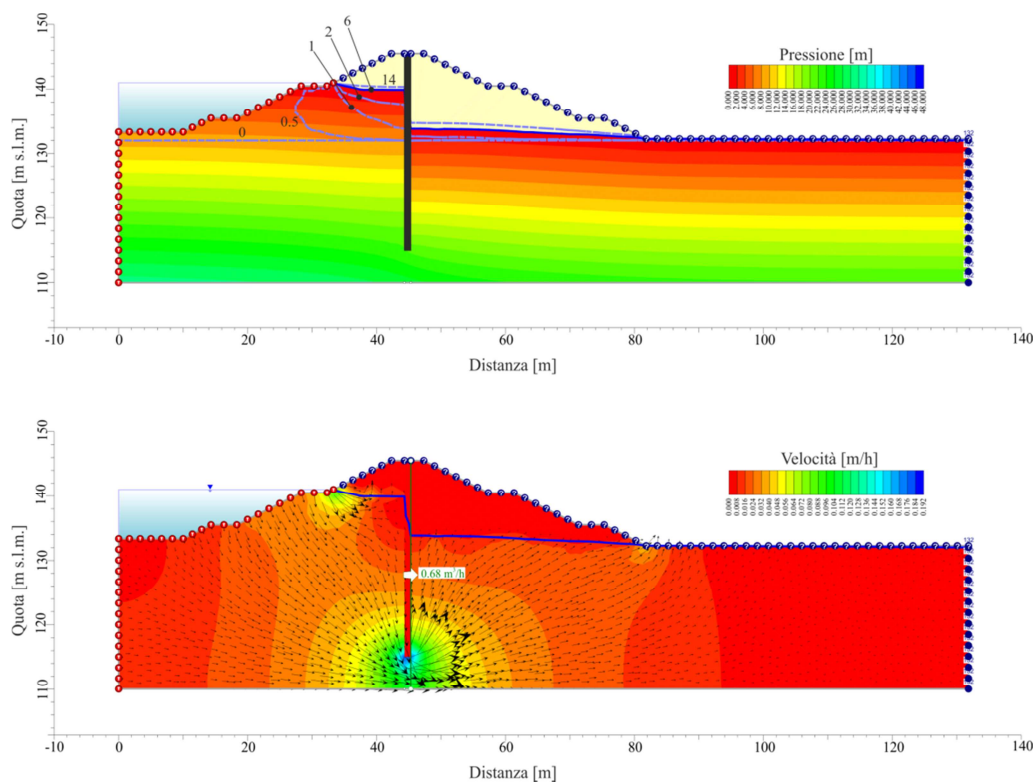


Figura 8-5 Caso 4 - Analisi di comportamento dopo 6 giorni di invaso alla quota 141 m s.l.m. con diaframma approfondito alla quota di 115 m s.l.m.. Il tempo di avanzamento del fronte è in giorni.

