

CASSA DI ESPANSIONE DEL TORRENTE BAGANZA NEI COMUNI DI FELINO, SALA BAGANZA, COLLECCHIO E PARMA (PR-E-1047)

PROGETTO ESECUTIVO

00	07/2019	Prima emissione	CROCI	PAOLETTI	BERTERO
01	01/2020	Recepimento risultato modello fisico	CROCI	PAOLETTI	BERTERO
02	07/2020	Revisione per osservazioni DGD e validazione	CROCI	PAOLETTI	BERTERO
REV.	DATA	MODIFICHE	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZ.

RELAZIONE IDRAULICA

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI IMPRESE

MANDATARIA:

MANDANTI:



IL R.U.P.:

 Dott. Ing. Mirella Vergnani
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista responsabile integrazioni
 prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico
 della mandataria.
 Hydrodata S.p.A.
 Ord. Ing. Torino N°7570L
 Dott. Ing. Roberto Bertero
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista/Progettisti responsabili elaborato
 Etatec Studio Paoletti S.r.l.
 Ord. Ing. Milano N°8580

 Prof. Ing. Alessandro Paoletti
 (documento firmato digitalmente)


CODICE ELABORATO:

B	A	G	3	0	2	I	D	R	R	R	E	0	2	2	
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	--

ID (1)

CAP. (2)

TIPO (3)

DOC. (4)

PROGR. (5-6) REV. (7)

SCALA

 LUGLIO
 2019

INDICE

1. PREMESSA	3
2. IDROGRAMMI DI PIENA UTILIZZATI NELLE SIMULAZIONI IDRAULICHE	4
3. MODELLO IDRAULICO BIDIMENSIONALE DI DETTAGLIO DELLA CASSA DI ESPANSIONE DEL T. BAGANZA.....	7
3.1 PREMESSA	7
3.2 IPOTESI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE GENERALI DEL MODELLO	7
4. SIMULAZIONI CONDOTTE CON IL MODELLO BIDIMENSIONALE DI DETTAGLIO DELLA CASSA E RISULTATI OTTENUTI	13
4.1 SIMULAZIONI EFFETTUATE	13
4.2 RISULTATI OTTENUTI	15
4.2.1 Risultati simulazione con idrogramma PD per T=100 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 300 m ³ /s ..	17
4.2.2 Risultati simulazione con idrogramma PD per T=200 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 430 m ³ /s ..	18
4.2.3 Risultati simulazione con idrogramma PD per T=1000 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 430 m ³ /s ..	19
4.2.4 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=100 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 300 m ³ /s ..	20
4.2.5 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=200 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 430 m ³ /s ..	21
4.2.6 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=1000 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 430 m ³ /s ..	22
4.2.7 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=100 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 345 m ³ /s ..	23
4.2.8 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=200 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 470 m ³ /s ..	24
4.2.9 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=1000 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 470 m ³ /s ..	33
4.2.10 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=100 anni e portata soglia regolazione fissa pari a 385 m ³ /s ..	34
4.2.11 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=200 anni e portata soglia regolazione fissa pari a 520 m ³ /s ..	35
4.2.12 Risultati simulazione con idrogramma evento novembre 2000, con portata regolazione mobile pari a 345 m ³ /s ..	36
4.2.13 Risultati simulazione T200 anni in corrispondenza del traliccio posto interno alla cassa	37
4.2.14 Risultati simulazione T200 anni – analisi tratto a monte della briglia selettiva	41
4.3 CONSIDERAZIONI FINALI	45
5. MODELLO IDRAULICO BIDIMENSIONALE DELLA CASSA DI ESPANSIONE DEL T. BAGANZA A SUPPORTO DEL MODELLO DI FILTRAZIONE DELLA FALDA	47
5.1 PREMESSA	47
5.2 CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL MODELLO	47
5.3 SIMULAZIONI EFFETTUATE E RISULTATI OTTENUTI	48
6. DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE OPERE	53
6.1 PREMESSA	53
6.2 CALCOLO MANUFATTI DI SFIORO	54

6.2.1	Definizione delle portate di calcolo	54
6.2.2	Manufatto A	54
6.2.3	Manufatto B	56
6.2.4	Manufatto C	58
6.2.5	Verifica sfioratore manufatto "B"	60
6.3	ANALISI DI STABILITÀ DELLE SCOGLIERE	61
6.4	CALCOLI DI VERIFICA IDRAULICA IN CORRISPONDENZA DELLA BRIGLIA SELETTIVA	68
6.5	DEFINIZIONE DELLA QUOTA DI INTRADOSSO DELLA PASSERELLA DEL MANUFATTO "B"	70
6.6	VERIFICA DEL FRANCO IDRAULICO	70
7.	VALUTAZIONI RELATIVE AL SISTEMA IDRAULICO PARMA – BAGANZA E PRIMA PROPOSTA DI REGOLA DI GESTIONE PER IL PIANO DI LAMINAZIONE DELLE DUE CASSE DI ESPANSIONE	78
7.1	PREMESSA	78
7.2	SINTESI DELLE VALUTAZIONI RIPORTATE NEL PROGETTO DEFINITIVO DELLA CASSA DEL BAGANZA	78
7.3	CARATTERISTICHE DI SINTESI DEI BACINI DEL T. PARMA E DEL T. BAGANZA E DELLE CASSE DI ESPANSIONE	79
7.4	ANALISI DI ALCUNI EVENTI REALI VERIFICATISI NEL SISTEMA IDRAULICO PARMA – BAGANZA	80
7.4.1	Evento di piena del 13-14 ottobre 2014	80
7.4.2	Evento di piena del 12 dicembre 2017	84
7.4.3	Considerazioni finali	86
7.5	PRIMA PROPOSTA DI REGOLA DI GESTIONE PER IL PIANO DI LAMINAZIONE DELLE DUE CASSE DI ESPANSIONE SUL T. PARMA E SUL T. BAGANZA	87
8.	ALLEGATI	89
8.1	“PROVE SU MODELLO FISICO DELLA CASSA DI ESPANSIONE SUL TORRENTE BAGANZA - RELAZIONE INTERMEDIA”. DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA – DIA DELL’UNIVERSITÀ DI PARMA. RESPONSABILE SCIENTIFICO: PROF. PAOLO MIGNOSA. GRUPPO DI LAVORO: ING. LUCA CHIAPPONI, ING. MARCO D’ORIA, PROF. SANDRO LONGO.	89
8.2	“MAPPATURA DELLE AREE A RISCHIO DI INONDAZIONE CONSEGUENTE A MANOVRE DEGLI ORGANI DI SCARICO O AD IPOTETICO COLLASSO DELLA CASSA DI ESPANSIONE SUL TORRENTE BAGANZA, AI SENSI DELLA CIRCOLARE PCM/DSTN 22806 DEL 1995”. DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA DIA DELL’UNIVERSITÀ DI PARMA – DIA.. GRUPPO DI LAVORO: PROF. PAOLO MIGNOSA, ING. ALESSIA FERRARI, ING. FEDERICO PROST, DOTT. GIOVANNI RONTANI.	90

1. PREMESSA

La presente relazione idraulica descrive le attività condotte e i risultati ottenuti con particolare riferimento al funzionamento idraulico della cassa di espansione del torrente Baganza, caratterizzata da un volume di laminazione massimo pari a circa 4'700'000 m³, e al dimensionamento idraulico delle singole opere costituenti il sistema di laminazione. In particolare, le analisi relative al funzionamento della cassa di espansione sono state condotte con l'implementazione di un modello idraulico bidimensionale a fondo fisso della cassa di espansione, attraverso l'uso del codice di calcolo InfoWorks ICM di Innovyze.

Sono state, inoltre, effettuate anche analisi idrauliche più estese anche ad un tratto di alveo del T. Baganza posto a monte e a valle della cassa di espansione, finalizzato a fornire le condizioni al contorno al modello idrogeologico della falda, descritto nell'elaborato BAG303GEORRE021 - "Relazione idrogeologica e modelli di flusso".

La presente relazione è così strutturata:

- nel capitolo 2 vengono riportati gli idrogrammi di piena utilizzati nelle simulazioni idrauliche,
- nel capitolo 3 viene descritto il modello idraulico bidimensionale di dettaglio della cassa di espansione;
- nel capitolo 4 sono riportati i risultati delle simulazioni effettuate con il modello idraulico bidimensionale di dettaglio della cassa di espansione;
- nel capitolo 5 viene descritto il modello idraulico bidimensionale della cassa di espansione a supporto del modello idrogeologico della falda;
- nel capitolo 6 sono riportati i calcoli idraulici di dettaglio in corrispondenza dei manufatti idraulici presenti all'interno della cassa di espansione;
- nel capitolo 7 vengono riportate le valutazioni effettuate con riferimento al sistema idraulico Parma-Baganza e delle relative casse di espansione; viene riportata, inoltre, una prima proposta di regola di gestione per il piano di laminazione delle due casse di espansione;
- nel capitolo 8, infine, vengono elencati gli allegati alla presente relazione.

2. IDROGRAMMI DI PIENA UTILIZZATI NELLE SIMULAZIONI IDRAULICHE

Nel presente capitolo sono riportati gli idrogrammi di piena di riferimento del T. Baganza, utilizzati per analizzare il comportamento idraulico della cassa di espansione e per dimensionare i manufatti idraulici della stessa; per i dettagli relativi alla definizione degli idrogrammi di piena si rimanda alla relazione BAG302IDRRRE010 – “Relazione idrologica”.

In particolare, le analisi idrauliche descritte nei successivi capitoli sono state effettuate considerando sia gli idrogrammi di piena definiti ed utilizzati nei precedenti livelli di progettazione (preliminare e definitivo), definiti dal DICATEA dell'Università degli Studi di Parma (nel seguito associati alla sigla PD), sia quelli determinati dagli scriventi nell'ambito del presente progetto esecutivo (nel seguito associati alla sigla PE), che sono caratterizzati da:

- valore di portata di piena al colmo, per i diversi valori del tempo di ritorno considerati, pari ai valori definiti da ARPAE, comprensivi degli effetti dei cambiamenti climatici, e riportati nel parere di competenza emesso sul progetto definitivo della cassa di espansione ai sensi dell'art. 5 del regolamento di cui al DPR 1363/1959;
- volume dell'idrogramma di piena complessivo (nelle 72 ore) pari al volume degli idrogrammi definiti dal DICATEA dell'Università degli Studi di Parma e utilizzati nei precedenti livelli di progettazione della cassa di espansione del T. Baganza.

I tempi di ritorno considerati nelle analisi idrauliche sono pari a: 100, 200 e 1000 anni. Nella successiva Tabella 1 sono riportati i valori delle portate al colmo, nella Tabella 2 sono riportati i volumi degli idrogrammi di piena (validi sia per le onde di piena considerate nel PD che nel PE), mentre gli idrogrammi sono riportati rispettivamente nella Figura 1 (T=100 anni), nella Figura 2 (T=200 anni) e nella Figura 3 (T=1000 anni).

Tabella 1 - Portate al colmo del T. Baganza a Ponte Nuovo

T (anni)	Portata PD (m ³ /s)	Portata PE (m ³ /s)
100	676	872
200	835	992
1000	1332	1264

Tabella 2 – Volumi degli idrogrammi di piena del T. Baganza e Ponte Nuovo

T (anni)	Volume PD-PE (Mm ³)
100	42.72
200	52.78
1000	84.18

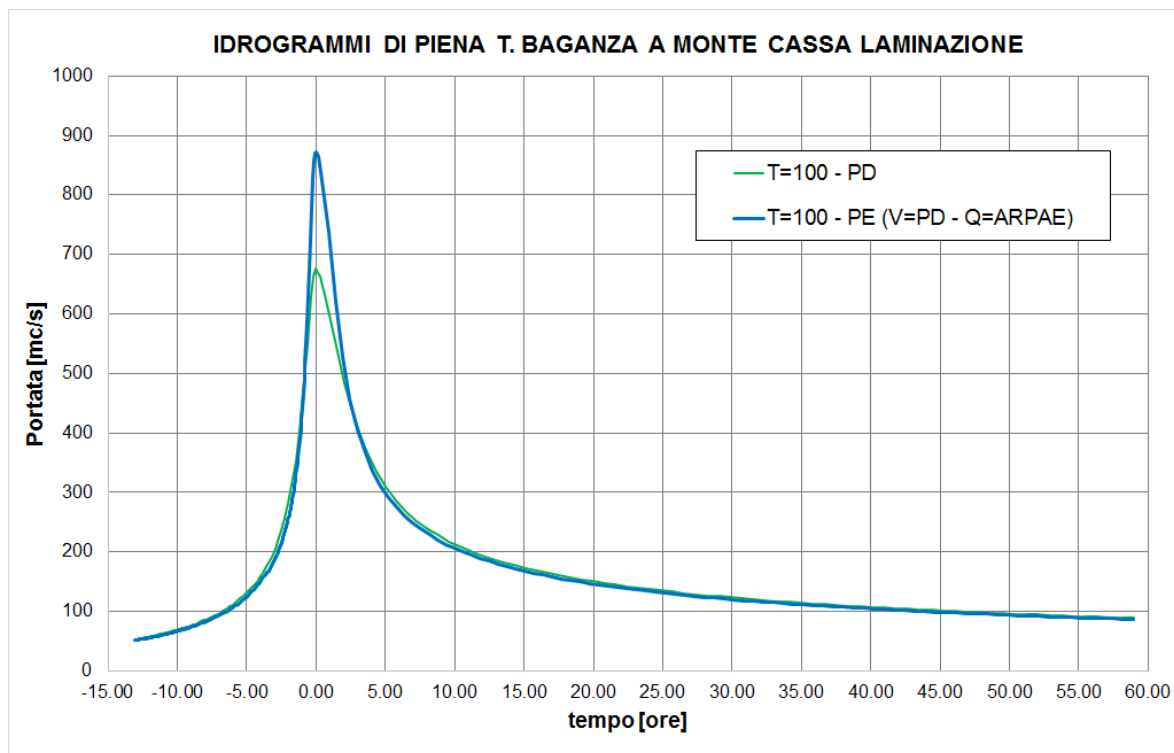


Figura 1 – Nuovo idrogramma di piena del T. Baganza (denominato in legenda PE) per T=100 anni e corrispondente idrogramma calcolato dal DICATEA nel 2003 (denominato in legenda PD)

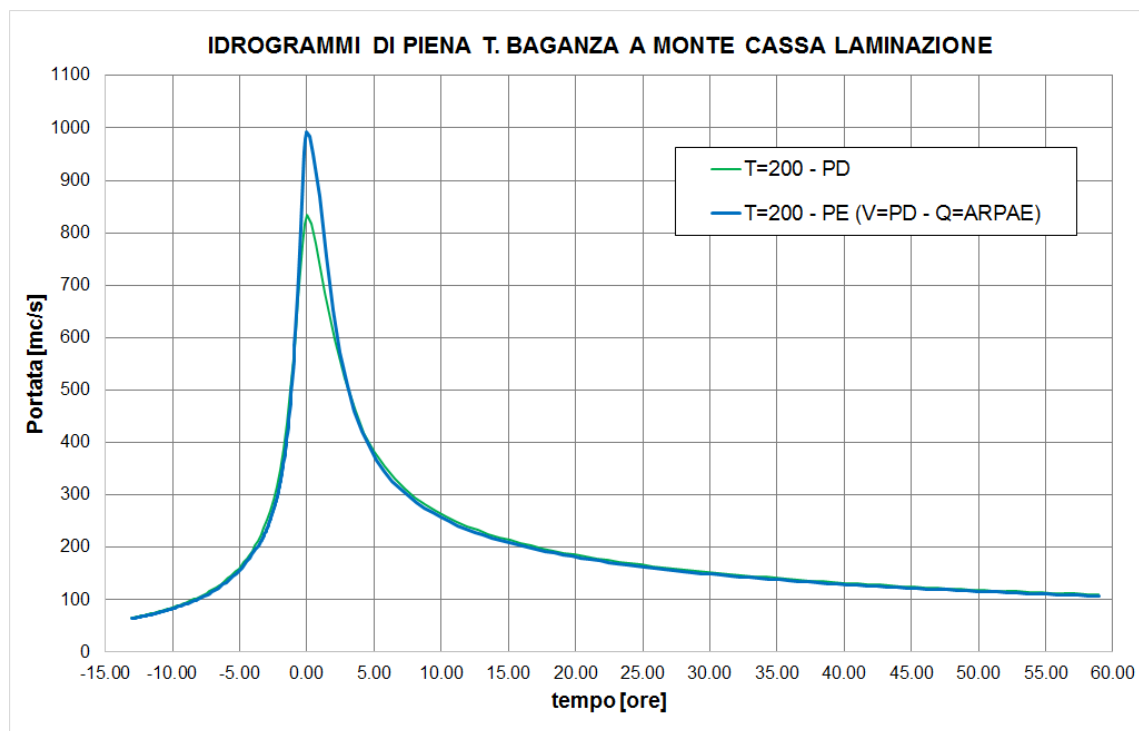


Figura 2 – Nuovo idrogramma di piena del T. Baganza (denominato in legenda PE) per T=200 anni e corrispondente idrogramma calcolato dal DICATEA nel 2003 (denominato in legenda PD)

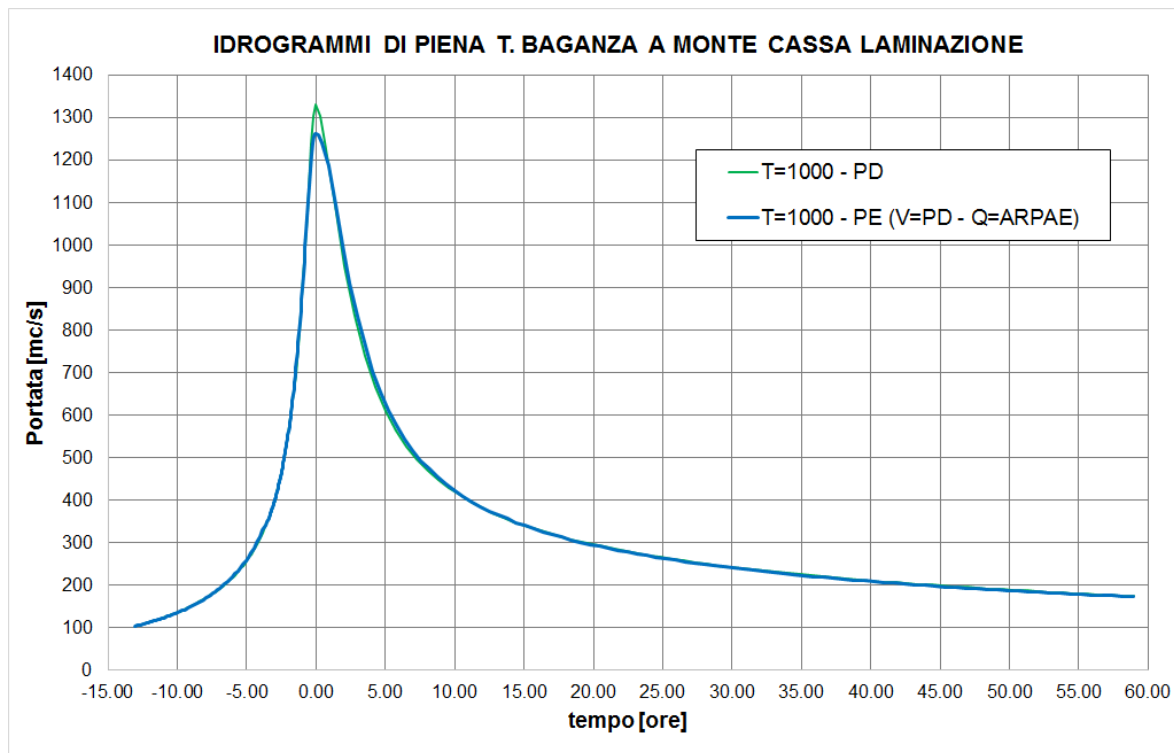


Figura 3 – Nuovo idrogramma di piena del T. Baganza (denominato in legenda PE) per T=1000 anni e corrispondente idrogramma calcolato dal DICATEA nel 2003 (denominato in legenda PD)

3. MODELLO IDRAULICO BIDIMENSIONALE DI DETTAGLIO DELLA CASSA DI ESPANSIONE DEL T. BAGANZA

3.1 PREMESSA

Nell'ambito del progetto esecutivo sono stati condotti i necessari approfondimenti idraulici finalizzati a definire il funzionamento idraulico della cassa di espansione del T. Baganza, in corrispondenza di tre distinti valori del tempo di ritorno di riferimento, pari a 100, 200 e 1'000 anni. In particolare, a tale scopo è stato implementato un modello idraulico bidimensionale a fondo fisso della cassa di espansione, compreso tra la briglia di monte e la briglia di valle, entrambe previste nel presente progetto. In realtà la sezione iniziale del modello è posta a circa 270 m dalla briglia di monte.

3.2 IPOTESI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE GENERALI DEL MODELLO

Sulla base della configurazione di progetto della cassa di espansione e delle informazioni idrologico-idrauliche disponibili per il tratto fluviale oggetto di indagine assunti come riferimento, così come riportato nei successivi paragrafi, si è proceduto all'implementazione di un modello di simulazione idraulica bidimensionale di dettaglio della cassa, che ha permesso di analizzarne il funzionamento e gli effetti da essa indotti verso valle sugli idrogrammi di piena di riferimento.

La modellazione a fondo fisso è stata implementata mediante il programma di calcolo INFOWORKS ICM di Innovyze, che permette di analizzare il campo di moto a partire da un D.T.M. (Digital Terrain Model), rappresentativo della geometria del dominio di calcolo, basandosi sulla risoluzione di tre equazioni non lineari alle differenze finite per la determinazione del campo di moto della corrente su di un piano bidimensionale (x, y). Due di queste sono le equazioni del moto nelle direzioni x e y; la terza equazione è data dalla legge di continuità che garantisce la conservazione della massa all'interno del dominio di calcolo. Il modello viene rappresentato attraverso una griglia di elementi triangolari. Le tre equazioni vengono risolte in ciascun nodo della maglia di calcolo; il metodo di calcolo delle suddette equazioni è sviluppato attraverso una procedura di risoluzione iterativa per la minimizzazione dello scarto della soluzione stessa. Il modello calcola in questo modo la velocità in ogni nodo mediandola sul tirante idrico, ovvero senza tenere conto della variazione della velocità nella direzione z.

Le equazioni di base, impiegate per simulare il moto bidimensionale indotto dalla piena di riferimento nell'area in studio, sono affette da alcune approssimazioni. Innanzitutto, le due equazioni del moto lungo le direzioni x e y si basano sull'ipotesi che la corrente sia lineare e che quindi la pressione abbia una distribuzione verticale idrostatica.

A livello geometrico la dimensione della maglia, se non sufficientemente piccola, può generare effetti di instabilità al momento in cui un elemento passa dalla condizione di completa immersione ad un parziale asciugamento. Il modello considera appartenente al campo di moto solo gli elementi in cui tutti i nodi presentano un tirante maggiore di zero.

Tuttavia, un eccessivo infittimento della dimensione delle celle, specialmente in zone in cui si prevede che il deflusso delle acque possa avere caratteristiche mediamente regolari e non particolarmente complesse, è tale da generare un appesantimento del calcolo con incremento della durata della simulazione stessa senza che vengano forniti ulteriori utili dettagli.

La corretta scelta della risoluzione delle maglie di calcolo, nelle diverse porzioni costituenti il dominio della modellazione, è quindi un aspetto particolarmente delicato per poter fornire le necessarie informazioni circa la dinamica fluviale.

Un'altra importante approssimazione del modello di calcolo risiede nella formula adottata per la resistenza idraulica del fondo, che viene fatta dipendere dal quadrato del modulo della velocità e dal coefficiente di scabrezza di Manning supposto localmente noto. Se sulla prima dipendenza non ci sono particolari dubbi, dato il carattere turbolento della corrente, sulla dipendenza da un valore costante del coefficiente di Manning esistono non poche incertezze, specialmente per le profondità minori e in presenza di trasporto di materiale solido.

Il modello bidimensionale di dettaglio della cassa di espansione del T. Baganza è stato implementato per un'estensione longitudinale lungo l'asse pari a circa 1'600 m. La superficie del dominio di calcolo del modello idraulico è pari a 120 ha, e siccome il numero delle celle di calcolo è pari a circa 39'000, si ha che la superficie media degli elementi di calcolo è pari a circa 30 mq. In corrispondenza delle opere idrauliche (briglia di monte, manufatto di regolazione A, manufatto B, manufatto C) sono stati inseriti opportuni dispositivi di calcolo (soglie di sfioro, condotti muniti di paratoie regolabili, ecc.).

Rispetto alla configurazione prevista nel progetto definitivo, per ottimizzare l'effetto di laminazione del comparto 1, facendo in modo che esso cominci ad invasarsi quando la portata in arrivo da monte è pari all'incirca alla portata limite che si vuol lasciare defluire verso valle (nel progetto definitivo era pari a 300 m³/s per T=100 anni e 430 m³/s per T=200 anni), si è deciso di porre la quota di coronamento dell'argine di separazione tra l'alveo del Baganza e il primo comparto ad un valore costante pari a 138.5 m s.m. (nel progetto definitivo la quota variava da un massimo di 138.5 m s.m. a monte e 135.5 m s.m. a valle, a lato del manufatto A). Se si mantenesse la quota di coronamento decrescente come prevista nel progetto definitivo, lo sfioro della portata verso il comparto 1 avverrebbe a partire da un valore di portata in arrivo da monte pari a circa 200 m³/s, riducendo di fatto il volume disponibile all'invaso quando la portata in arrivo da monte è prossima o superiore a quella obiettivo.

Nella Figura 4 è riportato l'intero dominio di calcolo del modello bidimensionale della cassa di espansione, mentre nella Figura 5 è riportata la vista 3D del modello idraulico. Infine, nella Figura 6 sono riportati alcuni dettagli della magliatura nelle zone poste in prossimità dei manufatti idraulici.

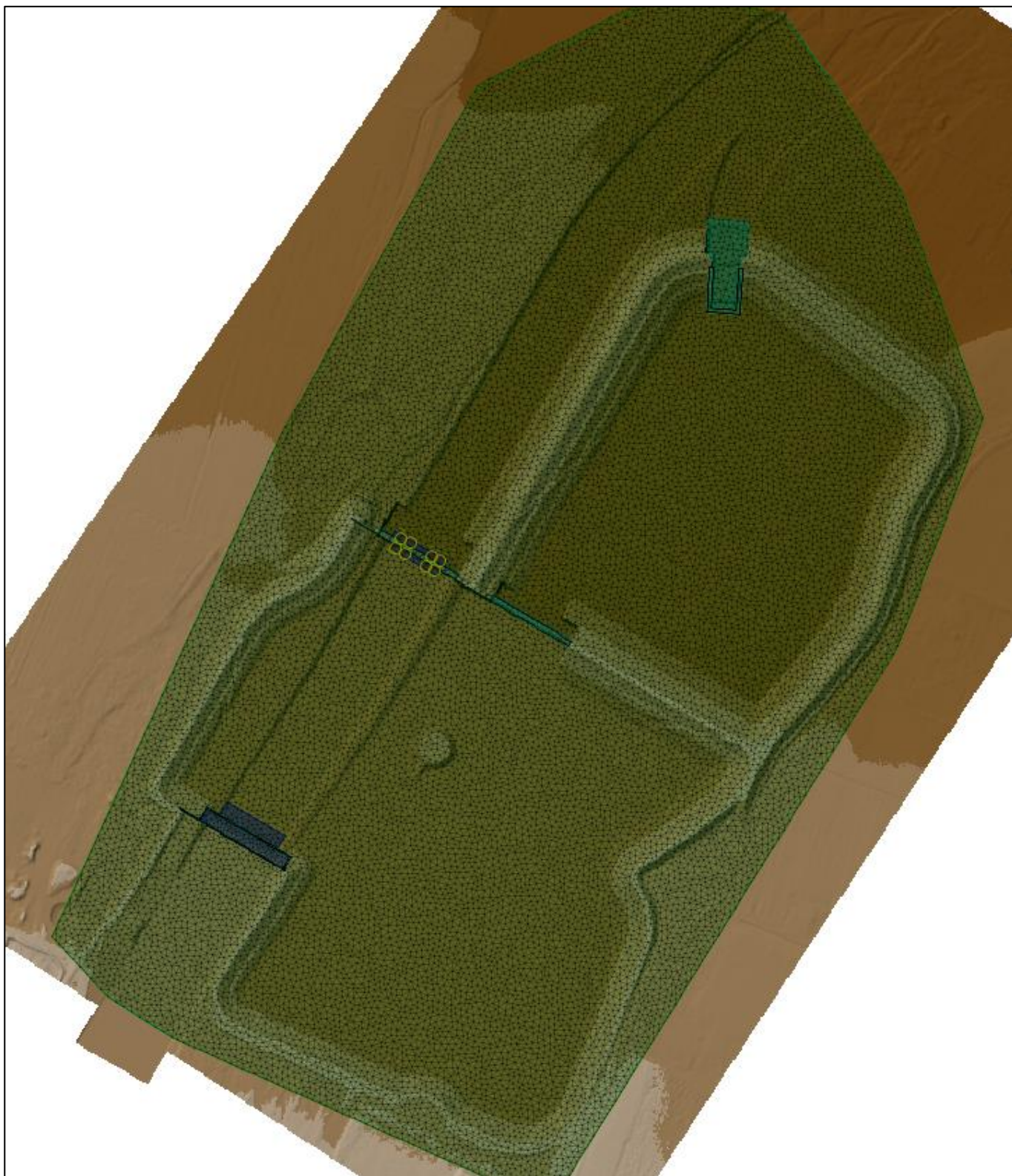


Figura 4 – Planimetria del modello bidimensionale della cassa di espansione del T. Baganza

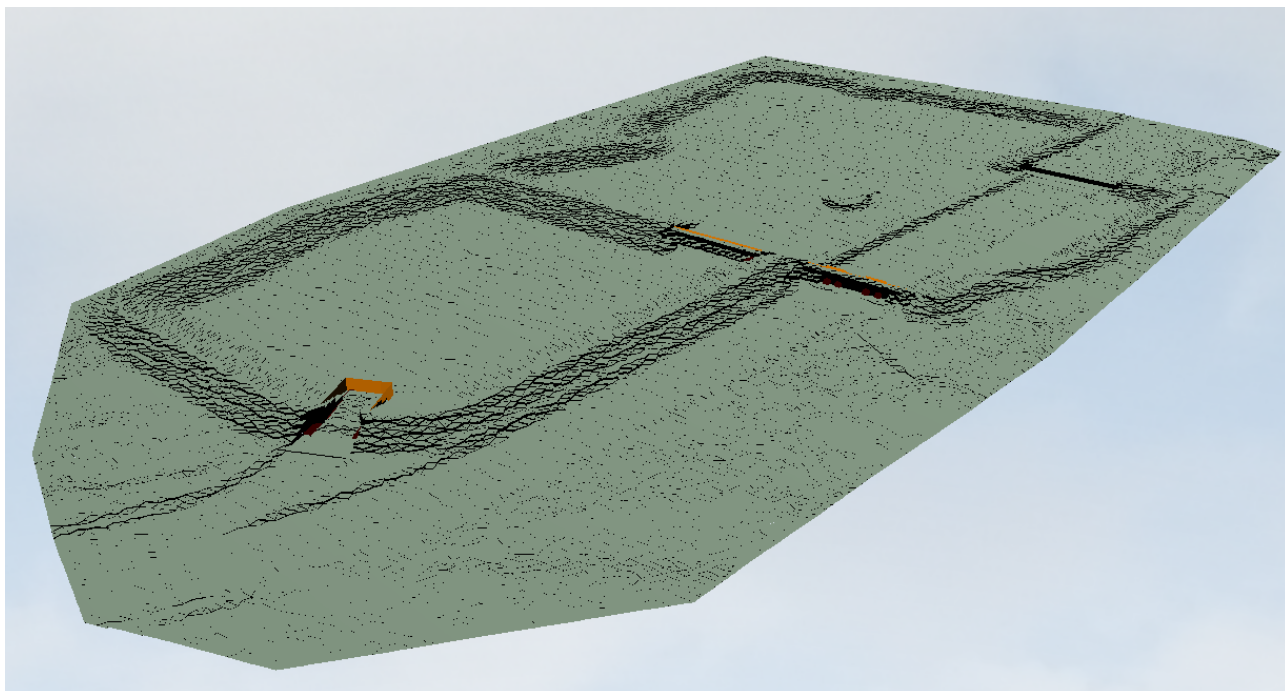
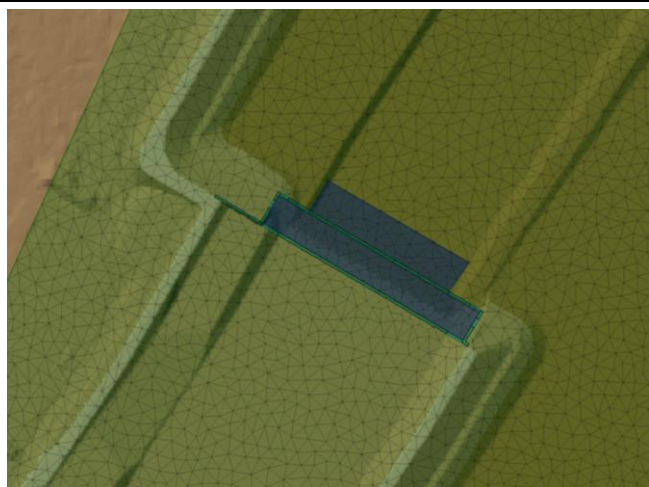


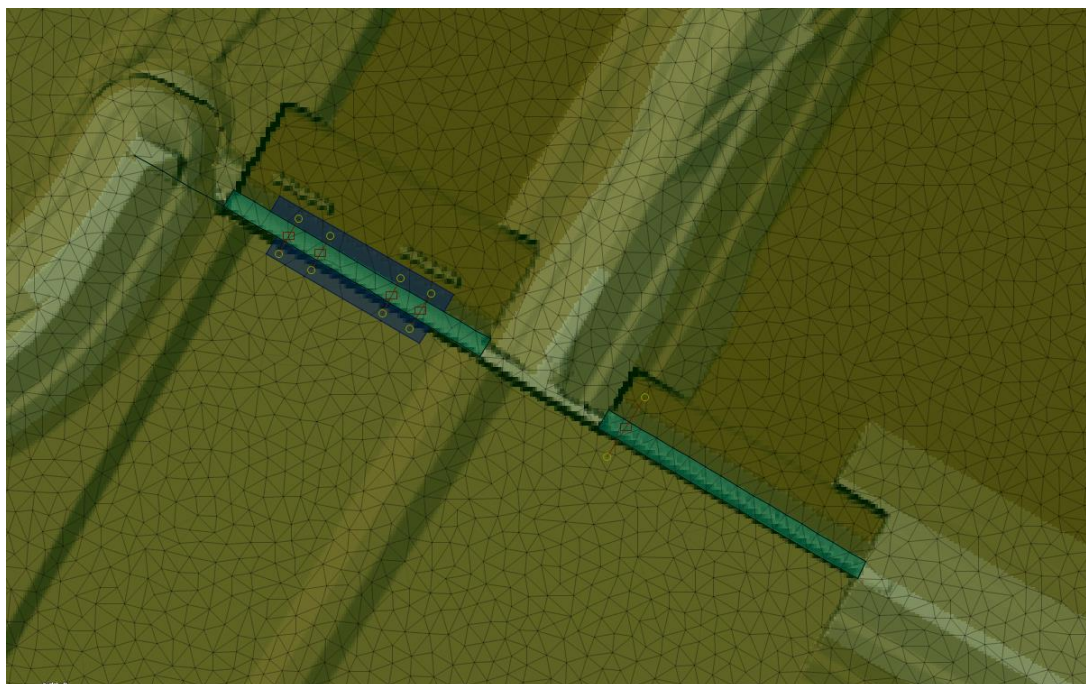
Figura 5 – Vista 3D del modello bidimensionale della cassa di espansione del T. Baganza, visto da valle



Briglia di monte



Manufatto C



Manufatti A e B

Figura 6 – Particolari dello schema di calcolo in prossimità delle opere d'arte

Come condizione al contorno di monte del modello bidimensionale sono stati considerati gli idrogrammi di piena riportati nel precedente capitolo 2.

Come condizione al contorno di valle è stato inserito il livello idrico in corrispondenza della briglia di valle, desunto dalla modellazione idraulica bidimensionale effettuata nell'ambito dello studio per la *“Mappatura delle aree a rischio di inondazione a seguito di eventi di piena di assegnato tempo di ritorno in assenza ed in presenza della cassa di espansione sul torrente Baganza”*, effettuato dal Dipartimento di Ingegneria e Architettura – DIA dell'Università di Parma (responsabile Prof. Ing. Paolo Mignosa). I livelli, per ciascun valore del tempo di ritorno, sono stati considerati costanti nelle varie simulazioni.

Tabella 3 – Livello idrico del T. Baganza in corrispondenza della soglia di valle della cassa di espansione

T (anni)	H (m s.m.)
100	127.8
200	128.1
1000	129.3

Come valore di scabrezza è stato considerato un valore uniforme pari a $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, lo stesso utilizzato nel predetto studio per la *“Mappatura delle aree a rischio di inondazione a seguito di eventi di piena di assegnato tempo di ritorno in assenza ed in presenza della cassa di espansione sul torrente Baganza”*.

Nel modello sono stati inseriti i seguenti manufatti:

- Sfiatore di emergenza del manufatto “A”;
- Canali di scarico con paratoie del manufatto “A”;
- Sfiatore di collegamento tra primo e secondo comparto presente nel manufatto “B”;
- Manufatto di scarico del primo comparto, presente nel manufatto “B”;
- Sfiatore di emergenza del manufatto “C”;
- Manufatto di scarico del secondo comparto, presente nel manufatto “C”.

Gli sfioratori sono stati schematizzati mediante l’inserimento di una struttura lineare 2D di tipo “weir – thin plate”, con coefficiente di deflusso pari a 0.8 e geometria della soglia come da profilo dell’opera progettata (nella Figura 7 è riportato il profilo della soglia di sfioro del manufatto “A”). Il coefficiente di deflusso è stato calibrato in modo tale da riprodurre i risultati del profilo tipo Creager–Scimemi, per il quale il legame tra la portata sfiorata e il tirante a monte della soglia è $Q(t) = \mu \cdot L_{sf} \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$, con $\mu = 0.49$.

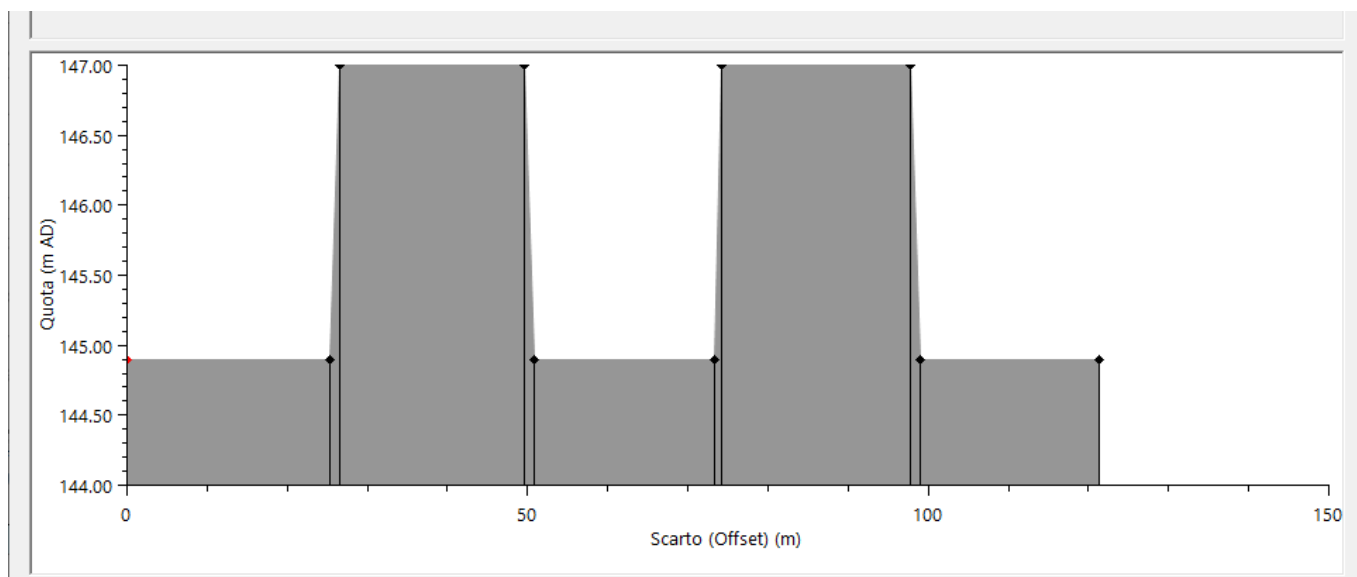


Figura 7 – profilo sfioratore emergenza manufatto “A”

I n. 4 canali di scarico del manufatto “A”, muniti di paratoia, sono stati schematizzati nel modello inserendo n. 4 paratoie piane di larghezza pari a 6 m e altezza dell’apertura variabile tra 1 e 3.5 m, in funzione della portata limite allo scarico verso valle. Il coefficiente di deflusso del codice di calcolo è stato posto pari all’unità per riprodurre i risultati della legge di efflusso sotto battente. Anche gli organi di scarico presenti nei manufatti “B” e “C” sono stati schematizzati inserendo delle paratoie di dimensioni pari a quelle riportate nel presente progetto.

Il modello idraulico non è entrato nel dettaglio delle analisi dei denti dei manufatti di dissipazione, in quanto la verifica dei dissipatori è stata demandata al modello fisico, di cui alla relazione allegata alla presente relazione (Allegato 1).

4. SIMULAZIONI CONDOTTE CON IL MODELLO BIDIMENSIONALE DI DETTAGLIO DELLA CASSA E RISULTATI OTTENUTI

4.1 SIMULAZIONI EFFETTUATE

A partire dal modello idraulico bidimensionale descritto nel capitolo precedente ed in relazione agli idrogrammi di piena riportati nel capitolo 2, sono state condotte le seguenti simulazioni in moto vario:

1. idrogramma di piena utilizzato nel progetto definitivo per $T=100$ anni, con portata di regolazione in corrispondenza dei condotti di scarico del manufatto A, muniti di paratoie regolabili, pari a complessivi $300 \text{ m}^3/\text{s}$ (valore limite della portata di piena da inviare a valle della cassa di espansione, per $T=100$ anni, assunto come riferimento nel progetto definitivo);
2. idrogramma di piena utilizzato nel progetto definitivo per $T=200$ anni, con portata di regolazione in corrispondenza dei condotti di scarico del manufatto A, muniti di paratoie regolabili durante l'evento di piena, pari a complessivi $430 \text{ m}^3/\text{s}$ (valore limite della portata di piena da inviare a valle della cassa di espansione, per $T=200$ anni, assunto come riferimento nel progetto definitivo);
3. idrogramma di piena utilizzato nel progetto definitivo per $T=1000$ anni, con portata di regolazione in corrispondenza dei condotti di scarico del manufatto A, muniti di paratoie regolabili durante l'evento di piena, pari a complessivi $430 \text{ m}^3/\text{s}$ (valore limite della portata di piena da inviare a valle della cassa di espansione, per $T=200$ anni, assunto come riferimento nel progetto definitivo);
4. idrogramma di piena definito nel presente progetto esecutivo per $T=100$ anni, con portata di regolazione in corrispondenza dei condotti di scarico del manufatto A, muniti di paratoie regolabili durante l'evento di piena, pari a complessivi $300 \text{ m}^3/\text{s}$ (valore limite della portata di piena da inviare a valle della cassa di espansione, per $T=100$ anni, assunto come riferimento nel progetto definitivo);
5. idrogramma di piena utilizzato nel presente progetto esecutivo per $T=200$ anni, con portata di regolazione in corrispondenza dei condotti di scarico del manufatto A, muniti di paratoie regolabili durante l'evento di piena, pari a complessivi $430 \text{ m}^3/\text{s}$ (valore limite della portata di piena da inviare a valle della cassa di espansione, per $T=200$ anni, assunto come riferimento nel progetto definitivo);
6. idrogramma di piena utilizzato nel presente progetto esecutivo per $T=1000$ anni, con portata di regolazione in corrispondenza dei condotti di scarico del manufatto A, muniti di paratoie regolabili durante l'evento di piena, pari a complessivi $430 \text{ m}^3/\text{s}$ (valore limite della portata di piena da inviare a valle della cassa di espansione, per $T=200$ anni, assunto come riferimento nel progetto definitivo).

La regolazione delle paratoie che è stata inserita nel modello prevede che:

- per portate in ingresso ai condotti di scarico del manufatto A minori della portata limite (ad esempio pari a $75 \text{ m}^3/\text{s}$ nella simulazione prevista al punto 1 – cioè $300 \text{ m}^3/\text{s}$ suddiviso nelle 4 luci) le paratoie sono completamente aperte;
- per valori di portata in ingresso ai condotti di scarico prossimi al valore della portata limite, le paratoie vengono chiuse parzialmente fino ad un'altezza che consente di lasciar defluire verso valle la portata limite. In particolare per $T=100$ anni l'altezza è pari a 1.5 m, mentre per $T=200$ anni l'altezza è pari a 2.0 m.

Siccome, come messo in evidenza più avanti, le simulazioni di cui ai precedenti punti 4. e 5. dimostrano che il volume di laminazione disponibile nella cassa di espansione in progetto non è sufficiente a laminare le nuove onde di piena che tengono conto dei cambiamenti climatici, nel rispetto del valore della portata limite da poter rilasciare verso valle ($300 \text{ m}^3/\text{s}$ per $T=100$ anni e $430 \text{ m}^3/\text{s}$ per $T=200$ anni), si è proceduto ad individuare un'altra coppia di valori della portata limite per la laminazione ottimale, che consente di sfruttare il volume di laminazione disponibile senza che si attivino gli sfioratori di troppo pieno in corrispondenza dei manufatti A e C. Tali valori sono pari a $345 \text{ m}^3/\text{s}$ per $T=100$ anni (+15% rispetto alla portata limite considerata nel progetto definitivo) e $470 \text{ m}^3/\text{s}$ per $T=200$ anni (+9% rispetto alla portata limite considerata nel progetto definitivo). Con tali valori di riferimento sono state effettuate le seguenti simulazioni:

7. idrogramma di piena definito nel presente progetto esecutivo per $T=100$ anni, con portata di regolazione in corrispondenza dei condotti di scarico del manufatto A, muniti di paratoie regolabili durante l'evento di piena, pari a complessivi $345 \text{ m}^3/\text{s}$ (nuovo valore limite della portata di piena da inviare a valle della cassa di espansione, per $T=100$ anni);
8. idrogramma di piena utilizzato nel presente progetto esecutivo per $T=200$ anni, con portata di regolazione in corrispondenza dei condotti di scarico del manufatto A, muniti di paratoie regolabili durante l'evento di piena, pari a complessivi $470 \text{ m}^3/\text{s}$ (nuovo valore limite della portata di piena da inviare a valle della cassa di espansione, per $T=200$ anni);
9. idrogramma di piena utilizzato nel presente progetto esecutivo per $T=1000$ anni, con portata di regolazione in corrispondenza dei condotti di scarico del manufatto A, muniti di paratoie regolabili durante l'evento di piena, pari a complessivi $430 \text{ m}^3/\text{s}$ (nuovo valore limite della portata di piena da inviare a valle della cassa di espansione, per $T=200$ anni).

Sono state condotte anche le simulazioni a $T=100$ anni e $T=200$ anni considerando di mantenere fissa, durante tutto l'evento di piena, l'altezza di apertura delle paratoie di regolazione del manufatto A. L'altezza di regolazione fissa è stata definita in modo tale da non far entrare in funzione gli sfioratori di emergenza dei manufatti A e C. In particolare per l'evento di piena centennale l'apertura delle paratoie è stata posta pari a 1.65 m, mentre per l'evento di piena duecentennale l'apertura delle paratoie è stata posta pari a 2.3 m. Siccome la preventiva chiusura parziale delle paratoie rende meno efficiente il processo di laminazione, la portata defluente verso valle risulta maggiore di quella con regolazione variabile. In particolare per $T=100$ anni la portata con regolazione fissa è pari a $385 \text{ m}^3/\text{s}$, mentre per $T=200$ anni la portata con regolazione fissa è pari a $520 \text{ m}^3/\text{s}$. Si mette in evidenza che la scala delle portate del manufatto A verrà definita con maggior accuratezza nell'ambito delle prove con il modello fisico, mediante prove in condizioni di moto permanente con diversi valori di portata.

Infine, è stata effettuata una simulazione con un evento di piena caratterizzato da un idrogramma con doppio picco, al fine di verificare gli effetti di un tale evento sulla capacità di laminazione residua della cassa tra il primo e secondo picco. In particolare, per tale simulazione, si è fatto riferimento all'evento di piena verificatosi tra il 12 e il 15 novembre 2000. Nella Figura 8 è riportato tale idrogramma, che è caratterizzato da due picchi di piena, il primo con portata al colmo prossimo a $430 \text{ m}^3/\text{s}$, il secondo con portata di picco pari a circa $490 \text{ m}^3/\text{s}$. Entrambi i valori di picco sono

superiori della portata di regolazione stabilita in precedenza per l'evento centennale, che è pari a $345 \text{ m}^3/\text{s}$, per cui la cassa entra in funzione per entrambi gli eventi. Nel paragrafo 4.2.12 sono riportati i risultati relativi a tale evento.

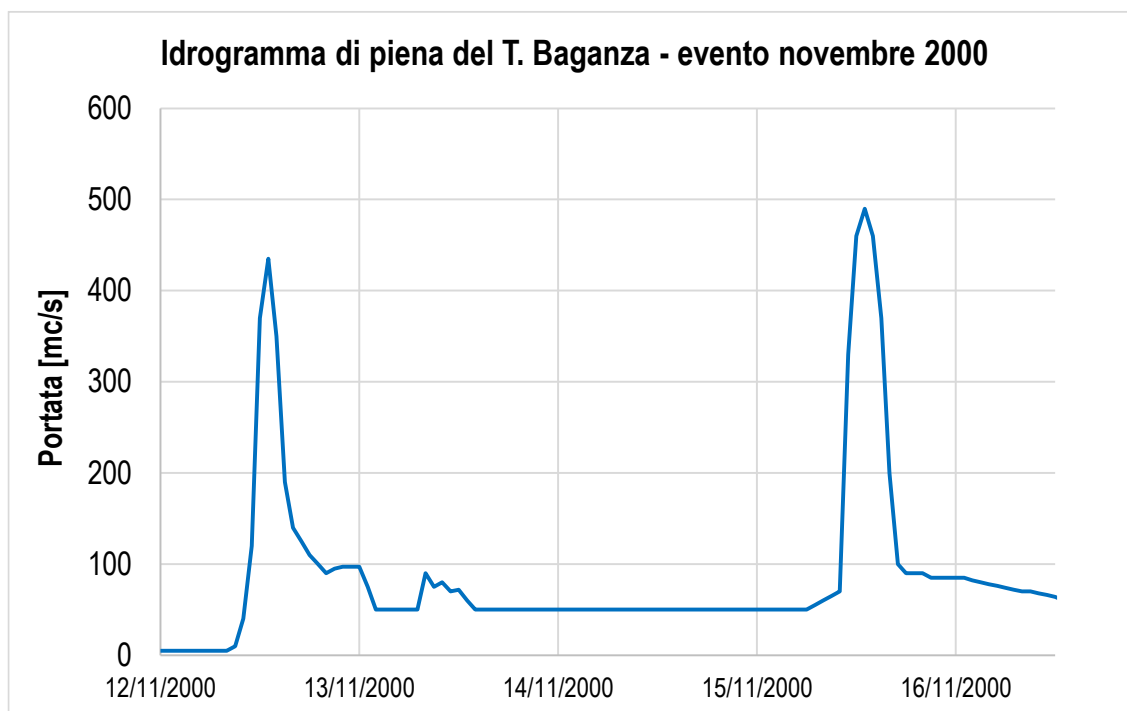


Figura 8 – Idrogramma di piena T. Baganza (novembre 2000) ricavato dalla relazione idraulica del progetto definitivo

Si segnala che tutte le simulazioni sopra citate sono state effettuate in condizioni di piena, durante le quali si prevede la chiusura della paratoia di alimentazione dell'alveo di risalita dei pesci e della condotta di scarico addizionale del manufatto C.

4.2 RISULTATI OTTENUTI

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati delle simulazioni elencate in precedenza. In particolare di seguito, per ciascuna simulazione, vengono riportati, sotto forma di grafico, i seguenti valori:

- portata in ingresso in corrispondenza della briglia di monte [m^3/s]: **Qin**;
- portata defluente attraverso i condotti di scarico del manufatto A [m^3/s], avendo considerato che le paratoie di regolazione si chiudono parzialmente per limitare la portata defluente verso valle ai suddetti limiti, in funzione del tempo di ritorno di riferimento considerato: **QoutA**;
- portata defluente attraverso lo sfioratore di superficie del manufatto A [m^3/s]: **QsfA**;
- portata defluente attraverso lo sfioratore del manufatto B [m^3/s]: **QsfB**;
- portata defluente attraverso lo scaricatore di fondo del manufatto B [m^3/s], avendo considerato che la paratoia di regolazione dello scaricatore si apre quando la portata in alveo è minore di circa $100 \text{ m}^3/\text{s}$ e l'apertura massima della paratoia è pari a 1.5 m: **QoutB**;
- portata defluente attraverso lo sfioratore di superficie del manufatto C [m^3/s]: **QsfB**;

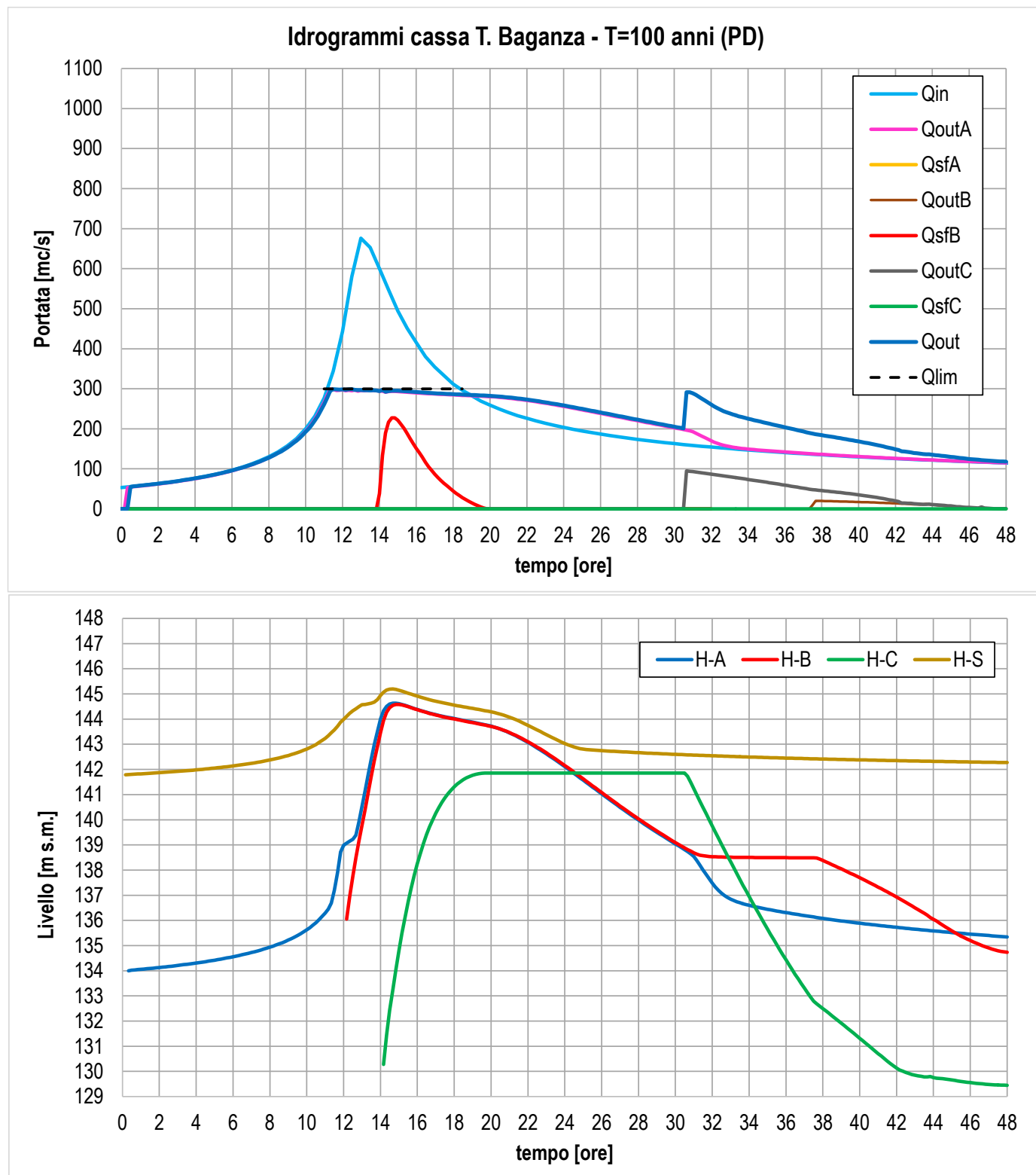
- portata defluente attraverso gli scaricatori di fondo del manufatto C [m^3/s], avendo considerato che le paratoie di regolazione degli scaricatori si aprano quando la portata in alveo è minore di circa $100 \text{ m}^3/\text{s}$ e l'apertura massima delle paratoie è pari a 1.5 m: **QoutC**;
- portata a valle della cassa di espansione [m^3/s]: **Qout**;
- livello idrico a monte del manufatto A [m s.m.]: **H-A**;
- livello idrico del comparto 1, a monte del manufatto B [m s.m.]: **H-B**;
- livello idrico del comparto 2, a monte del manufatto C [m s.m.]: **H-C**;
- livello idrico a monte della briglia selettiva di monte [m s.m.], avendo considerato un grado di intasamento pari al 50%: **H-S**.

Nelle tavole allegate al presente progetto sono riportati, invece, per le simulazioni elencate ai precedenti punti 1, 2, 3, 7, 8 e 9, l'involuppo dei valori massimi di livello, tirante e velocità, in particolare:

- o BAG302IDRDPL01 - planimetrie risultati modello idraulico cassa di espansione - assetto di progetto - idrogrammi PD T=100 anni
- o BAG302IDRDPL02 - planimetrie risultati modello idraulico cassa di espansione - assetto di progetto - idrogrammi PD T=200 anni
- o BAG302IDRDPL03 - planimetrie risultati modello idraulico cassa di espansione - assetto di progetto - idrogrammi PD T=1000 anni
- o BAG302IDRDPL04 - planimetrie risultati modello idraulico cassa di espansione - assetto di progetto - idrogrammi PE T=100 anni
- o BAG302IDRDPL05 - planimetrie risultati modello idraulico cassa di espansione - assetto di progetto - idrogrammi PE T=200 anni
- o BAG302IDRDPL06 - planimetrie risultati modello idraulico cassa di espansione - assetto di progetto - idrogrammi PE T=1000 anni

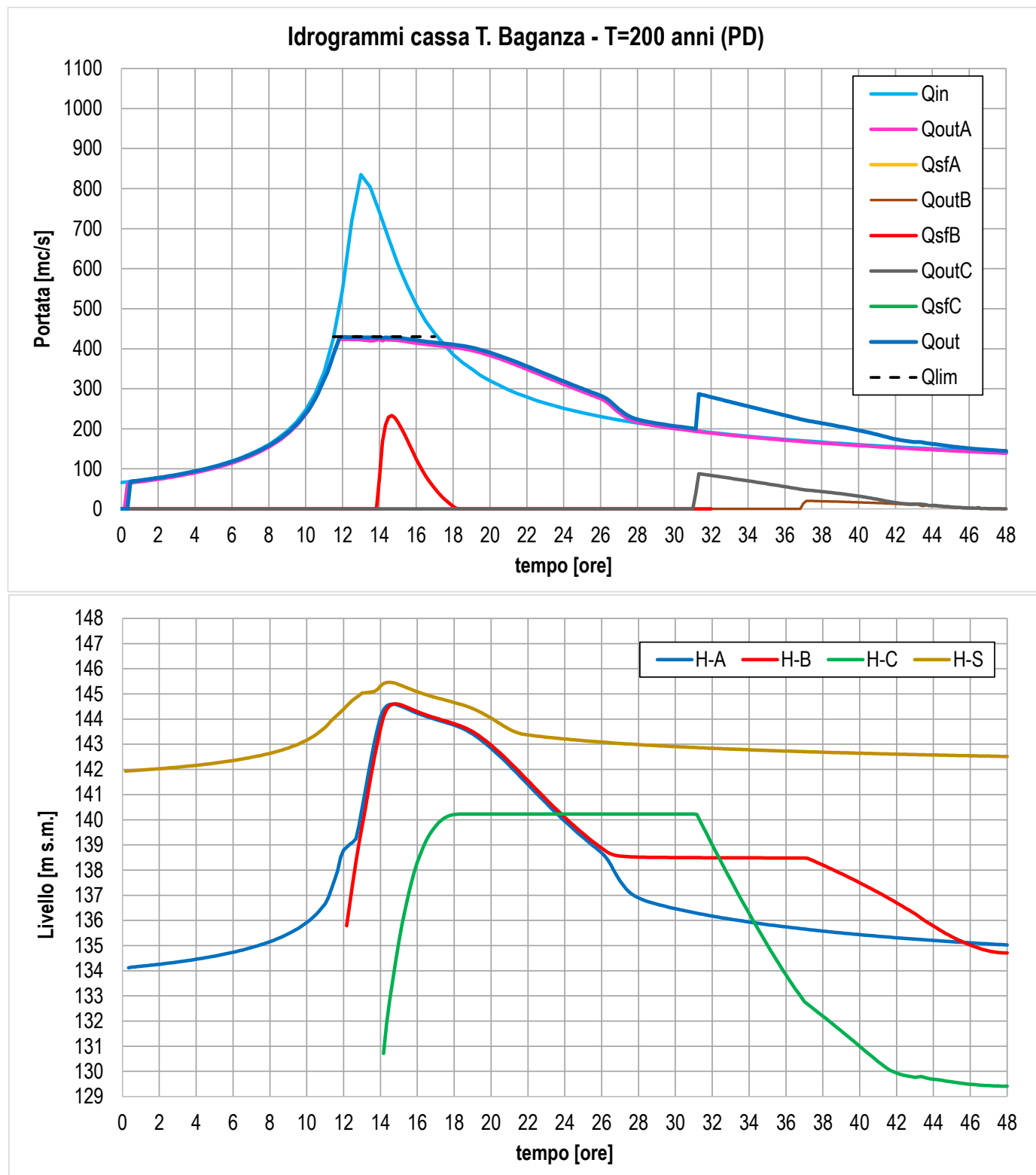
4.2.1 Risultati simulazione con idrogramma PD per T=100 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 300 m³/s

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati relativi alla simulazione n. 1.



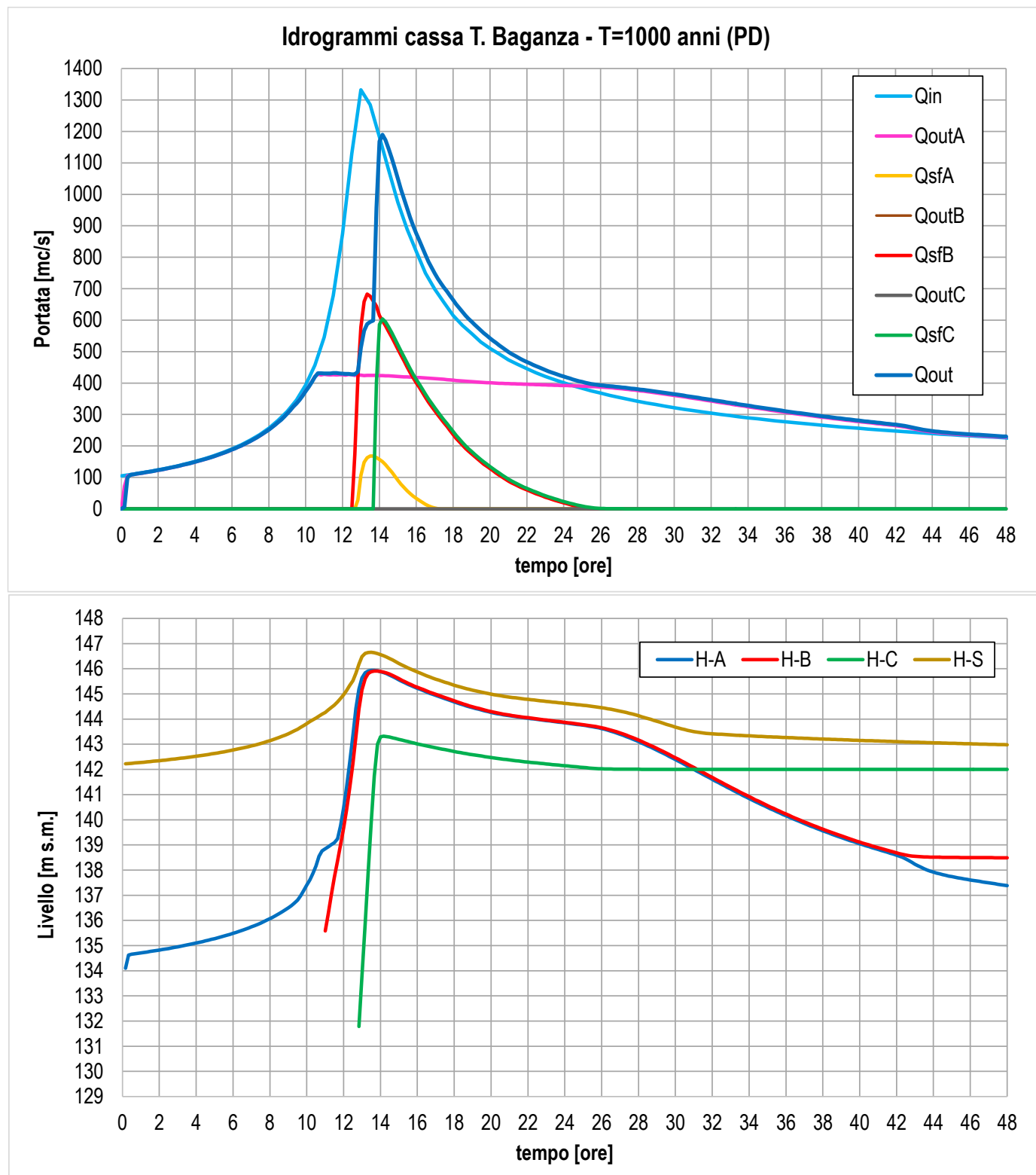
4.2.2 Risultati simulazione con idrogramma PD per T=200 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 430 m³/s

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati relativi alla simulazione n. 2.



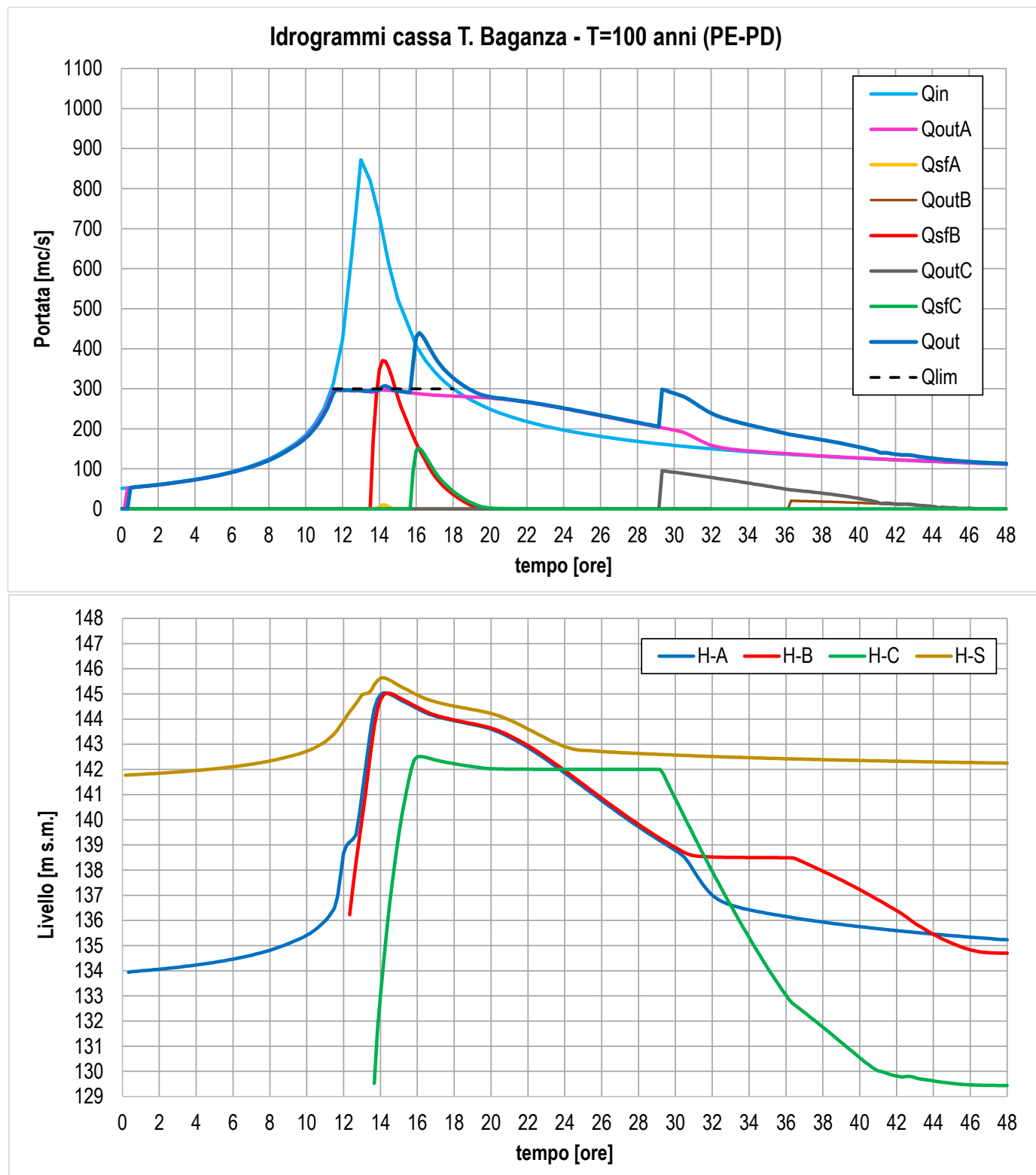
4.2.3 Risultati simulazione con idrogramma PD per T=1000 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 430 m³/s

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati relativi alla simulazione n. 3.



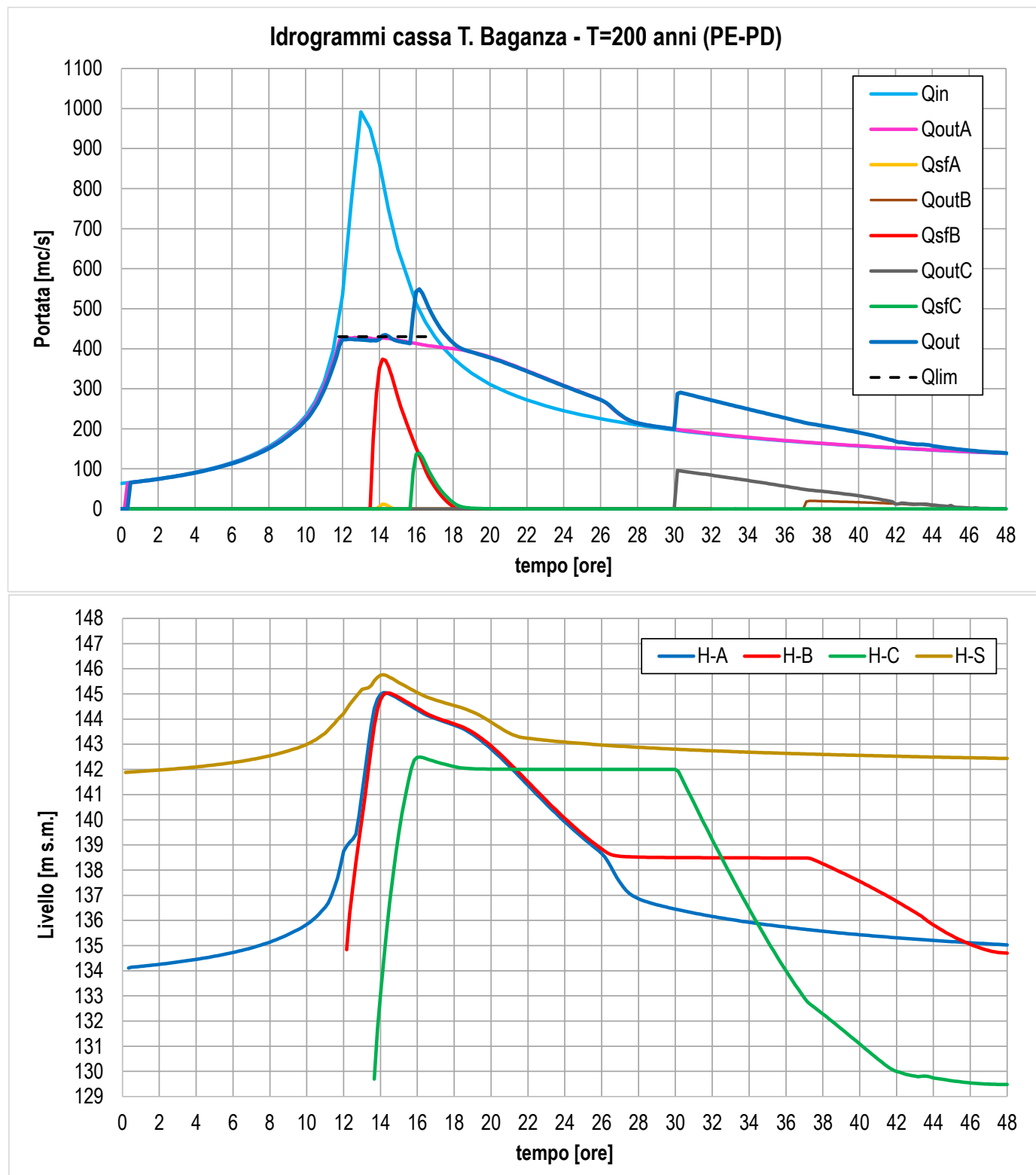
4.2.4 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=100 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 300 m³/s

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati relativi alla simulazione n. 4.



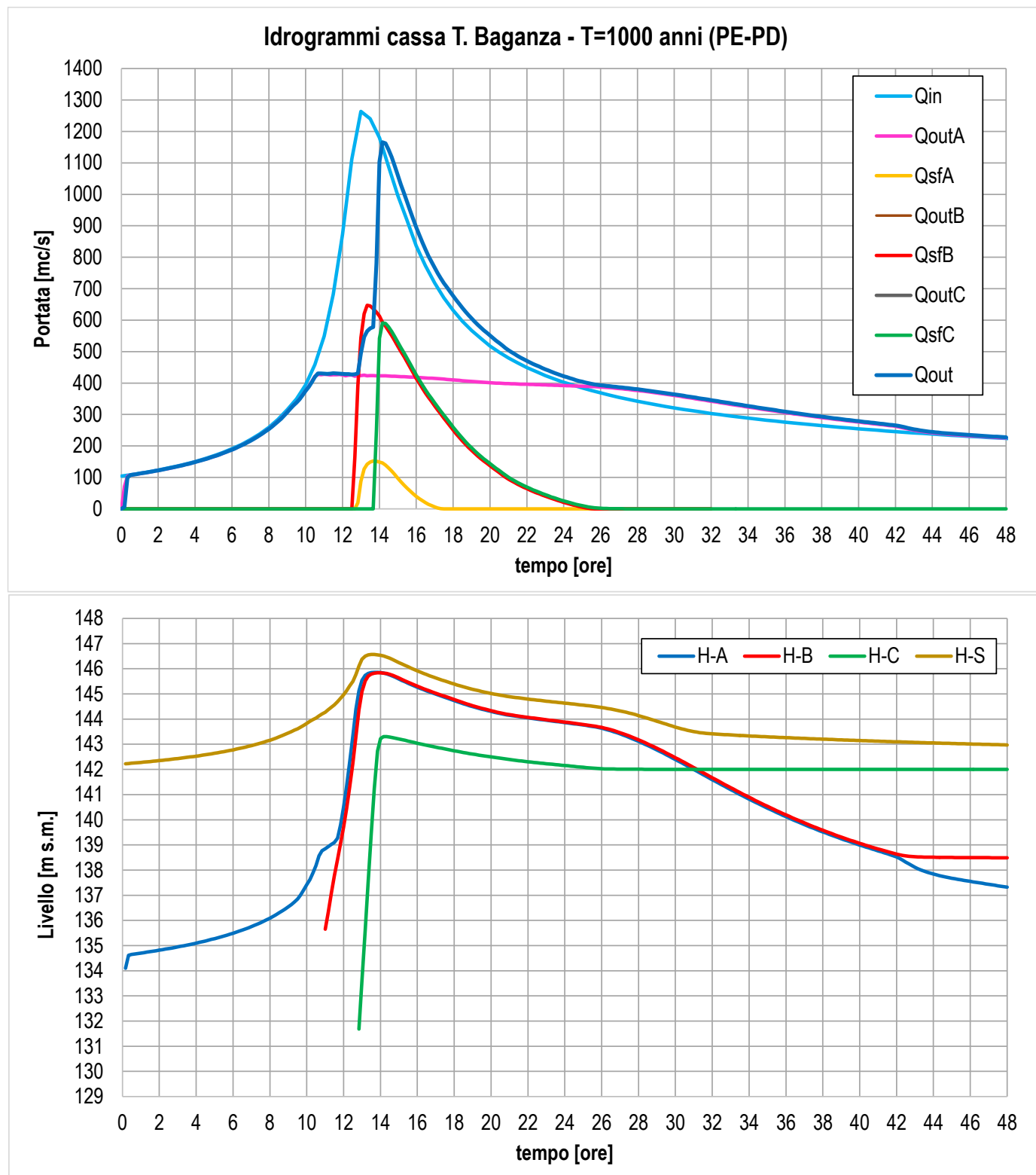
4.2.5 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=200 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 430 m³/s

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati relativi alla simulazione n. 5.



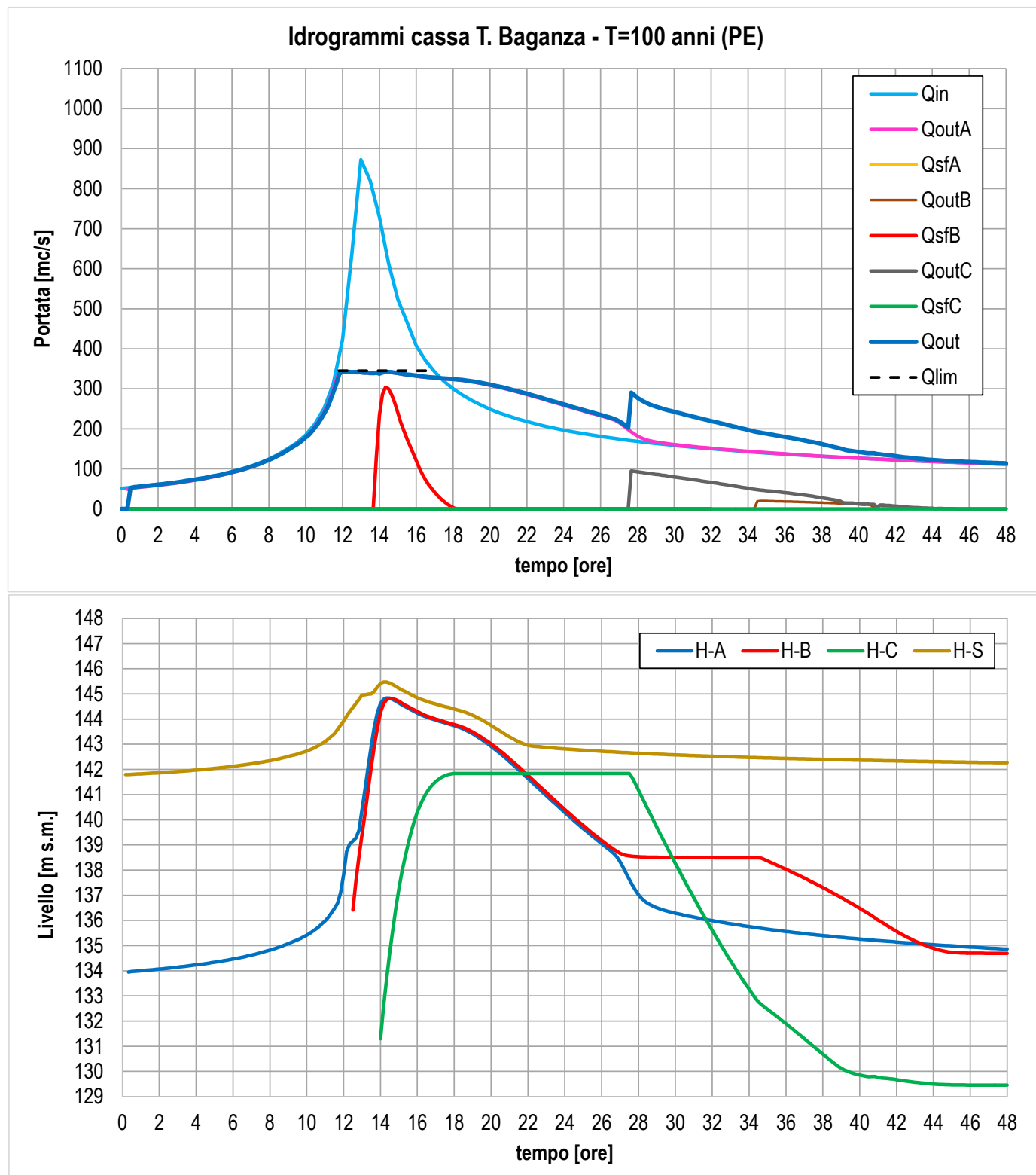
4.2.6 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=1000 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 430 m³/s

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati relativi alla simulazione n. 6.



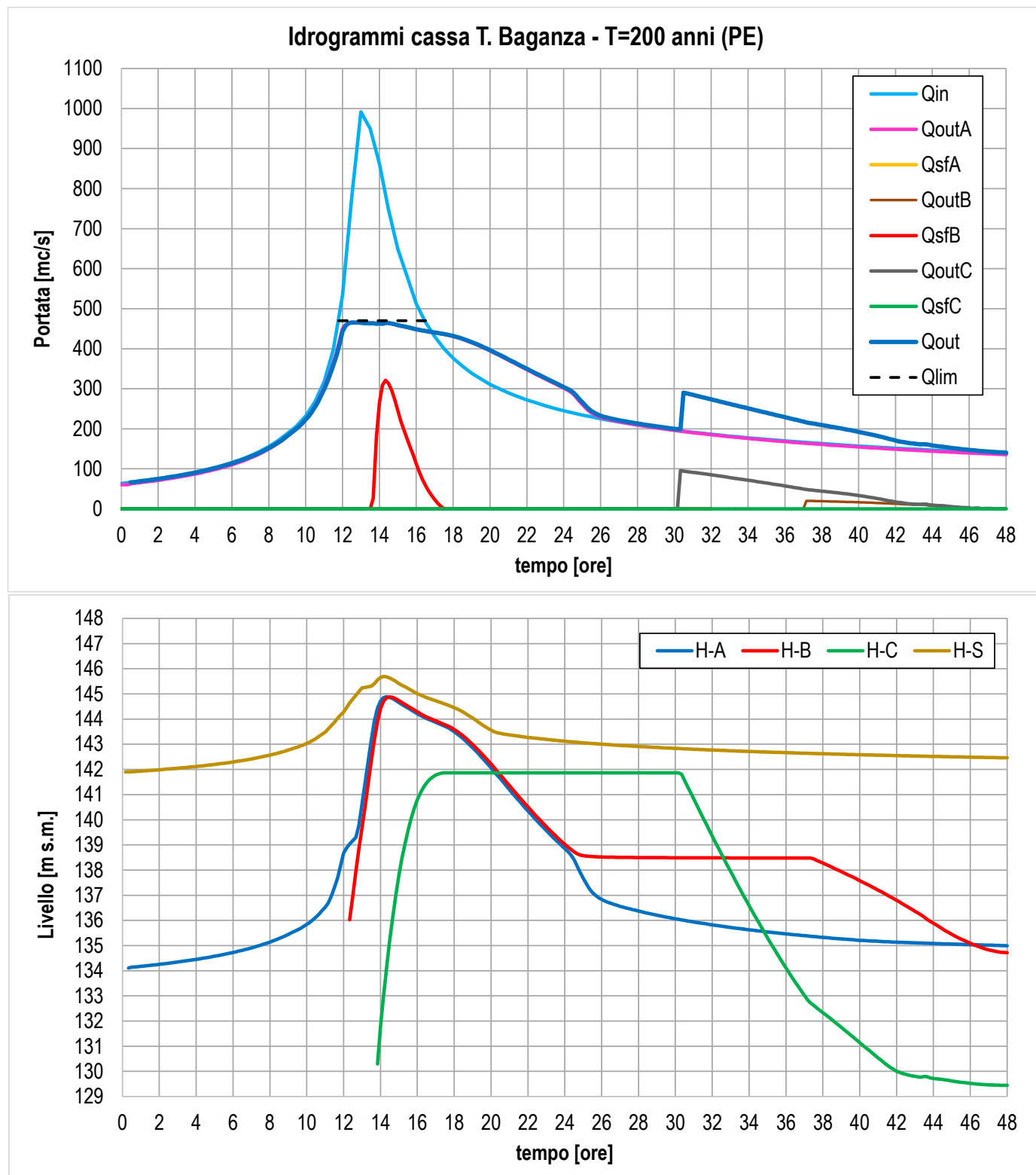
4.2.7 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=100 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 345 m³/s

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati relativi alla simulazione n. 7.

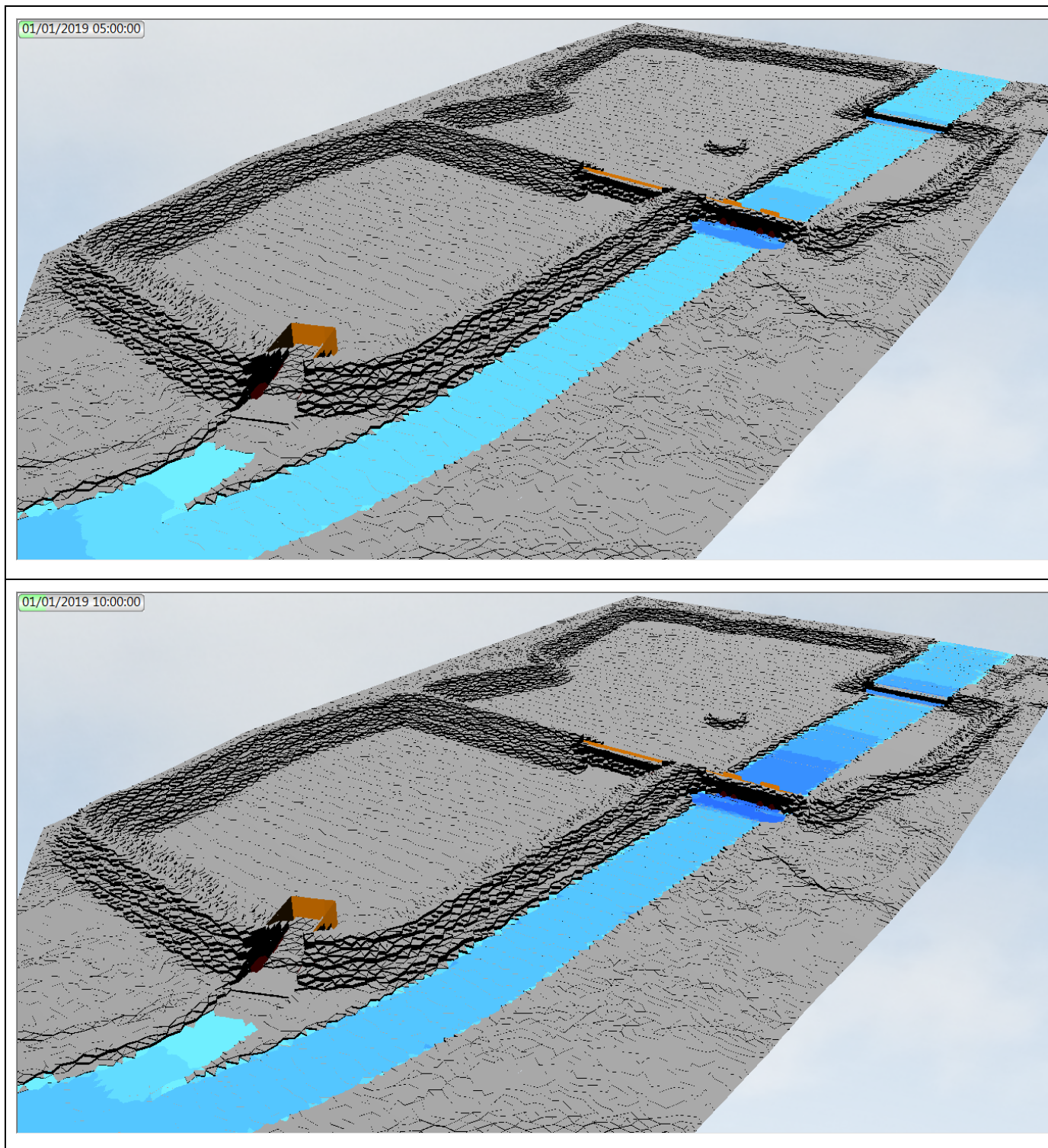


4.2.8 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=200 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 470 m³/s

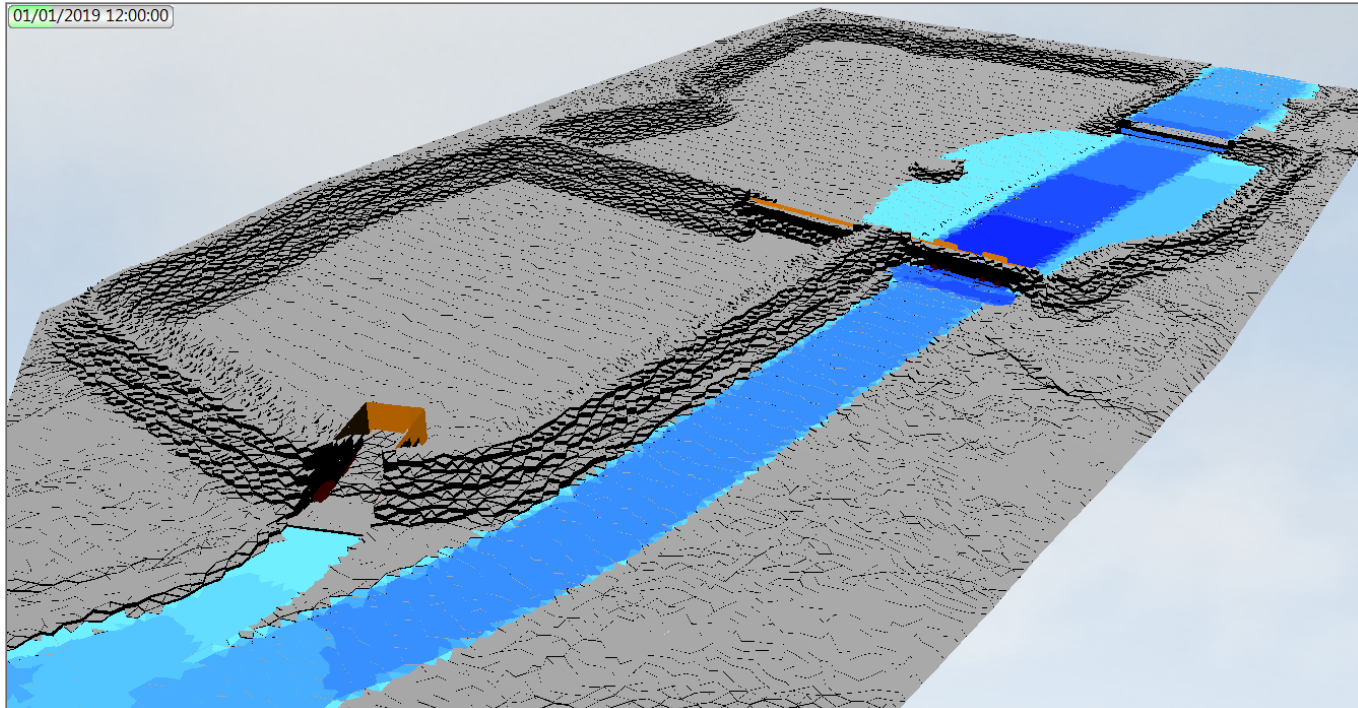
Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati relativi alla simulazione n. 8.



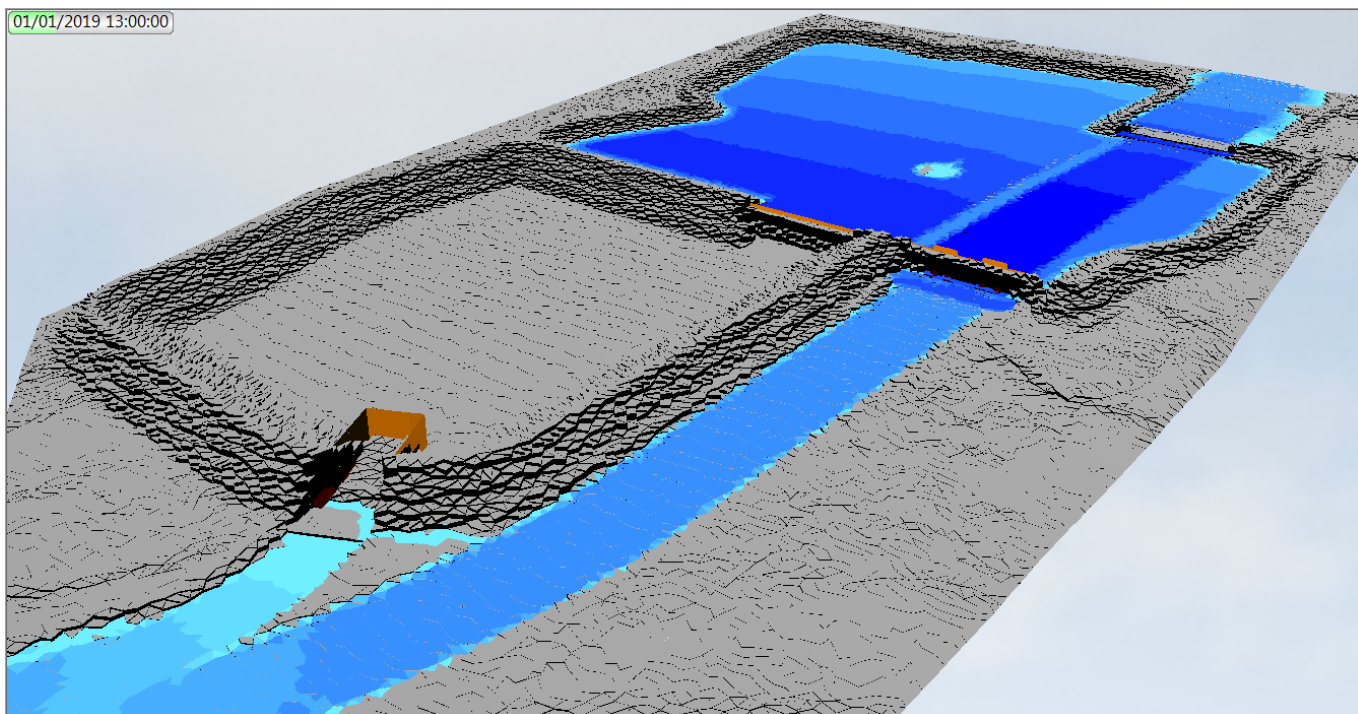
In relazione alla presente simulazione, di seguito viene riportato, sotto forma di vista 3D, l'evoluzione dell'evento di piena.



