



# CONSORZIO di BONIFICA dell' EMILIA CENTRALE

Corso Garibaldi n. 42 42121 Reggio Emilia - [www.emiliacentrale.it](http://www.emiliacentrale.it) - [direzione@emiliacentrale.it](mailto:direzione@emiliacentrale.it)  
Tel. 0522-443211 Fax. 0522-443254 C.F. 91149320359

M - PRG.  
18.01

Rev. 4  
del  
23.02.2021

Titolo: DM n. 517 del 16 dicembre 2021 - "Investimenti in infrastrutture idriche primarie per la sicurezza dell'approvvigionamento idrico" linea d'investimento M2C4 - I4.1 del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR)"

## RIFUNZIONALIZZAZIONE DELLA TRAVERSA POSTA SUL TORRENTE ENZA IN LOCALITA' CEREZZOLA

Importo: € **12'376'800,00**

Ente Finanziatore: **MIMS**

Tipologia Progetto				Riferimento Legislativo	Comune
Fattibilità	Definitivo	Esecutivo	Contabilità		<b>Canossa (RE)</b> <b>Neviano degli Arduini (PR)</b>
	<b>X</b>				

### ALLEGATI:

Allegato n.	Titolo:
<b>1</b>	<b>RELAZIONI TECNICHE E SPECIALISTICHE</b>
Tavola:	Oggetto:
<b>1.2</b>	<b>RELAZIONE IDRAULICA</b>
Scala:	

Il Progettista Generale:  
**Dott. Ing. Ada Francesconi**  
[afrancesconi@emiliacentrale.it](mailto:afrancesconi@emiliacentrale.it)

Progettista Idraulico e Idrologico:  
**Dott. Ing. Emanuele Baratti**

Collaboratori alla Progettazione:  
**Dott. Ing. Emanuele Baratti**  
**Dott.sa Ing. Elena Mocchi**  
**Dott. Ing. Stefano Corradi**  
**Dott. Geol. Alessandro Fontanesi**  
**Dott.sa Valentina Preti**  
**P.I. Mauro Bigliardi**

Il Responsabile del Procedimento:  
**Dott. Ing. Pietro Torri**  
  
[ptorri@emiliacentrale.it](mailto:ptorri@emiliacentrale.it)

Area Progettazione: <b>SLPP</b>	Codice Progetto: <b>221/19/00</b>	Codice CUP: <b>G83D21003240006</b>	Codice CIG:
------------------------------------	--------------------------------------	---------------------------------------	-------------

Redatto:	Verificato:	Nome File:	Note:

Data Progetto : **31/03/2022**

Data Aggiornamento:

UNI EN ISO 9001:2015

UNI EN ISO 14001:2015

UNI ISO 45001:2018





## Sommario

1. Premessa.....	3
2. Modellazioni idrauliche.....	6
2.1. Codice di calcolo impiegato .....	6
2.2. Informazioni topografiche e DTM implementati.....	6
2.2.1. Topografia dello stato di fatto.....	6
2.2.2. Fasi di cantiere .....	8
2.2.3. Stato di progetto .....	10
2.3. Portate utilizzate nelle modellazioni .....	12
2.4. Condizioni al contorno, scabrezza e simulazioni numeriche eseguite .....	13
3. Analisi dello stato di fatto .....	15
3.1. Analisi dei risultati.....	18
4. Cantieristica .....	38
4.1. Scenario 1 .....	39
4.2. Scenario 2 .....	42
5. Analisi dello stato di progetto .....	44
5.1. Assenza di interrimento .....	46
5.1.1. Paratoia HTRD completamente abbattuta e paratoie sghiaiatrici sollevate.....	46
5.1.2. Paratoia HTRD completamente abbattuta e paratoie sghiaiatrici abbattute .....	54
5.2. Parziale interrimento .....	57
5.3. Completo interrimento .....	58
6. Collasso istantaneo della paratoia mobile .....	59
6.1. Analisi dei risultati .....	59