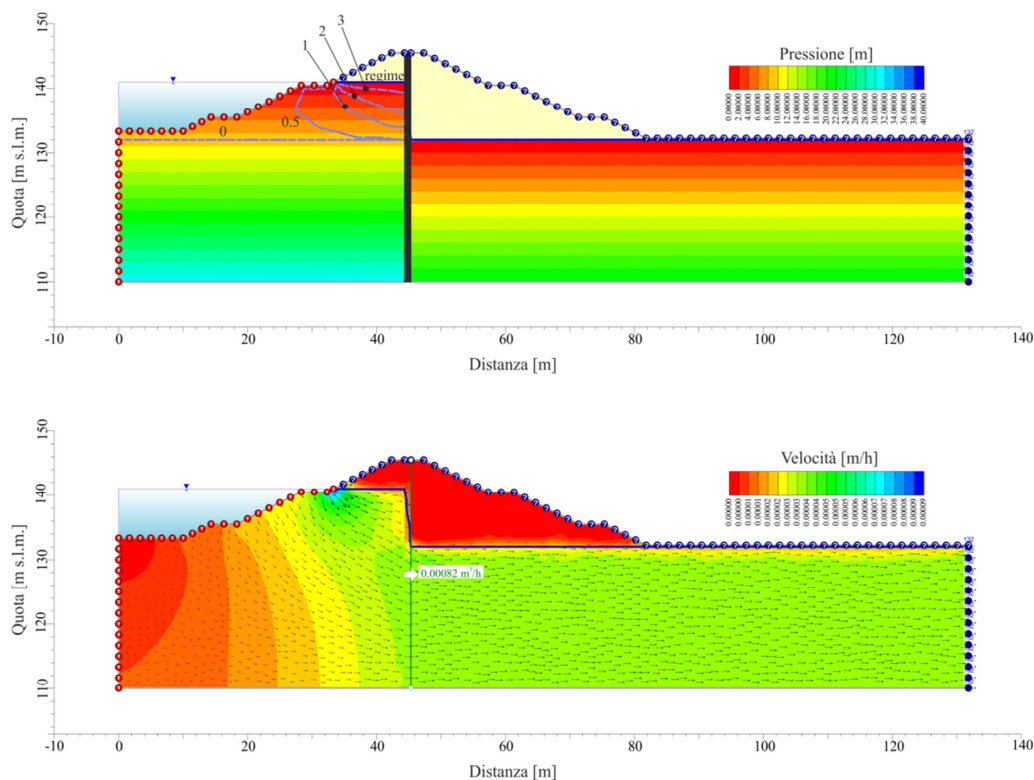


Figura 8-6 Caso 5 - Analisi di comportamento con diaframma approfondito al tetto delle argille. Il tempo di avanzamento del fronte è in giorni.

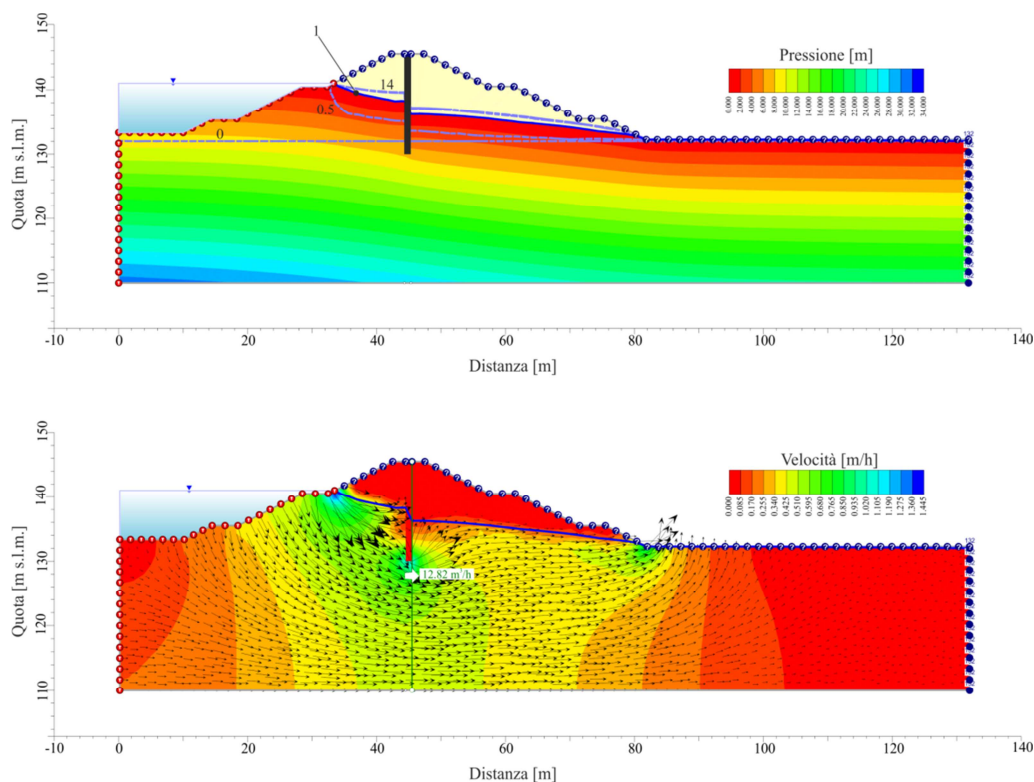


Figura 8-7 Caso 1bis - Analisi di comportamento dopo 1 giorno con diaframma approfondito alla quota di 130 m s.l.m. e permeabilità incrementata. Il tempo di avanzamento del fronte è in giorni.