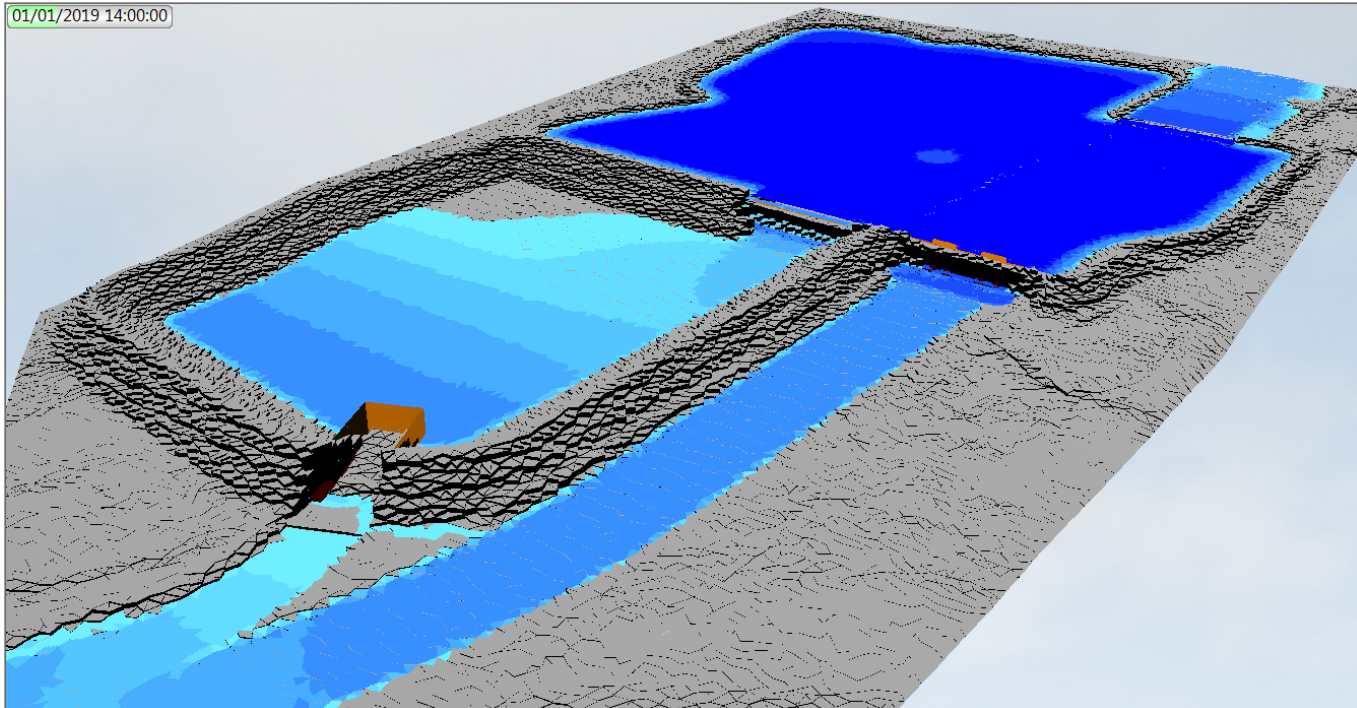
01/01/2019 12:00:00



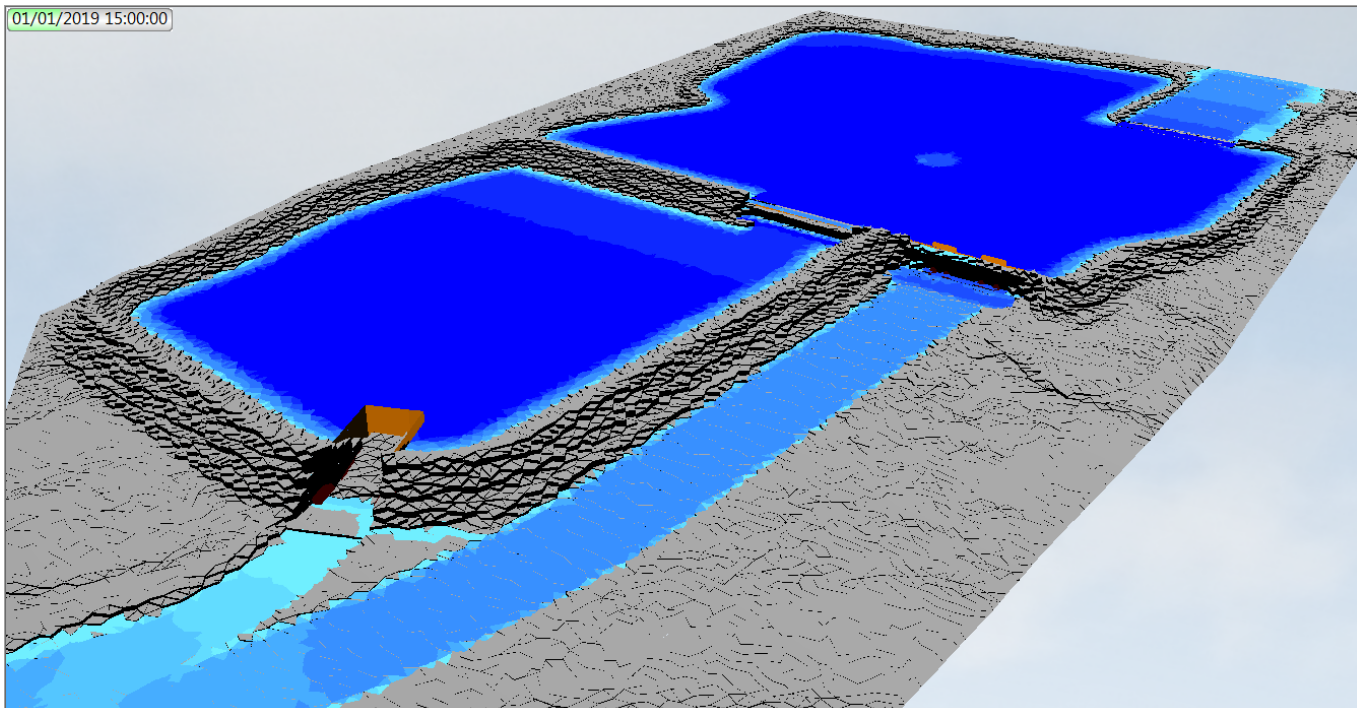
01/01/2019 13:00:00



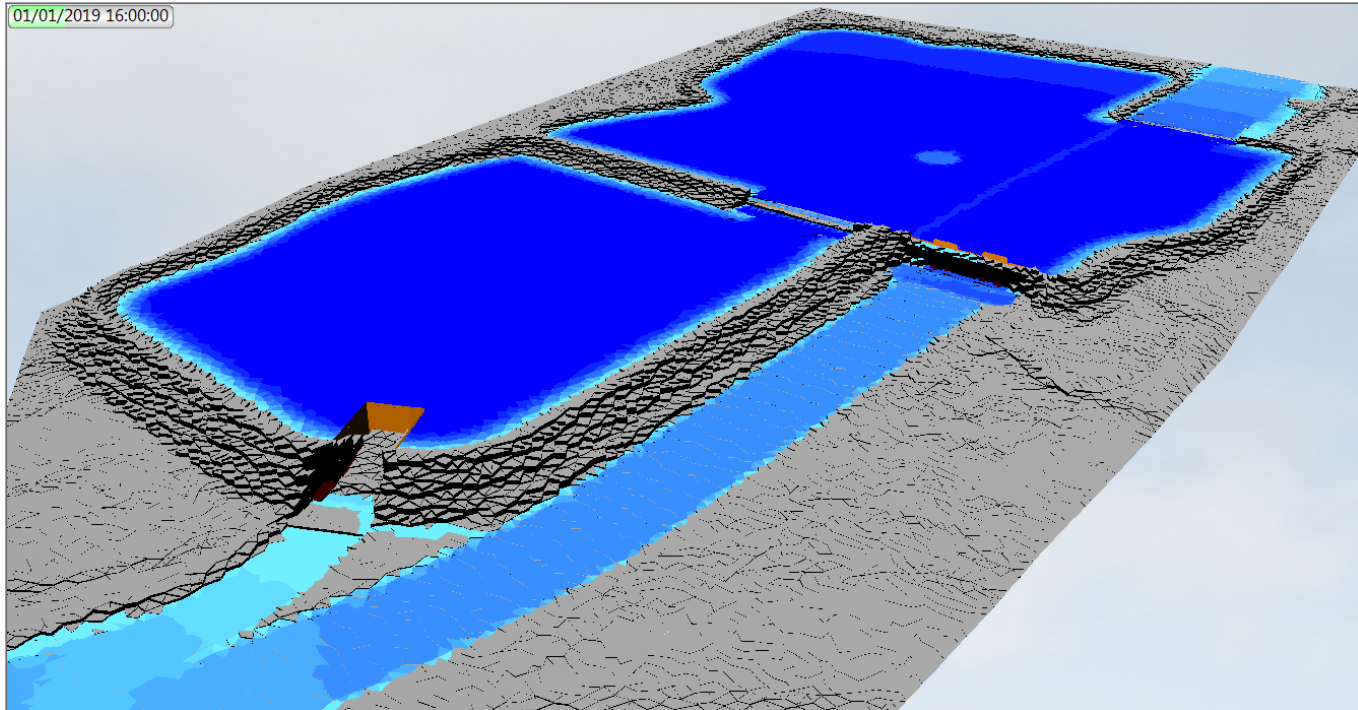
01/01/2019 14:00:00



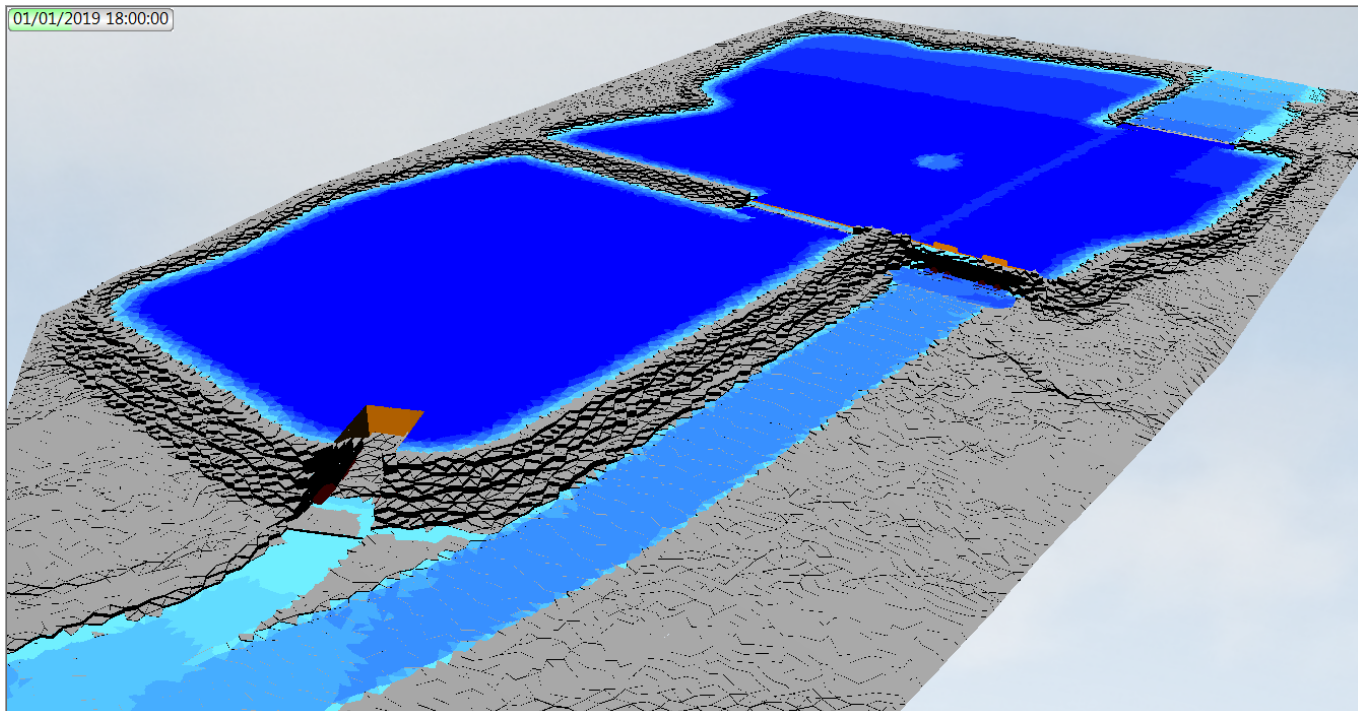
01/01/2019 15:00:00



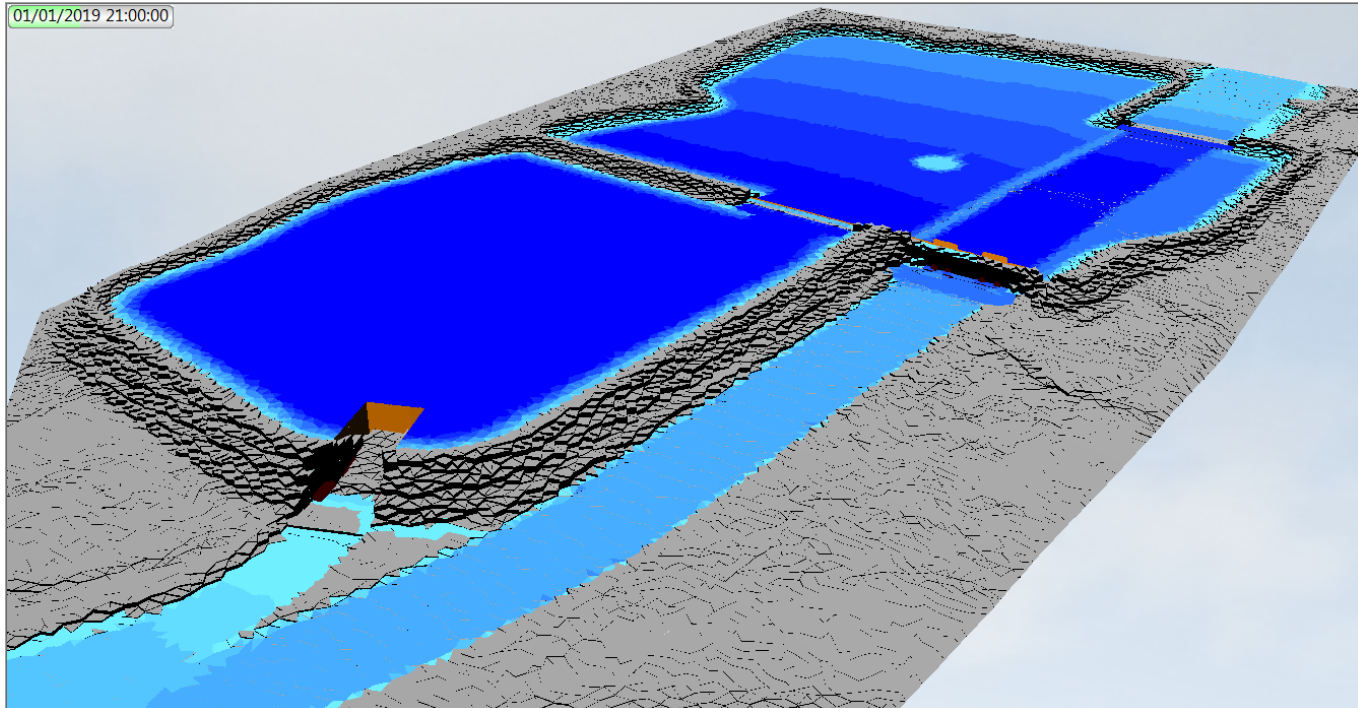
01/01/2019 16:00:00



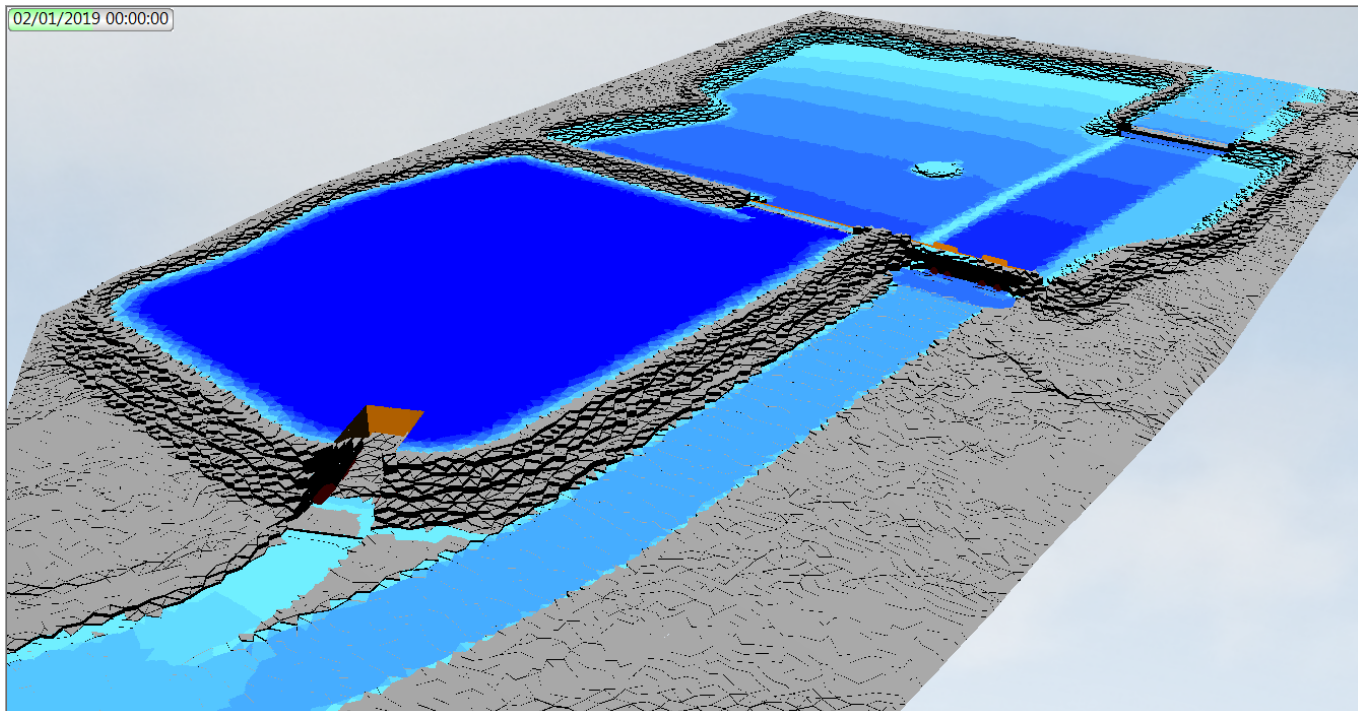
01/01/2019 18:00:00



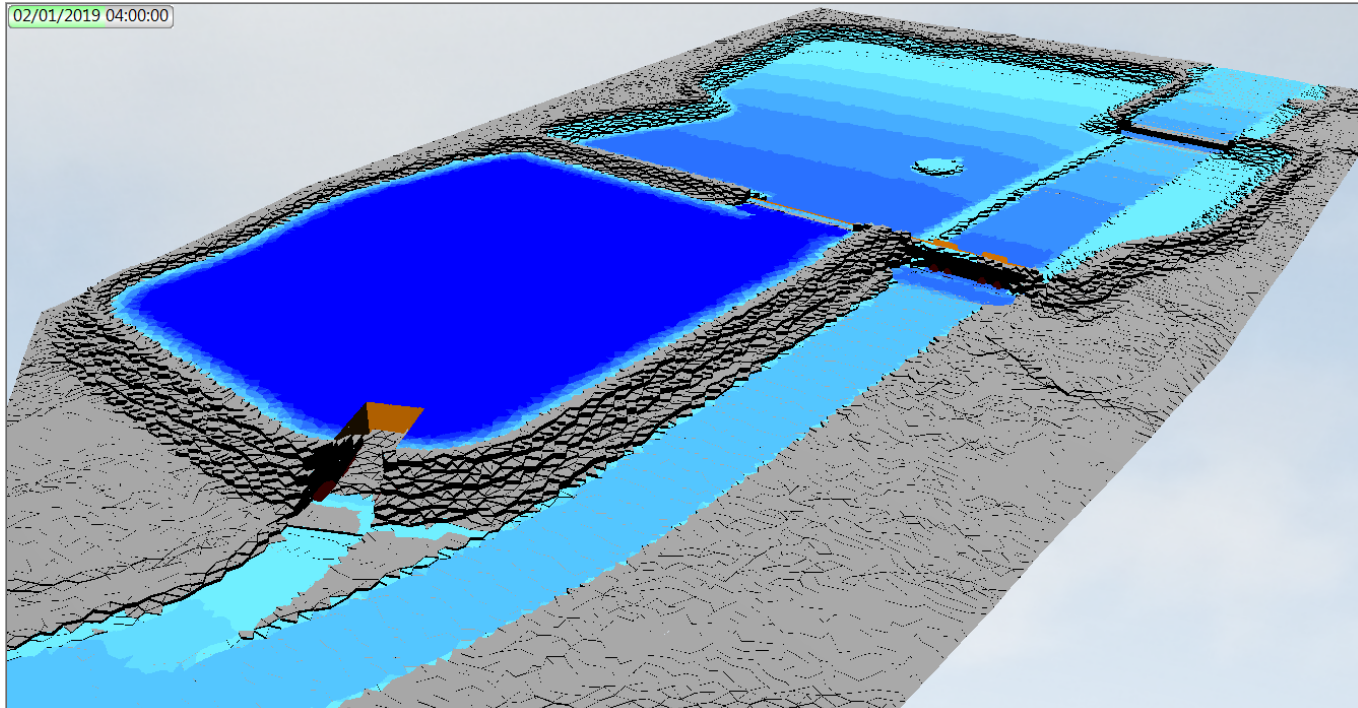
01/01/2019 21:00:00



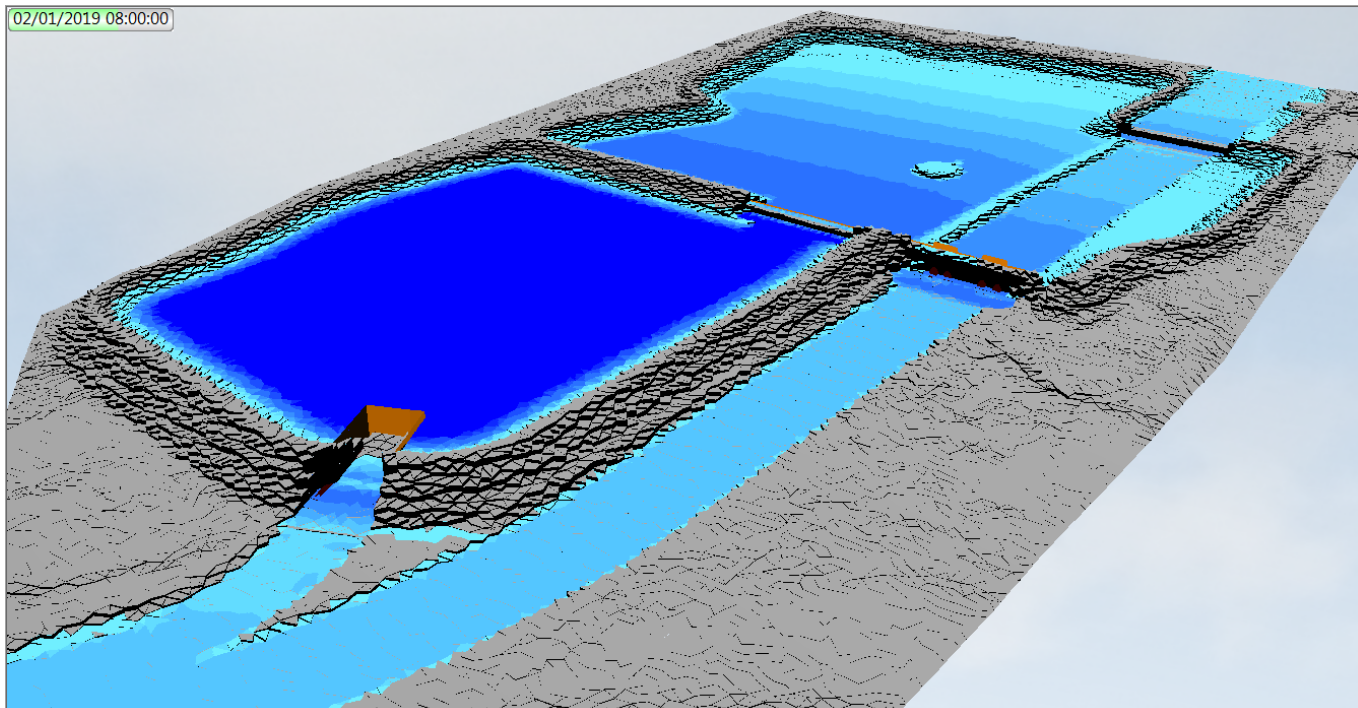
02/01/2019 00:00:00



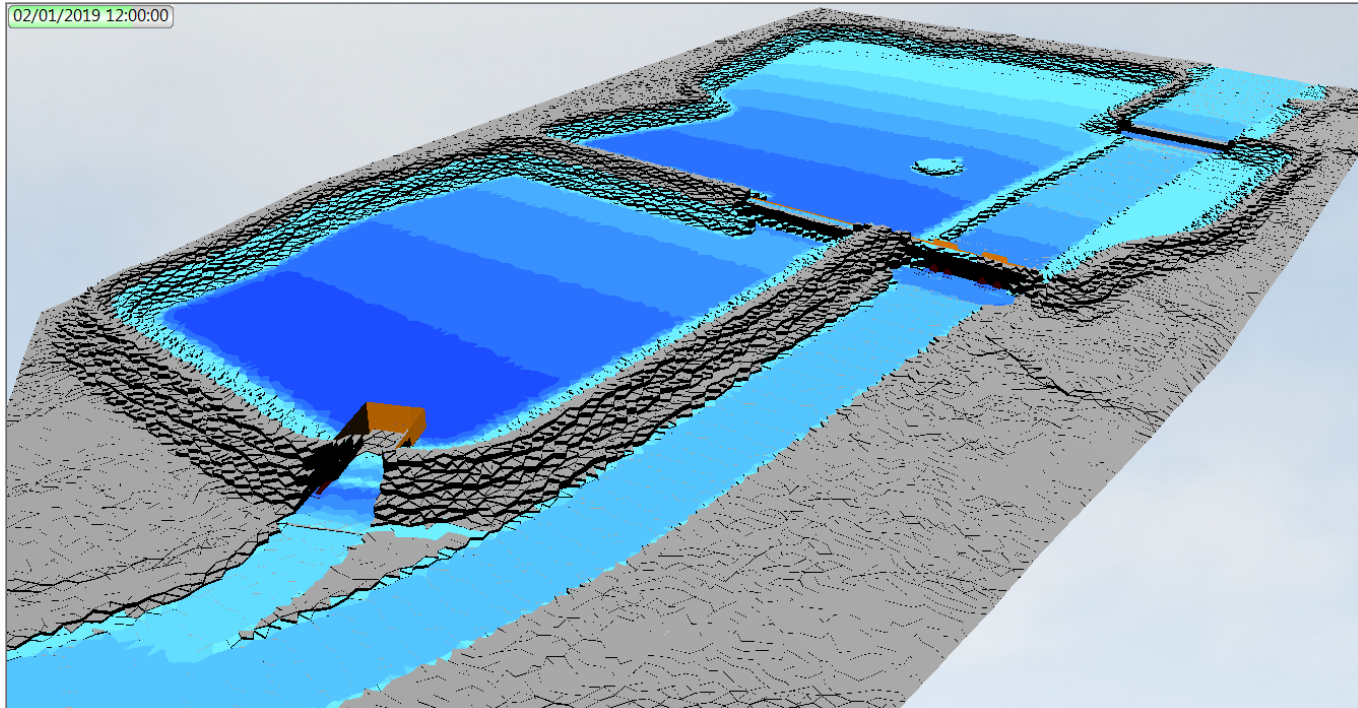
02/01/2019 04:00:00



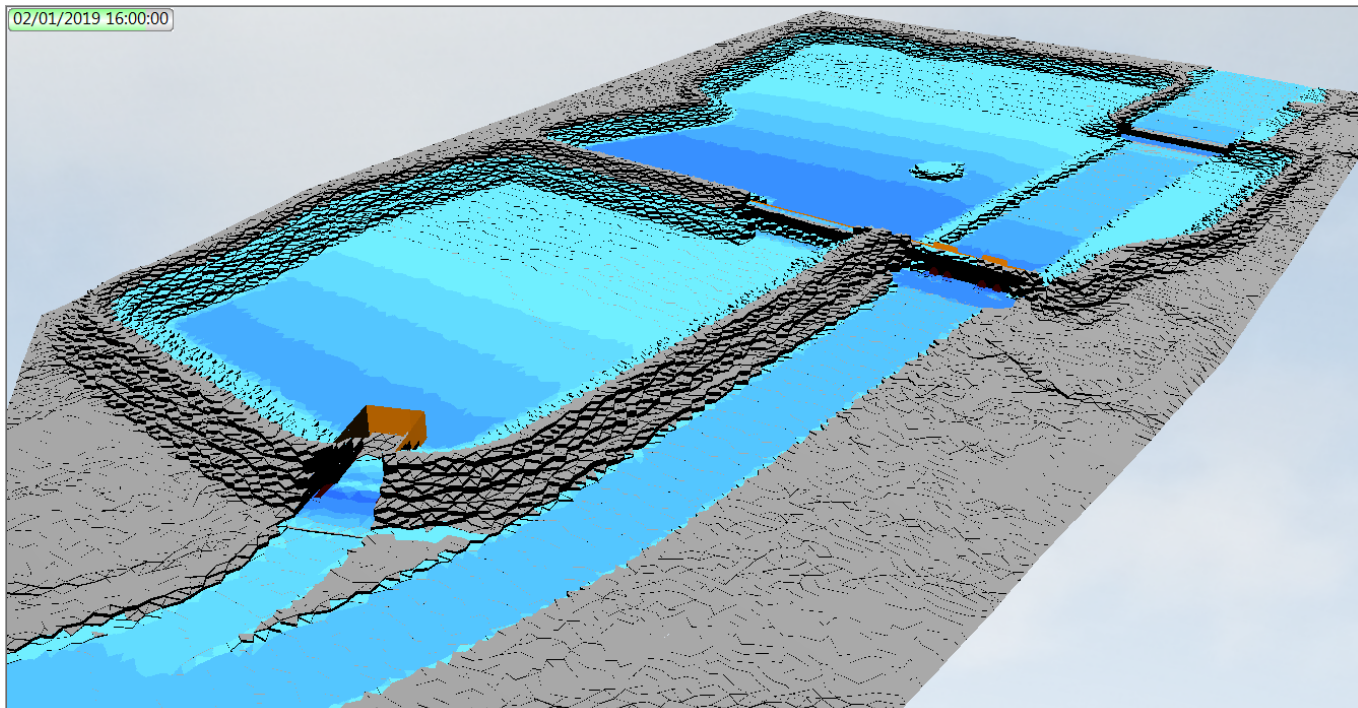
02/01/2019 08:00:00



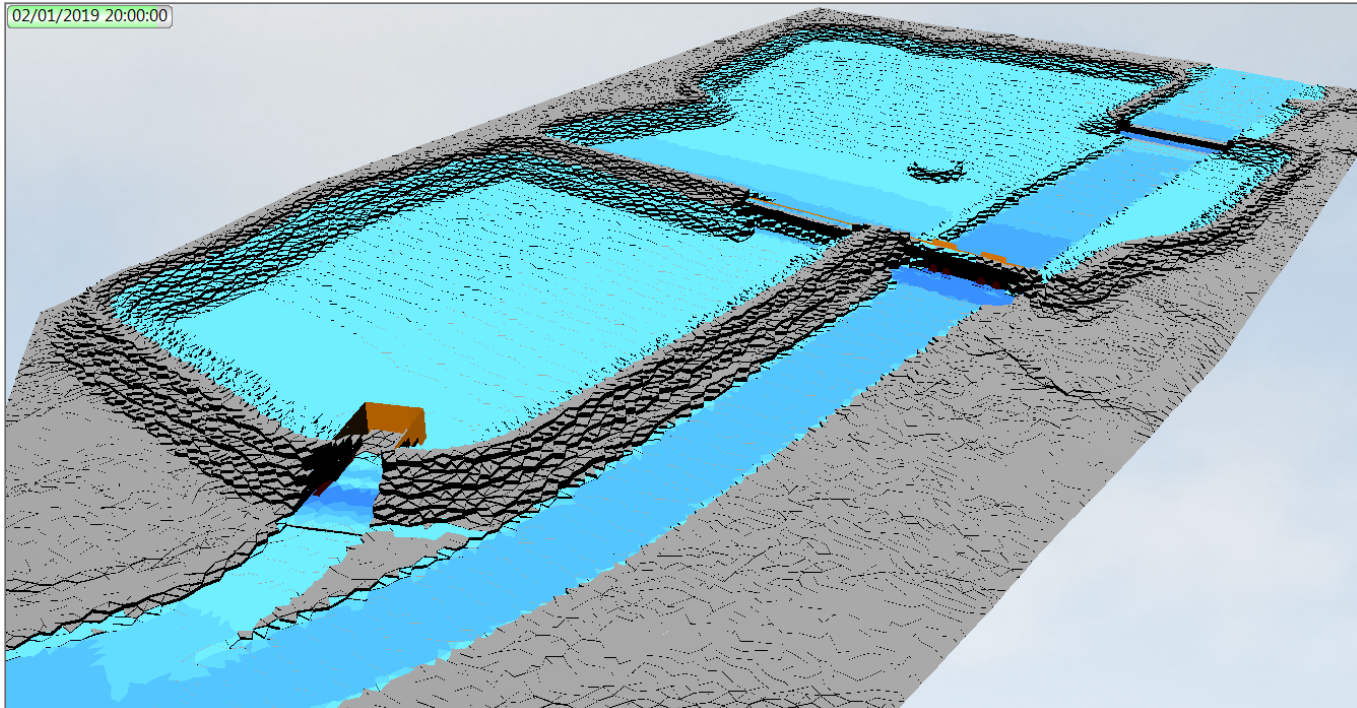
02/01/2019 12:00:00



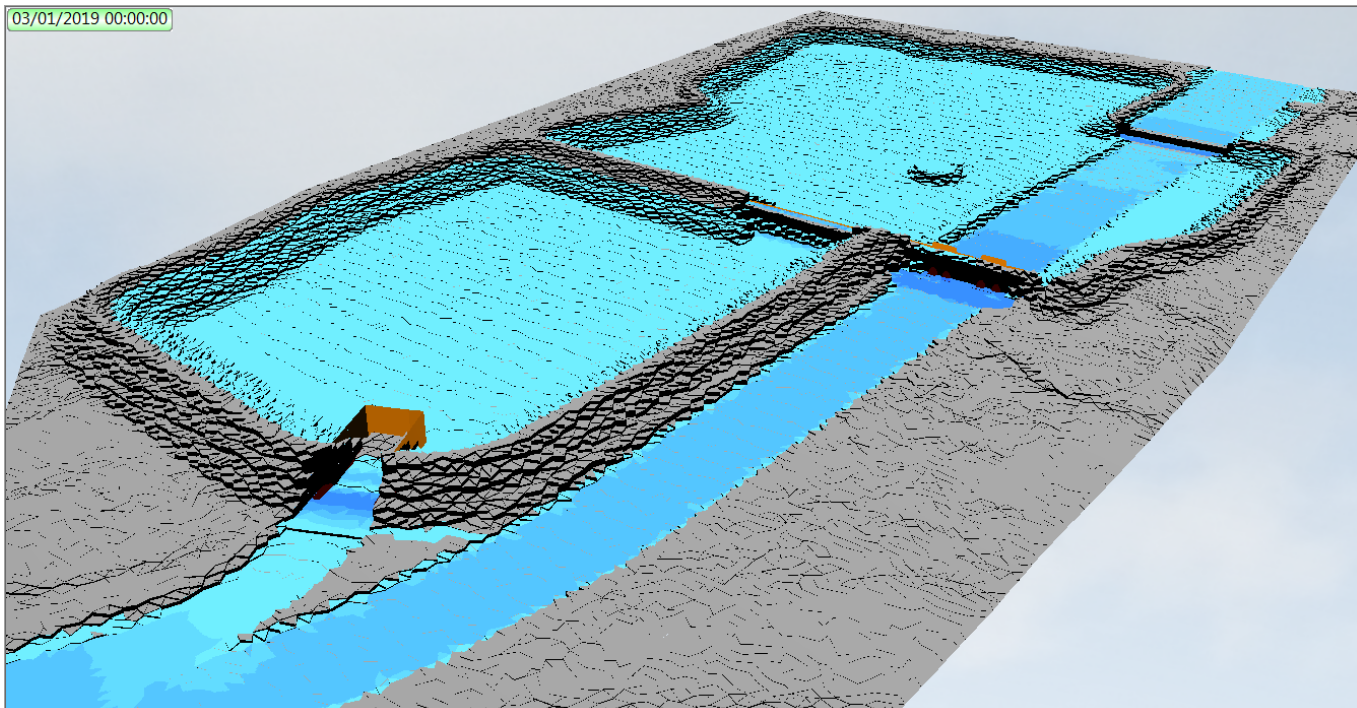
02/01/2019 16:00:00



02/01/2019 20:00:00

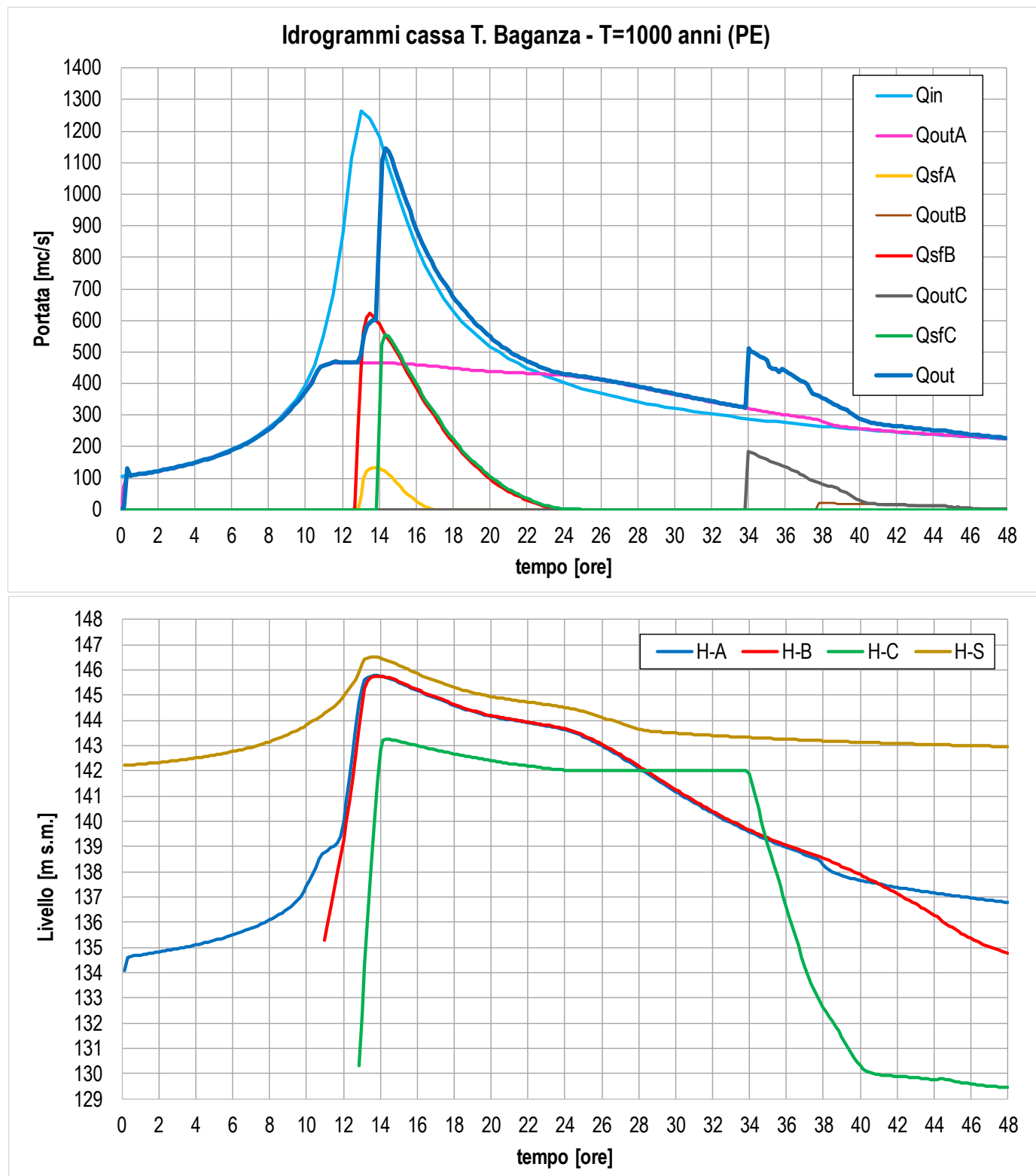


03/01/2019 00:00:00

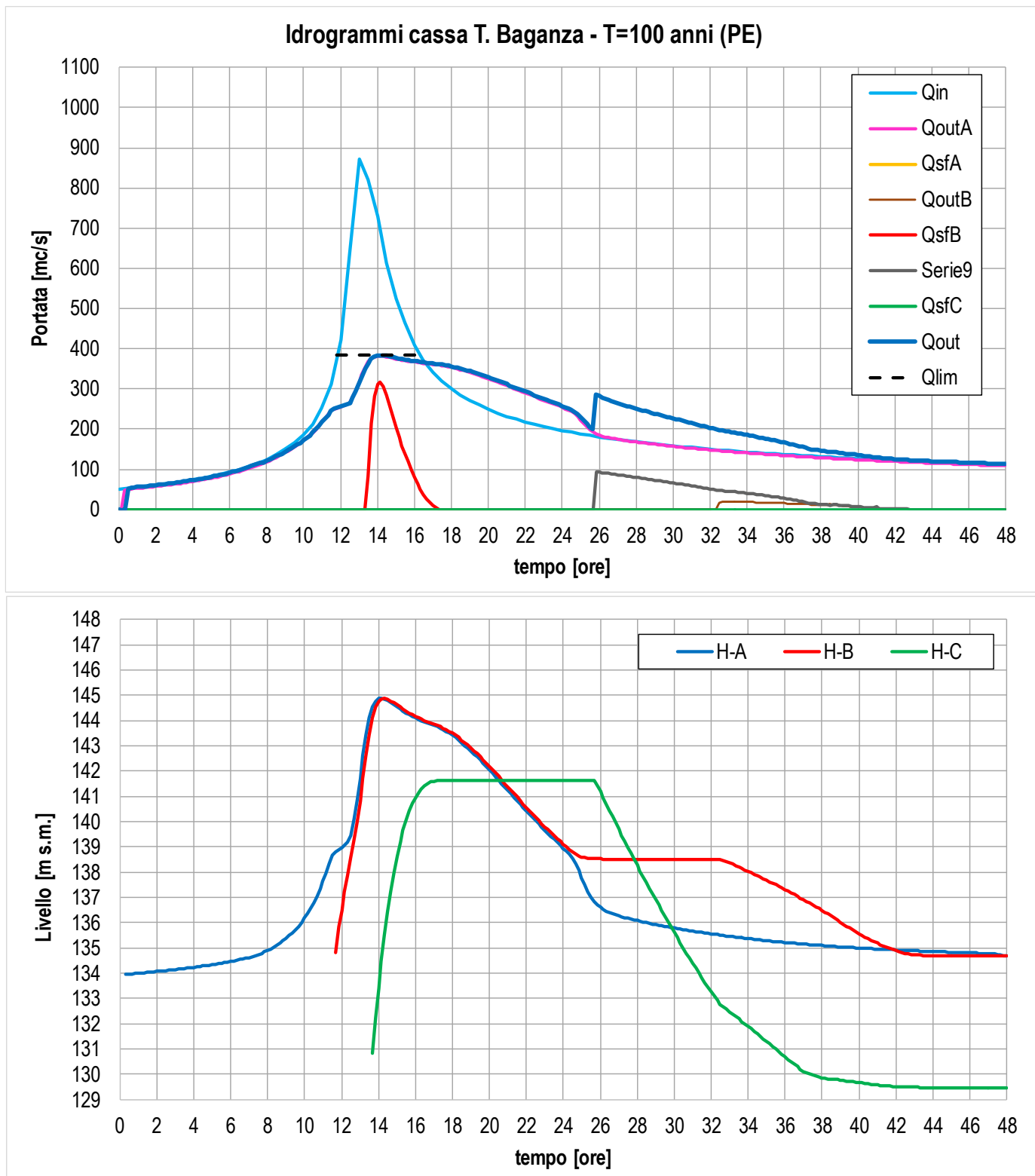


4.2.9 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=1000 anni e portata soglia regolazione mobile pari a 470 m³/s

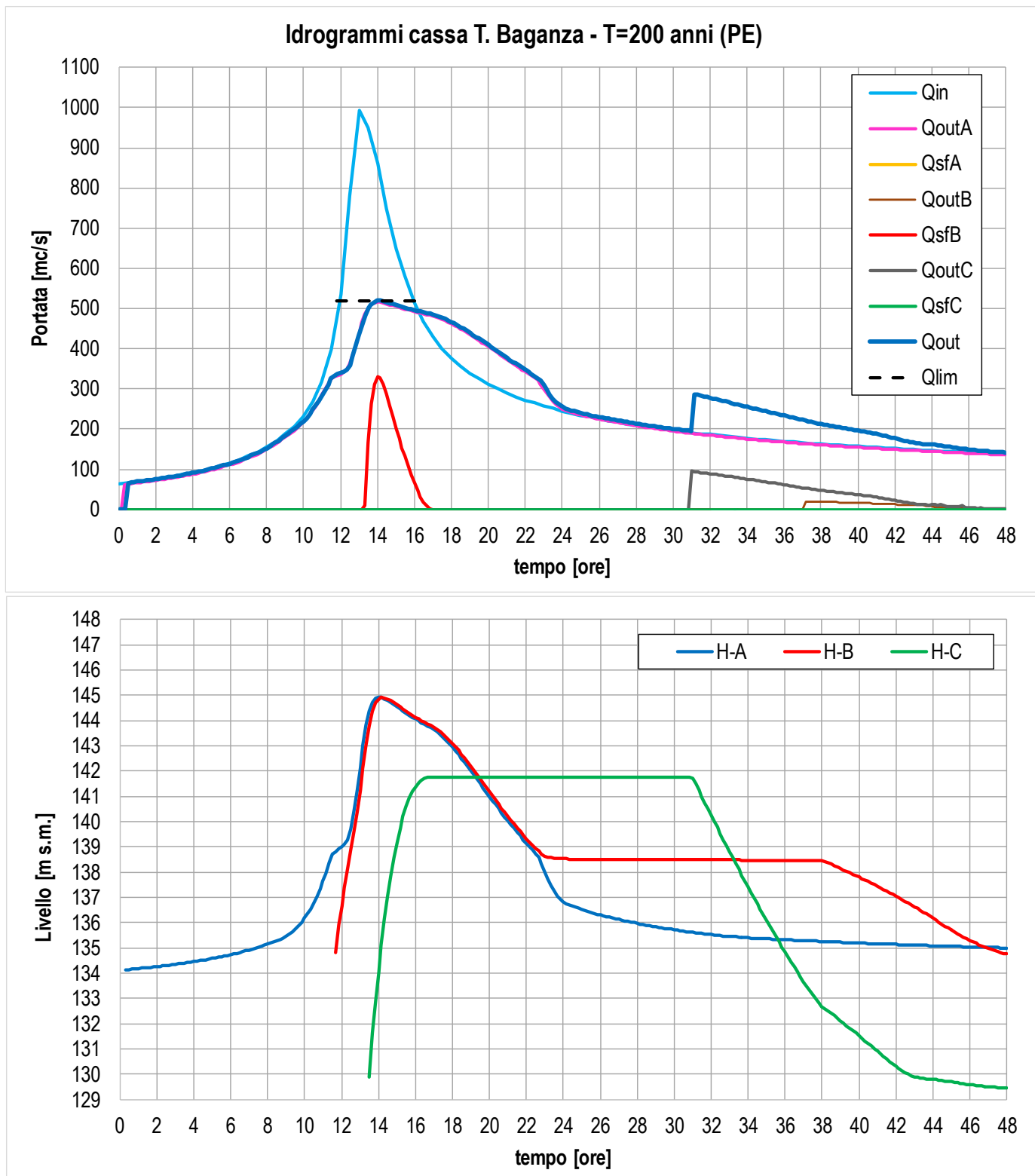
Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati relativi alla simulazione n. 9.



4.2.10 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=100 anni e portata soglia regolazione fissa pari a 385 m³/s

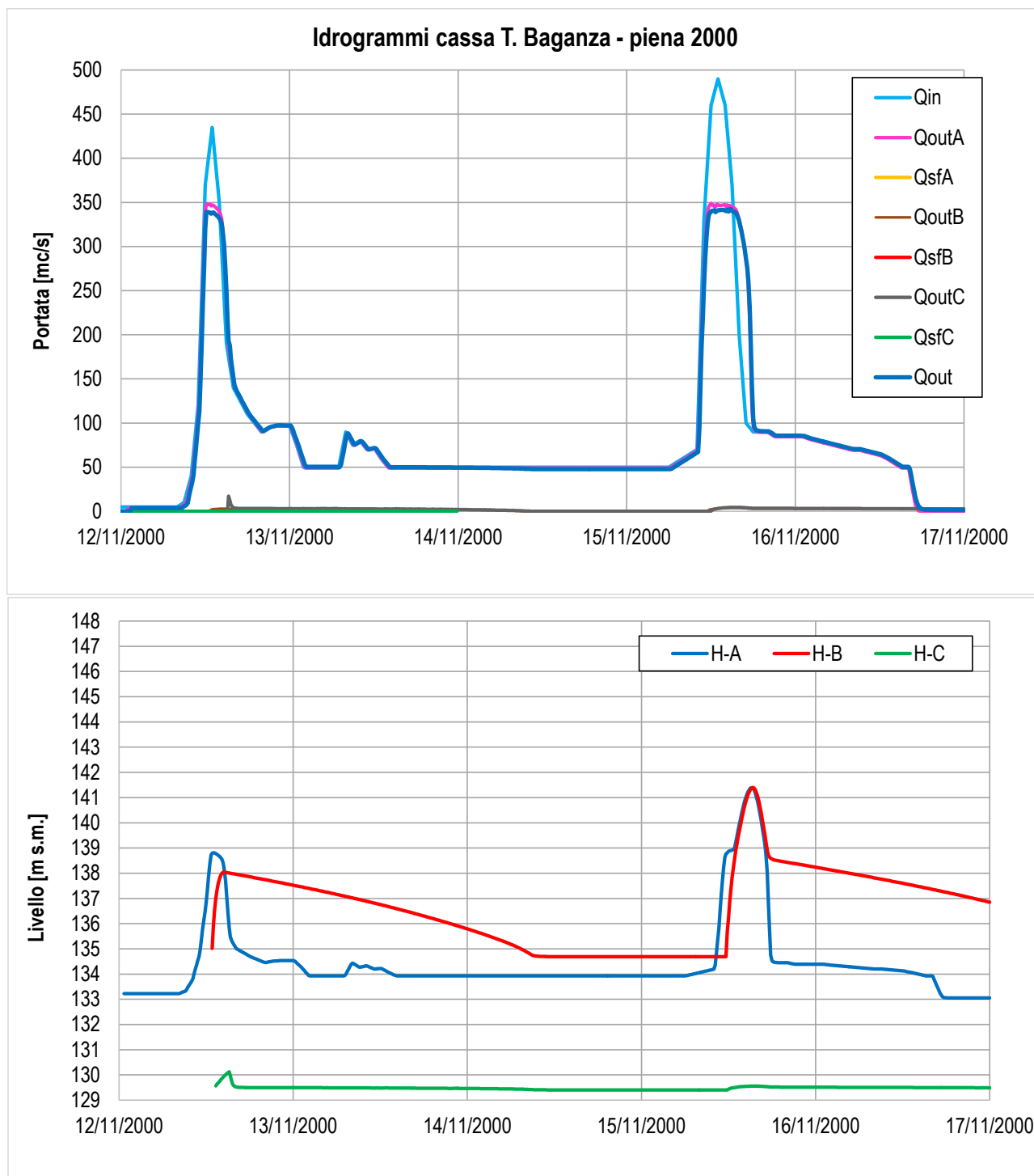


4.2.11 Risultati simulazione con idrogramma PE per T=200 anni e portata soglia regolazione fissa pari a 520 m³/s



4.2.12 Risultati simulazione con idrogramma evento novembre 2000, con portata regolazione mobile pari a 345 m³/s

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati relativi alla simulazione condotta per l'evento reale verificatosi dal 12 al 15 novembre 2000.



Dall'analisi dell'evento reale della piena del 2000 emerge:

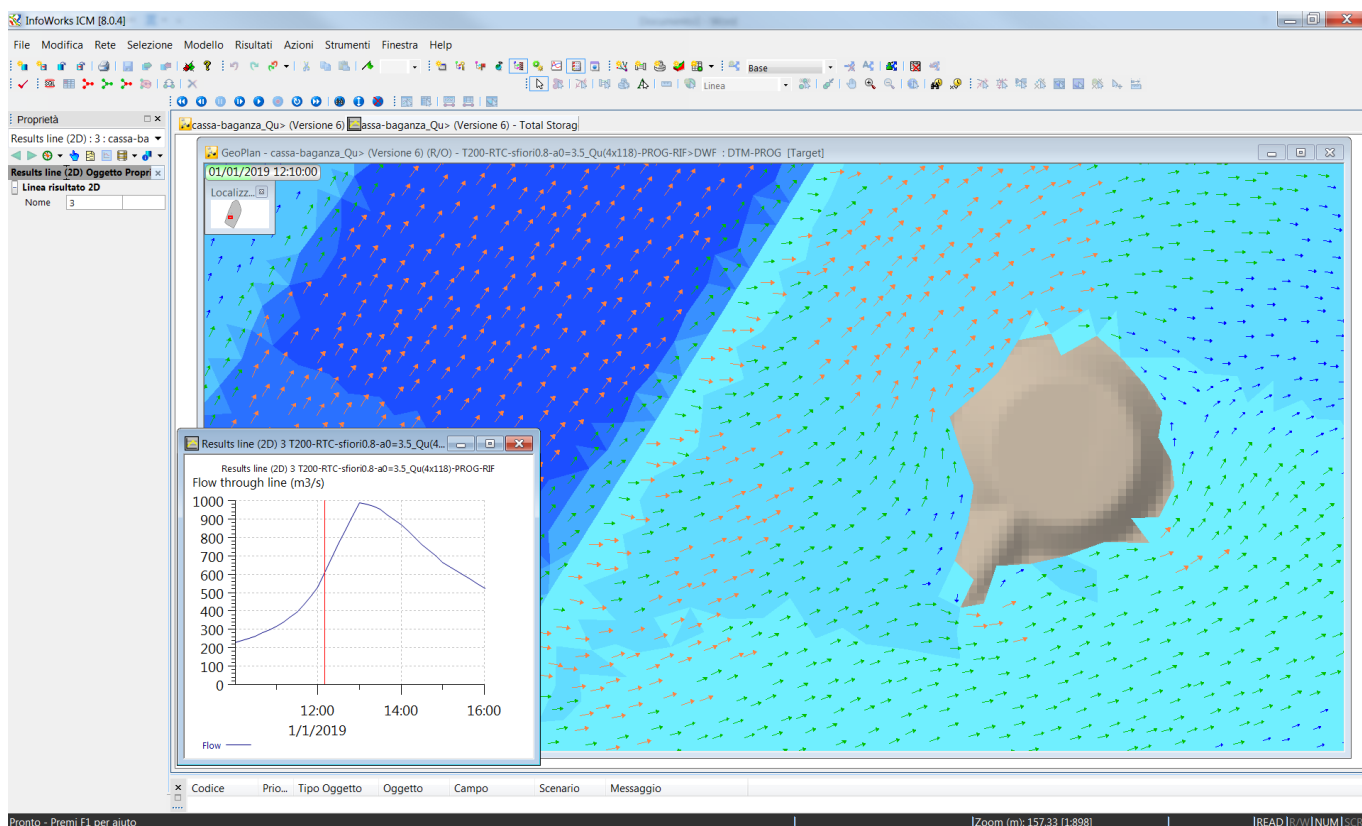
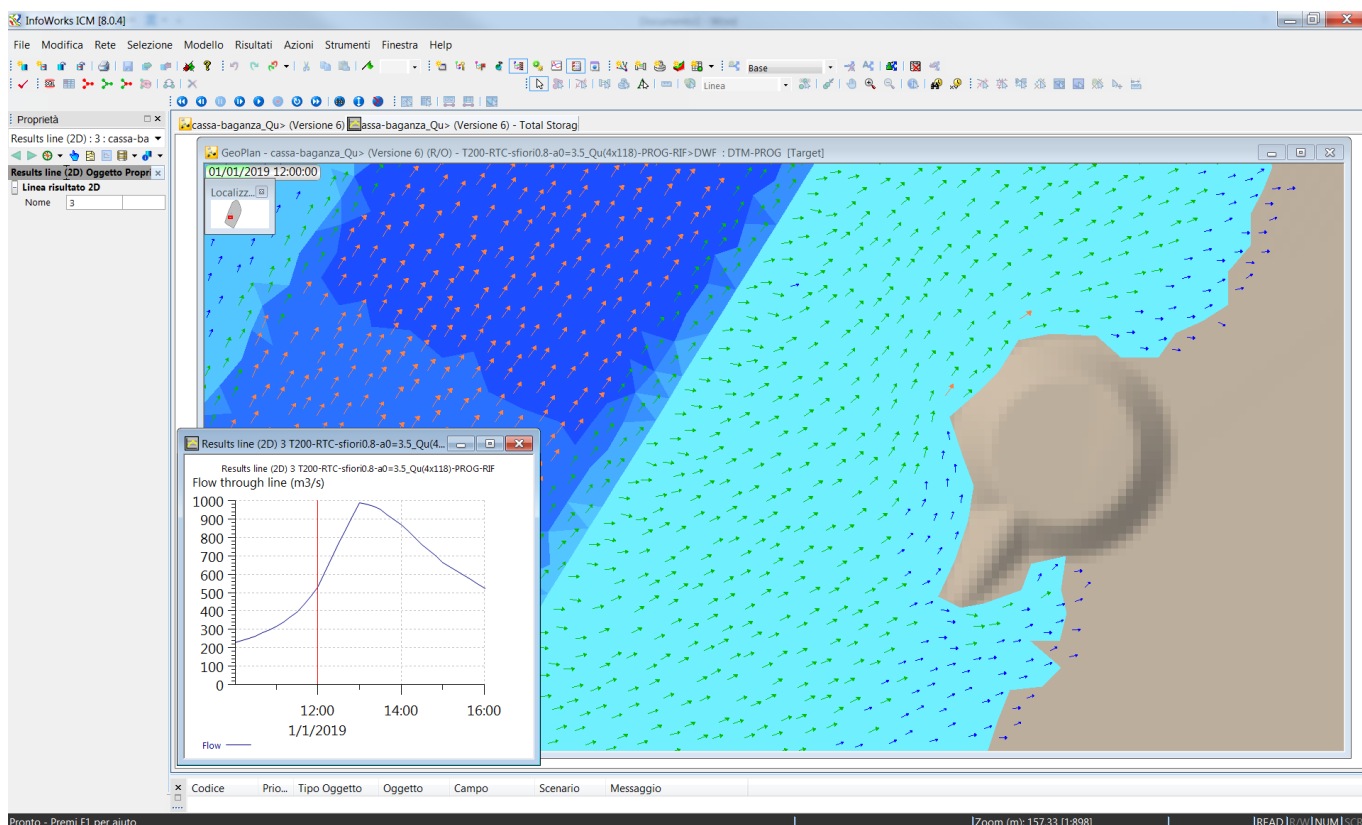
- entrambi gli eventi hanno interessato solo il primo comparto di invaso, infatti il livello idrico in tale comparto è rimasto sempre inferiore alla quota di sfioro del manufatto "B" che è pari a 143.70 m s.m.;
- tra il primo e il secondo evento il primo comparto si è svuotato completamente (quota idrica pari a 134.7 m s.m., pari alla quota di fondo dell'invaso a monte del manufatto "B"). Lo svuotamento è avvenuto in parte dal manufatto "A" e in parte dal manufatto "C2, avendo aperto gli scarichi di fondo dei manufatti "B" e "C";
- la portata rilasciata a valle ha rispettato il limite di 345 m³/s (portata di regolazione per evento di piena centennale);
- quindi per un evento come quello del novembre 2000, la cassa avrebbe potuto laminare entrambi i picchi di piena.

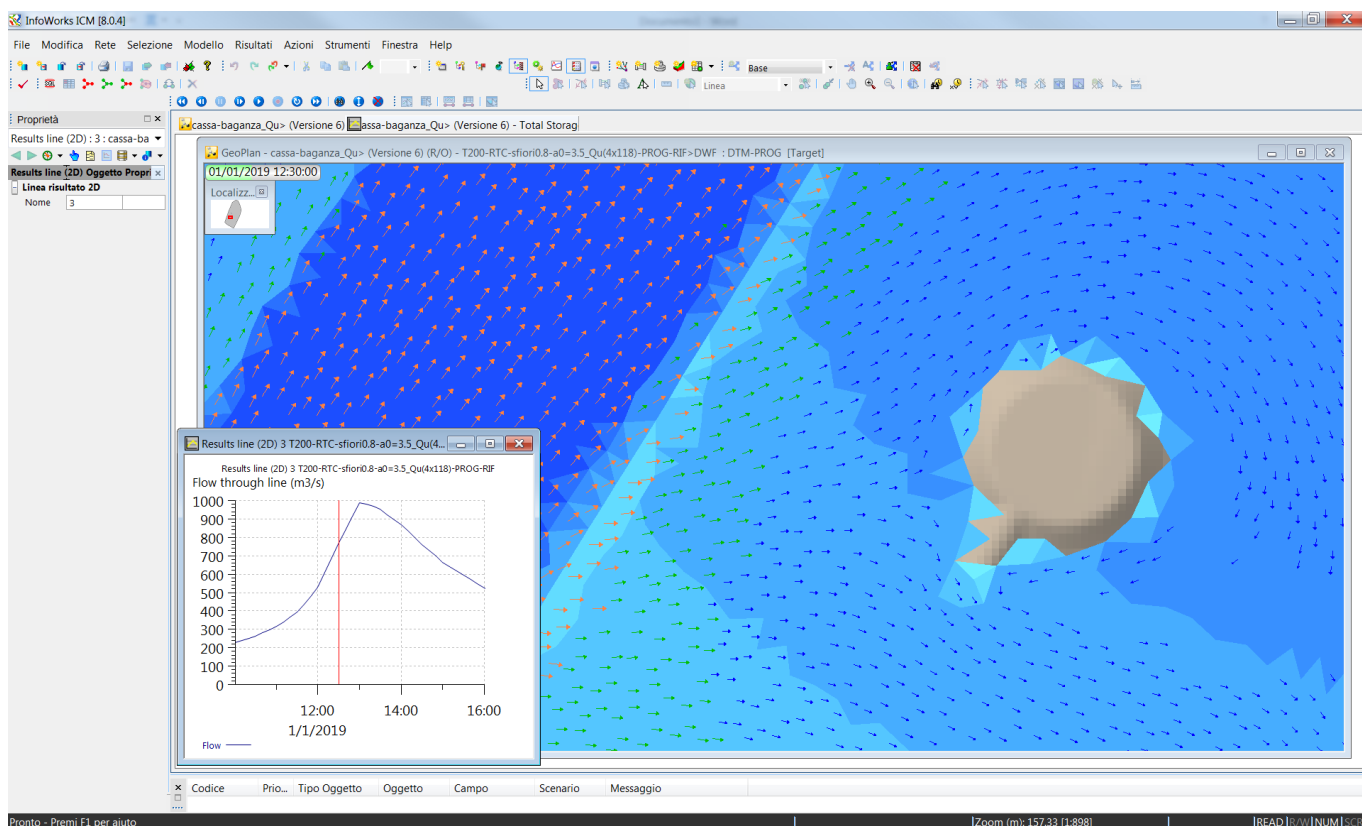
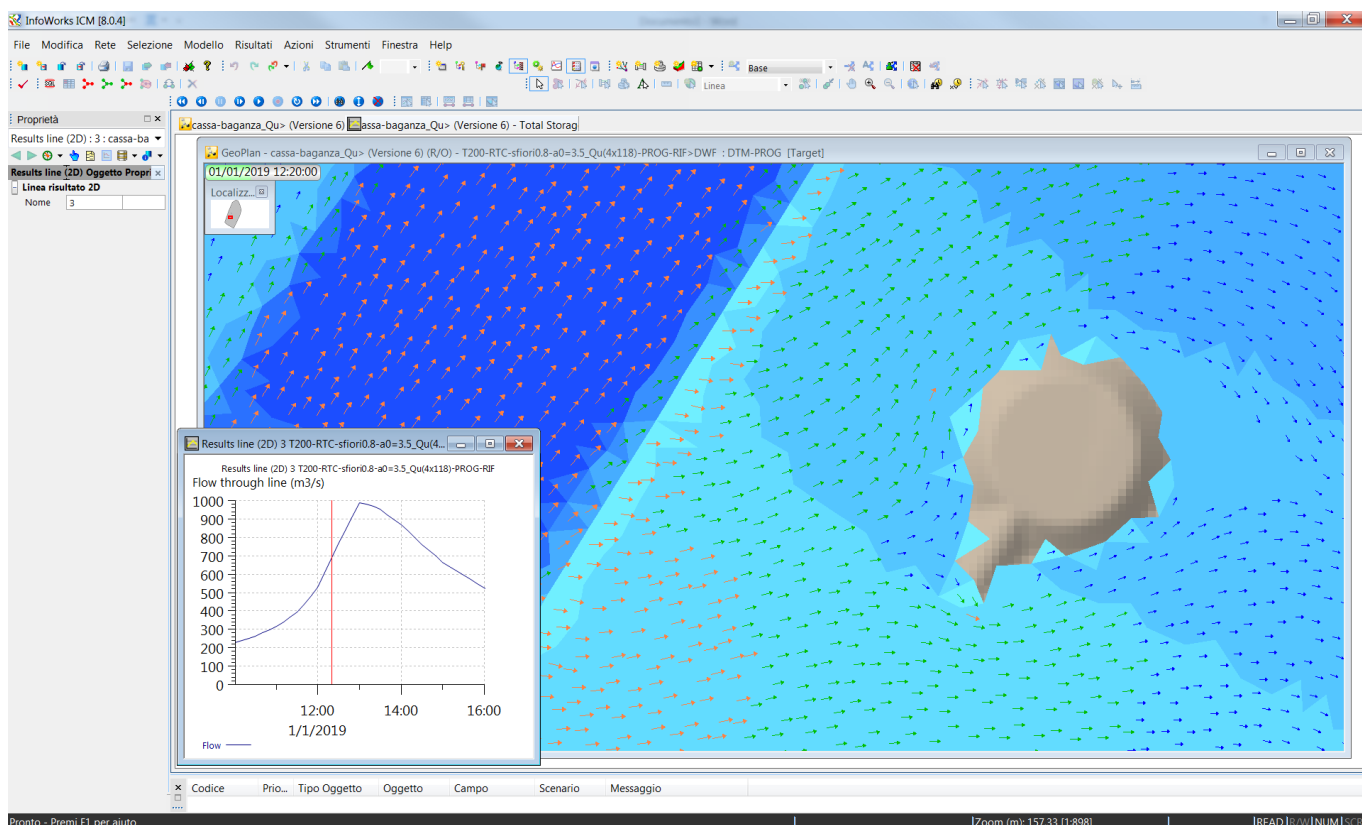
4.2.13 Risultati simulazione T200 anni in corrispondenza del traliccio posto interno alla cassa

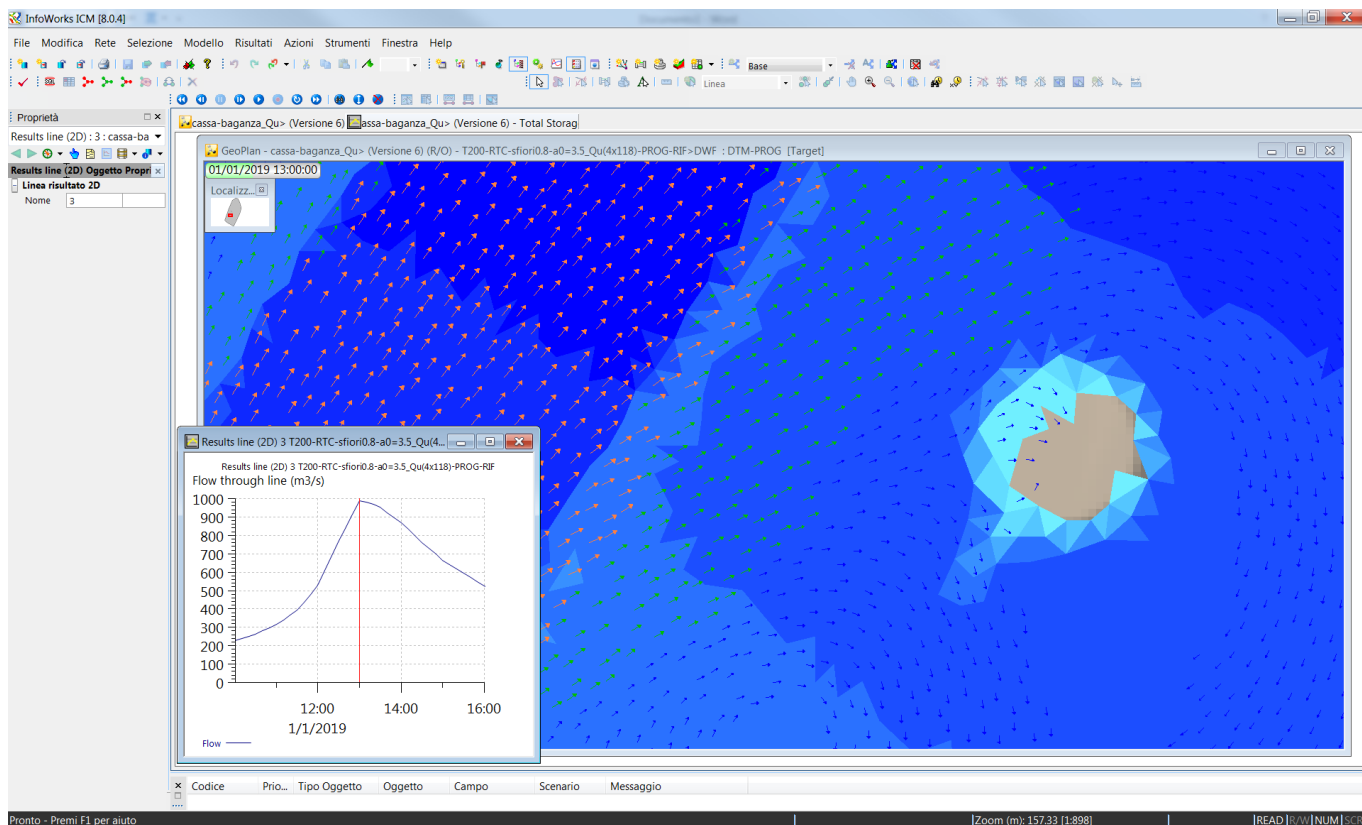
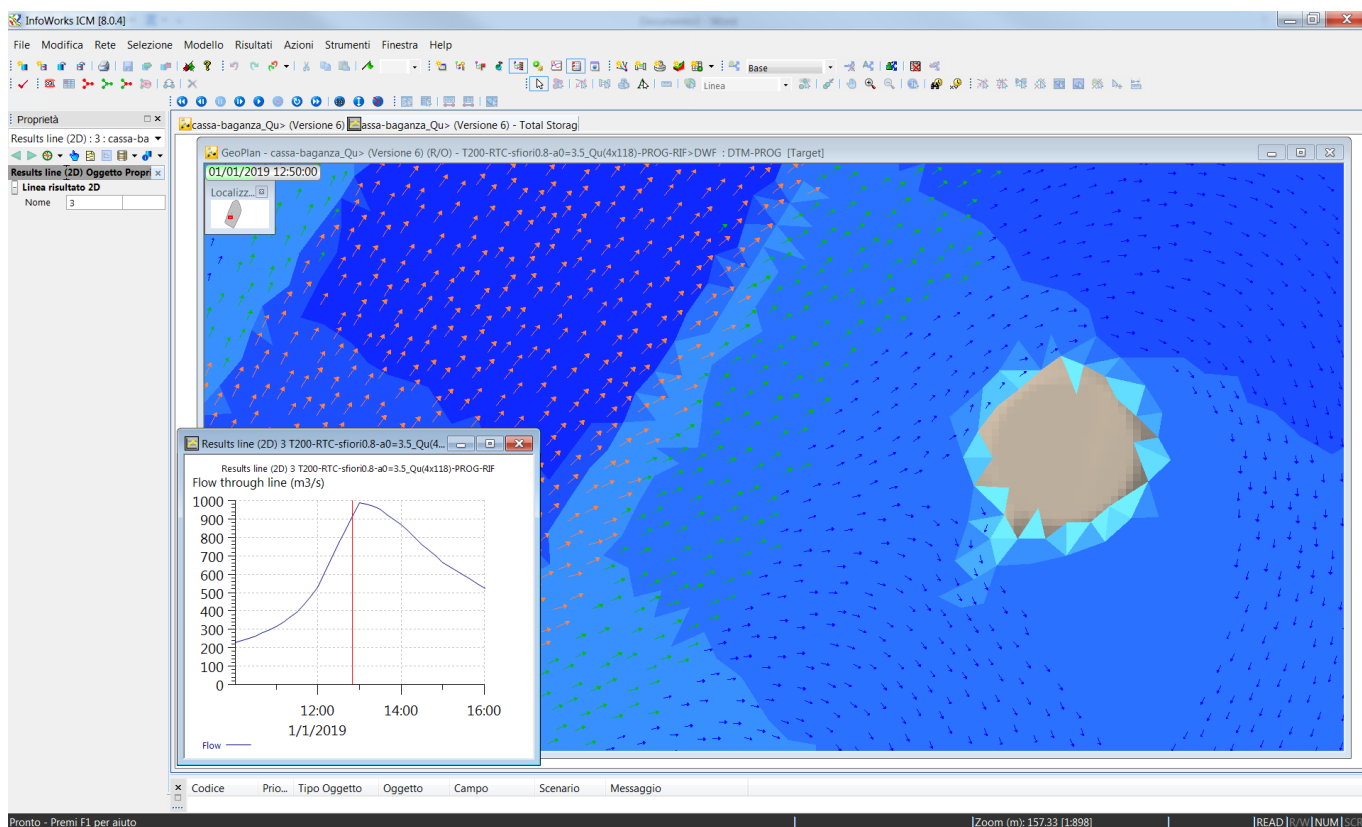
Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati ottenuti in corrispondenza del traliccio di Terna, presente all'interno del primo comparto di laminazione. Le analisi effettuate sulla sommersione del piano di appoggio del traliccio sono state utilizzate per definire la risoluzione dell'interferenza con Terna. In particolare, il campo di moto ha consigliato la necessità di prevedere una protezione del piano di appoggio del traliccio con materassi metallici, nonché la predisposizione di una strada di accesso inghiaia, soluzioni riportate nella documentazione relativa alla risoluzione delle interferenze. Con tali soluzioni, la sommersione del comparto in cui è presente il piano di appoggio è stata giudicata compatibile con le condizioni di sicurezza del manufatto. Tali valutazioni sono riportate nell'elaborato BAG3-13CAN-R-RE-02-2 "INTERFERENZE – RELAZIONE".

Di seguito si riportano i risultati delle analisi idrauliche; in particolare le frecce indicano i vettori velocità, al variare della portata in arrivo da monte.

Le gradazioni di colore indicano il valore della velocità nell'istante considerato: BLU da 0.1 a 0.5 m/s, VERDE da 0.5 a 1 m/s, ARANCIONE da 1 a 2 m/s, ROSSO da 2 a 3 m/s.







4.2.14 Risultati simulazione T200 anni – analisi tratto a monte della briglia selettiva

Nel presente paragrafo vengono riportati relativi all'evento di piena duecentennale, considerando il tratto di alveo a monte dell'intervento, cioè a monte della briglia selettiva. In particolare:

- Nella Figura 9 sono riportati i livelli di piena nello stato di fatto;
- Nella Figura 10 sono riportati i livelli di piena nell'assetto di progetto;
- Nella Figura 11 sono riportati gli incrementi di livello idrico per effetto delle opere in progetto.

Dall'analisi dei risultati emerge che le opere in progetto inducono dei cambiamenti di livello solo nella zona appena a monte della briglia selettiva, dove sono previste in progetto le arginature. Tali arginature hanno una quota di sommità pari a 147.50 m s.m., che contengono con adeguati franchi di sicurezza il livello della piena (cfr. par. 6.4).

A monte dell'ambito di intervento gli incrementi di livello idrico sono sostanzialmente trascurabili, essendo inferiori a 10 cm (generalmente il tirante idrico è pari allo stato attuale a 2-2.5 m), valore che rientra nei limiti di incertezza delle modellazioni idrauliche effettuate. Tali ridotti incrementi portano, dal punto di vista modellistico, ad ampliare leggermente le aree già oggi interessate da allagamenti per la piena duecentennale. Si può comunque concludere che le condizioni di pericolosità rimangono sostanzialmente inalterate rispetto a quelle già presenti allo stato attuale.

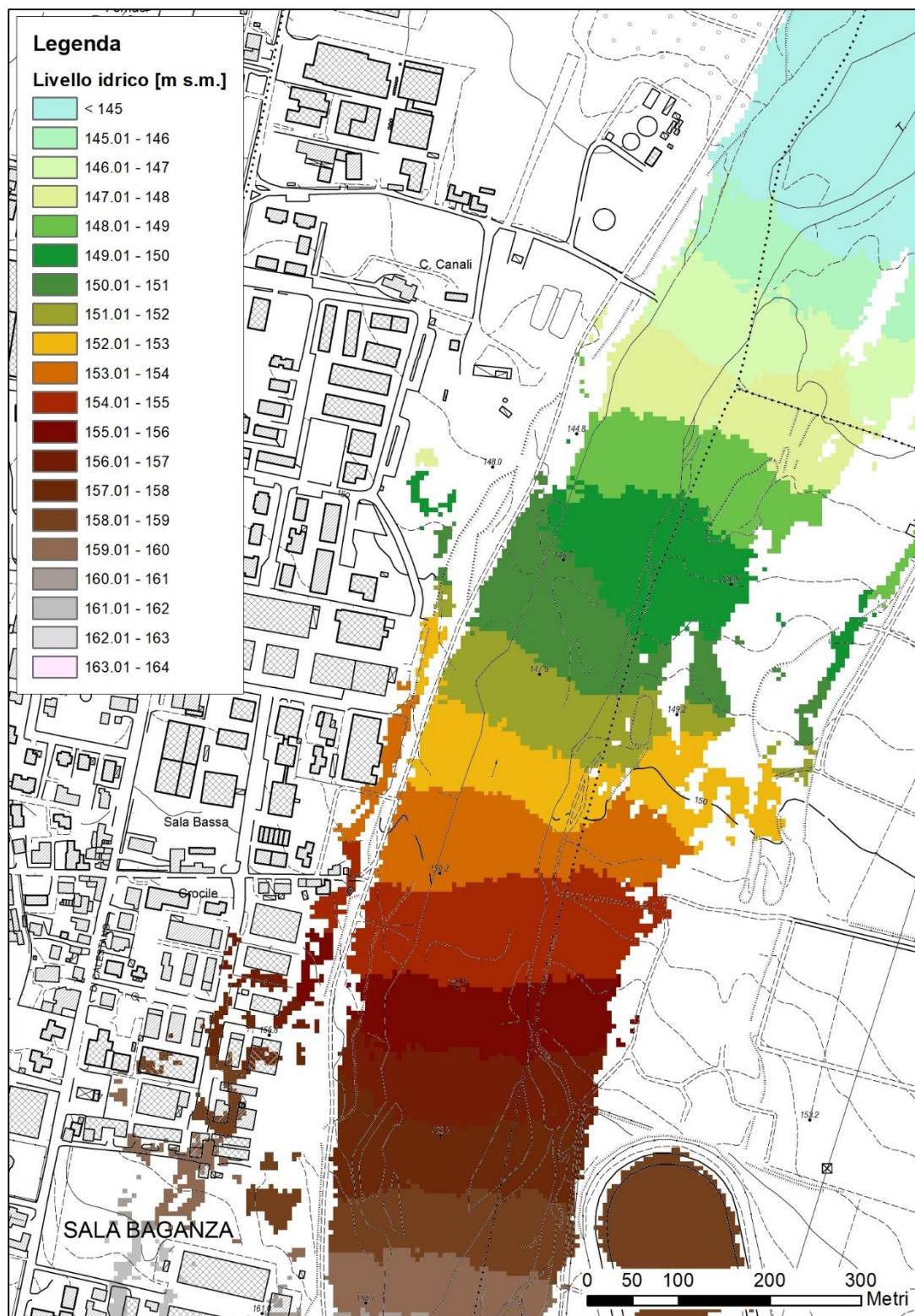


Figura 9 – Evento T=200 anni – stato di fatto – Livelli di piena al colmo

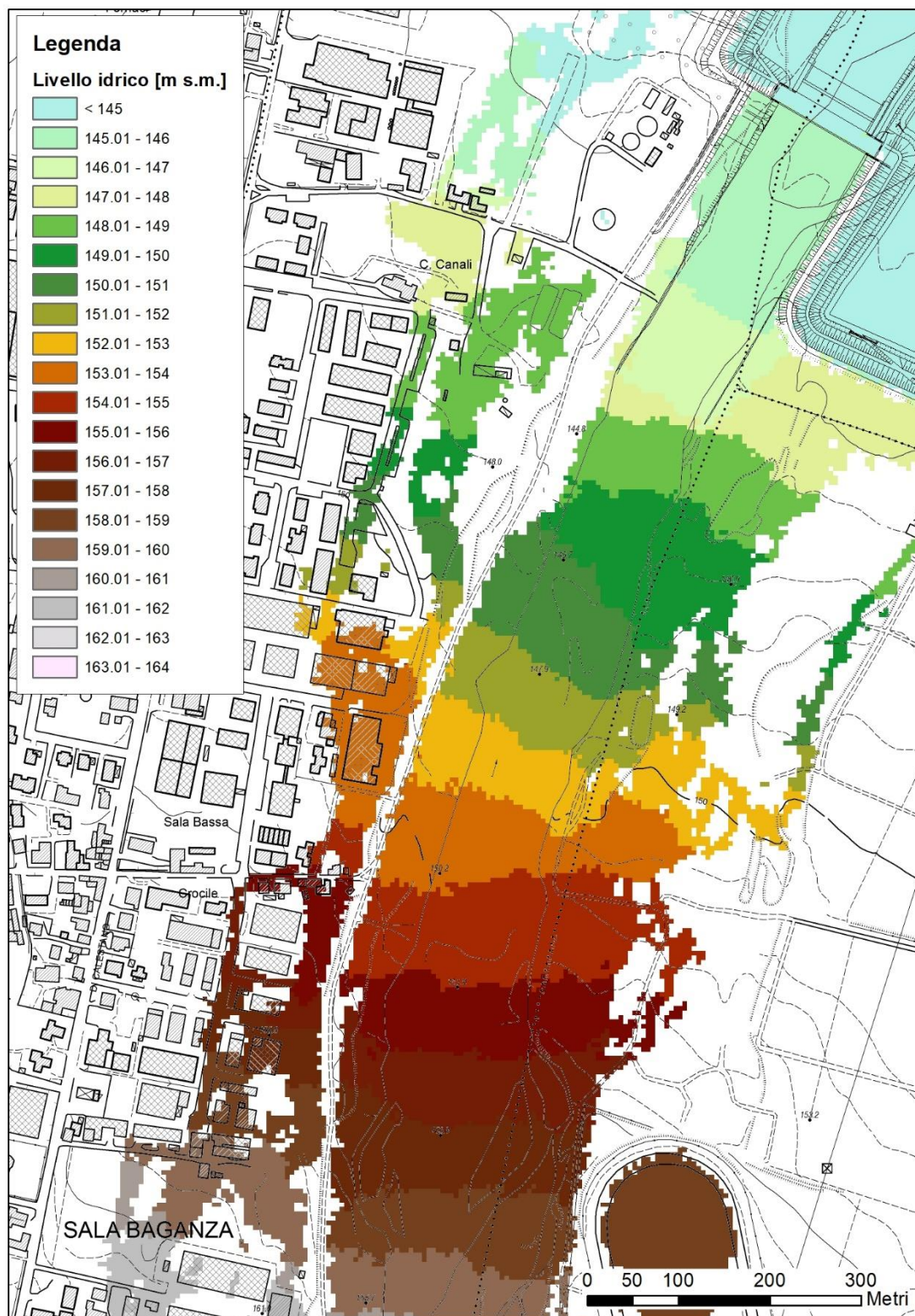


Figura 10 – Evento T=200 anni – assetto di progetto – Livelli di piena al colmo



Figura 11 – Evento T=200 anni – differenza tra i livelli di piena al colmo nell’assetto di progetto e nello stato attuale

4.3 CONSIDERAZIONI FINALI

Dall'analisi dei risultati esposti nel paragrafo precedente si può evincere che:

- Considerando gli idrogrammi di piena già utilizzati nei precedenti livelli di progettazione e le relative portate di regolazione dei canali di scarico del manufatto A (300 m³/s per T=100 anni e 430 m³/s per T=200 anni), la cassa di espansione svolge la sua funzione di laminazione senza che si attivino gli sfioratori di emergenza dei manufatti A e C. In particolare:
 - Per T=100 anni:
 - il massimo livello di invaso nel comparto 1 è pari a 144.59 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto A è pari a 144.9 m s.m.;
 - il massimo livello di invaso nel comparto 2 è pari a 141.86 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto C è pari a 142 m s.m.;
 - il volume di laminazione utilizzato è pari a circa 4'600'000 m³.
 - Per T=200 anni:
 - il massimo livello di invaso nel comparto 1 è pari a 144.60 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto A è pari a 144.9 m s.m.;
 - il massimo livello di invaso nel comparto 2 è pari a 140.22 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto C è pari a 142 m s.m.;
 - il volume di laminazione utilizzato è pari a 4'200'000 m³.
- Considerando gli idrogrammi di piena definiti nel presente progetto esecutivo per tenere conto degli effetti dei cambiamenti climatici definiti da ARPAE e le portate di regolazione dei canali di scarico del manufatto A già considerate nel progetto definitivo (300 m³/s per T=100 anni e 430 m³/s per T=200 anni), la cassa di espansione in progetto non riesce a svolgere a pieno la sua funzione di laminazione, in quanto si attivino gli sfioratori di emergenza dei manufatti A e C. In particolare:
 - Per T=100 anni:
 - il massimo livello di invaso nel comparto 1 è pari a 145.02 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto A è pari a 144.9 m s.m.;
 - il massimo livello di invaso nel comparto 2 è pari a 142.52 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto C è pari a 142 m s.m.;
 - il volume di laminazione utilizzato è pari a circa 4'900'000 m³.
 - Per T=200 anni:
 - il massimo livello di invaso nel comparto 1 è pari a 145.03 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto A è pari a 144.9 m s.m.;
 - il massimo livello di invaso nel comparto 2 è pari a 142.53 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto C è pari a 142 m s.m.;
 - il volume di laminazione utilizzato è pari a 5'000'000 m³.
- Per far sì che anche con gli idrogrammi di piena definiti nel presente progetto esecutivo, per tenere conto degli effetti dei cambiamenti climatici definiti da ARPAE, la cassa svolga efficacemente l'effetto di laminazione, senza

che si attivino gli sfioratori di emergenza dei manufatti A e C, occorre modificare l'entità delle portate di regolazione dei canali di scarico del manufatto A. Dopo diverse analisi si è optato per le seguenti portate di regolazione: 345 m³/s per T=100 anni e 470 m³/s per T=200 anni (con regolazione dinamica della chiusura parziale delle paratoie). In questo caso:

- Per T=100 anni:
 - il massimo livello di invaso nel comparto 1 è pari a 144.83 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto A è pari a 144.9 m s.m.;
 - il massimo livello di invaso nel comparto 2 è pari a 141.84 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto C è pari a 142 m s.m.;
 - il volume di laminazione utilizzato è pari a circa 4'600'000 m³.
- Per T=200 anni:
 - il massimo livello di invaso nel comparto 1 è pari a 144.88 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto A è pari a 144.9 m s.m.;
 - il massimo livello di invaso nel comparto 2 è pari a 141.86 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto C è pari a 142 m s.m.;
 - il volume di laminazione utilizzato è pari a 4'700'000 m³.
- Con regolazione fissa delle paratoie, pari a 1.65 per T=100 anni e 2.3 per T=200 anni, le portate di regolazione sono pari a 385 m³/s per T=100 anni e 520 m³/s per T=200 anni. In questo caso:
 - Per T=100 anni:
 - il massimo livello di invaso nel comparto 1 è pari a 144.87 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto A è pari a 144.9 m s.m.;
 - il massimo livello di invaso nel comparto 2 è pari a 141.63 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto C è pari a 142 m s.m.;
 - il volume di laminazione utilizzato è pari a circa 4'600'000 m³.
 - Per T=200 anni:
 - il massimo livello di invaso nel comparto 1 è pari a 144.90 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto A è pari a 144.9 m s.m.;
 - il massimo livello di invaso nel comparto 2 è pari a 141.76 m s.m., mentre la quota di sfioro dello sfioratore di emergenza del manufatto C è pari a 142 m s.m.;
 - il volume di laminazione utilizzato è pari a 4'700'000 m³.

5. MODELLO IDRAULICO BIDIMENSIONALE DELLA CASSA DI ESPANSIONE DEL T. BAGANZA A SUPPORTO DEL MODELLO DI FILTRAZIONE DELLA FALDA

5.1 PREMESSA

Nell'ambito del progetto è stato implementato anche un modello bidimensionale a fondo fisso del T. Baganza, più esteso rispetto a quello descritto nei capitoli precedenti, a supporto del modello di filtrazione delle acque sotterranee. Attraverso tale modello sono stati condotti i necessari approfondimenti idraulici finalizzati a definire, sia con riferimento allo stato attuale (desunto dal Lidar del 2016) che con la presenza della cassa di espansione in progetto, i valori del tirante idrico, variabile nel tempo, per ciascuna cella del dominio di calcolo.

Le simulazioni sono state condotte facendo riferimento agli eventi di piena di riferimento in corrispondenza di tre distinti valori del tempo di ritorno di riferimento, pari a 100, 200 e 1'000 anni. In particolare per tali analisi sono stati utilizzati solo gli idrogrammi di piena definiti nell'ambito del presente progetto esecutivo, che tengono in conto degli effetti dei cambiamenti climatici.

5.2 CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL MODELLO

Il modello idraulico bidimensionale a fondo fisso del T. Baganza, implementato a supporto del modello di filtrazione delle acque sotterranee, che si basa sulle medesime ipotesi di calcolo già descritte nel paragrafo 3.2, è caratterizzato da una estensione longitudinale pari a circa 8 km, dalla località Castellaro (circa 1.5 km a monte del ponte della S.P. 15) fino alla località Gaione.

Come condizione al contorno di monte del modello bidimensionale sono stati considerati gli idrogrammi di piena riportati nel precedente capitolo 2.

Come condizione al contorno di valle è stato inserito il livello idrico in condizioni di moto uniforme in corrispondenza della sezione terminale del modello, che è posta a circa 4 km a valle della cassa di espansione in progetto.

Come valore di scabrezza è stato considerato un valore uniforme pari a $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, lo stesso utilizzato nel predetto studio per la *"Mappatura delle aree a rischio di inondazione a seguito di eventi di piena di assegnato tempo di ritorno in assenza ed in presenza della cassa di espansione sul torrente Baganza"*.

La superficie del dominio di calcolo di tale modello idraulico è pari a 2'800 ha, e siccome il numero delle celle di calcolo è pari a circa 475'000, si ha che la superficie media degli elementi di calcolo è pari a circa 60 mq. In corrispondenza delle opere idrauliche (briglia di monte, manufatto di regolazione A, manufatto B, manufatto C) sono stati inseriti opportuni dispositivi di calcolo (soglie di sfioro, condotti muniti di paratoie regolabili, ecc.).

Nella Figura 12 è riportato l'intero dominio di calcolo del suddetto modello bidimensionale.



Figura 12 – Planimetria del modello bidimensionale T. Baganza a supporto del modello di filtrazione delle acque sotterranee (nel cerchio rosso è riportata la posizione della cassa di espansione)

5.3 SIMULAZIONI EFFETTUATE E RISULTATI OTTENUTI

Attraverso il suddetto modello ed in relazione agli idrogrammi di piena riportati nel capitolo 2, sono state condotte le seguenti simulazioni in moto vario:

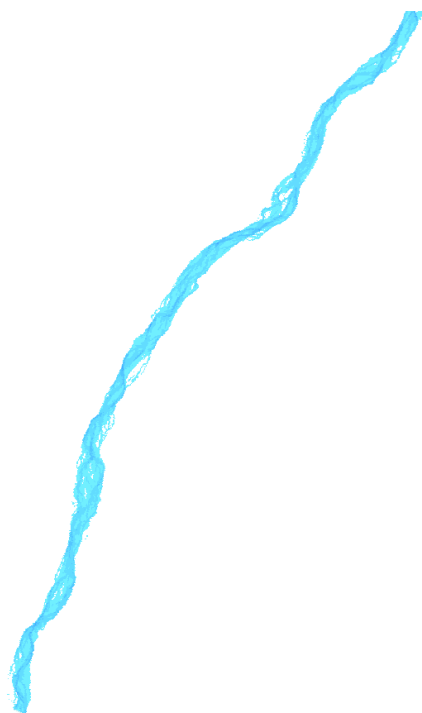
1. Assetto attuale e idrogramma di piena definito nel presente progetto esecutivo per T=100 anni;
2. Assetto attuale e idrogramma di piena definito nel presente progetto esecutivo per T=200 anni;
3. Assetto attuale e idrogramma di piena definito nel presente progetto esecutivo per T=1000 anni;

4. Assetto di progetto con la cassa di espansione e idrogramma di piena definito nel presente progetto esecutivo per T=100 anni, con portata di regolazione in corrispondenza dei condotti di scarico del manufatto A, muniti di paratoie regolabili, pari a complessivi 345 m³/s (nuovo valore limite della portata di piena da inviare a valle della cassa di espansione, per T=100 anni);
5. Assetto di progetto con la cassa di espansione e idrogramma di piena utilizzato nel presente progetto esecutivo per T=200 anni, con portata di regolazione in corrispondenza dei condotti di scarico del manufatto A, muniti di paratoie regolabili, pari a complessivi 470 m³/s (nuovo valore limite della portata di piena da inviare a valle della cassa di espansione, per T=200 anni);
6. Assetto di progetto con la cassa di espansione e idrogramma di piena utilizzato nel presente progetto esecutivo per T=1000 anni, con portata di regolazione in corrispondenza dei condotti di scarico del manufatto A, muniti di paratoie regolabili, pari a complessivi 430 m³/s (nuovo valore limite della portata di piena da inviare a valle della cassa di espansione, per T=200 anni).

Ciascuna simulazione è stata condotta per un tempo pari a 4 giorni (uno in più della durata degli idrogrammi di riferimento) per consentire di valutare anche la fase di esaurimento della piena e ritorno a condizioni più ordinarie.

Per ciascuna simulazione sono stati estratti i risultati in ciascuna cella del dominio di calcolo, a passo temporale pari a 30 minuti, che sono stati utilizzati come condizione al contorno del modello di filtrazione della falda (cfr. elaborato BAG303GEORRE020 "Relazione idrogeologica e modelli di flusso").

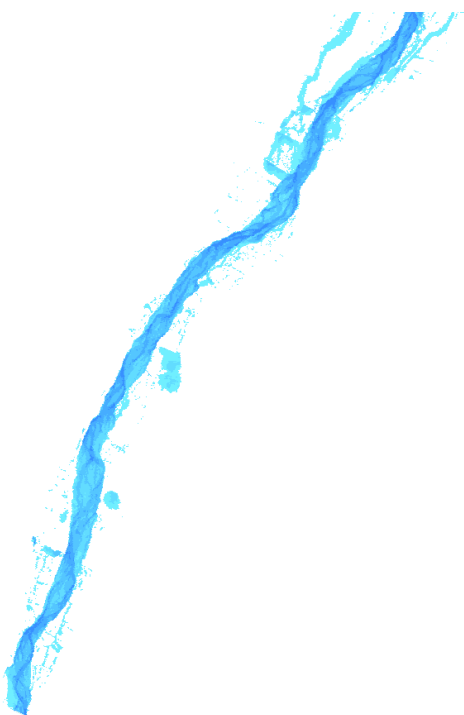
A titolo esemplificativo dei risultati ottenuti, di seguito si riportano alcune figure che rappresentano l'evoluzione della propagazione della piena duecentennale nello stato attuale e nell'assetto di progetto.



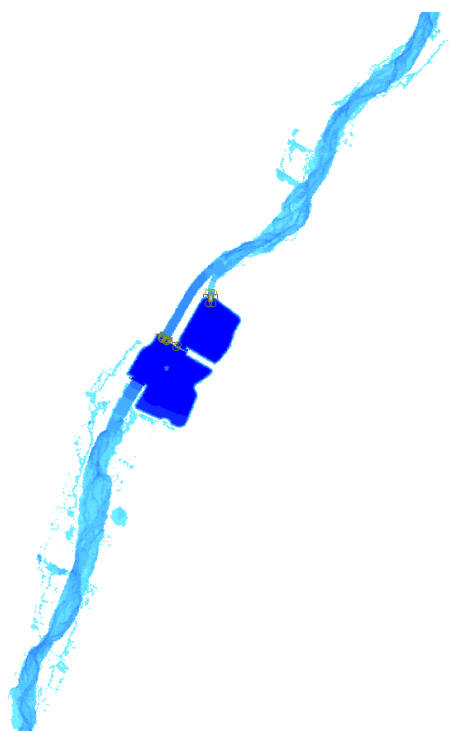
stato attuale – dopo 6 ore



assetto progetto – dopo 6 ore



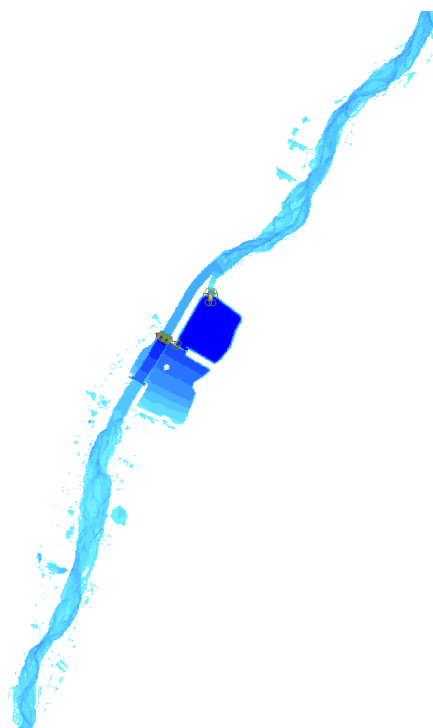
stato attuale – dopo 16 ore



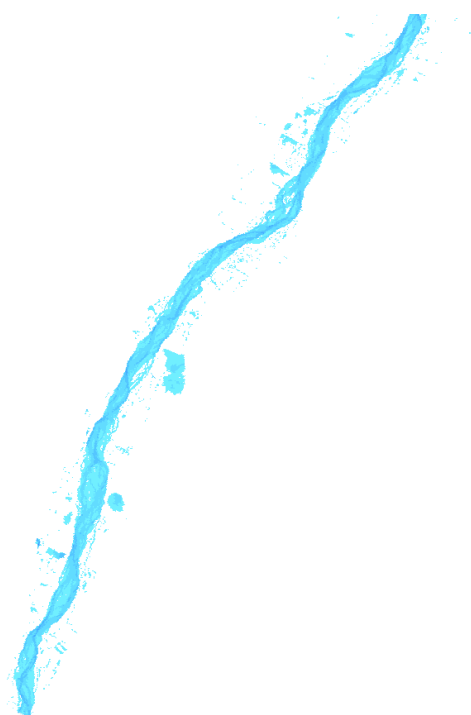
assetto progetto – dopo 16 ore



stato attuale – dopo 24 ore



assetto progetto – dopo 24 ore



stato attuale – dopo 48 ore



assetto progetto – dopo 48 ore

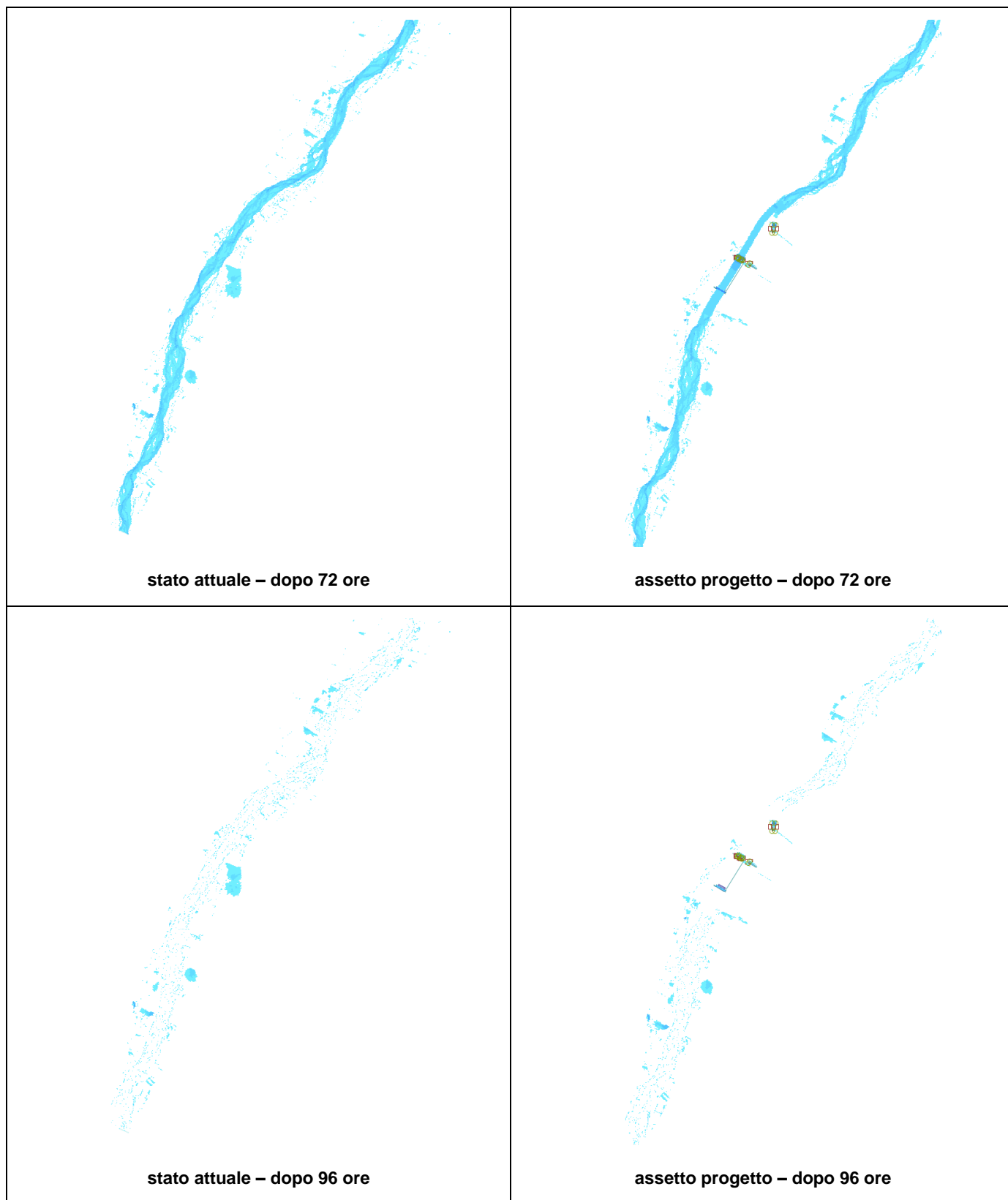


Figura 13 – Evoluzione della propagazione della piena duecentennale nello stato attuale e nell’assetto di progetto

6. DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE OPERE

6.1 PREMESSA

Nel presente capitolo sono riportati i calcoli di dimensionamento e di verifica idraulica di alcune delle opere presenti nella cassa di espansione del Baganza, in particolare:

- sfioratore di superficie del manufatto A;
- sfioratore di superficie del manufatto B;
- sfioratore di superficie del manufatto C;
- scogliere di protezione spondali;
- briglia selettiva di monte.