7. Potenziali interferenze idrauliche sulla derivazione.....	65
8. Limiti delle analisi, incertezze ed approfondimenti futuri.....	67
Allegato A - Discussione delle ortofoto storiche .....	68
Allegato B – Dimensionamenti di massima .....	89
B.1. Dimensionamento di massima della soglia di monte .....	89
B.2. Profilo Creager-Scimemi nel nuovo edificio sghiaiatore .....	92
Allegato C - Verifiche al galleggiamento .....	95
C.1. Sottospinte stato di fatto .....	95
C.2. Sottospinte stato di progetto.....	100



## 1. Premessa

La presente relazione ha lo scopo di illustrare le analisi idrauliche a supporto della progettazione delle opere volte alla riqualificazione del nodo idraulico sito in prossimità della traversa di Cerezzola, nei Comuni di Canossa (RE) e Neviano degli Arduini (PR).

Il progetto proposto rientra all'interno della linea di investimento misura "Tutela del territorio e della risorsa idrica" M2C4 Inv. 4.1 "Investimenti infrastrutture idrauliche primarie per la sicurezza dell'approvvigionamento idrico" del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR).

Per dettagli sulle opere proposte si rimanda agli altri elaborati tecnici e grafici allegati alla presente relazione.

Nel Capitolo 2 si introduce il codice di calcolo utilizzato, i dati topografici a disposizione e le simulazioni numeriche eseguite, dettagliate nei Capitoli successivi.

Il Capitolo 3 analizza lo stato di fatto per portate associate a tempi di ritorno di venti, cinquanta, cento e duecento anni. Sono altresì analizzate portate al colmo di piena associate a tempi di ritorno inferiori (due, cinque e dieci anni). E' inoltre simulato lo scenario con portata desunta dalla curva di durata delle portate associata alla durata di 1 giorno. Questa simulazione e' funzionale alla definizione dei riporti a valle della traversa.

Nel Capitolo 4 vengono indagate le due fasi di cantiere maggiormente critiche in termini di livelli idrometrici a monte della traversa. In base al cronoprogramma dei lavori esse riguarderanno un periodo della prima stagione estiva 2024 e parte della prima stagione invernale tra il 2024 ed il 2025. Le simulazioni hanno considerato le portate associate ad un tempo di ritorno di 50 anni, coerentemente con quanto indicato nella "Scheda 5 - Interventi edili e cantieristica generica non connessi con la costruzione/rinnovamento di edifici" della "Guida operativa per il rispetto del principio di non arrecare danno significativo all'ambiente (cd. DNSH)".

L'analisi dello stato di progetto viene discusso nel Capitolo 5. Vengono indagati anche scenari di avaria delle paratoie sghiaiatrici. Seppur in forma semplificata, le analisi trattano anche dell'eventuale interrimento dell'invaso a fiume.

Nel Capitolo 6 è presentato lo scenario estremo di invaso a monte pieno e pari alla quota massima (204.99 m slm) e contestuale collasso istantaneo della nuova paratoia abbattibile di tipo Hard Top Rubber Dam (di seguito paratoia HTRD).

Nel Capitolo 7 si discute delle potenziali interferenze che le opere in progetto potranno avere sulle portate derivate alla traversa di Cerezzola. Tale aspetto viene trattato da un punto di vista puramente idraulico.

Conclude la relazione una breve discussione dei limiti e delle incertezze associate alle analisi idrauliche qui presentate (Capitolo 8).

Negli Allegati sono presentate l'analisi delle ortofoto storiche ed i dimensionamenti di massima di alcuni elementi idraulici.



Figura 1 – Inquadramento di massima degli interventi proposti.

## 2. Modellazioni idrauliche

### 2.1. Codice di calcolo impiegato

Le simulazioni idrauliche sono state eseguite attraverso il codice di calcolo HEC-RAS 6.1 dell'Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers in moto bidimensionale. Le simulazioni sono avvenute sia in moto permanente che in moto vario per diverse condizioni di deflusso.