9. SINTESI E CONCLUSIONI

In sintesi gli elementi caratteristici dell'invaso della cassa di espansione sono i seguenti:

- il volume utile della cassa è pari a $4.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, dei quali $3.2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ ottenuti mediante scavo e $1.5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ in elevazione;
- l'imbocco della cassa avviene mediante tre briglie, che complessivamente generano un dislivello di 12 m;
- l'alveo sistemato del torrente Baganza ha una quota di monte, al piede dell'ultima briglia, di 133.5 m s.l.m. e una di valle, al piede dello sbarramento, di 131 m s.l.m., con una pendenza media del 0.2% e larghezza di 100 m;
- il fondo della cassa presenta una quota di monte di 135 m s.l.m. e una quota di valle di 134 m s.l.m.;
- il manufatto di regolazione presenta il coronamento a quota 141 m s.l.m. ed uno sviluppo trasversale all'alveo di circa 129 m, un carico di progetto pari a 2 m e una lunghezza del ciglio sfiorante di circa 250 m, ottenuta mediante l'adozione di un profilo sagomato secondo quattro becchi d'anatra.
- il manufatto presenta tre luci di fondo, di dimensioni 8x3 (LxH) presidiate da paratoie piane regolabili in condizioni di piena;
- gli argini perimetrali hanno il coronamento di 145.5 m s.l.m. Essi si elevano rispetto al piano campagna a valle, posto a quota 131.5 m s.l.m., di circa 14 m; l'elevazione si riduce progressivamente verso monte, fino ad azzerarsi ove il piano campagna medesimo raggiunge la quota di 145.5 m s.l.m. Procedendo ulteriormente verso monte la cassa non è più arginata ed il volume a disposizione si ottiene solo mediante scavo. Le arginature presentano una lunghezza lineare complessiva di circa 2200 m e, per la loro realizzazione, è richiesto un volume di materiale di circa $545 \cdot 10^3 \text{ m}^3$.

La cassa così configurata consente:

- a) con un'opportuna manovra delle paratoie ed a scavo ultimato della cassa, di limitare la portata massima uscente, in occasione di un evento bi-secolare, a circa $430 \text{ m}^3/\text{s}$;
- b) con un'opportuna manovra delle paratoie ed a scavo parziale della cassa, di limitare la portata massima uscente, in occasione di un evento bi-secolare, a circa $500 \text{ m}^3/\text{s}$;

- c) con paratoie parzializzate (ma non regolate in condizioni di piena) ed a scavo completo della cassa, di limitare la portata massima uscente, in occasione di un evento bi-secolare, a circa $500 \text{ m}^3/\text{s}$;
- d) con un'opportuna manovra delle paratoie ed a scavo ultimato della cassa, di limitare la portata massima uscente, in occasione di un evento secolare, a circa $300 \text{ m}^3/\text{s}$.
- e) di avere una certa flessibilità di manovra, che consente anche errori di valutazione in corso di evento.

I risultati delle modellazioni dell'acquifero riportate al Capitolo 7 indicano che le diaframature (profondità ed estensione) atte a garantire le condizioni di sicurezza devono raggiungere l'orizzonte impermeabile che rappresenta la base dell'acquifero e devono essere posizionate in corrispondenza del manufatto e lungo le arginature fino a dove le quote naturali del terreno rimangono al di sotto dei 145.5 m s.l.m.. Questo comporta una lunghezza complessiva delle diaframature di 2400 m. Tale condizione è comunque molto cautelativa in quanto si è assunta una situazione di permanenza dei livelli all'interno dell'invaso, mentre durante il funzionamento "normale" il livello nella cassa si mantiene su valori elevati solo per poche ore. Situazioni di permanenza dei livelli alti possono però raggiungersi durante le prove di vaso o in caso di guasto delle paratoie.

Con riferimento agli esiti delle modellazioni dell'acquifero di cui al Capitolo 7, nonché delle verifiche di filtrazione del corpo arginale riportate al Capitolo 8, al fine di garantire la necessaria tenuta idraulica, in relazione al fatto che il corpo arginale sarà realizzato con materiale proveniente dagli scavi (di caratteristiche quindi non del tutto idonee alla costituzione di un rilevato arginale), si prevede la formazione del diaframma impermeabile mediante colonne di jet-grouting compenstrate del diametro non inferiore a 80 cm.