Per quanto riguarda il dimensionamento di altre opere, quali ad esempio i sistemi di dissipazione a valle dei manufatti A, B e C, inizialmente sono stati considerati validi i dimensionamenti effettuati nell'ambito del progetto definitivo, in attesa degli esiti del modello fisico della cassa.

Il modello fisico è stato realizzato da AIPO nel laboratorio di Boretto, sulla base del progetto redatto dall'Università di Parma - Dipartimento di Ingegneria e Architettura (DIA), con responsabile scientifico Prof. Paolo Mignosa e Gruppo di lavoro costituito da Ing. Luca Chiapponi, Ing. Marco D'Oria, Prof. Sandro Longo.

Alla luce delle prove effettuate su modello fisico dal DIA, si riassumono brevemente le principali criticità riscontrate e le proposte di modifica (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione relativa alle prove su modello fisico della cassa di espansione sul torrente Baganza, allegata alla presente relazione):

- **Manufatto A:**
 - o *nella configurazione originaria dei blocchi di dissipazione, si è riscontrata una marcata disuniformità del profilo di velocità in uscita dalla vasca, con valori elevati in corrispondenza delle due coppie di luci di fondo. Il getto in uscita dalle luci impatta solo parzialmente con i blocchi di dissipazione, che risultano sormontati dalla corrente. Si è pertanto proposta e verificata una configurazione alternativa, con blocchi di dissipazione conformati a doppio cucchiaino. Con questa nuova configurazione la distribuzione di velocità in uscita dalla vasca di dissipazione è più uniforme, i valori massimi sono ridotti e si ha anche una riduzione delle velocità in corrispondenza delle sponde.*
- **Manufatto C**
 - o *nella configurazione originaria dei blocchi di dissipazione, si è riscontrata una notevole disuniformità della distribuzione di velocità in uscita dalla vasca, soprattutto nel caso di scarichi di fondo aperti, con valori massimi piuttosto elevati. Si sono pertanto verificate diverse configurazioni alternative, giungendo a proporre la sostituzione della trave dissipatrice con una fila di denti di Rehbock e l'eliminazione della soglia finale in uscita dalla vasca. Con questa nuova configurazione la distribuzione delle velocità in uscita dalla vasca di dissipazione è più uniforme, i valori massimi sono ridotti (in modo particolare quando gli scarichi di fondo sono in funzione) e si ha anche una riduzione delle velocità in corrispondenza delle sponde.*

Nell'ambito del presente progetto si è proceduto ad effettuare le modifiche ai manufatti di dissipazione, come sopra proposto dal DIA.

6.2 CALCOLO MANUFATTI DI SFIORO

6.2.1 Definizione delle portate di calcolo

Il tempo di ritorno di riferimento per i calcoli di verifica degli sfioratori di superficie è pari a 1'000 anni, in relazione a quanto previsto nel Decreto 26 giugno 2014 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)". In particolare il punto C.1 "Portata di progetto e dispositivi di scarico" indica che "Gli scarichi di superficie della diga devono essere dimensionati per l'onda con portata al colmo di piena corrispondente al periodo di ritorno di 1000 anni, per le dighe in calcestruzzo, e di 3000 anni per le dighe di materiali sciolti, tenendo conto dell'effetto di laminazione esercitato dal serbatoio".

Nel presente progetto la portata al colmo di piena per tale tempo di ritorno, in base a quanto definito da ARPAE, è pari a 1'264 m³/s.

La verifica del dimensionamento idraulico degli sfioratori di superficie è stata impostata considerando che la sommatoria delle portate defluenti attraverso tutti gli organi di scarico sia pari a 1'264 m³/s. Tale assunzione considera l'assenza di fenomeni di invaso, o l'esaurimento degli stessi in corrispondenza del picco dell'idrogramma millenario. Tale assunzione è cautelativa, ma verosimile.

Nel progetto definitivo erano stati considerati i fenomeni di laminazione, che avevano portato ad ottenere una portata in uscita dalla cassa di laminazione pari a 1'256 m³/s, con una riduzione della portata millenaria in arrivo, che nel progetto definitivo è pari a 1'332 m³/s, di 76 m³/s (circa 6%). Data l'entità contenuta della riduzione si è preferito non considerare gli effetti di laminazione nel dimensionamento e nella verifica degli sfioratori di superficie.

6.2.2 Manufatto A

Il manufatto "A" è munito di n. 4 scarichi di fondo. In relazione a quanto indicato in precedenza nel paragrafo 4.2.9, la portata evacuata da tali scaricatori in condizioni di piena millenaria e regolazione delle paratoie come prevista nel presente progetto esecutivo è pari a 470 m³/s.

Relativamente allo sfioratore di superficie, nell'ambito del presente progetto si è assunto che la parte sfiorante sia quella associata solo ai conci n. 1, 2, 5, 6, 9 e 10, cioè quelli in cui non è presente lo scarico di fondo, i quali sono caratterizzati ciascuno da una larghezza pari a 12 m, quindi la larghezza totale di sfioro è pari a 72 m.

La quota di coronamento dello sfioratore di superficie è pari a 144.90 m s.m., mentre la quota di massimo invaso è stata assunta pari a 145.70 m s.m.. Entrambi tali valori sono coerenti con quanto già previsto nel progetto definitivo approvato.

Considerando che il profilo dello sfioratore di superficie è di tipo Creager-Scimemi, si ha che la portata sfiorata è pari a:

$$Q(t) = \mu \cdot L_{sf} \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$$

dove:

- $Q(t)$ è la portata sfiorata;
- μ è il coefficiente di efflusso, pari a 0.49, tenendo conto del profilo Creager-Scimemi e della formula sotto riportata;
- L_{sf} è la lunghezza effettiva di sfioro [m], che è pari a $L - n_{pile} \cdot L_{pile} - (n_{spalle} \cdot k_{spalla} + 2 \cdot n_{pile} \cdot k_{pile}) \cdot h$. Nel caso in oggetto $n_{pile}=0$ e $n_{spalle}=6$, con $k_{spalla} = 0.05$ (spigolo arrotondato), quindi la lunghezza effettiva di sfioro è pari a 71.76 m;
- h è l'altezza del pelo libero rispetto al punto più elevato del ciglio sfiorante [m], pari a 0.8 m (145.7-144.9).

Per il calcolo di μ si è fatto riferimento alla formula sotto riportata

$$\mu = \frac{2}{3\sqrt{3}} \cdot \left[1 + \frac{4 \cdot \chi}{9 + 5 \cdot \chi} \right] \quad \text{con} \quad \chi = \frac{h}{h_d} \quad h_d = \text{carico idraulico di progetto}$$

Applicando la formula sopra riportata, si ha che la portata che tracima dallo sfioratore di superficie è pari a 111 m³/s. Quindi la porzione di portata millenaria che passa attraverso il manufatto A è pari a circa 580 m³/s (470+110).

Di seguito (Figura 14) si riportano le caratteristiche geometriche del profilo Creager–Scimemi dello sfioratore di superficie. In realtà il profilo del manufatto A segue l'andamento del profilo Creager-Scimemi fino ad una quota pari a circa 143.7 m s.m. per raccordarsi poi con il paramento di valle avente un'inclinazione pari a 0.75:1 (b:h).

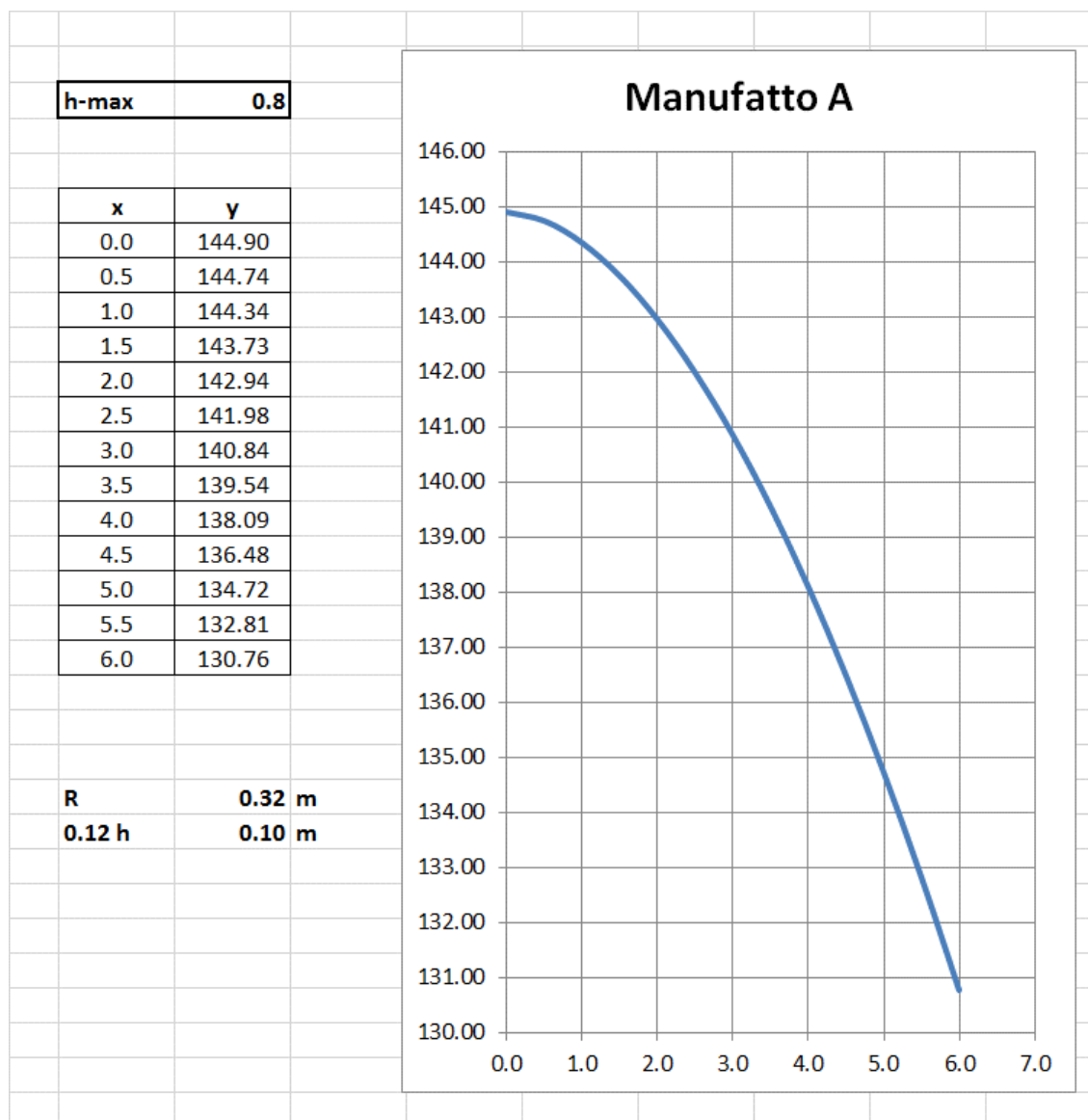


Figura 14 – Caratteristiche geometriche dello sfioratore di superficie del manufatto A – profilo Creager - Scimemi

6.2.3 Manufatto B

Il manufatto “B” è munito solo dello sfioratore di superficie. La portata che deve poter passare attraverso tale manufatto deve essere pari a $1'264 - 580 = 684 \text{ m}^3/\text{s}$. In realtà è presente anche uno scarico di fondo che però viene utilizzato solo in fase di svuotamento del comparto 1 dell'invaso e non durante il passaggio del picco della piena.

L'attuale manufatto è caratterizzato da n. 10 conci da 12 m ciascuno, per cui la lunghezza della soglia sfiorante è pari a 120 m. Considerando l'ingombro delle spalle e delle pile del ponte come previsti nel progetto definitivo, si ha che la larghezza utile è pari a 114 m.

La quota di coronamento è pari a 143.70 m s.m., mentre la quota di massimo invaso è stata assunta pari a 145.70 m s.m. (come nel progetto definitivo), analoga a quella considerata per il manufatto “A”.

Considerando di realizzare un profilo di sfioro Creager–Scimemi, si ha che la portata sfiorata è pari a:

$$Q(t) = \mu \cdot L_{sf} \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$$

dove:

- $Q(t)$ è la portata sfiorata;
- μ è il coefficiente di efflusso, pari a 0.49, tenendo conto del profilo Creager-Scimemi;
- L_{sf} è la lunghezza effettiva di sfioro [m], che è pari a $L - n_{pile} \cdot L_{pile} - (n_{spalle} \cdot k_{spalla} + 2 \cdot n_{pile} \cdot k_{pile}) \cdot h$. Nel caso in oggetto $n_{pile}=4$ e $n_{spalle}=2$, con $k_{spalla} = k_{pile} = 0.05$ (spigolo arrotondato), quindi la lunghezza effettiva di sfioro è pari a 113 m;
- h è l'altezza del pelo libero rispetto al punto più elevato del ciglio sfiorante [m], pari a 2 m (145.7-143.7).

Per il calcolo di μ si è fatto riferimento alla formula sotto riportata

$$\mu = \frac{2}{3\sqrt{3}} \cdot \left[1 + \frac{4 \cdot \chi}{9 + 5 \cdot \chi} \right] \quad \text{con} \quad \chi = \frac{h}{h_d} \quad h_d = \text{carico idraulico di progetto}$$

Applicando la formula sopra riportata, si ha che la portata che tracima dallo sfioratore di superficie del manufatto “B” è pari a 694 m³/s, che è superiore alla portata precedentemente indicata di 684 m³/s, quindi il sistema è in grado di sfiorare la portata millenaria in arrivo da monte.

Di seguito (Figura 15) si riportano le caratteristiche geometriche del profilo Creager–Scimemi dello sfioratore di superficie del manufatto B. In realtà il profilo segue l'andamento del profilo Creager-Scimemi fino ad una quota pari a circa 140.4 m s.m. per raccordarsi poi con il paramento di valle avente un'inclinazione pari a 0.75:1 (b:h).

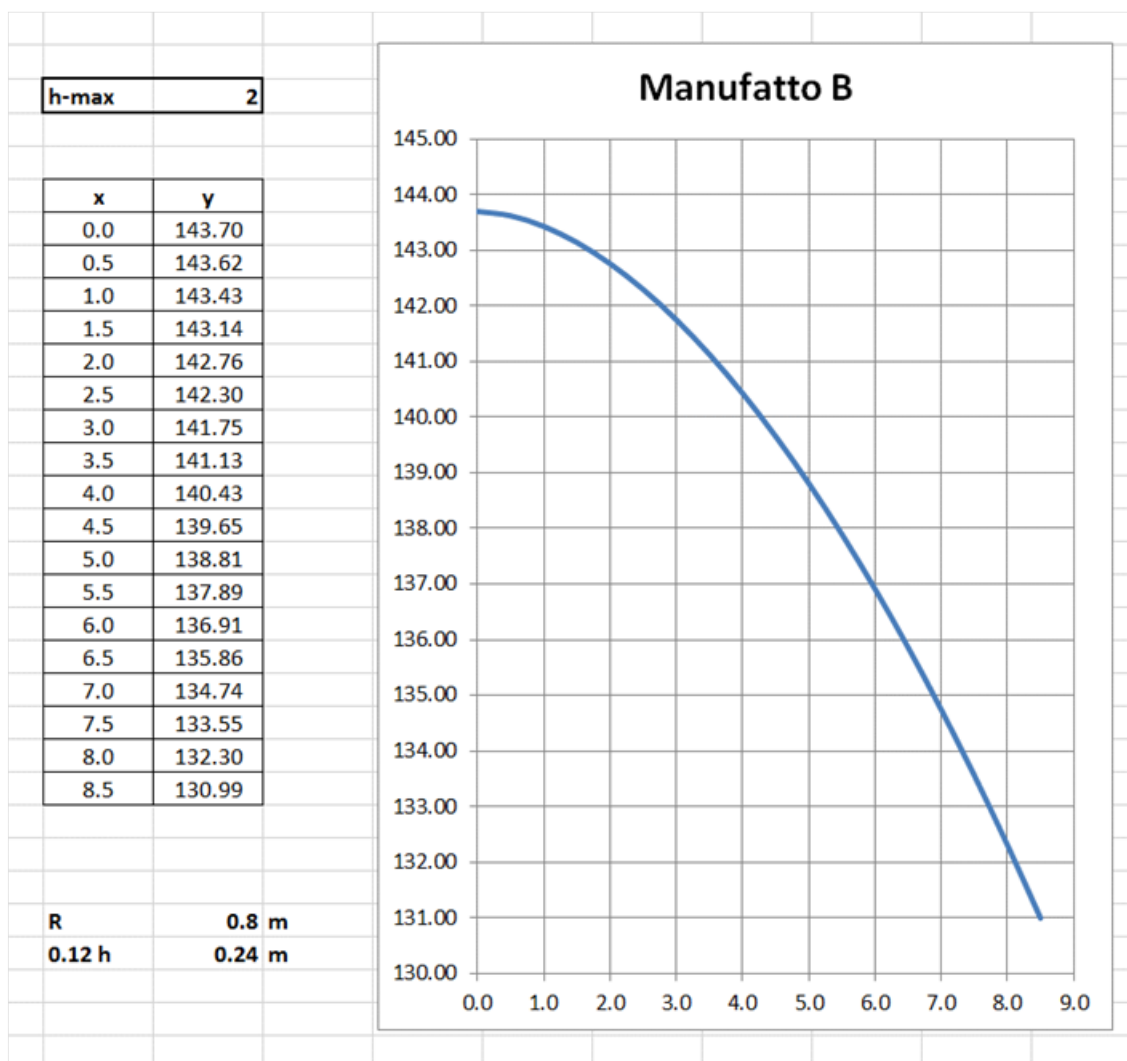


Figura 15 – Caratteristiche geometriche dello sfioratore di superficie del manufatto B – profilo Creager – Scimemi

6.2.4 Manufatto C

Il manufatto “C” è munito solo dello sfioratore di superficie. In realtà sono presenti anche due scarichi di fondo che però vengono utilizzati solo in fase di svuotamento del comparto 2 dell’invaso e non durante il passaggio del picco della piena.

La portata che deve poter transitare attraverso tale manufatto deve essere pari a quella defluente attraverso lo sfioratore del manufatto “B”, pari a 694 m³/s.

La quota di coronamento è pari a 142.00 m s.m., mentre la quota di massimo invaso è stata assunta pari a 143.70 m s.m. (come nel progetto definitivo).

Considerando di realizzare un profilo di sfioro Creager–Scimemi, si ha che la portata sfiorata è pari a:

$$Q(t) = \mu \cdot L_{sf} \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$$

dove:

- $Q(t)$ è la portata sfiorata;
- μ è il coefficiente di efflusso, pari a 0.49, tenendo conto del profilo Creager-Scimemi;
- L_{sf} è la lunghezza effettiva di sfioro [m], che è pari a $L - n_{pile} \cdot L_{pile} - (n_{spalle} \cdot k_{spalla} + 2 \cdot n_{pile} \cdot k_{pile}) \cdot h$. Nel caso in oggetto $n_{pile}=0$ e $n_{spalle}=2$, con $k_{spalla} = k_{pile} = 0.05$ (spigolo arrotondato), quindi la lunghezza effettiva di sfioro è pari a 147.3 m;
- h è l'altezza del pelo libero rispetto al punto più elevato del ciglio sfiorante [m], pari a 1.7 m (143.7-142.0).

Per il calcolo di μ si è fatto riferimento alla formula sotto riportata

$$\mu = \frac{2}{3\sqrt{3}} \cdot \left[1 + \frac{4 \cdot \chi}{9 + 5 \cdot \chi} \right] \quad \text{con} \quad \chi = \frac{h}{h_d} \quad h_d = \text{carico idraulico di progetto}$$

Applicando la formula sopra riportata, si ha che la portata che tracima dallo sfioratore di superficie del manufatto "C" è pari a 709 m³/s, che è superiore alla portata precedentemente indicata di 694 m³/s, quindi il sistema è in grado di sfiorare la portata millenaria in arrivo da monte.

Di seguito (Figura 16) si riportano le caratteristiche geometriche del profilo Creager-Scimemi dello sfioratore di superficie del manufatto C. In realtà il profilo segue l'andamento del profilo Creager-Scimemi fino ad una quota pari a circa 135 m s.m. per raccordarsi poi con la platea di valle.

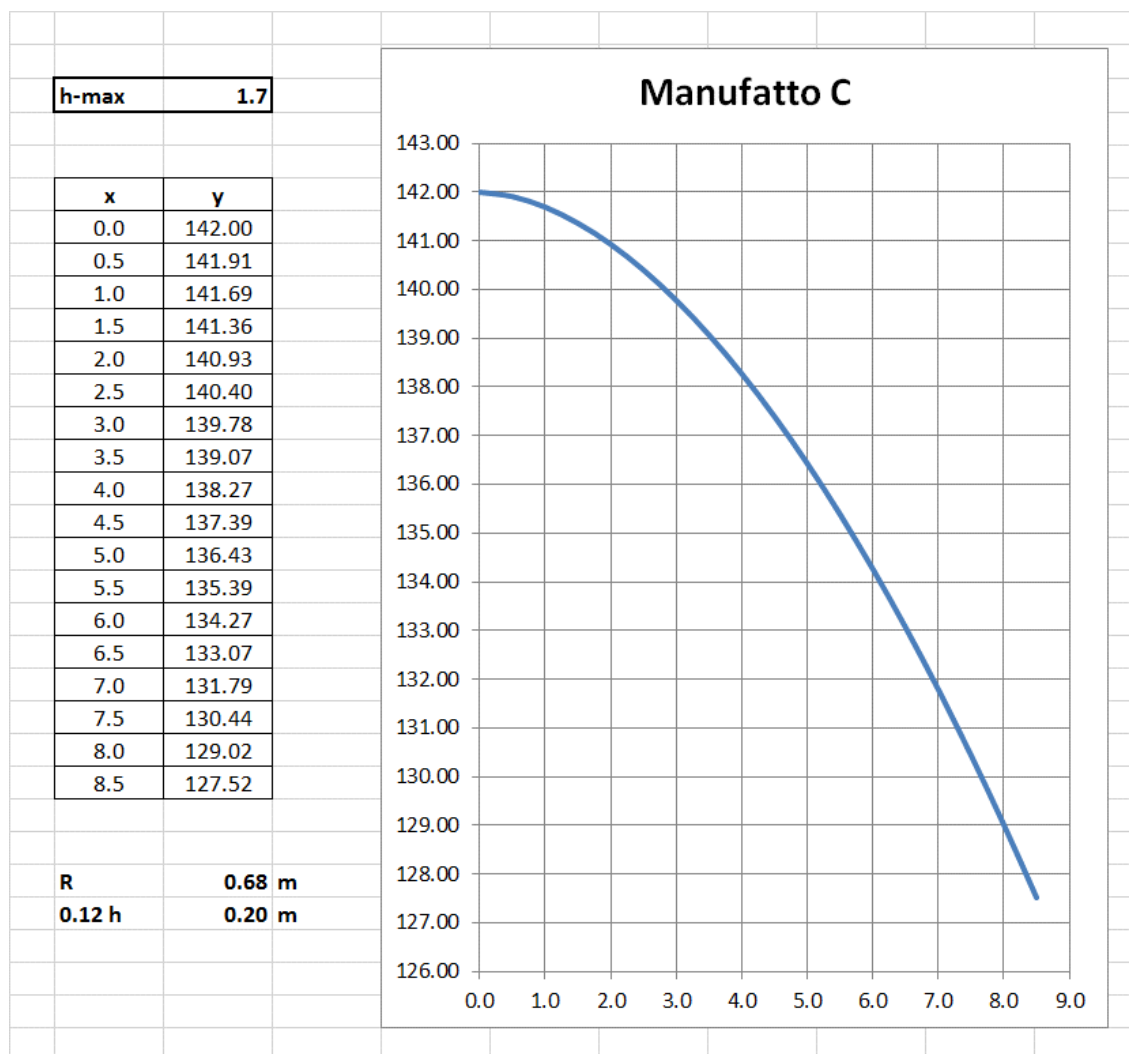


Figura 16 – Caratteristiche geometriche dello sfioratore di superficie del manufatto C – profilo Creager – Scimemi

6.2.5 Verifica sfioratore manufatto “B”

Il livello di massimo invaso nel comparto 2, per effetto del funzionamento dello sfioratore di superficie del manufatto “C” è pari a 143.70 m s.m., che è pari alla quota di coronamento dello sfioratore di superficie del manufatto “B”.

Si è verificato, attraverso l'uso di un abaco tratto da “*Constructions hydrauliques*” di Richard O. Sinniger e Willi H. Hager, che il coefficiente di efflusso dello sfioratore del manufatto “B” non subisce nessuna riduzione per effetto di tale rigurgito, per cui i calcoli esposti in precedenza sono validi.

Infatti, nel caso in oggetto, si ha:

- $H = 2 \text{ m}$ ($145.7 - 143.7$);
- $h_u = 12.2 \text{ m}$ ($143.7 - 131.5$);
- $\Delta h = 2 \text{ m}$ ($145.7 - 143.7$);
- $(h_u + \Delta h) / H = 7.1$;

- $\Delta h / H = 1$

Quindi la riduzione del coefficiente di deflusso in condizioni di rigurgito ΔC_d è pari a 0.

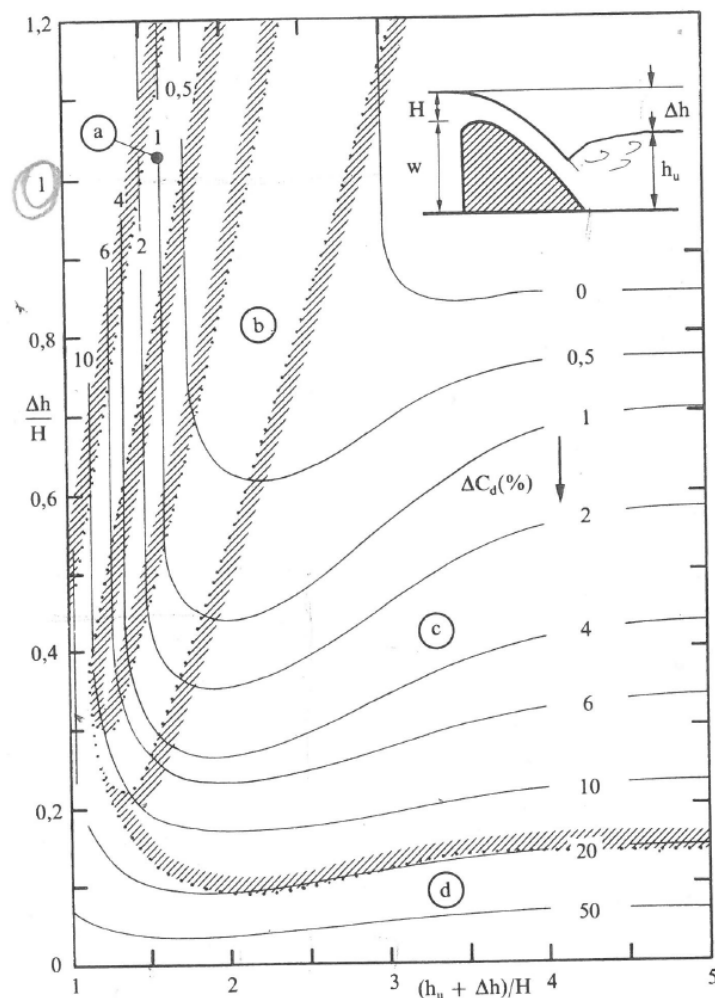


Figura 17 – Abaco tratto da “Constructions hydrauliques” di Richard O. Sinniger e Willi H. Hager per determinare la riduzione del coefficiente di deflusso in condizioni di rigurgito

6.3 ANALISI DI STABILITÀ DELLE SCOGLIERE

Nel presente capitolo sono riportati i calcoli di verifica e di stabilità delle scogliere in progetto in relazione all'azione di trascinamento della corrente in condizioni di piena.

I calcoli di verifica sono stati svolti considerando le condizioni idrauliche relative ad un evento con tempo di ritorno pari a 200 anni; in particolare, i valori di tiranti e velocità considerati si riferiscono ai massimi valori calcolati, nei vari tratti oggetto di intervento, mediante la modellazione idraulica bidimensionale descritta in precedenza nei capitoli 3 e -.

Il primo passo del calcolo di verifica della stabilità spondale consiste nel verificare le condizioni d'equilibrio del materiale costituente le protezioni. Stevens et al. (1976), a seguito di accurata analisi dei momenti delle forze agenti sull'elemento solido, giunsero alle seguenti espressioni utili per la determinazione del diametro d'equilibrio su sponda inclinata, e quindi per la valutazione dell'opportunità di realizzare scogliere in massi di forma tondeggiante alla rinfusa.

$$\sigma = \frac{21\tau}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma-1}\right)\gamma d_m} = \frac{0,30u_r^2}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma-1}\right)gd_m} \quad (1)$$

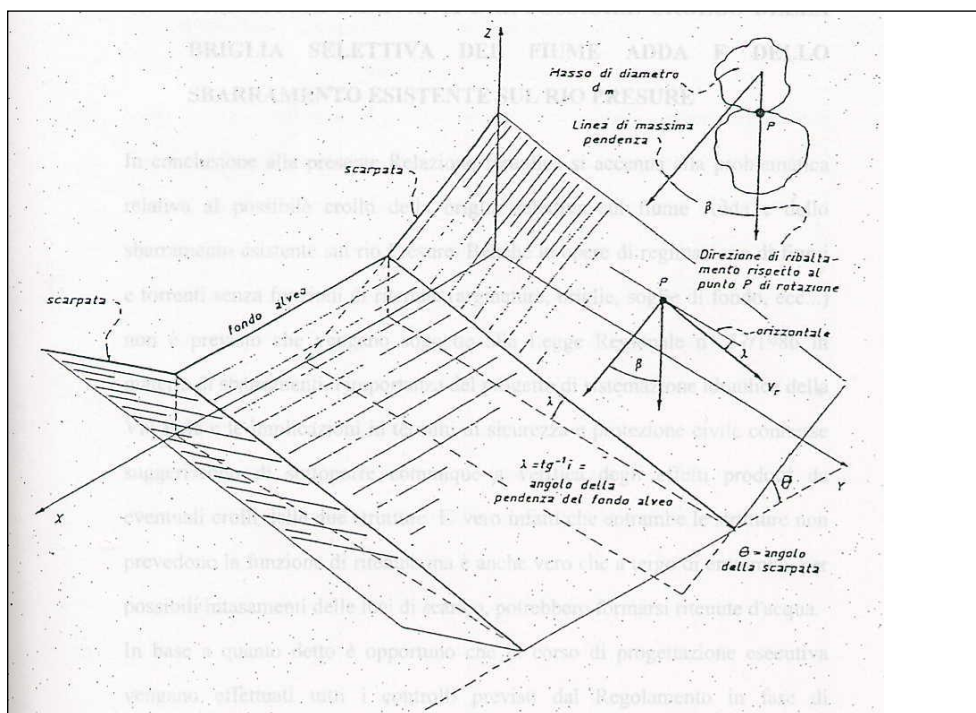
$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{\cos \lambda}{\frac{2 \sin \theta}{\sigma \tan \phi} + \sin \lambda} \right) \quad (2)$$

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{1 + \sin(\lambda + \beta)}{2} \quad (3)$$

$$C_s = \frac{\cos \theta \tan \phi}{\sigma' \tan \phi + \sin \theta \cos \beta} \quad (4)$$

in cui:

- d_m è il diametro del masso;
- C_s è il coefficiente di sicurezza al ribaltamento del masso rispetto al punto P di rotazione (rapporto tra il momento risultante delle forze stabilizzanti e il momento risultante delle forze ribaltanti);
- Θ è la pendenza adottata per la scarpata;
- ϕ è l'angolo di riposo in acqua dei massi;
- β è l'angolo che la direzione di caduta del masso forma con la linea di massima pendenza della scarpata;
- λ è l'angolo diedro tra il piano orizzontale e il piano inclinato costituente il fondo dell'alveo ($\tan \lambda = i =$ pendenza del fondo);
- σ e σ' sono i cosiddetti numeri di stabilità del masso rispettivamente su sponda inclinata ed orizzontale ($\Theta = 0$);
- τ è l'azione di trascinamento sul masso;
- u_r è la velocità della corrente contro il masso.



In definitiva le espressioni precedenti consentono di verificare la stabilità di una scogliera. Dati infatti la dimensione d_m dei massi, l'angolo di scarpata θ , l'angolo di riposo ϕ , calcolata la velocità u_r e la sua direzione, applicando in successione le prime quattro equazioni si giunge a calcolare il coefficiente di sicurezza C_s . Se questo è maggiore di 1, la scogliera ha sufficiente stabilità; se $C_s = 1$, l'equilibrio è al limite; se $C_s < 1$, la scogliera è soggetta a franamento.

Per una buona sicurezza è auspicabile che C_s sia almeno pari a 1,2.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti parametri:

- pendenza della sponda: 1 su 2;
- pendenza fondo alveo: 1%;
- peso specifico dei massi: 2'600 kg/m³;
- diametro del masso: 0.75 m (peso del singolo masso pari a circa 500 kg);
- angolo di riposo dei massi in acqua pari a 45°.

Di seguito si riporta una tabella con i dati e i risultati ottenuti per i diversi tratti di intervento, da cui risulta che tutte le sezioni sono verificate con ampi margini di sicurezza.

Tabella 4 – Risultati verifica di stabilità dei massi da scogliera

posizione	diametro del masso	profondità della corrente	Velocità media della corrente	numero di stabilità del masso su sponda	angolo tra cadura dei massi e linea max pend	numero di stabilità del masso su sponda	Coefficiente di sicurezza al ribaltamento
	dm (m)	Y (m)	V (m/s)	s	b	s'	CS
monte briglia	0.75	2.5	3	0.2295	0.2505	0.1443	1.5
valle briglia - monte A	0.75	2	2.5	0.1593	0.1760	0.0944	1.7
valle A	0.75	2.1	2.5	0.1593	0.1760	0.0944	1.7

Come già descritto in premessa, durante lo svolgimento della progettazione esecutiva è stato costruito il modello fisico della cassa di espansione e sono state effettuate diverse prove da parte del DIA dell'Università di Parma.

Le prove effettuate hanno messo in luce che per eventi caratterizzati da un tempo di ritorno millenario e con paratoie di regolazione completamente aperte, la velocità della corrente a valle del manufatto A, in corrispondenza della sponda destra, può raggiungere valori prossimi a 5.5 m/s con 2.5 m di tirante idrico, come messo in evidenza nella Figura 20. In tale condizione la portata defluente in alveo è pari a 860 m³/s, che è molto maggiore rispetto alla portata di piena duecentennale di progetto che è pari a 470 m³/s.

In accordo con il RID, si è deciso di dimensionare le scogliere a protezione delle sponde a valle del manufatto A con i valori di velocità e tirante idrico determinati con il modello fisico, facendo riferimento all'evento di piena millenario e alla completa apertura delle paratoie di regolazione.

Applicando la stessa procedura di calcolo esposta in precedenza, si ha che considerando la velocità di 5.5 m/s e la profondità della corrente pari a 2.7 m, per avere un coefficiente di sicurezza al ribaltamento almeno pari a 1.2, occorre che i massi abbiano un diametro almeno pari a 1.3 m, che equivale a considerare dei massi di peso pari ad almeno 3000 kg.

Pertanto a valle del manufatto A le scogliere hanno le seguenti caratteristiche

- pendenza della sponda: 1 su 2;
- altezza sponda rivestita in massi: 3.5 m;
- peso specifico dei massi: 2'600 kg/m³;
- diametro del masso: 1.3 m (peso del singolo masso pari ad almeno 3000 kg).

Tali caratteristiche delle scogliere sono state considerate anche per le sponde del canale a valle del manufatto C, dalla vasca di dissipazione del manufatto fino alla soglia di fondo prevista in progetto a valle del metanodotto. In tale tratto, secondo i risultati emersi nel corso delle prove con il modello fisico, la velocità della corrente in prossimità delle sponde raggiunge valori prossimi a 4,5 m/s, sia durante la fase di svuotamento del secondo comparto di laminazione (Figura 21 sopra. Fare riferimento alla linea azzurra), sia in occasione di un evento di piena duecentennale con paratoie di regolazione del manufatto A completamente chiuse per cui l'intera portata al colmo tracima dagli sfioratori di superficie (Figura 21 – sotto. Fare riferimento alla linea azzurra).

Per quanto riguarda, infine, il tratto a monte del manufatto A si sono mantenute le caratteristiche delle scogliere desunte dalle analisi con il modello matematico bidimensionale, considerando l'evento di piena bicentenario:

- pendenza della sponda: 1 su 2;
- altezza sponda rivestita in massi: 2.5 m;
- peso specifico dei massi: 2'600 kg/m³;
- diametro del masso: 0.75 m (peso del singolo masso pari a circa 500 kg).

Nelle figure seguenti vengono riassunte le caratteristiche dimensionali delle scogliere relative ai diversi tratti considerati

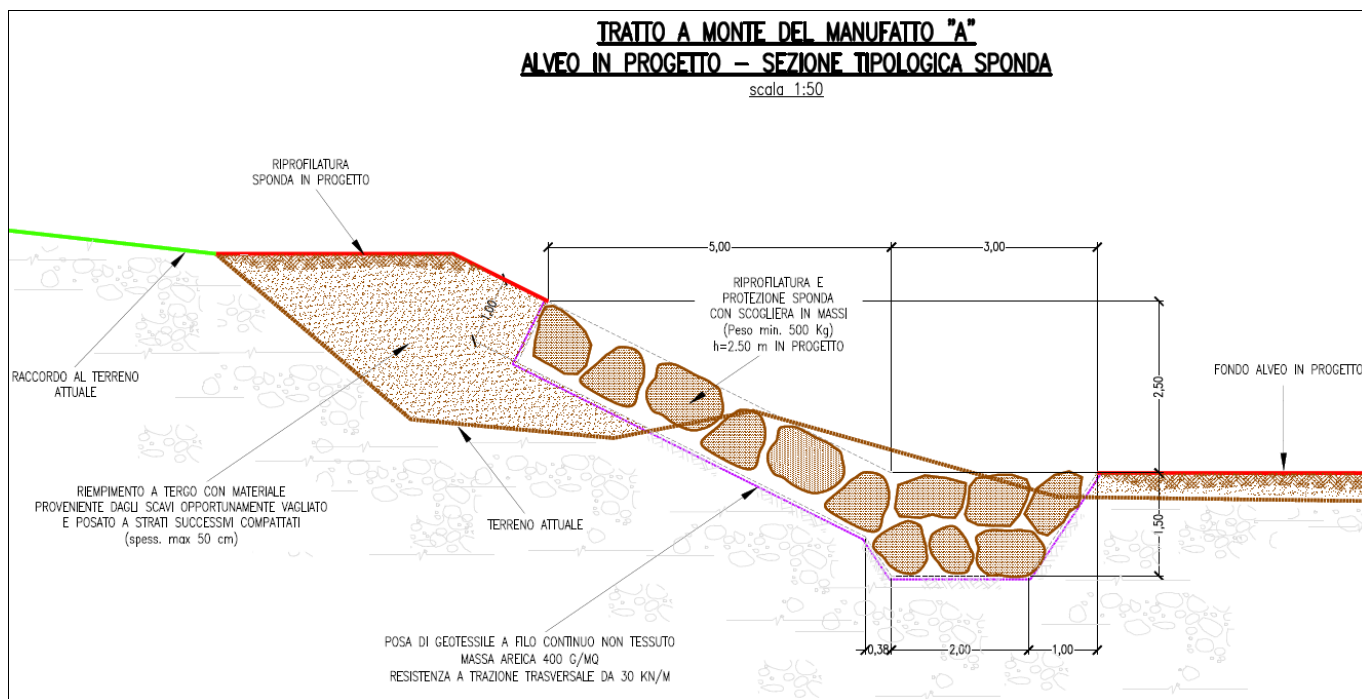


Figura 18 – sezioni tipologiche scogliere in massi a monte del manufatto A

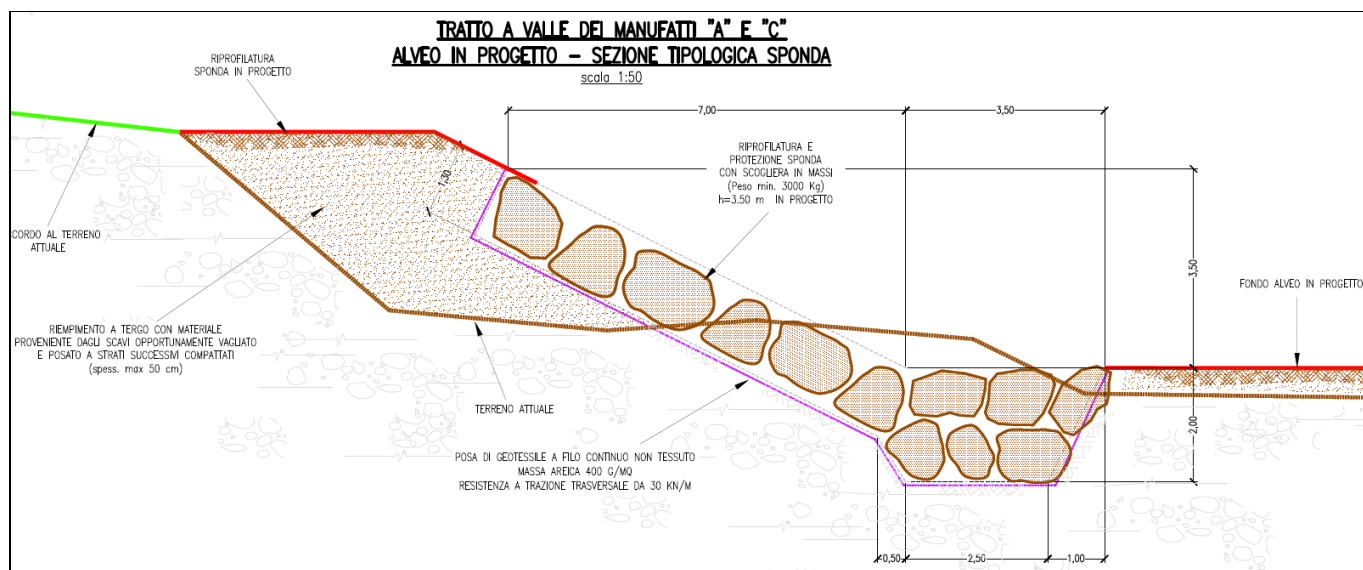


Figura 19 – sezioni tipologiche scogliere in massi a valle dei manufatti A e C

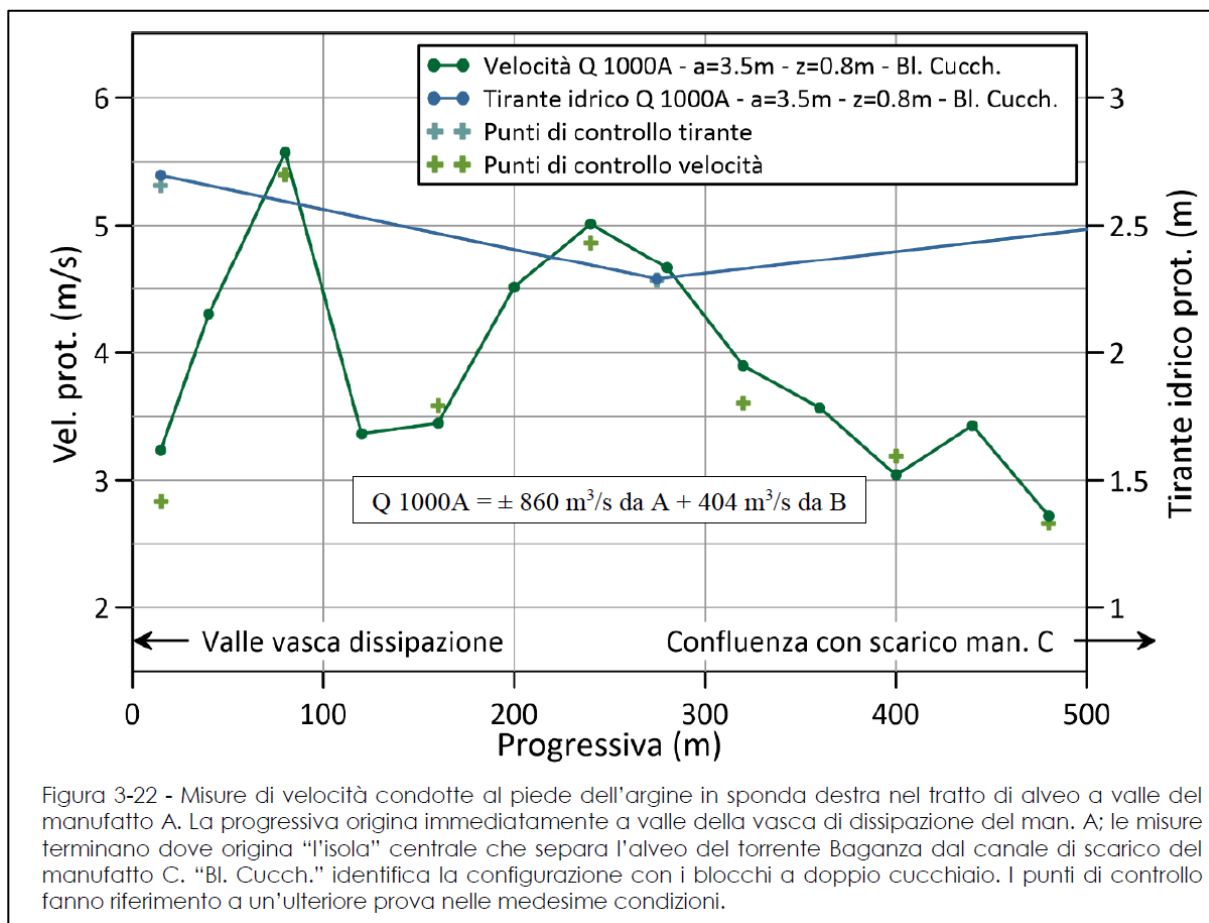


Figura 20 – risultati ricavati dal modello fisico a valle del manufatto A

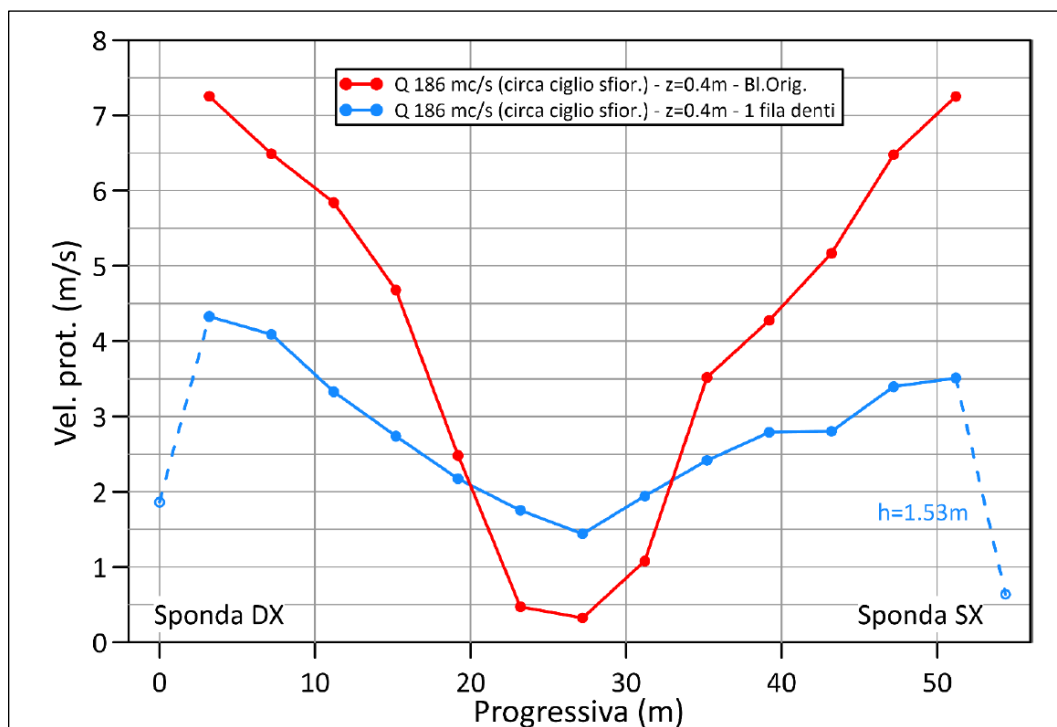


Figura 3-19 - Misure di velocità condotte lungo una sezione trasversale posta immediatamente a valle della vasca di dissipazione del manufatto C con scarichi di fondo aperti. L'indicazione z=0.4 m è la distanza verticale dal fondo alveo alla quale sono riferite le misure di velocità. "Bl.Orig." fa riferimento alla configurazione prevista nel progetto esecutivo, "1 fila denti" identifica la configurazione alternativa scelta.

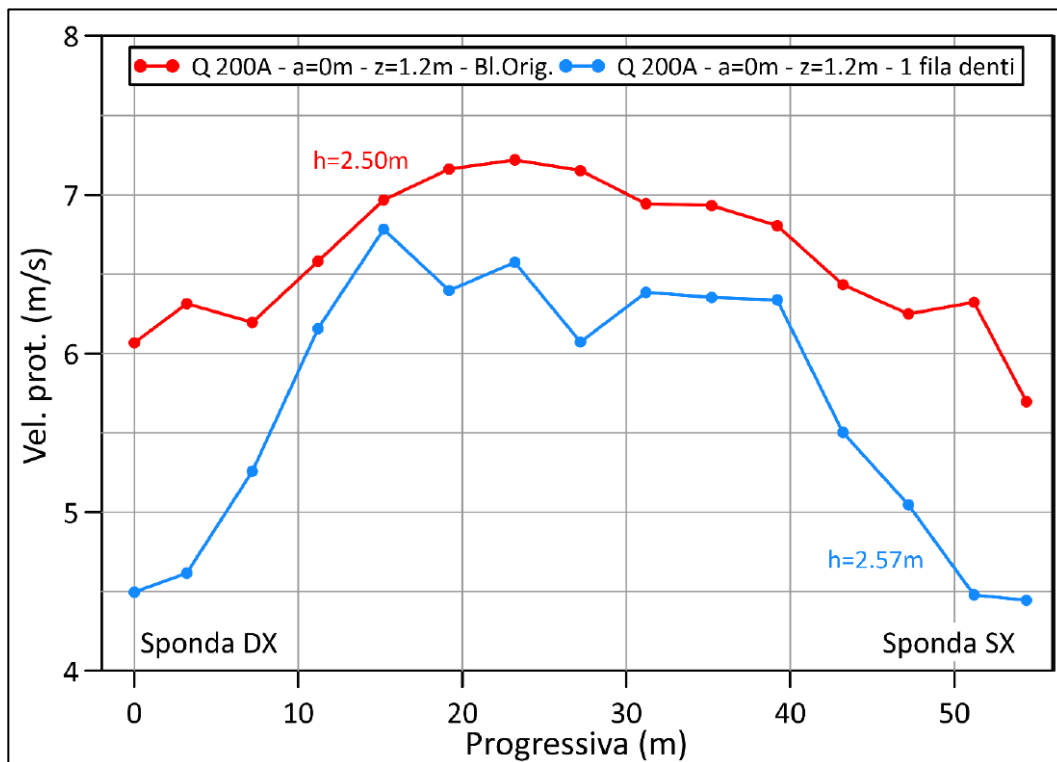


Figura 21 – risultati ricavati dal modello fisico a valle del manufatto C

6.4 CALCOLI DI VERIFICA IDRAULICA IN CORRISPONDENZA DELLA BRIGLIA SELETTIVA

Nel presente capitolo sono riportati i calcoli di verifica idraulica in corrispondenza della briglia selettiva di monte.

Le principali grandezze che caratterizzano la briglia sono:

- larghezza soglia fissa: 110 m;
- quota di sommità della soglia fissa: 141.0 m s.m.;
- altezza dei setti verticali: 3 m;
- quota di sommità dei setti: 144.0 m s.m.;
- spessore dei setti verticali: 0.5 m;
- interasse tra i setti: 4.5 m;
- luce libera tra i setti: 4 m;
- altezza del coronamento arginale a monte della briglia selettiva: 147.50 m s.m. (tale valore è previsto per entrambi gli argini, anche quello in sponda destra, che invece nel progetto definitivo era pari, nel tratto appena a monte della briglia, a 146 m s.m.).

L'altezza dei setti per il trattenimento del materiale flottante è stato determinato in modo tale da garantire un valore del franco di sicurezza rispetto al coronamento degli argini pari ad almeno:

- 1.0 m con riferimento ad un evento di piena duecentennale, considerando la briglia selettiva intasata al 75%;
- 0.5 m con riferimento ad un evento di piena duecentennale, considerando la briglia selettiva intasata al 100%;

Inoltre si è verificato che non ci sia tracimazione degli argini con riferimento ad un evento di piena millenario, considerando la briglia selettiva intasata al 100%.

I valori delle altezze idriche a monte della briglia selettiva, di seguito riportati nella Figura 22, sono stati ottenuti utilizzando il modello idraulico bidimensionale descritto in precedenza nei capitoli 3 e -. Da tali risultati si evince che per T=200 anni e briglia intasata al 75% il franco idraulico è pari a 1.5 m (147.5-146), mentre con la briglia intasata totalmente in franco idraulico è pari a 0.5 m.

Considerando, invece, l'evento millenario si ha che con la briglia completamente intasata il livello è pari a 147.4 m s.m., quindi inferiore alla quota di coronamento arginale.

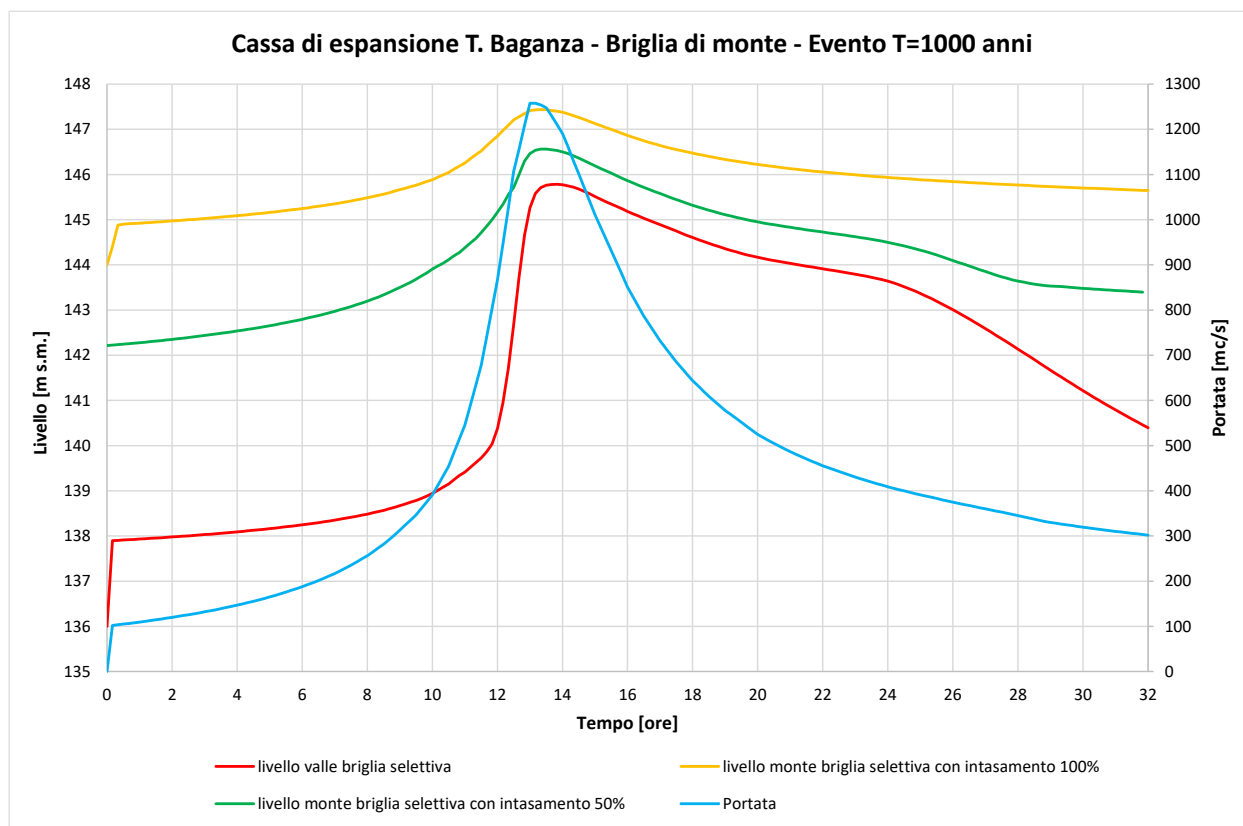
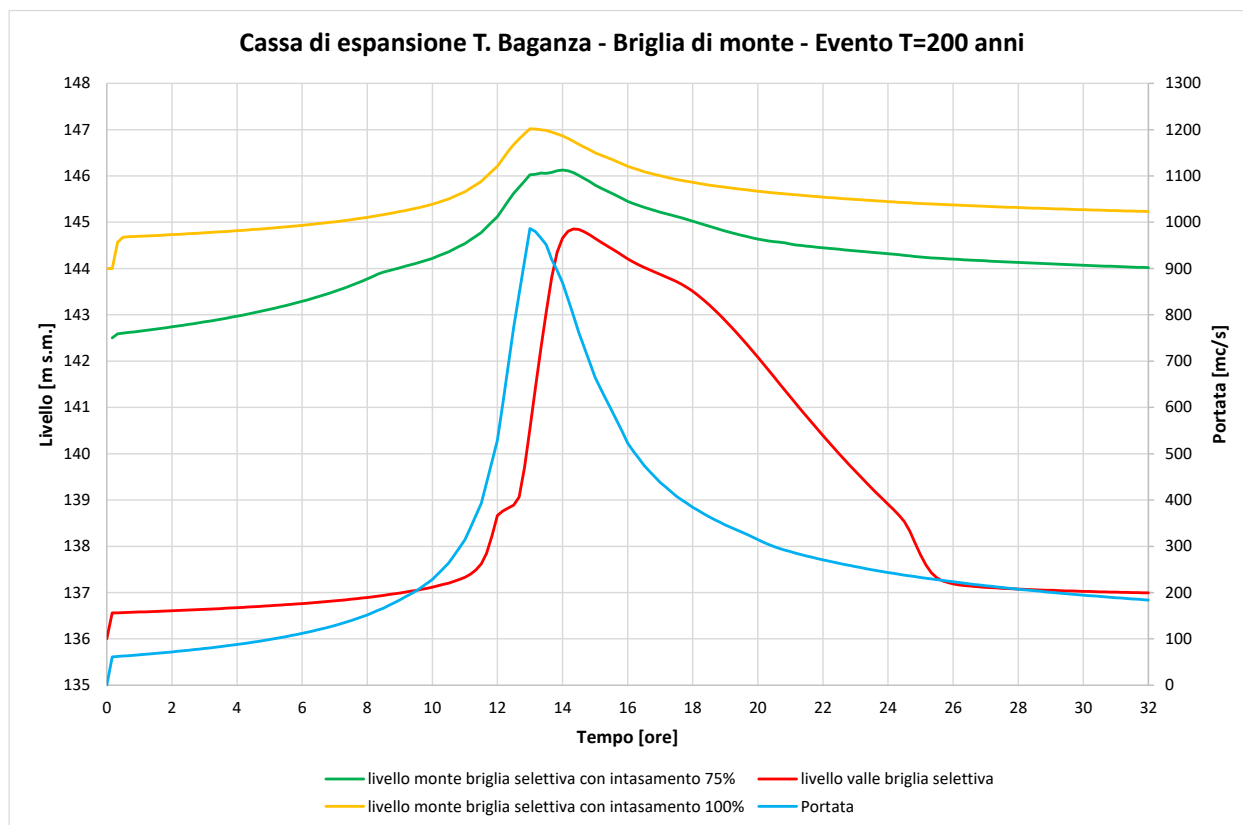


Figura 22 – Risultati in corrispondenza della briglia selettiva di monte per T=200 anni e T=1000 anni

6.5 DEFINIZIONE DELLA QUOTA DI INTRADOSSO DELLA PASSERELLA DEL MANUFATTO "B"

In corrispondenza del manufatto "B" è prevista, in futuro, la realizzazione di una passerella, non compresa nel presente appalto.

La quota di coronamento dello sfioratore del manufatto "B" è pari a 143.70 m s.m., mentre la quota di massimo invaso relativo alla piena millenaria è pari a 145.70 m s.m.. Tale quota risulta essere analoga a quella che si instaura al di sopra dello sfioratore di emergenza del manufatto "A".

La quota di intradosso dell'impalcato posto al di sopra della soglia sfiorante del manufatto A è stata posta pari a 146.9 m s.m. (+2 m rispetto alla quota della soglia sfiorante e +1.2 m rispetto alla quota di massimo invaso).

Siccome la quota di massimo invaso in corrispondenza del manufatto "B" è la stessa di quella del manufatto "A", la quota di intradosso dell'impalcato che verrà realizzato in corrispondenza del manufatto "B" dovrà essere pari alla quota di intradosso dell'impalcato posto lungo il manufatto "A", ossia 146.9 m s.m..

Tale quota di intradosso presenta un franco di sicurezza rispetto all'evento di piena duecentennale pari a 2 m, in quanto il livello idrico sopra la soglia di sfioro del manufatto B in tale evento è pari a circa 144.90 m s.m. (quota della soglia dello sfioro di emergenza del manufatto "A").

6.6 VERIFICA DEL FRANCO IDRAULICO

Nel presente paragrafo viene riportata la verifica del franco idraulico già effettuata nell'ambito del progetto definitivo approvato, che rimane invariata in quanto le caratteristiche idrauliche e le quote dei manufatti sono state confermate nel presente progetto.

La definizione del franco ai fini del dimensionamento degli organi di scarico è stato eseguito in conformità a quanto previsto dal D.M. 26/06/2014 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)". Si riportano di seguito le definizioni riportate nel D.M. citato:

- *Franco: differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso;*
- *Franco netto: differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso incrementata della semialtezza della maggiore tra l'onda generata dal vento ovvero quella di massima regolazione incrementata della semialtezza dell'onda da sisma di progetto, calcolate come all'art. C2. Per il calcolo del franco netto dovranno essere, inoltre, considerati i fenomeni di interazione tra moto ondoso e diga: "riflessione" e "risalita" (run-up). Per queste due ultime componenti, ai fini del mantenimento del franco previsto, si potrà anche ricorrere ad un idoneo muro paraonde, di altezza non superiore a 1,4 m.*
- *Altezza della diga: è la differenza tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più depresso dei paramenti. Per le traverse prive di coronamento si fa riferimento alla quota del punto più elevato della struttura di ritenuta.*

Al paragrafo C.1 - Portata di progetto e dispositivi di scarico si richiede che “Gli scarichi di superficie della diga dovranno essere dimensionati in modo tale che il franco netto non sia inferiore a 1,0 m per le dighe di calcestruzzo e ai seguenti valori per le dighe di materiali sciolti:

altezza della diga: fino a [m]	15	90 o più
franco netto [m]	1,5	3,5

Per i valori intermedi dell'altezza della diga, il franco netto è determinato per interpolazione.

Ai valori sopra indicati sono da aggiungere, per le dighe di materiali sciolti, i previsti abbassamenti del coronamento derivanti dai cedimenti del terreno e del rilevato dopo il termine della costruzione, nonché quelli derivanti dalle azioni sismiche, da calcolarsi con adeguati modelli; questi ultimi non dovranno comunque essere assunti inferiori a 0,5 cm per metro di altezza della diga.

Per tutti i tipi di dighe dovrà essere valutato il periodo di ritorno dell'evento di piena che annulla il franco netto.”

La definizione delle onde da vento e da sisma avviene facendo riferimento al relativo paragrafo “C.2. - Onde da vento e da sisma nel serbatoio” del citato D.M. 26/06/2014 secondo cui “In mancanza di più precise indagini possono essere assunti i valori della massima ampiezza delle onde generate nel serbatoio dal vento di velocità U (km/ora) incrementati dalla risalita contro il paramento dello sbarramento, dati nella tabella seguente”.

Velocità vento [km/h]	Ampiezza d'onda [m]									
	Fetch [km]									
	1	2	4	6	8	10	11	20	40	50
100	0.27	0.38	0.53	0.65	0.75	0.84	0.88	1.18	1.67	1.87
80	0.20	0.29	0.40	0.49	0.57	0.64	0.67	0.90	1.27	1.42
60	0.14	0.20	0.29	0.35	0.41	0.45	0.48	0.64	0.90	1.01
40	0.09	0.13	0.18	0.22	0.26	0.29	0.30	0.40	0.57	0.63
run_up [m]										
	0.033	0.063	0.12	0.17	0.223	0.273	0.298	0.518	0.973	1.188

Si assume che il franco netto così garantito sia sempre adeguato nei confronti dell'onda generata dal sisma.”

Sulla base dei riferimenti legislativi sopra riportati la definizione del franco ha considerato i seguenti elementi:

1. altezza della diga:
 - a. Manufatto A: $148.25-130.90=17.35$ m;
 - b. Manufatto B: $148.25-131.50=16.75$ m;
 - c. Manufatto C: $142.00-128.15=13.85$ m;
 - d. Arginature: vedi Tabella 6-5 seguente

Tabella 6-5 – Definizione delle altezze delle arginature.

Sezione argine	Posizione	Quota coronamento	Punto più depresso del:		Altezza max. diga	Altezza diga da p.c.
			paramento interno	paramento esterno		
		(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m)	(m)
Tipo 1	Separazione comparto 1 e comparto 2	147.50	134.72	132.50	12.78	15.00
Tipo 2	Lato nord comparto 2	145.50	129.32	130.91	16.18	14.59
Tipo 3	Lato est comparto 2	145.50	130.79	136.23	14.71	9.27
Tipo 4	Lato est comparto 1	147.50	135.78	142.50	11.72	5.00
Tipo 5	Lato ovest comparto 1 - alveo	147.50	138.58	142.58	8.92	4.92
Tipo 6	Lato ovest comparto 1 - campagna	147.50	137.50	140.53	10.00	6.97
Tipo 7	Lato ovest comparto 2 - alveo	145.50	130.79	130.72	14.78	14.71

N.B.: in corsivo le quote relative al piede dei paramenti situati al di sotto del piano di campagna

Nel caso in esame l'applicazione della definizione di "altezza della diga" ai rilevati arginali in materiali sciolti presenta la seguente particolarità rispetto a casi ordinari di vere e proprie opere di sbarramento realizzate in una vallata montana: il piede "interno" delle arginature, che dà luogo al valore massimo di altezza rispetto al piano di coronamento, si trova sempre al di sotto del piano di campagna in quanto i due comparti della cassa sono ricavati mediante scavo.

In sintesi:

- per quanto attiene i manufatti in calcestruzzo l'applicazione della "definizione regolamentare" porta a valori di altezza sempre inferiori a 15.0 m;
 - con riferimento, invece, ai rilevati in materiali sciolti il calcolo della differenza di quota tra piano di coronamento e piede delle arginature conduce a valori sensibilmente differenti per le ragioni sopra riportate. Ai fini dell'individuazione dell'altezza della diga per quanto attiene la definizione del franco netto si ritiene di considerare la differenza tra "piano di coronamento" e "piano campagna" che porta a valori massimi pari a 15.0 m;
2. franco netto regolamentare: poiché trattasi di opera di ritenuta "composita" in quanto costituita da una sequenza di manufatti limitatori e di sfioro aventi caratteristiche dimensionali e costruttive proprie di "dighe di calcestruzzo a gravità ordinarie" e da rilevati arginali aventi caratteristiche dimensionali e costruttive proprie di "dighe di materiali sciolti" si è ritenuto opportuno adottare un valore di franco netto proprio delle dighe di materiali sciolti pari a 1.50 metri in relazione al fatto che l'altezza della diga da considerare non è superiore a

15 m, in quanto si fa riferimento alle massime altezze rispetto al piano di campagna e non a quelle rispetto al piede interno che è sempre in scavo, a quota inferiore rispetto al piano di campagna (vedi tabella precedente).

3. onde da vento e da sisma:

- a. Comparto 1: Fetch=633 m; vento di riferimento 25 m/s (vedi tabella 3.3.1 NTC 2008, zona 2, Emilia-Romagna) pari a 90 km/h, ampiezza d'onda=0.15 m, runup=0.021 m, da cui semialtezza (=ampiezza) + runup=0.171 m.

Tabella 6-6 – Comparto 1, individuazione del Fetch e del runup.

Velocità vento	Ampiezza d'onda [m]										
	Fetch [km]										
	0.633	1	2	4	6	8	10	11	20	40	50
100	0.17	0.27	0.38	0.53	0.65	0.75	0.84	0.88	1.18	1.67	1.87
90	0.15	0.24	0.34	0.47	0.57	0.66	0.74	0.78	1.04	1.47	1.65
80	0.13	0.20	0.29	0.40	0.49	0.57	0.64	0.67	0.90	1.27	1.42
60	0.09	0.14	0.20	0.29	0.35	0.41	0.45	0.48	0.64	0.90	1.01
40	0.06	0.09	0.13	0.18	0.22	0.26	0.29	0.30	0.40	0.57	0.63
	run_up [m]										
	0.021	0.033	0.063	0.120	0.170	0.223	0.273	0.298	0.518	0.973	1.188

- b. Comparto 2: Fetch=530 m, vento di riferimento 25 m/s (vedi tabella 3.3.1 NTC 2008, zona 2, Emilia-Romagna) pari a 90 km/h, ampiezza onda=0.12 m, runup=0.017 m, da cui semialtezza (=ampiezza) + runup=0.137 m.

Tabella 6-7 – Comparto 2, individuazione del Fetch e del runup.

Velocità vento [km/h]	Ampiezza d'onda [m]										
	Fetch [km]										
	0.53	1	2	4	6	8	10	11	20	40	50
100	0.14	0.27	0.38	0.53	0.65	0.75	0.84	0.88	1.18	1.67	1.87
90	0.12	0.24	0.34	0.47	0.57	0.66	0.74	0.78	1.04	1.47	1.65
80	0.11	0.20	0.29	0.40	0.49	0.57	0.64	0.67	0.90	1.27	1.42
60	0.07	0.14	0.20	0.29	0.35	0.41	0.45	0.48	0.64	0.90	1.01
40	0.05	0.09	0.13	0.18	0.22	0.26	0.29	0.30	0.40	0.57	0.63
	run_up [m]										
	0.017	0.033	0.063	0.120	0.170	0.223	0.273	0.298	0.518	0.973	1.188

4. valutazione dei cedimenti: al fine della valutazione del franco netto, al valore regolamentare correlato all'altezza dello sbarramento deve essere aggiunto "... per le dighe di materiali sciolti, i previsti abbassamenti del coronamento derivanti dai cedimenti del terreno e del rilevato dopo il termine della costruzione, nonché quelli derivanti dalle azioni sismiche, da calcolarsi con adeguati modelli; questi ultimi non dovranno comunque essere assunti inferiori a 0,5 cm per metro di altezza della diga...". Nell'ambito della relazione geotecnica sono

stati valutati i cedimenti del terreno di fondazione per effetto del peso indotto dai nuovi rilevati arginali per le sezioni più gravose (sezioni tipo 1, 2, 3A e 7A); per quanto attiene il cedimento dei rilevati può essere considerato di entità trascurabile in ragione della realizzazione per strati successivi, adeguatamente compattati, e che comunque matureranno in fase di costruzione.

Tabella 6-8 – Sintesi dei cedimenti attesi in corrispondenza delle diverse sezioni tipo delle arginature.

Sezione argine	Posizione	Quota p.c.	Quota media imposta	h_{\max} rilevato a fini geotecnici	Cedimento totale	Cedimento elastico		Cedimento lungo termine	
		(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)
Tipo 1	Separazione comparto 1 e comparto 2	139.50	134.50	13.00	178	60%	107	40%	71
Tipo 2	Lato nord comparto 2	132.50	129.50	16.00	160	30%	48	70%	112
Tipo 3A	Lato est comparto 2	134.50	130.50	15.00	70	50%	35	50%	35
Tipo 7A	Lato ovest comparto 2 - alveo	132.50	130.50	15.00	250	20%	50	80%	200

Tali valori di cedimenti a lungo termine sono stati utilizzati per la stima del franco netto, unitamente alla valutazione dei cedimenti derivanti dalle azioni sismiche, che sono stati assunti pari a 0.5 cm per metro di altezza del rilevato, assumendo cautelativamente il massimo valore di altezza del rilevato.

5. Verifica del franco netto minimo: al valore di franco netto “regolamentare” vengono aggiunti, come da paragrafo C.1.-Portata di progetto e dispositivi di scarico del citato DM, i “... cedimenti del terreno e del rilevato dopo il termine della costruzione, nonché quelli derivanti dalle azioni sismiche ...”. Tale valore deve essere confrontato con quello derivante dalla definizione che prevede la “...differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso incrementata della semialtezza della maggiore tra l’onda generata dal vento ovvero quella di massima regolazione incrementata della semialtezza dell’onda da sisma di progetto, calcolate come all’art. C2. Per il calcolo del franco netto dovranno essere, inoltre, considerati i fenomeni di interazione tra moto ondoso e diga: “riflessione” e “risalita” (run-up)”.

Tali valori di cedimenti a lungo termine sono stati utilizzati per la stima del franco netto, unitamente alla valutazione dei cedimenti derivanti dalle azioni sismiche, che sono stati assunti pari a 0.5 cm per metro di altezza del rilevato, assumendo cautelativamente il massimo valore di altezza del rilevato.

Si riportano nel seguito le tabelle contenenti le verifiche del “franco netto minimo” per le sezioni tipologiche considerate:

- Sezione tipo 1: rilevato arginale di separazione tra il comparto 1 ed il comparto 2;
- Sezione tipo 2: rilevato arginale di separazione tra il comparto 2 e la campagna, lato nord;
- Sezione tipo 3A: rilevato arginale di separazione tra il comparto 2 e la campagna, lato est;
- Sezione tipo 7A: rilevato arginale di separazione tra il comparto 2 e l'alveo del T. Baganza, lato ovest.

Tabella 6-9 – Verifica del franco netto per la sezione tipo 1.

SEZIONE TIPO 1		
Altezza del rilevato	15	m
Cedimenti del terreno di fondazione e del rilevato a l.t.	0.065	m
Cedimenti per azioni sismiche	$0.005 \times 15 = 0.075$	m
Franco netto minimo	$1.5 + 0.065 + 0.075 = 1.64$	m
Quota di coronamento sez. tipo 1	147.50	m s.l.m.
Quota di massimo invaso	145.70	m s.l.m.
Fetch del comparto 1	0.633	km
Velocità del vento	25 m/s = 90 km/h	
Ampiezza dell'onda	0.15	m
Run up	0.02	m
Franco netto	$147.50 - 145.70 - 0.15 - 0.02 = 1.63$	m

Tabella 6-10 – Verifica del franco netto per la sezione tipo 2.

SEZIONE TIPO 2		
Altezza del rilevato	14.6	m
Cedimenti del terreno di fondazione e del rilevato a l.t.	0.112	m
Cedimenti per azioni sismiche	$0.005 \times 15 = 0.075$	m
Franco netto minimo	$1.5 + 0.11 + 0.075 = 1.69$	m
Quota di coronamento sez. tipo 2	145.50	m s.l.m.
Quota di massimo invaso	143.70	m s.l.m.
Fetch del comparto 1	0.500	km
Velocità del vento	25 m/s = 90 km/h	
Ampiezza dell'onda	0.12	m
Run up	0.02	m
Franco netto	$145.50 - 143.70 - 0.12 - 0.02 = 1.66$	m

Tabella 6-11 – Verifica del franco netto per la sezione tipo 3A.

SEZIONE TIPO 3A		
Altezza del rilevato	9.5	m
Cedimenti del terreno di fondazione e del rilevato a l.t.	0.035	m
Cedimenti per azioni sismiche	0.005x10=0.050	m
Franco netto minimo	1.5+0.035+0.050=1.59	m
Quota di coronamento sez. tipo 2	145.50	m s.l.m.
Quota di massimo invaso	143.70	m s.l.m.
Fetch del comparto 1	0.500	km
Velocità del vento	25 m/s = 90 km/h	
Ampiezza dell'onda	0.12	m
Run up	0.02	m
Franco netto	145.50-143.70-0.12-0.02=1.66	m

Tabella 6-12 – Verifica del franco netto per la sezione tipo 7A.

SEZIONE TIPO 7A		
Altezza del rilevato	11.75	m
Cedimenti del terreno di fondazione e del rilevato a l.t.	0.20	m
Cedimenti per azioni sismiche	0.005x12=0.06	m
Franco netto minimo	1.5+0.20+0.06=1.76	m
Quota di coronamento sez. tipo 7	145.50	m s.l.m.
Quota di massimo invaso	143.70	m s.l.m.
Fetch del comparto 1	0.500	km
Velocità del vento	25 m/s = 90 km/h	
Ampiezza dell'onda	0.12	m
Run up	0.02	m
Franco netto	145.50-143.70-0.12-0.02=1.66	m

Per quanto attiene la sezione tipo 1 (argine di separazione tra il comparto 1 ed il comparto 2), dal confronto tra “franco netto” e “franco netto minimo” risulta che la verifica è di fatto soddisfatta, anche in considerazione della prevista monta di 20 cm che assorbirebbe i cedimenti attesi di 6 cm. Inoltre è stato verificato che, tenendo conto dell'effetto di laminazione, la portata con Tr 3000 anni transiterebbe nel comparto 2 con un franco residuo, nel comparto 1, pari a 1,32 metri; da ciò discenderebbe che il tempo di ritorno della piena che annulla il franco netto di 1,63 m è molto superiore a 3000 anni.

Per quanto attiene la sezione tipo 2 (argine di separazione tra il comparto 2 e la campagna, lato nord), dal confronto tra “franco netto” e “franco netto minimo”, come nel caso precedente, risulta che la verifica è di fatto soddisfatta, anche in considerazione della prevista monta di 20 cm che assorbirebbe i cedimenti attesi a lungo

termine di 11 cm. Inoltre si verificato che, tenendo conto dell'effetto di laminazione, la portata con Tr 3000 anni transiterebbe nel comparto 2 con un franco residuo, pari a 1,30 metri; da ciò discenderebbe che il tempo di ritorno della piena che annulla il franco netto di 1,66 m è molto superiore a 3000 anni.

Per quanto attiene la sezione tipo 3A (argine di separazione tra il comparto 2 e la campagna, lato est), il "franco netto" è significativamente maggiore del "franco netto minimo" e quindi la verifica è soddisfatta.

Per quanto attiene la sezione tipo 7A (argine di separazione tra il comparto 2 e l'alveo del T. Baganza, lato ovest), dal confronto tra "franco netto" e "franco netto minimo" risulta che la verifica non è soddisfatta per ca. 10 cm che possono considerarsi assorbiti dalla monta di 20 cm che si prevede di assegnare, destinata a compensare i cedimenti. Inoltre si verificato che, tenendo conto dell'effetto di laminazione, la portata con Tr 3000 anni transiterebbe nel comparto 2 con un franco residuo, pari a 1,30 metri; da ciò discenderebbe che il tempo di ritorno della piena che annulla il franco netto di 1,66 m è molto superiore a 3000 anni.

6. Valutazione del periodo di ritorno dell'evento di piena che annulla il franco netto: tale valutazione, applicata alla cassa di espansione in oggetto, implica di valutare l'evento di piena con tempo superiore a T1000 anni, che vada ad impegnare l'ulteriore franco netto pari a 1.50 metri. Nell'ambito dell'analisi idrologica di cui al presente progetto è stato valutato il valore di portata al colmo con T=3000 anni pari a 1808 m³/s, con il relativo idrogramma sintetico che è stato laminato (vedi tabella 5-3 della Relazione idrologica e idraulica della cassa di espansione) ottenendo i seguenti valori massimi di livello idrico nei due comparti:
- a. Comparto 1, W.L._{T3000}=146.18 m s.l.m., quota coronamento 147.50 m s.l.m., franco residuo=1.32 m, minore del franco netto di 1.50 m, **ma ben lontano dall'essere annullato**;
 - b. Comparto 2, W.L._{T3000}=144.20 m s.l.m., quota coronamento 145.50 m s.l.m., franco residuo=1.30 m, minore del franco netto di 1.50 m, **ma ben lontano dall'essere annullato**.
7. Potenziale parziale ostruzione delle soglie sfioranti da parte del materiale galleggiante: in sede di dimensionamento degli organi di scarico di superfice sono state rispettate, per quanto applicabili, le disposizioni di cui al punto C.1- Portata di progetto e dispositivi di scarico del DM 26/06/2014 e, per quanto riguarda l'adeguatezza delle luci di scarico, in termini di ampiezza e altezza libera, nei confronti della capacità di evacuazione di materiale galleggianti (tronchi etc.), la configurazione delle opere risulta anche conforme alle raccomandazioni di cui alla circolare RID/3199/2005.

7. VALUTAZIONI RELATIVE AL SISTEMA IDRAULICO PARMA – BAGANZA E PRIMA PROPOSTA DI REGOLA DI GESTIONE PER IL PIANO DI LAMINAZIONE DELLE DUE CASSE DI ESPANSIONE

7.1 PREMESSA

Nel presente capitolo vengono riportate le valutazioni effettuate con riferimento al sistema idraulico Parma-Baganza, con particolare riferimento agli effetti indotti dalla contemporanea presenza dell'invaso di laminazione in progetto con la cassa di espansione sul T. Parma, situata in località Marano.

7.2 SINTESI DELLE VALUTAZIONI RIPORTATE NEL PROGETTO DEFINITIVO DELLA CASSA DEL BAGANZA

Nell'ambito della progettazione definitiva della cassa del Baganza sono riportate le seguenti conclusioni in relazione al sistema Parma – Baganza:

- *Le portate in uscita dalla cassa sul Baganza, nelle diverse configurazioni di regolazione (luci fisse e luci mobili) e per tempi di ritorno fino a 100 e 200 anni, sono compatibili con le sezioni idrauliche dell'asta Baganza fino alla confluenza in Parma, compreso il tratto cittadino del Baganza stesso e l'attraversamento di Ponte Nuovo;*
- *Le portate in uscita dalla cassa sul Baganza, nelle diverse configurazioni di regolazione (luci fisse e luci mobili) e per tempi di ritorno fino a 100 e 200 anni, sommate a quelle in uscita dalla cassa del Parma nella sua configurazione di progetto per un tempo di ritorno di 100 anni e durata di pioggia di 12 ore, sono compatibili con il tratto cittadino del Parma e fino alla sezioni di Baganzola (ponte autostrada A1);*
- *Le portate in uscita dalle casse sul Baganza e del Parma, nell'ipotesi più gravosa di luci fisse (nessuna manovra sulle paratoie) e per tempi di ritorno 200 anni, sono compatibili con il tratto cittadino del Parma, seppur con franchi quasi nulli;*
- *Il valore di portata derivante dalla somma delle due portate in uscita dalla cassa del Baganza e da quella del Parma (sia per scenari di contemporaneità che di sfasamento dei colmi), è compatibile con il tratto a valle della città di Parma solo nell'ipotesi di regolazione delle portate in uscita dalla cassa sul Baganza (300 mc/s per TR 100 anni) e sulla cassa del Parma (da 350 a 200 mc/s in funzione delle condizioni di scabrezza in alveo); quest'ultima, anche in funzione dei tempi di risposta del bacino idrografico di riferimento e del volume di invaso a disposizione, può consentire una maggiore regolazione rispetto a quella ottenibile in tempo reale sul Baganza, condizionata da un bacino idrografico con tempi di corrivazione inferiori;*
- *la protezione del territorio a valle di Parma rende quindi necessario un piano di gestione combinato delle due casse e la conoscenza in tempo reale degli eventi meteorici in atto, delle portate in alveo a monte delle casse, di quelle rilasciate e di quelle a valle della confluenza Parma-Baganza;*
- *rimane di difficile attribuzione un tempo di ritorno per la resilienza degli abitati a valle di Parma, vista la mancanza di una regola tra la correlazione degli eventi sul Parma e sul Baganza; sicuramente la possibilità di regolare le portate in uscita dalle due casse aumenta la sicurezza del territorio di valle se ne vengono correttamente gestiti i rilasci; un ulteriore possibile aumento di resilienza degli abitati di valle e di Colorno*

potrebbe ottenersi dalla quantificazione del volume di laminazione effettivamente disponibile nelle golene comprese tra Parma e Baganzola.

7.3 CARATTERISTICHE DI SINTESI DEI BACINI DEL T. PARMA E DEL T. BAGANZA E DELLE CASSE DI ESPANSIONE

Il bacino idrografico del **T. Parma**, chiuso alla sezione di Ponte Verdi, è pari a 600 kmq, mentre a monte della confluenza con il T. Baganza è pari a 375 kmq (considerando il diversivo del Cinghio)

La cassa di espansione del T. Parma ha le seguenti caratteristiche principali:

- Capacità di invaso pari a 12 Mm³;
- L'organo di scarico è composto da tre luci. La portata di piena centennale in uscita dalla cassa è pari, secondo quanto riportato nelle relazioni tecniche allegate al progetto esecutivo dell'opera, a 350 m³/s. La portata di piena duecentennale, invece, stimata dal DICATEA è pari a 460 m³/s. Con l'apertura totale delle luci la portata scaricata a valle può essere incrementata fino a 510 m³/s (valore definito nell'ambito del progetto esecutivo dell'opera).

Si osserva che per il T. Parma le portate al colmo associate ai diversi valori del tempo di ritorno non sono state aggiornate e non tengono in conto gli effetti dei cambiamenti climatici, contrariamente a quanto fatto con riferimento al T. Baganza nell'ambito del presente progetto.

Il bacino idrografico del **T. Baganza**, chiuso alla sezione di Ponte Nuovo, è pari a 225 kmq (considerando il diversivo del Cinghio).

La cassa di espansione del T. Baganza ha le seguenti caratteristiche principali:

- Capacità di invaso pari a 4.7 Mm³;
- L'organo di scarico è composto da quattro luci. La portata di piena centennale in uscita dalla cassa è pari, secondo quanto riportato nella presente relazione con regolazione mobile della paratoie, a 345 m³/s. La portata di piena duecentennale, invece, è pari a 470 m³/s.

La capacità di deflusso del T. Baganza a valle della cassa, fino alla confluenza con il Parma, è pari a circa 600 m³/s, mentre la capacità di deflusso del Parma in attraversamento alla città, a valle della confluenza con il T. Baganza, è pari a circa 900 m³/s. Infine, la capacità idraulica del T. Parma a Colorno è attualmente stimata tra 300 m³/s (con 1 m di franco) e 350 m³/s (con 0.4 m di franco), in base alle valutazioni condotte nello "Studio di modellazione 2D dell'asta del torrente Parma per il miglioramento e l'ottimizzazione della gestione dell'invaso in relazione alle criticità idrauliche della città di Parma e del centro abitato di Colorno" del Dipartimento di Ingegneria e Architettura – DIA dell'Università di Parma - marzo 2019. In precedenza tale valore era stato assunto pari a 600 m³/s ("Modellazione 2D del tratto di 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" del Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio ed Architettura- DICATEA - Università degli Studi di Parma – luglio 2012).

Pertanto, con la presenza di entrambe le casse di espansione, si riesce a rispettare la compatibilità idraulica all'interno della città di Parma con eventi di piena caratterizzati da tempi di ritorno pari a 100 e 200 anni. Per contro, per tali eventi

non si riesce a rispettare la compatibilità idraulica a Colorno, che è possibile ottenere solo per eventi con tempi di ritorno minori di 100 anni.

7.4 ANALISI DI ALCUNI EVENTI REALI VERIFICATISI NEL SISTEMA IDRAULICO PARMA - BAGANZA

Nel presente paragrafo vengono analizzati gli eventi di piena verificatisi il 13-14 ottobre 2014 e il 12 dicembre 2017.

7.4.1 Evento di piena del 13-14 ottobre 2014

L'evento di piena verificatosi il 13-14 ottobre 2014 è stato caratterizzato dai seguenti valori caratteristici:

- Portata massima in ingresso alla cassa del Parma: 950 m³/s;
- Volume invasato nella cassa del T. Parma: 8.3 Mm³;
- Portata massima in uscita dalla cassa del Parma: 315 m³/s (corrispondente ad un tempo di ritorno minore di 100 anni);
- Portata massima del T. Baganza (di incerta determinazione):
 - o da Progetto Definitivo: 790 m³/s (corrispondente ad un tempo di ritorno compreso tra 50 e 100 anni)
 - o da idrometro e scala di deflusso del 2018: 1'050 m³/s (corrispondente ad un tempo di ritorno compreso tra 200 e 500 anni);
- Portata massima T. Parma a Ponte Verdi: 936 m³/s (Fonte: annali idrologici) - 916 m³/s (Fonte: dati ARPAE)

Nelle figure seguenti sono riportati gli idrogrammi da cui sono stati desunti i suddetti valori di portata al colmo.

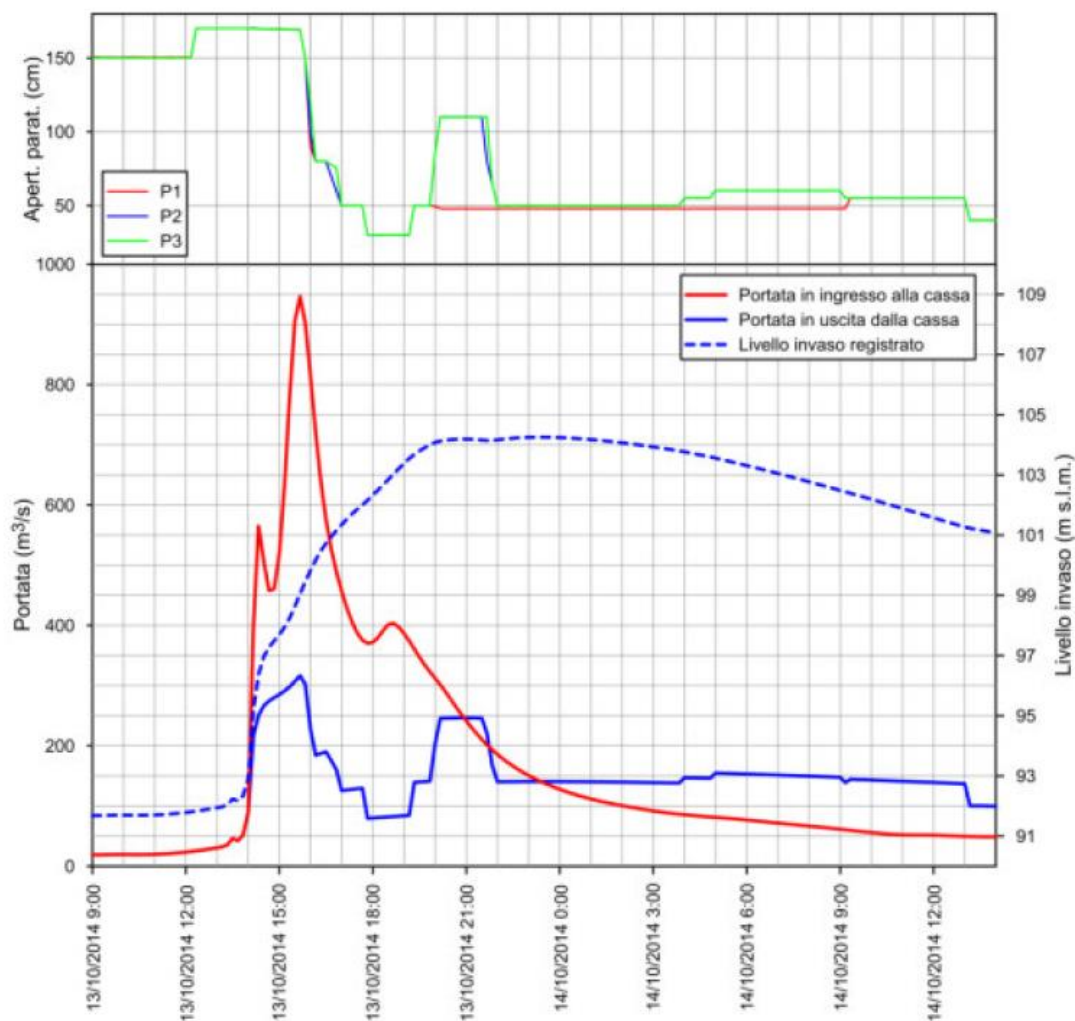


Figura 23 – Idrogramma di piena del T. Parma in corrispondenza della cassa di espansione (Fonte: DICATEA - ricavata da relazione BAG202IDRRRE01B del progetto definitivo).

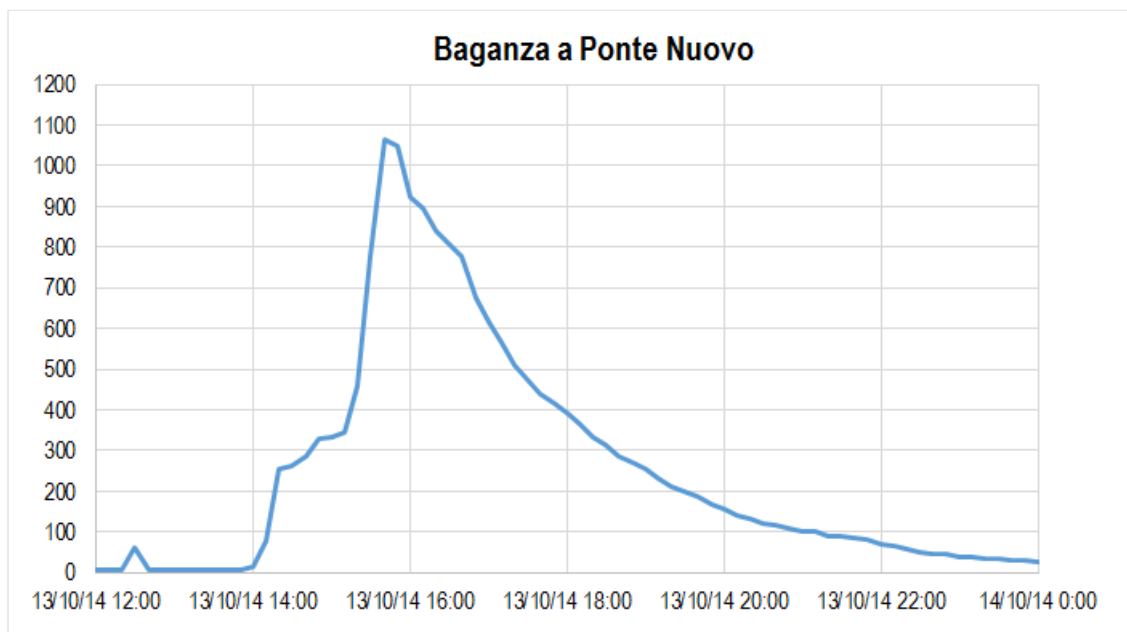


Figura 24 – Idrogramma di piena del T. Baganza a Ponte Nuovo (ricavata da letture idrometro e da scala di deflusso del 2018).

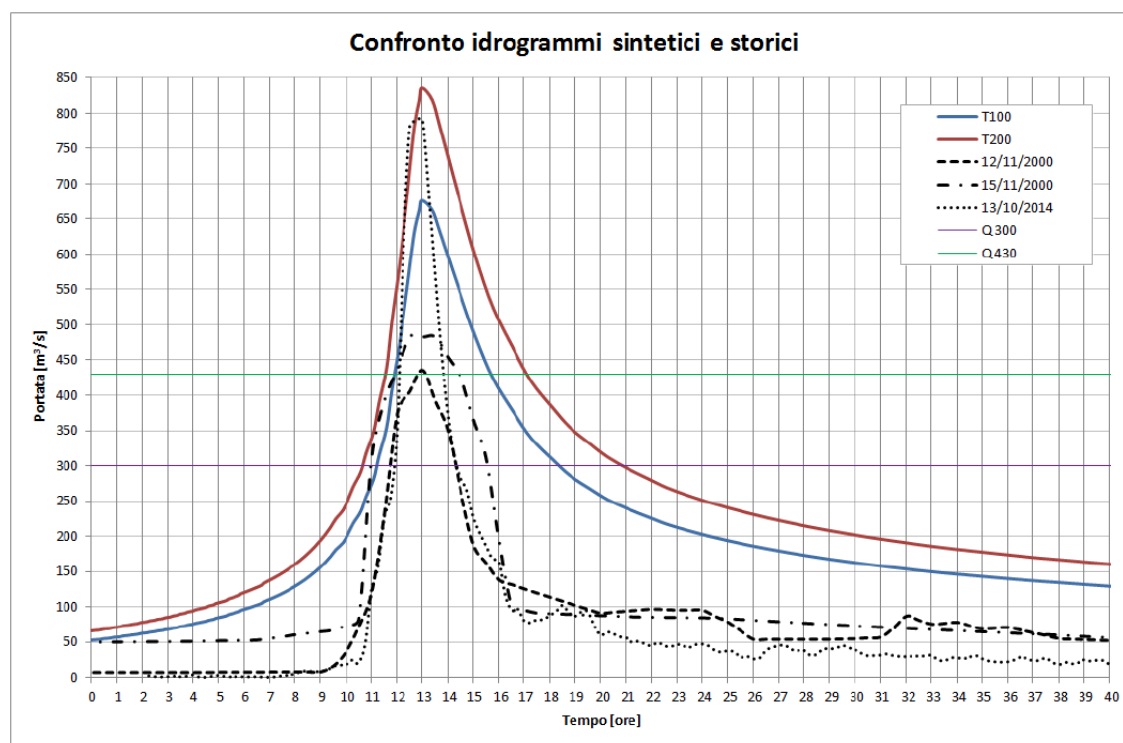


Figura 25 – T. Baganza - Idrogrammi storici reali (2000 e 2014) sovrapposti a quelli sintetici T100 e T200 assunti per la progettazione definitiva (ricavata da relazione BAG202IDRRRE02B del progetto definitivo).