### 2.2. Informazioni topografiche e DTM implementati

#### 2.2.1. Topografia dello stato di fatto

La caratterizzazione della geometria dello stato di fatto del tratto d'Enza analizzato è basata sulle seguenti informazioni topografiche (Figura 2):

- rilievo di dettaglio (mediamente un punto ogni 20 mq) eseguito tra Ottobre-Novembre 2019 di un tratto d'asta dell'Enza che si estende da circa 50 m a valle della traversa fino a 900 m a monte di essa (Figura 3). Il rilievo comprende parte dei versanti (indicativamente fino a quota +8m rispetto al thalweg) e tutti i manufatti esistenti quali traversa, edificio sghiaiatore, vasca dissabbiatrice, edifici in prossimità dell'alveo, strada provinciale in sponda destra idraulica, etc. Per dettagli si rimanda alle tavole allegate alla presente relazione. Il rilievo è stato utilizzato come base per la creazione del DTM adottato nelle simulazioni idrauliche;
- DTM LIDAR (2014) con risoluzione 1mx1m dell'Enza richiesti al Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare Direzione Generale per la Salvaguardia del Territorio e delle Acque. I dati utilizzati si estendono da circa 50 m a valle della traversa (estensione massima in direzione sud dei LIDAR dell'Enza) fino a S.Polo d'Enza, circa 6 km a valle della traversa (Figura 2);
- le informazioni ai punti precedenti sono state inoltre integrate con dei rilievi di sezioni d'alveo effettuati nei mesi di gennaio-aprile 2019 che si estendono indicativamente da 1600 m fino a 2500 m a monte della traversa.

Sulla base delle suddette informazioni è stato costruito il DTM dello stato di fatto (di seguito DTM SDF - Figura 2). Esso si estende da circa 1400 m a monte della traversa fino al ponte sulla SP513R di San Polo d'Enza (circa 6 km a valle della traversa).