10. **BIBLIOGRAFIA**

- [1] DICATeA-RER Servizio Provinciale Difesa del Suolo Risorse Idriche e Forestali (2003) "Studio della messa in sicurezza del territorio parmense, con particolare riferimento alla realizzazione della cassa di espansione sul Torrente Baganza- Relazione Idrologica".
- [2] DICATeA-RER Servizio Provinciale Difesa del Suolo Risorse Idriche e Forestali (2003) "Studio della messa in sicurezza del territorio parmense, con particolare riferimento alla realizzazione della cassa di espansione sul Torrente Baganza- Relazione Idraulica".
- [3] NERC (National Environmental Research Council) (1975), Flood Studies Report, v.1, London.
- [4] Bacchi B., Brath A., Kottegoda N.T. (1992). Analysis of the Relationships Between Flood Peaks and Flood Volumes Based on Crossing Properties of River Flow Processes, Water Resources Research, 28(10), p. 2773-2782.
- [5] DICATeA-AIPo (2012) "Modellazione 2D del tratto del torrente Parma: da Colorno alla confluenza in Po, con possibili scenari di sistemazione; da Parma a Colorno, con possibili interventi volti a migliorare l'effetto di laminazione".
- [6] DICATeA-AIPo (2008) "Prove su modello fisico del manufatto regolatore della cassa di espansione sul torrente Parma"
- [7] DICATeA-AIPo (2008) "Cassa di espansione sul torrente Parma: Quinta fase di invasi sperimentali (17 marzo-31 luglio 2008)"
- [8] DICATeA-AIPo (2012) "Aggiornamento delle analisi idrologiche e revisione del progetto preliminare della cassa di espansione sul torrente Baganza"
- [9] Alberini A. (2011) "Dimensionamento e simulazioni numeriche del manufatto di regolazione della cassa di espansione sul torrente Baganza", tesi di laurea magistrale, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Parma.
- [10] Forni A. (2011) "Dimensionamento e simulazioni numeriche 2D della cassa di espansione sul torrente Baganza", tesi di laurea magistrale, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Parma.
- [11] Ferrari A. (2011) "Cassa di espansione sul torrente Baganza: valutazione dell'efficienza in assenza e in presenza di manovre sulle paratoie", tesi di laurea, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Parma.
- [12] Surfer Version 9.1.352 – Apr 8 2009, Surface Mapping System, Copyright © 1993-2009, Golden Software, Inc.
- [13] SMS 11.0.00, Surface-Water Modeling System, Copyright 2011, Aquaveo LLC, All Rights Reserved.
- [14] ETH Zurich, VAW "BASEMENT, Basic Simulation Environment For Computation Of Environmental Flow And Natural Hazard Simulations", Copyright © 2006-2011, Faeh R., Mueller R., Rousselot P., Veprek R., Vetsch D., Volz C., Vonwiller L., Farshi D.
- [15] D'Oria M., Mignosa P., Tanda M.G. (2012). Reverse level pool routing: Comparison between a deterministic and a stochastic approach. Journal of Hydrology, vol. 470-471; p. 28-38, ISSN: 0022-1694, doi:10.1016/j.jhydrol.2012.07.045.
- [16] Anderson, M. P. and W. W. Woessner (1992). Applied Groundwater Modeling: Simulation of Flow and Advective Transport. San Diego, Academic Press.
- [17] ASTM-Standard (95 (2006)). D5880 Standard Guide for Subsurface Flow and Transport Modeling. West Conshohocken, PA, ASTM International.
- [18] Harbaugh, A. W., E. W. Banta, et al. (2000). MODFLOW-2000, the U.S. Geological Survey Modular Ground-Water Model--User Guide to Modularization Concepts and the Ground-Water Flow Process, United States Geological Survey: Open File Report 00-92: 121.
- [19] SOGEO (2012) Indagini geognostiche funzionali alla realizzazione della cassa di espansione del torrente Baganza nei comuni di Parma, Collecchio, Sala e Felino.
- [20] DICATeA-AIPo (2012) Revisione del progetto preliminare del collegamento tra la S.P. n. 56 e la S.P. n. 15 con nuovo ponte sul Baganza, Valutazione trasportistica sulle possibili alternative di progetto ed implicazioni sulla viabilità esistente.