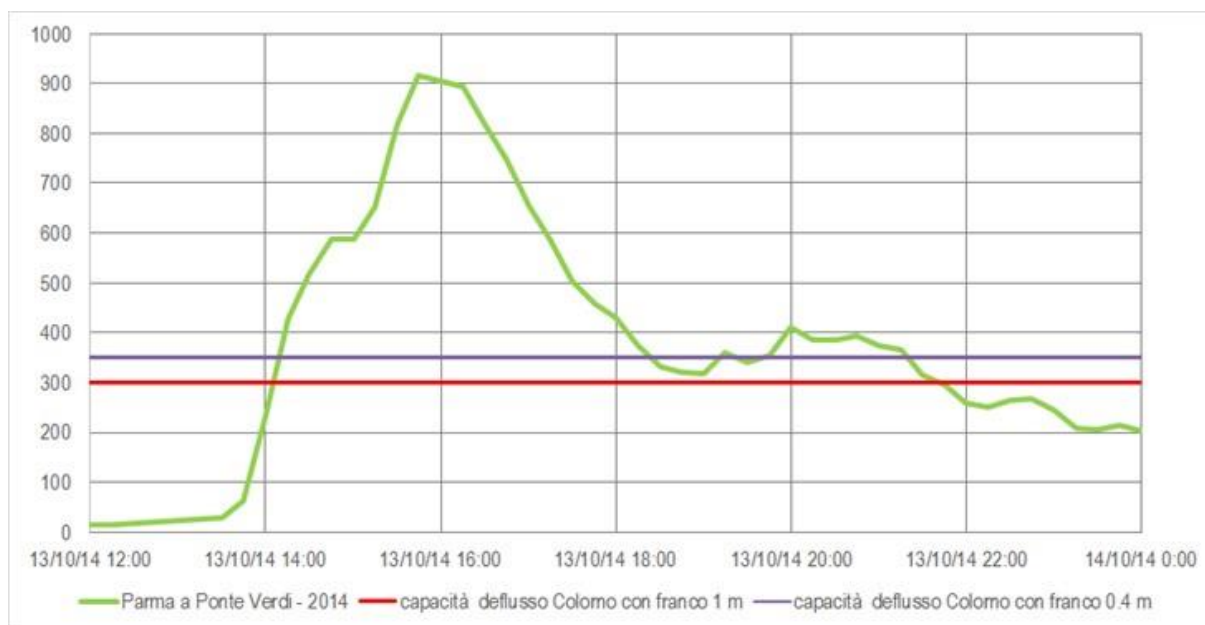


Figura 26 – T. Parma: idrogramma a Ponte Verdi (dati ARPAE), con indicazione della capacità di deflusso in attraversamento a Colorno.

Dall'analisi degli idrogrammi sopra riportati si evince che gli idrogrammi di piena del T. Parma e del T. Baganza sono tra di loro in fase (in entrambi i corsi d'acqua il picco di portata si è verificato poco prima delle ore 16 del 13 ottobre 2014).

E' stato poi analizzato l'idrogramma a Ponte Verdi, ricavato dai dati forniti da ARPAE, per stimare l'entità del volume di laminazione necessario per consentire il rispetto della capacità idraulica del T. Parma in attraversamento a Colorno. Dai dati a disposizione emerge che:

- per Q_{limite} pari a 300 m³/s il volume di laminazione necessario è pari a circa 5.9 Mm³ (avendo considerato un processo di laminazione ottimale);
- per Q_{limite} pari a 350 m³/s il volume di laminazione necessario è pari a circa 4.7 Mm³ (avendo considerato un processo di laminazione ottimale).

Tali volumi di laminazione possono essere ottenuti in parte come incremento del volume di invaso nella cassa del Parma, rispetto a quanto effettivamente laminato in occasione dell'evento di piena ed in parte considerando l'effetto della cassa di laminazione sul T. Baganza in progetto.

Considerando la cassa di espansione del Parma ed ipotizzando di lasciare defluire verso valle una portata massima di 200 m³/s, l'incremento del volume invasato sarebbe pari a circa 1 Mm³, per cui il volume laminato salirebbe a 9.3 Mm³, che è ancora inferiore al volume di invaso disponibile, pari a 12 Mm³.

Il volume residuo da laminare per il T. Baganza sarebbe pari quindi a 4.9 Mm³ (5.9 – 1.0), valore prossimo alla capacità della cassa in progetto, pari a 4.7 Mm³. In questo caso la portata al colmo in uscita dalla cassa del Baganza sarebbe stato pari a 100 m³/s.

Se, invece, si considerasse di lasciare defluire a valle della cassa del Parma una portata massima di $150 \text{ m}^3/\text{s}$, il maggior volume di invaso sarebbe pari a circa 2 Mm^3 , per cui il volume laminato salirebbe a 10.3 Mm^3 , che è ancora inferiore al volume di invaso disponibile, pari a 12 Mm^3 .

In questo caso il volume residuo da laminare nel T. Baganza sarebbe pari a 3.9 Mm^3 ($5.9 - 2.0$), inferiore alla capacità di laminazione della cassa in progetto, che è pari a 4.7 Mm^3 . In questo caso la portata al colmo in uscita dalla cassa del Baganza sarebbe stato pari a $150 \text{ m}^3/\text{s}$.

7.4.2 Evento di piena del 12 dicembre 2017

L'evento di piena verificatosi il 12 dicembre 2017 è stato caratterizzato dai seguenti valori caratteristici:

- Portata massima in ingresso alla cassa del Parma: $560 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Volume invasato nella cassa del T. Parma: 6.5 Mm^3 ;
- Portata massima in uscita dalla cassa del Parma: $340 \text{ m}^3/\text{s}$ (corrispondente ad un tempo di ritorno prossimo a 100 anni);
- Portata massima del T. Baganza: $180 \text{ m}^3/\text{s}$ (da idrometro e scala di deflusso del 2018 - corrispondente ad un tempo di ritorno inferiore a 5 anni);
- Portata massima del T. Parma a Ponte Verdi: $500 \text{ m}^3/\text{s}$ (Fonte: dati ARPAE).

Nelle figure seguenti sono riportati gli idrogrammi relativi ai suddetti valori al colmo.

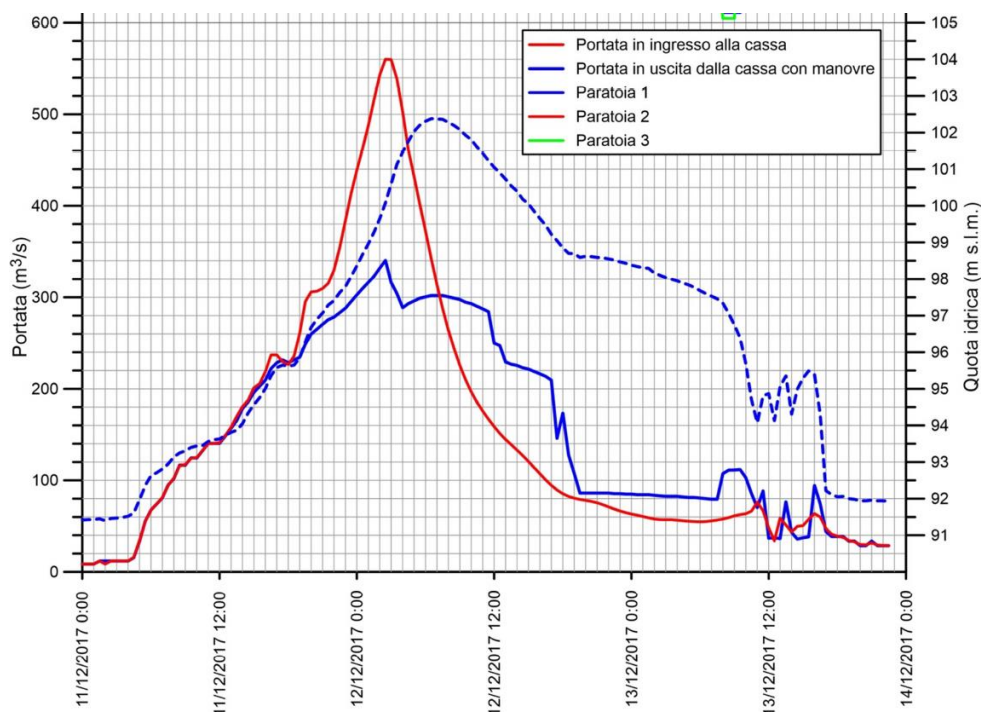


Figura 27 – Idrogramma di piena del T. Parma in corrispondenza della cassa di espansione (Fonte: DICATEA).

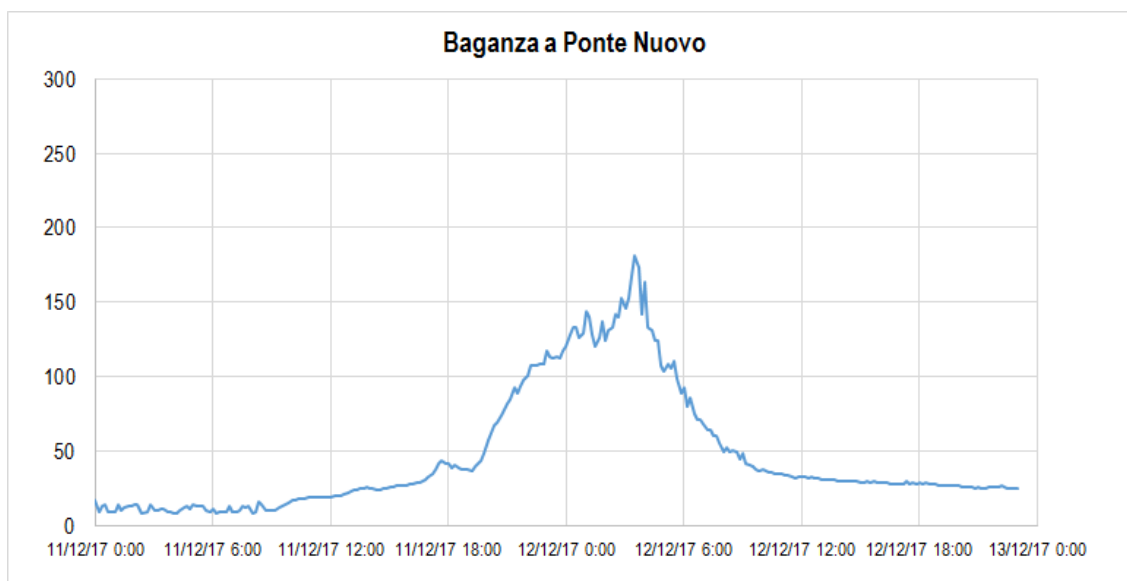


Figura 28 – Idrogramma di piena del T. Baganza a Ponte Nuovo (ricavata da letture idrometro e da scala di deflusso del 2018).

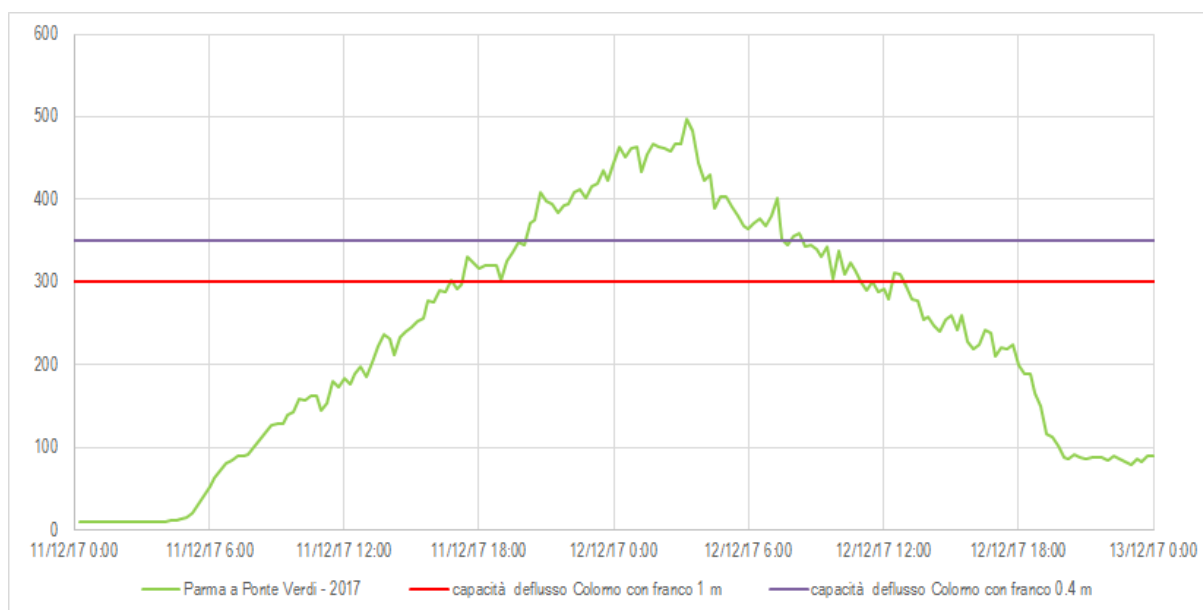


Figura 29 – T. Parma: idrogramma a Ponte Verdi (dati ARPAE), con indicazione della capacità di deflusso in attraversamento a Colorno.

Dall'analisi degli idrogrammi sopra riportati si evince che gli idrogrammi di piena del T. Parma e del T. Baganza sono tra di loro in fase (in entrambi i corsi d'acqua il picco di portata si è verificato tra le 3.00 e le 4.00 del 12 dicembre 2017). E' stato poi analizzato l'idrogramma a Ponte Verdi, ricavato dai dati forniti da ARPAE, per stimare l'entità del volume di laminazione necessario per consentire il rispetto della capacità idraulica del T. Parma in attraversamento a Colorno. Dai dati a disposizione emerge che:

- per Q_{limite} pari a 300 m³/s il volume di laminazione necessario è pari a circa 5.6 Mm³ (avendo considerato un processo di laminazione ottimale);
- per Q_{limite} pari a 350 m³/s il volume di laminazione necessario è pari a circa 2.8 Mm³ (avendo considerato un processo di laminazione ottimale).

Tali volumi di laminazione possono essere ottenuti in parte come incremento del volume di invaso nella cassa del Parma, rispetto a quanto effettivamente laminato in occasione dell'evento di piena ed in parte considerando l'effetto della cassa di laminazione sul T. Baganza in progetto.

Considerando l'idrogramma del T. Baganza e ipotizzando di lasciar defluire verso valle una portata di 100 m³/s (analogamente a quanto esposto in precedenza per l'evento del 13-14 ottobre 2014), si ha che il volume di invaso necessario sarebbe pari a circa 0.8 Mm³. Con riferimento alla cassa del Parma, invece, ipotizzando di lasciare defluire verso valle una portata massima di 200 m³/s, il volume di laminazione complessivamente necessario sarebbe pari a circa 11.3 Mm³, praticamente corrispondente al volume di invaso disponibile pari a 12 Mm³. Per tale evento sarebbe preferibile ridurre la portata di scarico dalla cassa del T. Baganza (es. 50 m³/s) e aumentare la portata di scarico dalla cassa del Parma (es. 250 m³/s), per sfruttare meglio i volumi di invaso delle due casse.

7.4.3 Considerazioni finali

Dall'analisi degli eventi di piena reali verificatisi negli ultimi anni emerge che:

- gli idrogrammi di piena del T. Parma e del T. Baganza sono tra loro in fase;
- il volume di laminazione della cassa di espansione del T. Baganza, unitamente al volume di laminazione residuo della cassa del T. Parma, avrebbero consentito di evitare le esondazioni che si sono verificate in tali eventi, sia a Parma che a Colorno;
- facendo poi riferimento ai risultati della simulazione condotta con riferimento all'evento reale verificatosi nell'anno 2000, caratterizzato da un doppio picco (cfr. par. 4.2.12), si segnala che:
 - o entrambi gli eventi hanno interessato solo il primo comparto di invaso, infatti il livello idrico in tale comparto è rimasto sempre inferiore alla quota di sfioro del manufatto "B" che è pari a 143.70 m s.m.;
 - o tra il primo e il secondo evento il primo comparto si è svuotato completamente (quota idrica pari a 134.7 m s.m., pari alla quota di fondo dell'invaso a monte del manufatto "B"). Lo svuotamento è avvenuto in parte dal manufatto "A" e in parte dal manufatto "C2, avendo aperto gli scarichi di fondo dei manufatti "B" e "C";
 - o la portata rilasciata a valle ha rispettato il limite di 345 m³/s (portata di regolazione per evento di piena centennale);
 - o quindi per un evento come quello del novembre 2000, la cassa avrebbe potuto laminare entrambi i picchi di piena.

7.5 PRIMA PROPOSTA DI REGOLA DI GESTIONE PER IL PIANO DI LAMINAZIONE DELLE DUE CASSE DI ESPANSIONE SUL T. PARMA E SUL T. BAGANZA

In relazione alle analisi esposte in precedenza e alle caratteristiche dimensionali delle casse di espansione sul T. Parma (esistente) e sul T. Baganza (in progetto), si descrive di seguito una prima proposta di regola di gestione per il piano di laminazione delle due suddette casse di espansione, che dovrà essere valutata e decisa dalla RER ai sensi del DPCM 27.2.04 e del DPCM dell' 8.02.2013.

Consideriamo i seguenti dati:

- Superficie bacino afferente alle casse di espansione:
 - o T. Parma: circa 375 km²;
 - o T. Baganza: circa 190 km² (a monte del diversivo del Cinghio).
- Volumi di invaso:
 - o Cassa espansione T. Parma: 12 Mm³ (tale volume di invaso corrisponde ad un'altezza di pioggia pari a 50 mm, distribuita su tutto il bacino afferente, con coefficiente di afflusso pari a circa 0.65)
 - o Cassa espansione T. Baganza: 4.7 Mm³ (tale volume di invaso corrisponde ad un'altezza di pioggia pari a 50 mm, distribuita su tutto il bacino afferente, con coefficiente di afflusso pari a circa 0.5).
- Volume di invaso per unità di superficie del bacino afferente:
 - o Cassa espansione T. Parma: 0.032 m³/m²;
 - o Cassa espansione T. Baganza: 0.024 m³/m².

Dai dati sintetici sopra riportati emerge che la cassa sul T. Parma ha una capacità di invaso specifica maggiore rispetto a quella del T. Baganza (la capacità di laminazione della cassa del Baganza è pari circa al 40% della capacità d'invaso specifica complessiva), quindi può farsi carico di un maggior onere di laminazione, quindi la portata di piena al colmo per unità di superficie del bacino in uscita dalla cassa del T. Parma può essere posta minore rispetto a quella della cassa del T. Baganza.

La **regola di gestione** che si propone di seguire nella regolazione delle casse è la seguente:

- per **eventi di piena caratterizzati da una stima di durata inferiore a 24 ore e precipitazione lorda minore di 50 mm areali**;
- si considera come **obiettivo della gestione la salvaguardia dell'abitato di Colorno** (portata obiettivo pari a circa 300-350 m³/s - con Q=350 m³/s a Colorno si ha un franco di 0.4 m);
- i valori di portata di regolazione delle casse, considerando che la portata del bacino residuo a valle dei due invasi è stimato minore di 50 m³/s, sono:
 - o **portata di regolazione della cassa del T. Parma → 170 m³/s** (pari a 0.46 m³/s km²)
 - o **portata di regolazione della cassa del T. Baganza → 130 m³/s** (pari a 0.68 m³/s km²)
- con questa regolazione il coefficiente udometrico della portata al colmo in uscita dalla cassa del Parma è pari al 40% dell'intero coefficiente udometrico del sistema Parma-Baganza

- per **eventi di piena caratterizzati da una stima di durata superiore a 24 ore e precipitazione lorda maggiore di 50 mm areali**;
- si considera come **obbiettivo della gestione la salvaguardia della città di Parma**, in quanto per tali eventi non si riesce a garantire la salvaguardia di Colorno in quanto le casse andrebbero in sfioro;
- i valori di portata di regolazione delle casse sono:
 - o per T=100 anni:
 - **portata di regolazione della cassa del T. Parma → 350 m³/s** (da progetto – pari a 0.9 m³/s km²);
 - **portata di regolazione della cassa del T. Baganza → 345 m³/s** (da progetto – pari a 1.8 m³/s km²) o **385 m³/s** (da progetto con regolazione fissa delle paratoie a 1.65 m - pari a 2.0 m³/s km²)
 - o per T=200 anni:
 - **portata di regolazione della cassa del T. Parma → 450 m³/s** (da DICATEA – pari a 1.2 m³/s km²);
 - **portata di regolazione della cassa del T. Baganza → 470 m³/s** (da progetto con regolazione dinamica delle paratoie - pari a 2.5 m³/s km²) o **520 m³/s** (da progetto con regolazione fissa delle paratoie a 2.3 m - pari a 2.7 m³/s km²)
- con queste regolazioni il coefficiente udometrico della portata al colmo in uscita dalla cassa del Parma è pari a circa 1/3 dell'intero coefficiente udometrico del sistema Parma-Baganza.

8. ALLEGATI

Gli allegati alla presente relazione sono:

- 8.1 **“PROVE SU MODELLO FISICO DELLA CASSA DI ESPANSIONE SUL TORRENTE BAGANZA - RELAZIONE INTERMEDIA”.**
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA – DIA DELL’UNIVERSITÀ DI PARMA. RESPONSABILE
SCIENTIFICO: PROF. PAOLO MIGNOSA. GRUPPO DI LAVORO: ING. LUCA CHIAPPONI, ING. MARCO D’ORIA, PROF.
SANDRO LONGO.

PROVE SU MODELLO FISICO DELLA CASSA DI ESPANSIONE SUL TORRENTE BAGANZA

RELAZIONE INTERMEDIA



RUP (AIPO): Ing. Mirella Vergnani

Responsabile scientifico (DIA): Prof. Paolo Mignosa

Gruppo di lavoro (DIA): Ing. Luca Chiapponi, Ing. Marco D'Oria, Prof. Sandro Longo

Parma, febbraio 2020

Sommario

1 Premessa	1
2 Installazione sperimentale	3
2.1 Scelta della scala del modello e applicazione della similitudine di Froude	3
2.2 Costruzione del modello	4
2.3 Adeguamento della scabrezza dell'alveo	13
2.4 Strumentazione	15
2.5 Misura delle portate	15
2.6 Misura dei livelli idrometrici	16
2.7 Misura delle velocità	17
3 Prove su modello e interpretazione dei dati sperimentali	19
3.1 Opere di dissipazione a valle del manufatto A.....	19
3.1.1 Indagini sperimentali sul funzionamento dei dispositivi di dissipazione.....	19
3.1.2 Adeguatezza delle opere di contenimento.....	26
3.2 Opere di dissipazione a valle del manufatto B	26
3.2.1 Indagini sperimentali sul funzionamento dei dispositivi di dissipazione.....	28
3.2.2 Adeguatezza delle opere di contenimento.....	30
3.3 Opere di dissipazione a valle del manufatto C	31
3.3.1 Indagini sperimentali sul funzionamento dei dispositivi di dissipazione.....	31
3.3.2 Adeguatezza delle opere di contenimento.....	37
3.4 Campo di velocità nel tratto d'alveo a valle del manufatto A	38
4 Conclusioni.....	40
4.1 Manufatto A	40
4.2 Manufatto B	40
4.3 Manufatto C.....	40
4.4 Sponda destra dell'alveo a valle del manufatto A.....	41
5 Bibliografia.....	42
Appendice A – Similitudine di Froude	43

1 Premessa

L'Agenzia Interregionale per il fiume Po (AIPO) ha affidato al Dipartimento di Ingegneria e Architettura (DIA) dell'Università degli Studi di Parma l'incarico di realizzare, presso il polo scientifico di Boretto di AIPO, il modello fisico della cassa di espansione sul torrente Baganza, in fase di progettazione esecutiva, e di eseguire una serie di prove utili a definire compiutamente la geometria e il funzionamento idraulico del sistema. In particolare, come riportato nel bando di gara, la modellazione fisica doveva tenere conto:

- dell'atto n. 29423 del 29 dicembre 2017, rilasciato dal Ministero delle Infrastrutture e Trasporti -Direzione Generale per le Dighe di approvazione tecnica, ex articolo 1, comma 1, del decreto-legge n. 507 del 1994 convertito in legge n. 584 del 1994 e articolo 5 del d.P.R. n. 1363 del 1959, in esito al parere espresso dal Consiglio Superiore dei LLPP n. 52/17 del 15 dicembre 2017;
- delle indicazioni che emergeranno nella redazione del progetto esecutivo;
- delle ulteriori prescrizioni che potranno essere richieste dal Ministero delle Infrastrutture e Trasporti - Direzione Generale per le Dighe.

Le attività sperimentali da condurre, anch'esse esplicitate nel bando di gara, dovevano essere idonee a definire:

1. la scala delle portate del manufatto A, con riferimento alle 4 luci di fondo e allo sfioratore superficiale, mediante prove in condizioni di moto permanente con diversi valori di portata;
2. la scala delle portate del manufatto B mediante prove in condizioni di moto permanente con diversi valori di portata;
3. la scala delle portate dello sfioratore superficiale del manufatto C mediante prove in condizioni di moto permanente con diversi valori di portata. Per tale manufatto dovranno anche stabilirsi le condizioni limite di saturazione;
4. la scala delle portate dello scarico di fondo del manufatto C mediante prove in condizioni di moto permanente con diversi valori di portata;
5. il corretto dimensionamento delle opere di dissipazione del manufatto A. In particolare, dovrà verificarsi l'adeguatezza delle opere di contenimento laterale del flusso uscente dal manufatto e l'idoneità dell'opera a garantire la dissipazione dell'energia contenendo il risalto idraulico nella vasca. Dovranno altresì prevedersi misure di velocità in una serie di punti di una sezione trasversale posta al termine della vasca di dissipazione. Dovrà anche prevedersi la possibilità di variare la posizione e l'altezza della

soglia di dissipazione all'interno della vasca onde stabilire quella più idonea (in aggiunta a quanto prescritto, si è analizzata una modifica della configurazione dei blocchi dissipatori);

6. il corretto dimensionamento delle opere di dissipazione del manufatto B. In particolare, dovrà verificarsi l'idoneità dell'opera a garantire la dissipazione dell'energia della corrente e a confinare il risalto idraulico entro la vasca. Dovranno altresì prevedersi misure di velocità in una serie di punti di una sezione trasversale posta al termine della vasca di dissipazione. Dovrà anche prevedersi la possibilità di variare la posizione geometrica e, se necessario, le dimensioni dei blocchi di dissipazione (baffle piers) all'interno della vasca onde stabilire quella più idonea;
7. il corretto dimensionamento delle opere di dissipazione del manufatto C. In particolare, dovrà verificarsi l'idoneità dell'opera a garantire la dissipazione dell'energia della corrente e a confinare il risalto idraulico entro la vasca (a questo scopo, si è analizzata una modifica della configurazione dei blocchi dissipatori). Dovranno altresì prevedersi misure di velocità in una serie di punti di una sezione trasversale posta immediatamente a valle della vasca di dissipazione;
8. le pressioni medie in alcuni punti (almeno 3 punti lungo due sezioni, una coincidente con l'asse delle pile e l'altra equidistante dalle pile) del paramento di valle dei manufatti A e B in relazione alle prove descritte ai punti 1 e 2;
9. il campo di velocità nel tratto d'alveo a valle del manufatto A, con riferimento alla sponda destra del torrente, dove la corrente idrica risulta a ridosso dell'arginatura del Comparto 2. Tali prove dovranno condursi con riferimento ai valori di portata più elevati;
10. il campo di moto in corrispondenza dell'immissione dello scarico del manufatto C nell'alveo del torrente Baganza, a monte della soglia di stabilizzazione.

La presente relazione costituisce un primo stato di avanzamento delle attività sopra richiamate ed espone in particolare i risultati relativi ai punti 5), 6), 7), 9) e 10), che sono stati ritenuti più urgenti per definire compiutamente la configurazione dei manufatti e completare così il progetto esecutivo, e sono stati anticipati rispetto agli altri punti, attualmente ancora in fase di analisi sul modello fisico.

I risultati delle prove sono preceduti da una sintetica descrizione delle modalità di realizzazione del modello fisico e della strumentazione installata e utilizzata.

2 Installazione sperimentale

La necessità di effettuare prove per la misura del campo di velocità in alveo a valle del manufatto principale, con la corretta riproduzione delle mutue distanze tra i manufatti, ha portato alla decisione di riprodurre nel modello una porzione rilevante della superficie occupata dal prototipo.

L'area oggetto della modellazione, visibile in Figura 2-1, comprende infatti (i) gli interi tratti di alveo a monte e a valle del manufatto principale oggetto di sistemazione, (ii) la briglia di ingresso al comparto di monte, (iii) l'intero comparto di valle e (iv) una porzione della cassa di monte.

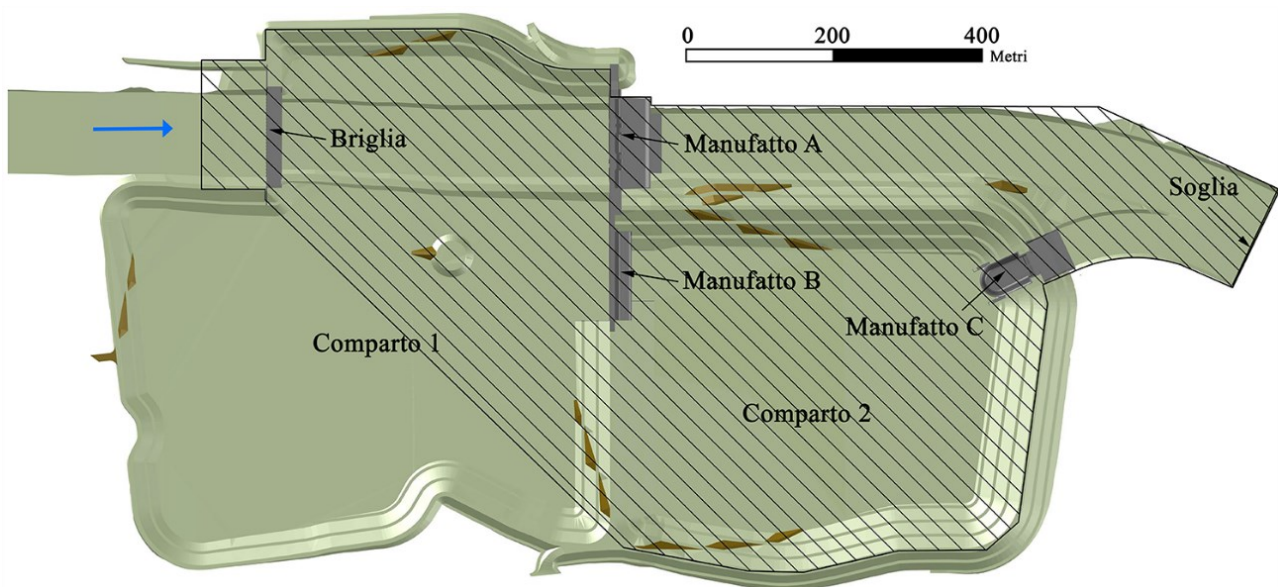


Figura 2-1 - Pianta della cassa d'espansione. La porzione campita a tratteggio costituisce l'area oggetto di modellazione.

2.1 Scelta della scala del modello e applicazione della similitudine di Froude

La scelta del fattore di scala da assegnare al modello è il risultato di un compromesso tra (i) i vincoli imposti dell'economia di realizzazione e dalle caratteristiche del laboratorio, che favorirebbero la scelta di un fattore piccolo, e (ii) gli effetti scala che sono minimizzati con un fattore grande. Nello specifico, i vincoli posti alla scelta del fattore di scala sono costituiti da:

- gli spazi disponibili per la riproduzione del modello in laboratorio;
- la massima portata che le pompe possono erogare all'interno del circuito al fine di riprodurre l'evento di massimo tempo di ritorno;

- la massima spesa di realizzazione del modello, che cresce all'aumentare del fattore di scala;
- la necessità di ridurre al minimo gli effetti scala dovuti al mancato rispetto della similitudine completa e che decrescono all'aumentare del fattore di scala.

La scelta è ricaduta su un fattore di scala $\lambda = 1:40$. Adottando la similitudine di Froude le grandezze fisiche nel modello e nel prototipo sono correlate dai fattori di conversione elencati in Appendice A – Similitudine di Froude.

La Figura 2-2 mostra l'ubicazione del modello all'interno del Laboratorio di Idraulica n° 2 di proprietà AIPO, situato a Boretto in provincia di Reggio Emilia.

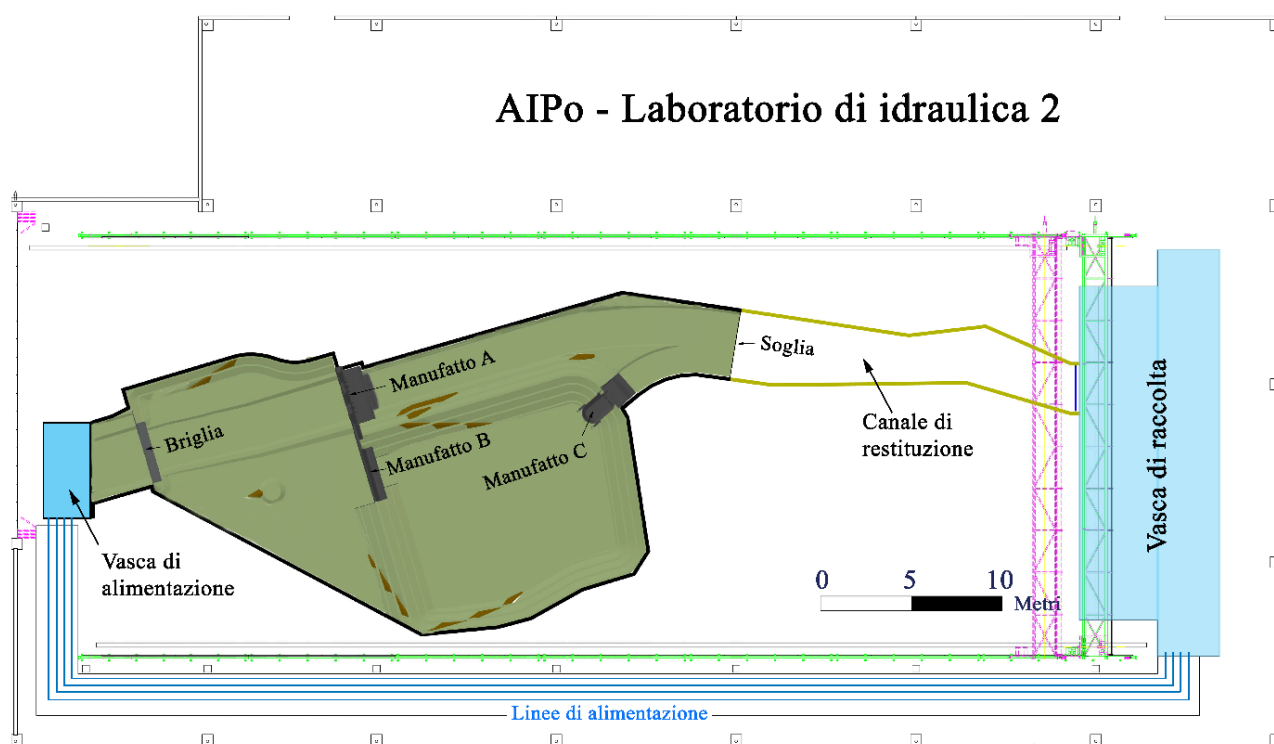


Figura 2-2 – Ubicazione del modello fisico all'interno del Laboratorio di Idraulica n° 2 di AIPO.

2.2 Costruzione del modello

Dopo una prima fase di tracciamento della pianta, visibile in Figura 2-3, sono state posate le opere murarie visibili in Figura 2-4, realizzate tramite la sovrapposizione di blocchi cementizi ad H di dimensione $50 \times 25 \times 20 \text{ cm}^3$. Le altezze dei muretti sono pari a 1.20 m per il comparto di monte, a 1.00 m per il comparto di valle e a 0.80 m per il tratto di raccordo tra il modello e la vasca di accumulo.



Figura 2-3 - Tracciamento della pianta del modello.



Figura 2-4 - Un momento delle fasi di posa delle opere murarie.

Poiché la vasca di carico è costruita in modo da immettere il fluido in circolo a una quota sopraelevata da terra di poco più di 1 m, è stato necessario innalzare la quota di fondo del modello, anche allo scopo di avere libero deflusso nella sezione di valle. Tale innalzamento è stato realizzato tramite la posa in opera di igloo in materiale plastico (Figura 2-5), con sovrapposta rete elettrosaldata e getto finale di calcestruzzo. Il tratto terminale di raccordo tra la sezione di valle del modello e la vasca di accumulo è rimasto alla quota del piano del laboratorio.

Il modello è stato realizzato sulla base visibile in Figura 2-6.



Figura 2-5 - Vista del riempimento con igloo prima della posa in opera della rete elettrosaldada e dello strato di calcestruzzo.



Figura 2-6 - Base sopraelevata dove è stato costruito il modello appena ultimata.

I manufatti sono stati realizzati da una ditta esterna con macchine a controllo numerico sulla base di un disegno in Cad 3D. Il materiale utilizzato per la sagomatura è costituito da blocchi di resina poliuretanica di densità pari a 700 kg m^{-3} , lavorabile per fresatura. I blocchi

sono stati assemblati in modo tale che il prodotto finale non presentasse segni di giunture (Figura 2-7). Tale materiale è inoltre non poroso, dall'ottimo aspetto superficiale e risulta particolarmente idoneo allo scopo.

Sul paramento di valle di ciascun manufatto sono state realizzate alcune prese piezometriche al fine di misurare, su modello fisico, le pressioni ivi agenti nella fase di efflusso a stramazzo, utili per la verifica del corretto tracciamento dei profili Creager-Scimemi.

I manufatti sono stati posti in opera in posizione orizzontale su apposite solette in cemento (Figura 2-8) sormontate da lastre di pietra serena preventivamente posizionate planimetricamente e altimetricamente (Figura 2-9).



Figura 2-7 - Fase di realizzazione del manufatto B.

Le vasche di dissipazione e la briglia, realizzate in PVC, sono state progettate sulla base delle caratteristiche dimensionali fornite dai progettisti e sono state assemblate sul posto (Figura 2-10).



Figura 2-8 - Soletta in calcestruzzo per il posizionamento del manufatto C.



Figura 2-9 - Posa del manufatto C con l'ausilio di una livella per garantire l'orizzontalità.



Figura 2-10 - Manufatto B e manufatto A con relative vasche di dissipazione assemblate.

Gli argini e il fondo dell'alveo sono stati sagomati secondo quanto previsto nel progetto esecutivo, e sono stati riprodotti nel modello con centine in legno corrispondenti ad alcune sezioni, alcune di esse visibili in Figura 2-11.

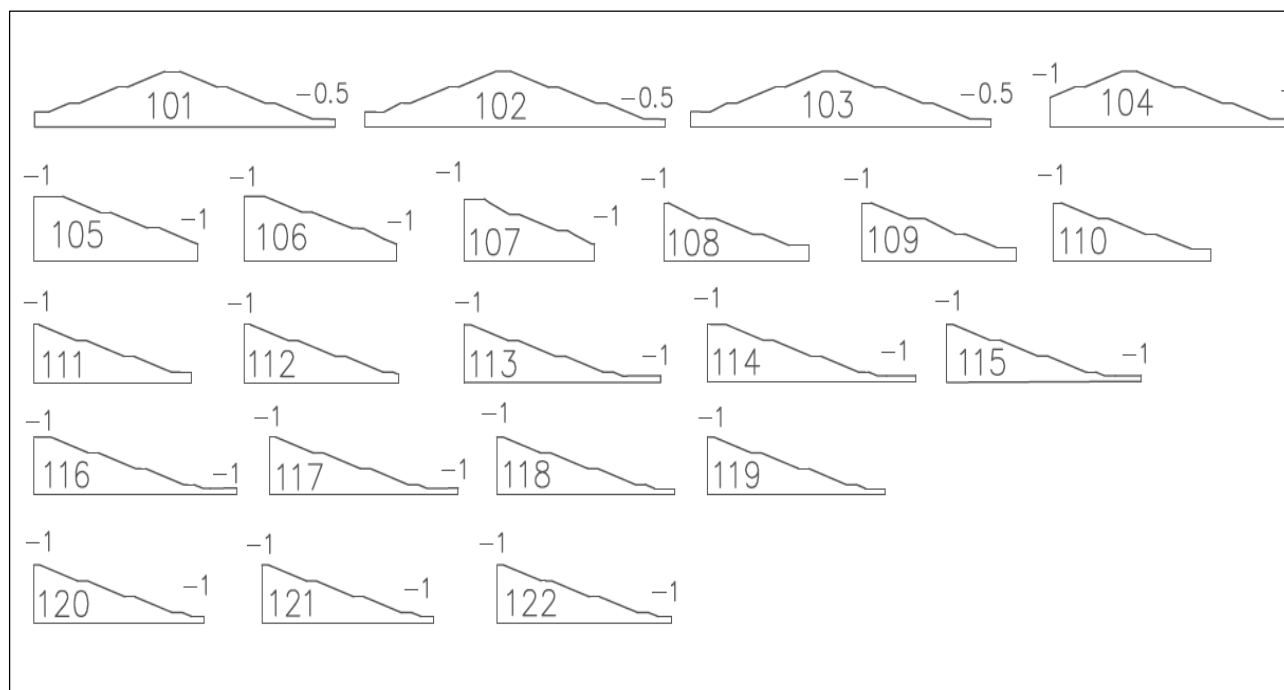


Figura 2-11 - Alcune sezioni utilizzate per sagomare gli argini.

È stata individuata la loro ubicazione (Figura 2-12) e si è proceduto al tracciamento plano-altimetrico sul modello (Figura 2-13) e alla posa delle centine in legno (Figura 2-13, Figura 2-14).

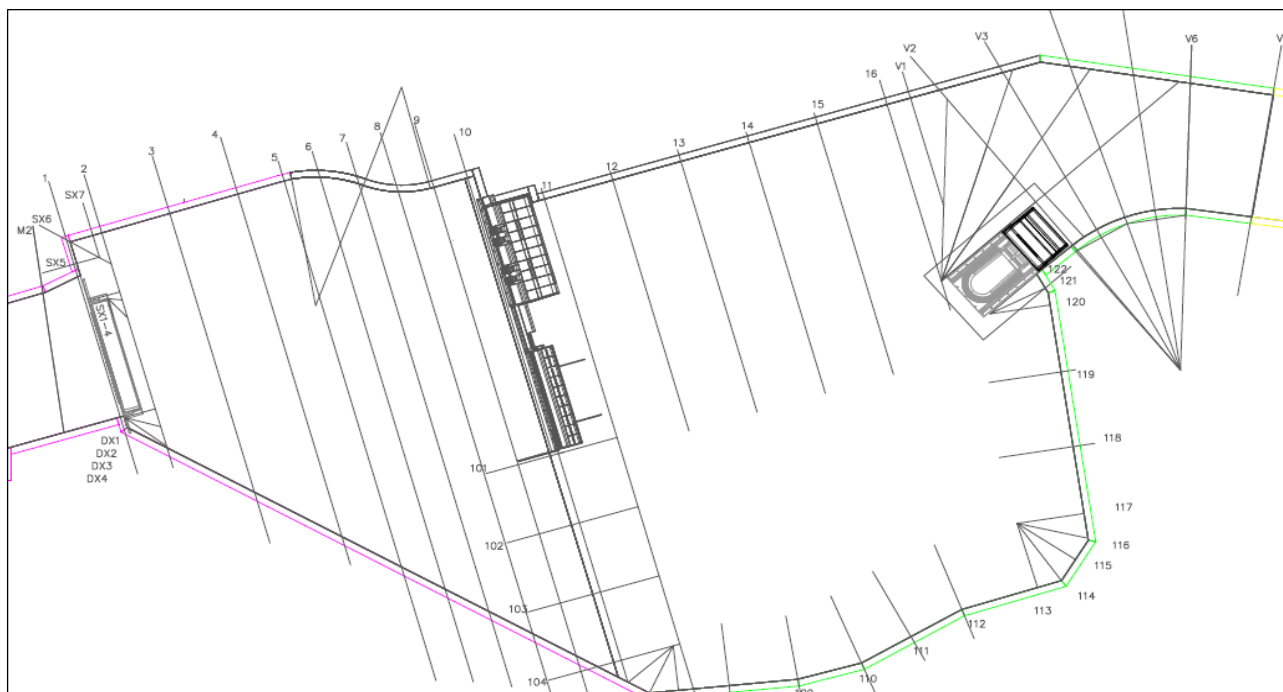


Figura 2-12 - Posizione delle centine nel modello.



Figura 2-13 - Posa delle centine. Sono visibili le tracce per il corretto posizionamento planimetrico.



Figura 2-14 - Posa delle centine per la sagomatura dell'alveo e degli argini.

Si è così potuto procedere alla realizzazione degli argini e alla riproduzione della batimetria dell'alveo (Figura 2-15) tramite riempimento grossolano con cemento alleggerito (Figura 2-16), con strato di magrone superficiale rifinito a mano (Figura 2-17).



Figura 2-15 - Sagomatura dell'alveo e degli argini.



Figura 2-16 - Riempimento con cemento alleggerito – cassa di monte.



Figura 2-17 - Riempimento con magrone nel tratto di alveo a monte del manufatto regolatore.

L'opera è stata completata con la stesura sull'intero fondo del modello di uno strato impermeabile di *Mapelastick* (Figura 2-18). Si è così potuto procedere al collaudo della tenuta idraulica.



Figura 2-18 - Fase di impermeabilizzazione del modello fisico.

2.3 Adeguamento della scabrezza dell'alveo

Da alcune prove preliminari è emersa una significativa differenza tra la scabrezza del modello riportata alla scala del prototipo e la scabrezza dell'alveo naturale con fondo ciottoloso del torrente Baganza. Ciò ha imposto alcune modifiche al modello per aumentarne la scabrezza.

Si è proceduto alla stesura sul fondo dell'alveo del modello di una rete ombreggiante con sovrapposta una rete metallica a maglie quadrate di lato 1 cm, entrambe fissate mediante chiodatura (Figura 2-19 e Figura 2-20). Attraverso una serie di prove, effettuate con diversi valori di portata, si è potuto riscontrare che, nella nuova configurazione, il valore di scabrezza riportato alla scala del prototipo era confrontabile con quello atteso nell'alveo del torrente Baganza (Tabella 1).

Tabella 1 - Determinazione della scabrezza dell'alveo del modello e sua proiezione su prototipo. Q rappresenta la portata, h il tirante idrico, R_i il raggio idraulico, A l'area bagnata, n il coefficiente di scabrezza secondo Manning e k_s il coefficiente di scabrezza di Strickler. m e p identificano le grandezze nel modello e nel prototipo, rispettivamente.

Q (l/s)	h (mm)	R_i (m)	A (m ²)	n_m (m ^{-1/3} s)	$k_{s,m}$ (m ^{1/3} s ⁻¹)	$k_{s,p}$ (m ^{1/3} s ⁻¹)
20.2	20.2	0.031	0.067	0.0274	36	20
34.6	34.2	0.040	0.087	0.0246	41	22
50.0	47.8	0.045	0.099	0.0208	48	26
71.9	56.0	0.052	0.116	0.0188	53	29

La Figura 2-21 mostra il modello nella sua configurazione finale in esercizio nel dicembre 2019.



Figura 2-19 - Posa in opera della rete per rendere il fondo dell'alveo del modello più scabro.



Figura 2-20 – Vista dell'intero modello dopo la posa della rete metallica.



Figura 2-21 - Modello fisico in esercizio – dicembre 2019.

2.4 Strumentazione

Si riportano di seguito le caratteristiche degli strumenti utilizzati durante le prove sperimentali per la misura delle portate di alimentazione del modello, le misure dei livelli idrici e delle velocità.

2.5 Misura delle portate

La misura delle portate in ingresso al modello avviene tramite misuratori di tipo elettromagnetico posti su ciascuna delle condotte di alimentazione del circuito del laboratorio. Tale misura è trasmessa a un server presente in sala di controllo che, con un meccanismo di retroazione, permette la regolazione della portata stessa agendo su opportune valvole. Il dato di portata è acquisito e memorizzato con intervallo di campionamento di 1 secondo.

Su ciascuna delle quattro linee del circuito idraulico è presente un misuratore di portata Siemens MAG 5100W equipaggiato di convertitore di segnale MAG 6000, con un'accuratezza dichiarata dello 0.2% della lettura.

2.6 Misura dei livelli idrometrici

Per la misura dei livelli idrometrici si sono utilizzati 13 trasduttori ad ultrasuoni, modello UA18CLD06AGM1 della ditta Carlo Gavazzi; l'output è un segnale elettrico in intensità di corrente compreso tra 4 e 20 mA. I trasduttori sono messi in esercizio tramite il loro collegamento a un modulo di alimentazione e acquisizione con convertitore DAQ e successiva trasmissione via cavo a un server in sala di controllo. Le sonde hanno un'accuratezza nominale di 1 mm.

Gli strumenti, uno dei quali è visibile in Figura 2-22, sono stati calibrati e collocati nei punti di interesse ai fini della modellazione, secondo la planimetria riportata in Figura 2-23.



Figura 2-22 - Misuratore di livello a ultrasuoni in esercizio.

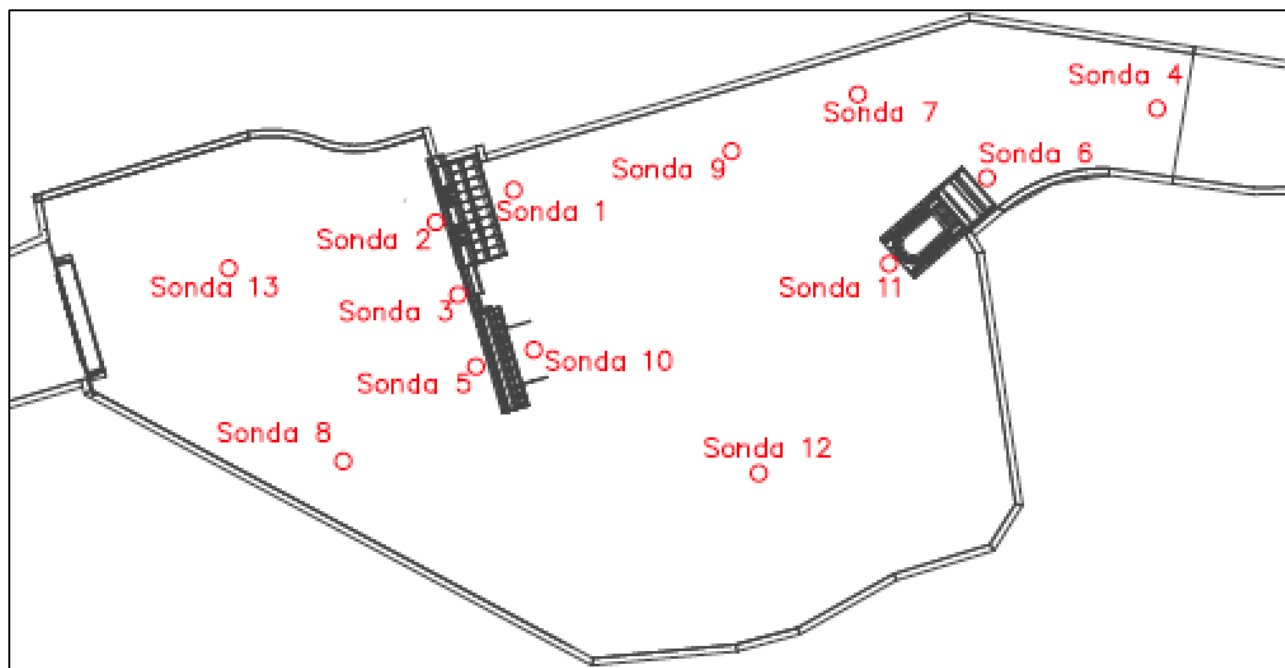


Figura 2-23 – Planimetria con la localizzazione delle sonde utilizzate nel modello.

In Tabella 2 si specifica la descrizione dell'ubicazione degli strumenti di misura di livello.

Tabella 2 - Ubicazione dei misuratori di livello nel modello.

Numero sonda	Ubicazione
Sonda 1	Pozzetto di calma a valle del manufatto A
Sonda 2	Manufatto A (immediatamente a monte)
Sonda 3	Manufatto AB (immediatamente a monte)
Sonda 4	Alveo a valle III (soglia)
Sonda 5	Manufatto B (immediatamente a monte)
Sonda 6	Pozzetto di calma a valle del manufatto C
Sonda 7	Alveo a valle II (prima della confluenza con il manufatto C)
Sonda 8	Cassa di monte (posizione centrale)
Sonda 9	Alveo a valle I
Sonda 10	Manufatto B (immediatamente a valle)
Sonda 11	Manufatto C (immediatamente a monte)
Sonda 12	Cassa di valle (posizione centrale)
Sonda 13	Alveo a monte del manufatto A

2.7 Misura delle velocità

Per le misure di velocità della corrente si è utilizzato un micromulinello idrometrico della ditta Nixon modello 403, visibile in Figura 2-24, con diametro dell'elica di poco inferiore al centimetro; la curva di calibrazione è fornita dalla casa produttrice. Il range di misura è compreso tra 5 e 150 cm s⁻¹, con un'accuratezza strumentale pari allo 1.5% della lettura.

Le misure di velocità lungo le sezioni di interesse del modello sono state eseguite con il micromulinello vincolato a un supporto scorrevole su un traverso ortogonale all'alveo (Figura 2-25).



Figura 2-24 - Micromulinello idrometrico Nixon 403 utilizzato in laboratorio per le misure puntuali di velocità.



Figura 2-25 – Assemblaggio del micromulinello per la misura della velocità della corrente idrica nel modello. È visibile il supporto scorrevole sul traverso arancione.

3 Prove su modello e interpretazione dei dati sperimentali

3.1 Opere di dissipazione a valle del manufatto A

Il manufatto A si sviluppa per una lunghezza di circa 120 m, presenta 4 luci di fondo rettangolari ($6\text{ m} \times 3.5\text{ m}$), è alto 14 m (altezza misurata tra il ciglio sfiorante e il piede di monte) ed è solo parzialmente tracimabile. Infatti il ciglio sfiorante ha una lunghezza utile di 72 m con sezione trasversale sagomata secondo un profilo tipo Creager-Scimemi. La vasca di dissipazione, di lunghezza 35 m e larghezza variabile da 120 m a monte a 118 m a valle, è ribassata di 1.5 m rispetto al fondo alveo immediatamente a valle, ed è dotata di blocchi di dissipazione. Nella sezione terminale della vasca due quinte laterali, di lunghezza 19 m, riducono a 80 m la sezione di uscita. I muri laterali di contenimento della vasca di dissipazione e le quinte presentano quote di sommità variabili e differenti tra le due sponde.

3.1.1 Indagini sperimentali sul funzionamento dei dispositivi di dissipazione

Le indagini sperimentali, mirate a valutare il corretto dimensionamento dei dispositivi di dissipazione al piede del manufatto A, hanno contemplato (i) l'esecuzione di misure di velocità della corrente in uscita dalla vasca, (ii) la valutazione dell'idoneità dell'opera a garantire un'adeguata dissipazione della corrente, supportate da filmati e fotografie.

Nella configurazione inizialmente proposta nella fase di progettazione esecutiva, la vasca di dissipazione è dotata di due blocchi di dissipazione di forma parallelepipedica (altezza 2.2 m e lunghezza 24 m) posti in asse a ciascuna delle coppie di luci di fondo, secondo lo schema visibile in Figura 3-1.

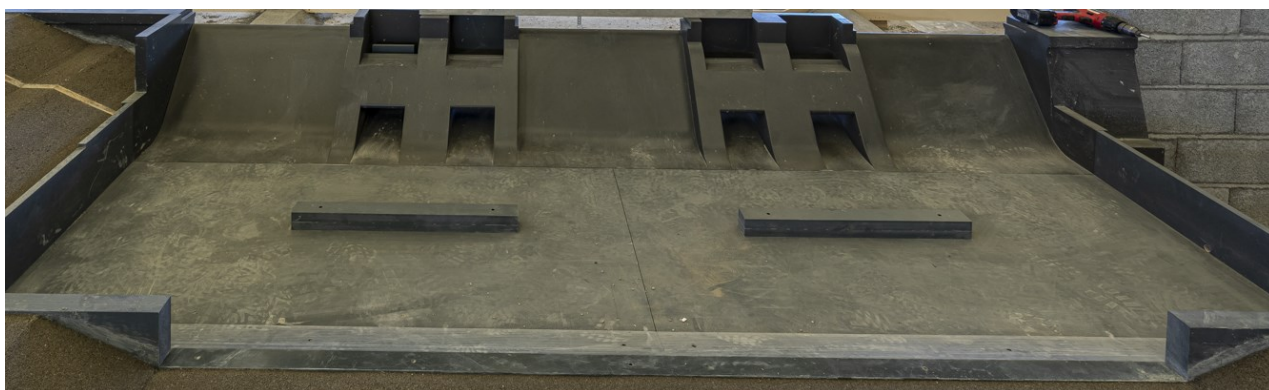


Figura 3-1 – Manufatto A e vasca di dissipazione con blocchi di dissipazione. Configurazione di progetto esecutivo.

Con riferimento a tale configurazione, le misure di velocità sono state eseguite lungo una sezione trasversale all'alveo posta 15 m a valle della vasca di dissipazione, sezione nella

quale termina il tratto d'alveo rivestito con massi ciclopici e inizia l'alveo naturale. Nello specifico, le misure di velocità sono state eseguite in corrispondenza di 21 verticali equispaziate di 4 m sull'intera larghezza dell'alveo, pari a 80 m. Oltre alle misure di velocità, sono state eseguite misure dei tiranti idrici medi nella sezione con una sonda a ultrasuoni posizionata in un pozzetto piezometrico di calma.

Le prove sono state condotte in condizioni di moto permanente, alimentando il modello con le portate al colmo di 200 e 1000 anni di tempo di ritorno, pari a $992 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ e $1264 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, rispettivamente. A vantaggio di sicurezza, le luci del manufatto A sono state mantenute completamente aperte (apertura $a=3.5 \text{ m}$). La Figura 3-2 mostra i profili di velocità registrati. Per entrambi i valori di portata, è evidente una marcata variabilità del profilo di velocità. I valori di velocità più elevati, fino a 5.5 m s^{-1} , si registrano in corrispondenza delle due coppie di luci di fondo; le velocità si riducono a $3.0\text{-}3.5 \text{ m s}^{-1}$ in mezzeria e in prossimità delle sponde. Dal punto di vista qualitativo, il getto in uscita dalle luci impatta solo parzialmente sui blocchi di dissipazione, che sono sormontati dalla corrente.

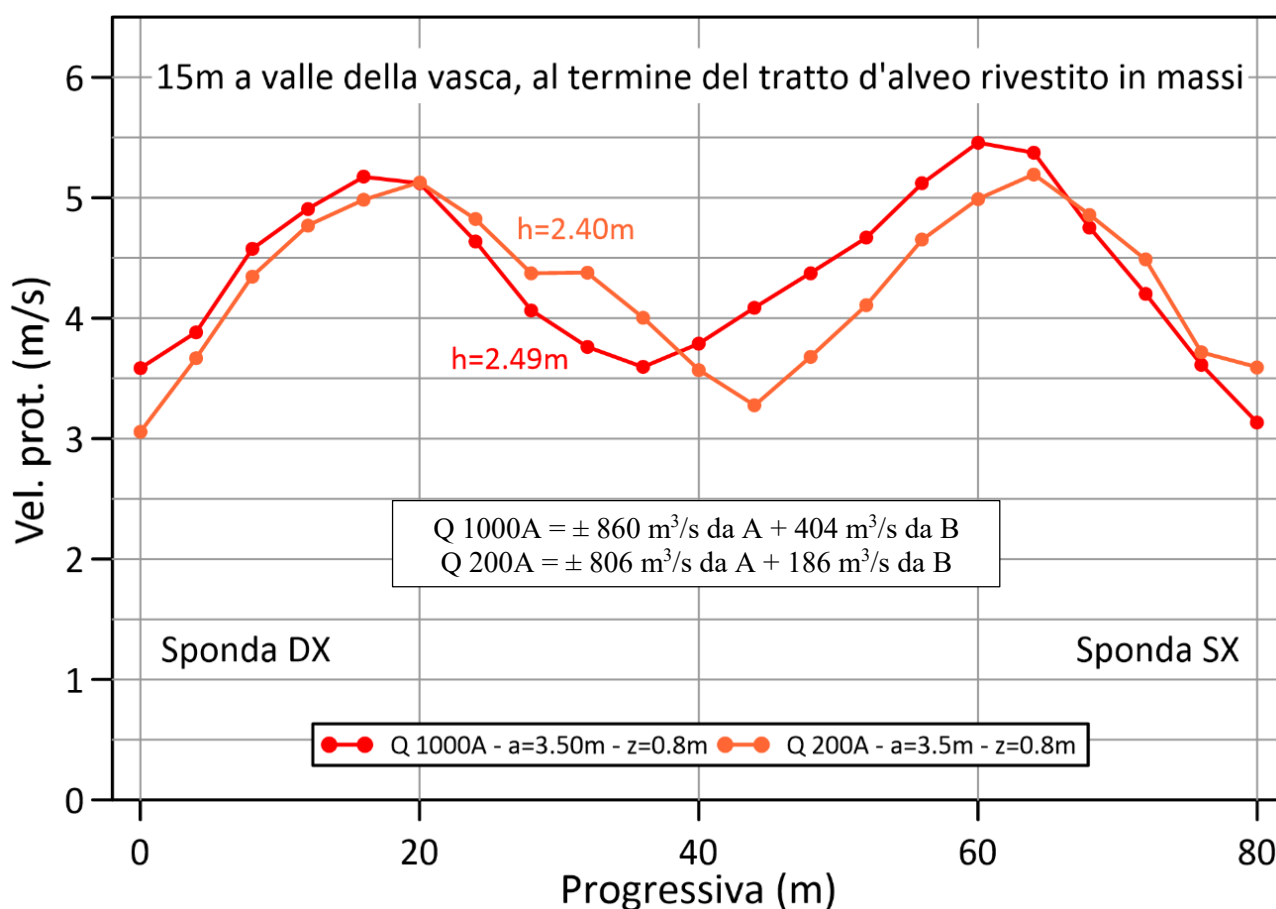


Figura 3-2 – Misure di velocità eseguite a valle della vasca di dissipazione del manufatto A, nella configurazione inizialmente proposta in fase di progettazione esecutiva con blocchi di dissipazione parallelepipedi. L'indicazione $h=2.40\text{-}2.49 \text{ m}$ è il tirante idrico medio registrato nella sezione di misura, $a=3.5 \text{ m}$ è l'apertura delle luci di fondo, $z=0.8 \text{ m}$ è la distanza verticale dal fondo alveo alla quale sono riferite le misure di velocità.

Per migliorare il comportamento dell'opera, si è optato per una configurazione alternativa degli elementi di dissipazione, con la realizzazione di blocchi a doppio cucchiaino, simili alle pale di una turbina Pelton (Figura 3-3), già utilizzati con buoni risultati sulle casse di espansione del fiume Secchia e del torrente Parma (Susin, 2008). I 4 blocchi, di altezza pari a 4 m, sono stati posizionati di fronte a ciascuna delle luci di fondo (Figura 3-4) a distanza variabile di 6-8-10-12 m dal piede del manufatto A (la distanza si riferisce al "coltello" centrale del blocco). La scelta della migliore configurazione tra quelle analizzate è scaturita dall'analisi dei profili di velocità misurati. Inoltre, era richiesto che il getto generato dall'impatto della corrente in uscita dalle luci ricadesse interamente all'interno della vasca. La configurazione ottimale è risultata quella con i blocchi posizionati a 10 m di distanza dal piede del manufatto A.

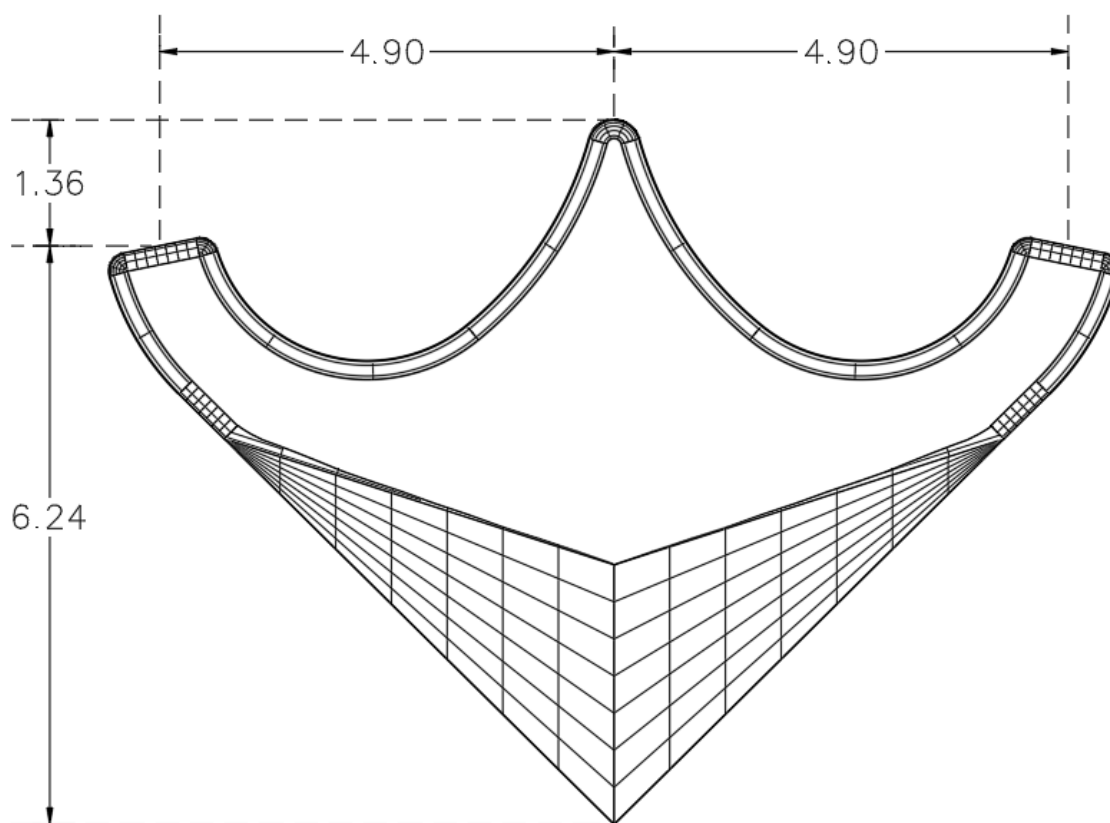


Figura 3-3 – Vista dall'alto del blocco di dissipazione a doppio cucchiaino proposto in alternativa ai blocchi parallelepipedi di progetto.

La Figura 3-5 riporta i profili di velocità registrati lungo la medesima sezione trasversale con i blocchi di dissipazione a forma di doppio cucchiaino. I risultati sono messi a confronto con quelli ottenuti con i blocchi di forma parallelepipedica nelle medesime condizioni di prova. È evidente che i blocchi a doppio cucchiaino migliorano significativamente il campo di

moto a valle, con una distribuzione più uniforme delle velocità in uscita dalla vasca di dissipazione, rispetto agli originari blocchi parallelepipedi, e con una riduzione dei picchi a valori sempre inferiori a 5 m s^{-1} . Si registra anche una riduzione delle velocità in corrispondenza delle sponde. Tuttavia, tali andamenti sono riportati a tratteggio in quanto le misure sono all'interno di zone di ricircolo, con possibile inversione della corrente non rilevabile dai micromulinelli utilizzati. Le misure sono ivi sovrastimate rispetto alle velocità reali.



Figura 3-4 - Manufatto A con blocchi di dissipazione a doppio cucchiaino.

Al fine di valutare gli effetti dei dispositivi di dissipazione sul campo di moto nell'alveo naturale più a valle dell'opera, si sono anche misurati i profili di velocità in due sezioni

trasversali poste rispettivamente a 40 m e a 80 m a valle della vasca. Sono state analizzate entrambe le configurazioni dei blocchi di dissipazione: i blocchi parallelepipedi e i blocchi a doppio cucchiaio. Le misure sono state condotte con la portata al colmo di 200 anni di tempo di ritorno, pari a $992 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, e con luci del manufatto A completamente aperte. Anche in questo caso le misure di velocità sono state eseguite in corrispondenza di 21 verticali equispaziate di 4 m sull'intera larghezza dell'alveo, pari a circa 80 m.

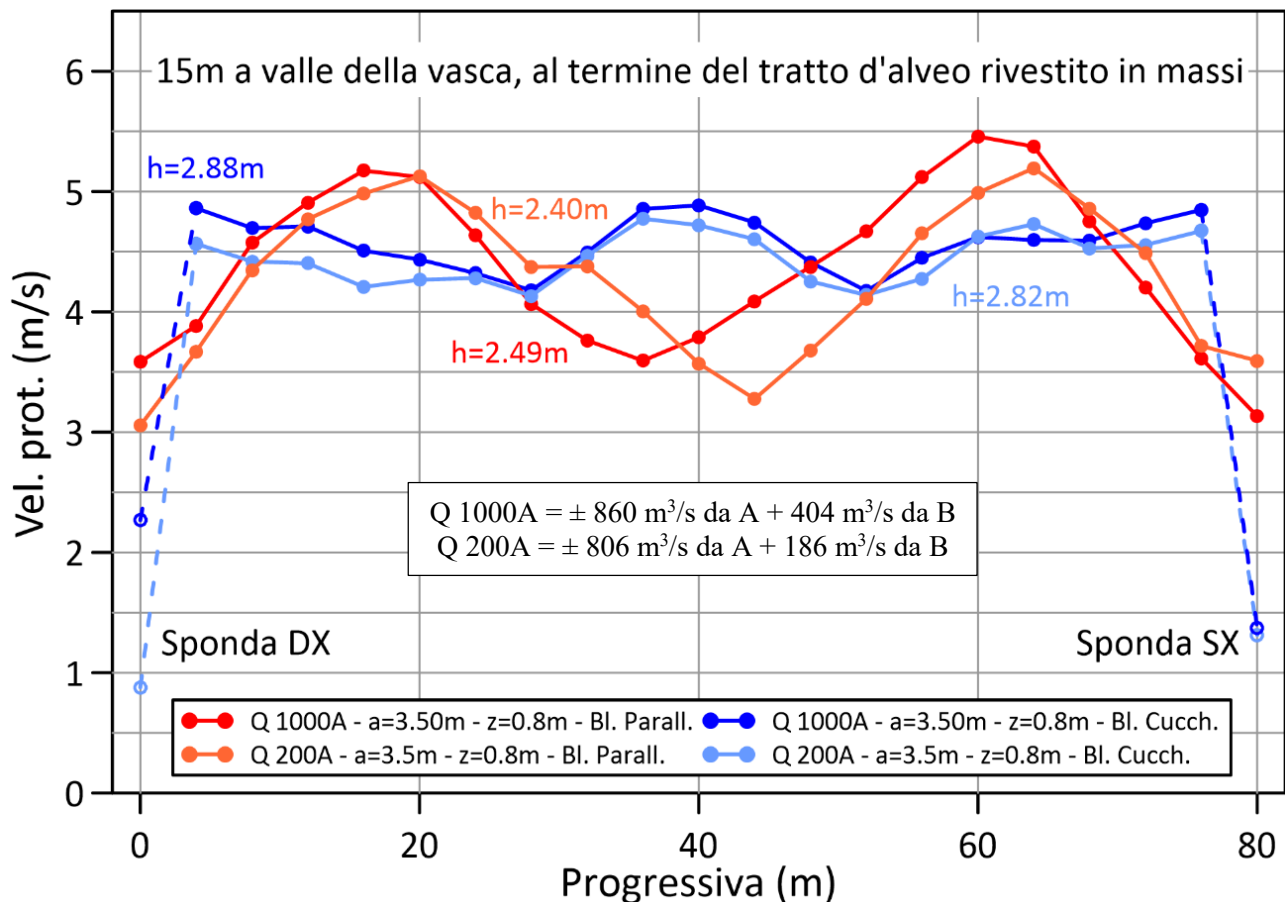


Figura 3-5 - Misure di velocità eseguite nella sezione trasversale posta 15 m a valle della vasca di dissipazione del manufatto A. L'indicazione "h" rappresenta il tirante idrico medio registrato nella sezione di misura, $a=3.50 \text{ m}$ è l'apertura delle luci di fondo, $z=0.8 \text{ m}$ è la distanza verticale dal fondo alveo alla quale sono riferite le misure di velocità. "Bl. Parall." indica le misure con i blocchi di dissipazione parallelepipedi, "Bl. Cucch." indica le misure con i blocchi a doppio cucchiaio.

La Figura 3-6 riporta i profili di velocità registrati nelle due sezioni trasversali a 40 m e 80 m a valle della vasca di dissipazione per entrambe le configurazioni dei blocchi. Nella sezione a 40 m si risente ancora del campo di moto della corrente in uscita dalla vasca: con i blocchi di forma parallelepipeda, il profilo di velocità ha i massimi in corrispondenza delle luci di fondo del manufatto. Al contrario, nella configurazione con i blocchi a doppio

cucchiaio le maggiori velocità sono in asse all'alveo, con una minore azione della corrente sulle sponde laterali.

Nella sezione a 80 m dalla vasca i profili di velocità relativi alle due configurazioni dei blocchi di dissipazioni sono simili, con valori massimi di poco inferiori ai 6 m s^{-1} .

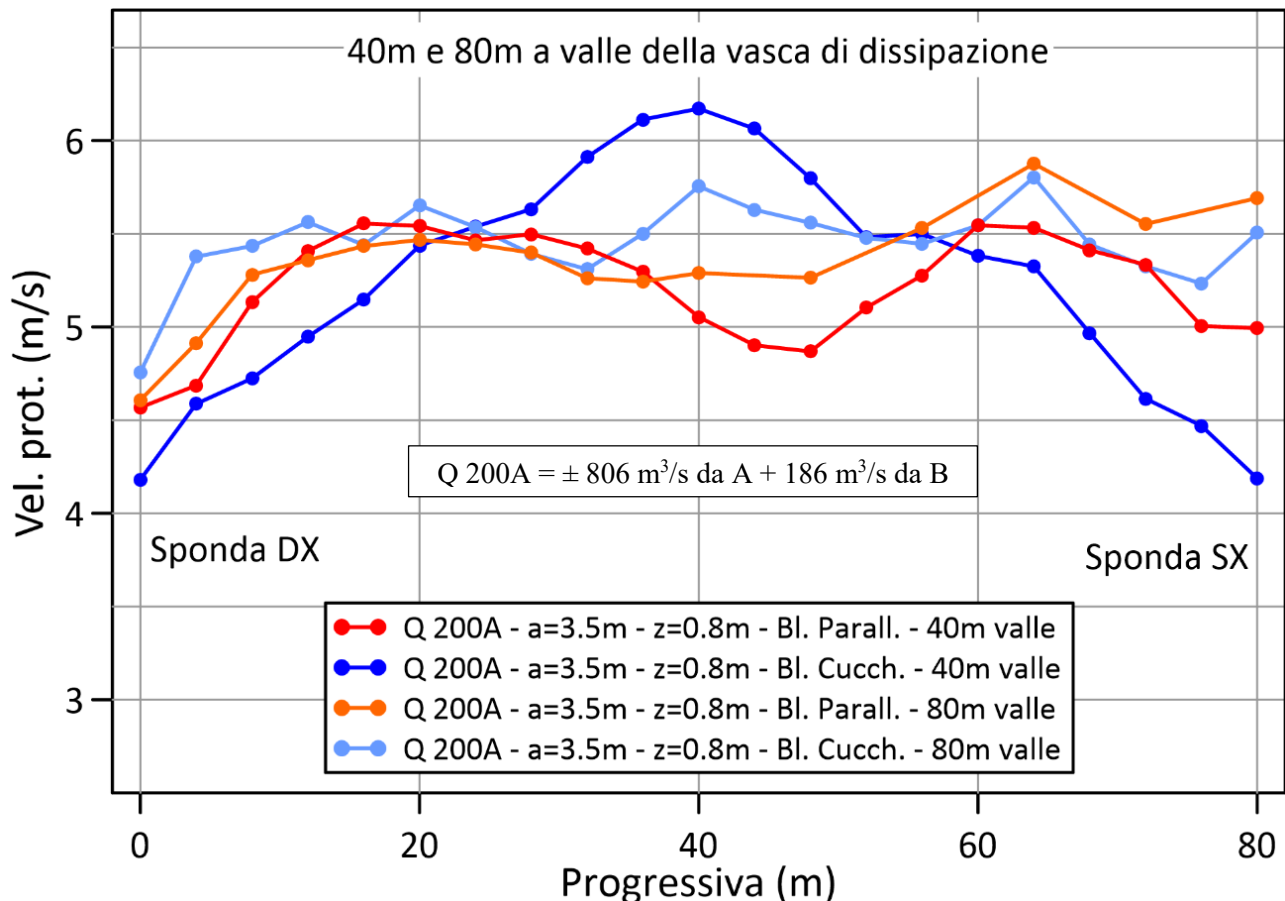


Figura 3-6 - Misure di velocità effettuate lungo due sezioni trasversali poste una 40 m e una 80 m a valle della vasca di dissipazione del manufatto A. $a=3.50 \text{ m}$ è l'apertura delle luci di fondo, $z=0.8 \text{ m}$ è la distanza verticale dal fondo alveo alla quale sono riferite le misure di velocità. "Bl. Parall." indica le misure con i blocchi di dissipazione parallelepipedi, "Bl. Cucch." indica le misure con i blocchi a doppio cucchiaio.

Per la sola configurazione con blocchi a doppio cucchiaio, è stato eseguito un ulteriore test con una portata inferiore alle precedenti analizzate e pari a circa $600 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Tale portata corrisponde alla configurazione con incipiente sfioro del manufatto A e con le luci di fondo completamente aperte (apertura $a=3.5 \text{ m}$).

La Figura 3-7 e la Figura 3-8 riportano i profili di velocità misurati a 15, 40 e 80 m a valle della vasca, simili a quelli ottenuti con la portata di $992 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (portata al colmo dell'onda di piena duecentennale) ma con velocità minori.

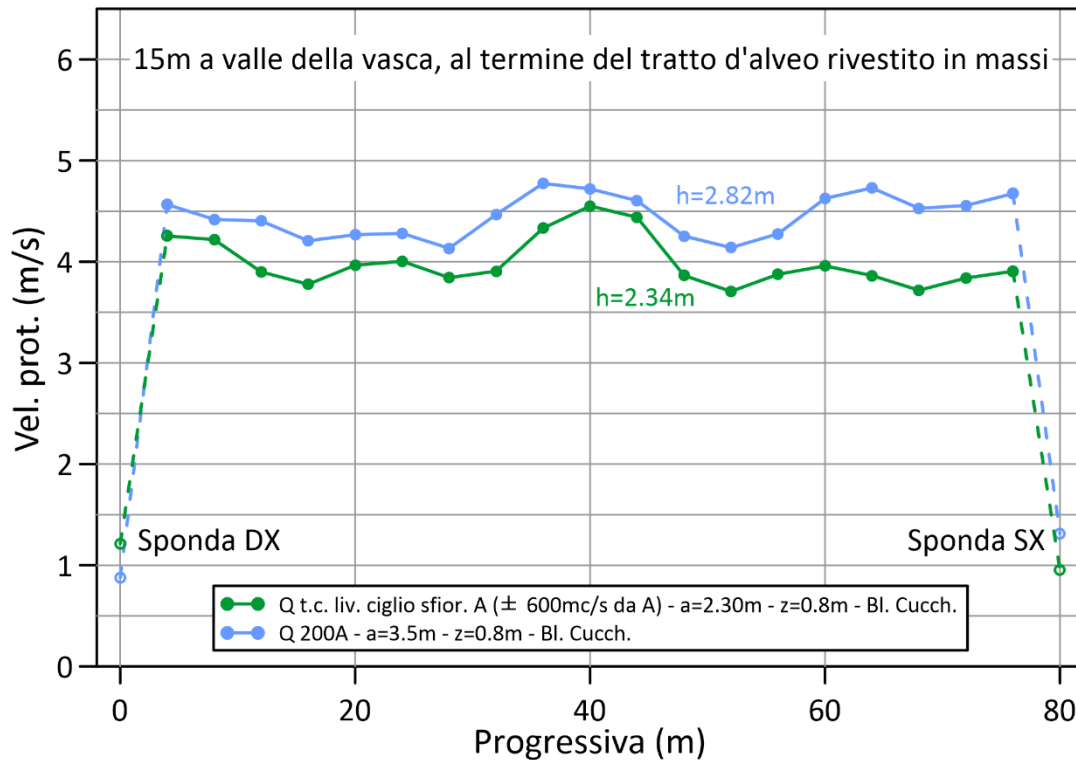


Figura 3-7 - Misure di velocità condotte lungo una sezione trasversale posta 15 m a valle della vasca di dissipazione del manufatto A. Le misure si riferiscono alla configurazione con blocchi a doppio cucchiaino, con due differenti valori di portata. L'indicazione $h=2.34-2.82 \text{ m}$ è il tirante idrico medio registrato nella sezione di misura, $a=2.30-3.50 \text{ m}$ è l'apertura delle luci di fondo, $z=0.8 \text{ m}$ è la distanza verticale dal fondo alveo alla quale sono riferite le misure di velocità.

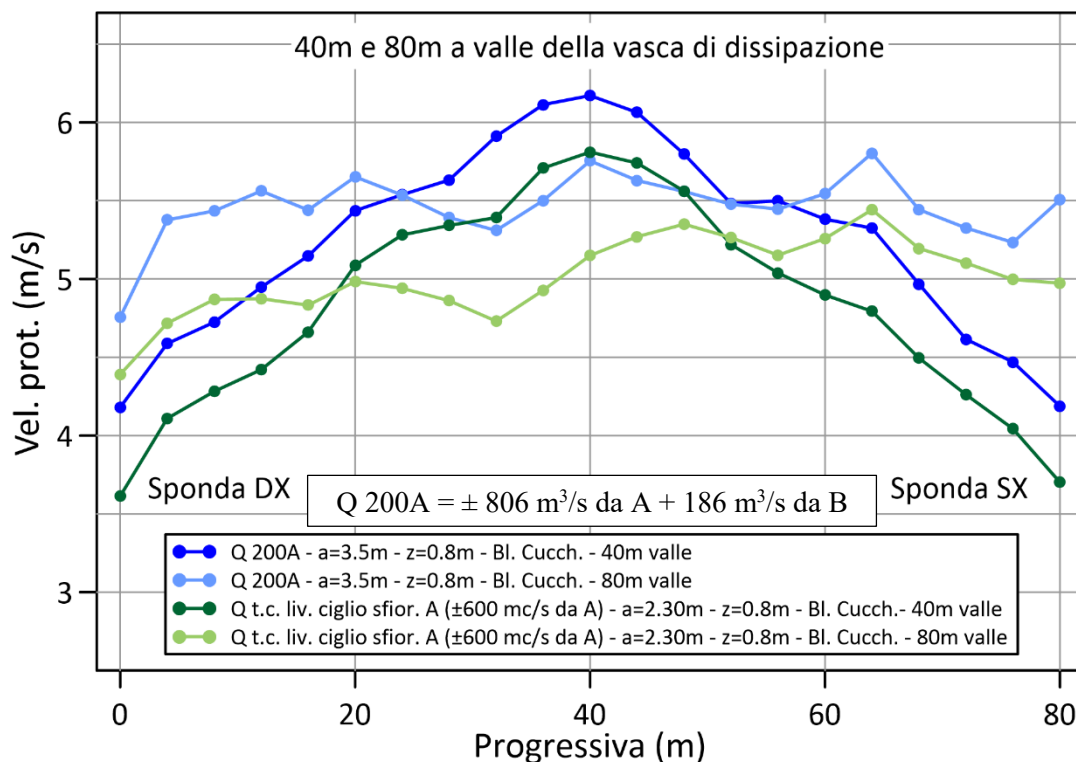


Figura 3-8 - Misure di velocità effettuate lungo due sezioni trasversali poste una 40 m e una 80 m a valle della vasca di dissipazione del manufatto A. Le misure si riferiscono alla configurazione con blocchi a doppio cucchiaino, con due differenti valori di portata. L'indicazione $a=2.30-3.50 \text{ m}$ è l'apertura delle luci di fondo, $z=0.8 \text{ m}$ è la distanza verticale dal fondo alveo alla quale sono riferite le misure di velocità.

3.1.2 Adeguatezza delle opere di contenimento

Con riferimento alle opere di contenimento laterale del flusso e alle due quinte poste al termine della vasca di dissipazione, le analisi effettuate su modello fisico suggeriscono di uniformare la quota del coronamento a quella del contenimento più alto previsto in fase di progettazione esecutiva in sponda destra, pari a 8.6 m rispetto al fondo della vasca (Figura 3-9).

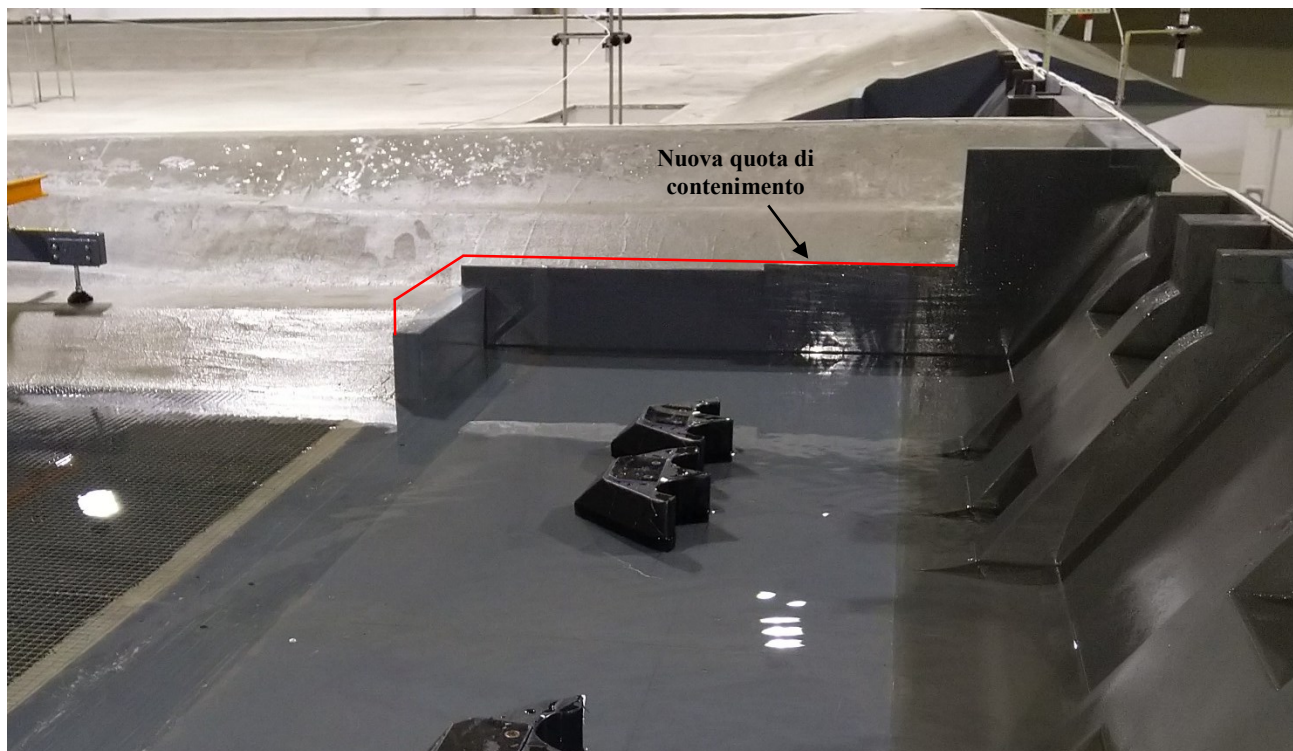


Figura 3-9 - Particolare dei contenimenti in sponda destra del manufatto A con indicazione della nuova quota di coronamento delle strutture di contenimento laterale.

3.2 Opere di dissipazione a valle del manufatto B

Il manufatto B, visibile in Figura 3-10, collega il Comparto 1 e il Comparto 2 ed è una struttura tracimabile che si sviluppa per una lunghezza di 120 m con altezza di 14 m. La vasca di dissipazione al piede del manufatto, di lunghezza 35 m e larghezza 118 m, è dotata di una fila di blocchi di tipo Rehbock di altezza e larghezza pari a 1 m. La vasca è depressa di 1 m rispetto al fondo dell'alveo immediatamente a valle e termina con un restringimento delimitato da due quinte laterali asimmetriche. Ciascuna delle due quinte si estende per 25.5 m, riducendo a 67 m la sezione in uscita dalla vasca. L'asimmetria è rappresentata dalla differente altezza dei muri di contenimento, perpendicolari rispetto al manufatto B e che accompagnano il flusso all'interno del Comparto 2. In destra idraulica, il muro si

estende in altezza seguendo la sezione trasversale dell'argine, mentre in sinistra idraulica è presente solo un muretto di altezza costante pari a 0.50 m situato al piede dell'argine, secondo quanto mostrato in Figura 3-11.

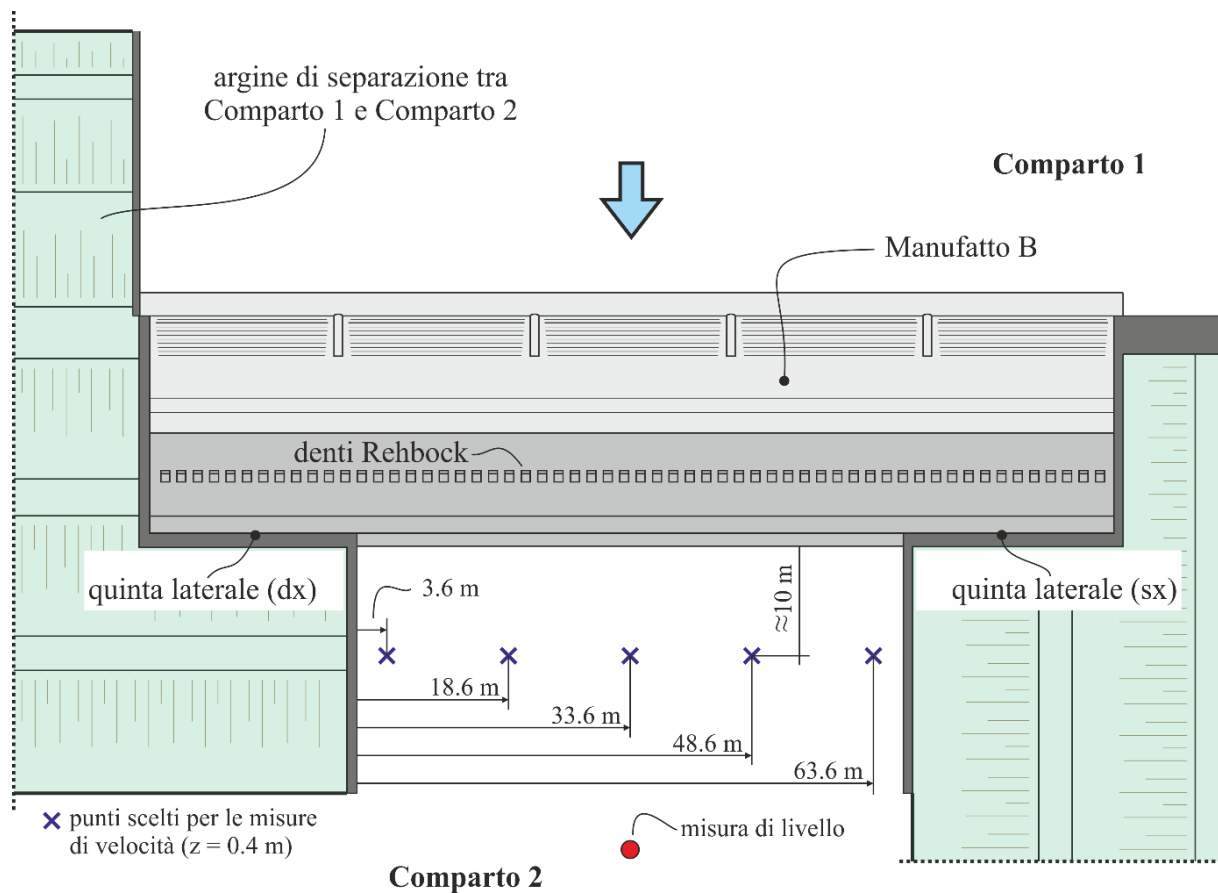


Figura 3-10 - Planimetria del manufatto B e della vasca di dissipazione. Sono riportati i punti di misura delle velocità e la posizione del trasduttore a ultrasuoni per la misura dei tiranti nel Comparto 2.

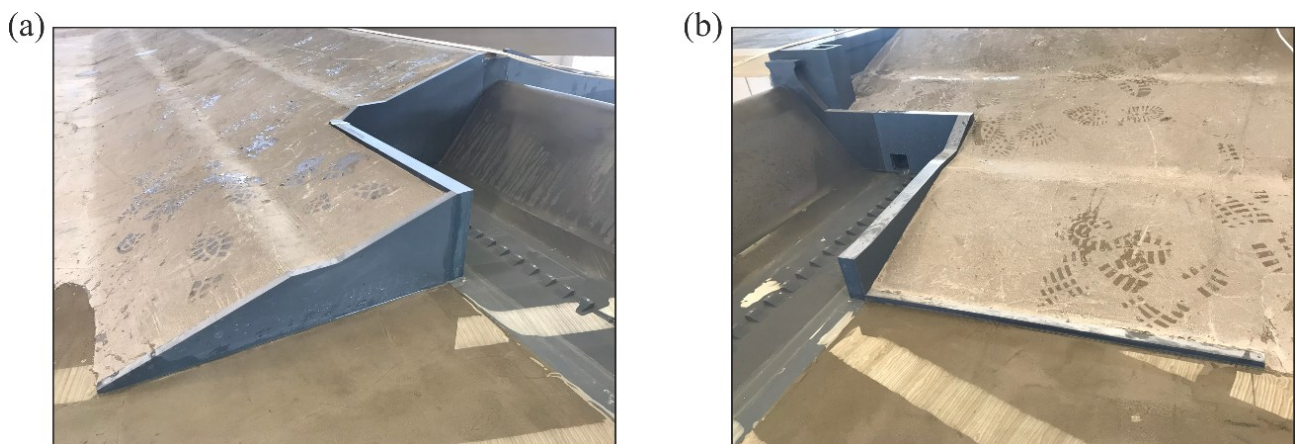


Figura 3-11 - Manufatto B: muri di contenimento a valle della vasca di dissipazione, in destra idraulica (a) e in sinistra idraulica (b).

3.2.1 Indagini sperimentali sul funzionamento dei dispositivi di dissipazione

L'adeguatezza delle opere di dissipazione descritte al precedente paragrafo è stata valutata mediante:

- misure di velocità in uscita dalla vasca di dissipazione;
- analisi qualitativa, supportata da fotografie e filmati, del campo di moto.

Le misure di velocità sono state eseguite in corrispondenza di una sezione parallela al manufatto B posta circa 10 m a valle della vasca; le 5 verticali scelte sono riportate in planimetria in Figura 3-10. Tutti i punti di misura sono a distanza di 0.4 m dal fondo (in scala reale). Le prove sono state condotte in regime transitorio (non era possibile operare altrimenti), con le seguenti condizioni iniziali:

- I. comparto 1 completamente invaso;
- II. comparto 2 asciutto;
- III. luci di fondo del manufatto A completamente chiuse;
- IV. scarico di fondo del manufatto B chiuso;
- V. scarichi di fondo del manufatto C chiusi.

A partire da queste condizioni, il modello è stato alimentato con portata costante nel tempo e corrispondente alla portata al colmo dell'onda di piena duecentennale, pari a $992 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. La non stazionarietà è dovuta (i) all'effetto di laminazione del Comparto 1, che determina una crescita graduale della portata tracimante il manufatto B, (ii) al progressivo riempimento del Comparto 2, dove sono misurate le grandezze di interesse. La prova riproduce la situazione che si verrebbe a generare nella realtà qualora, proprio durante il transito del colmo di piena e con il manufatto B prossimo al limite di sfioro, si rendesse necessaria una manovra di totale chiusura delle paratoie sul manufatto A.

Per ciascuna verticale è stato necessario ripetere integralmente il test, che si considera esaurito quando i livelli in corrispondenza del micro-mulinello sono aumentati in modo tale da determinare una significativa riduzione della velocità.

Il pannello superiore della Figura 3-12 riporta l'andamento in funzione del tempo della portata che transita al di sopra del ciglio sfiorante del manufatto B. Le differenti linee si riferiscono a differenti realizzazioni dell'esperimento; la sovrapposizione delle curve è indice dell'elevato grado di riproducibilità del processo. I tiranti idrici e le velocità sono visualizzati nel pannello inferiore della Figura 3-12.

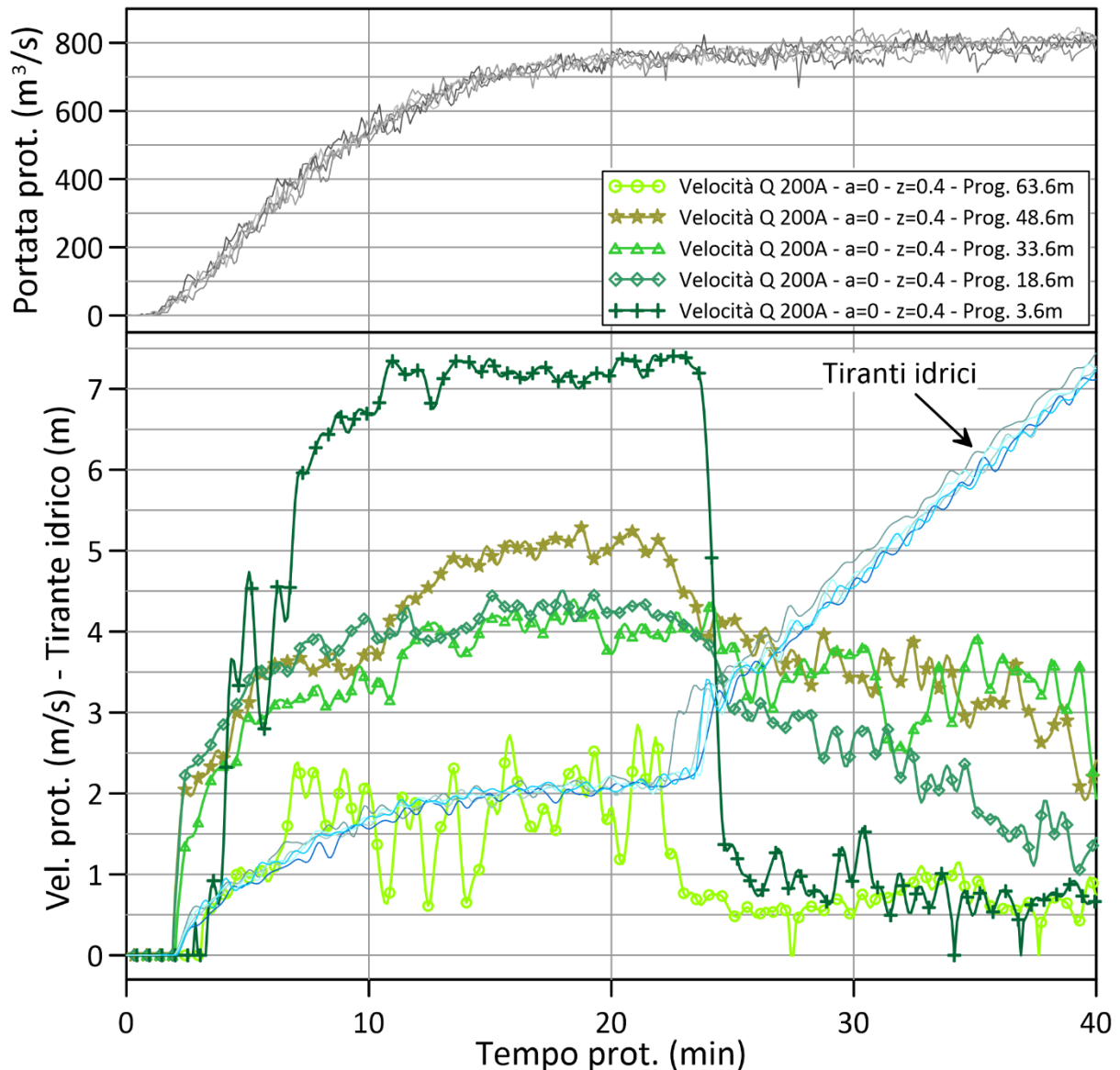


Figura 3-12 - Misure di velocità condotte lungo una sezione trasversale posta 10 m a valle della vasca di dissipazione del manufatto B, alimentando il modello con la portata al colmo dell'onda di piena duecentennale. $a=0$ rappresenta l'apertura delle luci di fondo del manufatto A; $z=0.4$ m è la distanza verticale dal fondo alveo alla quale sono riferite le misure di velocità. L'origine della progressiva è in sponda destra.