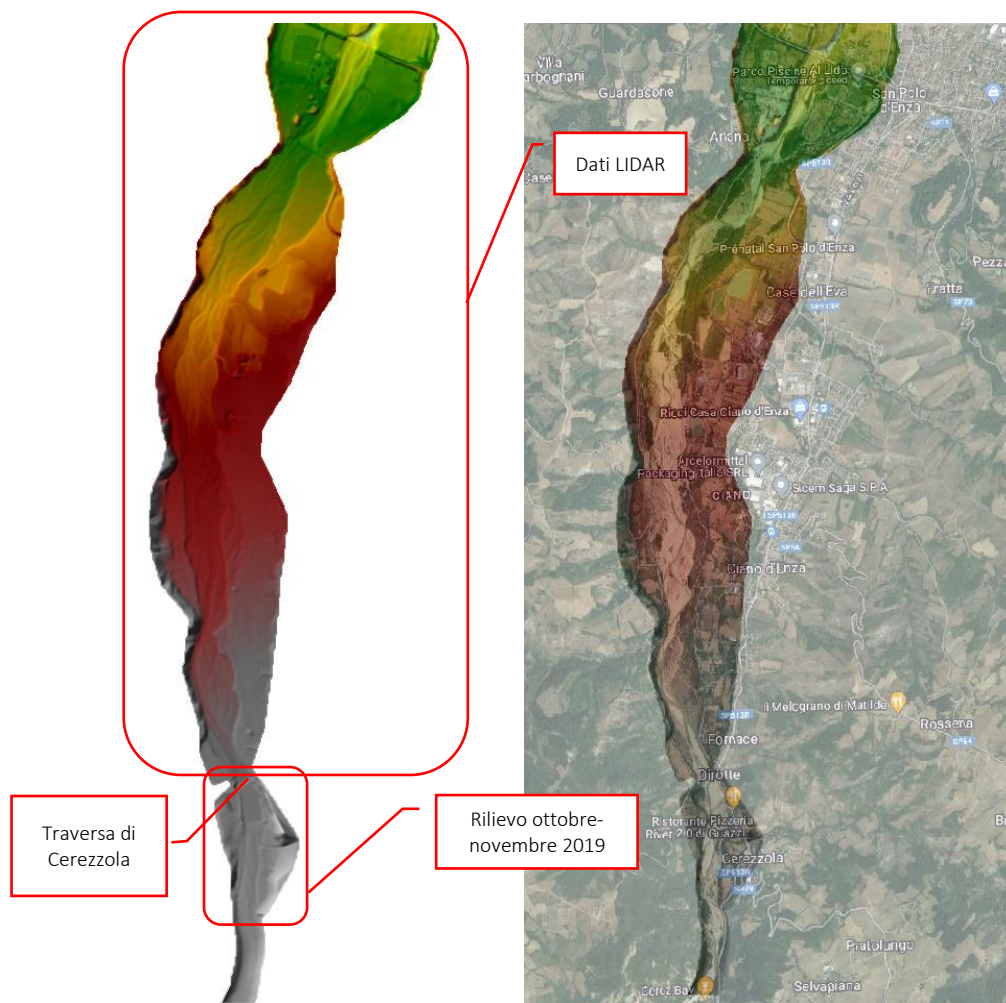


Figura 2 - Inquadramento del DTM utilizzato per l'analisi idraulica dello stato di fatto.

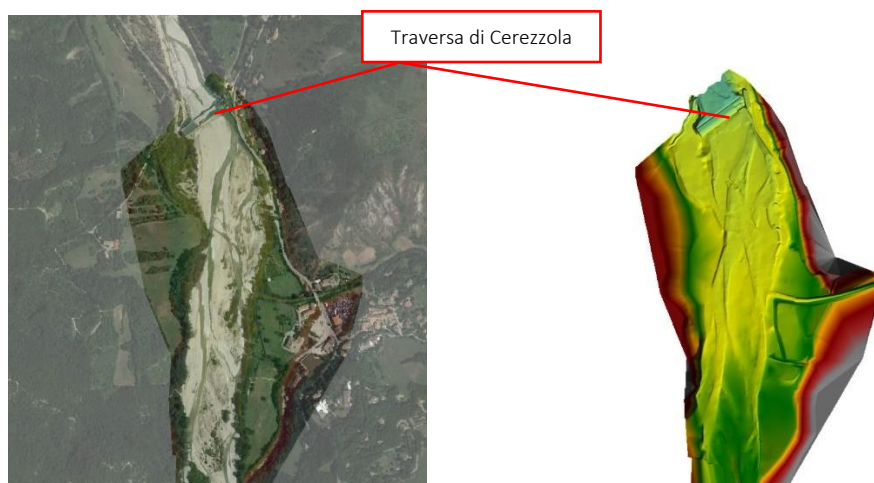


Figura 3 -Inquadramento di una porzione del DTM dello stato di fatto creato sulla base del rilievo eseguito nei mesi di ottobre-novembre 2019.

### 2.2.2. Fasi di cantiere

Coerentemente a quanto indicato nella “Scheda 5 - Interventi edili e cantieristica generica non connessi con la costruzione/rinnovamento di edifici” della “Guida operativa per il rispetto del principio di non arrecare danno significativo all’ambiente (cd. DNSH)”, sono state indagate per un tempo di ritorno di 50 anni gli scenari di cantiere maggiormente critici in termini di innalzamento dei livelli idrometrici nell’Enza durante la realizzazione delle opere. In particolare:

- **scenario 1.** Esso si verifica durante la prima stagione estiva 2024, quando i lavori riguarderanno la scapitozzatura della traversa esistente, la realizzazione dei pali e della soletta a monte della traversa esistente su cui sarà installata la nuova paratoia abbattibile HTRD. Contestualmente è prevista la realizzazione di parte della soglia di monte. Le due aree di lavoro saranno protette da arginature provvisorie che devieranno i deflussi in destra idraulica (Figura 4). In termini di livelli idrometrici, il layout di cantiere più sfavorevole durante questa fase è quello in cui l’argine immediatamente a monte della traversa si estende dalla sponda sinistra fino allo sghiaiatore esistente con conseguente transito dei deflussi esclusivamente attraverso questo manufatto. Si precisa che tale layout non raffigura l’intero periodo estivo 2024 ma solamente una sottofase: al procedere della realizzazione delle opere (scapitozzatura, realizzazione platea, etc.) l’argine sarà fatto retrocedere verso la sponda sinistra idraulica liberando area per il deflusso della corrente. Le simulazioni sono avvenute implementando nel DTM dello stato di fatto l’estensione massima delle arginature durante la prima stagione estiva (scenario maggiormente critico). Una rappresentazione qualitativa del DTM e’ mostrata in Figura 4.