La misura dei tiranti è stata eseguita con una sonda a ultrasuoni posizionata nel punto indicato in Figura 3-10. Si osserva che in prossimità della sponda in destra idraulica, alla progressiva 3.6 m, la velocità è di poco inferiore a 7.5 m s^{-1} e si mantiene prossima a tale valore per circa 15 minuti, alla scala temporale del prototipo. Nelle verticali centrali, alle progressive 18.6 m, 33.6 m e 48.6 m, la velocità massima non supera i 5.5 m s^{-1} , con variazioni modeste tra le differenti progressive. In prossimità della sponda in sinistra idraulica, alla progressiva 63.6 m, le velocità sono dell'ordine di 2.5 m s^{-1} . L'evidente asimmetria della distribuzione di velocità è conseguenza diretta della differente geometria dei muri di contenimento già descritta in precedenza. Le quinte laterali favoriscono l'innalzamento del

pelo libero e la formazione di un cuscino d'acqua con la corrente che accelera nuovamente in uscita dalla vasca di dissipazione. Il muro in destra idraulica, alto fino a 9 m, contiene la corrente, mentre il muretto in sinistra idraulica, alto solo 0.5 m, viene sormontato con estrema facilità, consentendo l'espansione della corrente stessa e la conseguente riduzione delle velocità.

Alla luce delle prove eseguite, si suggerisce di valutare interventi che possano migliorare la distribuzione della corrente, specialmente in prossimità della quinta laterale destra. Una possibile soluzione consiste nella rimozione di tale quinta. Qualora si decidesse per questa soluzione, la nuova configurazione con le modifiche sarà verificata sul modello.

3.2.2 Adeguatezza delle opere di contenimento

Le opere di contenimento a valle del manufatto B sono rappresentate dalle pareti della vasca di dissipazione (in sinistra e in destra), dalle quinte laterali e dai successivi muri di sostegno che accompagnano l'ingresso della corrente nel Comparto 2.

Per stimare l'efficacia di tali opere, è stato analizzato il comportamento della corrente in uscita dalla vasca di dissipazione per tiranti idrici di valle prossimi o superiori all'altezza delle quinte laterali. In tali condizioni parte della corrente tende a sormontare le quinte, anche per portate limitate, impattando sulla successiva porzione di rilevato arginale, come visibile in Figura 3-13.

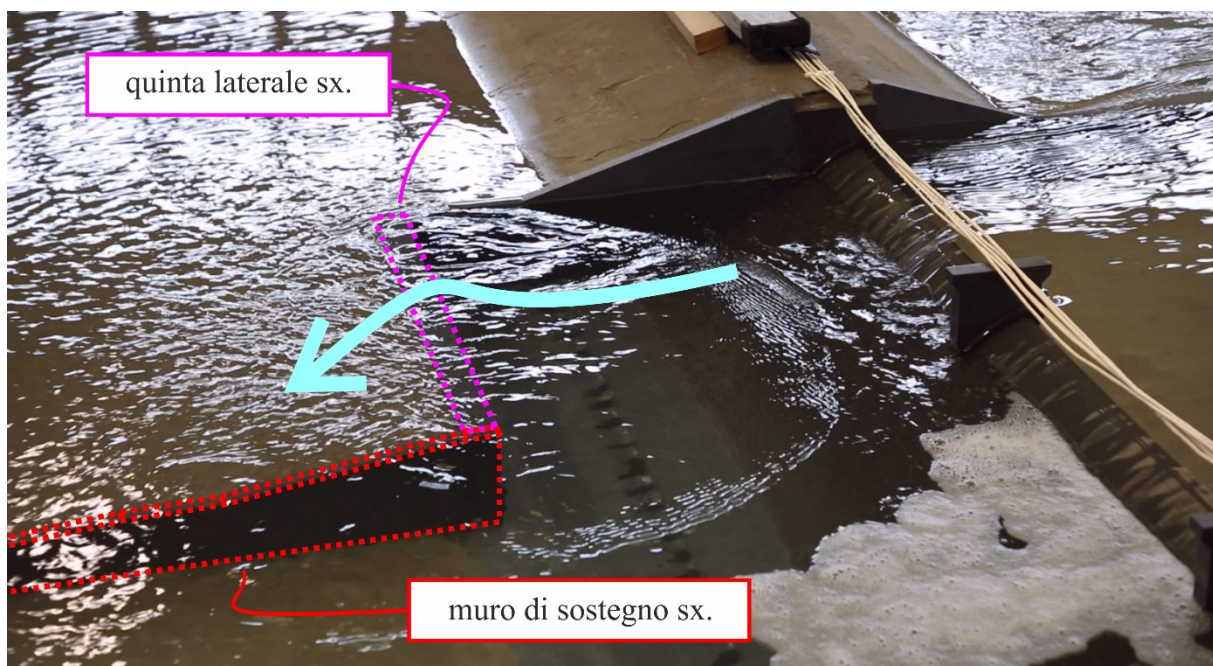


Figura 3-13 - Particolare della quinta in sponda destra del manufatto B sormontata dalla corrente in uscita dallo sfioratore di superficie.

3.3 Opere di dissipazione a valle del manufatto C

Il manufatto C, di sicurezza e di svuotamento del Comparto 2, ha una larghezza di circa 30 m ed è dotato di sfioratore a U, con sviluppo del ciglio di lunghezza netta pari a 150 m. Il modello riproduce anche il dispositivo di dissipazione posto al piede di tale manufatto. Nella configurazione proposta nel progetto esecutivo (Figura 3-14), tale opera di dissipazione è costituita da una vasca depressa di 1.92 m rispetto al fondo alveo, avente una lunghezza di 44.76 m e una larghezza di 54 m. Al termine dell'elemento di raccordo tra il fondo vasca e il fondo alveo è prevista una ulteriore soglia rialzata di 0.82 m dal fondo alveo stesso. All'interno della vasca è disposto un blocco di forma parallelepipedica, alto 1.5 m e lungo 34 m, posto in posizione centrale rispetto alle sponde e alla distanza di 9.39 m dal manufatto (la misura è riferita al paramento di monte del blocco).

Il manufatto presenta anche due scarichi di fondo destinati allo svuotamento del Comparto 2.

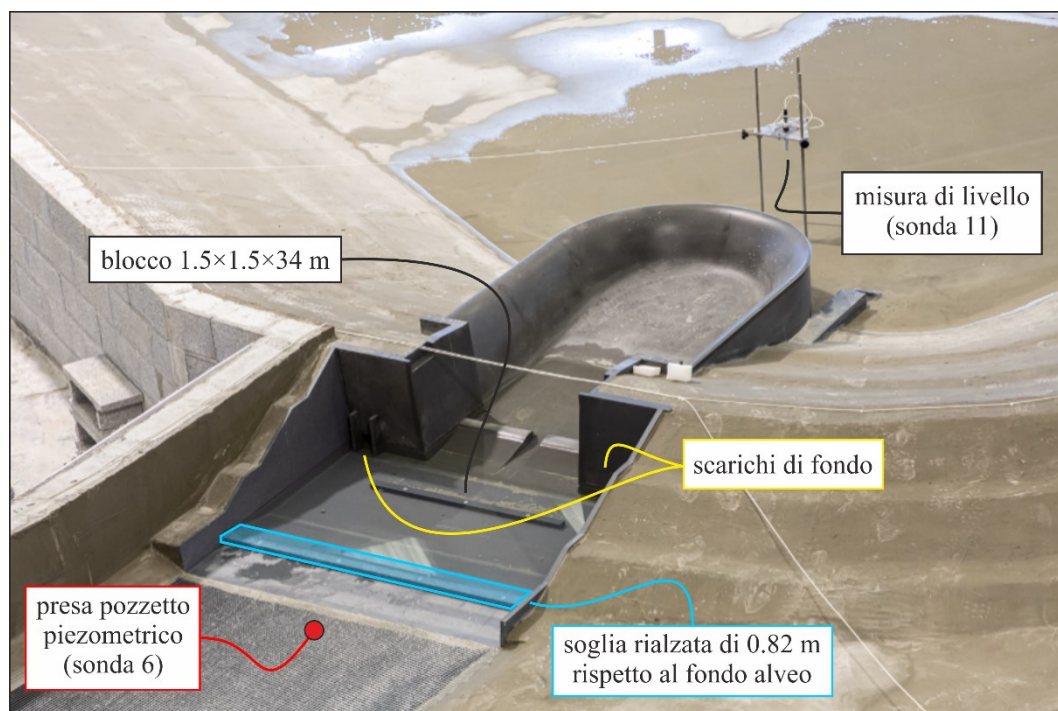


Figura 3-14 - Manufatto C nella configurazione proposta nel progetto esecutivo.

3.3.1 Indagini sperimentali sul funzionamento dei dispositivi di dissipazione

Le indagini sperimentali, mirate a valutare il corretto dimensionamento dei dispositivi di dissipazione al piede del manufatto C, consistono in misure di velocità della corrente in

uscita dalla vasca e in valutazioni qualitative, supportate da fotografie e filmati, sull'idoneità dell'opera a garantire la dissipazione della corrente in una zona confinata.

Le misure di velocità sono state eseguite lungo una sezione trasversale al corso d'acqua posta immediatamente a valle della vasca di dissipazione, in corrispondenza di 15 verticali distribuite sull'intera larghezza dell'alveo, pari a 54 m. Oltre alle misure di velocità, sono stati registrati i tiranti idrici medi nella sezione tramite una sonda a ultrasuoni (sonda 6) posizionata in un pozzetto piezometrico di calma.

Le prove sono state condotte in condizioni di moto permanente, mantenendo le luci del manufatto A completamente chiuse (apertura $a = 0$ m), e nelle seguenti configurazioni:

- 1) portata al colmo relativa all'onda di piena di 200 anni di tempo di ritorno, pari a $992 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, e scarichi di fondo del manufatto C chiusi;
- 2) scarichi di fondo del manufatto C completamente aperti e portata pari a $186 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, corrispondente alla portata massima scaricabile dagli scarichi di fondo con quota idrica nel Comparto 2 pari a quella del ciglio sfiorante.

Nella configurazione 1) il Comparto 1 raggiunge una quota d'invaso tale per cui lo sfioratore del manufatto A entra in funzione. La portata immessa, pari a $992 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, si ripartisce come segue: $832 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ transitano sul ciglio del manufatto B e, data la stazionarietà della prova, la medesima portata è evacuata dallo sfioratore del manufatto C; i residui $160 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ vengono scaricati dallo sfioratore del manufatto A. La Figura 3-15 mostra il profilo delle velocità misurate. Si osserva che i valori di velocità più elevati, di poco inferiori a 7.5 m s^{-1} , si registrano in corrispondenza dell'asse dell'alveo; le velocità si riducono a $5.5\text{-}6.0 \text{ m s}^{-1}$ in prossimità delle sponde. Da un punto di vista qualitativo, la portata che sfiora sul ciglio del manufatto C converge verso il centro del manufatto, producendo un evidente rigonfiamento del pelo libero. La corrente investe il blocco di forma parallelepipedo, scavalcandolo e proseguendo verso valle senza una significativa dissipazione di energia.

Nella configurazione 2) la portata transita interamente attraverso gli scarichi di fondo del manufatto C, con il Comparto 2 invasato alla quota del ciglio sfiorante del medesimo manufatto, senza che lo sfioratore del manufatto A entri in funzione. La Figura 3-16 mostra il profilo di velocità lungo la sezione trasversale descritta in precedenza. In prossimità delle sponde laterali si registrano valori compresi tra 7 e 7.5 m s^{-1} , mentre le velocità tendono quasi ad annullarsi in asse all'alveo. Questo comportamento è favorito dall'assenza di elementi di dissipazione di fronte agli scarichi laterali, poiché il blocco parallelepipedo ha

estensione limitata e non intercetta il flusso in uscita dalle luci. Anche il cuscino d'acqua presente nella vasca appare insufficiente.

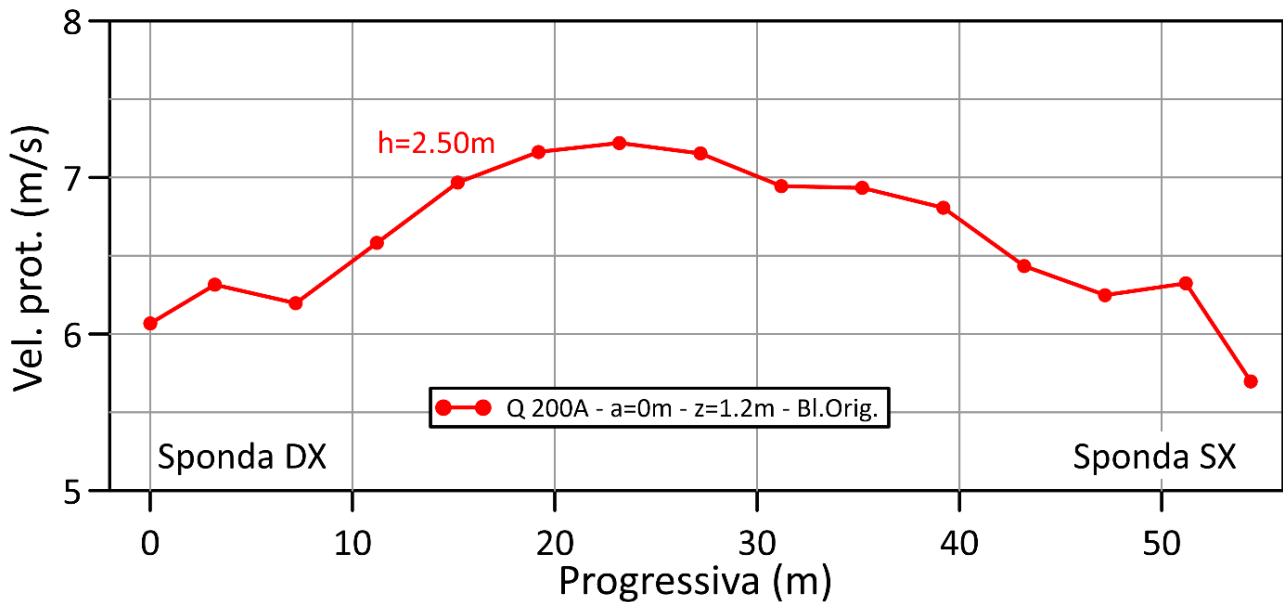


Figura 3-15 - Configurazione inizialmente proposta nella fase di progettazione esecutiva ("Bl.Orig."). Misure di velocità a valle della vasca di dissipazione del manufatto C. L'indicazione $h=2.50\text{ m}$ è il tirante idrico medio registrato nella sezione di misura, $a=0$ è l'apertura delle luci di fondo, $z=1.2\text{ m}$ è la distanza verticale dal fondo alveo alla quale sono riferite le misure di velocità.

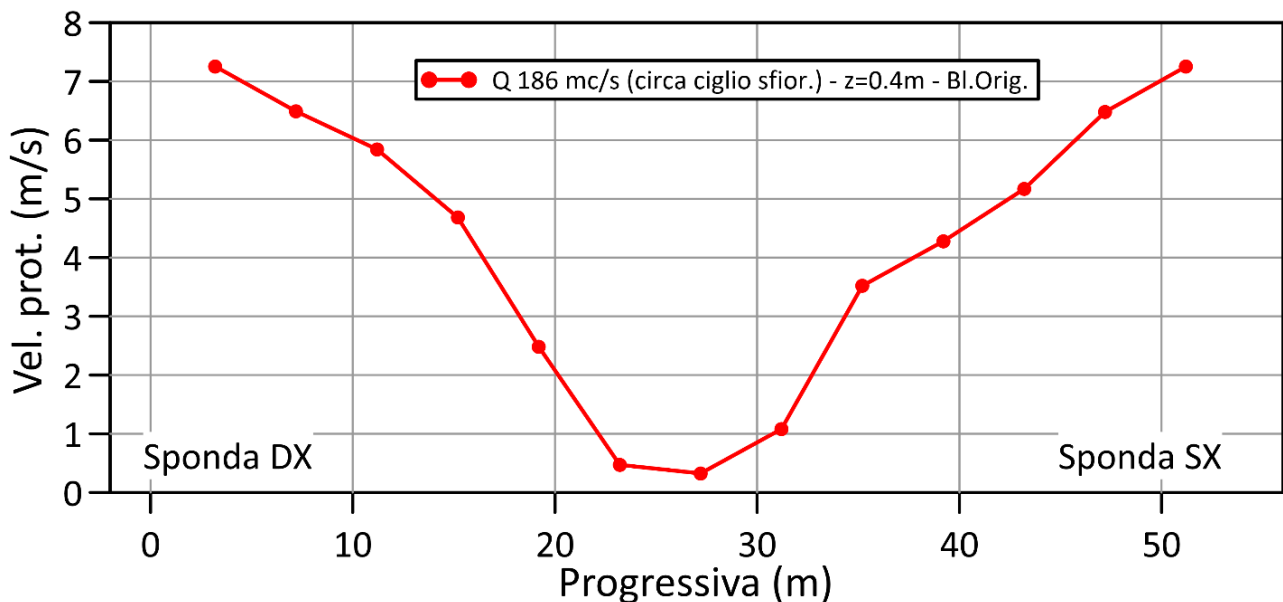


Figura 3-16 - Configurazione inizialmente proposta nella fase di progettazione esecutiva ("Bl.Orig."). Misure di velocità condotte lungo una sezione trasversale posta immediatamente a valle della vasca di dissipazione del manufatto C con scarichi di fondo aperti. L'indicazione $z=0.4\text{ m}$ è la distanza verticale dal fondo alveo alla quale sono riferite le misure di velocità.

A seguito dei risultati dei test eseguiti, si è optato per una configurazione alternativa degli elementi di dissipazione, visibile in Figura 3-17. La prima modifica ha riguardato la sostituzione del blocco parallelepipedo centrale con una fila di 10 blocchi di tipo Rehbock, ognuno di altezza 3.6 m e larghezza 2.7 m, con paramento di monte alla medesima distanza dal piede della struttura di quella del blocco previsto nel progetto esecutivo (fila 1). La luce libera tra i blocchi è pari a 2.7 m, con i due blocchi prossimi alle sponde posizionati con luce libera pari a 1.35 m. In questa configurazione i due blocchi laterali sono in asse alle bocche di uscita degli scarichi di fondo del manufatto. In aggiunta alla suddetta modifica, è stata eliminata la soglia terminale a valle della vasca ed è stata sostituita da una seconda fila di 18 denti di tipo Rehbock di altezza 2 m e larghezza 1.5 m (fila 2).

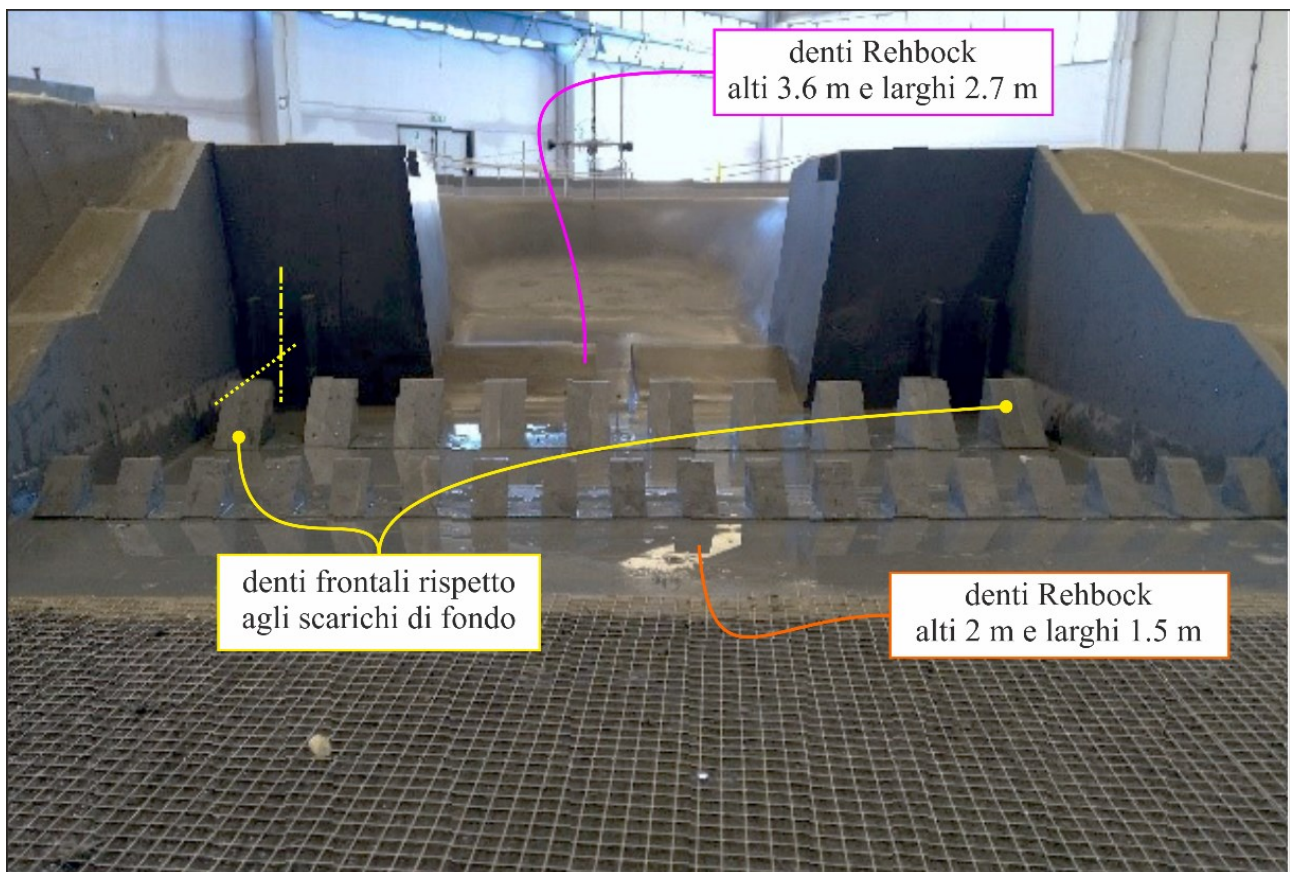


Figura 3-17 - Manufatto C nella configurazione alternativa con blocchi di tipo Rehbock.

La nuova configurazione è stata verificata con due differenti arretramenti della seconda fila di blocchi e anche in assenza degli stessi. La fila 2 genera un incremento di altezza del cuscino d'acqua nella vasca di dissipazione, con la controindicazione che la corrente è costretta ad accelerare nuovamente, passando per lo stato critico e raggiungendo velocità più alte rispetto a quelle che si avrebbero nel caso di presenza della sola fila 1. La

migliore configurazione è quella che prevede una sola fila di blocchi (fila 1) in sostituzione del blocco parallelepipedo, e la rimozione della soglia rialzata di valle.

Il modello così modificato è stato testato nelle stesse condizioni già descritte per la geometria del progetto esecutivo, ovvero (i) scarichi di fondo chiusi e portata al colmo dell'onda duecentennale, (ii) scarichi di fondo aperti e portata pari a $186 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

La Figura 3-18 riporta i profili di velocità registrati lungo la sezione trasversale posta subito a valle della vasca di dissipazione. I dati fanno riferimento al caso di modello alimentato con la portata al colmo di 200 anni di tempo di ritorno, pari a $992 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, e luci del manufatto A completamente chiuse. I risultati sono messi a confronto con quelli ottenuti nella configurazione di progetto, cioè con il blocco parallelepipedo e nelle medesime condizioni.

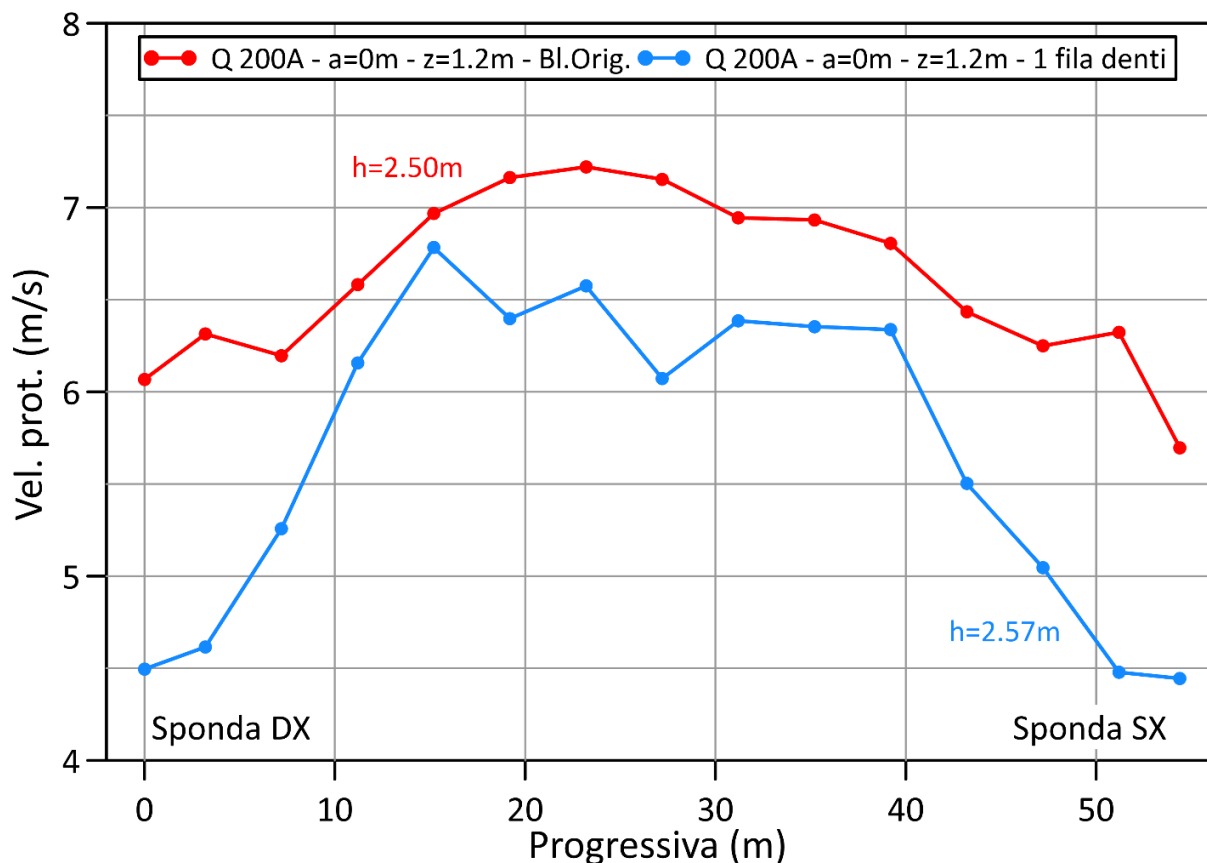


Figura 3-18 - Misure di velocità condotte lungo una sezione trasversale posta immediatamente a valle della vasca di dissipazione del manufatto C con scarichi di fondo chiusi. L'indicazione $h=2.50-2.57 \text{ m}$ rappresenta il tirante idrico medio registrato nella sezione di misura, $a=0$ rappresenta l'apertura delle luci di fondo del man. A, $z=1.2 \text{ m}$ è la distanza verticale dal fondo alveo alla quale sono riferite le misure di velocità. "Bl.Orig." fa riferimento alla configurazione prevista nel progetto esecutivo, "1 fila denti" identifica la configurazione alternativa scelta.

È evidente che i blocchi Rehbock modificano la distribuzione delle velocità in uscita dalla vasca di dissipazione, rispetto alla configurazione con il blocco parallelepipedo originario,

e garantiscono una riduzione dei picchi con valori sempre inferiori a 7 m s^{-1} . In aggiunta, si ha un'ulteriore riduzione delle velocità in corrispondenza delle sponde.

La Figura 3-19 riporta i profili di velocità nel caso di modello alimentato con portata pari a $186 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (comparto 2 alla quota di sfioro del manufatto C e scarichi di fondo completamente aperti). Anche in questo caso è proposto il confronto con la soluzione di progetto.

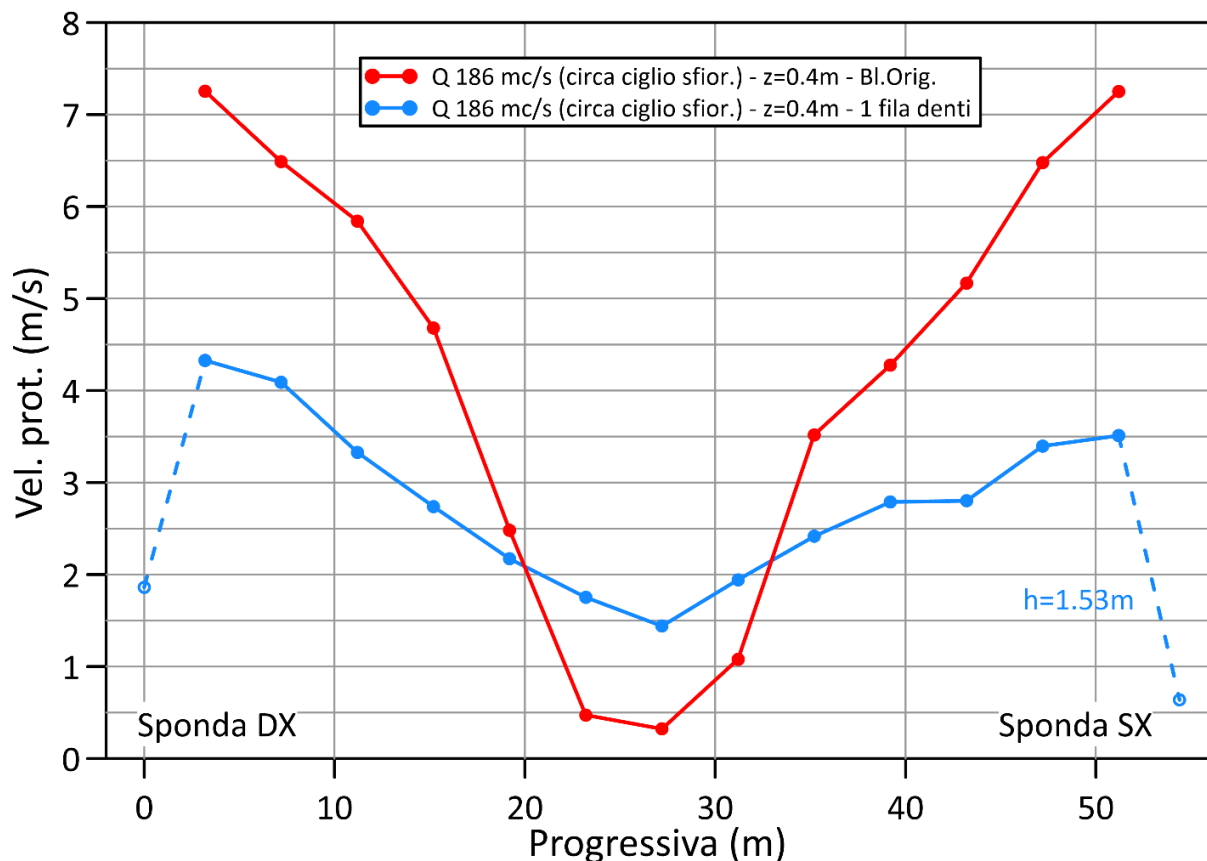


Figura 3-19 - Misure di velocità condotte lungo una sezione trasversale posta immediatamente a valle della vasca di dissipazione del manufatto C con scarichi di fondo aperti. L'indicazione $z=0.4 \text{ m}$ è la distanza verticale dal fondo alveo alla quale sono riferite le misure di velocità. "Bl.Orig." fa riferimento alla configurazione prevista nel progetto esecutivo, "1 fila denti" identifica la configurazione alternativa scelta.

La presenza dei blocchi Rehbock di fronte allo sbocco degli scarichi di fondo dà luogo a una distribuzione più uniforme delle velocità in uscita dalla vasca di dissipazione, rispetto alla configurazione originale, garantendo al contempo una drastica riduzione dei valori massimi, che nella configurazione modificata si mantengono sempre inferiori a 4.5 m s^{-1} . In aggiunta, si ha una riduzione delle velocità in corrispondenza delle sponde. Tuttavia, tali andamenti sono riportati a tratteggio in quanto le misure sono all'interno di zone di ricircolo, con possibile inversione della corrente non rilevabile dai micromulinelli utilizzati. Le misure sono ivi sovrastimate rispetto alle velocità reali.

Per completezza e per la sola configurazione con un'unica fila di blocchi, è stato eseguito un ulteriore test con una portata inferiore a quella analizzata in precedenza. Si è considerata la massima portata scaricata dal manufatto C in occasione dell'evento millenario, con le luci del manufatto A con apertura standard di 2.30 m, anziché completamente chiuse, e tenendo conto degli effetti di laminazione. Tale portata, fornita dai progettisti, è pari a $624 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Come si evince dalla Figura 3-19, gli andamenti dei profili di velocità sono del tutto simili a quelli ottenuti con la portata di $992 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, corrispondente al colmo dell'onda di piena duecentennale, ma con valori sensibilmente inferiori.

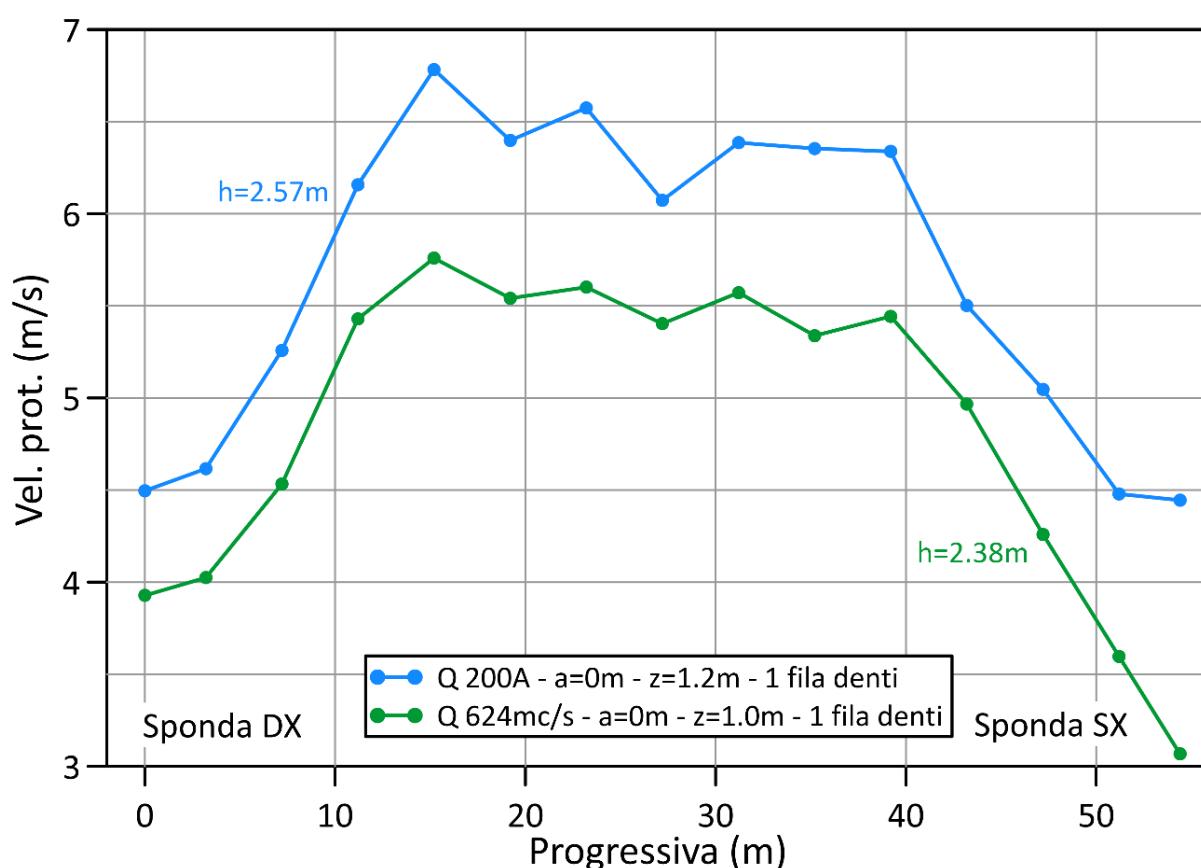


Figura 3-20 - Misure di velocità condotte lungo una sezione trasversale posta immediatamente a valle della vasca di dissipazione del manufatto C con scarichi di fondo chiusi. L'indicazione $h=2.38-2.57 \text{ m}$ rappresenta il tirante idrico medio registrato nella sezione di misura, $a=0$ rappresenta l'apertura delle luci di fondo del man. A, $z=1.2 \text{ m}$ è la distanza verticale dal fondo alveo alla quale sono riferite le misure di velocità. "Bl.Orig." fa riferimento alla configurazione prevista nel progetto esecutivo, "1 fila denti" identifica la configurazione alternativa scelta.

3.3.2 Adeguatezza delle opere di contenimento

Sulla base dei risultati delle prove effettuate, si suggerisce di incrementare la quota del coronamento della porzione di muro d'ala più a valle del manufatto C, sia in sponda destra che sinistra. Nella configurazione di progetto il muro interessato è alto 4.48 m rispetto alla

quota di fondo alveo in uscita dalla vasca; si suggerisce di incrementarne l'altezza a 6 m, secondo lo schema visibile in Figura 3-21.

Per quanto riguarda la sponda destra dell'alveo a valle del manufatto C, il tirante medio registrato (con la portata di 200 anni di tempo di ritorno e luci del manufatto A chiuse) è di 2.57 m, con notevoli fluttuazioni che portano occasionalmente al sormonto dell'opera di contenimento. I livelli non crescono ulteriormente perché in sponda sinistra viene contestualmente sormontata la "penisola" centrale che separa l'alveo del torrente Baganza dal canale di scarico del manufatto C. Si suggerisce di sovralzare la quota della suddetta penisola, in modo da evitarne il sormonto, e di adeguare contestualmente il contenimento in sponda destra. Se necessario, per definire le quote di contenimento verranno eseguite ulteriori prove su modello nella configurazione modificata.



Figura 3-21 - Particolare del contenimento laterale in sponda destra del manufatto C, con indicazione della nuova quota del coronamento del muro.

3.4 Campo di velocità nel tratto d'alveo a valle del manufatto A

Queste misure sono state eseguite per determinare la distribuzione delle velocità nel tratto d'alveo a valle del manufatto A, con particolare attenzione alla sponda in destra idraulica del torrente, dove la corrente idrica è a ridosso dell'arginatura del Comparto 2.

Le misure sono state effettuate in condizioni di moto permanente alimentando il modello con la portata al colmo con 1000 anni di tempo di ritorno, pari a $1264 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, mantenendo

cautelativamente le luci del manufatto A completamente aperte (apertura $a=3.5$ m). I blocchi di dissipazione all'interno della vasca al piede del manufatto A sono a doppio cucchiaio.

Le velocità sono state misurate al piede dell'argine, in sponda destra a valle del manufatto A, in 13 posizioni equispaziate di 40 m lungo l'alveo. Oltre alle misure di velocità, sono stati registrati i tiranti idrici medi in alcune sezioni trasversali del corso d'acqua con sonde di livello a ultrasuoni. La Figura 3-22 riporta il profilo di velocità longitudinale e il tirante idrico medio nella sezione di misura. I valori massimi superano di poco i 5.5 m s^{-1} e si registrano circa 80 m a valle della vasca di dissipazione; le velocità presentano delle ampie fluttuazioni con valori minimi di poco inferiori ai 3 m s^{-1} .

Al transito della suddetta portata, il livello idrico in alveo risulta sempre inferiore, seppur di poco, alla quota della prima banca dell'argine in sponda destra. Ivi è già prevista una difesa spondale, ma si suggerisce di estendere la protezione per un'altezza di almeno 3 m rispetto al fondo alveo.

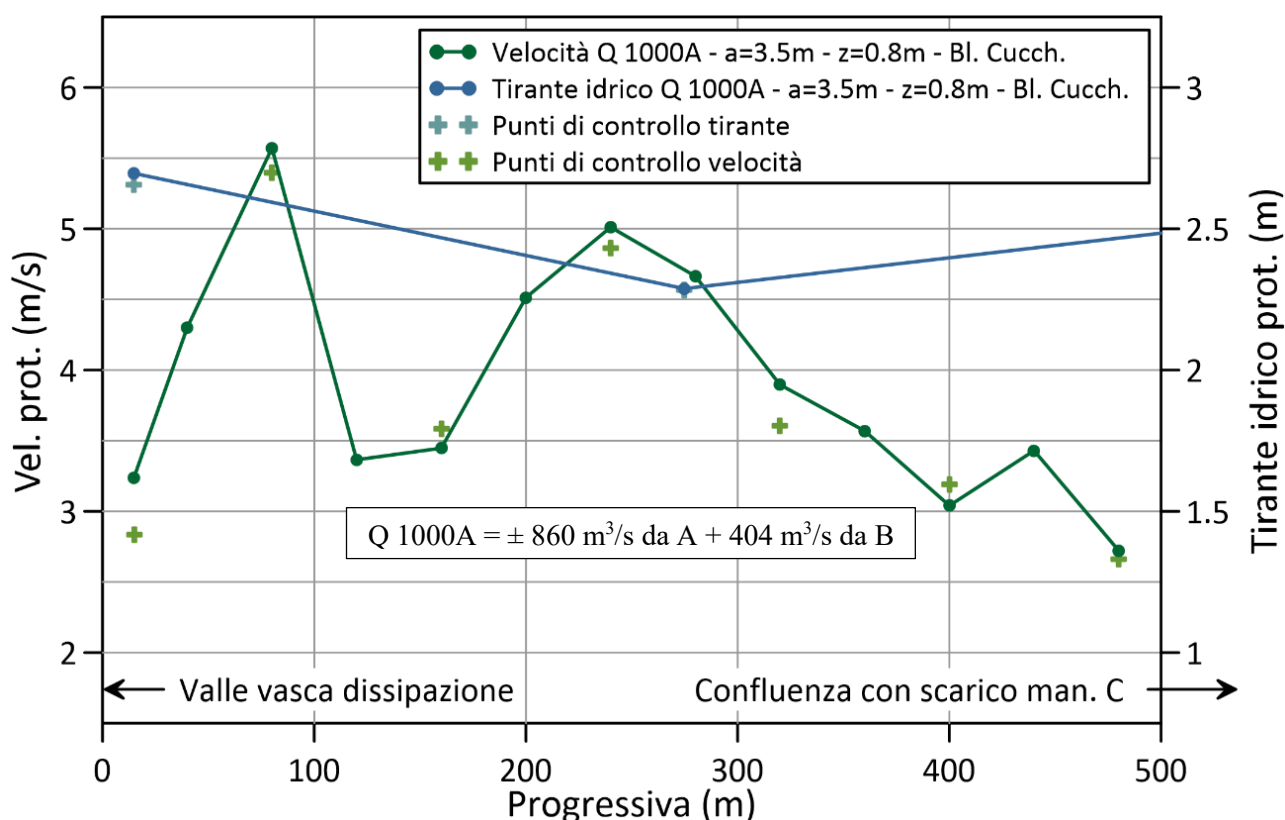


Figura 3-22 - Misure di velocità condotte al piede dell'argine in sponda destra nel tratto di alveo a valle del manufatto A. La progressiva origina immediatamente a valle della vasca di dissipazione del man. A; le misure terminano dove origina "l'isola" centrale che separa l'alveo del torrente Baganza dal canale di scarico del manufatto C. "Bl. Cucch." identifica la configurazione con i blocchi a doppio cucchiaio. I punti di controllo fanno riferimento a un'ulteriore prova nelle medesime condizioni.

4 Conclusioni

Alla luce delle prove effettuate su modello fisico, si riassumono brevemente le principali criticità riscontrate e le proposte di modifica.

4.1 Manufatto A

- Nella configurazione originaria dei blocchi di dissipazione, si è riscontrata una marcata disuniformità del profilo di velocità in uscita dalla vasca, con valori elevati in corrispondenza delle due coppie di luci di fondo. Il getto in uscita dalle luci impatta solo parzialmente con i blocchi di dissipazione, che risultano sormontati dalla corrente. Si è pertanto proposta e verificata una configurazione alternativa, con blocchi di dissipazione conformati a doppio cucchiaino (Figura 3-3). Con questa nuova configurazione la distribuzione di velocità in uscita dalla vasca di dissipazione è più uniforme, i valori massimi sono ridotti e si ha anche una riduzione delle velocità in corrispondenza delle sponde.
- Si suggerisce di portare tutti i contenimenti laterali (comprese entrambe le quinte poste al termine della vasca di dissipazione) alla quota del contenimento più alto previsto in fase di progettazione esecutiva in sponda destra (Figura 3-9).

4.2 Manufatto B

- Si suggerisce di valutare interventi che possano migliorare le condizioni della corrente in uscita dalla vasca di dissipazione, soprattutto in prossimità della quinta laterale destra. Un'ipotesi è quella di rimuoverla totalmente, nel qual caso la configurazione modificata sarà verificata sul modello. In alternativa, si suggerisce di proteggere la porzione di argine che viene sormontato dalla corrente, a tergo della quinta destra, fino al piede dell'argine stesso e per un'estensione laterale almeno pari alla larghezza della quinta stessa.
- In sponda sinistra, si suggerisce di proteggere l'argine a tergo della quinta per un'estensione almeno pari alla lunghezza del muro longitudinale.

4.3 Manufatto C

- Nella configurazione originaria dei blocchi di dissipazione, si è riscontrata una notevole disuniformità della distribuzione di velocità in uscita dalla vasca, soprattutto nel caso di

scarichi di fondo aperti, con valori massimi piuttosto elevati (Figura 3-16). Si sono pertanto verificate diverse configurazioni alternative, giungendo a proporre la sostituzione della trave dissipatrice con una fila di denti di Rehbock e l'eliminazione della soglia finale in uscita dalla vasca (Figura 3-17). Con questa nuova configurazione la distribuzione delle velocità in uscita dalla vasca di dissipazione è più uniforme, i valori massimi sono ridotti (in modo particolare quando gli scarichi di fondo sono in funzione) e si ha anche una riduzione delle velocità in corrispondenza delle sponde.

- Con riferimento alle opere di contenimento laterale del flusso in uscita dalla vasca, si suggerisce di incrementare la quota della porzione di muro d'ala più a valle, sia in sponda destra che sinistra (Figura 3-21).
- Si suggerisce di sovralzare la "penisola" centrale che separa l'alveo del torrente Baganza dal canale di scarico del manufatto C, in modo da evitarne il sormonto, e di adeguare contestualmente il contenimento in sponda destra. Nel caso, per definire le quote di contenimento verranno eseguite ulteriori prove su modello nella configurazione modificata.

4.4 Sponda destra dell'alveo a valle del manufatto A

Si suggerisce di estendere la protezione dell'argine mediante difesa in massi per un'altezza di almeno 3 m rispetto al fondo alveo e di verificare il dimensionamento dei massi sulla base delle massime velocità registrate (Figura 3-22).

5 Bibliografia

Adami, A. I modelli fisici nell'idraulica, Cleup, Padova, 1994.

Longo, S. Analisi dimensionale e modellistica fisica, Springer, Milano, 2011.

Susin G. M. Le casse di espansione in Emilia-Romagna, L'Acqua, (5) 2008, 9-24.

Appendice A – Similitudine di Froude

Si riportano di seguito i principi salienti della teoria della similitudine di Froude e una tabella con alcuni rapporti di scala utili ai fini dell'elaborazione dei dati acquisiti sul modello fisico (Adami, 1994; Longo, 2011).

La similitudine di Froude riguarda il caso del moto di un fluido reale a pelo libero e quindi soggetto all'azione della gravità. Utilizzando lo stesso fluido (incomprimibile) nel modello e nel prototipo, trascurando gli effetti della tensione superficiale e assumendo che il moto sia turbolento pienamente sviluppato, le condizioni di similitudine che devono essere rispettate sono:

$$r_t = \frac{\lambda}{r_v}; \quad r_{\Delta p} = r_v^2; \quad r_v = \lambda^{1/2},$$

in cui r_i rappresentano i rapporti di scala, v è la velocità della corrente, t è il tempo, Δp è la differenza di pressione e λ è il rapporto geometrico di scala.

Una volta fissato il valore di λ , tutti gli altri rapporti discendono di conseguenza.

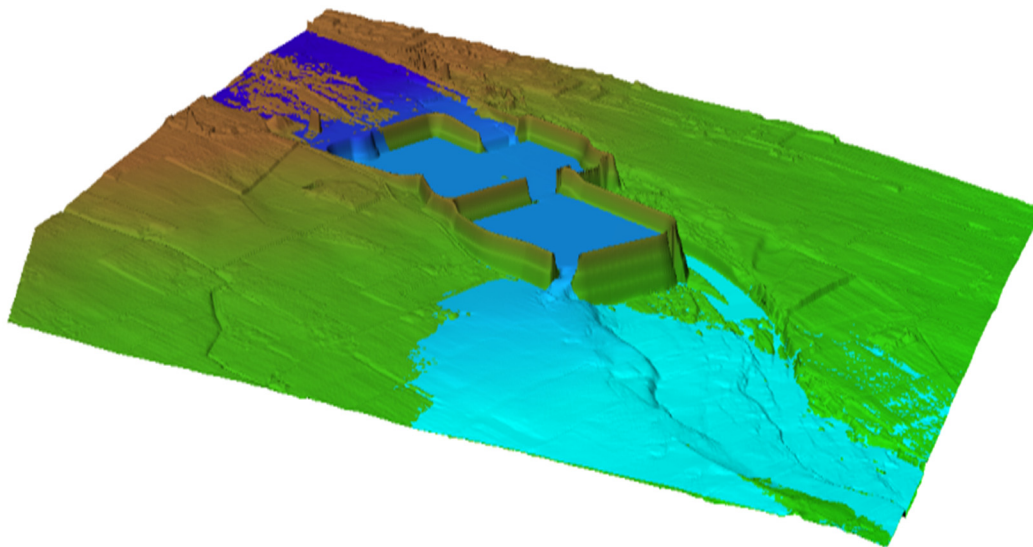
Per il modello fisico della cassa di espansione sul torrente Baganza è stato adottato un rapporto di scala geometrica $\lambda = 1/40$ e pertanto le altre grandezze fisiche presentano i seguenti rapporti di scala:

Tabella 3 Fattore di conversione modello-prototipo per ciascuna grandezza fisica

Grandezza fisica	Fattore di conversione	
Lunghezza	λ	1/40
Superficie	λ^2	1/1600
Volume	λ^3	1/64000
Tempo	$\lambda^{\frac{1}{2}}$	1/6.32
Velocità	$\lambda^{\frac{1}{2}}$	1/6.32
Portata	$\lambda^{\frac{5}{2}}$	1/10119
Pressione	λ	1/40
Scabrezza	$\lambda^{-\frac{1}{6}}$	1/0.54

8.2 **“MAPPATURA DELLE AREE A RISCHIO DI INONDAZIONE CONSEGUENTE A MANOVRE DEGLI ORGANI DI SCARICO O AD IPOTETICO COLLASSO DELLA CASSA DI ESPANSIONE SUL TORRENTE BAGANZA, AI SENSI DELLA CIRCOLARE PCM/DSTN 22806 DEL 1995”. DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA DIA DELL’UNIVERSITÀ DI PARMA – DIA.. GRUPPO DI LAVORO: PROF. PAOLO MIGNOSA, ING. ALESSIA FERRARI, ING. FEDERICO PROST, DOTT.GIOVANNI RONTANI.**

**MAPPATURA DELLE AREE A
RISCHIO DI INONDAZIONE
CONSEQUENTE A MANOVRE DEGLI
ORGANI DI SCARICO O AD
IPOTETICO COLLASSO DELLA
CASSA DI ESPANSIONE SUL
TORRENTE BAGANZA, AI SENSI
DELLA CIRCOLARE PCM/DSTN
22806 DEL 1995**



Gruppo di lavoro: Prof. Paolo Mignosa, Ing. Alessia Ferrari,
Ing. Federico Prost, Dott. Giovanni Rontani

Parma, ottobre 2017 con aggiornamento al marzo 2019

INDICE

1	INTRODUZIONE	1
2	LA CASSA DI ESPANSIONE SUL TORRENTE BAGANZA.....	2
2.1	Dati caratteristici della cassa di espansione sul torrente Baganza	2
2.1.1	Manufatti regolatori.....	5
3	ASPETTI NORMATIVI	9
3.1	Circ. PCM/DSTN/22806 del 1995 “disposizioni attuative e integrative in materia di dighe”	9
3.2	Osservazioni istruttorie	17
3.2.1	Aspetti idraulici	17
3.2.2	Integrazione risultati, marzo 2019	18
4	Costruzione del modello	20
4.1	Modello di calcolo	20
4.2	Acquisizione dei dati plano-altimetrici dell’area.....	20
4.3	Costruzione del reticolo di calcolo – Batimetria.....	22
4.4	Condizioni iniziali e condizioni al contorno	23
4.5	Coefficiente di scabrezza	24
5	SIMULAZIONI E RISULTATI	25
5.1	Scenario 1a.....	25
5.1.1	Evoluzione del riempimento della cassa	26
5.1.2	Inviluppi dei risultati ottenuti	29
5.1.3	Idrogrammi in ingresso/ uscita dalla cassa	29
5.2	Scenario 1b	33
5.2.1	Evoluzione del riempimento della cassa	33
5.2.2	Inviluppi dei risultati ottenuti	36
5.2.3	Idrogrammi in ingresso/ uscita dalla cassa	36
5.3	Scenario 2	40

5.3.1	Evoluzione temporale dell'allagamento	41
5.3.2	Inviluppi dei risultati ottenuti	48
5.3.3	Centri abitati interessati dall'allagamento	54
5.3.4	Idrogrammi di piena	59
5.4	Scenario 2-bis.....	59
5.4.1	Evoluzione temporale dell'allagamento	60
5.4.2	Inviluppi dei risultati ottenuti	67
5.4.3	Centri abitati interessati dall'allagamento	73
5.4.4	Idrogrammi di piena	76
5.5	Scenario 3	77
5.5.1	Premessa	77
5.5.2	Posizione ed evoluzione della breccia	77
5.5.3	Sequenza temporale di allagamento	79
5.5.4	Inviluppi dei risultati ottenuti	80
5.5.5	Centri abitati interessati dall'allagamento	93
5.5.6	Idrogrammi di piena	96
5.6	Scenario 4	98
5.6.1	Premessa	98
5.6.2	Inviluppi dei risultati ottenuti	98
5.6.3	Centri abitati interessati dall'allagamento	104
5.6.4	Idrogrammi di piena	104
6	CONCLUSIONI.....	106
	APPENDICE A. MODELLO NUMERICO.....	108
	APPENDICE B. PROFONDITÀ TOTALE.....	109
	APPENDICE C. TAVOLE FUORI TESTO	112

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono esposte le metodologie adottate ed i risultati ottenuti a seguito di alcuni ipotetici scenari di collasso e funzionamento della cassa di espansione sul torrente Baganza (della quale ad oggi risulta conclusa la fase di progettazione definitiva), come richiesto dalla normativa vigente in materia di dighe di ritenuta. Nella definizione degli scenari, oltre a quanto disposto dalla Circolare P.C.M. 13 dicembre 1995 numero DSTN/2/22806 [2], si è tenuto conto delle “Osservazioni istruttorie sul progetto definitivo ottobre 2016” predisposte dalla Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche in data 10/5/17 [3].

A seguito dell'incontro avvenuto a Roma presso la Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche in data 16 novembre 2018 si è convenuto di simulare un ulteriore scenario (scenario 2-bis), più rispondente alla normativa vigente, che nella prima stesura della presente relazione non era contemplato.

Seguendo le prescrizioni e le osservazioni, lo studio ha affrontato:

- 1) gli scenari di invaso della cassa in occasione di una piena millenaria (1a) e trimillenaria (1b);
- 2) gli allagamenti conseguenti al collasso totale ed istantaneo del manufatto regolatore (*dam-break*) sia in presenza (2) che in assenza (2-bis) di un'onda di piena in ingresso alla cassa;
- 3) gli allagamenti conseguenti all'apertura di una breccia nell'argine in terra del comparto fuori linea della cassa (comparto 2);
- 4) la stima della portata effluente dagli organi di scarico e la conseguente propagazione della piena.

Come sarà più evidente nel prosieguo della presente relazione, per simulare gli allagamenti conseguenti a tali scenari (a parte, forse, l'ultimo) è assolutamente essenziale adottare un modello di tipo bidimensionale, in quanto non tutta la corrente idrica è contenuta in alveo e si propaga seguendo percorsi anche molto diversi da quest'ultimo.

2 LA CASSA DI ESPANSIONE SUL TORRENTE BAGANZA

2.1 Dati caratteristici della cassa di espansione sul torrente Baganza

Il progetto definitivo [1] della cassa di espansione (Figura 2.1) prevede di invasare il volume necessario in due comparti, di cui il secondo in derivazione. Sono previsti 3 manufatti (denominati A, B e C) di cui il primo (A) costituisce il manufatto regolatore principale (dotato di paratoie mobili), il secondo (B) è un sfioratore privo di luci che consente il riempimento del comparto 2, ed il terzo (C) rappresenta lo scaricatore di sicurezza e lo scarico di fondo del comparto 2.

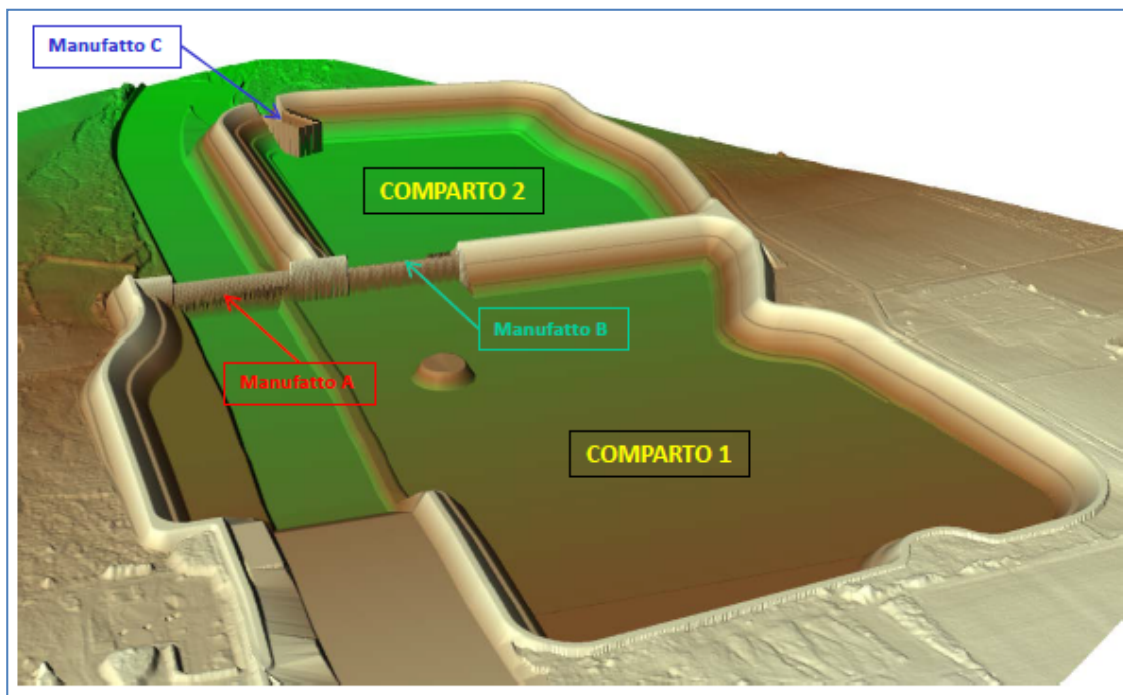


Figura 2.1 : Modello 3D della cassa di espansione.

Di seguito vengono riportati i dati principali della cassa di espansione.

- Portata uscente (T_{200}), con manovra paratoie: $430 \text{ m}^3/\text{s}$
- Portata uscente (T_{100}), con manovra paratoie: $300 \text{ m}^3/\text{s}$
- Superficie totale opera: 86 ha
- Volume di scavo totale: $3.2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
- Lunghezza complessiva degli argini di contenimento: 3376 m
- Franco sul livello della piena di $T=1000$ anni: 1.80 m

- Numero invasi: 2
- Numero manufatti: 3

Comparto 1

- Quota di massima ritenuta: 144.90 m s.l.m.
- Quota di massimo invaso: 145.70 m s.l.m.
- Quota del coronamento arginale: 147.50 m s.l.m.
- Lunghezza complessiva degli argini di contenimento: 1937 m
- Altezza massima degli argini: 16.22 m
- Altezza minima degli argini: 0 m
- Curva delle superfici e dei volumi come da Tabella 2-1 e Figura 2.2.

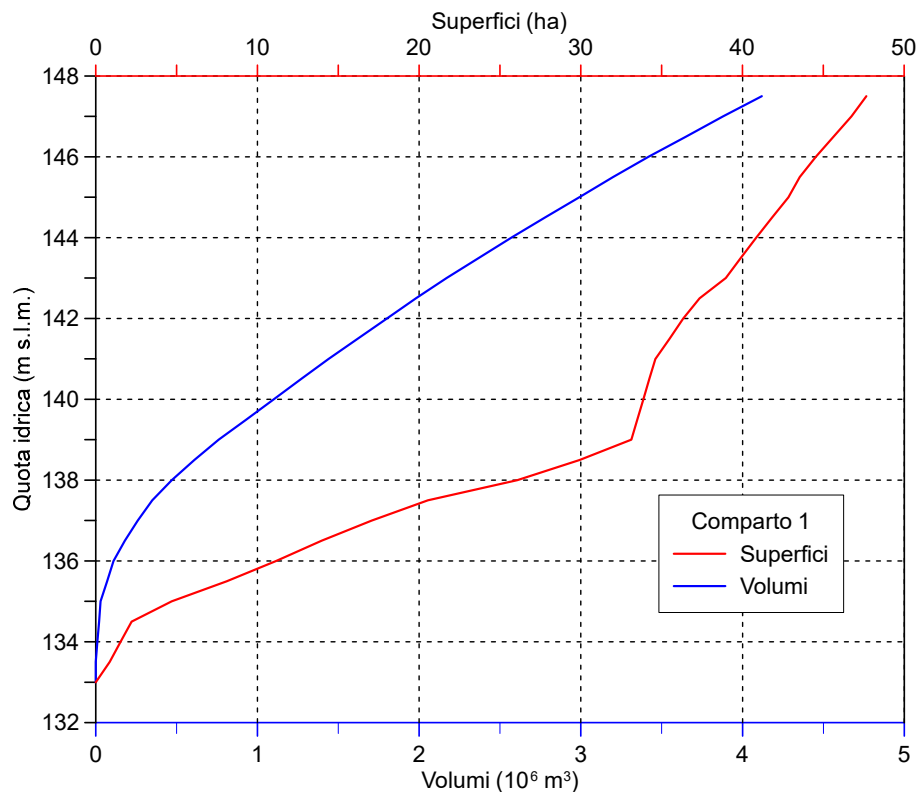


Figura 2.2 : Curva dei volumi e delle superfici del comparto 1.

Comparto 2

- Quota di massima ritenuta: 142.00 m s.l.m.
- Quota di massimo invaso: 143.70 m s.l.m.
- Quota del coronamento arginale: 145.50 m s.l.m.
- Lunghezza complessiva degli argini di contenimento: 1439 m
- Altezza massima degli argini: 12.78 m
- Altezza minima degli argini: 1 m
- Curva delle superfici e dei volumi come da Tabella 2-2 e Figura 2.3.

Z (m s.l.m.)	S (ha)	V (10 ⁶ m ³)	Z (m s.l.m.)	S (ha)	V (10 ⁶ m ³)
133.00	0.00	0.00	140.50	34.24	1.27
133.50	0.86	0.00	141.00	34.62	1.44
134.00	1.53	0.01	141.50	35.50	1.62
134.50	2.22	0.02	142.00	36.34	1.80
135.00	4.70	0.03	142.50	37.35	1.98
135.50	8.10	0.07	143.00	38.97	2.17
136.00	11.16	0.11	143.50	39.90	2.37
136.50	13.98	0.18	144.00	40.85	2.57
137.00	17.06	0.26	144.50	41.84	2.78
137.50	20.55	0.35	145.00	42.85	2.99
138.00	26.08	0.47	145.50	43.55	3.20
138.50	29.93	0.61	146.00	44.55	3.42
139.00	33.13	0.76	146.50	45.63	3.65
139.50	33.50	0.93	147.00	46.74	3.88
140.00	33.87	1.10	147.50	47.66	4.12

Tabella 2-1 Valori numerici delle superfici dello specchio liquido e del volume invasato in funzione della quota per il Comparto 1.

Z (m s.l.m.)	S (ha)	V (10 ⁶ m ³)	Z (m s.l.m.)	S (ha)	V (10 ⁶ m ³)
129.28	0.00	0.00	137.50	19.92	1.19
129.50	1.31	0.00	138.00	20.34	1.29
130.00	3.91	0.01	138.50	20.60	1.40
130.50	6.36	0.04	139.00	20.86	1.50
131.00	9.16	0.08	139.50	21.13	1.60
131.50	11.78	0.13	140.00	21.39	1.71
132.00	14.40	0.20	140.50	21.66	1.82
132.50	16.94	0.28	141.00	22.45	1.93
133.00	17.18	0.36	141.50	22.72	2.04
133.50	17.42	0.45	142.00	23.00	2.16
134.00	17.67	0.53	142.50	23.28	2.27
134.50	17.91	0.62	143.00	23.75	2.39
135.00	18.16	0.71	143.50	24.03	2.51
135.50	18.40	0.81	144.00	24.31	2.63
136.00	19.14	0.90	144.50	24.59	2.75
136.50	19.40	1.00	145.00	24.87	2.87
137.00	19.66	1.09	145.50	25.16	3.00

Tabella 2-2– Valori numerici delle superfici dello specchio liquido e del volume invasato in funzione della quota per il Comparto 2.

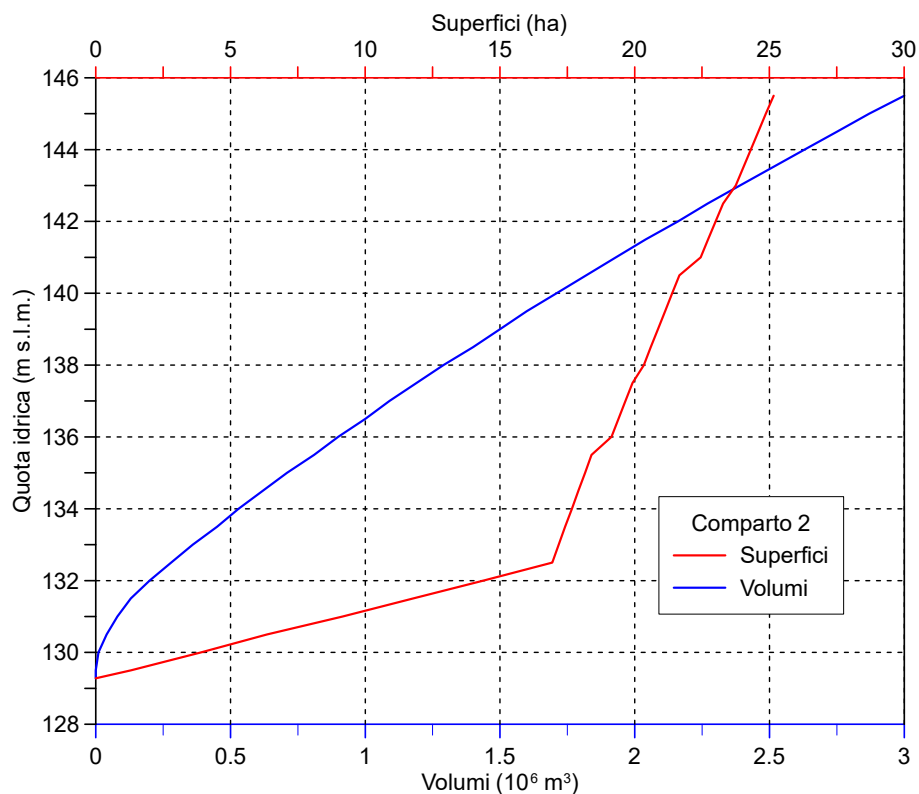


Figura 2.3 : Curva dei volumi e delle superfici del comparto 2.

2.1.1 Manufatti regolatori

Manufatto A

- Lunghezza del profilo sfiorante: 116 m
- Quota del ciglio sfiorante: 144.90 m s.l.m.
- Altezza massima rispetto al piano di fondazione: 17.90 m
- Altezza rispetto alle soglie delle luci di fondo: 11.90 m
- Numero di luci di fondo: 4
- Dimensioni delle luci (b x a): 6 m x 3.5 m
- Apertura ottimale fissa delle luci di fondo: 1.60 m
- Portata evacuata (T200) con luci fisse/regolate: 461/430 m³/s
- Portata evacuata (T100) con luci fisse/regolate: 445/300 m³/s

Consiste in uno sbarramento in calcestruzzo a gravità ordinaria (Figura 2.4), con asse rettilineo e profilo trasversale fondamentale triangolare. Tale manufatto consente, tramite 4 paratoie a settore, la regolazione della portata uscente. Le 4 paratoie, lunghe 6 m e alte 3.5 m, sono movimentate tramite un impianto oleodinamico alimentato da un'apposita centrale posta sul coronamento. La fondazione del manufatto si sviluppa fino a quota 127 m s.l.m.. I profili trasversali sono essenzialmente triangolari e presentano una larghezza alla base di 23 m; il ciglio di sfioro è a quota 144.90 m s.l.m.. Sopra il ciglio di sfioro

corre un ponte carrabile, avente un impalcato largo 6.70 m con piano stradale a quota 148.25 m s.l.m.

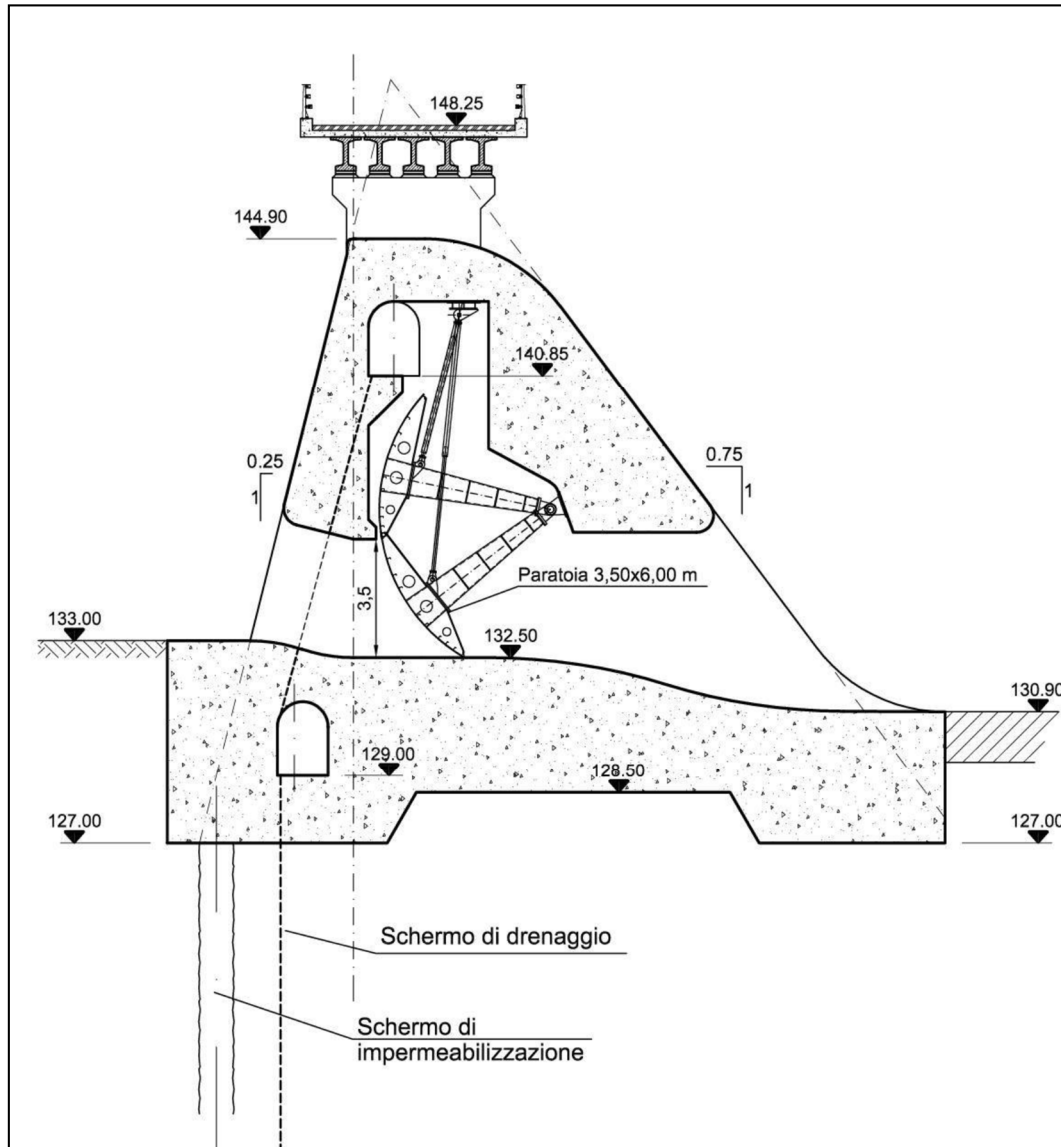


Figura 2.4: Sezione del manufatto A.

Manufatto B

- Lunghezza del profilo sfiorante: 114 m
- Quota del ciglio sfiorante: 143.70 m s.l.m.
- Altezza massima rispetto al piano di fondazione: 15.20 m

È fondato a quota 130.00 m s.l.m., con approfondimenti a quota 128.50 m s.l.m. in corrispondenza dei denti a monte ed a valle (Figura 2.5). Il profilo trasversale è essenzialmente triangolare e presenta una larghezza alla base di 18.5 m. Il ciglio di sfioro

è a quota 143.70 m s.l.m. e l'alveo a monte (fondo della cassa di monte) a quota 132.50 m s.l.m.; a valle del manufatto è presente una vasca di dissipazione che parte dal piede di valle del manufatto a quota 131.50 m s.l.m.. Sopra il ciglio di sfioro corre un ponte carrabile, identico a quello del manufatto A, con piano stradale sempre a quota 148.25 m s.l.m.

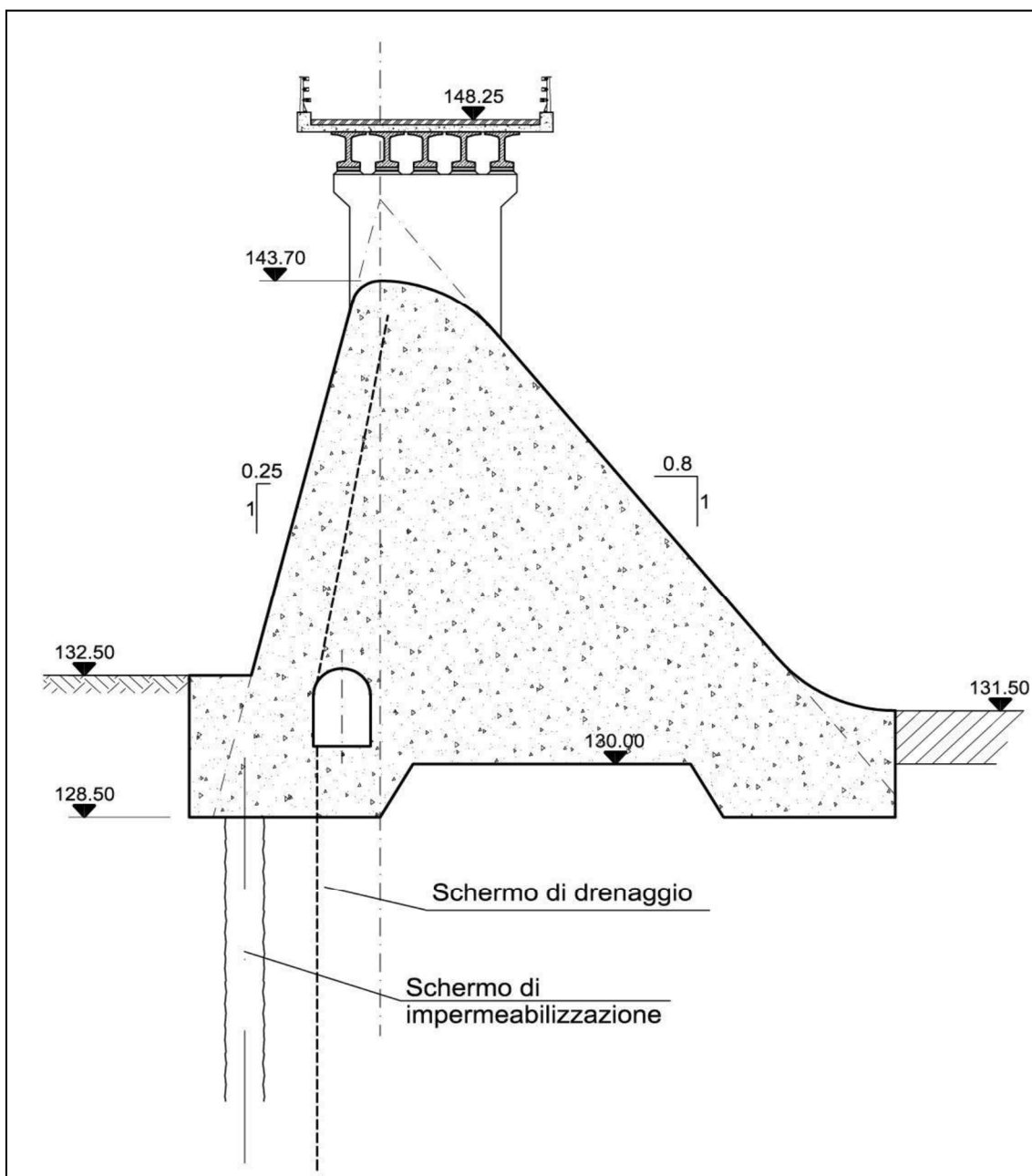


Figura 2.5 : Sezione del manufatto B.

Manufatto C

- Lunghezza del profilo sfiorante: 120 m
- Quota del ciglio sfiorante: 142.00 m s.l.m.
- Altezza massima rispetto al piano di fondazione: 22.40 m

Consiste in uno sfioratore in calcestruzzo armato con conformazione planimetrica a U, costituito da tre tratti sfioranti di circa 120 m di lunghezza complessiva (Figura 2.6), che convogliano le acque in un canale di gronda che le restituisce in una vasca di dissipazione, e quindi in alveo. Il manufatto C è fondato tra le quote 123.70 m s.l.m. e 125.90 m s.l.m.; la quota del ciglio di sfioro è a 142.00 m s.l.m.. Il fondo del canale di raccolta delle acque ha quota decrescente verso valle da 132.57 m s.l.m. a 126.70 m s.l.m. all'immissione nella vasca di dissipazione.

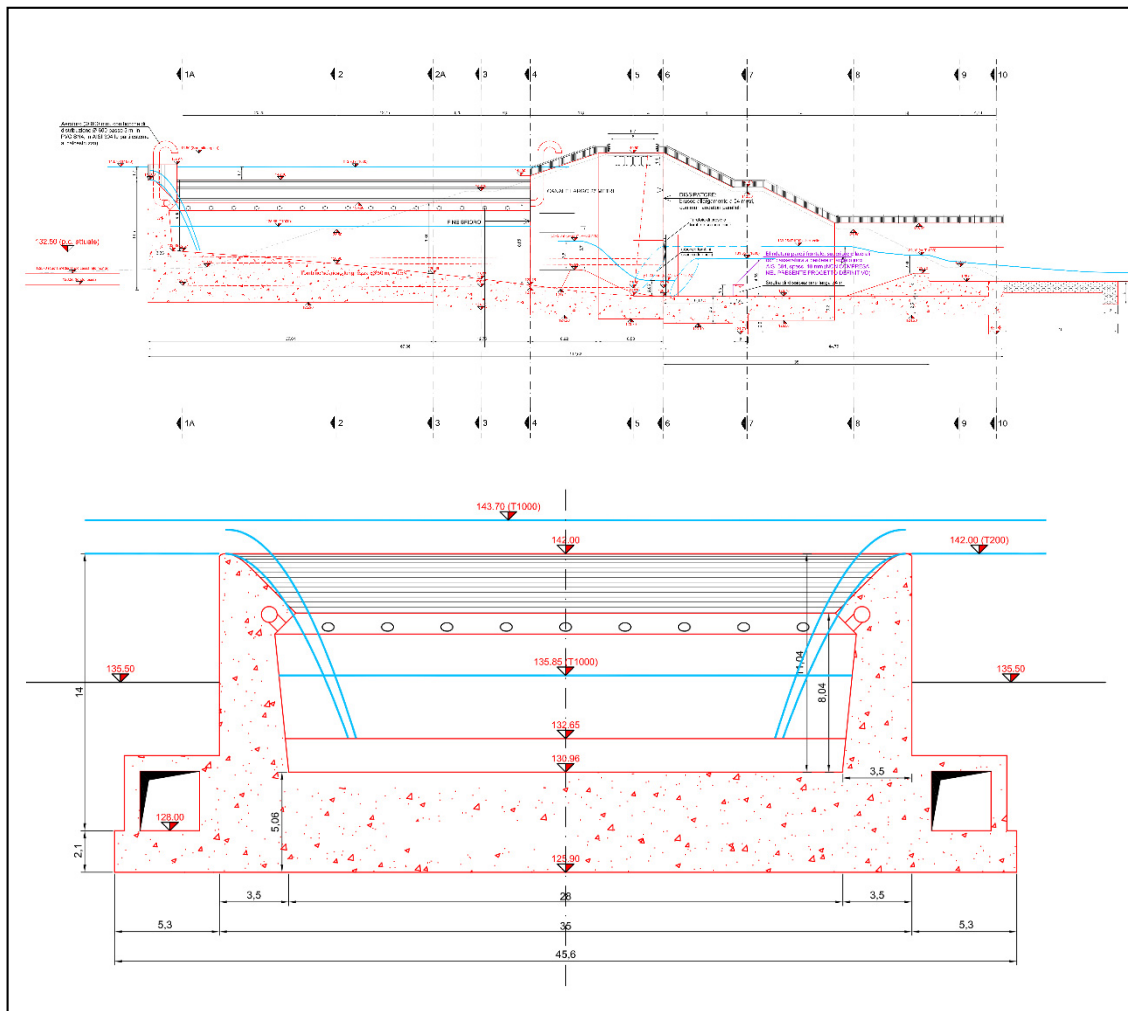


Figura 2.6 : Profilo longitudinale e sezione trasversale (Sez. 2) del manufatto C.

3 ASPETTI NORMATIVI

Per la definizione degli scenari da simulare si sono considerati i riferimenti normativi e osservazioni riportate nel seguito.

3.1 Circ. PCM/DSTN/22806 del 1995 “disposizioni attuative e integrative in materia di dighe”

“Piene artificiali e fogli di condizione per l'esercizio e la manutenzione. Nell'ambito della propria attività di vigilanza e conoscitiva il SND deve promuovere ed acquisire gli studi sulle conseguenze che hanno sui territori di valle le manovre normali ed eccezionali degli organi di scarico della diga e l'ipotetico crollo della diga stessa (art. 24, comma 6, lettera e), del D.P.R. 24 gennaio 1991 n. 85, ai fini della definizione degli scenari degli incidenti probabili, sulla base dei quali dovranno essere redatti dai prefetti i relativi piani di emergenza. A tal fine i concessionari o richiedenti la concessione o, in loro assenza, i proprietari che gestiscono direttamente le opere di sbarramento, dighe di ritenuta o traverse, indicate all'art. 1, comma 1, della legge, qualora non avessero già provveduto, devono redigere, attenendosi alle allegate "raccomandazioni" elaborate con il concorso del G.N.D.C.I., e far pervenire al SND entro sei mesi dalla data di pubblicazione della presente circolare, gli studi sugli effetti delle piene artificiali connesse alle manovre degli organi di scarico e gli studi teorici tendenti ad individuare il profilo dell'onda di piena e le aree soggette ad allagamento in conseguenza di ipotetico collasso della struttura. I sopra indicati soggetti devono altresì valutare la massima portata di piena transitabile in alveo a valle dello sbarramento, contenuta nella fascia di pertinenza fluviale come delimitata dalla competente autorità di bacino o, ove non costituita, dall'autorità competente per l'asta fluviale; il dato deve essere comunicato al Dipartimento della protezione civile ed alle locali autorità di protezione civile.”

“Raccomandazioni per la mappatura delle aree a rischio di inondazione conseguente a manovre degli organi di scarico o ad ipotetico collasso delle dighe”.

1. Requisiti degli studi.

“Gli studi relativi alle onde di piena artificiali conseguenti a manovre degli organi di scarico o ad ipotetico collasso delle dighe consistono in un elaborato tecnico conforme alle indicazioni di seguito riportate.

Lo studio è completato dalla compilazione della scheda riportata in allegato alle presenti raccomandazioni. I sopraindicati elaborati forniscono informazioni sugli scenari degli incidenti probabili in materia di dighe, anche sulla base dei quali sono redatti dai Prefetti i relativi piani di emergenza.”

2. Descrizione della diga.

“Nella prima parte degli studi sono riportate tutte le informazioni di carattere generale utili per la identificazione e localizzazione della diga e per la conoscenza del suo utilizzo e della sua gestione. In esso sono pure descritte le principali caratteristiche dello sbarramento, dei suoi organi di scarico, dell'invaso artificiale, nonché del bacino idrografico sotteso ed è inoltre segnalata e localizzata la presenza di altri sbarramenti posti a monte e/o valle della diga.

Con riferimento al progetto originario della diga, è indicata la portata di progetto degli organi di scarico ed, eventualmente, le valutazioni delle portate di piena affluente nel bacino con assegnato tempo di ritorno. Ove disponibile è riportata anche l'entità della massima piena osservata.”

3. Piene artificiali per manovre degli organi di scarico

..OMISSIS....

3.3 Rilievi della geometria a valle della diga. *“La caratterizzazione geometrica delle aree potenzialmente soggette ad inondazione deve essere effettuata in base a cartografia ufficiale, o prodotta da soggetti pubblici, di sufficiente dettaglio, di norma a scala non inferiore a 1:5000, e con l'ausilio di specifici rilievi in sito. Laddove la cartografia disponibile sia in scala 1:10000 o minore, devono essere effettuati specifici rilievi in sito per tutte le sezioni idrauliche dell'alveo e della valle interessate alla potenziale inondazione. Alla cartografia ufficiale, in tal caso, è riservato il ruolo di quadro d'assieme dei rilievi e di base per il tracciamento delle aree potenzialmente inondate. Nei casi in cui invece la cartografia disponibile sia in scala 1:5000 o sia di dettaglio ancora maggiore, i rilievi in sito sono limitati a quelle sezioni corrispondenti a particolari configurazioni morfologiche del fiume, o caratterizzate dalla presenza di infrastrutture in alveo che possono assumere un ruolo di controllo delle modalità del deflusso durante il transito della piena artificiale. Nei calcoli sono sempre utilizzate le sezioni normali alla direzione del moto, dopo aver verificato che esse risultino non solo in numero adeguato, ma anche localizzate in modo da consentire una corretta descrizione della variabilità*

della geometria dell'alveo e della valle. Nell'uso della cartografia deve essere sempre accertato che, dalla data del rilevamento, non siano intervenuti mutamenti nell'uso del territorio limitrofo al corso d'acqua, o lungo l'alveo stesso, il cui mancato rilievo possa alterare significativamente i risultati dello studio o ridurne l'immediata utilizzabilità ai fini della Protezione civile.”

3.4 Propagazione dell'onda di piena. *“Lo studio della propagazione verso valle dell'onda di piena dovuta a manovre degli organi di scarico delle dighe è affrontato, di norma, per mezzo di simulazione numerica. Non è però escluso l'impiego di modelli fisici. L'applicazione dei modelli per la simulazione numerica della propagazione delle onde di piena è facilitato dall'esistenza di opportuni codici di calcolo, generalmente facenti riferimento a schemi di moto monodimensionale in forma più o meno semplificata. All'atto della scelta del codice di calcolo è opportuno sincerarsi che esso sia stato sottoposto ad ampie verifiche e sia stato validato sulla base di situazioni reali. In tutti i casi si fa riferimento a modelli di propagazione della piena che considerano l'alveo fisso, cioè non soggetto a processi di erosione o deposito. Il modello impiegato deve tenere conto di tutti i parametri e condizioni che possono portare a sensibili scostamenti dei risultati, quali ad esempio, coefficiente di scabrezza, la presenza di ostacoli naturali o artificiali (ponti, viadotti, rilevati, etc.) forti variazioni longitudinali e trasversali dell'alveo, etc.*

In particolare il modello di propagazione deve tener conto:

- dell'eventuale presenza di marcati restringimenti delle sezioni idrauliche, sia di carattere naturale che legati alla presenza di strutture in alveo;*
- dell'inondazione di ampie aree pianeggianti o fortemente urbanizzate;*
- del sormonto di arginature o altre condizioni che portino alla formazione di zone allagate ove sia notevole l'espansione laterale della piena.*

L'alveo a valle dello sbarramento va considerato inizialmente asciutto.

L'estensione del tratto fluviale soggetto al calcolo di propagazione deve essere non minore di 20 km a meno che esso non confluisca prima in mare o in un lago di grande capacità. In caso di confluenza in un altro corso d'acqua, il calcolo può essere arrestato solo allorché quest'ultimo presenti portate di piena naturali nettamente maggiori di quelle oggetto dello studio e cioè nei casi in cui sia scontato che la piena dovuta a

manovre degli organi di scarico defluisca ben contenuta nell'alveo naturale a valle della confluenza.“

3.5. Rappresentazione dei risultati. *“Il principale risultato richiesto agli studi in questione è l'individuazione delle zone soggette a potenziale inondazione: la mappa delle aree allagabili è la sintesi dei risultati delle varie elaborazioni che riveste la maggiore importanza.*

La rappresentazione della massima estensione di tali aree deve, ovviamente, essere chiara e di facile lettura e localizzazione. È dunque necessario che essa sia tracciata su una cartografia quanto più completa ed aggiornata possibile.

È opportuno che nelle zone di maggiore espansione dell'inondazione, siano anche riportate le curve di egual valore dei tiranti idrici. Deve anche essere fornito, su supporto magnetico, un file ASCII in cui sono riportate le coordinate geografiche dei vertici della poligonale che descrive il perimetro delle aree allagate. La rappresentazione dei risultati dello studio è completata con ulteriori elaborati tra i quali gli inviluppi lungo tutto il tratto di fiume oggetto del calcolo di propagazione:

- delle massime altezze idriche;*
- dei carichi idraulici totali;*
- dei tempi di arrivo del colmo e delle quote del pelo libero;*
- delle velocità della corrente;*
- delle portate defluenti.*

È inoltre, ritenuto particolarmente utile che gli studi riportino anche i profili idrici longitudinali della piena per almeno tre istanti significativi.

Per completezza di esposizione, devono essere riportate anche le tabulazioni eventualmente sintetiche, dei valori numerici delle principali grandezze in gioco, fornite dai vari metodi o codici di calcolo adottati. Occorre anche riportare, in forma grafica e tabellare, la curva di espansione dell'invaso e quella delle portate degli scarichi in funzione della quota di invasore.”

4. Piene artificiali per ipotetico collasso della diga

Anche in questo caso lo studio deve esaminare la variabilità dei parametri maggiormente significativi e di più incerta determinazione (formazione della breccia, scabrezze,

interrimento, effetti bidimensionali, etc.), motivando adeguatamente la scelta dei valori assunti nel calcolo.

4.1. Ipotesi di cedimento

4.1.1. Dighe murarie. *“La necessità di prefigurare la condizione di rottura più gravosa in relazione alla generazione dell'onda di piena, impone che il crollo sia considerato totale, interessante cioè l'intera diga, a meno che la tipologia sia tale da richiedere la verifica di stabilità per ogni singolo elemento strutturale costituente l'opera. In tal caso il crollo può essere ragionevolmente ipotizzato parziale, interessante cioè i soli elementi strutturali di maggiore altezza, in numero comunque tale da fornire un rapporto tra le aree delle sezioni di breccia e diga non minore di 1/3.*

L'asportazione della diga, o di una parte della quale si suppone il crollo, è considerata istantanea.”

4.2. Condizioni idrauliche alla rottura

4.2.1. Dighe murarie

Per le dighe murarie è ipotizzato che il collasso della struttura non sia legato ad eventi idrologici intensi, cosicché la condizione idraulica iniziale più gravosa da considerarsi è quella di serbatoio pieno fino alla quota massima di regolazione.

Durante il processo di efflusso attraverso la breccia creatasi per rottura della diga, possono essere trascurate le portate in ingresso al serbatoio e le portate eventualmente rilasciate attraverso gli organi di scarico.

4.3. Metodi di valutazione delle portate uscenti attraverso la breccia

4.3.1. Tipo di approccio. *“Le portate uscenti attraverso la breccia a seguito del collasso di uno sbarramento di ritenuta sono valutate utilizzando metodologie di simulazione numerica. Non è però escluso il ricorso a modelli fisici”.*

4.3.2. Dighe murarie. *“Per le dighe murarie una prima valutazione dell'onda di piena effluente può essere effettuata assimilando il fenomeno della rottura all'eliminazione istantanea di una paratoia di sezione trasversale pari a quella della diga inserita in un canale prismatico, utilizzando quindi i relativi risultati teorici. Con un calcolo più accurato, generalmente basato su approcci di tipo numerico, è possibile tenere conto di*

quegli aspetti presenti nel fenomeno reale e non riprodotti dallo schema di paratoia nel canale”.

4.5. Geometria delle aree a valle della diga. *“La caratterizzazione geometrica delle aree potenzialmente soggette ad inondazione deve essere effettuata sulla base della cartografia ufficiale prodotta da soggetti pubblici, alla scala di maggior dettaglio disponibile, e con l'ausilio di specifici rilievi in sito. Laddove la cartografia disponibile sia in scala 1:25000, devono essere effettuati specifici rilievi in sito per tutte le sezioni idrauliche significative dell'alveo e della valle interessate alla potenziale inondazione, sufficienti cioè per la completa descrizione dei luoghi. Alla cartografia in scala 1:25000 è riservato il ruolo di quadro d'assieme dei rilievi e di base per il tracciamento delle aree potenzialmente inondate. Nei casi in cui invece la cartografia disponibile sia in scala 1:10000 o 1:5000, o sia di dettaglio ancora maggiore, i rilievi in sito sono limitati a quelle sezioni, corrispondenti a particolari configurazioni morfologiche del fiume o caratterizzate dalla presenza di infrastrutture in alveo, che possono assumere un ruolo di controllo delle modalità del deflusso durante il transito della piena artificiale.*

Nei calcoli sono sempre utilizzate le sezioni normali alla direzione del moto, dopo aver verificato che esse siano non solo in numero adeguato, ma anche localizzate in modo da consentire una corretta descrizione della variabilità della geometria dell'alveo e della valle. Nell'uso della cartografia occorre sempre accertare che dalla data del rilevamento, non siano intervenuti mutamenti nell'uso del territorio limitrofo al corso d'acqua, o lungo l'alveo stesso, il cui mancato rilievo possa alterare significativamente i risultati dello studio o ridurne l'immediata utilizzabilità ai fini della Protezione civile.”

4.6. Propagazione dell'onda di piena. *“Come nel caso delle onde di piena dovute a manovre degli organi di scarico, lo studio della propagazione verso valle dell'onda di piena da rottura di dighe è affrontato per mezzo di simulazione numerica. Anche in questo caso non è escluso l'impiego di modelli fisici.*

Per quanto attiene ai modelli di calcolo della propagazione in alveo dell'ipotetica onda di piena da rottura di diga, valgono considerazioni analoghe a quelle riportate al punto 3.4. All'atto della scelta del codice di calcolo è opportuno sincerarsi che esso sia stato sottoposto ad ampie verifiche e sia stato validato sulla base di situazioni reali.

Il modello impiegato deve tenere conto di tutti i parametri e condizioni che possono portare a sensibili scostamenti dei risultati, quali ad esempio coefficiente di scabrezza, la presenza di ostacoli naturali o artificiali (ponti, viadotti, rilevati, etc.) forti variazioni longitudinali e trasversali dell'alveo etc.

In particolare il modello di propagazione deve tener conto:

- dell'eventuale presenza di marcati restringimenti delle sezioni idrauliche, sia di carattere naturale che legati alla presenza di strutture in alveo;*
- dell'inondazione di ampie aree pianeggianti o fortemente urbanizzate;*
- del sormonto di arginature o altre condizioni che portino alla formazione di zone allagate ove sia notevole l'espansione laterale della piena.”*

Nella G.U. è omessa la numerazione 4.6.1. e 4.6.2.

4.6.3. Trasporto di materiale solido. *“Le modificazioni della configurazione dell'alveo fluviale, per fenomeni di deposito o di erosione durante il passaggio delle piene da rottura di dighe, possono portare a marcati scostamenti, spesso a svantaggio della sicurezza, tra i reali livelli del pelo libero e le corrispondenti valutazioni fatte supponendo il fondo dell'alveo fisso. I modelli a fondo mobile che descrivono il propagarsi dell'onda di piena, le modificazioni dell'alveo e le interazioni tra tali due fenomeni sono tuttavia alquanto complessi, spesso di difficile applicazione a situazioni reali e, generalmente, non implementati in codici di calcolo di facile impiego.*

Negli studi, quindi, è sufficiente il riferimento a considerazioni di tipo qualitativo, che consentono di individuare le zone presumibilmente soggette ad elevato deposito, con possibilità di marcati sopralzi del pelo libero od ostruzione di luci di opere di attraversamento, e le zone ove è da attendersi una forte erosione, con rischio di crolli lungo le sponde ed improvvisa immissione di quantità notevoli di materiale solido in alveo. Nei casi in cui le considerazioni di tipo qualitativo facciano emergere un'influenza notevole dei fenomeni di trasporto dei sedimenti sull'estensione delle aree potenzialmente inondabili, è auspicabile che se ne tenga conto, anche in maniera approssimata, nel modello a fondo fisso, ovvero che si ricorra all'impiego di modelli anche semplificati a fondo mobile.”

4.6.4. Estensione del tratto fluviale soggetto al calcolo di propagazione. *“Il calcolo di propagazione è esteso a tutto il tratto fluviale a valle della diga lungo il quale le massime portate dovute all'onda artificiale si mantengono superiori alle portate naturali*

considerate nella formulazione dei piani di previsione e prevenzione degli eventi di piena naturali.

In mancanza di indicazioni specifiche, può essere assunta una portata di piena naturale associata ad un tempo di ritorno pari a 500 anni. Il principio suddetto si mantiene valido anche nel caso di confluenza in laghi naturali: il calcolo può essere arrestato solo allorché l'effetto di laminazione del lago sia tale che nell'emissario le portate defluenti non superino quelle considerate nei piani di previsione e prevenzione delle piene naturali.

Nel caso di confluenza in laghi artificiali occorre riferirsi alle indicazioni riportate al punto 4.4.”

4.7. Rappresentazione dei risultati. *“Per la rappresentazione dei risultati dello studio, restano valide le considerazioni già riportate al punto 3.5.*

Il principale risultato richiesto è l'individuazione delle zone soggette a potenziale inondazione: la mappa delle aree allagabili è la sintesi dei risultati delle varie elaborazioni che riveste la maggiore importanza.

La rappresentazione della massima estensione di tali aree deve, ovviamente, essere chiara e di facile lettura e localizzazione. Affinché essa risulti di immediata utilizzazione ai fini della Protezione civile, è necessario che venga tracciata su una cartografia quanto più completa ed aggiornata possibile.

È anche opportuno che siano riportate su di essa le curve di egual valore dei tiranti idrici nelle zone di maggiore espansione dell'inondazione. Deve anche essere fornito su supporto magnetico un file ASCII in cui sono riportate le coordinate geografiche dei vertici della poligonale che descrive il perimetro delle aree allagate. La rappresentazione dei risultati dello studio è completata con ulteriori elaborati tra i quali non dovranno mancare gli inviluppi tracciati lungo tutto il tratto di fiume, oggetto del calcolo di propagazione:

- delle massime altezze idriche;*
- dei carichi idraulici totali;*
- dei tempi di arrivo del colmo;*
- delle quote del pelo libero;*
- delle velocità della corrente;*
- delle portate defluenti.*

È inoltre ritenuto particolarmente utile che gli studi riportino anche i profili idrici longitudinali della piena per almeno tre istanti significativi. Per completezza di esposizione devono essere riportate anche le tabulazioni, eventualmente sintetiche, dei valori numerici delle principali grandezze in gioco, fornite dai vari metodi o codici di calcolo adottati. E' opportuno, infine, che sulle mappe siano individuate ed evidenziate:

- le opere di attraversamento del corso d'acqua che possano essere sormontate dalla corrente o che si prestino a rischio di erosione;*
- i tronchi fluviali per i quali il pericolo di esondazione può essere aggravato da fenomeni di sovralluvionamento dell'alveo o da ostruzioni delle luci delle opere di attraversamento;*
- le aree protette dalla piena da argini o terrapieni, indicando le quote assolute del pelo libero in alveo, ottenute dal calcolo di propagazione, utilizzate per la loro perimetrazione”.*

3.2 Osservazioni istruttorie

In data 10/5/2017 sono state definite, dalla Direzione Generale per le Dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche del MIT, le osservazioni istruttorie relative al progetto definitivo dell'ottobre 2016 della cassa di espansione del torrente Baganza. Di seguito sono riportati gli aspetti generali e quelli idraulici contenuti le disposizioni seguite nel presente studio.

3.2.1 Aspetti idraulici

Verifiche preliminari

Al fine di definire, per quanto possibile, lo scenario in cui verrebbero a trovarsi le opere fuori alveo previste in progetto in occasione di eventi di piena particolarmente eccezionali, si richiede di integrare le verifiche idrauliche del t. Baganza con ulteriori simulazioni, mediante modello bidimensionale, tendenti ad individuare l'interazione delle opere in progetto con la propagazione di eventi di piena estremi e in particolare eventuali vie di deflusso fuori alveo in corrispondenza dell'area dell'intervento, per portate di piena con TR 1000 e, se del caso, 3000 anni.

... OMISSIS

Studi sulle onde artificiali di piena

Ai sensi delle Circ. LL.PP. 1125/1986 e 357/1987, devono essere presentati gli studi delle onde artificiali di piena conseguenti ad ipotetico collasso delle opere di sbarramento ed a manovre degli organi di scarico. Gli studi devono essere redatti in base a quanto disposto dalle "Raccomandazioni" allegate alla Circ. PCM/DSTN/22806 del 1995.

Tenuto conto delle finalità (laminazione delle piene), della peculiarità costruttiva (uno sbarramento del corso d'acqua più due comparti di accumulo in serie) e della tipologia strutturale delle opere (diga mista terra/calcestruzzo), si forniscono le seguenti indicazioni circa le modalità di rottura diga / apertura scarichi e le ipotesi al contorno da assumere negli studi.

Per il Collasso della diga possono essere analizzati i due seguenti scenari di collasso:

-1° scenario: Paratoie di scarico bloccate in chiusura; livello idrico a monte del manufatto A pari alla quota della soglia sfiorante del medesimo manufatto (144,90 m s.m.); portata/idrogramma in arrivo da monte pari a quello di progetto calcolato per TR 200 anni; collasso istantaneo del manufatto A; assenza di scarico dal manufatto C del comparto 2;

-2° scenario: Assenza delle opere che separano il comparto 1 dal comparto 2; livello idrico nel "comparto unico" pari alla quota di sommità degli argini del comparto 2 (145,50 m s.m.); portata/idrogramma in arrivo da monte pari a quello di progetto calcolato per TR 1000 anni, collasso progressivo degli argini del comparto 2, con avvio dell'erosione in corrispondenza della zona (o delle zone) ritenuta presumibilmente più gravosa per i territori di valle (presenza di insediamenti civili, industriali, ecc.); contemporaneo deflusso attraverso i manufatti A e C, entrambi con luci inferiori totalmente ostruite.

Per le Manovre di apertura degli organi di scarico si richiede che il livello idrico a monte sia pari alla quota della soglia sfiorante del manufatto B (143,70 m s.m.) e che l'apertura delle n.4 luci inferiori del manufatto A (6 m x 3,5 m ciascuna) sia istantanea e totale.

3.2.2 Integrazione risultati, marzo 2019

A seguito dell'incontro avvenuto a Roma presso la Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche in data 16 novembre 2018, si è convenuto di simulare un ulteriore scenario, più rispondente alla normativa vigente, che nella prima stesura della presente relazione non era contemplato. Tale scenario ipotizza paratoie di scarico bloccate

in chiusura; livello idrico a monte del manufatto A pari alla quota della soglia sfiorante del medesimo manufatto (144,90 m s.m.); collasso istantaneo del manufatto A; assenza di scarico dal manufatto C del comparto 2. Il suddetto scenario si differenzia pertanto da quello indicato come 1° scenario nelle osservazioni istruttorie del 10/05/2017, solo in quanto considera portate nulle in arrivo da monte¹.

¹ Le numerazioni sono poi state modificate.

4 COSTRUZIONE DEL MODELLO

4.1 Modello di calcolo

Il modello di calcolo utilizzato, realizzato dal gruppo di ricerca del DIA (già DICATeA), risolve il sistema di equazioni alle acque basse bidimensionali (conservazione della massa e bilancio della quantità di moto) ricorrendo al metodo dei volumi finiti. Il codice è in grado di simulare l'allagamento di un territorio, inizialmente asciutto, senza dover prefigurare un andamento prestabilito, calcolando, istante per istante, la profondità idrica e le componenti lungo x e y del vettore velocità. Il modello utilizza una griglia di calcolo Cartesiana in cui i volumi di controllo sono rappresentati da celle quadrate di dimensione arbitraria e l'equazione di chiusura, utile per la quantificazione delle perdite di carico, è l'equazione di Chézy.

Il codice adotta l'architettura CUDA (Compute Unified Device Architecture) che permette di svolgere calcoli paralleli sulle GPU delle schede video NVIDIA, sfruttando così l'intera potenza di calcolo di ciascuna GPU e migliorando le velocità di elaborazione. Per maggiori dettagli si rimanda all'Appendice A ed alla bibliografia citata ([5]-[7]). Il codice è stato ampiamente validato e testato per simulare situazioni di allagamenti sia in aree urbane che rurali².

4.2 Acquisizione dei dati plano-altimetrici dell'area

Al fine di descrivere il territorio potenzialmente inondabile, si è utilizzato un modello digitale del terreno (DTM – Digital Terrain Model) descrivente sia la zona in cui verrà realizzata l'opera idraulica sia le zone vallive. Per queste ultime è stato impiegato il DTM a passo 1 m derivato dal rilievo LiDAR effettuato nel giugno 2016 dalla Compagnia Generale Riprese Aeree (CGR) di Parma.

Gli estremi dell'area di studio sono stati individuati a settentrione con l'orizzontale passante per l'autostrada a nord, ad est con la verticale passante per l'abitato di Pilastrello, ad ovest con la verticale passante per la zona Crocetta e a sud con il ponte di Sala Baganza. Più precisamente l'area interessata dallo studio (Figura 4.1) è delimitata da una griglia di

² Alluvioni del 13 ottobre 2014 della città di Parma, del 19 gennaio 2014 dei territori modenesi a seguito della rotta arginale sul fiume Secchia, del 14 settembre 2015 in corrispondenza dell'abitato di Farini, in val Nure (PC), ecc..

dimensioni: 597000 (X min), 605700 (X max), 4951600 (Y min), 4967350 (Y max) nel sistema di riferimento UTM-WGS84. In realtà il DTM risulta in parte limitato nella parte nord-ovest, come è mostrato nella Figura 4.1, dal termine del rilievo LiDAR.

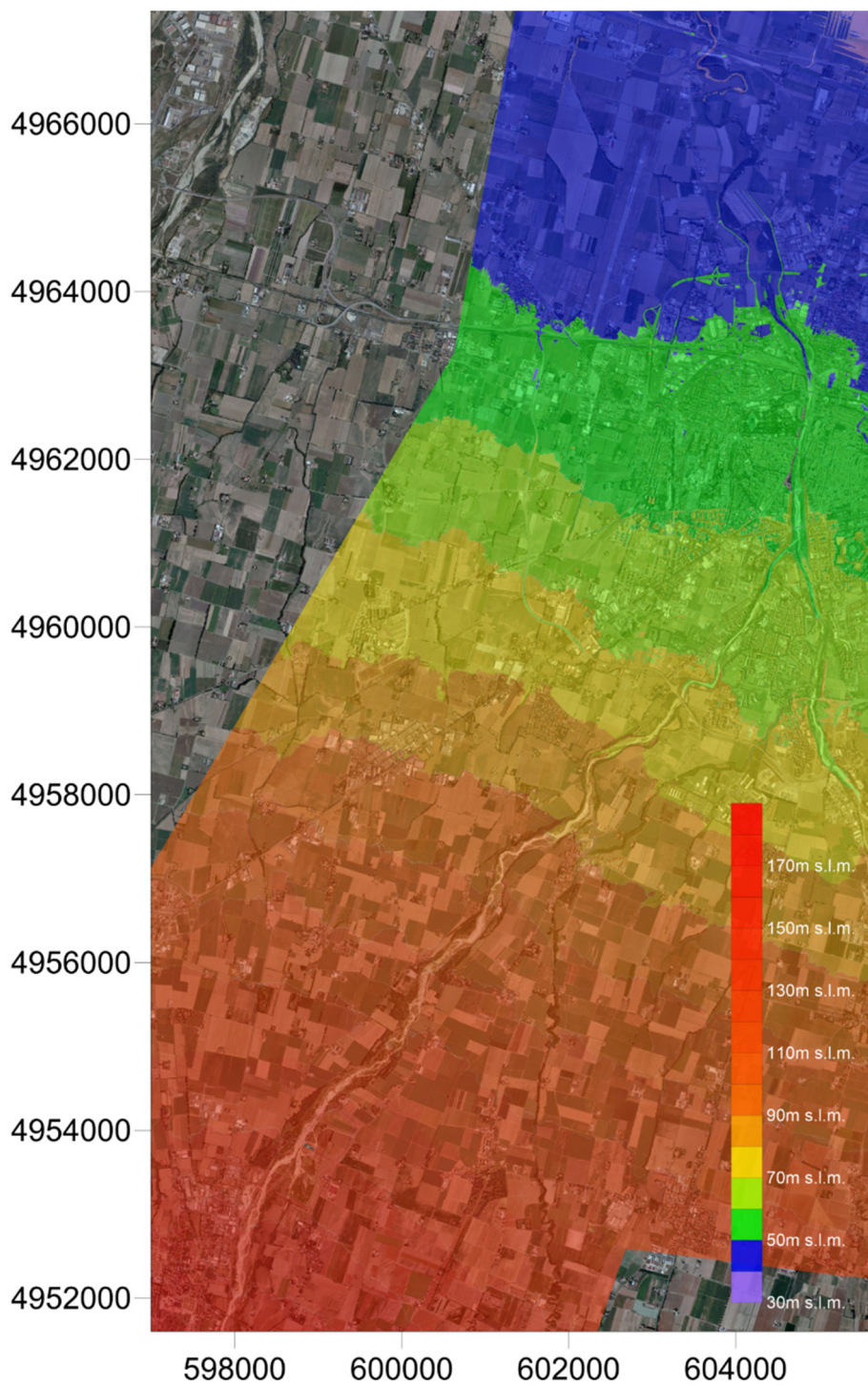


Figura 4.1: Area coperta dal rilievo LiDAR oggetto di studio.

4.3 Costruzione del reticolo di calcolo – Batimetria

Il modello digitale del terreno è formato da una matrice a maglia quadrata in cui ad ogni nodo è associata l'informazione altimetrica (Figura 4.2).

Nel presente studio si è scelto di utilizzare una batimetria precedentemente elaborata dal gruppo di ricerca del DICATeA in cui il rilievo LiDAR a disposizione (a passo 1 m) è stato diradato ottenendo quindi una griglia di calcolo Cartesiana con celle di $2\text{ m} \times 2\text{ m}$, mantenendo però rigorosamente tutte le quote di contenimento (argini, strade) presenti nel DEM originale; la dimensione di $2\text{ m} \times 2\text{ m}$ consente una descrizione di estremo dettaglio del terreno, mantenendo i tempi di calcolo entro limiti accettabili.

In definitiva la griglia utilizzata risulta composta da un totale di 64.9 mln di nodi, dei quali 38.4 effettivamente utilizzati nel calcolo.

Grazie ad un precedente lavoro di ricerca effettuato dagli scriventi, l'altimetria utilizzata è stata corretta ed integrata in numerosi punti; in particolare tale correzioni hanno riguardato la sponda sinistra del torrente Parma (nel tratto cittadino a valle della confluenza dei due torrenti) ed il tratto di alveo del torrente Baganza compreso fra il ponte della tangenziale Sud e ponte Nuovo (o dei Carrettieri), interessato recentemente da importanti lavori di svaso e manutenzione straordinaria. Tali elementi infatti, avendo larghezza inferiore ad 1 m, non erano rappresentati correttamente nel DEM.

Particolare attenzione è stata poi posta nella rappresentazione della cassa di espansione e degli organi di scarico superficiale (Figura 4.2), compresi gli elementi di dissipazione dei manufatti A e C.

Per queste elaborazioni si è utilizzato il software commerciale Golden Surfer® 13 [4].

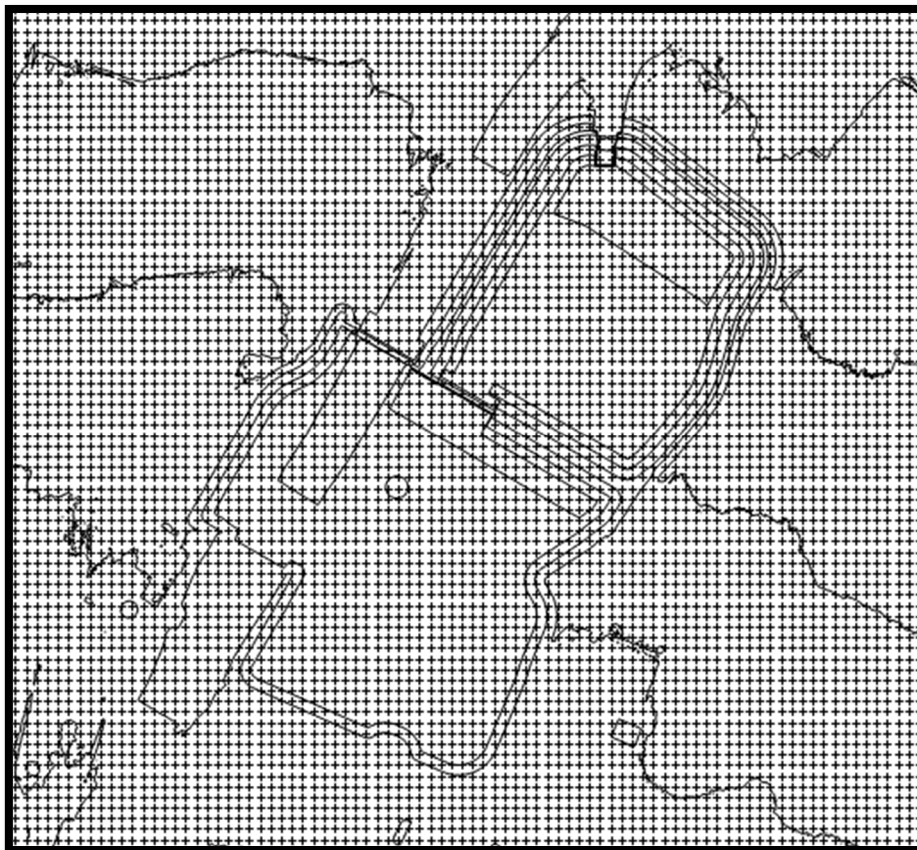


Figura 4.2: Griglia di calcolo rappresentante la cassa di espansione.

4.4 Condizioni iniziali e condizioni al contorno

Le condizioni iniziali prevedono la definizione dello stato del sistema nell'istante di riferimento iniziale. In particolare vengono caratterizzati il valore di altezza idrica e le componenti u e v della velocità (rispettivamente lungo x e y).

In tutte le simulazioni il dominio è stato considerato inizialmente asciutto. Nei casi di cedimenti strutturali (dam-break e dam-breach), la prima fase di simulazione ha riguardato il riempimento della cassa, a cui ha fatto seguito, una volta raggiunta la quota stabilita, il cedimento del manufatto.

Le condizioni al contorno utilizzate sono state le seguenti:

- una condizione di portata entrante in corrispondenza del ponte di Sala Baganza per tutte le simulazioni, ad eccezione di quella dam-break in assenza di onde da monte (scenario 2-bis) per la quale l'apporto proveniente da monte è nullo e di quella di apertura degli organi di scarico, per la quale la portata calcolata a seguito dello

svuotamento della cassa è stata imposta in corrispondenza dell'uscita delle bocche del manufatto A.

- una condizione di scala di deflusso (relazione fra portata transitante e tirante idrico) a valle, in corrispondenza dell'attraversamento del ponte dell'autostrada. Tale scala di deflusso è stata ricavata da studi pregressi effettuati dal DICATeA mediante un modello monodimensionale dell'asta fluviale del torrente Parma da ponte Verdi (in città) fino alla confluenza in Po.

4.5 Coefficiente di scabrezza

La propagazione dell'onda di piena varia in relazione all'andamento del terreno e alla scabrezza di quest'ultimo. Il coefficiente di scabrezza esplica numericamente le resistenze al moto di propagazione dell'onda di piena offerte dal terreno e dai materiali (naturali o artificiali) presenti su di esso.

Per la stima di questo parametro si è scelto di riferirsi alla letteratura tecnica, più precisamente il coefficiente di Chèzy χ relativo alla scabrezza è stato espresso secondo la formulazione proposta da Manning, ovvero: $\chi = \frac{1}{n} R^{1/6}$ dove $n [m^{-\frac{1}{3}} s]$ è il coefficiente di scabrezza di Manning e $R [m]$ è il raggio idraulico.

Nelle simulazioni è stato adottato per le aree non urbanizzate un valore di scabrezza pari a $0.05 [m^{-\frac{1}{3}} s]$, mentre per descrivere l'effetto di ulteriore resistenza indotto dagli edifici nelle aree urbanizzate si è utilizzato il valore $0.13 [m^{-\frac{1}{3}} s]$. Tali valori sono stati assunti sulla base di alcuni studi svolti dagli scriventi relativamente all'evoluzione dell'allagamento conseguente all'evento alluvionale del 13 ottobre 2014.

5 SIMULAZIONI E RISULTATI

Le simulazioni condotte, secondo quanto definito dalla normativa e dalle osservazioni istruttorie riportate nel capitolo 3, sono state le seguenti:

1. Due simulazioni volte a definire gli scenari di interazione delle opere in progetto con la propagazione di eventi di piena estremi (con tempi di ritorno di 1000 e 3000 anni);
2. Due simulazioni riguardanti gli scenari di allagamento conseguenti a Dam-break del manufatto A (collasso istantaneo) in assenza e in presenza di un'onda di piena in ingresso da monte con tempo di ritorno di 200 anni;
3. Una simulazione riguardante gli scenari di allagamento conseguenti al cedimento a seguito di tracimazione dell'argine in terra del comparto 2 (collasso graduale);
4. Una simulazione riguardante gli scenari di allagamento conseguenti alla brusca apertura degli organi di scarico.

Per ogni simulazione sono riportati i grafici delle portate defluenti in assegnate sezioni, le mappe con gli andamenti delle massime quote idriche, delle massime profondità, delle massime velocità, dei tempi di arrivo del fronte di allagamento e, in alcuni casi, la mappa delle massime profondità totali (la cui definizione ed i cui significato sono riportati in Appendice B).

Sono poi stati realizzati filmati (con visualizzazione 2D e, talvolta, 3D) dell'evoluzione dell'allagamento (inseriti nel DVD allegato alla presente relazione).

5.1 Scenario 1a

In questa simulazione è stato analizzato lo scenario di riempimento della cassa di espansione in occasione di un evento di piena di tempo di ritorno $T=1000$ (Figura 5.1) al fine di accertarsi se l'onda di piena in arrivo da monte sia completamente contenuta in alveo o, al contrario, aggiri la cassa di espansione, allagando i territori limitrofi.

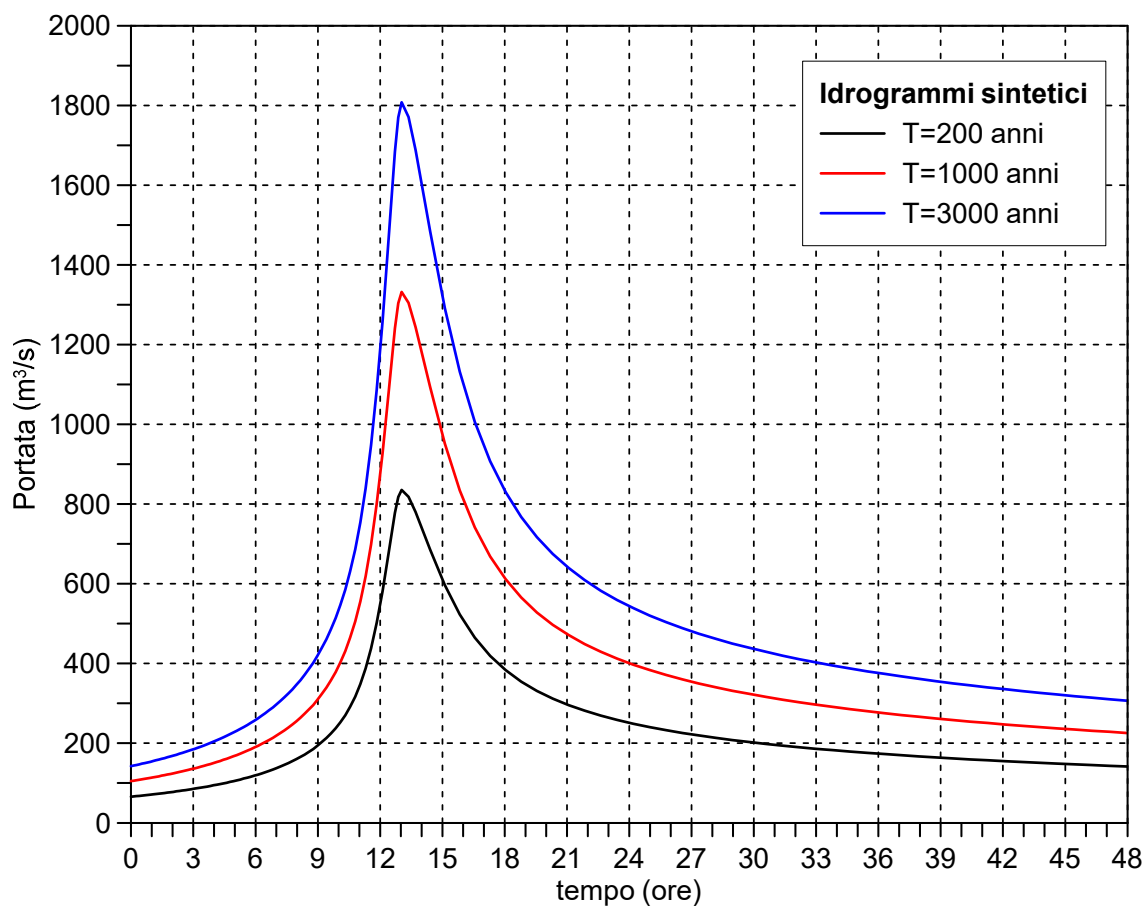


Figura 5.1: Idrogrammi sintetici di tempo di ritorno $T=200$, 1000 e 3000 anni.

5.1.1 Evoluzione del riempimento della cassa

Le Figure 5.2÷5.5 riportano, in una visualizzazione 3D vista da valle, l'evoluzione del riempimento della cassa. La sezione di ingresso è in corrispondenza della condizione al contorno di monte, ubicata immediatamente a valle del ponte di Sala Baganza. Dopo circa 6 ore dall'inizio dell'evento (Figura 5.2) il comparto 1 raggiunge la quota del ciglio sfiorante del manufatto B ed il comparto 2 comincia ad invasarsi. La portata proveniente da monte è ancora tutta contenuta nell'alveo attivo. Al tempo $t=8:00$ ore (Figura 5.3) il livello idrico nel comparto 1 raggiunge la quota del ciglio sfiorante del manufatto A e l'acqua comincia a tracimare nella vasca di dissipazione al piede. La portata proveniente da monte è ancora completamente contenuta nell'alveo attivo del Baganza. Al tempo $t=12:30$ ore (Figura 5.4) l'aumento di portata proveniente da monte provoca l'impegno di parte del solco vallivo del Baganza in sponda destra e parte della portata entra nella cassa dal lato di monte, tracimando sopra la sponda sud della cassa stessa. Un piccolo

volume idrico si accumula a monte, ma rimane ivi confinato dalla morfologia del terreno. Nel contempo anche il livello idrico nel comparto 2 ha raggiunto la quota del ciglio sfiorante del manufatto C e parte della portata comincia a tracimare, aggiungendosi a quella tuttora tracimante sopra il manufatto A.

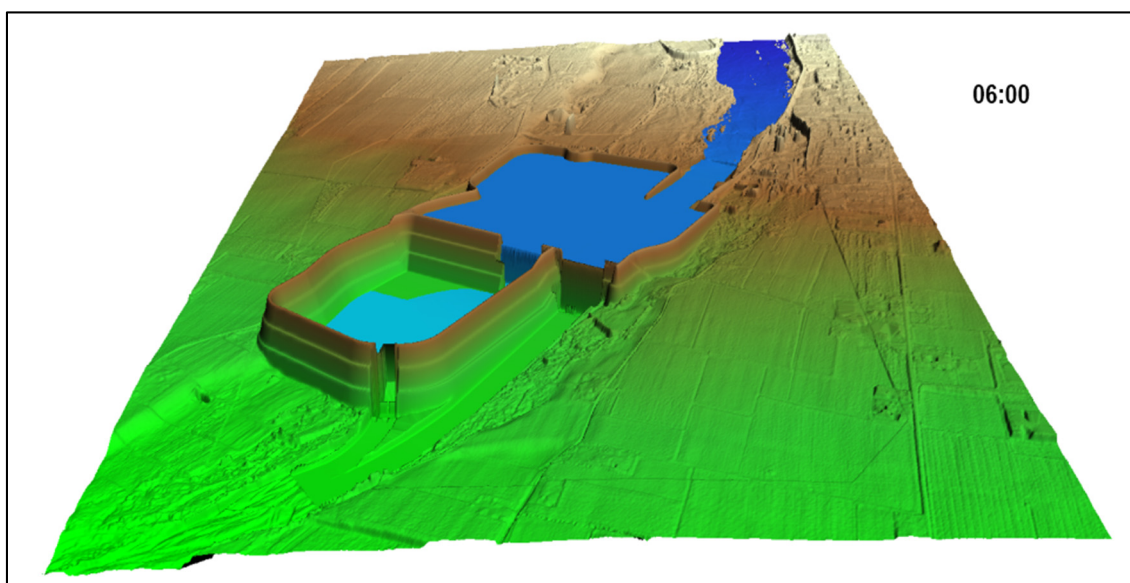


Figura 5.2: Evento di tempo di ritorno $T=1000$ anni: evoluzione del riempimento della cassa al tempo $t=6$ ore.

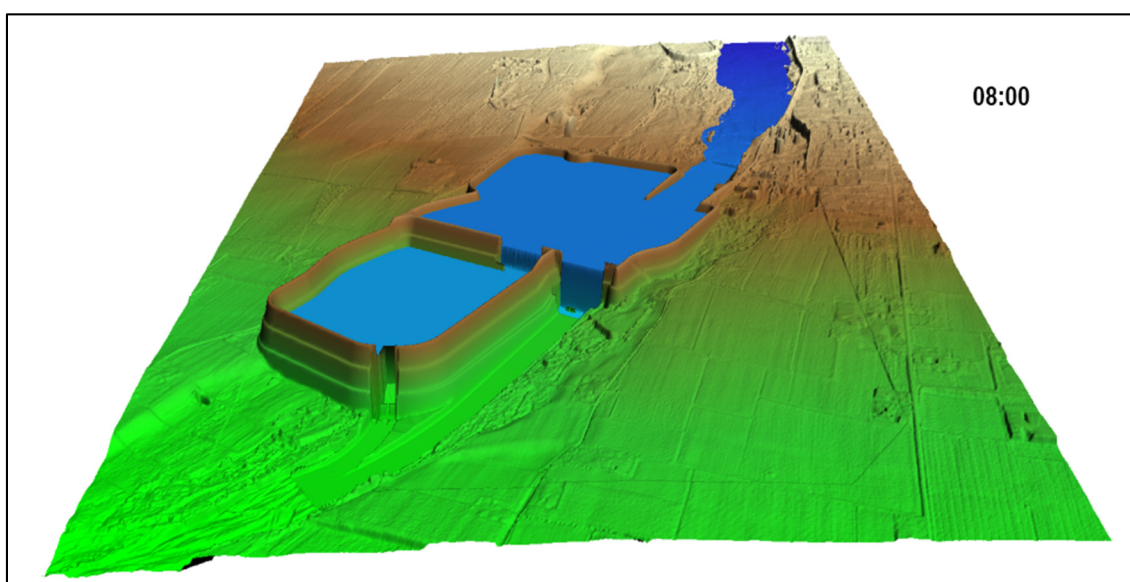


Figura 5.3: Evento di tempo di ritorno $T=1000$ anni: evoluzione del riempimento della cassa al tempo $t=8$ ore.

Al tempo $t=14:00$ (Figura 5.5) si raggiunge il massimo riempimento dell'alveo a monte, in concomitanza con il sopraggiungere del colmo dell'onda di piena entrante. La

morfologia della valle è comunque in grado di contenere le acque, parte delle quali continuano ad entrare nella cassa dal lato sud e non attraverso l'alveo sistemato. Il volume idrico accumulato a monte rimane comunque confinato dalla morfologia del terreno. I manufatti A e C continuano a scaricare la portata proveniente da monte, il manufatto B è fortemente rigurgitato dai livelli raggiunti nel comparto 2.

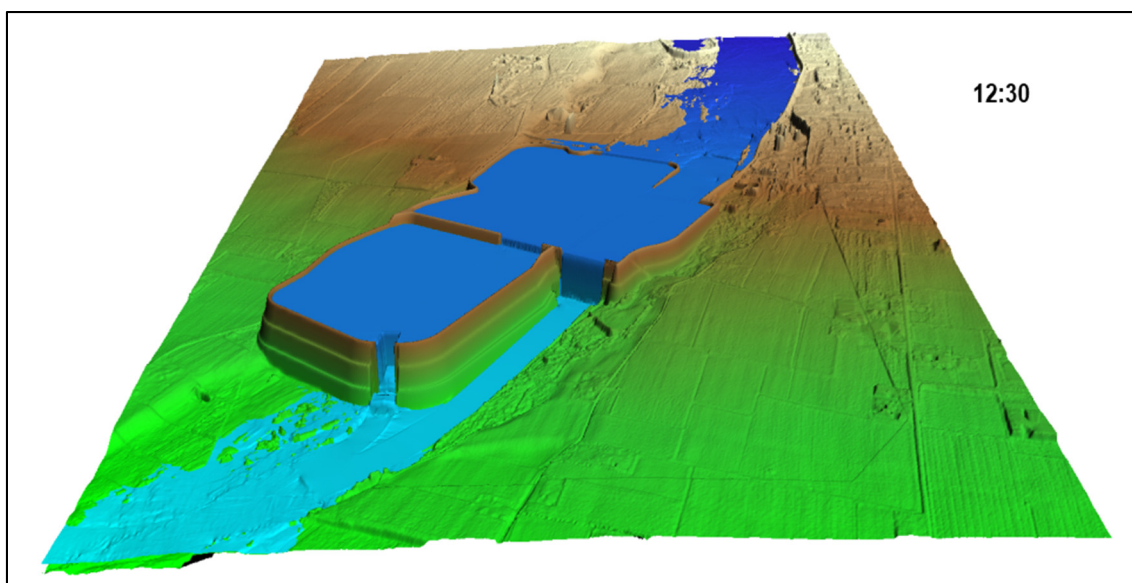


Figura 5.4: Evento di tempo di ritorno $T=1000$ anni: evoluzione del riempimento della cassa al tempo $t=12:30$ ore.

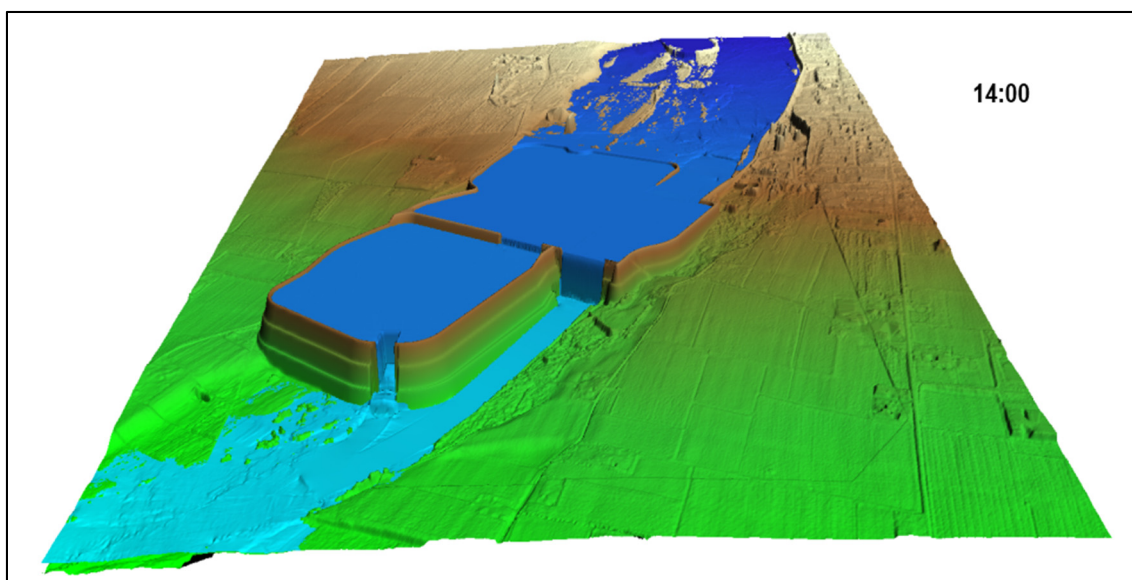


Figura 5.5: Evento di tempo di ritorno $T=1000$ anni: evoluzione del riempimento della cassa al tempo $t=14:00$ ore.

5.1.2 Involuppi dei risultati ottenuti

La Figura 5.6 riporta la mappa delle quote idriche massime (non contemporanee) ottenute dalla simulazione. Si apprezza, in sponda destra, l'allagamento di una porzione significativa della valle, debolmente incisa, del torrente Baganza. Si apprezza anche il sormonto del limite sud del comparto 1 della cassa, già descritto in precedenza. L'allagamento rimane comunque confinato a sud, non raggiunge mai la strada Montanara a est e non aggira la cassa. In sinistra idraulica, le maggiori quote del piano campagna garantiscono il totale contenimento. Le quote idriche massime nei due comparti garantiscono franchi³ di circa 60 cm (Comparto 2) e 90 cm (Comparto 1).

La Figura 5.7 riporta la mappa delle massime profondità idriche. I valori maggiori si raggiungono ovviamente all'interno dei comparti delle due casse, e segnatamente nel comparto 2, con profondità di oltre 15 m. A sud, in corrispondenza della zona di tracimazione diretta entro il comparto 1, le profondità sono inferiori al metro.

La Figura 5.8 riporta la mappa delle massime velocità idriche (in modulo). I valori maggiori si riscontrano in corrispondenza della briglia di monte e dei manufatti di sfioro A e C. Valori apprezzabili ($\cong 2.5$ m/s) si registrano anche al piede del manufatto B, evidentemente durante la prima fase di riempimento del comparto 2, in assenza di un controcarico. A monte, in sponda destra, le velocità sono ovunque inferiori a 1.5 m/s, compresa la zona di tracimazione diretta entro la cassa.

5.1.3 Idrogrammi in ingresso/ uscita dalla cassa

La Figura 5.7 riporta gli idrogrammi in ingresso/ uscita dalla cassa di espansione. Come si può notare, nelle prime ore la portata uscente è nulla per l'ipotizzata totale chiusura delle luci di fondo del manufatto A. La portata massima in uscita, somma di quella tracimante sopra i manufatti A e C, è di poco inferiore a quella massima entrante. Ciò è dovuto al totale riempimento della cassa durante la fase iniziale dell'evento. Quando sopraggiunge il colmo dell'onda in ingresso, la cassa è già piena e il modesto effetto di laminazione residuo è da imputare esclusivamente all'ulteriore volume invasato al di sopra dei cigli sfioranti dei manufatti A e C.

³ Si ricorda che le luci di fondo del manufatto A sono state considerate completamente occluse.

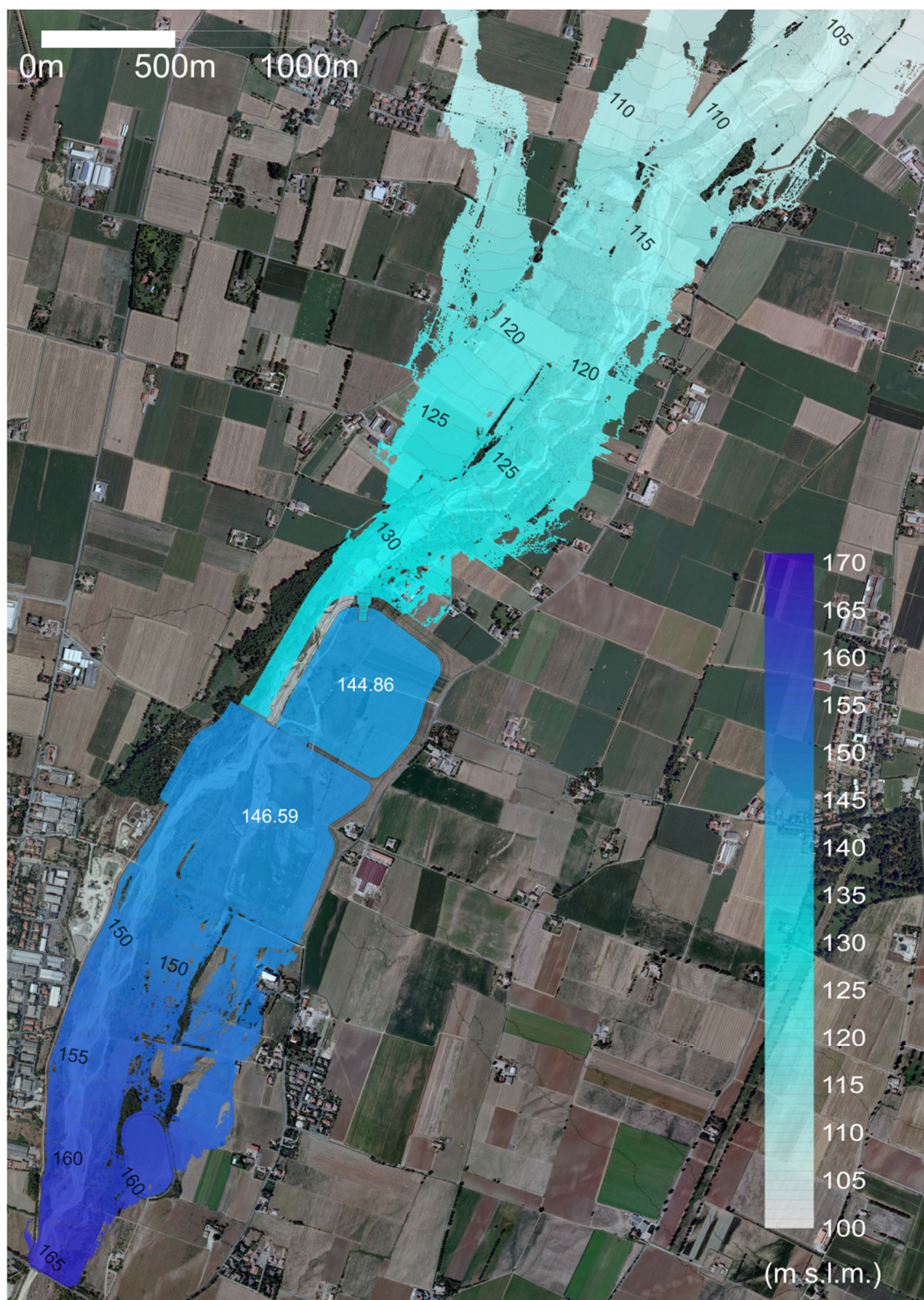


Figura 5.6: Inviluppo delle massime quote idriche nel comparto di studio (tempo di ritorno 1000 anni).

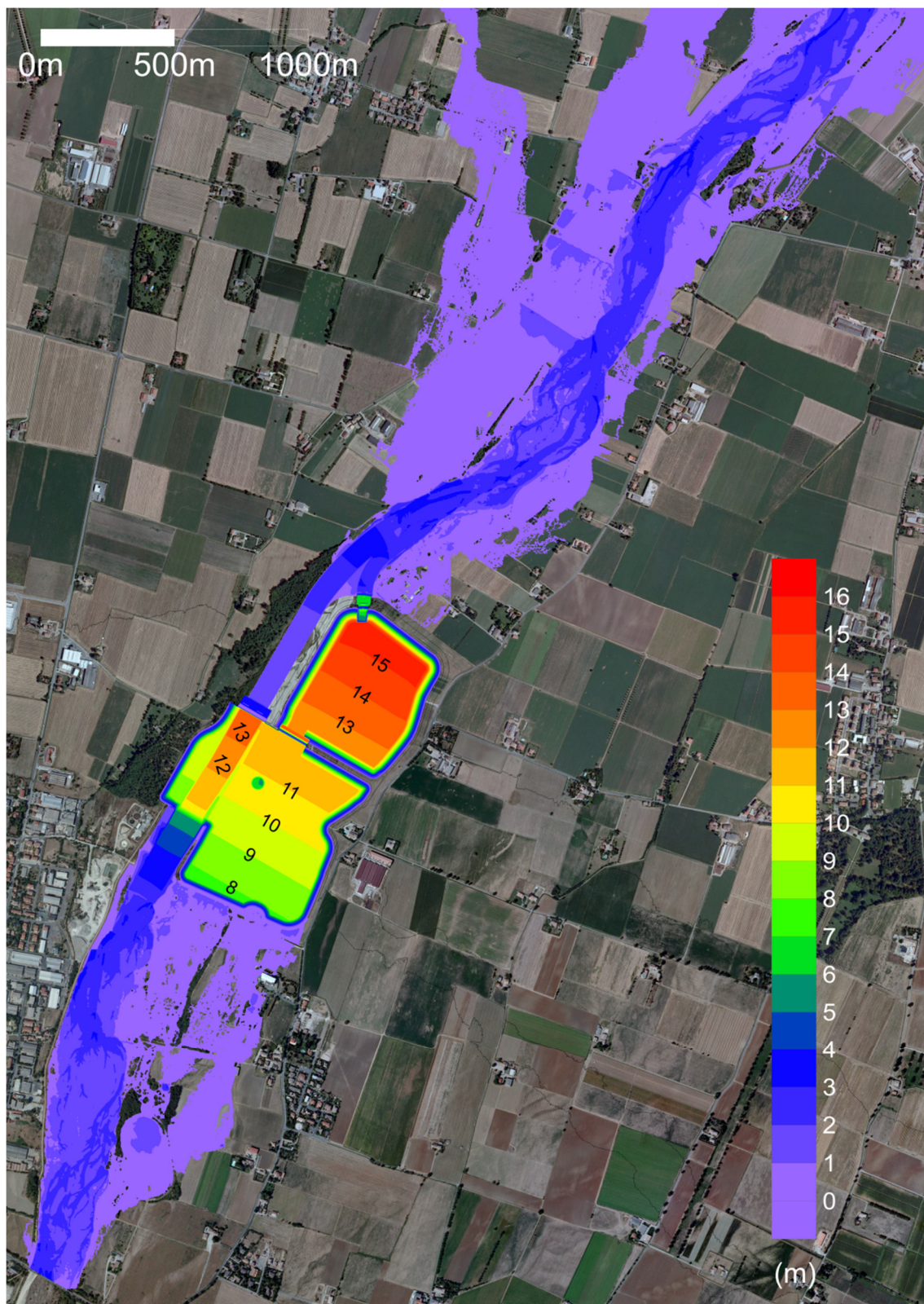


Figura 5.7: Inviluppo delle massime profondità nel comparto di studio (tempo di ritorno 1000 anni).

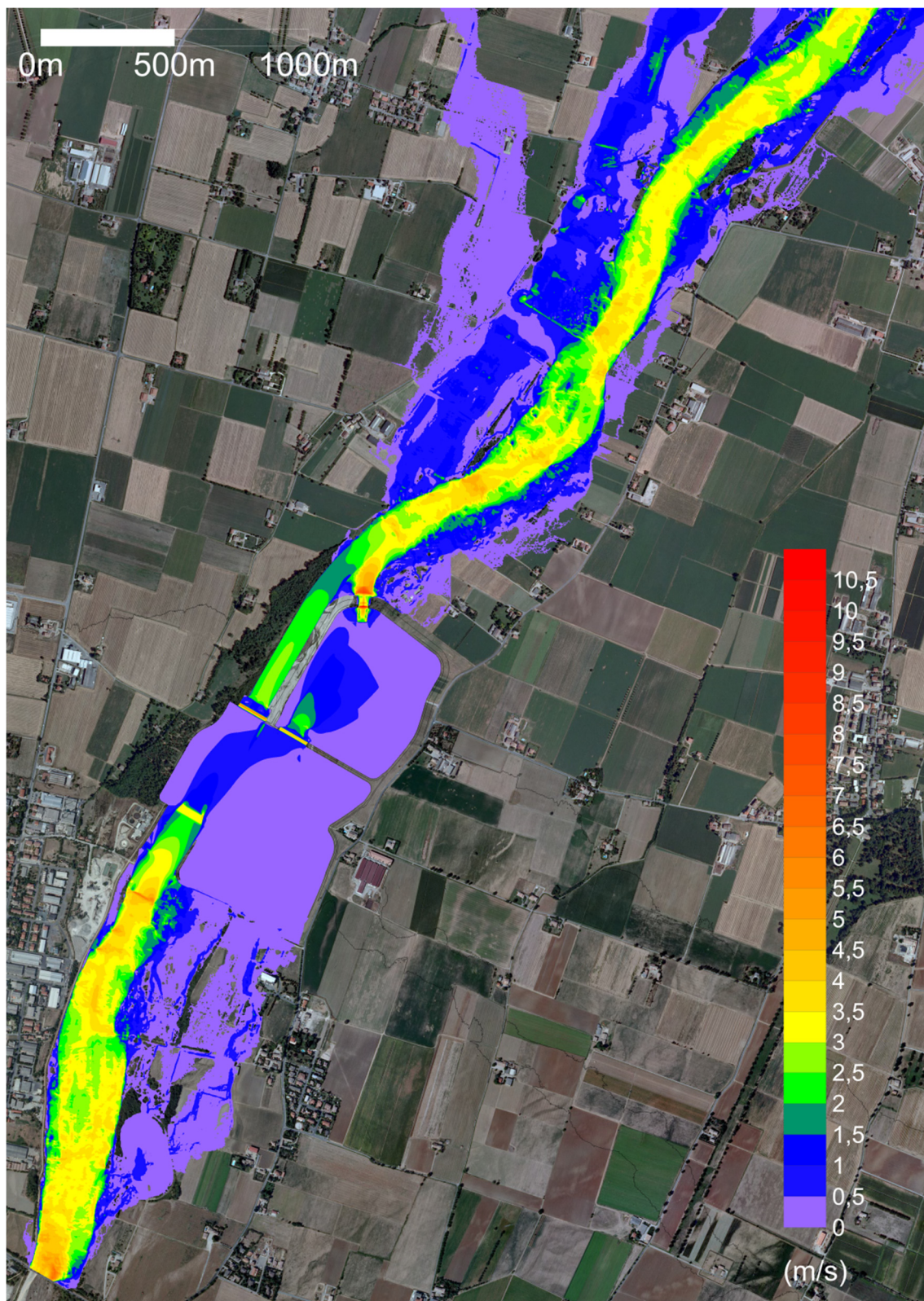


Figura 5.8: Inviluppo delle massime velocità nel comparto di studio (tempo di ritorno 1000 anni).

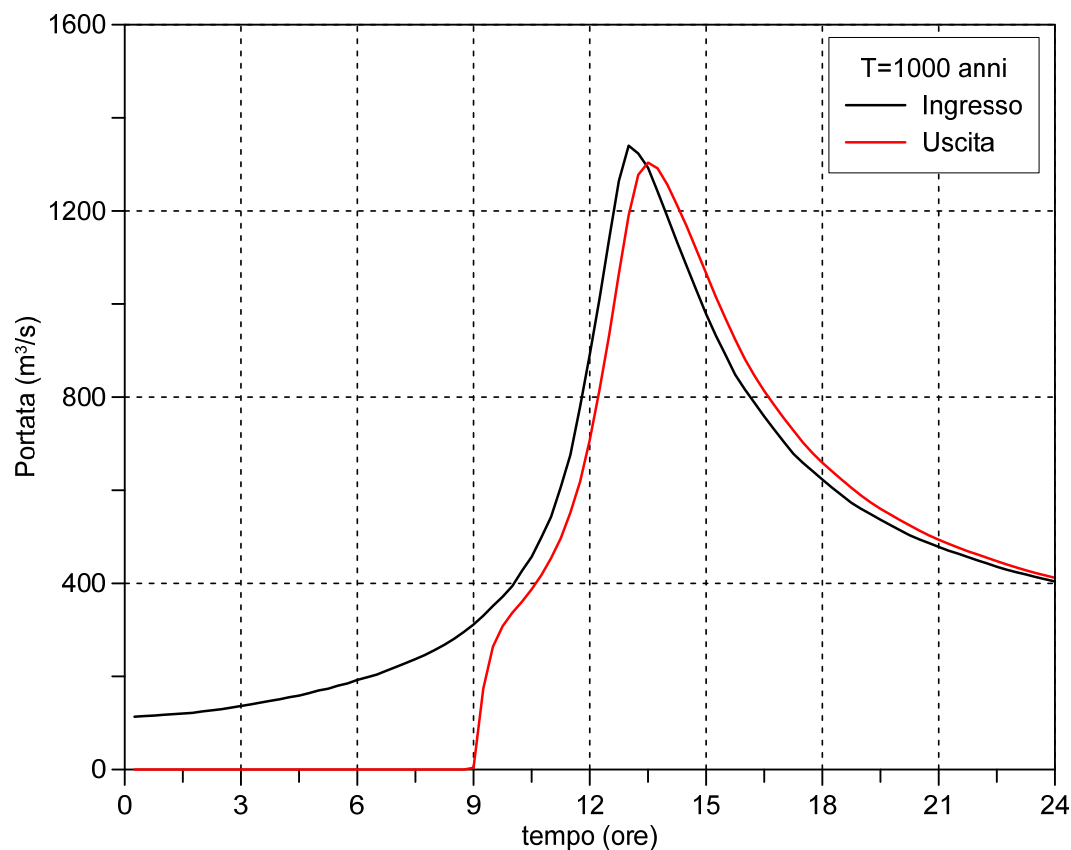


Figura 5.9: Idrogrammi in ingresso ed in uscita dalla cassa (T=1000 anni).

5.2 Scenario 1b

In questa simulazione è stato analizzato lo scenario di riempimento della cassa di espansione in occasione di un evento di piena di tempo di ritorno T=3000 (Figura 5.1).

5.2.1 Evoluzione del riempimento della cassa

Le Figure 5.10÷5.13 riportano, in una visualizzazione 3D vista da valle, l'evoluzione del riempimento della cassa. L'evoluzione è molto simile a quella già descritta per l'evento di tempo di ritorno T=1000 anni, con un'anticipazione di tutti i fenomeni. Dopo circa 4:30 ore dall'inizio dell'evento (Figura 5.10) il comparto 1 raggiunge la quota del ciglio sfiorante del manufatto B ed il comparto 2 comincia ad invasarsi. La portata proveniente da monte è ancora tutta contenuta nell'alveo attivo. Al tempo t=6:00 ore (Figura 5.11) il livello idrico nel comparto 1 raggiunge la quota del ciglio sfiorante del manufatto A e l'acqua comincia a tracimare nella vasca di dissipazione al piede. La portata proveniente da monte è ancora completamente contenuta nell'alveo attivo del Baganza. Al tempo

$t=11:45$ ore (Figura 5.12) l'aumento di portata proveniente da monte provoca l'impegno di parte del solco vallivo del Baganza in sponda destra e parte della portata entra nella cassa dal lato di monte, tracimando sopra la sponda sud della cassa stessa. Un piccolo volume idrico si accumula a monte, ma rimane ivi confinato dalla morfologia del terreno. Nel contempo anche il livello idrico nel comparto 2 ha raggiunto la quota del ciglio sfiorante del manufatto C e parte della portata comincia a tracimare, aggiungendosi a quella tuttora tracimante sopra il manufatto A.

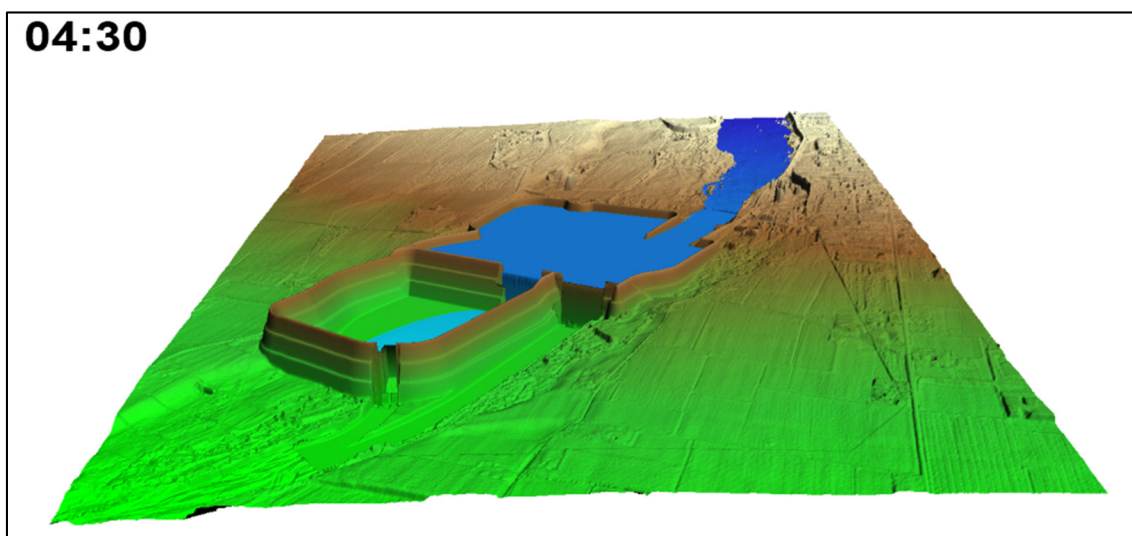


Figura 5.10: Evento di tempo di ritorno $T=3000$ anni: evoluzione del riempimento della cassa al tempo $t=4:30$ ore.

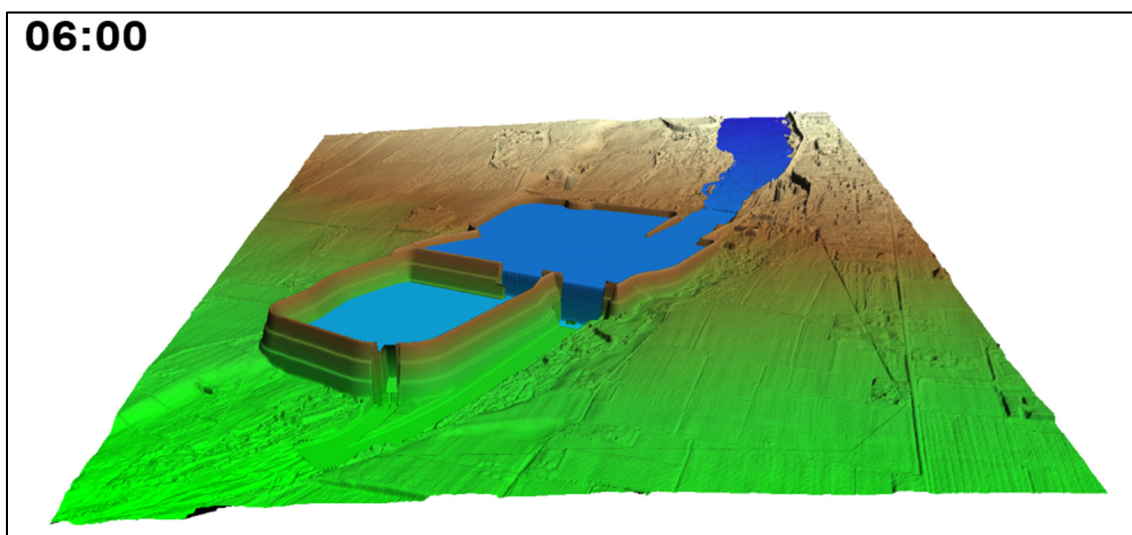


Figura 5.11: Evento di tempo di ritorno $T=3000$ anni: evoluzione del riempimento della cassa al tempo $t=6$ ore.

11:45

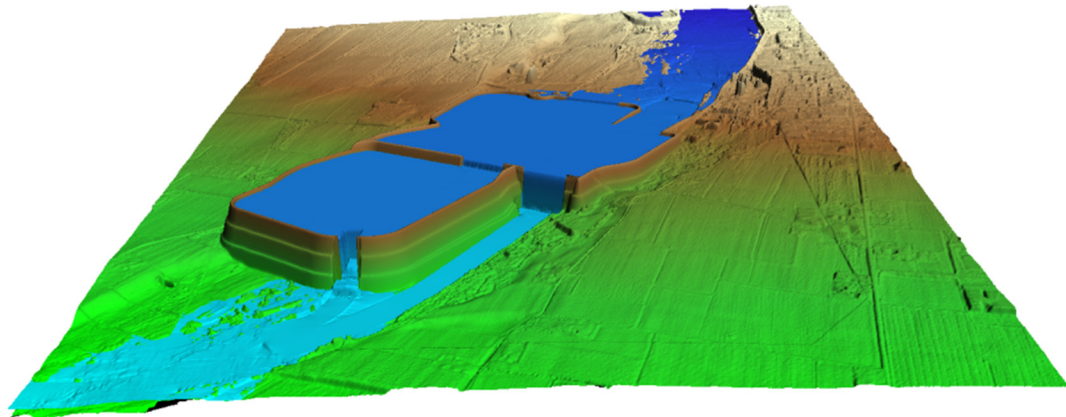


Figura 5.12: Evento di tempo di ritorno $T=3000$ anni: evoluzione del riempimento della cassa al tempo $t=11:45$ ore.

Al tempo $t=13:00$ (Figura 5.13) si raggiunge il massimo riempimento dell'alveo a monte, in concomitanza con il sopraggiungere del colmo dell'onda di piena entrante. La morfologia della valle è comunque in grado di contenere le acque, parte delle quali continuano ad entrare nella cassa dal lato sud e non attraverso l'alveo sistemato. Il volume idrico accumulato a monte rimane comunque confinato dalla morfologia del terreno. I manufatti A e C continuano a scaricare la portata proveniente da monte, il manufatto B è fortemente rigurgitato dai livelli raggiunti nel comparto 2.

13:00

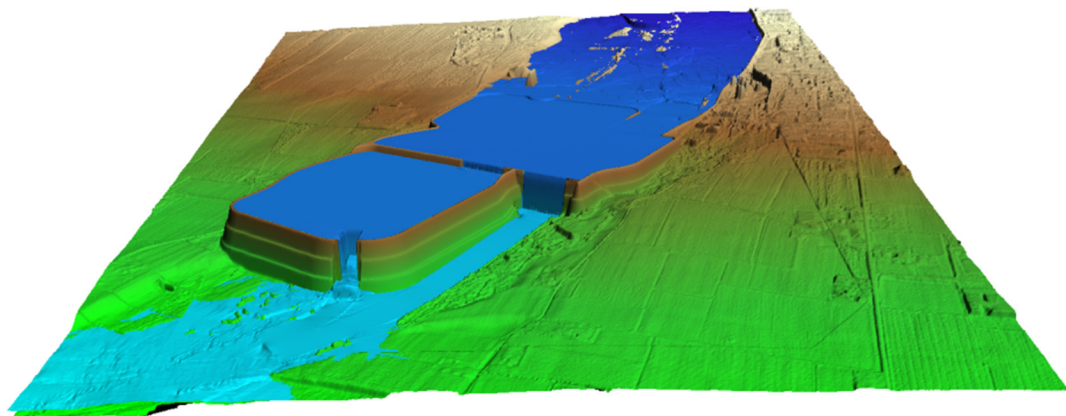


Figura 5.13: Evento di tempo di ritorno $T=3000$ anni: evoluzione del riempimento della cassa al tempo $t=13:00$ ore.

5.2.2 Involuppi dei risultati ottenuti

La Figura 5.14 riporta la mappa delle quote idriche massime (non contemporanee) ottenute dalla simulazione. Si apprezza, in sponda destra, l'allagamento di una porzione significativa della valle, debolmente incisa, del torrente Baganza. Si apprezza anche il sormonto del limite sud del comparto 1 della cassa, già descritto in precedenza. L'allagamento rimane comunque confinato a sud, non raggiunge mai la strada Montanara a est e non aggira la cassa. In sinistra idraulica, le maggiori quote del piano campagna garantiscono il totale contenimento. Le quote idriche massime nei due comparti garantiscono franchi di circa 20 cm (comparto 2) e 40 cm (comparto 1).

La Figura 5.15 riporta la mappa delle massime profondità idriche. I valori maggiori si raggiungono ovviamente all'interno dei comparti delle due casse, e segnatamente nel comparto 2, con profondità di oltre 15 m. A sud, in corrispondenza della zona di tracimazione diretta entro il comparto 1, le profondità sono di poco superiori al metro.

La Figura 5.16 riporta la mappa delle massime velocità idriche (in modulo). Anche in questo caso i valori maggiori si riscontrano in corrispondenza della briglia di monte e dei manufatti di sfioro A e C. Valori apprezzabili ($\cong 2.5$ m/s) si registrano anche al piede e poco a valle del manufatto B, evidentemente durante la prima fase di riempimento del comparto 2, in assenza di un controcarico. A monte, in sponda destra, le velocità sono anche in questo caso ovunque inferiori a 1.5 m/s, compresa la zona di tracimazione diretta entro la cassa.

5.2.3 Idrogrammi in ingresso/ uscita dalla cassa

La Figura 5.17 riporta gli idrogrammi in ingresso/uscita dalla cassa di espansione. Come nel caso precedente, nelle prime ore la portata uscente è nulla per l'ipotizzata totale chiusura delle luci di fondo del manufatto A. La portata massima in uscita, somma di quella tracimante sopra i manufatti A e C, è di pochissimo inferiore a quella massima entrante, per le ragioni esposte in precedenza, ovvero per il totale riempimento della cassa durante la fase iniziale dell'evento. Quando sopraggiunge il colmo dell'onda in ingresso, la cassa è già piena e il modestissimo effetto di laminazione residuo è da imputare esclusivamente all'ulteriore volume invasato al di sopra dei cigli sfioranti dei manufatti A e C.

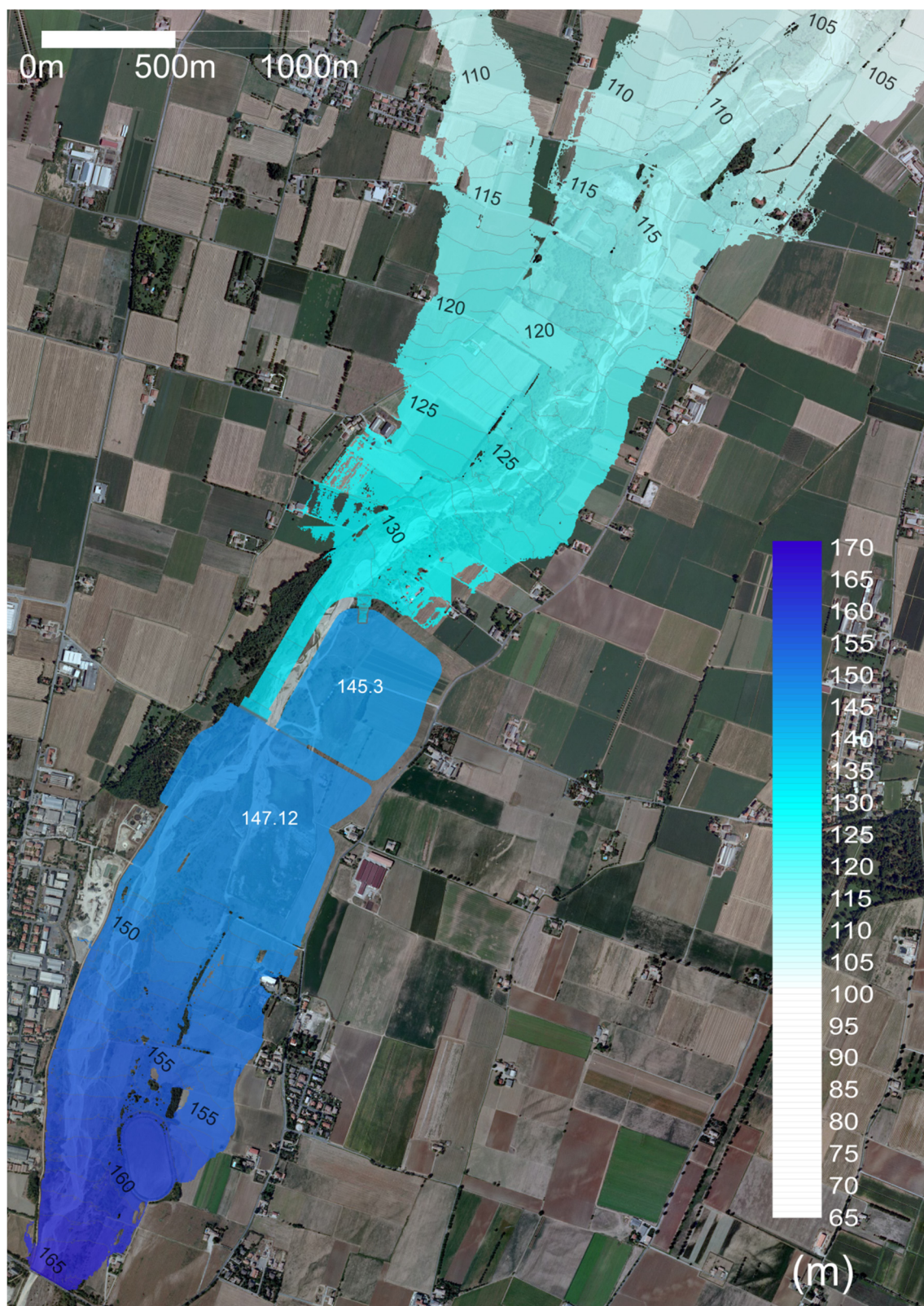


Figura 5.14: Inviluppo delle massime quote idriche nel comparto di studio (tempo di ritorno 3000 anni).

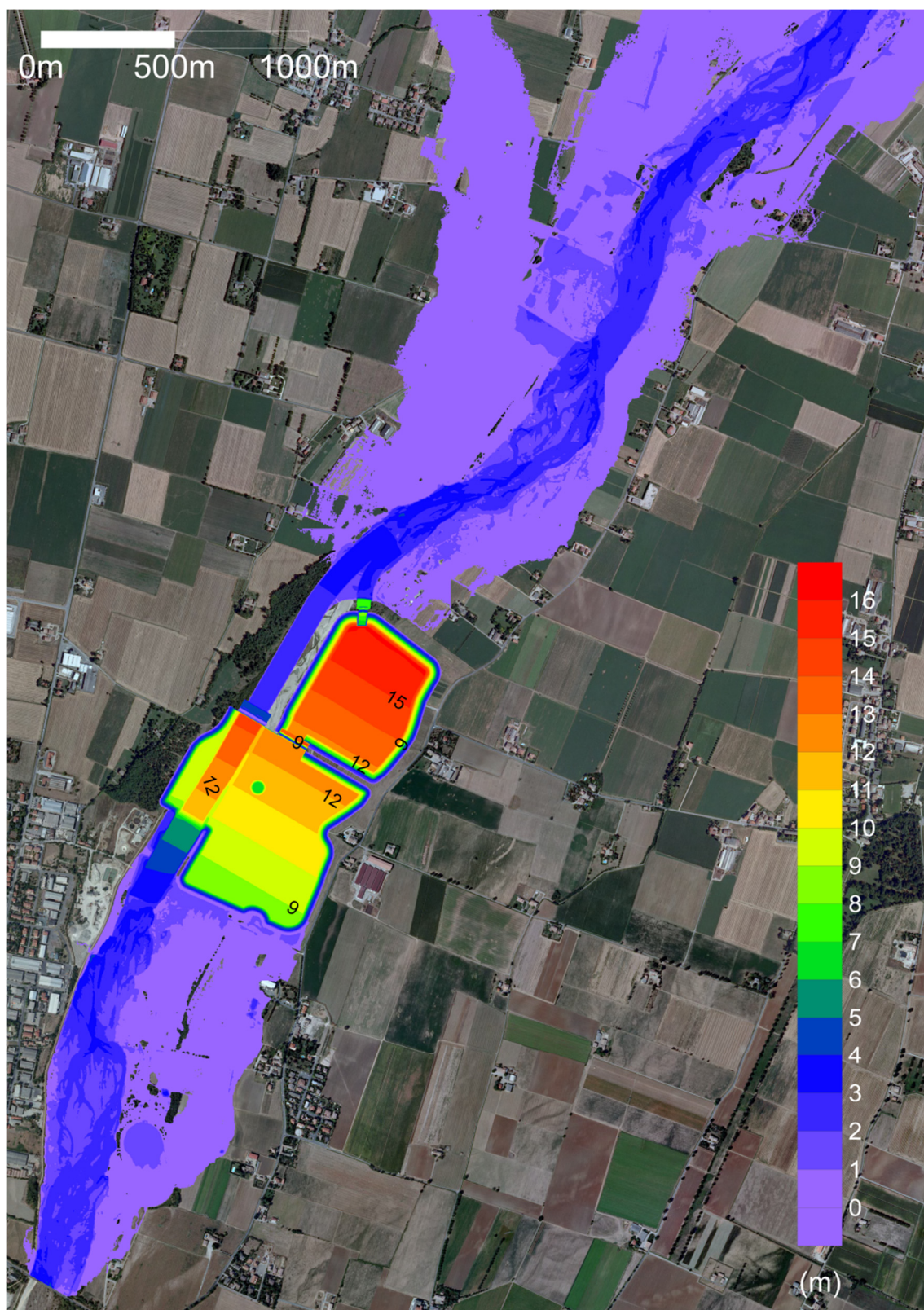


Figura 5.15: Inviluppo delle massime profondità nel comparto di studio (tempo di ritorno 3000 anni).

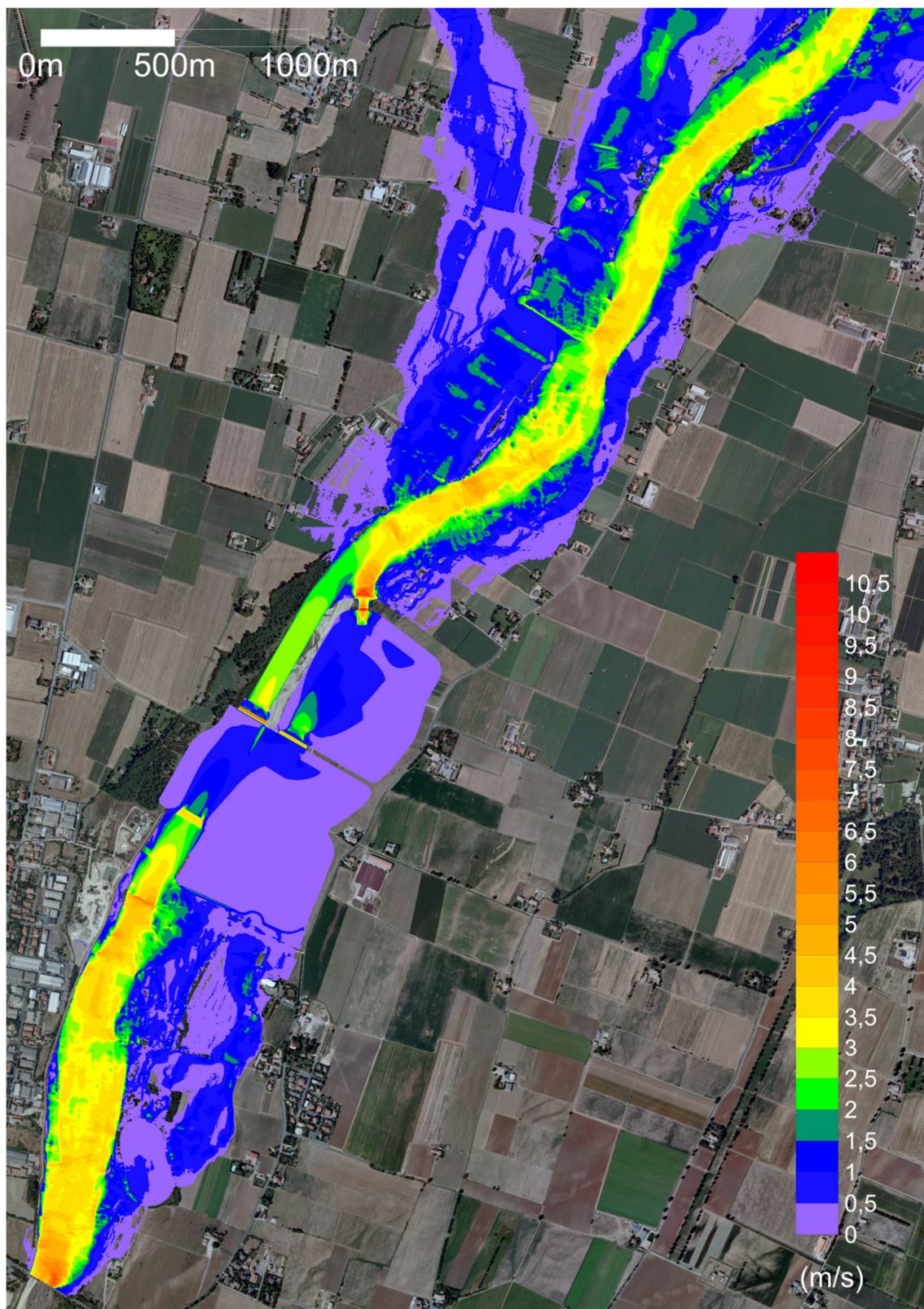


Figura 5.16: Inviluppo delle massime velocità nel comparto di studio (tempo di ritorno 3000 anni).

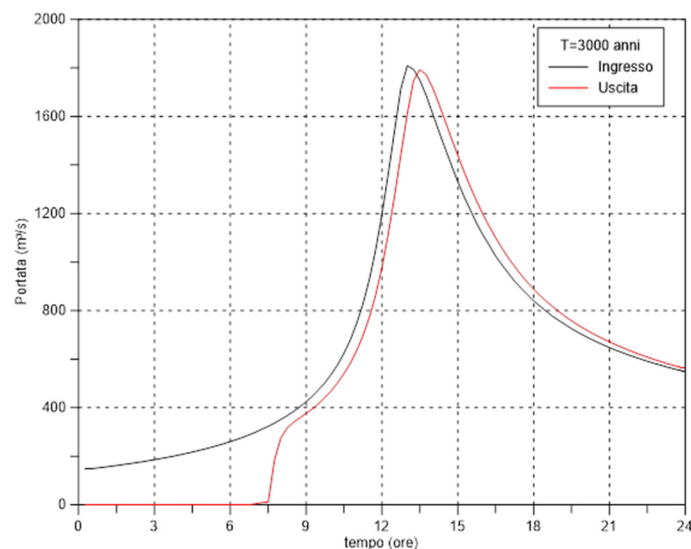


Figura 5.17: Idrogrammi in ingresso ed in uscita dalla cassa (T=3000 anni).

5.3 Scenario 2

In questa simulazione si sono analizzati gli scenari di allagamento conseguenti all'ipotetico collasso del manufatto A. Sulla base della normativa e delle osservazioni istruttorie si è considerato:

- livello idrico nel comparto 2 pari alla quota sfiorante del manufatto A, ovvero 144.90 m s.l.m.;
- portata/idrogramma in arrivo da monte pari a quello di progetto calcolato per TR 200 anni (Figura 5.1);
- paratoie di scarico bloccate in chiusura;
- collasso istantaneo;
- assenza di scarico dal manufatto C del comparto 2.

A favore di sicurezza, si è inoltre ritenuto opportuno far coincidere temporalmente il colmo dell'onda di piena in ingresso alla cassa con il raggiungimento della quota di 144.90 m s.l.m. nel comparto 1. Così facendo il colmo dell'onda generata da dam-break, che si verifica immediatamente dopo il cedimento, si somma al colmo dell'onda di piena naturale proveniente da monte. In caso contrario l'onda uscente avrebbe presentato due colmi: uno, principale, conseguente al rapido rilascio della massa idrica dovuto al dam-break ed un altro, secondario e precedente o successivo al primo, dovuto all'onda di piena naturale. A seguito di questa “fasatura” il cedimento del manufatto avviene al tempo 13:01 ore dopo l'inizio della simulazione.

5.3.1 Evoluzione temporale dell'allagamento

Dopo circa 5 minuti (13:06 ore, Figura 5.18) l'allagamento si è propagato per poco più di 1.5 km a valle e sta interessando, oltre che l'intero alveo inciso, anche parte del piano campagna prossimo all'alveo in sinistra idraulica. Al tempo 13:30 (29 minuti dopo il crollo, Figura 5.19) l'allagamento si è esteso verso valle lungo l'alveo oltre l'abitato di Gaione, coinvolgendolo. Contemporaneamente in sponda sinistra l'allagamento si distacca dall'alveo, percorrendo due differenti depressioni, probabilmente in corrispondenza di altrettanti paleoalvei, uno dei quali si dirige verso Lemignano. Anche in sponda destra l'allagamento non è contenuto nella valle, poco incisa, del torrente Baganza e supera la strada Montanara, più o meno in corrispondenza dell'abitato di San Ruffino, propagandosi verso est.

Proseguendo nel tempo ($t=14:00$ ore, 59 minuti dopo il cedimento, Figura 5.20) l'allagamento raggiunge e supera via Spezia in corrispondenza di Lemignano e, con una propaggine, si avvicina allo svincolo della tangenziale Sud. In sponda destra l'allagamento ha raggiunto e superato il corso del torrente Cinghio, propagandosi verso est. Lungo l'alveo la corrente ha già raggiunto la confluenza con il torrente Parma, provocando esondazioni in sponda destra e sinistra in corrispondenza dei quartieri Montanara e Molinetto, già coinvolti dall'allagamento in occasione dell'evento del 13 ottobre 2014. Al tempo $t=14:30$ (1:29 ore dopo il cedimento, Figura 5.21) la corrente di piena lungo l'alveo del Parma procede verso nord superando l'attraversamento ferroviario ed impegnando le ampie golene, che ne rallentano la propagazione. Contemporaneamente la propaggine ovest dell'allagamento ha raggiunto la tangenziale Sud in corrispondenza dello svincolo di via Spezia e riempie il tratto in trincea profonda della tangenziale stessa, che trasferisce l'allagamento verso via Volturno. Al tempo $t=15:30$ (2:29 ore dopo il cedimento, Figura 5.22) l'allagamento si è ulteriormente esteso, ma le profondità idriche sono quasi ovunque in fase calante. Uniche eccezioni la propaggine veicolata dalla tangenziale Sud che si propaga verso via Emilia Ovest e piazza Caduti del Lavoro. Al tempo $t=16:30$ ore (Figura 5.23) le profondità sono in recessione ovunque.



Figura 5.18: Allagamento dopo 5 minuti dal crollo del manufatto regolatore A (Scenario 2).



Figura 5.19: Allagamento dopo 29 minuti dal crollo del manufatto regolatore A (Scenario 2).

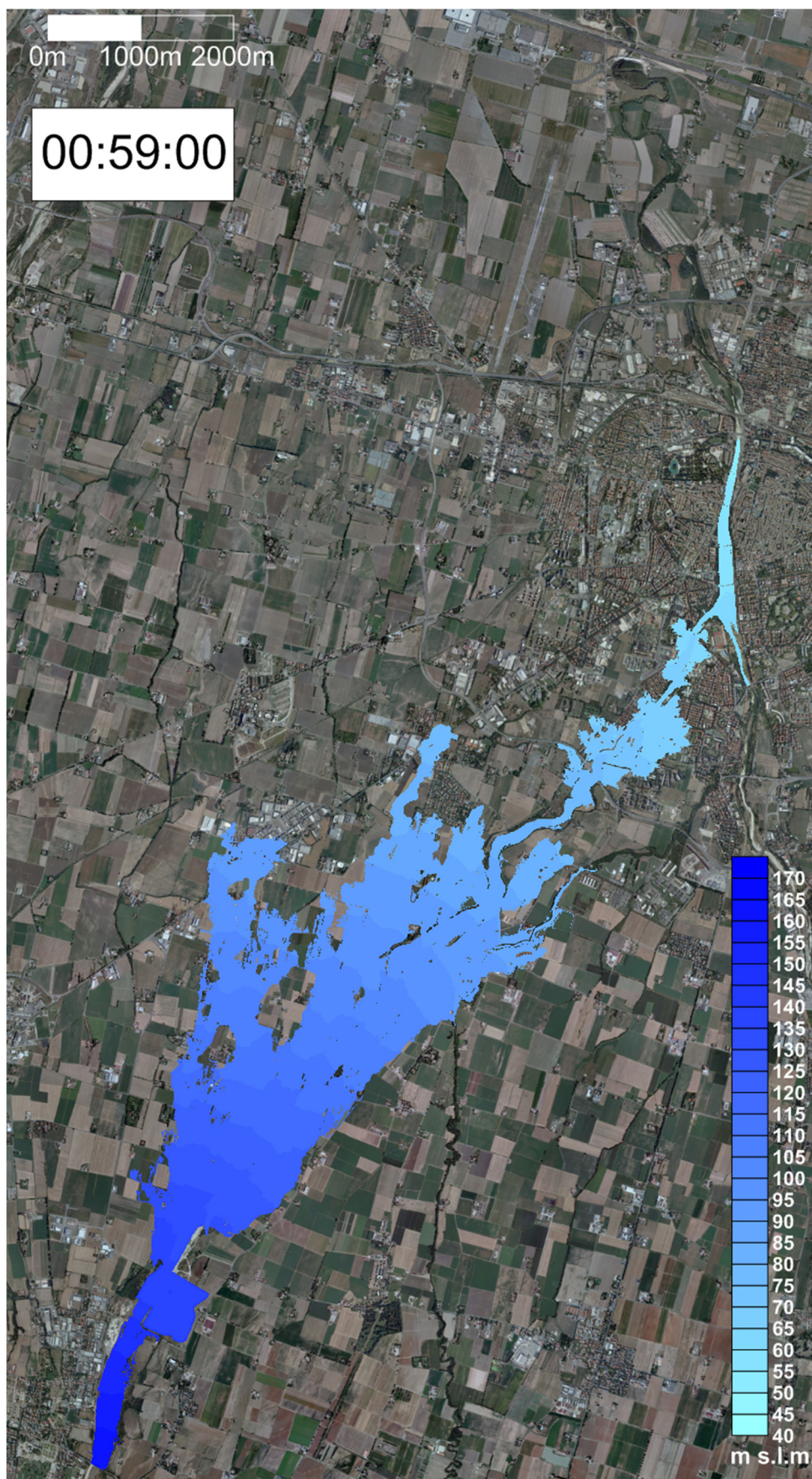


Figura 5.20: Allagamento dopo 59 minuti dal crollo del manufatto regolatore A (Scenario 2).

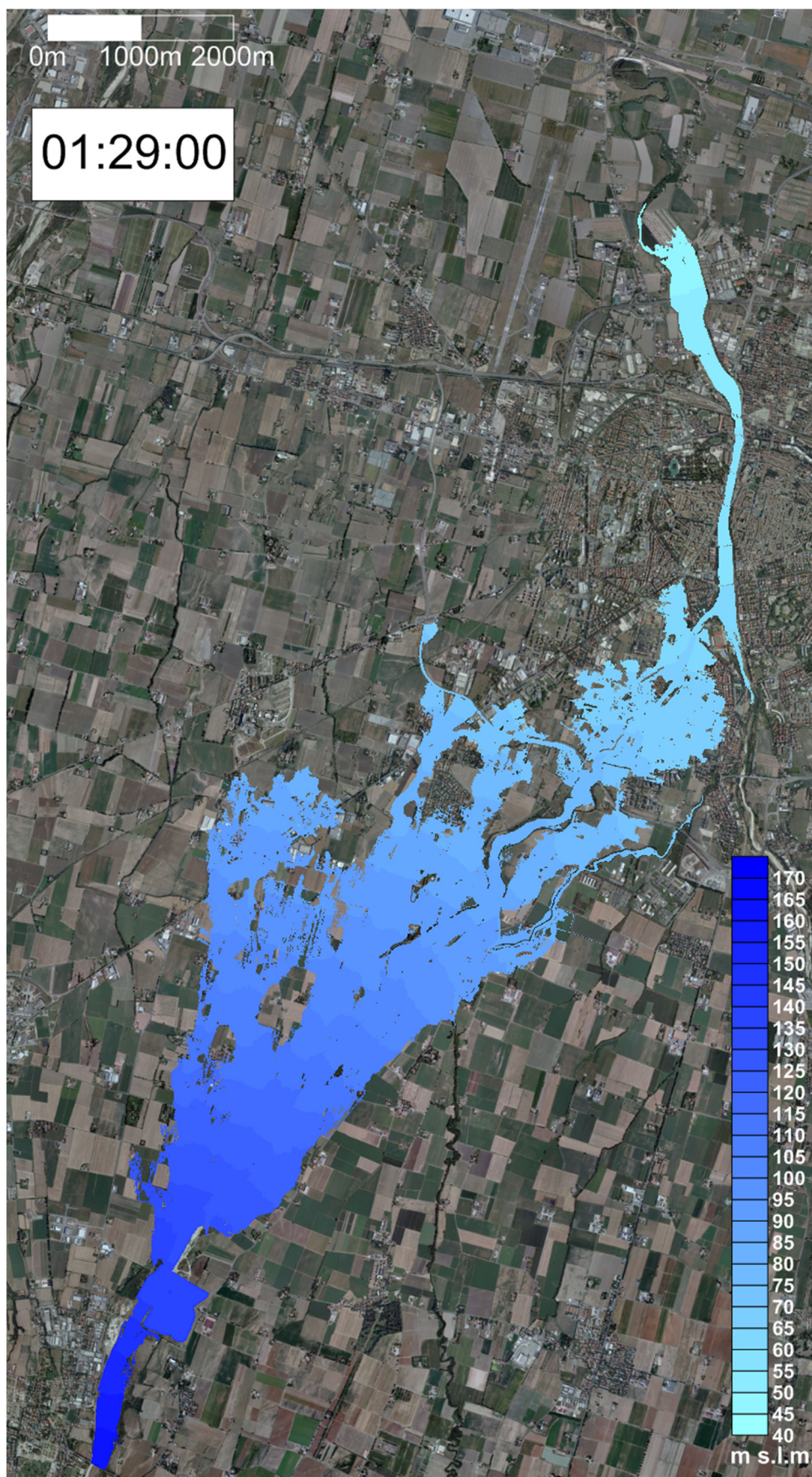


Figura 5.21: Allagamento dopo 1h 29 minuti dal crollo del manufatto regolatore A (Scenario 2).

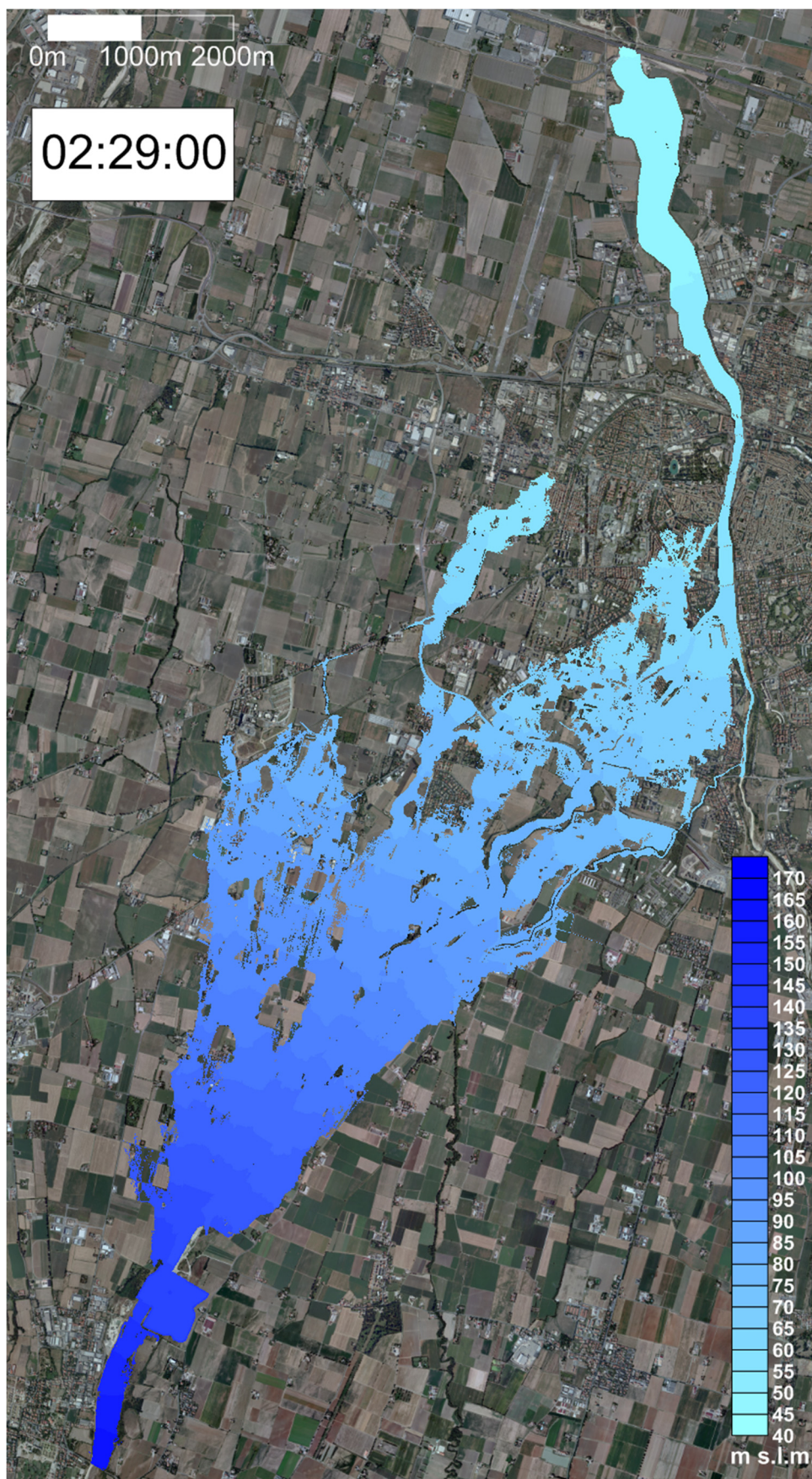


Figura 5.22: Allagamento dopo 2h 29 minuti dal crollo del manufatto regolatore A (Scenario 2).

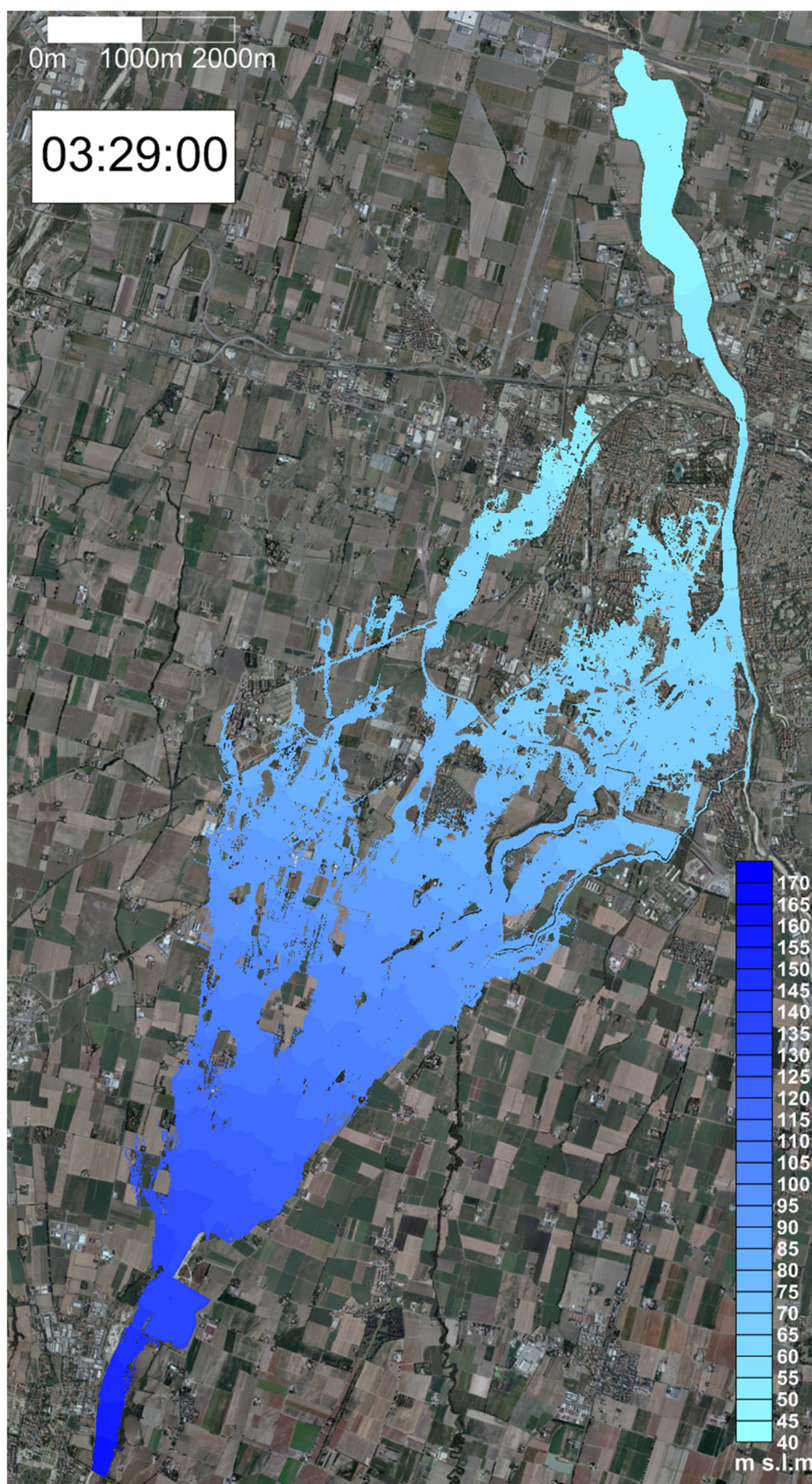


Figura 5.23: Allagamento dopo 3h 29 minuti dal crollo del manufatto regolatore A (Scenario 2).

5.3.2 Involuppi dei risultati ottenuti

La Figura 5.24 riporta la mappa delle quote idriche massime (non contemporanee) ottenute dalla simulazione. Si apprezzano le numerose lingue nelle quali si ramifica l'allagamento, generate da avvallamenti naturali (paleoalvei) e da elementi artificiali (tratti di viabilità in trincea ed in rilevato, arginature secondarie, ecc.).

La Figura 5.25 riporta la mappa delle massime profondità idriche. A parte la zona della cassa e dell'alveo inciso del torrente Baganza, profondità molto elevate ($>7\div 8$ m) si riscontrano nel tratto in trincea della tangenziale Sud in prossimità dello svincolo di via Spezia e nel tratto, sempre in trincea, di via Martiri della Libertà-via Volturno. Valori superiori a 2 m si raggiungono anche nel tratto di paleoalveo a ridosso di via Spezia, a Gaione nella zona a ridosso dello scolmatore del Cinghio, nei quartieri Molinetto e Montanara ed in particolare nel triangolo tra Baganza e via Po, in corrispondenza dell'Ospedale delle Piccole Figlie e della centrale Telecom. Valori analoghi ($2\div 2.5$ m) si riscontrano in zone cittadine localmente depresse, come il centro Cavagnari (lungo via Spezia) e nei numerosi seminterrati.

La Figura 5.26 riporta la mappa delle massime velocità idriche (in modulo). I valori maggiori (>10 m/s) si riscontrano nell'alveo inciso ed in particolare in prossimità della cassa. Valori elevati (fino a 3 m/s) si hanno anche in corrispondenza dei vari paleoalvei che si staccano, sia in destra che in sinistra idraulica, dall'alveo attivo del torrente. Altrove, le velocità si mantengono al di sotto di 1.5 m/s.

La Figura 5.27 riporta la mappa dei tempi di arrivo del fronte di allagamento. In mezz'ora l'allagamento raggiunge l'abitato di Gaione, in tre-quarti d'ora il ponte della tangenziale Sud, in un'ora il tratto in trincea della stessa tangenziale sotto via Spezia ed i quartieri Montanara e Molinetto. Successivamente l'allagamento, molto frastagliato e con tiranti idrici modesti, si propaga più lentamente impiegando $3\div 5$ ore a raggiungere le zone a nord della ferrovia MI-BO.

La Figura 5.28 riporta la mappa delle profondità totali, suddivise nelle quattro categorie descritte in APPENDICE B, a cui possono farsi corrispondere progressivi livelli di pericolosità idraulica (bassa, media, alta, altissima). Fuori alveo, i valori di altissima pericolosità si manifestano sostanzialmente nelle stesse zone ove si verificano le massime profondità, visto che le velocità ivi non sono particolarmente elevate.

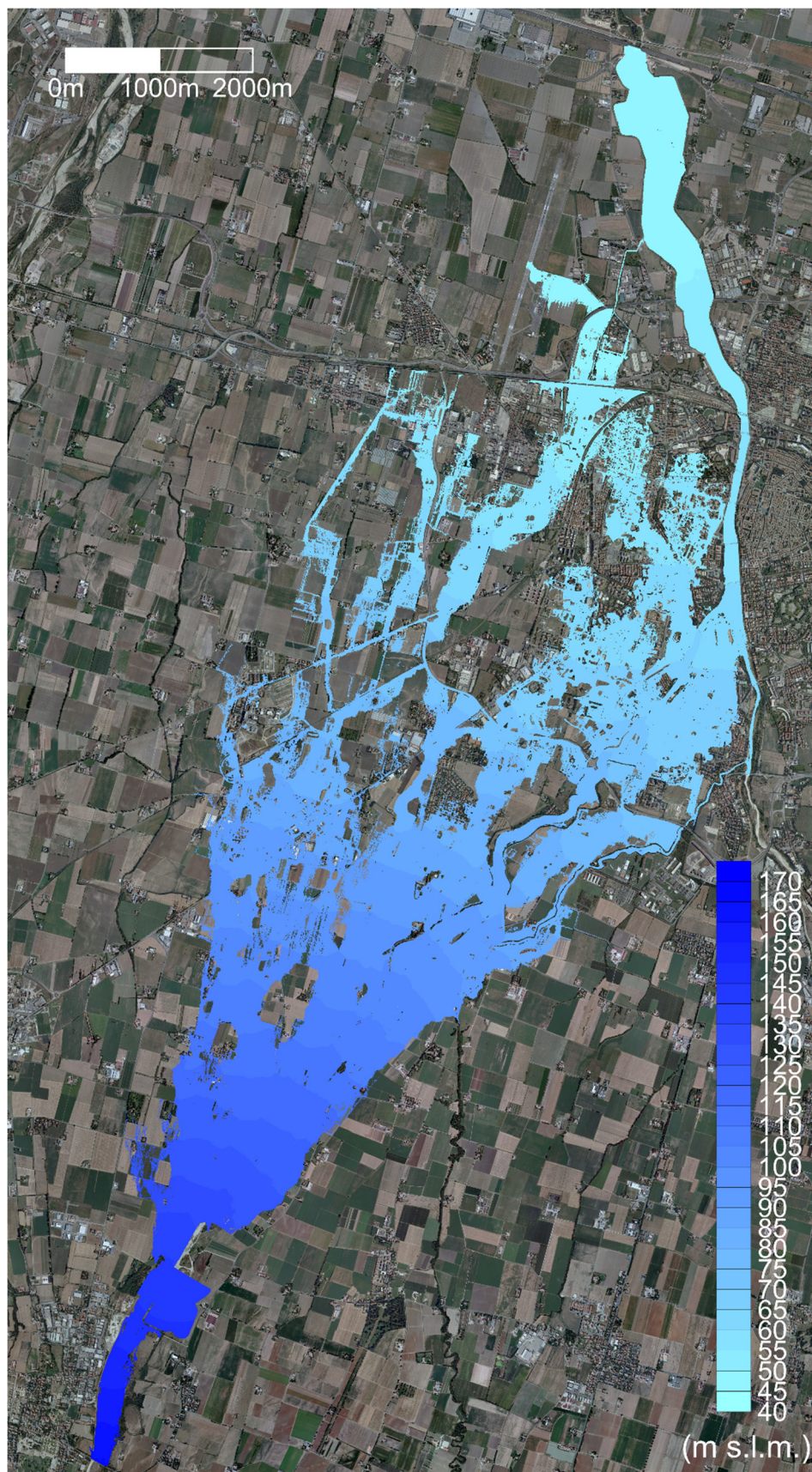


Figura 5.24: Inviluppo delle massime quote idriche nel comparto di studio (Scenario 2).

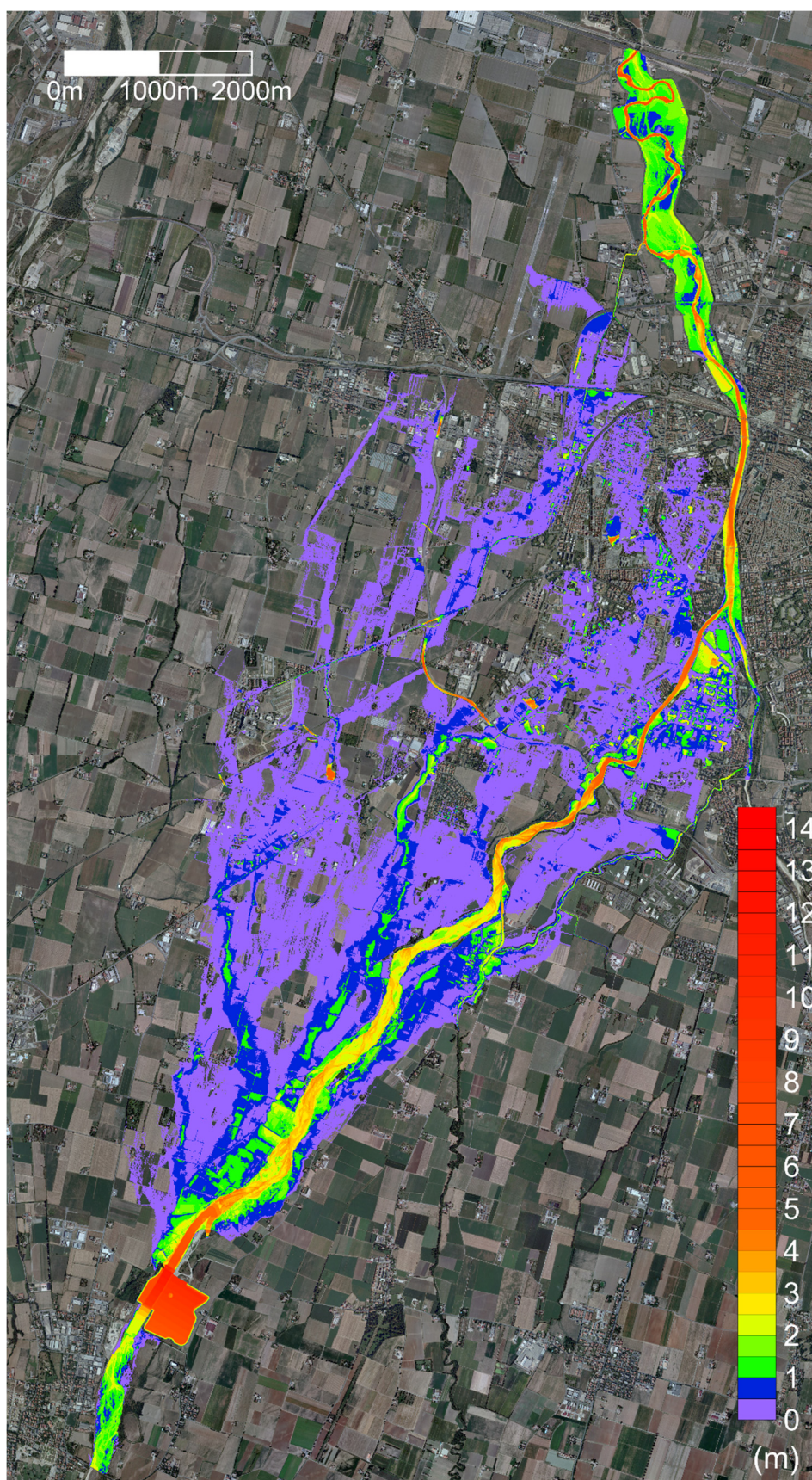


Figura 5.25: Involuppo delle massime profondità nel comparto di studio (Scenario 2).

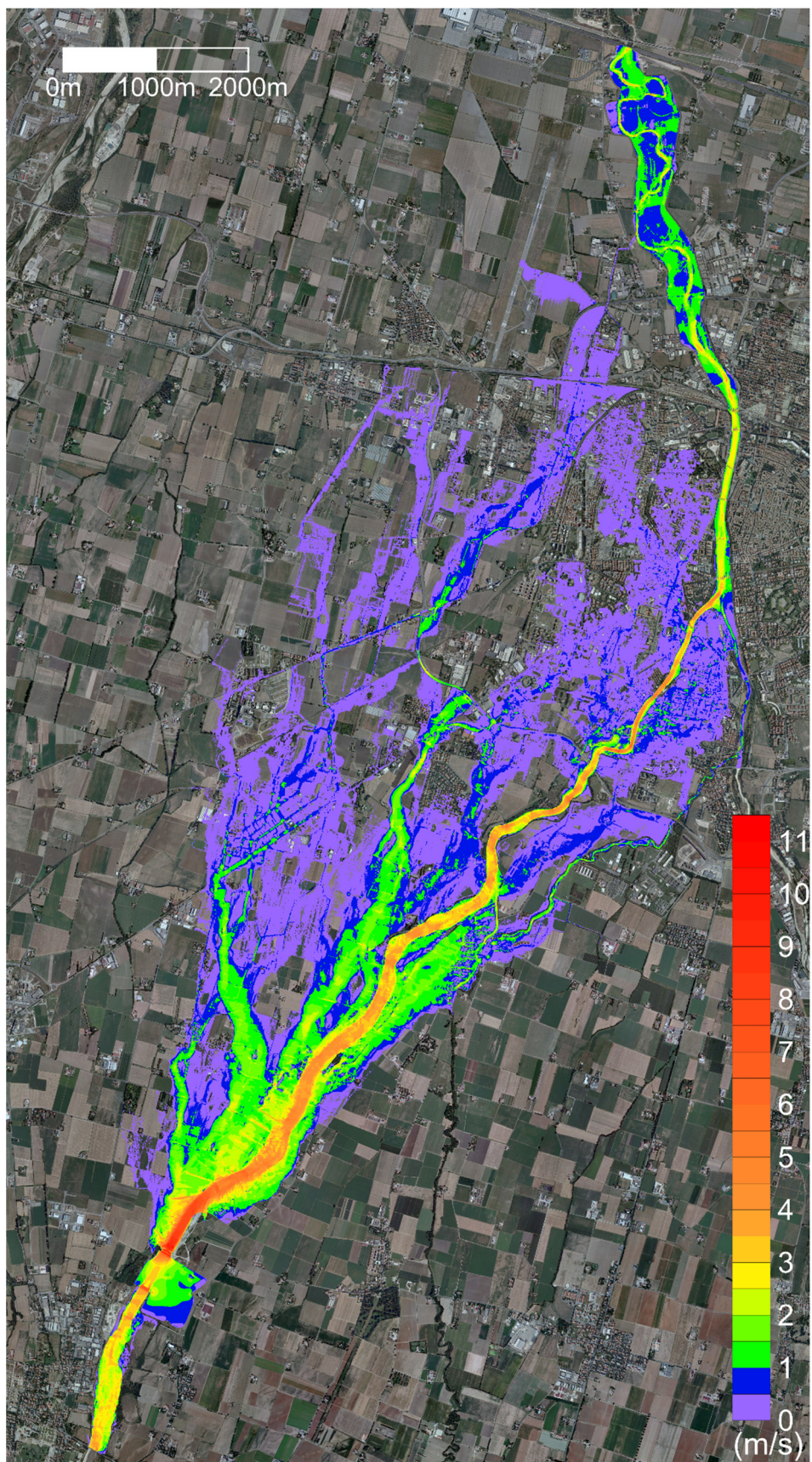


Figura 5.26: Inviluppo delle massime velocità nel comparto di studio (Scenario 2).

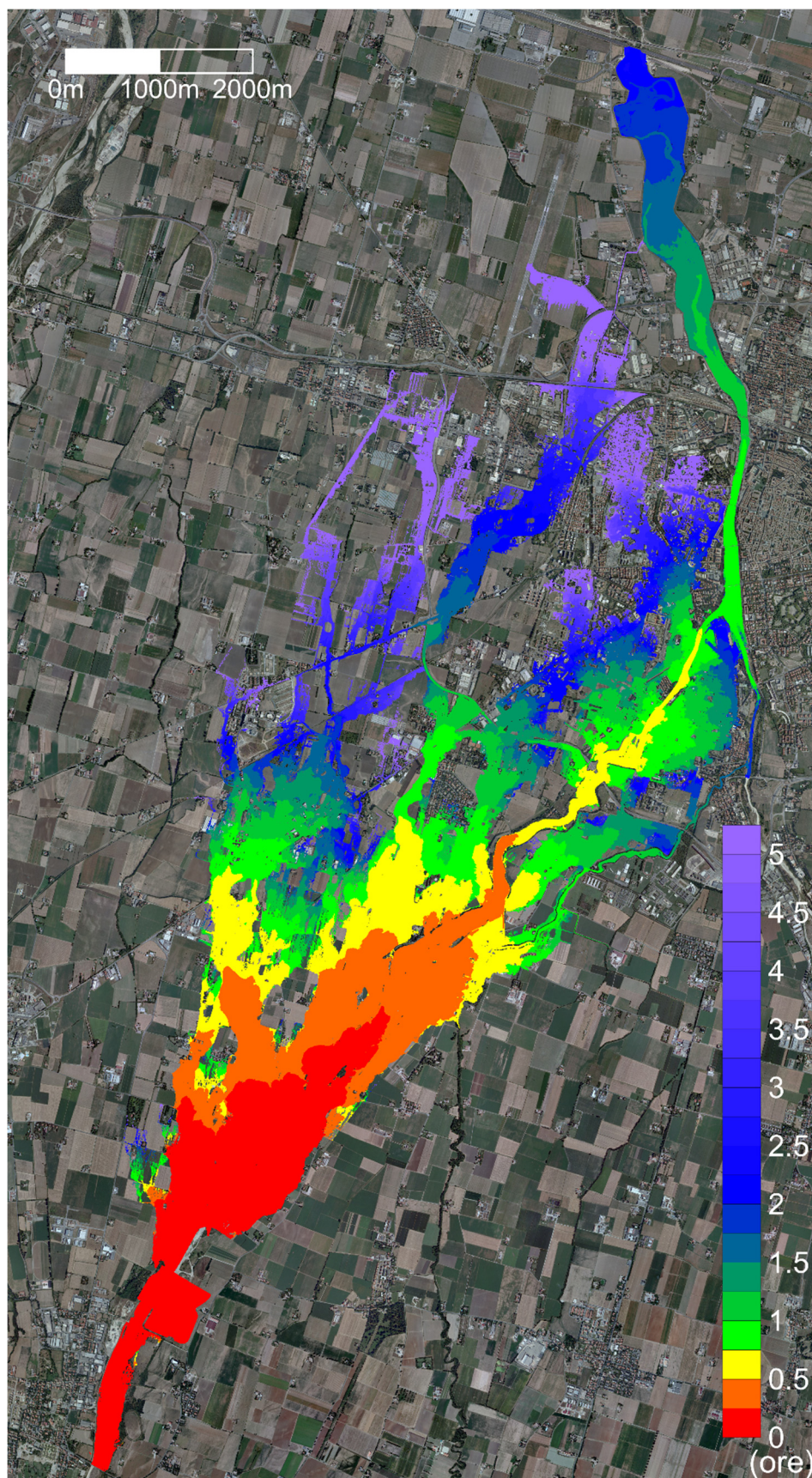


Figura 5.27: Tempi di arrivo del fronte d'onda nel comparto di studio (Scenario 2).

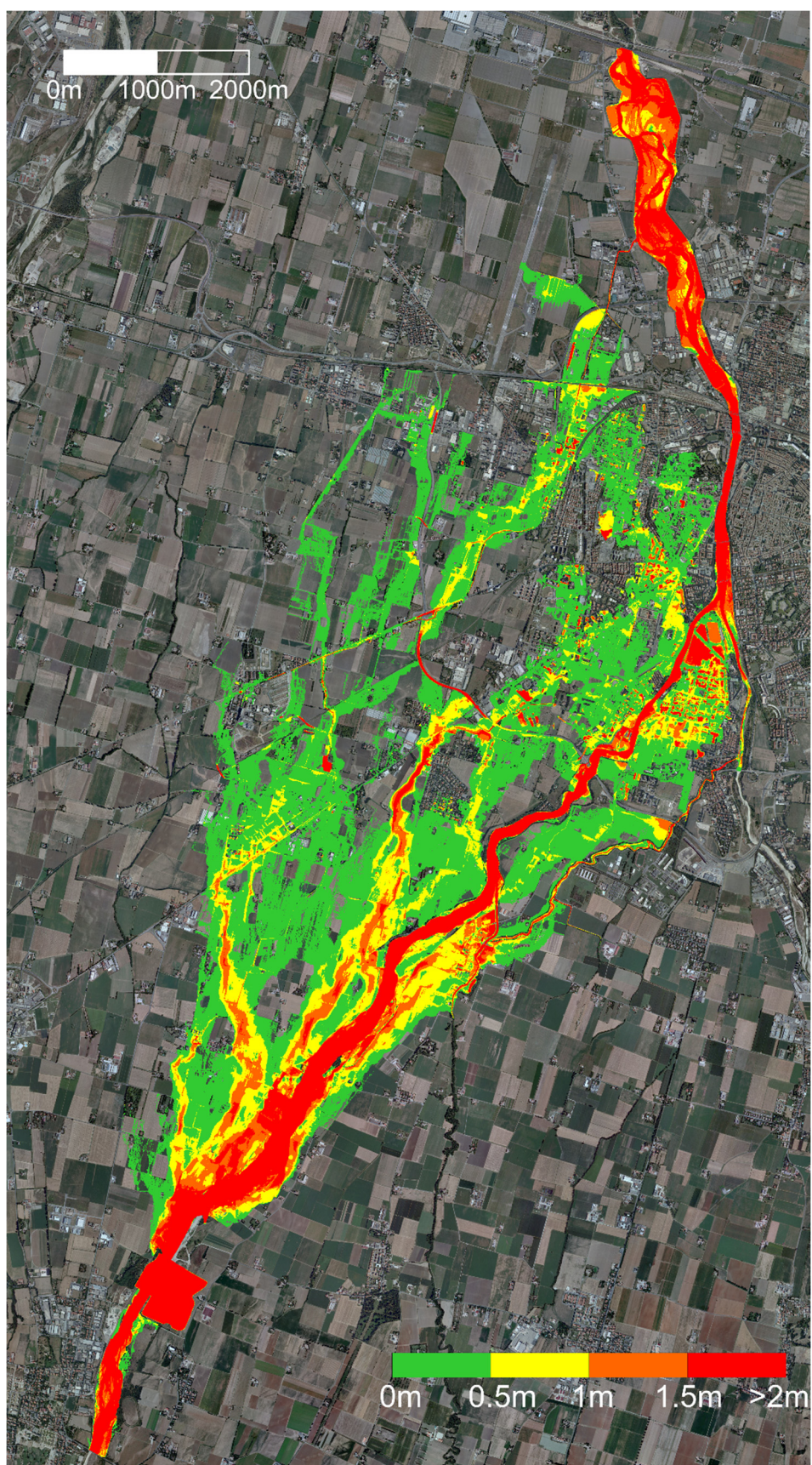


Figura 5.28: Massime profondità totali raggiunte nel comparto di studio (Scenario 2).

5.3.3 Centri abitati interessati dall'allagamento

Nel seguito vengono analizzate le principali aree abitate interessate dall'allagamento, riportando per ognuna di esse il tempo di arrivo del fronte d'onda, le profondità idriche registrate e, eventualmente, le profondità totali.

- L'abitato di Gaione (Figura 5.29) risulta completamente allagato in tempi compresi fra 30 e 45 minuti. Le massime profondità raggiunte sono quasi ovunque di $0.5 \div 1$ m, ma arrivano anche a circa 2 metri a ridosso dello scolmatore del torrente Cinghio. Le massime profondità totali registrano circa gli stessi valori delle profondità idriche, evidenziando quindi area a pericolosità elevata e elevatissima.

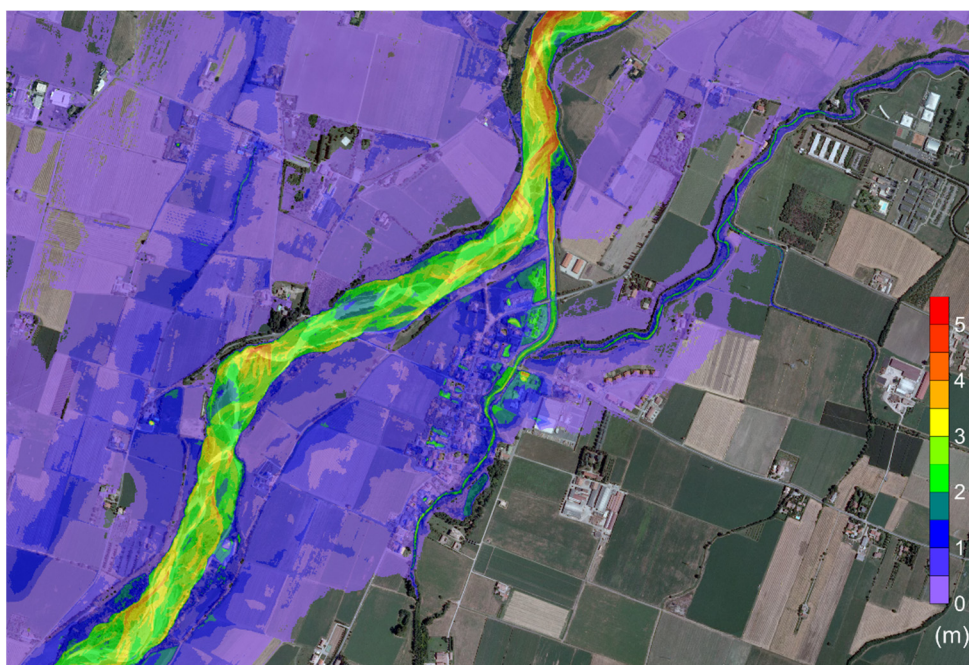


Figura 5.29: Gaione: Massime profondità idriche (Scenario 2).

- Come risulta dalla Figura 5.30 gran parte del territorio in sponda sinistra del torrente Baganza, fino al limite della tangenziale Sud risulta allagato. L'abitato di Lemignano viene allagato dopo meno di un'ora, registrando tuttavia profondità idriche inferiori a 0.5 m. L'abitato di Vigheffio risulta allagato, limitatamente al settore sud-est, con profondità idriche sotto il metro di altezza; il fronte dell'allagamento raggiunge quest'area dopo circa 1 ora dal crollo del manufatto. Si nota inoltre come l'acqua, nel tratto compreso fra via La Spezia e l'alveo del Torrente Baganza, tenda a scorrere

lungo un percorso preferenziale creato da un naturale avvallamento del terreno, probabilmente un paleoalveo.

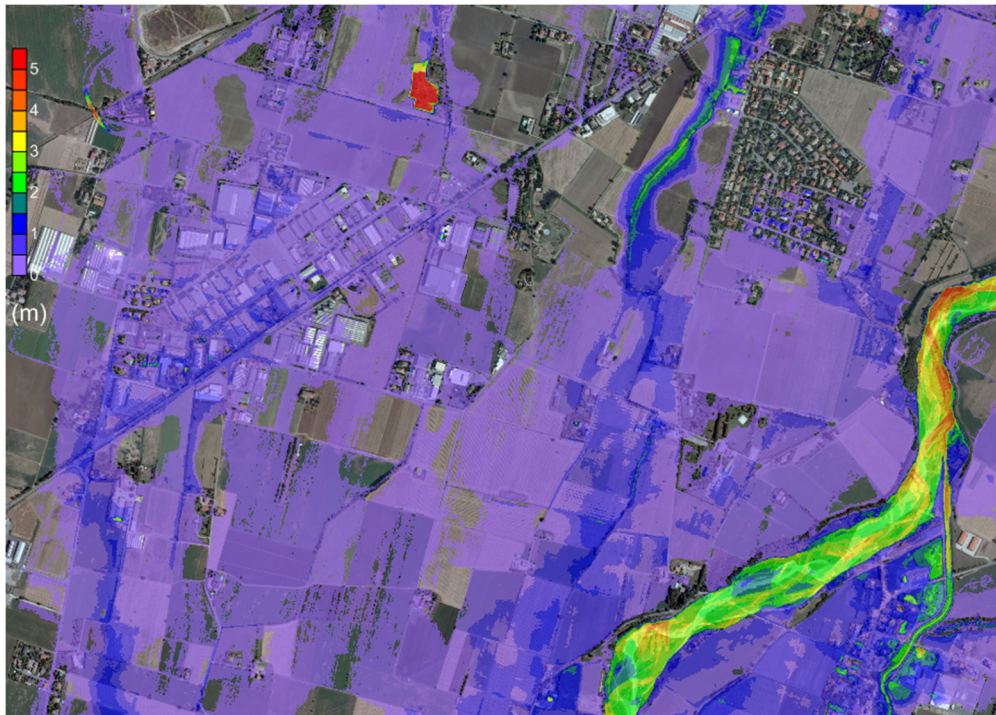


Figura 5.30: Zona Via la Spezia: Massime profondità idriche (Scenario 2).

- L'abitato di San Martino Sinzano (Figura 5.31) risulta parzialmente allagato. Esso viene raggiunto dal fronte dopo circa 20 minuti e completamente allagato dopo 1 ora. Le massime profondità raggiunte variano da 0.1 a 1 m.
- Particolare attenzione va rivolta ai quartieri Molinetto e Montanara: essi infatti vengono raggiunti dall'acqua nella quasi totalità dopo soli 60 minuti. Le profondità idriche sono mediamente inferiori a 0.5 m nell'area più a ovest e variano fra 1 e 2 m in quella a ridosso della confluenza dei torrenti Parma e Baganza (Figura 5.32). Si registrano tuttavia, in zone particolarmente depresse, valori di profondità superiori ai 2 m. La mappa delle profondità totali evidenzia aree a elevatissima pericolosità, dove la profondità totale è maggiore di 2 metri.
- Osservando la Figura 5.33 si nota come l'allagamento, dopo 3.5 ore dal crollo del manufatto, raggiunga la zona dell'Oltretorrente allagando una vasta area compresa approssimativamente fra Via d'Azeglio e Strada Abbeveratoia; le profondità idriche raggiungono mediamente i 50 cm nell'area più a sud mentre si mantengono su valori di circa 10 - 15 cm in quella a nord.

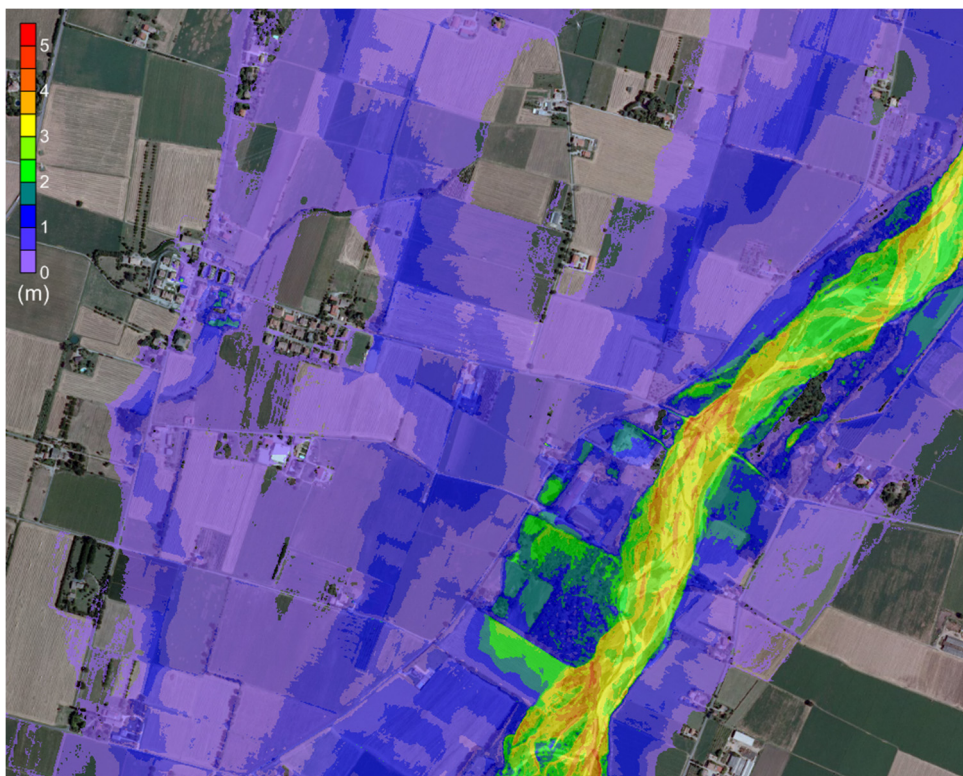


Figura 5.31: San Martino Sinzano: Massime profondità idriche (Scenario 2).

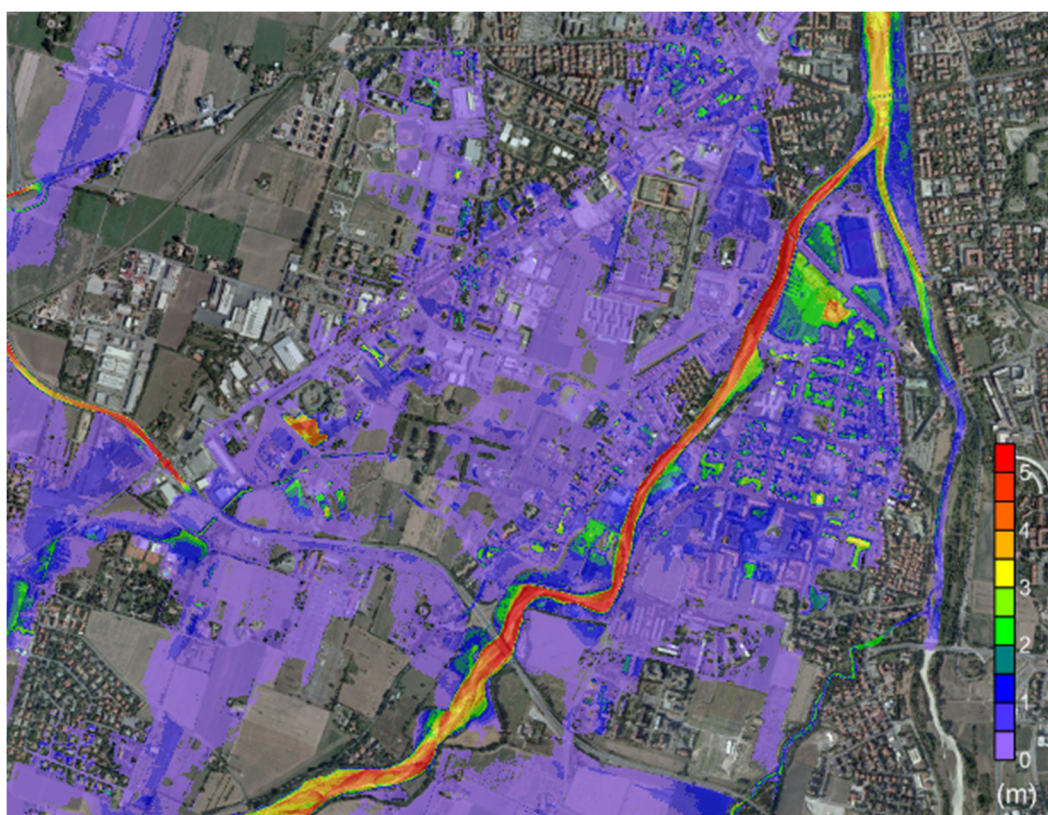


Figura 5.32: Quartieri Molinetto e Montanara: Massime profondità idriche (Scenario 2).

- L'allagamento interessa anche il quartiere Crocetta (Figura 5.34); esso viene raggiunto dal fronte proveniente da sud in circa 2.5 ore. I rilevati della tangenziale (a nord) e del ponte ferroviario (a est) arrestano parzialmente l'allagamento, che in questa zona raggiunge profondità idriche medie di 0.5 m.
- Dall'analisi della mappa delle massime profondità si evidenziano aree che, per la loro forte depressione, registrano profondità idriche molto elevate e quindi sono ad altissima pericolosità. In particolare in Figura 5.35 si riporta (in sequenza oraria): la zona dei sottopassaggi della tangenziale Sud che registra profondità massime di 7 metri, alcune zone depresse dell'Ospedale Maggiore (2÷2.5 m), parte del centro servizi Cavagnari che presenta profondità massime di quasi 5 m e la centrale Telecom in via Po (con profondità massime di 4.5 m) unitamente all'ospedale delle Piccole Figlie, che registra profondità massime di circa 3 metri.

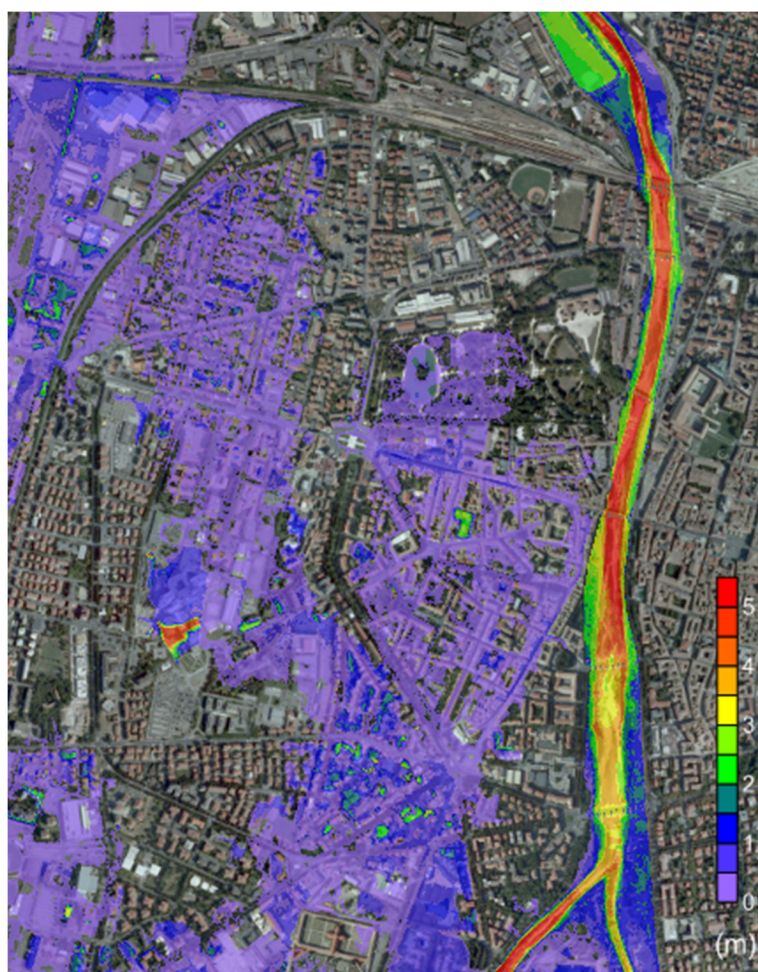


Figura 5.33: Quartiere Oltretorre: Massime profondità idriche raggiunte dopo il crollo del manufatto regolatore (Scenario 2).

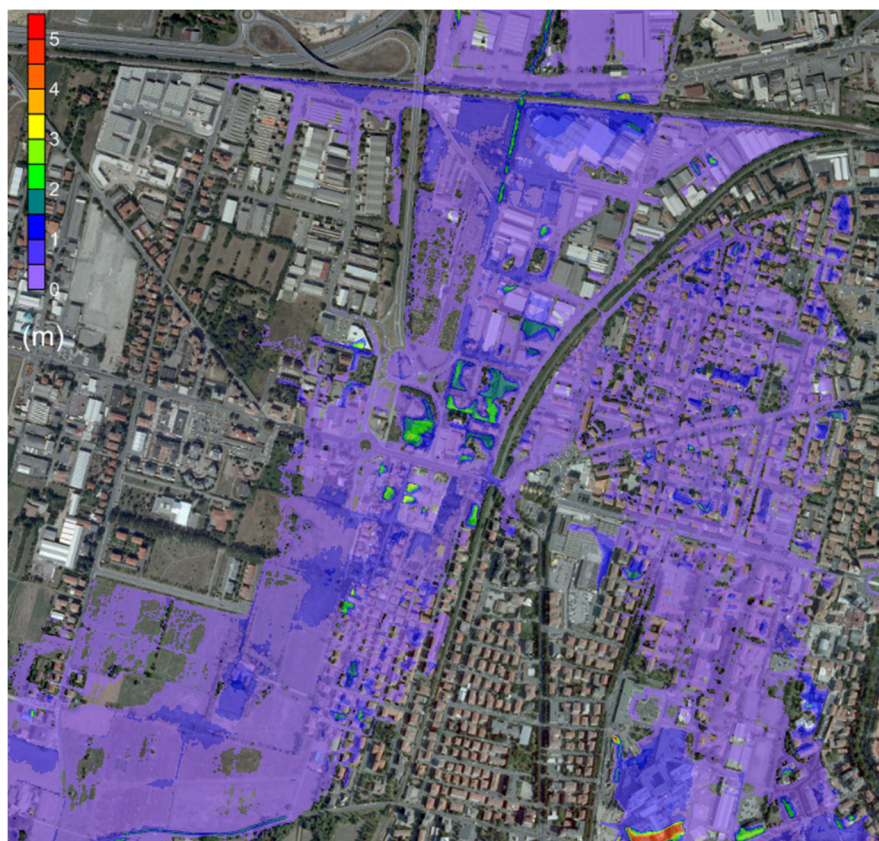


Figura 5.34: Zona Crocetta: Massime profondità idriche (Scenario 2).

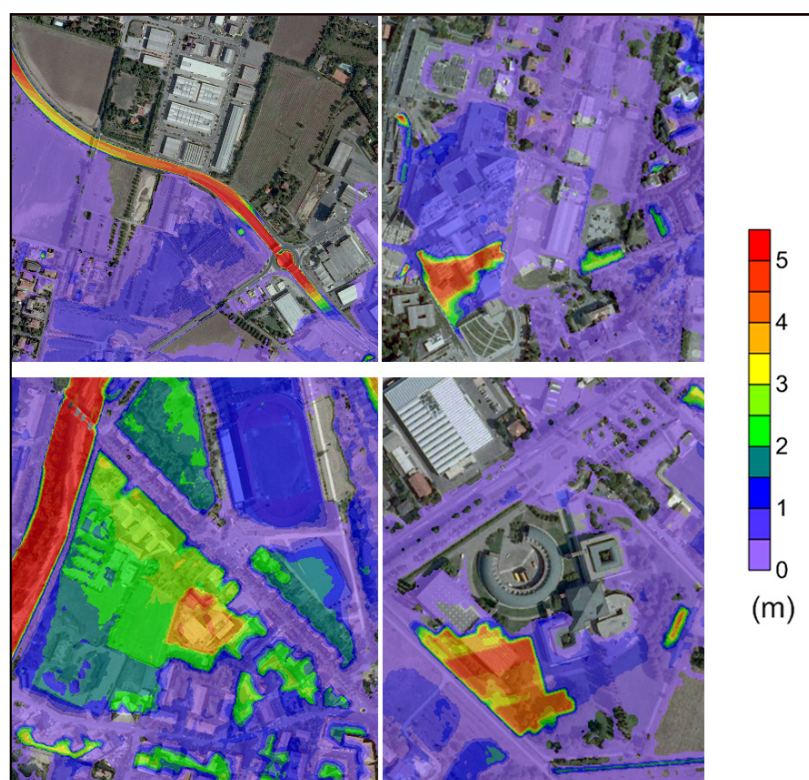


Figura 5.35: Profondità massime calcolate nelle zone più depresse (Scenario 2).

5.3.4 Idrogrammi di piena

Al fine di stimare la portata che defluisce a valle, sono state calcolati gli idrogrammi di piena in 7 sezioni di controllo. La prima è ubicata immediatamente a valle della confluenza degli scarichi dei manufatti A e C. La portata transitante in questa sezione raggiunge un colmo di circa 3650 m³/s (Figura 5.36). Le portate poi progressivamente diminuiscono, sia per il naturale effetto di laminazione, sia per le fuoriuscite lungo i vari rami in cui si suddivide l'allagamento. A valle della confluenza con il torrente Parma (ponte Verdi e ponte Autostrada) le portate massime si attestano sui 750 m³/s, inferiori a quelle contenibili in alveo ($\cong 1000$ m³/s) e corrispondenti alle portate naturali di circa 30-40 anni di tempo di ritorno.

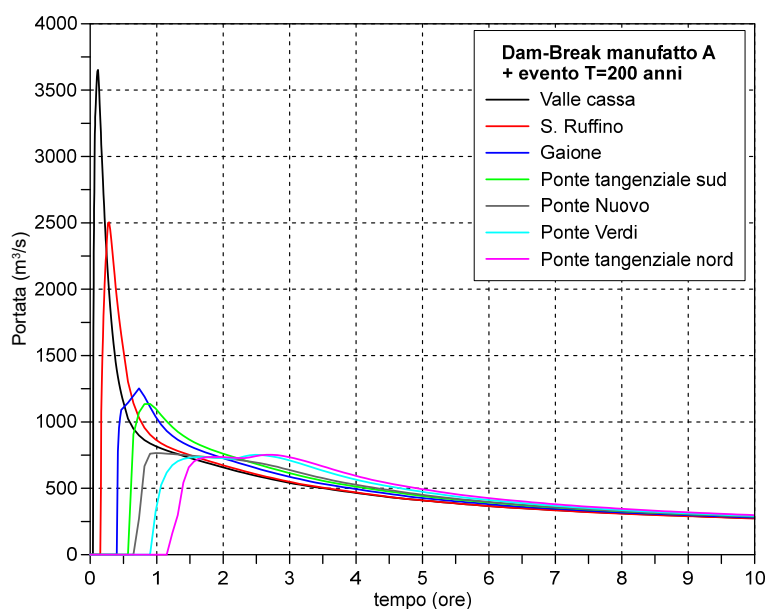


Figura 5.36: Idrogrammi transistanti nelle sezioni di controllo (Scenario 2).

5.4 Scenario 2-bis

In questa simulazione si sono analizzati gli scenari di allagamento conseguenti all'ipotetico collasso del manufatto A. Sulla base della normativa e delle osservazioni istruttorie si è considerato⁴:

- livello idrico nel comparto 2 pari alla quota sfiorante del manufatto A, ovvero 144.90 m s.l.m.;

⁴ Questo scenario non era stato considerato nella relazione consegnata in data ottobre 2017 ed è stato aggiunto a seguito delle considerazioni emerse durante la riunione tenutasi a Roma presso la Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche in data 16 novembre 2018

- assenza di portata in arrivo da monte;
- paratoie di scarico bloccate in chiusura;
- collasso istantaneo;
- assenza di scarico dal manufatto C del comparto 2.

5.4.1 Evoluzione temporale dell'allagamento

Dopo circa 5 minuti (Figura 5.37) l'allagamento si è propagato per poco più di 1.5 km a valle e sta interessando, oltre che l'intero alveo inciso, anche parte del piano campagna prossimo all'alveo in sinistra idraulica. Trascorsi 30 minuti dal crollo (Figura 5.38) l'allagamento si è esteso verso valle lungo l'alveo oltre l'abitato di Gaione, coinvolgendolo. Contemporaneamente in sponda sinistra l'allagamento si distacca dall'alveo, percorrendo due differenti depressioni, probabilmente in corrispondenza di altrettanti paleoalvei, uno dei quali si dirige verso Lemignano. Anche in sponda destra l'allagamento non è contenuto nella valle, poco incisa, del torrente Baganza e supera la strada Montanara, più o meno in corrispondenza dell'abitato di San Ruffino, propagandosi verso est.

Proseguendo nel tempo (1 ora dopo il cedimento, Figura 5.39) l'allagamento raggiunge e supera via Spezia in corrispondenza di Lemignano e, con una propaggine, si avvicina allo svincolo della tangenziale Sud. In sponda destra l'allagamento ha raggiunto e superato il corso del torrente Cinghio, propagandosi verso est. Lungo l'alveo la corrente ha già raggiunto e superato la confluenza con il torrente Parma, provocando esondazioni in sponda destra e sinistra in corrispondenza dei quartieri Montanara e Molinetto, già coinvolti dall'allagamento in occasione dell'evento del 13 ottobre 2014. Dopo 1 ora e 30 minuti dal crollo (Figura 5.40) la corrente di piena lungo l'alveo del torrente Parma procede verso nord superando l'attraversamento ferroviario ed impegnando le ampie golene, che ne rallentano la propagazione. Contemporaneamente la propaggine ovest dell'allagamento ha raggiunto la tangenziale Sud in corrispondenza dello svincolo di via Spezia e riempie il tratto in trincea profonda della tangenziale stessa, che trasferisce l'allagamento verso via Volturmo. Trascorse 2 ore e 30 minuti dal crollo (Figura 5.41) l'allagamento si è ulteriormente esteso, ma le profondità idriche sono quasi ovunque in fase calante. Uniche eccezioni la propaggine veicolata dalla tangenziale Sud che si propaga verso via Emilia Ovest e piazza Caduti del Lavoro. Trascorse 7 ore (Figura 5.42) le profondità sono in recessione ovunque.



Figura 5.37: Allagamento dopo 5 minuti dal crollo del manufatto regolatore A (Scenario 2-bis).



Figura 5.38: Allagamento dopo 30 minuti dal crollo del manufatto regolatore A (Scenario 2-bis).

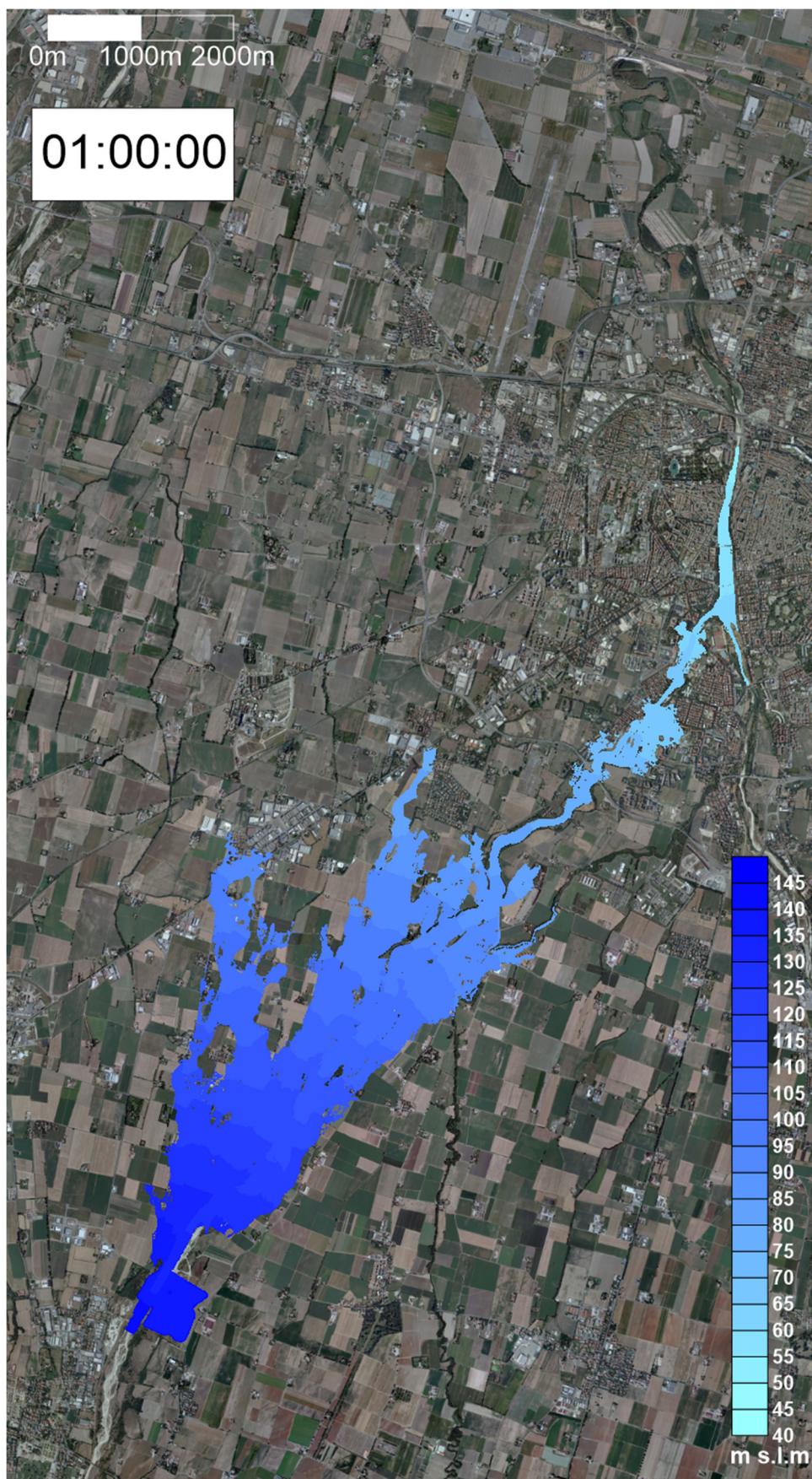


Figura 5.39: Allagamento dopo 1 h dal crollo del manufatto regolatore A (Scenario 2-bis).

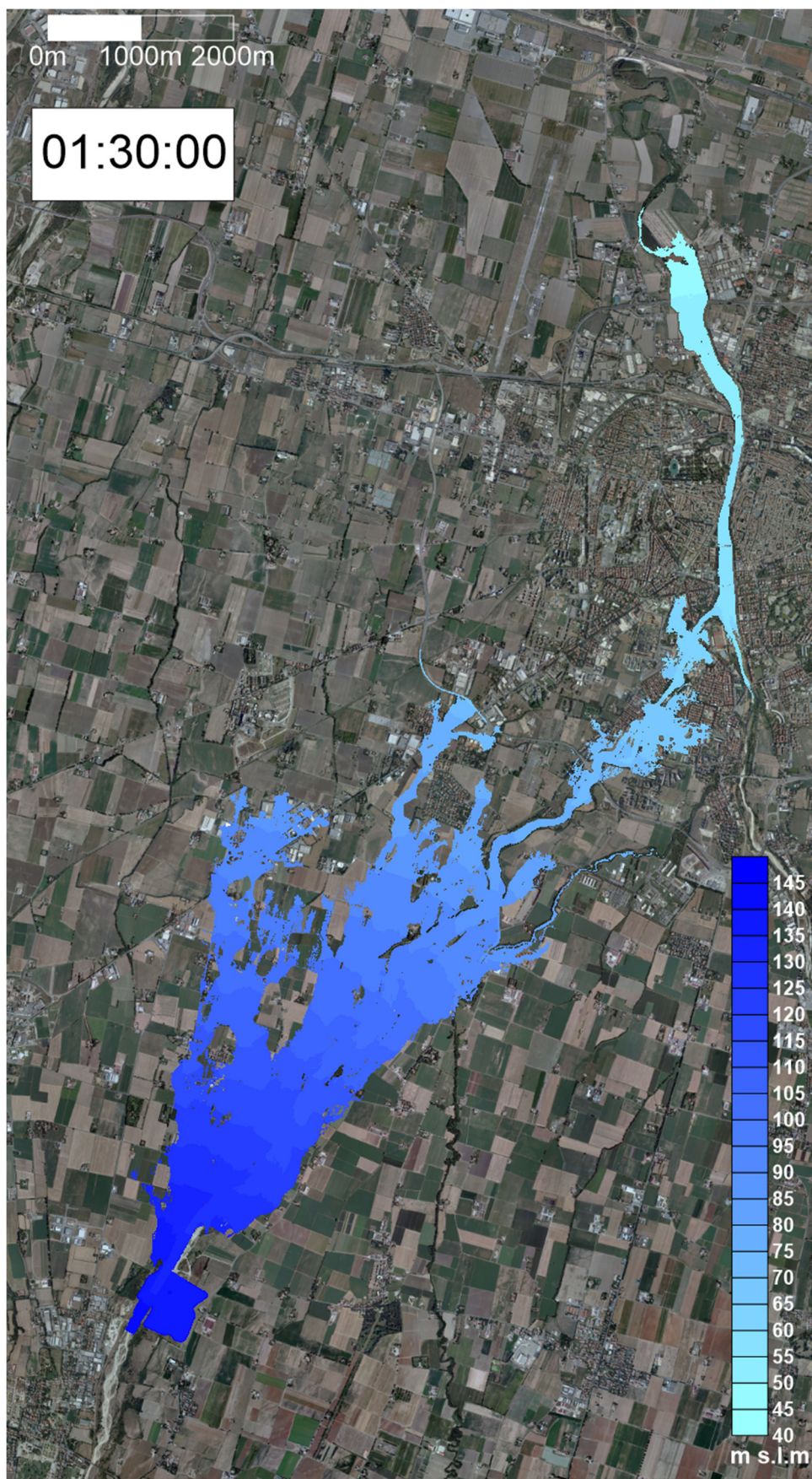


Figura 5.40: Allagamento dopo 1h 30 minuti dal crollo del manufatto regolatore A (Scenario 2-bis).

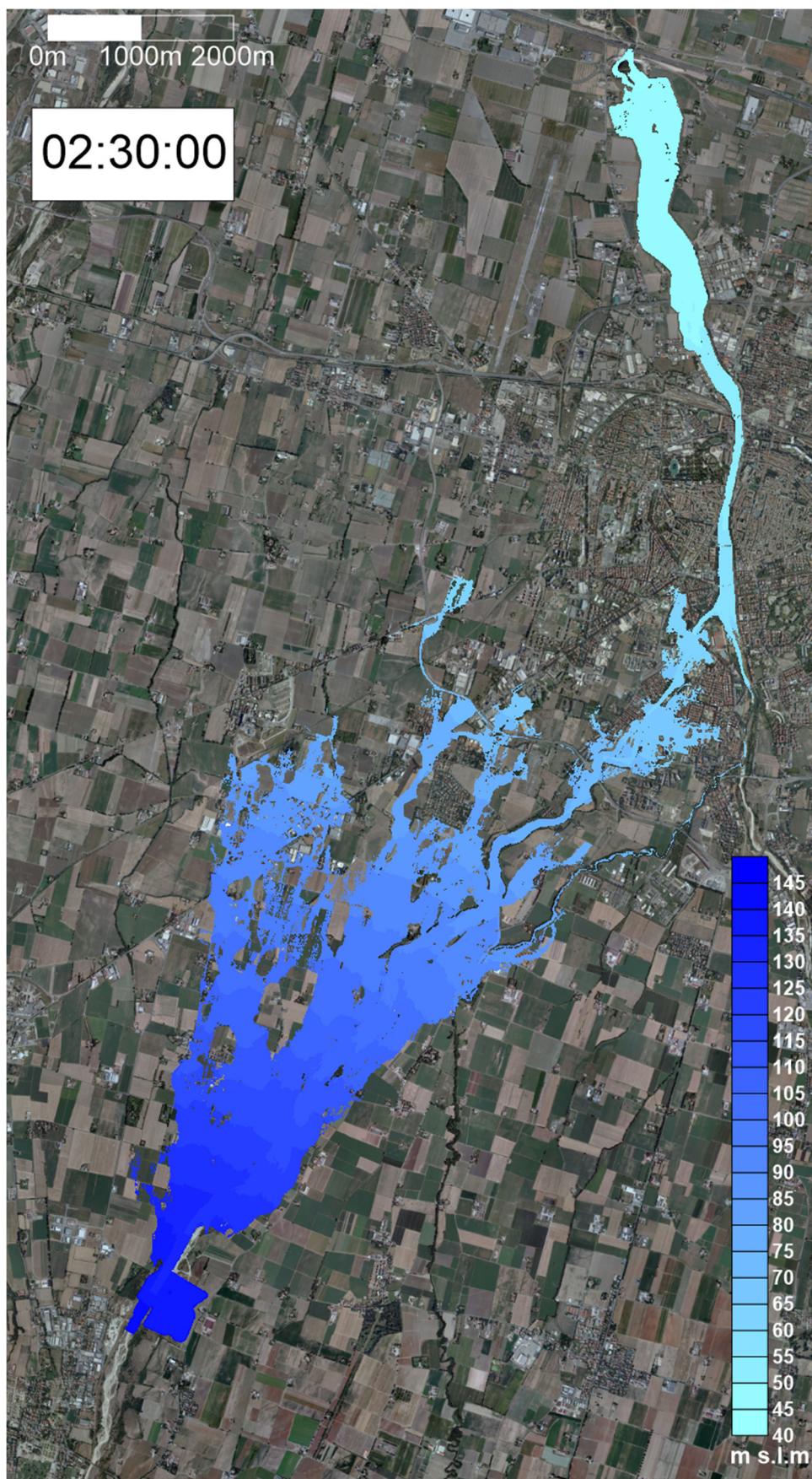


Figura 5.41: Allagamento dopo 2h 30 minuti dal crollo del manufatto regolatore A (Scenario 2-bis).

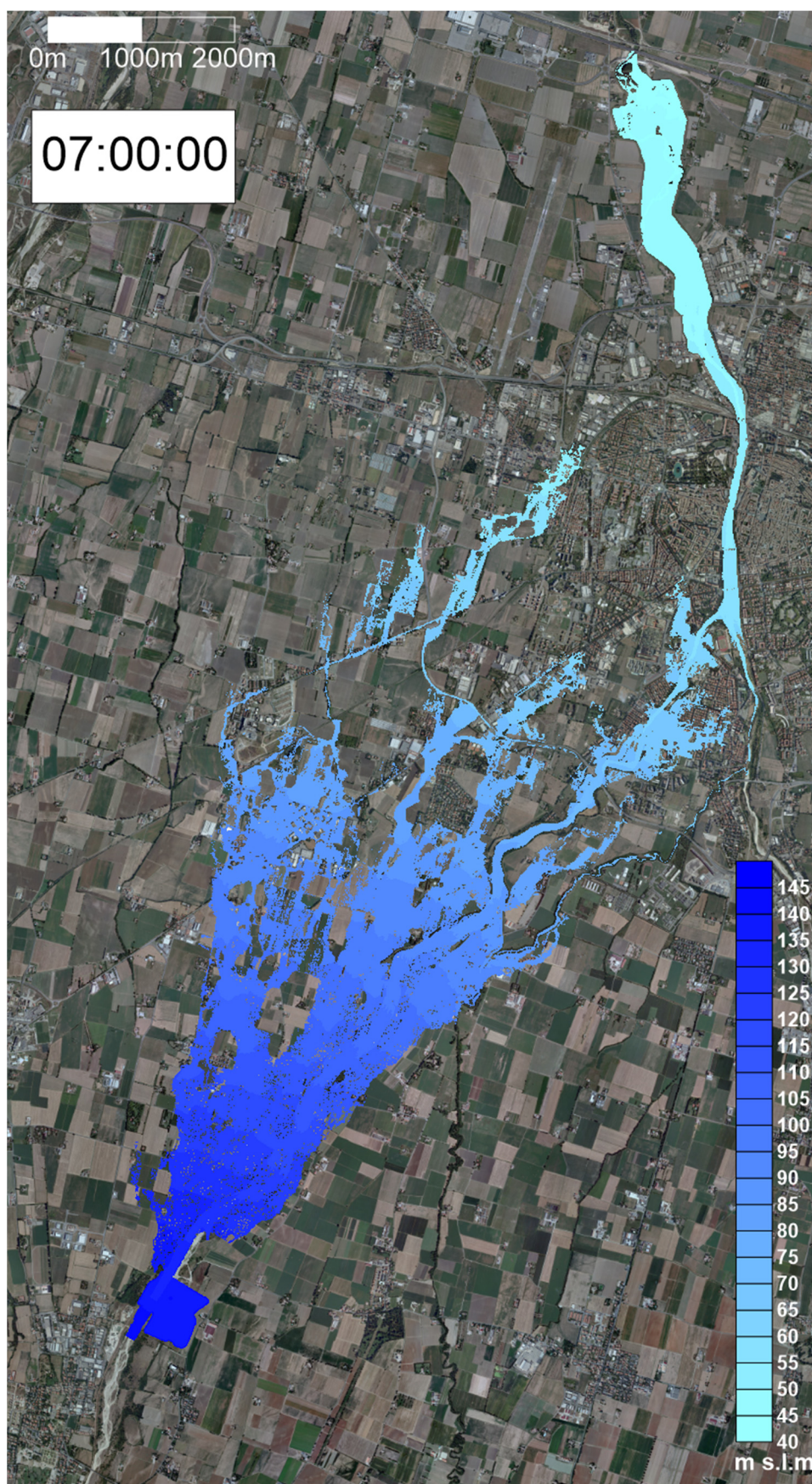


Figura 5.42: Allagamento dopo 7h dal crollo del manufatto regolatore A (Scenario 2-bis).

5.4.2 Involuppi dei risultati ottenuti

La Figura 5.43 riporta la mappa delle quote idriche massime (non contemporanee) ottenute dalla simulazione. Si apprezzano le numerose lingue nelle quali si ramifica l'allagamento, generate da avvallamenti naturali (paleoalvei) e da elementi artificiali (tratti di viabilità in trincea ed in rilevato, arginature secondarie, ecc.).

La Figura 5.44 riporta la mappa delle massime profondità idriche. A parte la zona della cassa e dell'alveo inciso del torrente Baganza, profondità molto elevate ($>7\div 8$ m) si riscontrano nel tratto in trincea della tangenziale Sud in prossimità dello svincolo di via Spezia e nel tratto, sempre in trincea, di via Martiri della Libertà-via Volturmo. Valori prossimi a 2 m si raggiungono anche nel tratto di paleoalveo a ridosso di via Spezia, a Gaione nella zona a ridosso dello scolmatore del Cinghio, nelle zone localmente depresse, e nei numerosi seminterrati.

La Figura 5.45 riporta la mappa delle massime velocità idriche (in modulo). I valori maggiori (>6 m/s) si riscontrano nell'alveo inciso ed in particolare in prossimità della cassa. Valori elevati (fino a 3 m/s) si hanno anche in corrispondenza dei due paleoalvei che si staccano in sinistra idraulica dall'alveo attivo del torrente. Altrove, le velocità si mantengono al di sotto di 1.5 m/s.

La Figura 5.46 riporta la mappa dei tempi di arrivo del fronte di allagamento. In mezz'ora l'allagamento raggiunge l'abitato di Gaione, in tre-quarti d'ora il ponte della tangenziale Sud, in un'ora il tratto in trincea della stessa tangenziale sotto via Spezia ed i quartieri Montanara e Molinetto. Successivamente l'allagamento, molto frastagliato e con tiranti idrici modesti, si propaga più lentamente impiegando 8 ore a raggiungere il rilevato a nord della ferrovia MI-BO.

La Figura 5.47 riporta la mappa delle profondità totali, suddivise nelle quattro categorie descritte in APPENDICE B, a cui possono farsi corrispondere progressivi livelli di pericolosità idraulica (bassa, media, alta, altissima). Fuori alveo, i valori di altissima pericolosità si manifestano sostanzialmente nelle stesse zone ove si verificano le massime profondità, visto che le velocità ivi non sono particolarmente elevate.

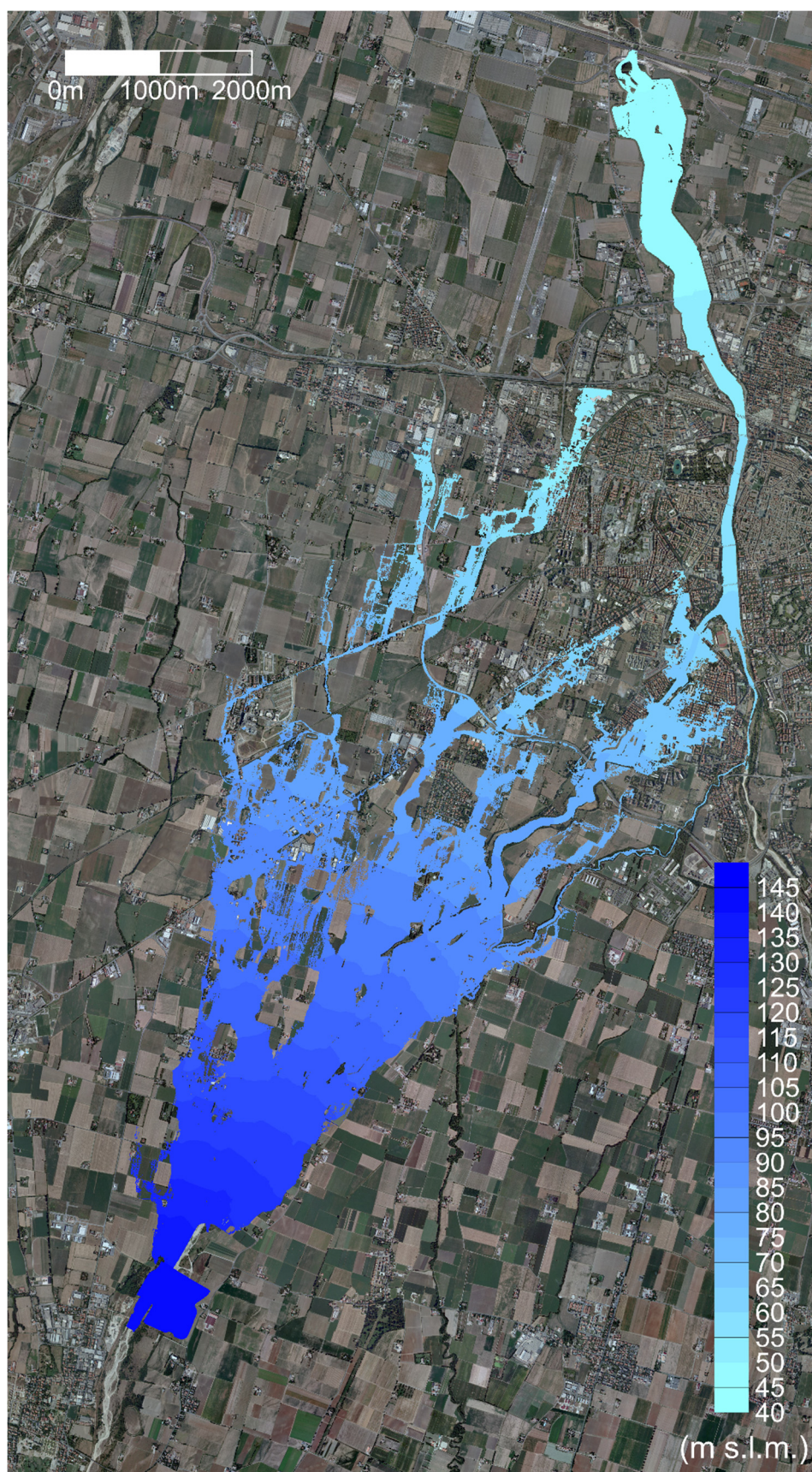


Figura 5.43: Inviluppo delle massime quote idriche nel comparto di studio (Scenario 2-bis).

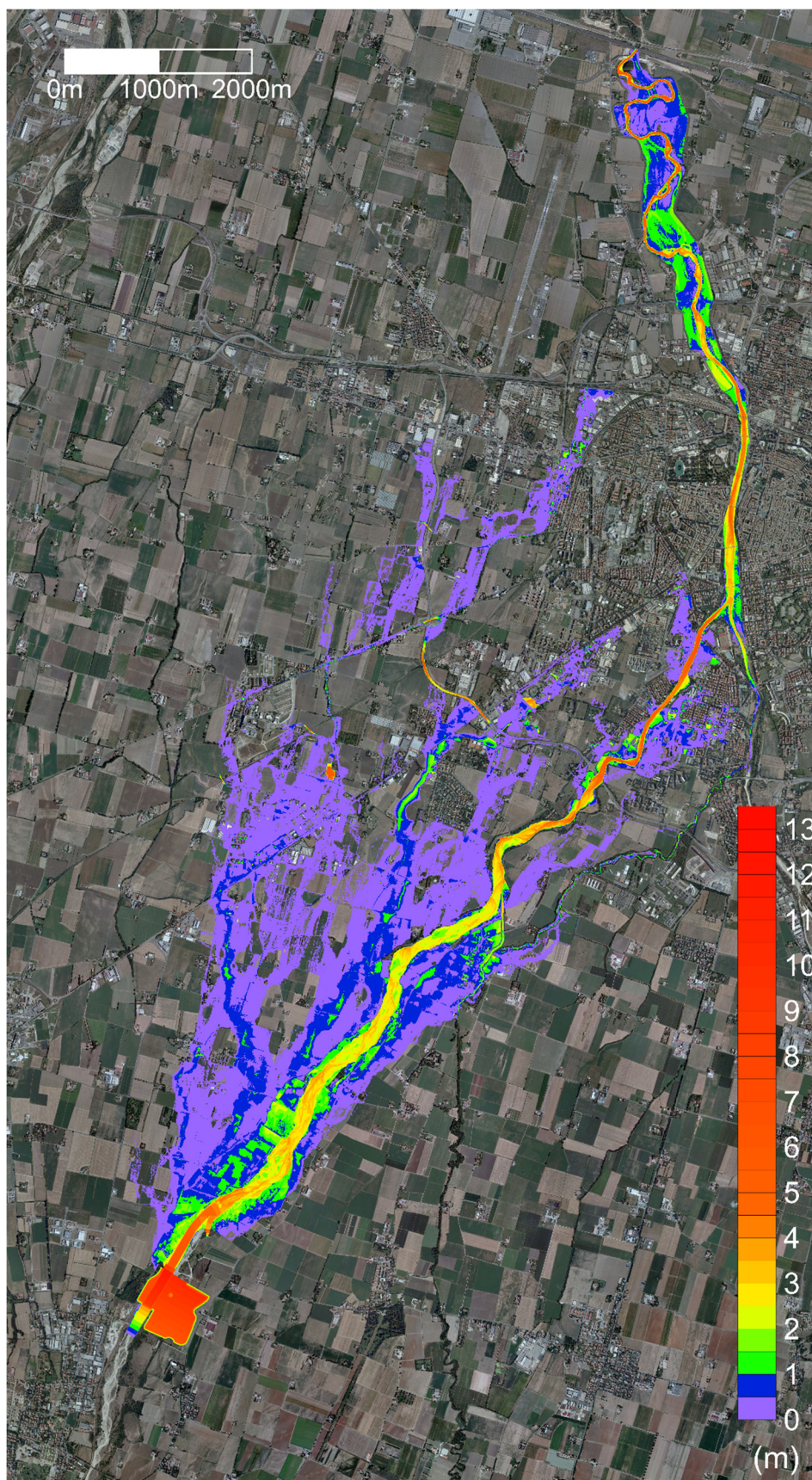


Figura 5.44: Involuppo delle massime profondità nel comparto di studio (Scenario 2-bis).

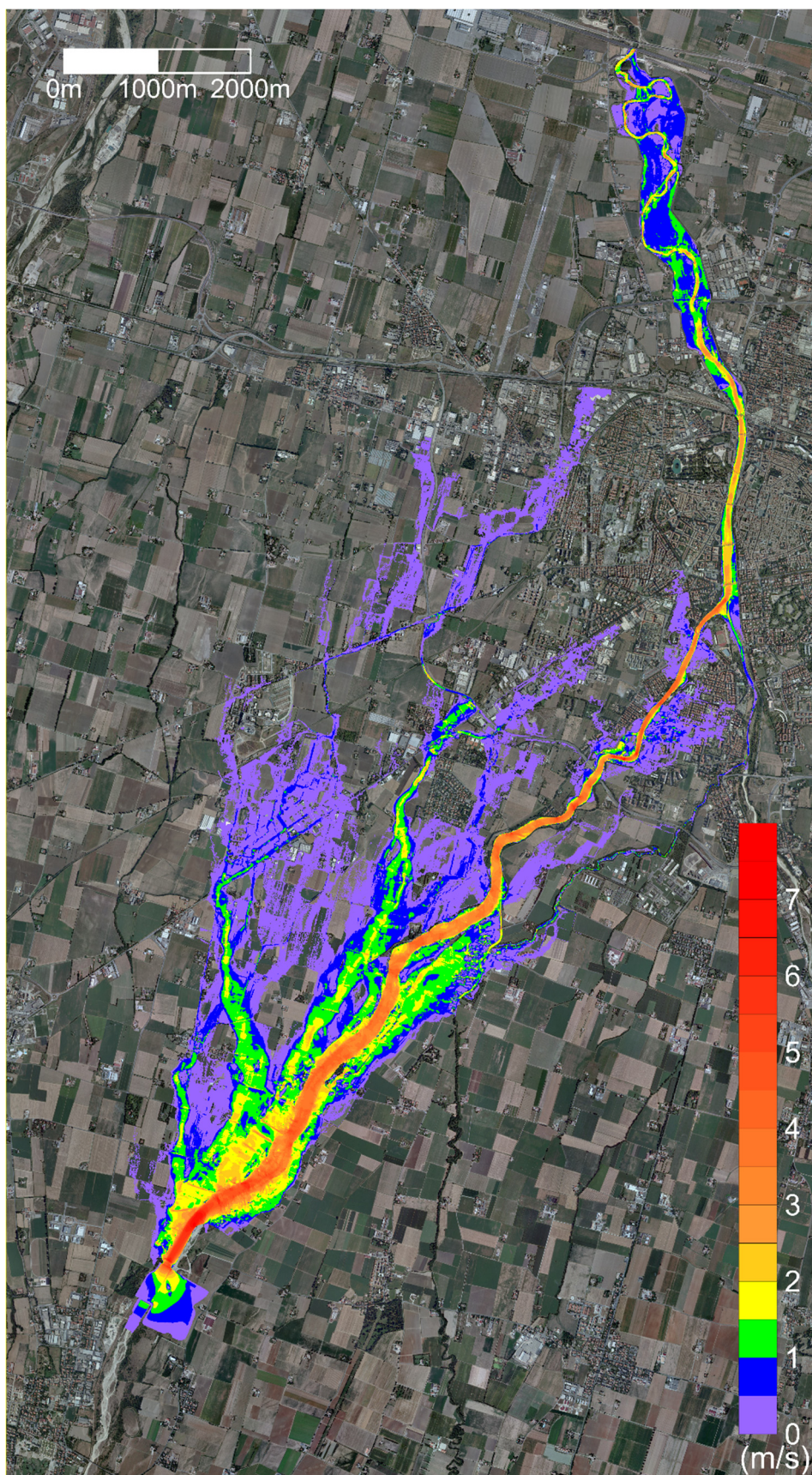


Figura 5.45: Involuppo delle massime velocità nel comparto di studio (Scenario 2-bis).

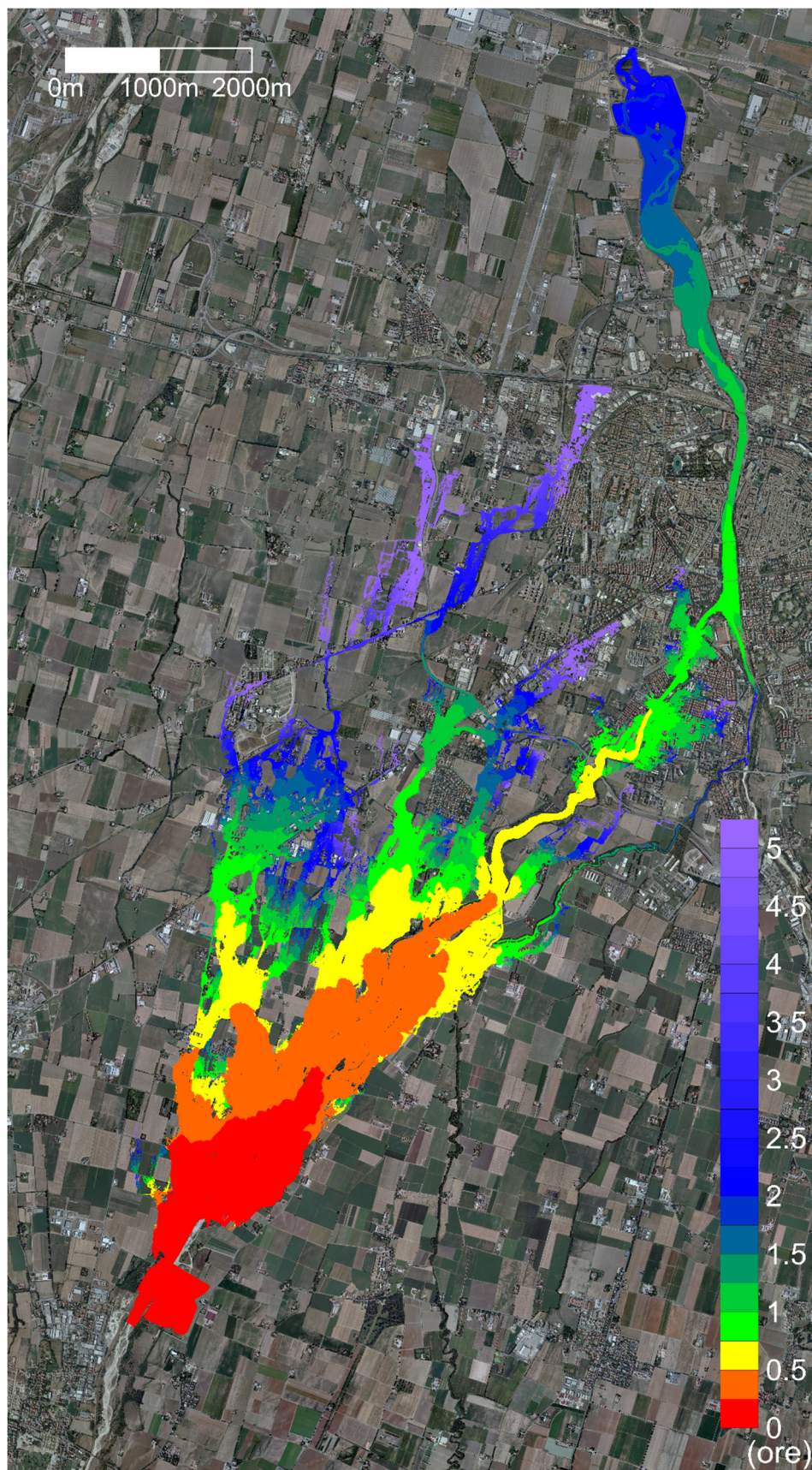


Figura 5.46: Tempi di arrivo del fronte d'onda nel comparto di studio (Scenario 2-bis).

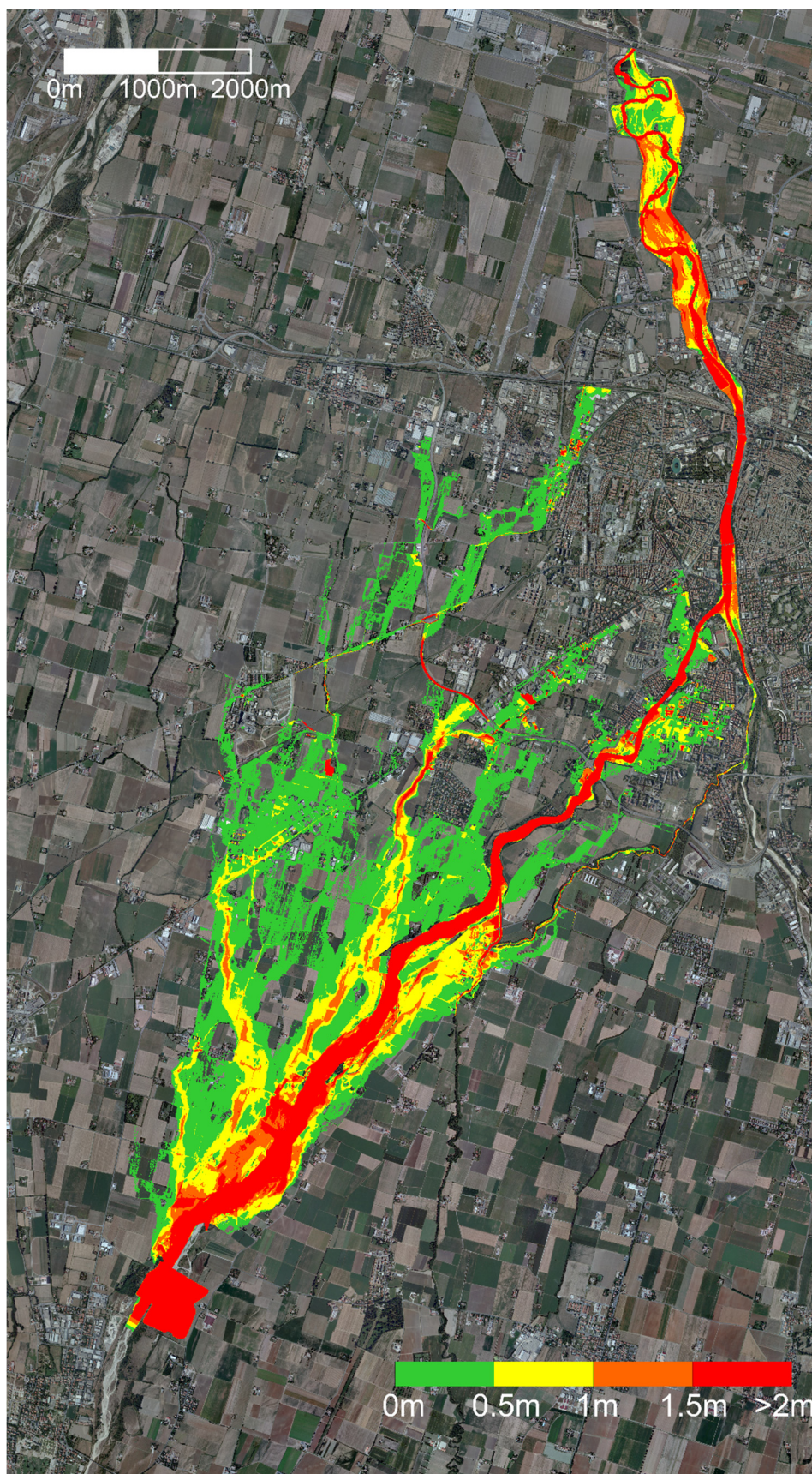


Figura 5.47: Massime profondità totali raggiunte nel comparto di studio (Scenario 2-bis).

5.4.3 Centri abitati interessati dall'allagamento

Nel seguito vengono analizzate le principali aree abitate interessate dall'allagamento, riportando per ognuna di esse il tempo di arrivo del fronte d'onda, le profondità idriche registrate e, eventualmente, le profondità totali.

- L'abitato di Gaione (Figura 5.48) risulta completamente allagato in tempi compresi fra 30 e 45 minuti. Le massime profondità raggiunte sono quasi ovunque di $0.5 \div 1$ m, ma arrivano anche a circa 2 metri a ridosso dello scolmatore del torrente Cinghio. Le massime profondità totali registrano circa gli stessi valori delle profondità idriche, evidenziando quindi aree a pericolosità elevata e elevatissima.

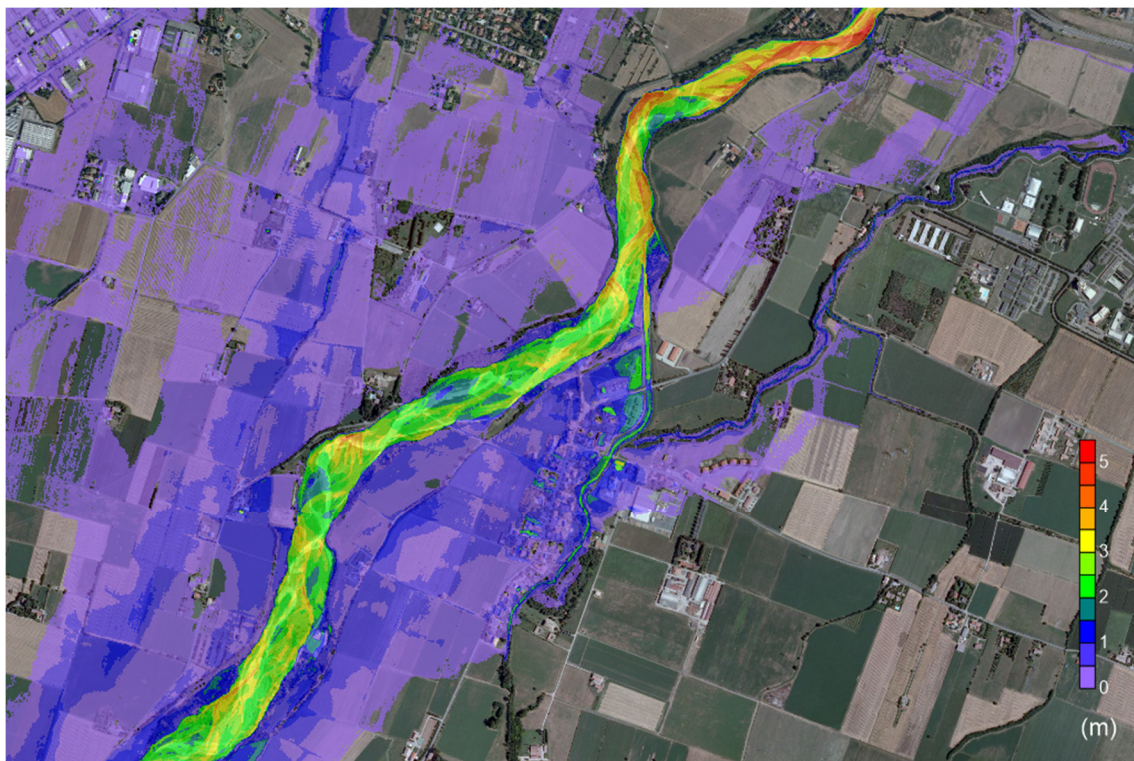


Figura 5.48: Gaione: Massime profondità idriche (Scenario 2-bis).

- Come risulta dalla Figura 5.49 gran parte del territorio in sponda sinistra del torrente Baganza, fino al limite della tangenziale Sud risulta allagato. L'abitato di Lemignano viene allagato dopo meno di un'ora, registrando tuttavia profondità idriche inferiori a 0.5 m. L'abitato di Vigheffio risulta parzialmente lambito nella zona sud-est, con profondità idriche inferiori a 0.5 m, dopo circa 1 ora dal crollo del manufatto. Si nota inoltre come l'acqua, nel tratto compreso fra via La Spezia e l'alveo del Torrente

Baganza, tenda a scorrere lungo un percorso preferenziale creato da un naturale avvallamento del terreno, probabilmente un paleoalveo.

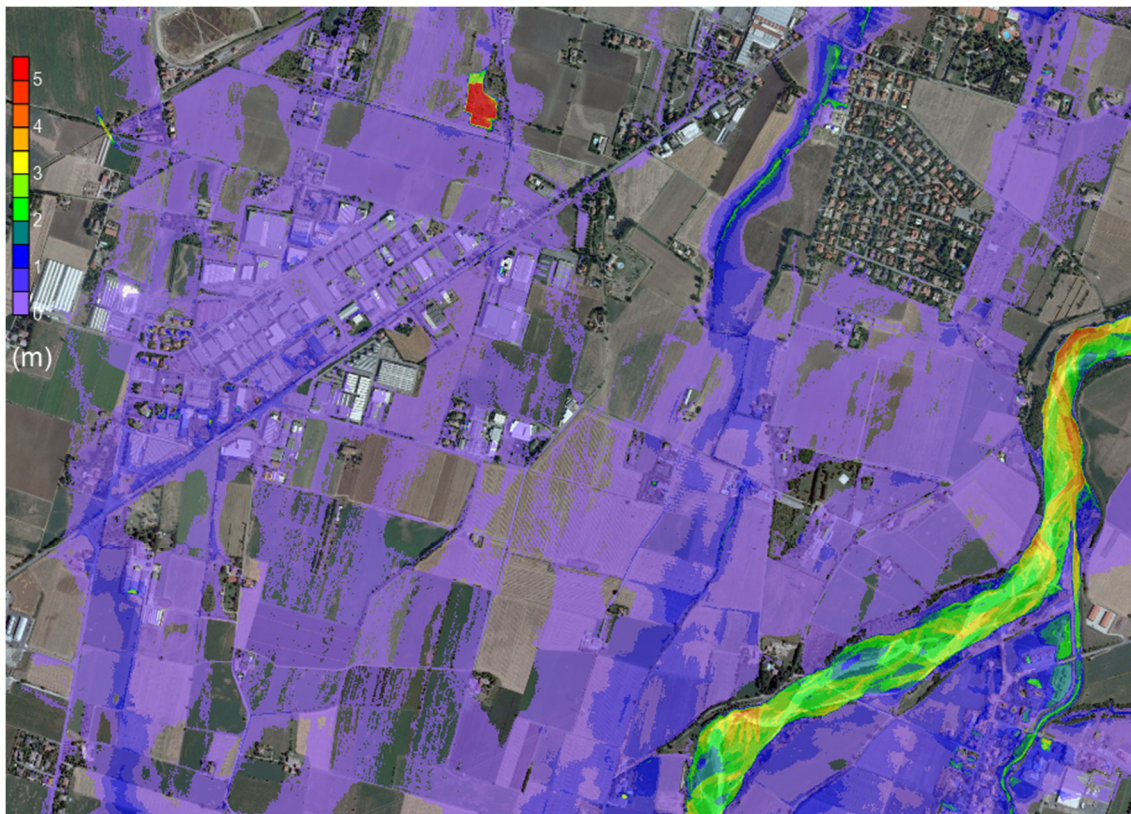


Figura 5.49: Zona Via la Spezia: Massime profondità idriche (Scenario 2-bis).

- L'abitato di San Martino Sinzano (Figura 5.50) risulta parzialmente allagato. Esso viene raggiunto dal fronte dopo circa 20 minuti e completamente allagato dopo 1 ora. Le massime profondità raggiunte variano da 0.1 a 1 m.
- Particolare attenzione va rivolta ai quartieri Molinetto e Montanara (Figura 5.51): essi infatti vengono raggiunti dall'acqua nella quasi totalità dopo soli 60 minuti. Le profondità idriche sono mediamente inferiori a 0.5 m, anche se si registrano, in zone particolarmente depresse, valori di profondità superiori ai 2 m. La mappa delle profondità totali evidenzia aree a elevatissima pericolosità, dove la profondità totale è maggiore di 2 metri.
- L'allagamento interessa parzialmente anche il quartiere Crocetta (Figura 5.52); esso viene raggiunto dal fronte proveniente da sud in circa 3 ore e con profondità idriche medie di 0.5 m.

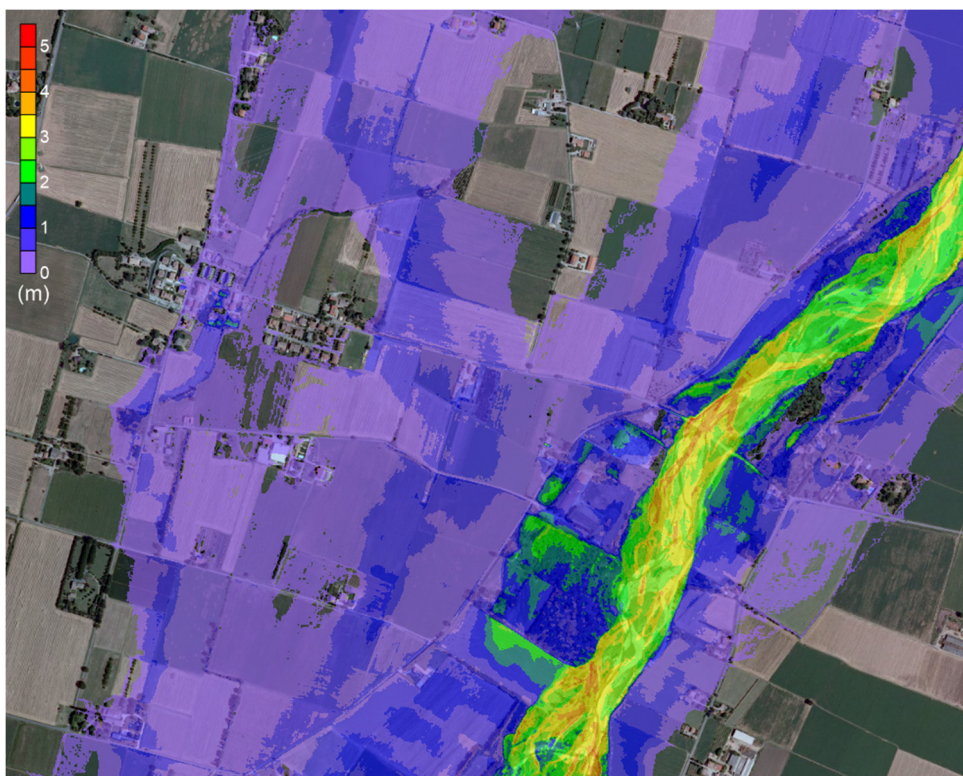


Figura 5.50: San Martino Sinzano: Massime profondità idriche (Scenario 2-bis).

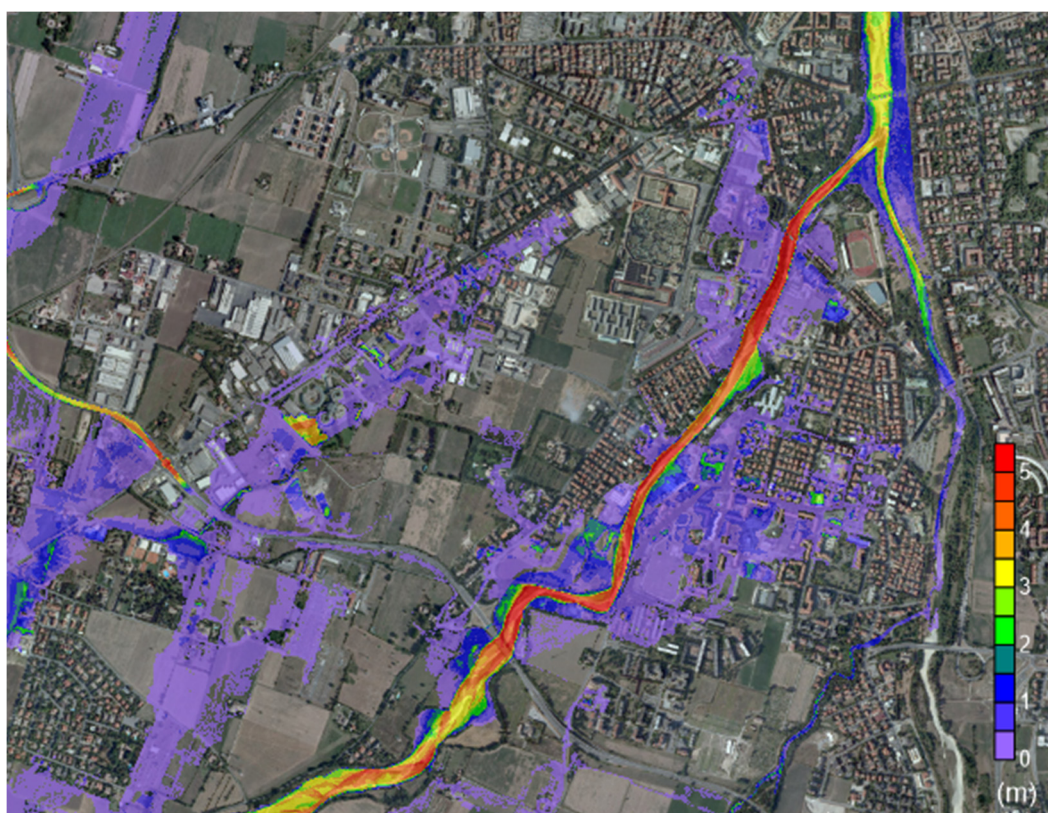


Figura 5.51: Quartieri Molinetto e Montanara: Massime profondità idriche (Scenario 2-bis).

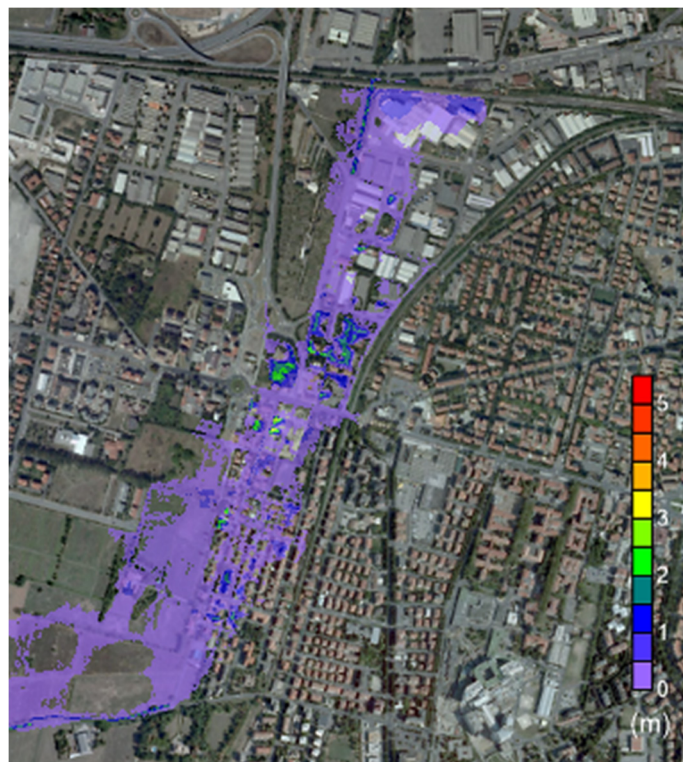


Figura 5.52: Zona Crocetta: Massime profondità idriche (Scenario 2-bis).

5.4.4 Idrogrammi di piena

Al fine di stimare la portata che defluisce a valle, sono state calcolati gli idrogrammi di piena in 7 sezioni di controllo (Figura 5.53). La prima è ubicata immediatamente a valle della confluenza degli scarichi dei manufatti A e C.

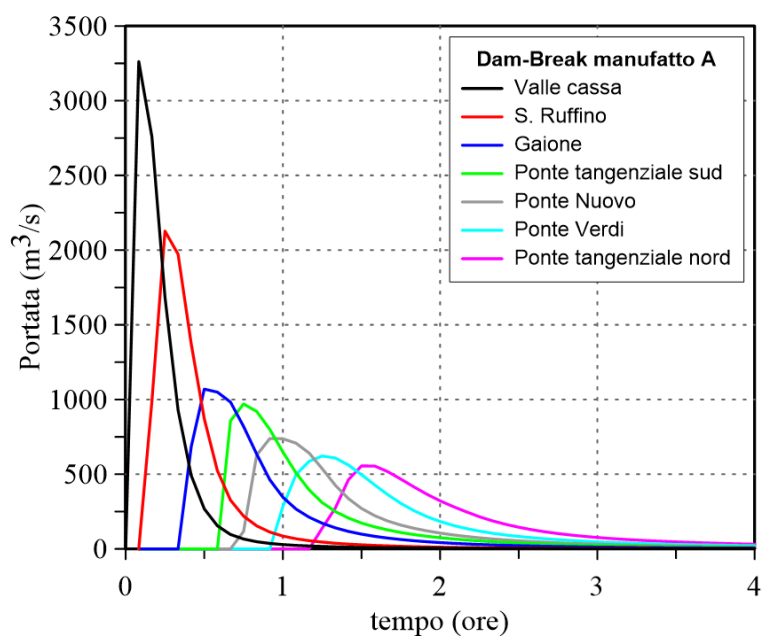


Figura 5.53: Idrogrammi transitori nelle sezioni di controllo ((Scenario 2bis).

La portata transitante in questa sezione raggiunge un colmo di circa 3250 m³/s. Le portate poi progressivamente diminuiscono, sia per il naturale effetto di laminazione, sia per le fuoriuscite lungo i vari rami in cui si suddivide l'allagamento. A valle della confluenza con il torrente Parma (ponte Verdi e ponte Autostrada) le portate massime si attestano su valori inferiori a 600 m³/s, del tutto compatibili con la capacità di portata dell'alveo in questo tratto.

5.5 Scenario 3

5.5.1 Premessa

In questa simulazione è stato analizzato lo scenario di allagamento conseguente al progressivo collasso di parte delle arginature del comparto 2. Per condurre un'analisi a massimo favore di sicurezza è stato imposto di considerare:

- Assenza delle opere (manufatto B) che separano il comparto 1 dal comparto 2;
- livello idrico nel "comparto unico" pari alla quota di sommità degli argini del comparto 2 (145.50 m s.m.);
- portata/idrogramma in arrivo da monte pari a quello di progetto calcolato per tempo di ritorno T=1000 anni;
- erosione progressiva degli argini del comparto 2, con avvio dell'erosione in corrispondenza della zona ritenuta presumibilmente più gravosa per i territori di valle
- contemporaneo deflusso attraverso i manufatti A e C, il primo con luci inferiori totalmente ostruite.

Anche in questo caso, per simulare la situazione più gravosa, si è ritenuto opportuno far coincidere temporalmente il colmo dell'onda di piena in ingresso alla cassa con il raggiungimento della quota di 145.50 m s.l.m. nel comparto unico. Così facendo il colmo dell'onda generata dalla progressiva erosione dell'argine si somma a colmo dell'onda di piena naturale proveniente da monte. In caso contrario l'onda uscente avrebbe presentato due colmi: uno dovuto al rilascio della massa idrica uscente dall'argine ed un altro, secondario e precedente o successivo al primo, dovuto all'onda di piena naturale.

5.5.2 Posizione ed evoluzione della breccia

Al fine di ricreare le condizioni più sfavorevoli si è scelto di posizionare la breccia nella zona nord-est del comparto 2 (Figura 5.54). In questa zona le arginature raggiungono la

massima altezza con conseguenti carichi idraulici più elevati. Scegliendo questa posizione, inoltre, si è indirizzata l'acqua in uscita lungo una direzione diversa da quella dell'alveo inciso e verso l'abitato di San Ruffino.

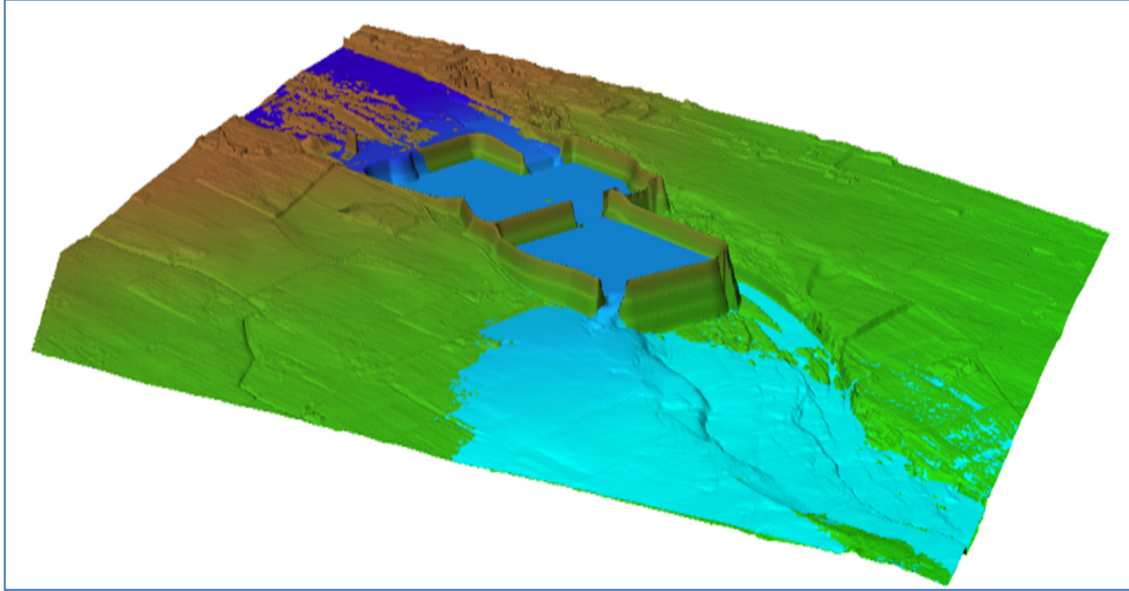


Figura 5.54: Posizionamento della breccia arginale.

Per l'evoluzione della breccia si è fatto riferimento ad un modello empirico proposto da D.C. Froehlich [8]. Esso prevede (Figura 5.55) che la larghezza media della breccia, trapezoidale con inclinazione 1:1 delle sponde, sia definita come:

$$B_{avg} = 0.27 K_0 V_w^{0.32} H_b^{0.04}$$

e il tempo di formazione possa essere stimato come:

$$t_f = 63.2 \sqrt{\frac{V_w}{g H_b^2}}$$

Nelle equazioni precedenti:

B_{avg} rappresenta la larghezza media della breccia all'istante finale [m];

K_0 è un parametro empirico che, nel caso in esame (ipotesi di rottura per sormonto arginale), può assumersi pari a 1.3 [-];

V_w è il volume idrico inizialmente invasato nel comparto in cui si forma la breccia [m³];

H_b è l'altezza della breccia all'istante finale [m];

g è l'accelerazione di gravità [m/s²].

Il modello prevede che la breccia abbia inizialmente una forma triangolare, che diviene trapezoidale dopo che si è raggiunto il piano campagna circostante (Figura 5.56).

Nel caso specifico, dato che: $V_w = 6.2 \times 10^6 \text{ m}^3$, corrispondente al volume immagazzinabile nel comparto “unico” alla quota del coronamento arginale del comparto 2, ovvero 145.50 m s.l.m.; $H_b = 11.5 \text{ m}$, corrispondente alla differenza di quota tra il coronamento arginale del comparto 2 ed il piano campagna circostante nella posizione dove si è ipotizzata la breccia, risulta: $B_{avg} = 57.7 \text{ m}$ e $t_f = 73 \text{ minuti}$.

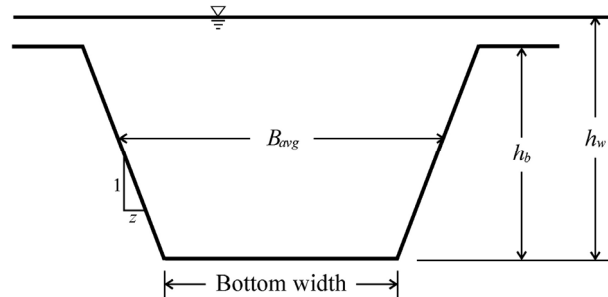


Figura 5.55: Dimensioni finali di una breccia trapezoidale.

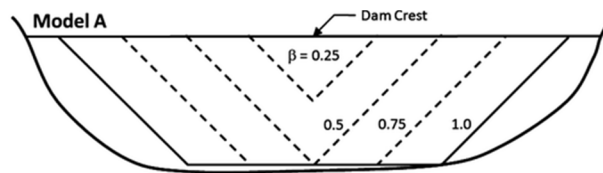


Figura 5.56: Evoluzione temporale della breccia.

Oltre alla formulazione qui adottata, in letteratura sono disponibili molte altre formulazioni empiriche [9]. Per il caso specifico, anche l'adozione delle formule proposte da Danko e Zhang [10] e Xu e Zhang [11] porta a stimare valori del tempo di formazione o della larghezza media comparabili a quelli qui utilizzati ($t_f \cong 1.7 \text{ ore}$, $B_{avg} \cong 50 \text{ m}$).

5.5.3 Sequenza temporale di allagamento

Dopo circa 10 minuti (Figura 5.57) l'allagamento si è propagato per poco più di 1 km a valle sostanzialmente mantenendosi in alveo, in quanto risulta preponderante la portata uscente dal manufatto C rispetto a quella uscente dalla breccia, ancora in fase iniziale di formazione. Dopo 30 minuti (Figura 5.58) l'allagamento si è esteso verso valle lungo l'alveo raggiungendo l'abitato di Gaione, che però non è ancora interessato dall'allagamento. Contemporaneamente l'allagamento si espande fuori alveo in sponda destra, subito a valle della cassa, a causa dall'acqua fuoriuscente dalla breccia arginale, superando la strada Montanara e propagandosi verso nord-nordest. Proseguendo nel tempo ($t=1:00 \text{ ora}$, Figura 5.59) in sponda sinistra l'allagamento si distacca dall'alveo,

percorrendo alcune depressioni, probabilmente in corrispondenza di altrettanti paleoalvei, e dirigendosi principalmente verso l'incrocio tra via Spezia e la tangenziale Sud. In sponda destra prosegue l'allagamento causato dall'acqua fuoriuscente dalla breccia arginale, la cui soglia sfiorante ha ormai quasi raggiunto la quota del piano campagna. Il fronte ha raggiunto e inondato l'abitato di San Ruffino. Il fronte che si muove, più velocemente, lungo l'alveo attivo del Baganza ha già raggiunto ed inondato l'abitato di Gaione e comincia a provocare esondazioni in città, in corrispondenza dei quartieri Montanara e Molinetto.

Al tempo $t=2:00$ dall'inizio del cedimento (Figura 5.60) l'allagamento, in sponda destra, ha completamente inondato gli abitati di S. Ruffino e Gaione, ha superato l'argine del torrente Cinghio e si sta avvicinando alla zona del Campus Universitario. In sponda sinistra le correnti che percorrono i due paleoalvei principali hanno raggiunto via Spezia e l'acqua si accumula nel tratto in trincea profonda della tangenziale stessa, che trasferisce l'allagamento verso via Volturno. In sponda destra l'allagamento ha raggiunto e superato il corso del torrente Cinghio, propagandosi verso est. Si espandono anche gli allagamenti in corrispondenza dei quartieri Montanara e Molinetto. Lungo il torrente Parma la corrente procede verso nord superando l'attraversamento ferroviario, rimanendo però contenuta in alveo. Al tempo $t=3:00$ ore (Figura 5.61) l'allagamento si è ulteriormente esteso, coinvolgendo in parte il Campus Universitario e impegnando quasi completamente il triangolo di territorio compreso tra Baganza, Parma e la tangenziale Sud. In sponda sinistra la propaggine veicolata dalla tangenziale Sud si propaga verso via Emilia Ovest e piazza Caduti del Lavoro. Al tempo $t=5:00$ ore (Figura 5.62) le profondità sono in recessione quasi ovunque, salvo qualche propaggine che si sta ancora estendendo, con profondità comunque modeste.

5.5.4 Involuppi dei risultati ottenuti

La Figura 5.63 riporta la mappa delle quote idriche massime (non contemporanee) ottenute dalla simulazione. Si apprezzano le numerose lingue nelle quali si ramifica l'allagamento, generate da avvallamenti naturali (paleoalvei) e da elementi artificiali (tratti di viabilità in trincea ed in rilevato, arginature secondarie). Si apprezza anche la propaggine che, partendo dalla zona ove si è ipotizzata la breccia, inonda un'ampia porzione di territorio verso est e verso nord, superando gli argini del Cinghio. Anche gran parte del quartiere Oltretorrente risulta coinvolto dall'allagamento.

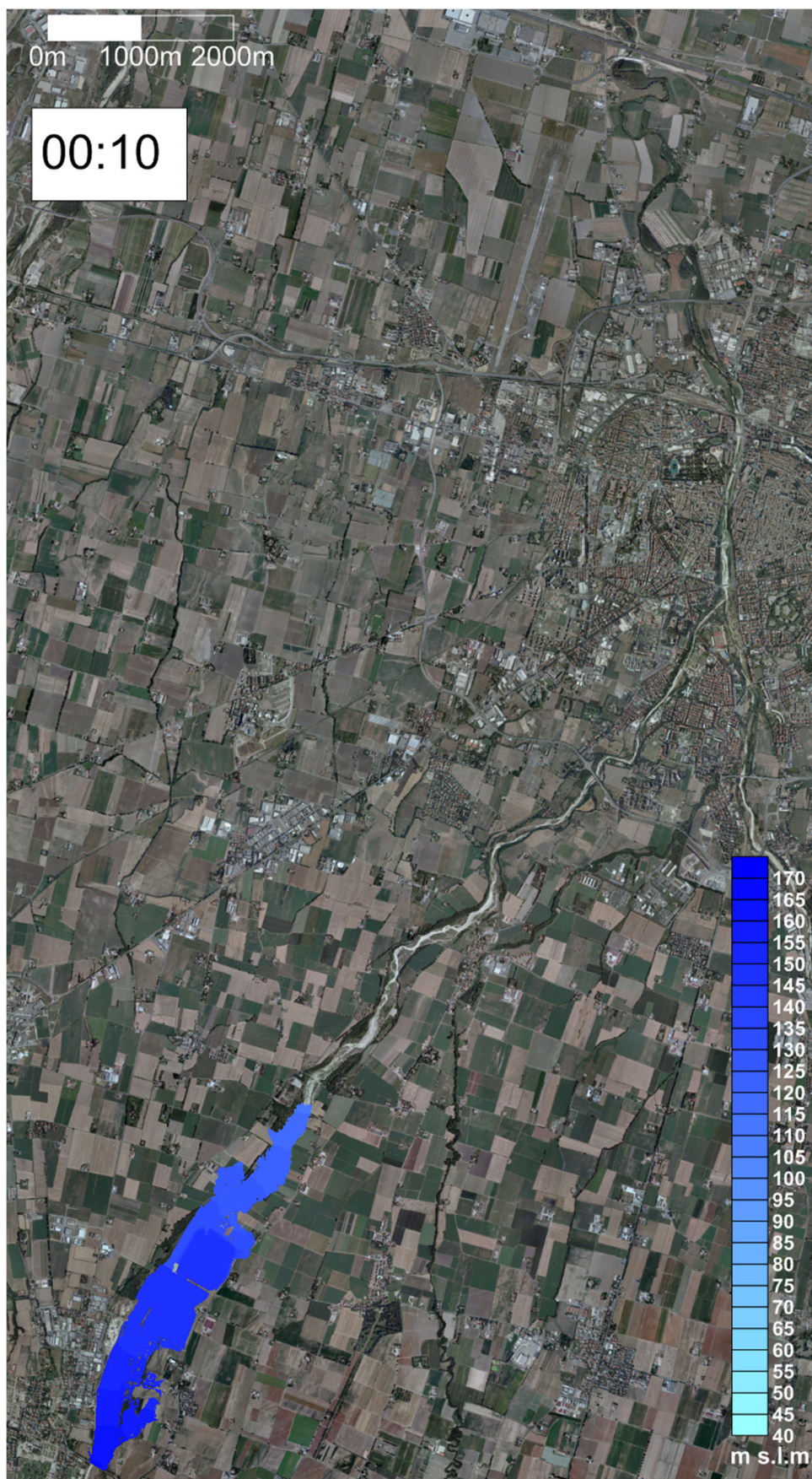


Figura 5.57: Allagamento dopo 10 minuti dall'apertura della breccia arginale (Scenario 3).

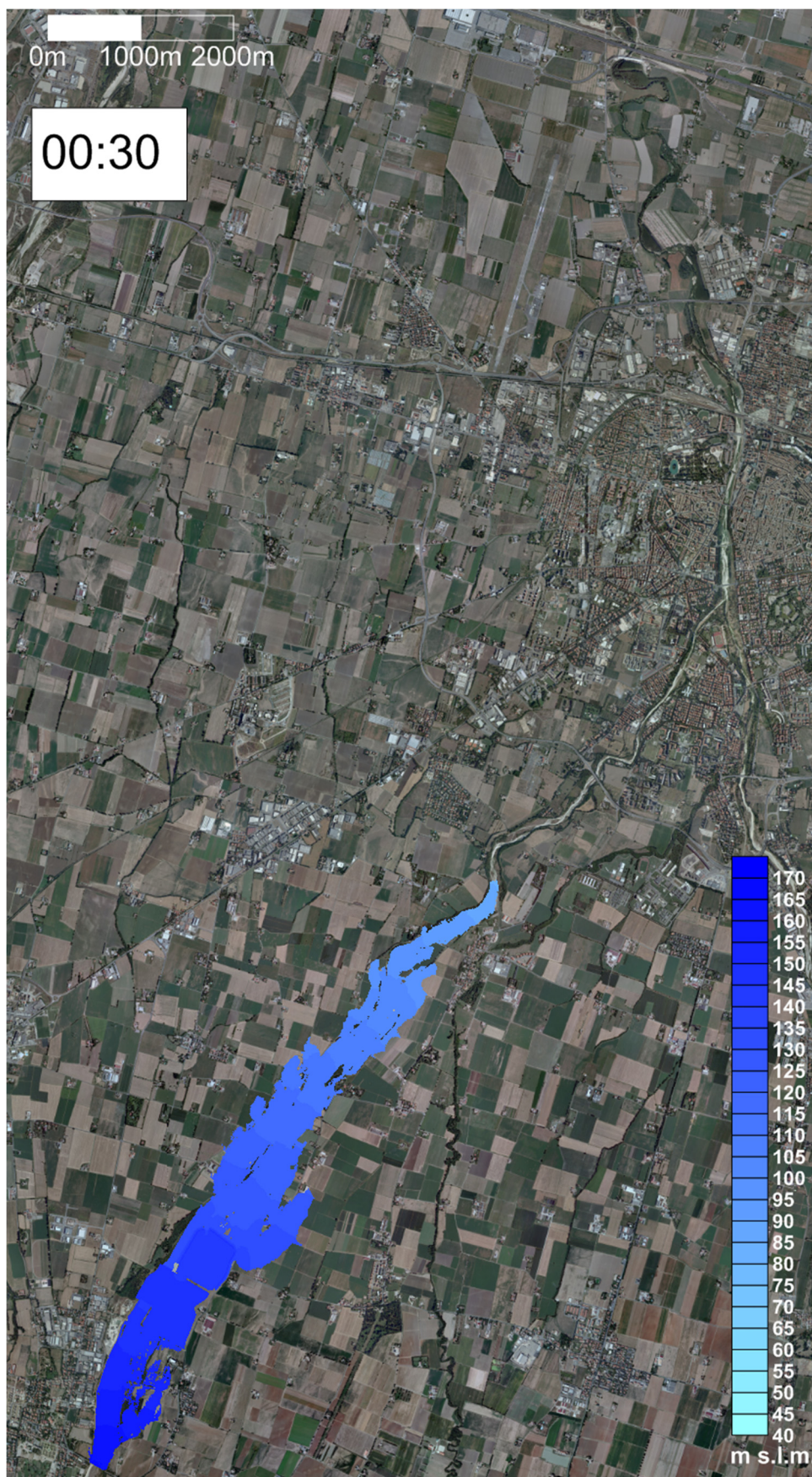


Figura 5.58: Allagamento dopo 30 minuti dall'apertura della breccia arginale (Scenario 3).

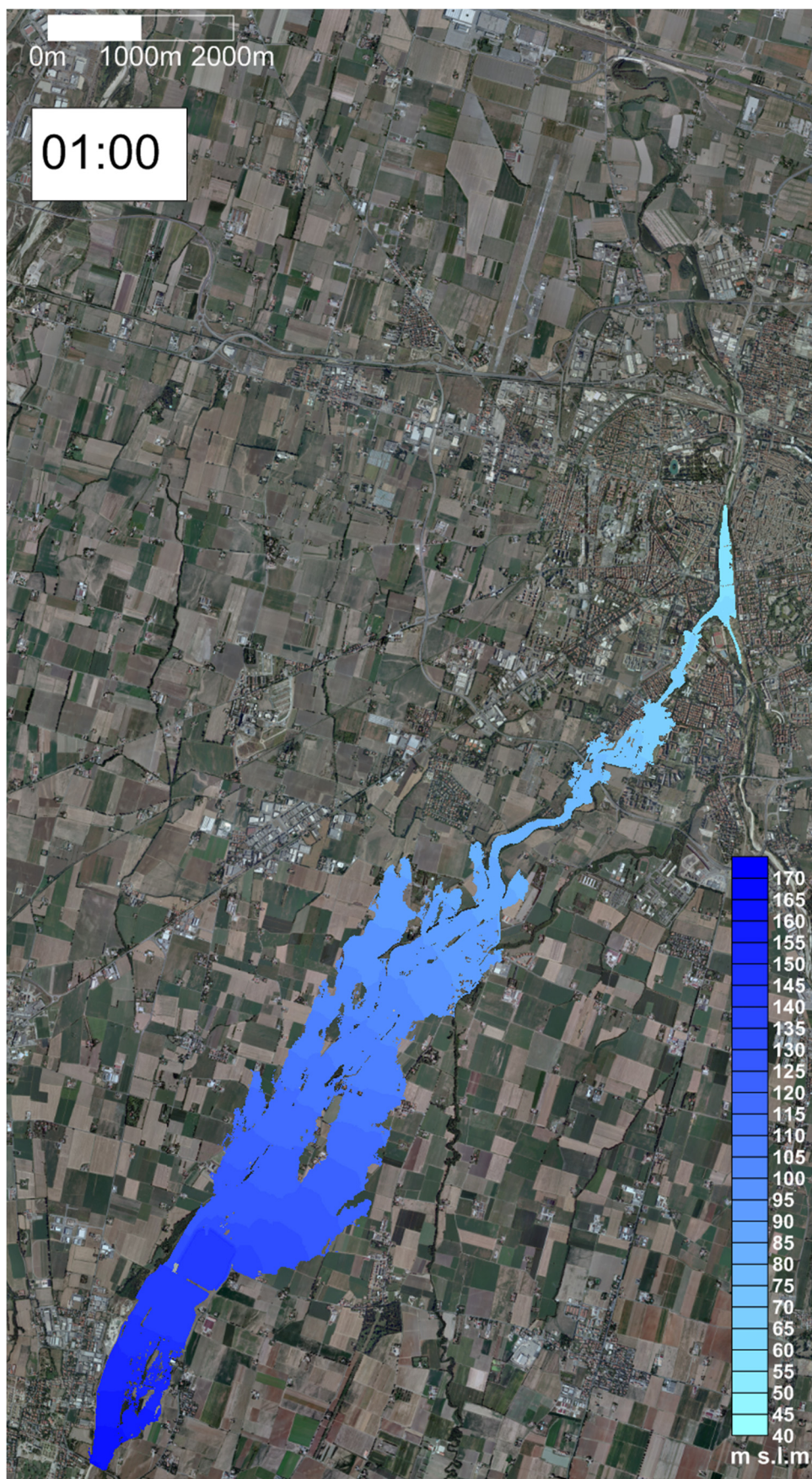


Figura 5.59: Allagamento dopo 1 ora dall'apertura della breccia arginale (Scenario 3).

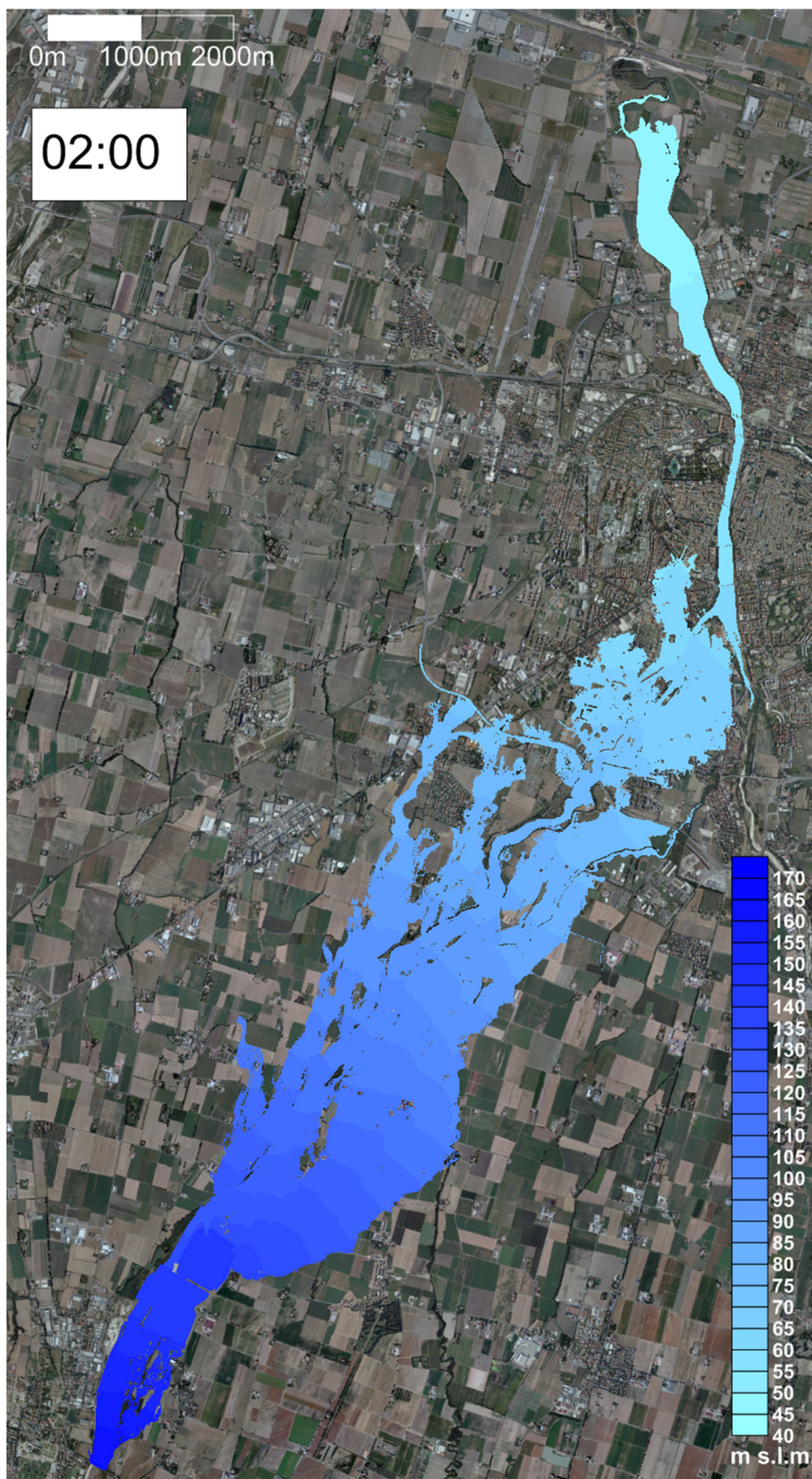


Figura 5.60: Allagamento dopo 2 ore dall'apertura della breccia arginale (Scenario 3).

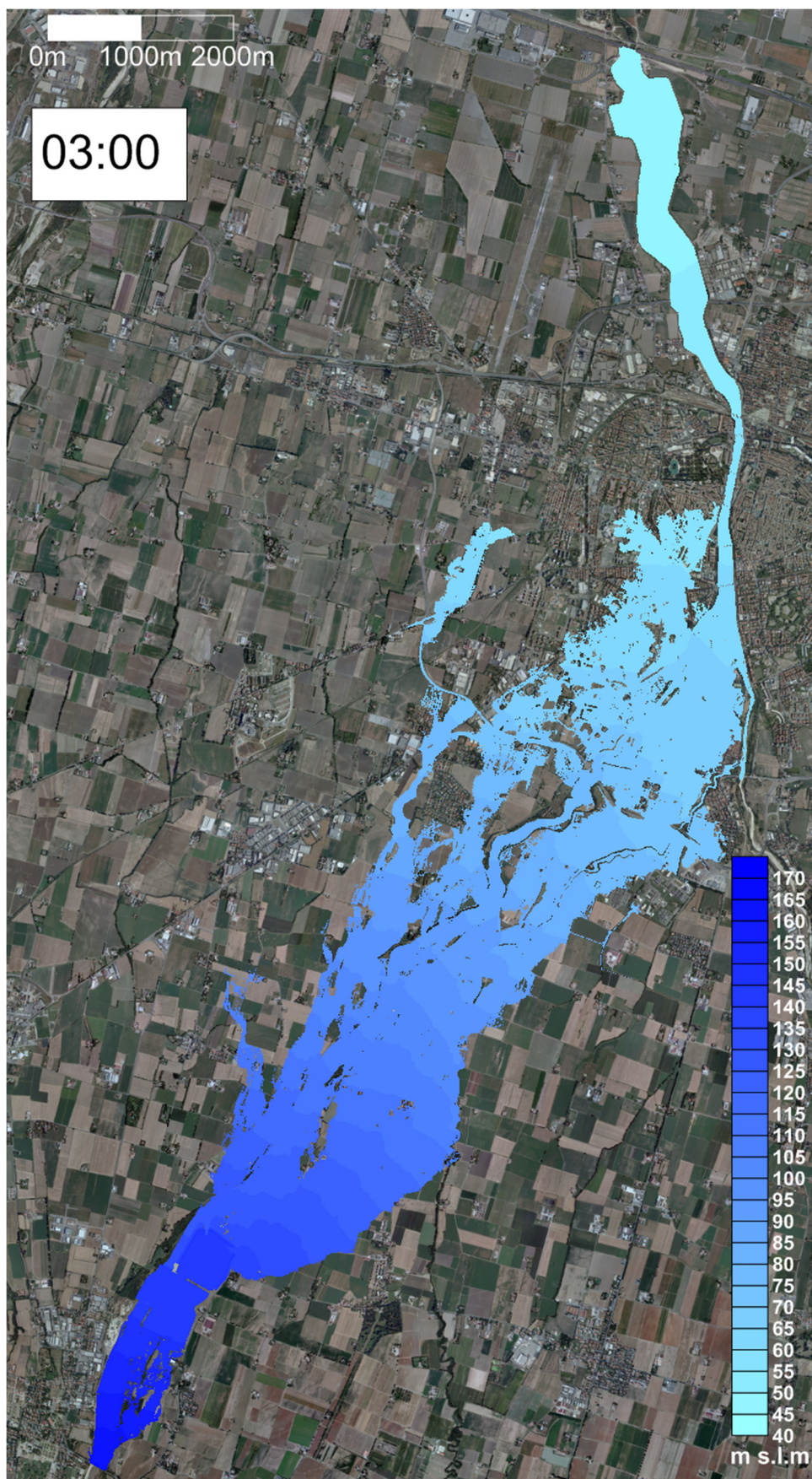


Figura 5.61: Allagamento dopo 3 ore dall'apertura della breccia arginale (Scenario 3).

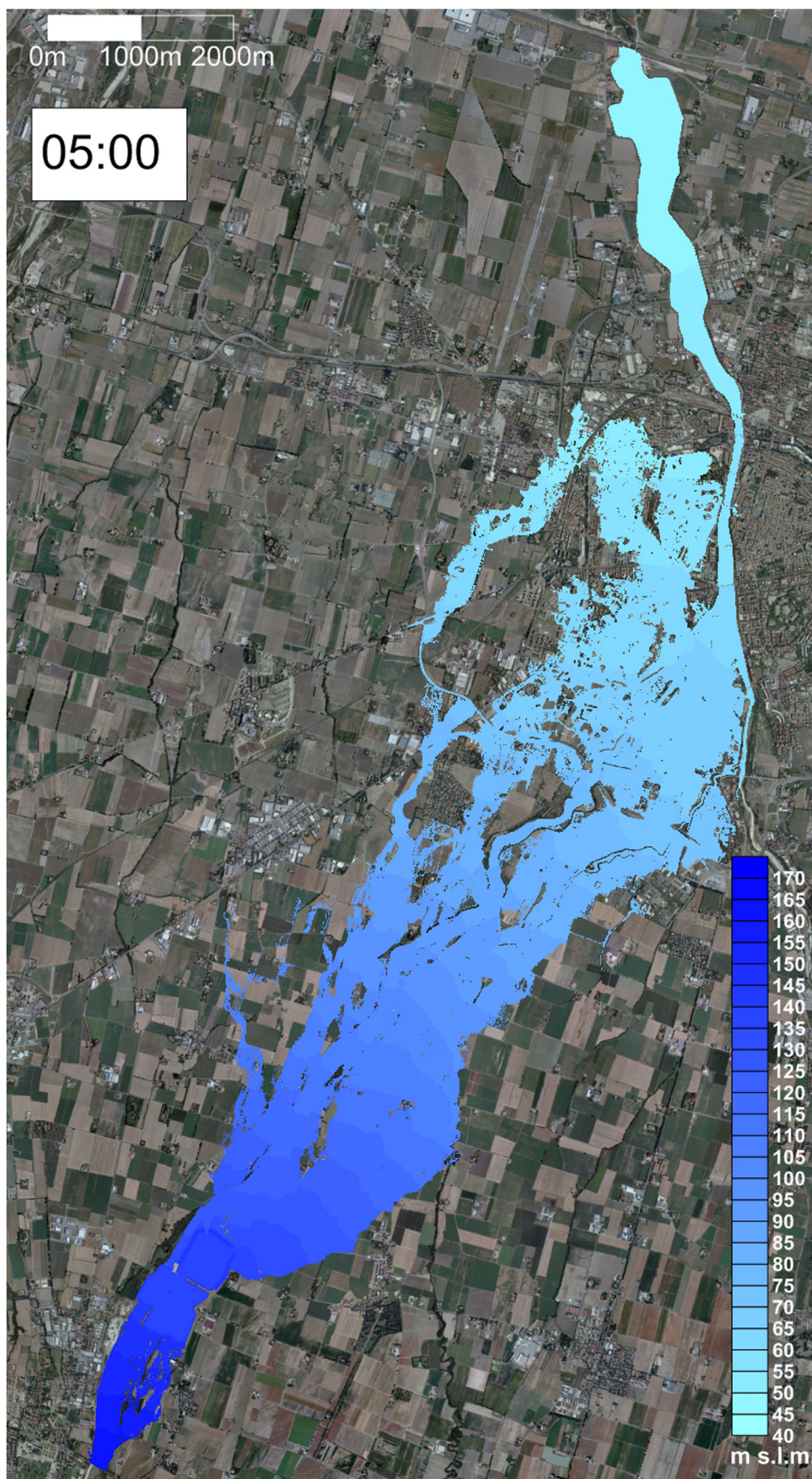


Figura 5.62: Allagamento dopo 5 ore dall'apertura della breccia arginale (Scenario 3).

La Figura 5.64 riporta la mappa delle massime profondità idriche. A parte la zona della cassa e dell'alveo inciso del torrente Baganza, profondità molto elevate ($7\div 8$ m) si riscontrano nel tratto in trincea della tangenziale Sud in prossimità dello svincolo di via Spezia e nel tratto, sempre in trincea, di via Martiri della Libertà-via Volturno. Valori superiori a $2.5\div 3.0$ m si raggiungono: immediatamente a valle della zona della breccia arginale; lungo il corso del Cinghio ed in particolare a Gaione, a ridosso dello scolmatore dello stesso Cinghio; a sud della tangenziale Sud, sempre in corrispondenza dell'attraversamento del torrente Cinghio; nel triangolo urbano delimitato da Baganza, Parma e tangenziale Sud ed in particolare nel triangolo tra Baganza e via Po, in corrispondenza dell'Ospedale delle Piccole Figlie e della centrale Telecom; nel tratto di paleoalveo a ridosso di via Spezia; in alcune zone localizzate localmente depresse e nei numerosi seminterrati.

La Figura 5.65 riporta la mappa delle massime velocità idriche (in modulo). I valori maggiori ($7\div 10$ m/s) si riscontrano nell'alveo inciso ed anche in prossimità della breccia arginale. Valori elevati (fino a 3 m/s e localmente anche di più) si hanno anche in sponda destra in corrispondenza di tutta la zona percorsa dalla corrente fuoriuscita dalla breccia ed in sponda sinistra lungo il paleoalveo che raggiunge via Spezia, oltre che in alcune zone localizzate. Altrove, le velocità si mantengono inferiori a $1.0\div 1.5$ m/s.

La Figura 5.66 riporta la mappa dei tempi di arrivo del fronte di allagamento. In un'ora l'allagamento raggiunge l'abitato di Gaione, in due ore il tratto in trincea della tangenziale Sud in corrispondenza dello svincolo di via Spezia ed i quartieri Montanara e Molinetto. Successivamente l'allagamento, molto frastagliato e con tiranti idrici modesti, si propaga più lentamente impiegando $5\div 7$ ore a raggiungere le zone a nord della ferrovia MI-BO.

La Figura 5.67 riporta la mappa delle profondità totali, suddivise nelle quattro categorie descritte in APPENDICE B, a cui possono farsi corrispondere progressivi livelli di pericolosità idraulica (bassa, media, alta, altissima). Fuori alveo, i valori di altissima pericolosità si manifestano sostanzialmente nelle stesse zone ove si verificano le massime profondità, visto che le velocità ivi non sono particolarmente elevate.

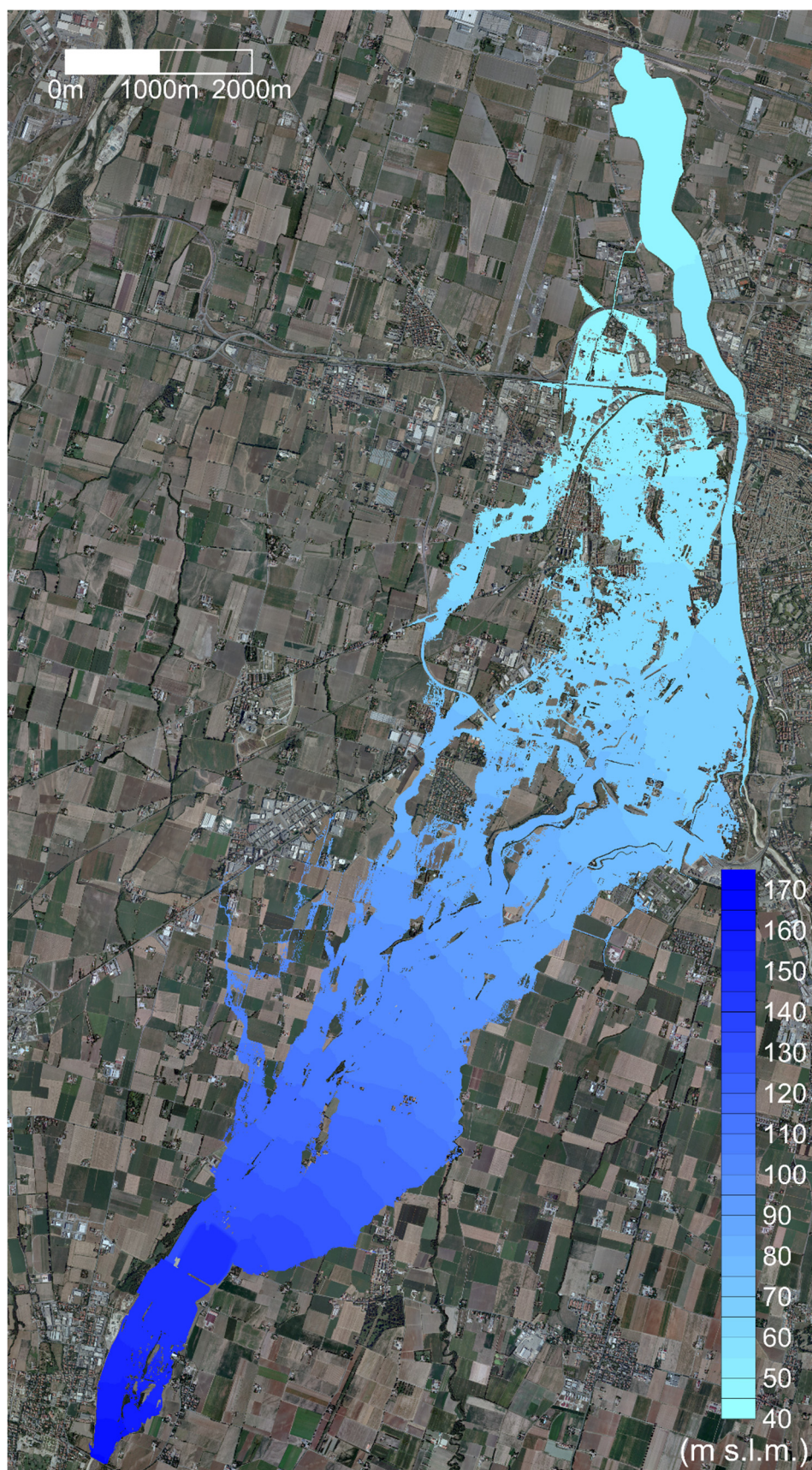


Figura 5.63: Inviluppo delle massime altezze idriche per lo Scenario 3.

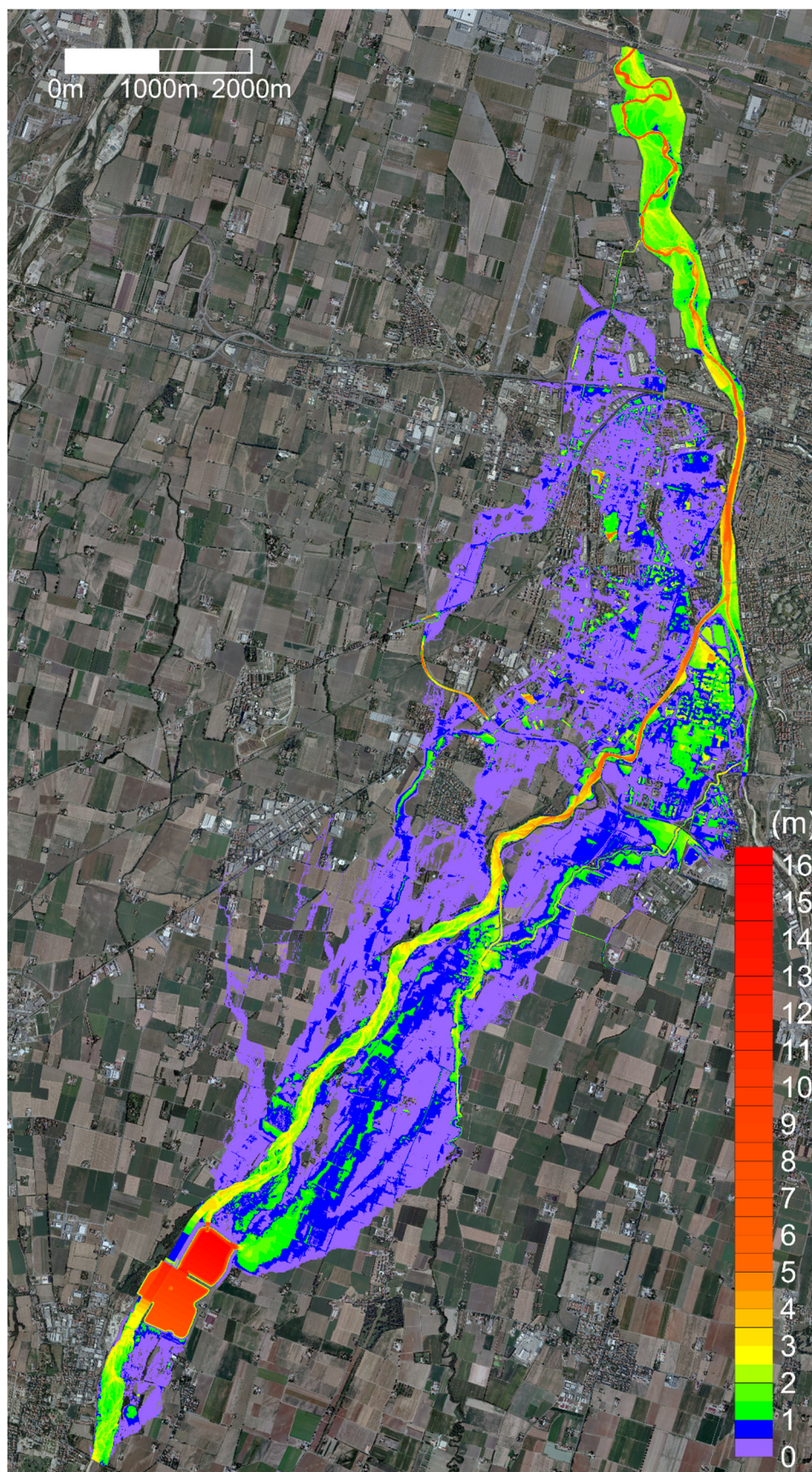


Figura 5.64: Inviluppo delle massime profondità idriche per lo Scenario 3.

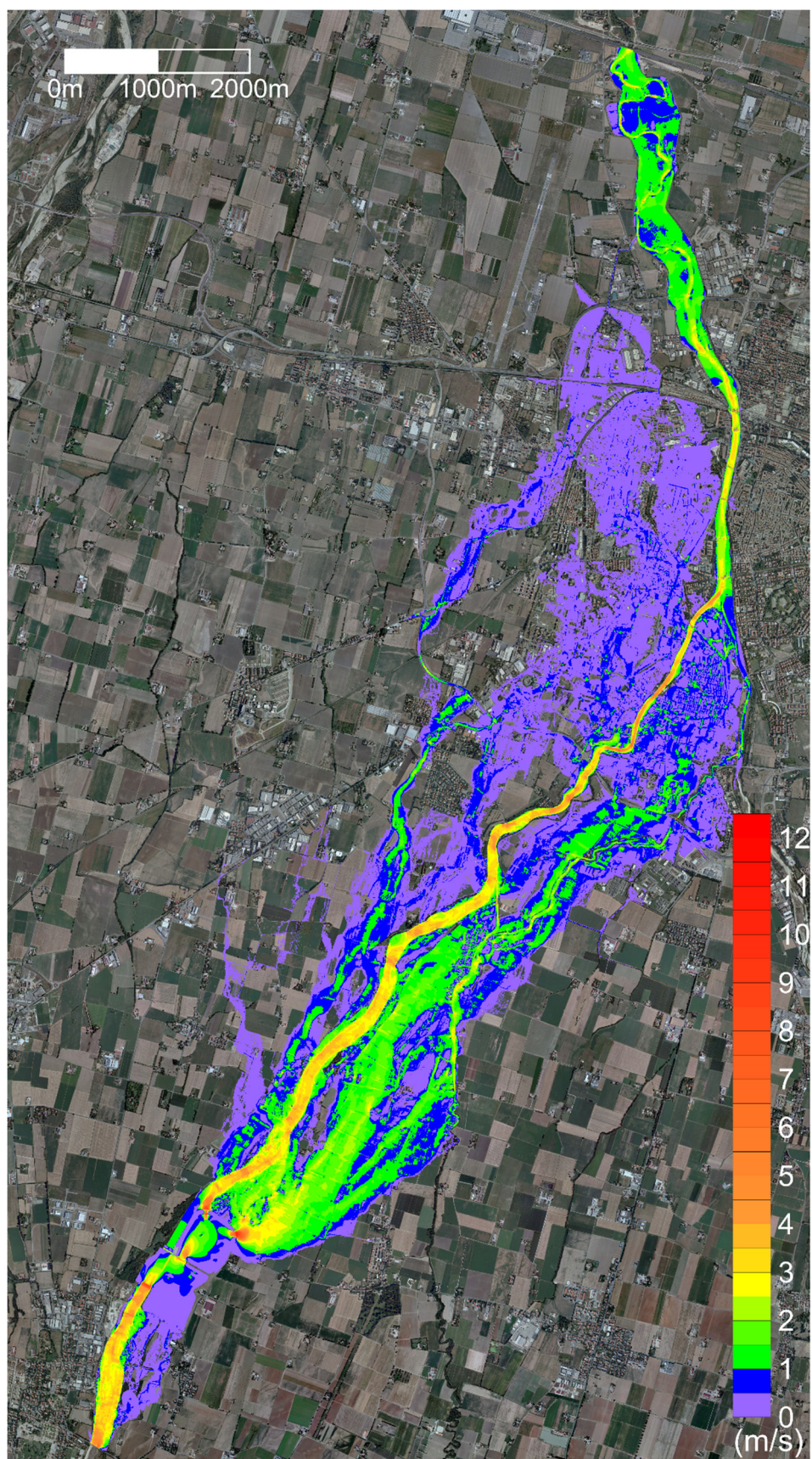


Figura 5.65: Involuppo delle velocità massime per lo Scenario 3.

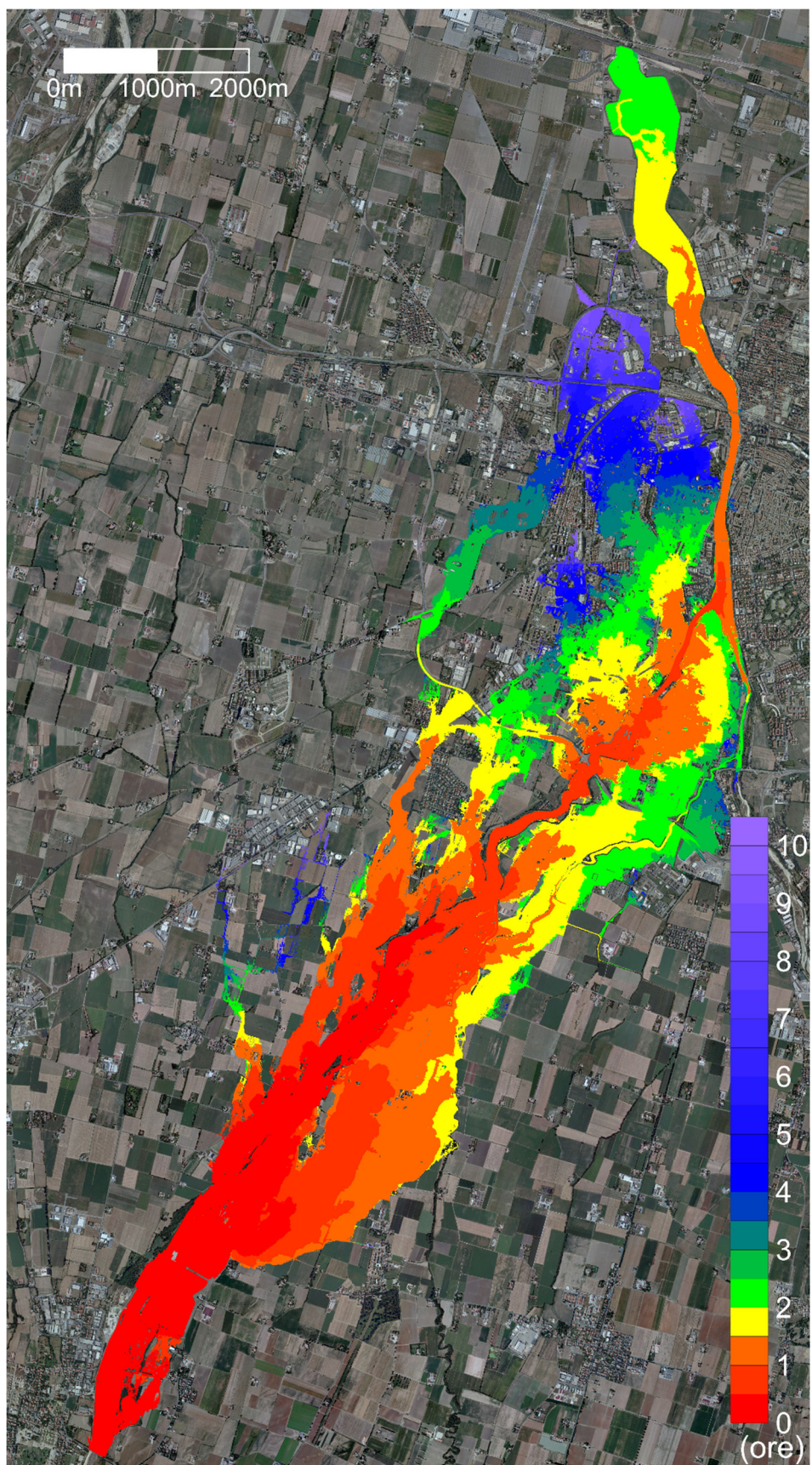


Figura 5.66: Tempi di arrivo del fronte d'onda per lo Scenario 3.

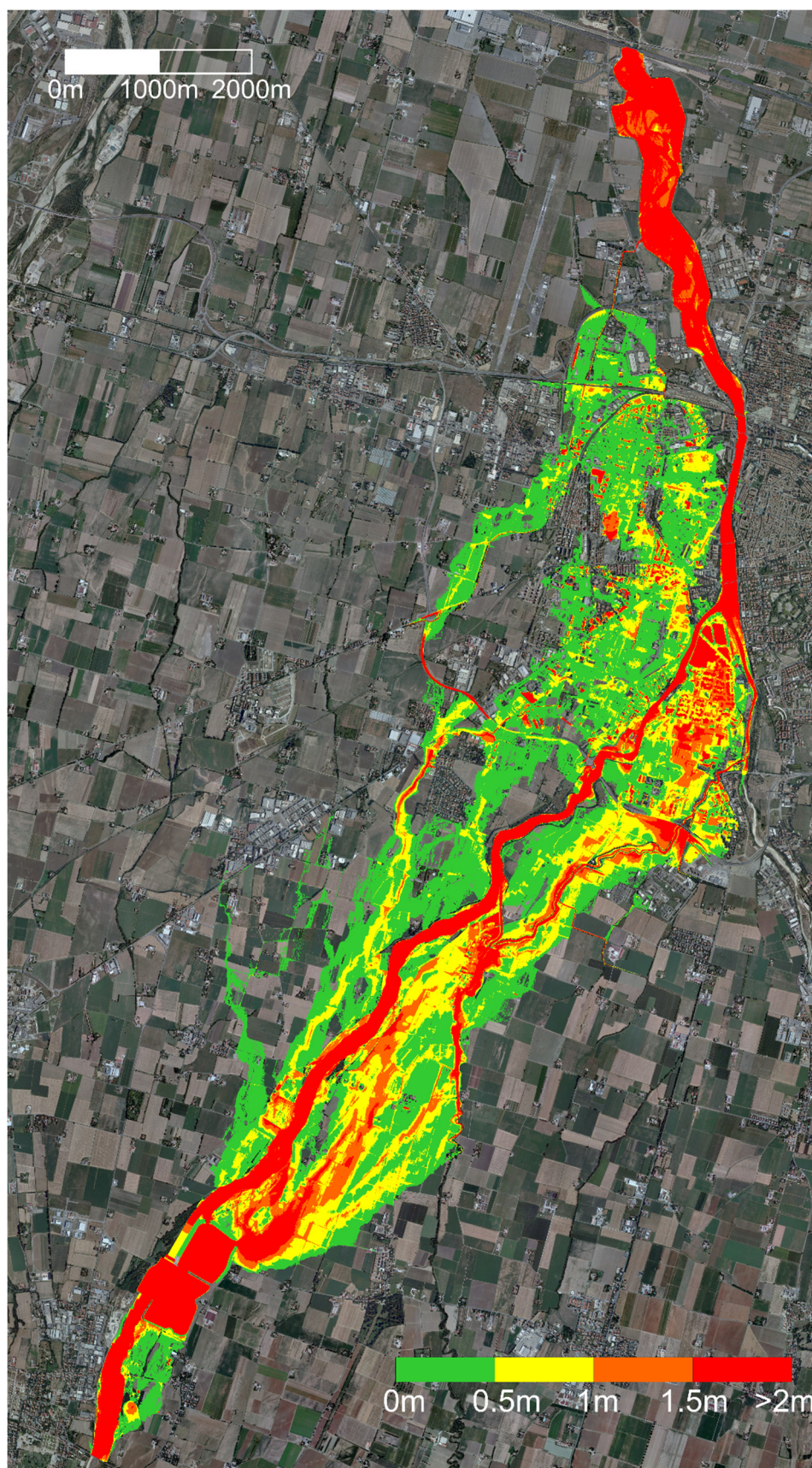


Figura 5.67: Massime profondità totali per lo Scenario 3.

5.5.5 Centri abitati interessati dall'allagamento

In questo paragrafo vengono analizzate le principali aree abitate interessate dall'allagamento, riportando per ognuna di esse il tempo di arrivo del fronte d'onda, le profondità idriche registrate, ed eventualmente le profondità totali. La presenza della breccia comporta in generale, rispetto alla simulazione precedente, l'allagamento di nuove aree poste a est e la diminuzione delle aree raggiunte della piena a ovest del torrente Baganza.

- L'abitato di San Ruffino (Figura 5.68), ad eccezione di alcune costruzioni poste a ridosso della chiesa, risulta completamente allagato in tempi compresi fra 60 e 90 minuti. Le massime profondità raggiunte sono mediamente inferiori a 0.5 metri. Particolare criticità si evidenzia per tutti gli edifici limitrofi alla cassa di espansione e posti lungo la strada provinciale 56: essi sono raggiunti dal fronte di allagamento in tempi brevissimi (anche inferiori a 30 minuti) con massime profondità comprese fra 0.5 e 1 m e profondità totali superiori a 1.5 m.

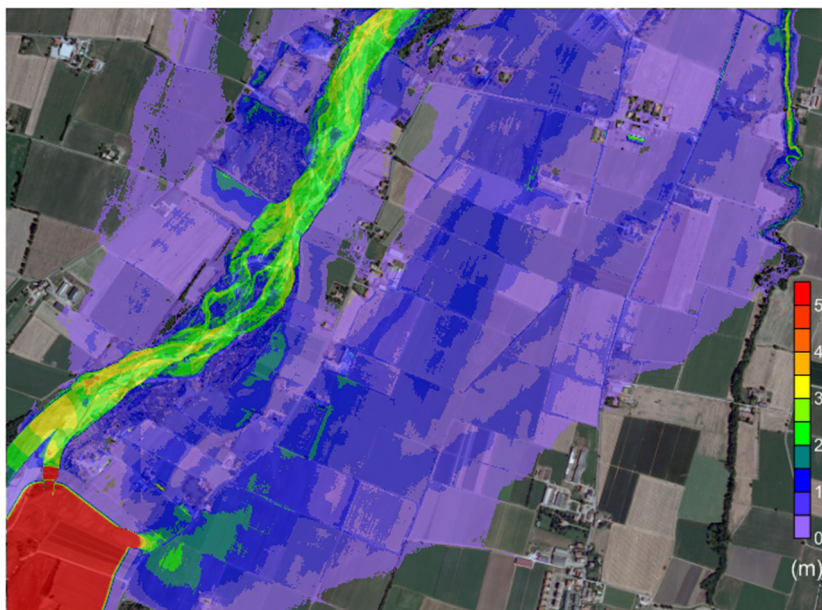


Figura 5.68: Zona cassa e San Ruffino: Massime profondità idriche (Scenario 3).

- L'abitato di Gaione (Figura 5.69) risulta completamente allagato in tempi compresi fra 60 e 90 minuti. Le massime profondità raggiunte sono paragonabili con quelle della precedente simulazione e assumono valori di 0.5÷1 m con massimi di circa 2 metri a ridosso dello scolmatore del torrente Cinghio. Le massime profondità totali

registrano circa gli stessi valori delle profondità idriche evidenziando quindi un'area a fortissima pericolosità.

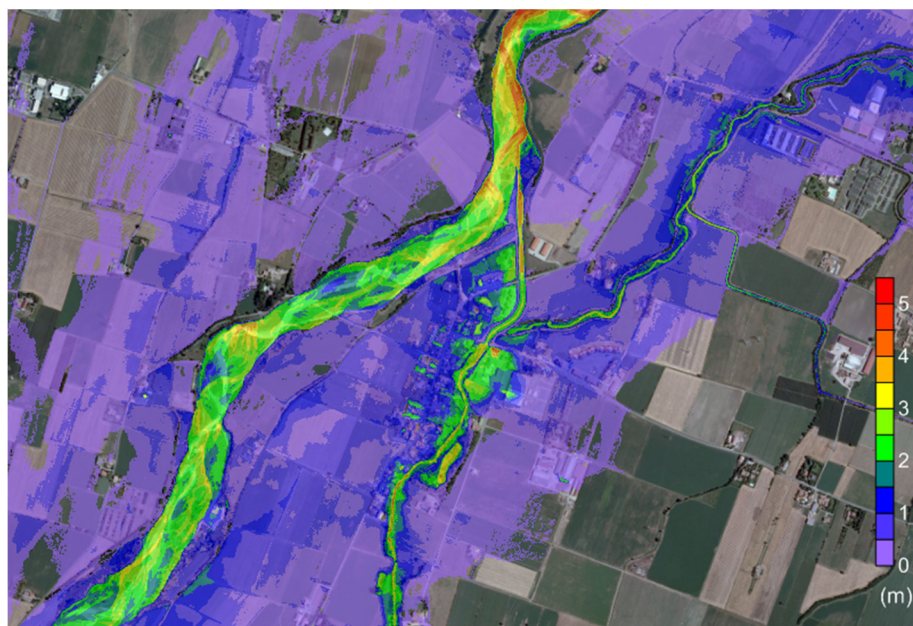


Figura 5.69: Gaione: Massime profondità idriche (Scenario 3).

- Come nella simulazione precedente il quartiere Montanara (Figura 5.70) si denota come un'area a forte criticità. Esso viene raggiunto dal fronte dopo 60 minuti e completamente allagato dopo 2 ore. Le profondità idriche sono leggermente maggiori rispetto a quelle raggiunte nello Scenario 2: si mantengono mediamente superiori al metro di altezza nella zona a sud – ovest ed arrivano a superare gli 1.5÷2 m nella zona a ridosso della confluenza dei torrenti Parma e Baganza. Si registrano tuttavia, in zone particolarmente depresse, valori di profondità superiori ai 2 m. La mappa delle profondità totali evidenzia molte aree a altissima pericolosità, ove la profondità totale è maggiore di 2 metri.
- Osservando la Figura 5.71 si nota come l'allagamento, in tempi relativamente lunghi, compresi fra 2 e 6 ore, raggiunga la zona dell'Oltretorrente allagando una vasta area compresa approssimativamente fra il cimitero della Villetta a sud e il rilevato ferroviario a nord. Le profondità idriche hanno valori medi di 50 cm nell'area più a sud mentre si mantengono su valori di circa 15 ÷ 25 cm in quella a nord. Le Profondità totali delineano un'area che, seppur ampiamente inondata, è a bassa pericolosità, salvo alcuni punti localizzati particolarmente depressi.

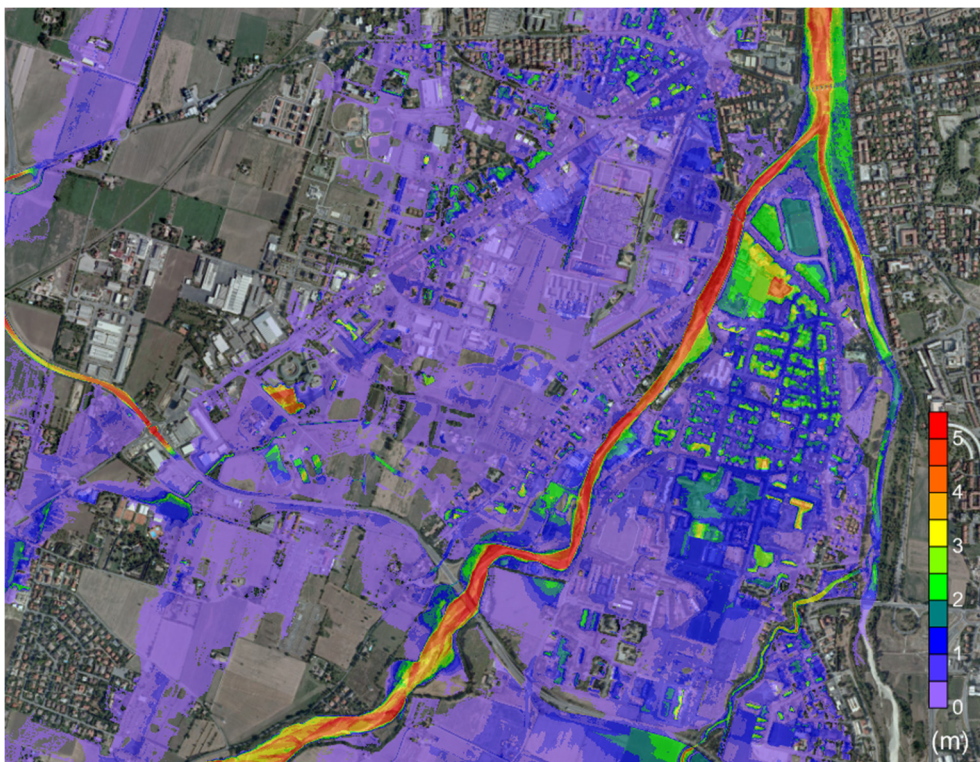


Figura 5.70: Quartieri Molinetto e Montanara: Massime profondità idriche (Scenario 3).

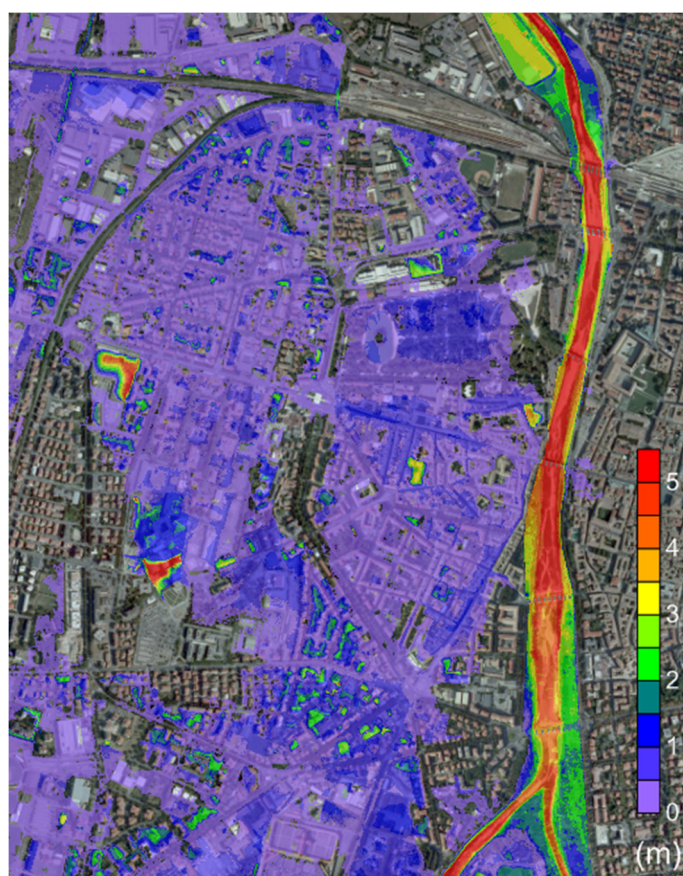


Figura 5.71: Quartiere Oltretorrente: Massime profondità idriche (Scenario 3).

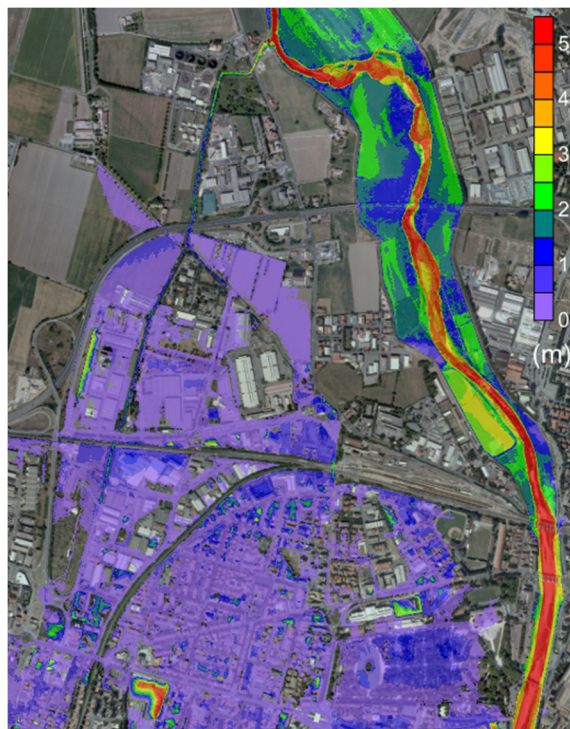


Figura 5.72: Zona Crocetta – Strada Baganzola: Massime profondità idriche (Scenario 3).

5.5.6 Idrogrammi di piena

Al fine di stimare la portata che defluisce a valle, sono state inserite lungo l'alveo del torrente 7 sezioni di controllo (Figura 5.73) posizionate come in precedenza.

Le portate progressivamente diminuiscono procedendo verso valle, sia per il naturale effetto di laminazione, sia per le fuoriuscite lungo i vari rami in cui si suddivide l'allagamento. A valle della confluenza con il torrente Parma (ponte tangenziale nord) le portate massime si attestano sui $1050 \text{ m}^3/\text{s}$, sostanzialmente pari al valore compatibile nell'alveo a franco nullo e corrispondenti alle portate naturali di circa 100 anni di tempo di ritorno.

È interessante osservare come il colmo dell'onda di piena in corrispondenza della sezione di ponte Nuovo risulti sensibilmente inferiore rispetto ai colmi delle sezioni immediatamente precedenti (Ponte tangenziale Sud) e successive (ponte Verdi); tale andamento è dovuto alla portata che fuoriesce a monte del ponte e rientra in alveo più a valle, "aggirando" questa sezione di controllo.

È stata inoltre valutata la portata uscente dai manufatti A, C e dalla breccia arginale (Figura 5.74). La portata uscente dal manufatto A è modesta, con un massimo inferiore a $100 \text{ m}^3/\text{s}$, e si azzerava in poco più di mezz'ora. Ciò è dovuto al modesto carico su questo manufatto, che è inizialmente pari a 60 cm e si riduce rapidamente. La portata uscente dal

manufatto C, il cui carico iniziale è pari a ben 3.5 m, raggiunge un picco di circa 1330 m^3/s e si azzerava in circa 1.5 ore. Più cospicua è la portata uscente dalla breccia arginale che, oltre a raggiungere un colmo di 1650 m^3/s , si mantiene su valori elevati per molte ore. La gran parte dell'onda di piena millenaria, assunta in ingresso alla cassa, fuoriesce proprio dalla breccia arginale.

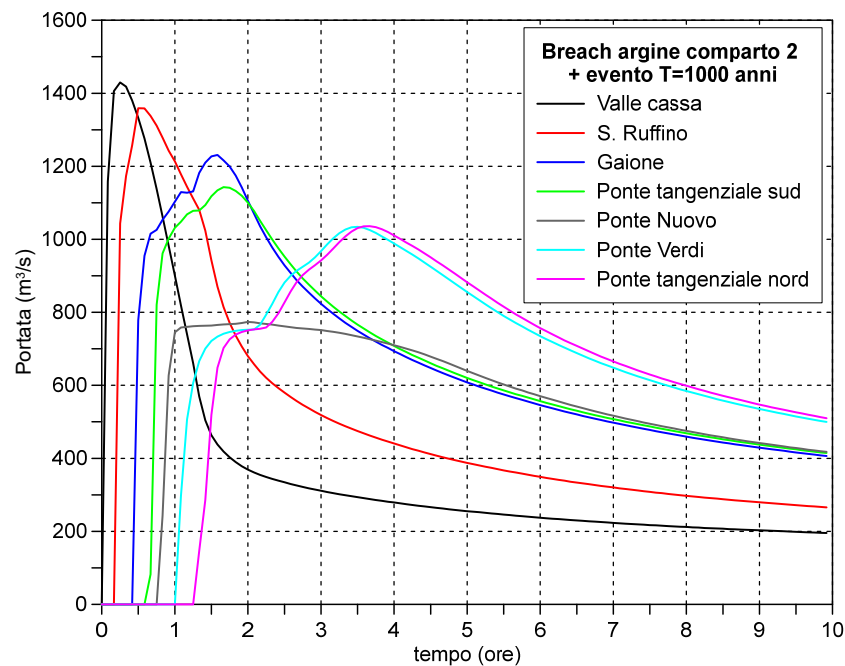


Figura 5.73: Idrogrammi transiti nelle sezioni di controllo (Scenario 3).

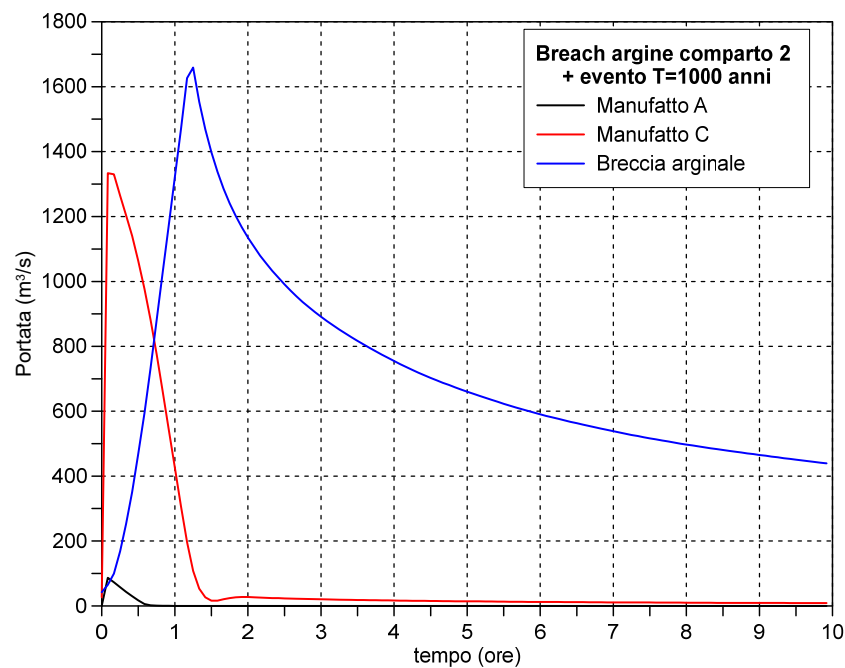


Figura 5.74: Idrogrammi transiti attraverso i manufatti (Scenario 3).

5.6 Scenario 4

5.6.1 Premessa

In questa simulazione sono stati analizzati gli scenari di propagazione/ allagamento conseguenti alle manovre di apertura degli organi di scarico del manufatto A. Come richiesto nelle “Osservazioni istruttorie sul progetto definitivo ottobre 2016”, predisposte dalla Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche in data 10/5/17, il livello idrico a monte è stato considerato pari alla quota della soglia sfiorante del manufatto B (143.70 m s.m.) e l'apertura delle 4 luci inferiori del manufatto (di 6 m x 3,5 m ciascuna) è stata assunta istantanea e totale.

L'onda di piena in uscita da manufatto è riportata in Figura 5.75. Il picco iniziale è pari a 770 m³/s; l'onda si esaurisce poi in poco meno di 1h45'.

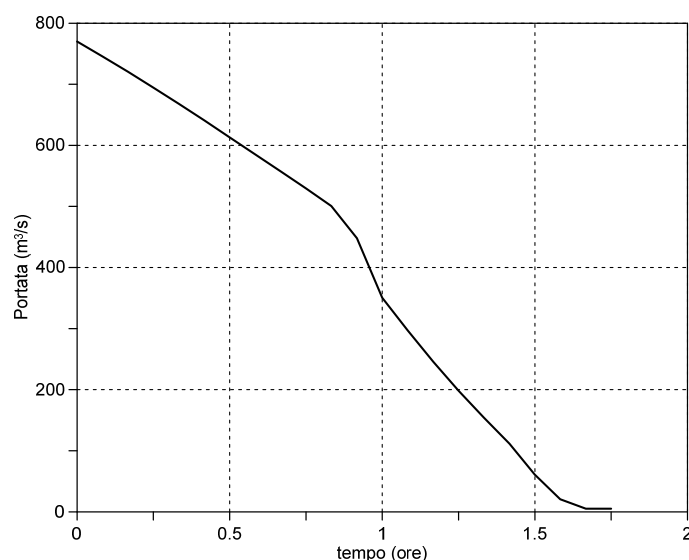


Figura 5.75: Onda di piena in uscita dal manufatto A a seguito della apertura brusca delle paratoie poste sulle luci di fondo.

5.6.2 Involuppi dei risultati ottenuti

Di seguito sono riportati gli andamenti delle massime quote idriche (Figura 5.76), delle massime profondità (Figura 5.77), delle massime velocità (Figura 5.78), dei tempi di arrivo del fronte d'onda (Figura 5.79) e delle profondità totali (Figura 5.80) raggiunte nell'area coinvolta. Si manifestano solo due piccole esondazioni in sponda destra: una, poco a monte dell'abitato di S. Ruffino, e l'altra, in corrispondenza di un varco, non ancora chiuso (anche se in previsione di chiusura), a valle della doppia curva a gomito successiva all'attraversamento della tangenziale Sud.

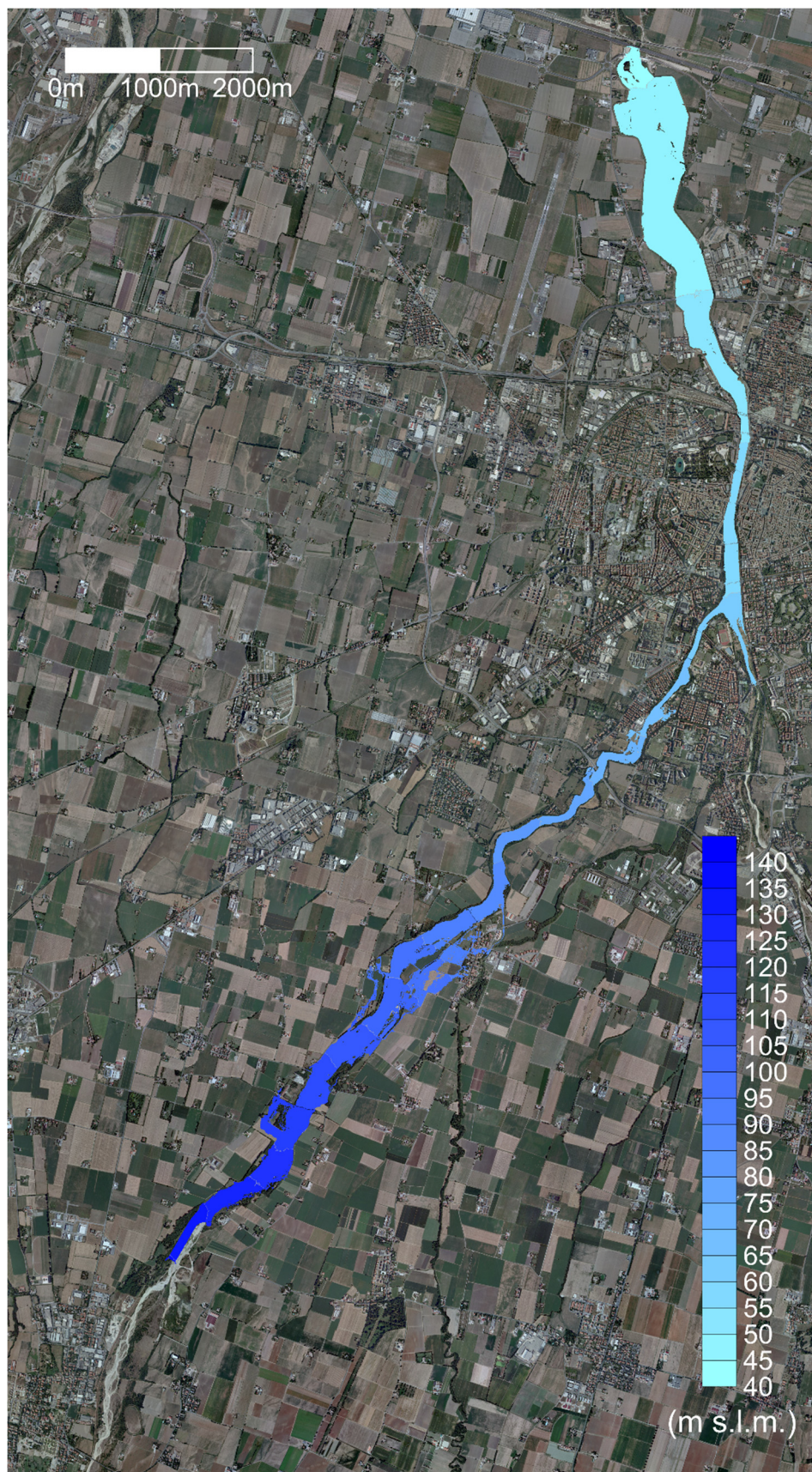


Figura 5.76 : Inviluppo delle massime altezze idriche (Scenario 4).



Figura 5.77: Involuppo delle massime profondità (Scenario 4).



Figura 5.78: Inviluppo delle massime velocità (Scenario 4).



Figura 5.79: Tempi di arrivo del fronte d'onda (Scenario 4).



Figura 5.80: Massime profondità totali (Scenario 4).

5.6.3 Centri abitati interessati dall'allagamento

A differenza delle due precedenti simulazioni la piena risulta quasi completamente contenuta in alveo. Le uniche zone abitate coinvolte (Figura 5.81) sono parte dell'abitato di Gaione (in particolar modo la zona a ridosso del torrente Baganza) e una piccola area del quartiere Montanara, a valle della doppia curva che il corso d'acqua presenta nell'ingresso in città. Quest'ultima è causata da un varco, non ancora chiuso ma in previsione di chiusura, che abbassa localmente le quote di contenimento. Le profondità nelle zone abitate rimangono sempre inferiori ai 15 cm, delineando quindi una situazione a bassa pericolosità.

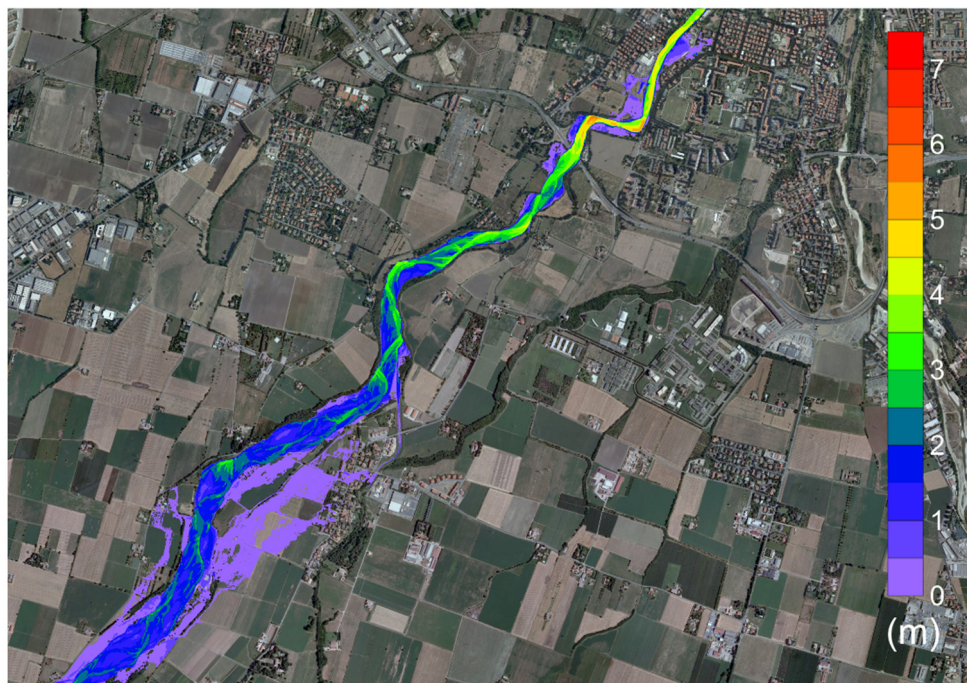


Figura 5.81: Gaione e quartiere Montanara: Massime profondità idriche (Scenario 4).

5.6.4 Idrogrammi di piena

La portata transitante è stata valutata nelle 7 sezioni viste in precedenza (Figura 5.82). Il picco nella prima sezione di controllo registra un valore di circa 730 m³/s.

Le portate poi progressivamente diminuiscono per il naturale effetto di laminazione, accentuato dal piccolo volume sotteso dall'onda di piena. A valle della confluenza con il torrente Parma (ponte tangenziale Nord) le portate massime si attestano intorno ai 520

m^3/s , corrispondenti alle portate naturali di circa 10 anni di tempo di ritorno, quindi pienamente compatibili con l'alveo di valle.

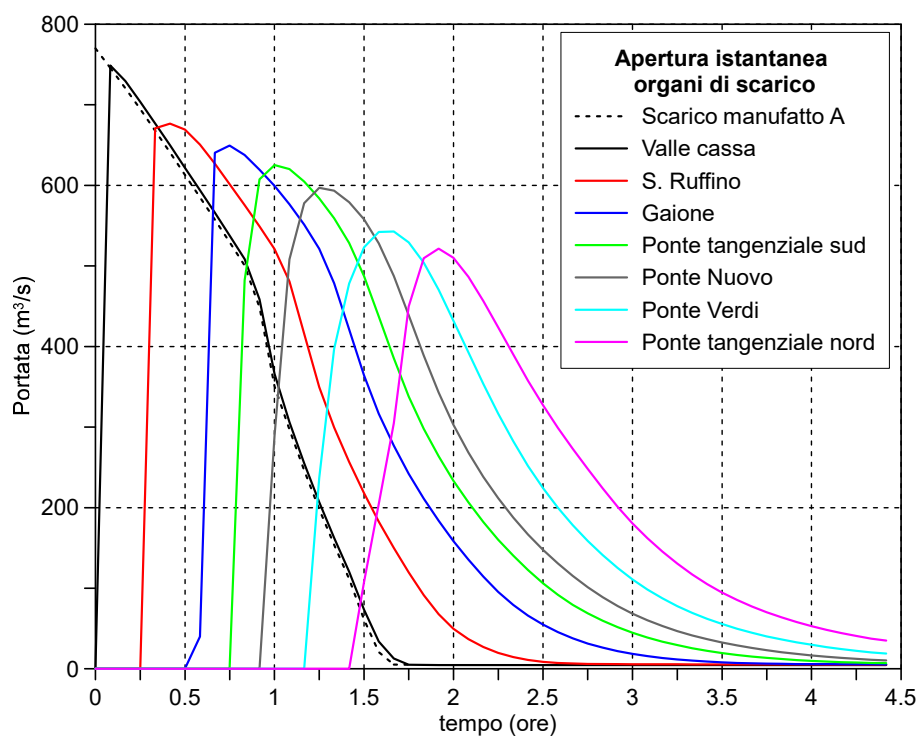


Figura 5.82: Idrogrammi transianti nelle sezioni di controllo (Scenario 4).

6 CONCLUSIONI

Come richiesto delle Circ. LL.PP. 1125/1986 e 357/1987 e dalle “Osservazioni istruttorie sul progetto definitivo ottobre 2016” predisposte dalla Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche in data 10/5/17, si sono redatti gli studi delle propagazioni delle onde artificiali di piena conseguenti ad ipotetico collasso delle opere di sbarramento ed a manovre degli organi di scarico. In particolare il presente studio ha simulato, al fine di determinare gli effetti degli allagamenti sui territori limitrofi, l'ipotetico collasso del manufatto A e l'apertura repentina delle sue paratoie di regolazione, la formazione di una breccia nelle arginature in terra e l'interazione della cassa con una piena millenaria e trimillenaria.

Al termine del lavoro è stato quindi possibile determinare, per ogni simulazione, le massime altezze idriche, le massime profondità, le massime velocità, le massime profondità totali, i tempi di arrivo del fronte d'onda nonché le portate transitanti nelle sezioni fluviali raggiunte dopo gli eventi simulati.

La zona urbana allagata che desta maggiore preoccupazione è quella del quartiere Montanara; per le due simulazioni più critiche (Scenario 2 e Scenario 3) il tempo di arrivo del fronte d'onda è stato valutato rispettivamente in 45 e 60 minuti; in tutte e due le simulazioni le profondità idriche medie nell'area si mantengono superiori al metro di altezza.

I risultati ottenuti potranno essere utili per poter pianificare, da parte della Protezione Civile, interventi di evacuazione e messa in sicurezza della popolazione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Agenzia Interregionale per il fiume Po, Progetto definitivo Cassa di Espansione del Torrente Baganza.
- [2] Circolare P.C.M. 13 dicembre 1995 numero DSTN/2/22806 “Disposizioni attuative e integrative in materia di dighe”
- [3] Direzione generale per le dighe e le infrastrutture elettriche, Cassa di espansione sul torrente Baganza, Osservazioni istruttorie sul progetto definitivo ottobre 2016.
- [4] Golden Software, Inc., Golden, Colorado (USA) – “Surfer 13”.
- [5] Vacondio R., Dal Palù A., Mignosa P. (2013). GPU-enhanced Finite Volume Shallow Water solver for fast flood simulations, *Environmental Modelling & Software*, ENVSOFT-D-13-00494.
- [6] R. Vacondio, F. Aureli, A. Ferrari, P. Mignosa, A. Dal Palù, A 2D parallel shallow-water numerical scheme for fast and high-resolution flood simulations at regional scale: an application to the January 2014 event on the Secchia River, Italy, *Natural Hazards*, January 2016, Volume 80, Issue 1, pp 103–125.
- [7] R. Vacondio, A. Dal Palù, A. Ferrari, P. Mignosa. F. Aureli, S. Dazzi, A non-uniform efficient grid type for GPU-parallel Shallow Water Equations models, *Environmental Modelling & Software* 88 (2017), 119-137.
- [8] Froehlich, D. C. (2008) “Embankment Dam Breach Parameters and their Uncertainties”, *Journal of Hydraulic engineering*, Vol.34, n.12, pp.1708-1721.
- [9] ASCE/EWRI Task Committee on Dam/Levee Breaching. (2011). Earthen embankment breaching. *Journal of hydraulic engineering*, 137(12), 1549-1564.
- [10] Danka, J., & Zhang, L. M. (2015). Dike failure mechanisms and breaching parameters. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(9), 04015039.
- [11] Xu, Y., & Zhang, L. M. (2009). Breaching parameters for earth and rockfill dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(12), 1957-1970.

APPENDICE A. MODELLO NUMERICO

Il modello numerico realizzato presso il DIA dell'Università degli Studi di Parma (già DICATeA) è basato su una discretizzazione ai volumi finiti delle equazioni bidimensionali complete del moto a superficie libera nell'approssimazione alle acque basse (SWE, forma bidimensionale delle equazioni di conservazione della massa e del flusso di quantità di moto). L'integrazione delle equazioni nel tempo mediante uno schema di tipo esplicito, unitamente all'utilizzo di un metodo ai volumi finiti, garantisce la conservazione della massa e dei flussi della quantità di moto, ed assicura una robusta descrizione dei fronti di bagnamento ed asciugamento, indispensabile per simulare correttamente fenomeni di moto rapidamente vario, quali quelli che si innescano a seguito di un cedimento arginale. Uno speciale trattamento numerico dei flussi nelle celle con altezze d'acqua molto ridotte garantisce altresì che il volume risulti conservato anche in presenza di fronti mobili molto ampi, come quelli che si possono presentare nei fenomeni di allagamento su batimetrie inizialmente asciutte.

L'utilizzo di un elevato ordine di accuratezza (sia nel tempo che nello spazio) consente di ricostruire in maniera accurata onde di shock e di rarefazione senza dover introdurre termini di tipo diffusivo, privi di fondamento fisico.

Un'opportuna descrizione del termine di pendenza consente nel contempo la conservazione della condizione statica di acqua in quiete su topografia accidentata (*C-property*). Una speciale metodologia di ricostruzione delle profondità idriche consente poi di evitare problemi numerici di stabilità del codice, anche in presenza di elevate pendenze della superficie libera.

Le prestazioni di schemi numerici di questo tipo, ed in particolare dello schema adottato nello studio, sono ben documentate nella letteratura tecnica sia per i casi teorici in cui sia disponibile una soluzione analitica o un'accurata soluzione numerica di riferimento, sia in applicazioni di ipotetici scenari di crolli arginali su batimetrie reali.

Per consentire la modellazione di molteplici scenari di allagamento, su territori di estensione pari a quelli oggetto del presente studio, l'algoritmo di risoluzione è implementato in un codice sviluppato in ambiente CUDA (Compute Unified Device Architecture) applicazione che consente di eseguire calcolo parallelo sulle GPUs (Graphics Processing Units). L'utilizzo di un codice di calcolo di tipo parallelo, in luogo di un tradizionale codice seriale, permette una drastica riduzione dei tempi di calcolo (di circa due ordini di grandezza) consentendo di effettuare agevolmente simulazioni su domini di diversi milioni di celle ([5], [6], [7]), altrimenti impossibili.

APPENDICE B. PROFONDITÀ TOTALE

La profondità totale è definita come l'altezza idrica D di fluido in quiete che è in grado di generare la stessa spinta totale che genererebbe il medesimo fluido in movimento con un'altezza idrica h (minore quindi di D) e velocità V .

In particolare, definite:

ρ = densità di massa [kg/m³]

S = Spinta totale [N]

h = profondità idrica [m]

Q = portata [m³/s]

V = velocità [m/s]

c = celerità [m/s]

$Fr = V/c$ numero di Froude [–]

g = accelerazione di gravità [m/s²]

D = profondità totale [m]

è possibile, per un elemento rettangolare di dimensione Δx , scrivere l'espressione della spinta totale:

$$S = \frac{\rho h^2 \Delta x}{2} + \frac{\rho Q^2}{gh \Delta x}$$

Introducendo la profondità totale D l'equazione precedente può essere riscritta come:

$$\frac{D^2 \Delta x}{2} = \frac{h^2 \Delta x}{2} + \frac{Q^2}{gh \Delta x}$$

semplificando:

$$\frac{D^2}{2} = \frac{h^2}{2} + \frac{Q^2}{gh \Delta x^2}$$

e considerando $Q = q \Delta x$, con q portata specifica:

$$\frac{D^2}{2} = \frac{h^2}{2} + \frac{2q^2}{gh}$$

è possibile ottenere per la profondità totale l'espressione:

$$D = h \sqrt{1 + \frac{2q^2}{gh^3}}$$

Ricordando poi che il numero di Froude può essere espresso in funzione della portata specifica q e della profondità idrica h come $Fr = \frac{q^2}{gh^3}$ si ottiene:

$$D = h\sqrt{1 + 2Fr^2} \quad (\text{B.1})$$

Fissato un valore di profondità totale D , l'espressione precedente ha, nel piano h - V , l'andamento riportato dalle curve di separazione dei colori di Figura B.1. Ai punti di una di queste curve, a cui corrisponde la medesima profondità totale D (ovvero la stessa spinta totale S) può attribuirsi il medesimo grado di pericolosità. Ad esempio, scelto un valore di profondità totale $D=1$ m, il medesimo livello di pericolosità può essere attribuito alle coppie di valori contemporanei di V ed h riportate in Tabella B-1.

Profondità h (m)	Velocità V (m/s)	Profondità totale D (m)
1.00	0.00	1.0
0.90	1.02	1.0
0.80	1.49	1.0
0.70	1.89	1.0
0.60	2.29	1.0
0.50	2.71	1.0
0.40	3.21	1.0
0.30	3.86	1.0
0.20	4.85	1.0
0.10	6.97	1.0

Tabella B-1 – Coppie di valori contemporanei h - V a cui corrisponde la profondità totale $D=1$ m

Nel caso in esame si è diviso il piano h - V in funzione di quattro intervalli di profondità totale, ai quali sono stati poi attribuiti quattro livelli di pericolosità riportati nella Tabella B-2:

Profondità totale D (m)	Classe di pericolosità
$0 \leq D < 0.5$	Bassa
$0.5 \leq D < 1.0$	Media
$1.0 \leq D < 1.5$	Alta
$D \geq 1.5$	Altissima

Tabella B-2 – Classi di profondità totale D assunte e corrispondente pericolosità.

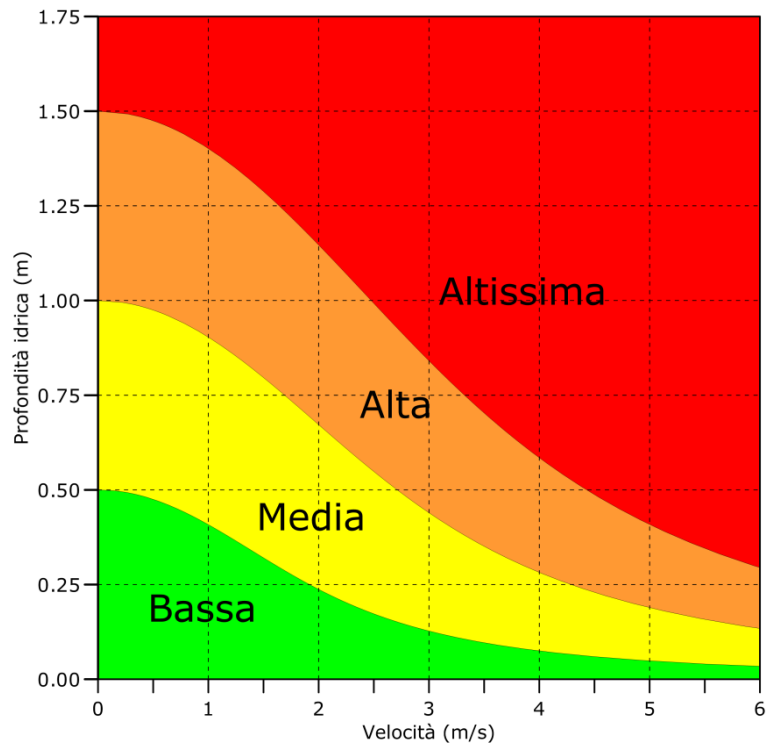


Figura B.1: Piano h - V e classi di pericolosità.

Per costruire la mappa delle massime profondità totali raggiunte durante un evento (simulato o non) occorre:

- disporre di tutti i valori contemporanei di profondità h e velocità V ;
- combinare tra loro tali valori secondo l'equazione B.1;
- individuare ed estrarre i massimi in ogni punto;
- scegliere i limiti dei range;
- rappresentare con ugual colore i valori contenuti all'interno dei range prescelti.

APPENDICE C. TAVOLE FUORI TESTO

Scenario 1a – Onda di piena con tempo di ritorno $T=1000$ anni in ingresso alla cassa. Quote idriche massime. Scala 1:10000.

Scenario 1a – Onda di piena con tempo di ritorno $T=1000$ anni in ingresso alla cassa. Profondità idriche massime. Scala 1:10000.

Scenario 1a – Onda di piena con tempo di ritorno $T=1000$ anni in ingresso alla cassa. Velocità massime (modulo). Scala 1:10000.

Scenario 1b – Onda di piena con tempo di ritorno $T=3000$ anni in ingresso alla cassa. Quote idriche massime. Scala 1:10000.

Scenario 1b – Onda di piena con tempo di ritorno $T=3000$ anni in ingresso alla cassa. Profondità idriche massime. Scala 1:10000.

Scenario 1b – Onda di piena con tempo di ritorno $T=3000$ anni in ingresso alla cassa. Velocità massime (modulo). Scala 1:10000.

Scenario 2 – Crollo totale e istantaneo del manufatto A in concomitanza con un'onda di piena in ingresso alla cassa di tempo di ritorno $T=200$ anni. Quote idriche massime. Scala 1:25000.

Scenario 2 – Crollo totale e istantaneo del manufatto A in concomitanza con un'onda di piena in ingresso alla cassa di tempo di ritorno $T=200$ anni. Profondità idriche massime. Scala 1:25000.

Scenario 2 – Crollo totale e istantaneo del manufatto A in concomitanza con un'onda di piena in ingresso alla cassa di tempo di ritorno $T=200$ anni. Velocità massime (modulo). Scala 1:25000.

Scenario 2 – Crollo totale e istantaneo del manufatto A in concomitanza con un'onda di piena in ingresso alla cassa di tempo di ritorno $T=200$ anni. Tempi di arrivo del fronte. Scala 1:25000.

Scenario 2 – Crollo totale e istantaneo del manufatto A in concomitanza con un'onda di piena in ingresso alla cassa di tempo di ritorno $T=200$ anni. Tempi di arrivo dei massimi livelli. Scala 1:25000.

Scenario 2 – Crollo totale e istantaneo del manufatto A in concomitanza con un'onda di piena in ingresso alla cassa di tempo di ritorno $T=200$ anni. Profondità totali (pericolosità). Scala 1:25000.

Scenario 2-bis – Crollo totale e istantaneo del manufatto A. Quote idriche massime. Scala 1:25000.

Scenario 2-bis – Crollo totale e istantaneo del manufatto A. Profondità idriche massime. Scala 1:25000.

Scenario 2-bis – Crollo totale e istantaneo del manufatto A. Velocità massime (modulo). Scala 1:25000.

Scenario 2-bis – Crollo totale e istantaneo del manufatto A. Tempi di arrivo del fronte. Scala 1:25000.

Scenario 2-bis – Crollo totale e istantaneo del manufatto. Tempi di arrivo dei massimi livelli. Scala 1:25000.

Scenario 2-bis – Crollo totale e istantaneo del manufatto A. Profondità totali (pericolosità). Scala 1:25000.

Scenario 3 – Apertura graduale di una breccia nell'argine del comparto 2 in concomitanza con un'onda di piena in ingresso alla cassa di tempo di ritorno $T=1000$ anni. Quote idriche massime. Scala 1:25000.

Scenario 3 – Apertura graduale di una breccia nell'argine del comparto 2 in concomitanza con un'onda di piena in ingresso alla cassa di tempo di ritorno $T=1000$ anni. Profondità idriche massime. Scala 1:25000.

Scenario 3 – Apertura graduale di una breccia nell'argine del comparto 2 in concomitanza con un'onda di piena in ingresso alla cassa di tempo di ritorno $T=1000$ anni. Velocità massime (modulo). Scala 1:25000.

Scenario 3 – Apertura graduale di una breccia nell'argine del comparto 2 in concomitanza con un'onda di piena in ingresso alla cassa di tempo di ritorno $T=1000$ anni. Tempi di arrivo del fronte. Scala 1:25000.

Scenario 3 – Apertura graduale di una breccia nell'argine del comparto 2 in concomitanza con un'onda di piena in ingresso alla cassa di tempo di ritorno $T=1000$ anni. Tempi di arrivo dei massimi livelli. Scala 1:25000.

Scenario 3 – Apertura graduale di una breccia nell'argine del comparto 2 in concomitanza con un'onda di piena in ingresso alla cassa di tempo di ritorno $T=1000$ anni. Profondità totali (pericolosità). Scala 1:25000.

Scenario 4 – Apertura brusca degli scarichi di fondo (paratoie) del manufatto A. Quote idriche massime. Scala 1:25000.

Scenario 4 – Apertura brusca degli scarichi di fondo (paratoie) del manufatto A. Profondità idriche massime. Scala 1:25000.

Scenario 4 – Apertura brusca degli scarichi di fondo (paratoie) del manufatto A. Velocità massime (modulo). Scala 1:25000.

Scenario 4 – Apertura brusca degli scarichi di fondo (paratoie) del manufatto A. Tempi di arrivo del fronte. Scala 1:25000.

Scenario 4 – Apertura brusca degli scarichi di fondo (paratoie) del manufatto A. Tempi di arrivo dei massimi livelli. Scala 1:25000.

Scenario 4 – Apertura brusca degli scarichi di fondo (paratoie) del manufatto A. Profondità totali (pericolosità). Scala 1:25000.