- **scenario 2.** Esso si verifica durante la prima stagione invernale tra il 2024 ed il 2025, in cui è prevista la realizzazione del nuovo edificio sghiaiatore e della derivazione. L'area di lavoro sarà protetta del deflusso idrico mediante opere provvisorie quali muri ed arginature. In questa fase la traversa sarà già stata scapitozzata e saranno già state realizzate la nuova soletta a monte di essa, circa metà' della soglia di monte e la nuova viabilità in sponda destra idraulica. Sarà inoltre già stato rimosso parte del materiale di alveo in corrispondenza di dove è previsto ricavare l'invaso di monte. Le simulazioni sono avvenute realizzando un apposito DTM contenente i suddetti elementi (Figura 5).

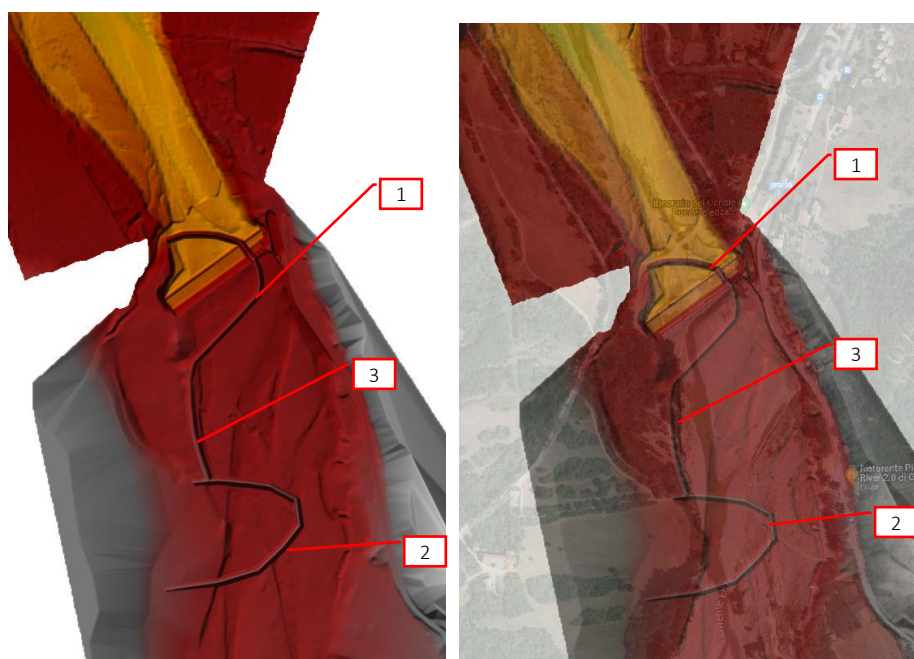


Figura 4 - Inquadramento di una porzione del DTM utilizzato per l'analisi idraulica dello scenario più critico della prima stagione estiva 2024 (scenario 1). Si notano gli argini di protezione delle aree di lavoro in sinistra idraulica (indicati col numero "1" e "2"). Gli elementi implementati sono: l'argine di protezione per i lavori di scapitozzatura e realizzazione dei pali e della soletta su cui verrà installata la paratoia HTRD (indicato col numero "1"), l'argine di protezione per la lavori di realizzazione di una prima parte della soglia di monte (indicato col numero "2"), nuovo arginello di protezione dell'area in sinistra idraulica dove è prevista la realizzazione dell'invaso laterale (indicato col numero "3").

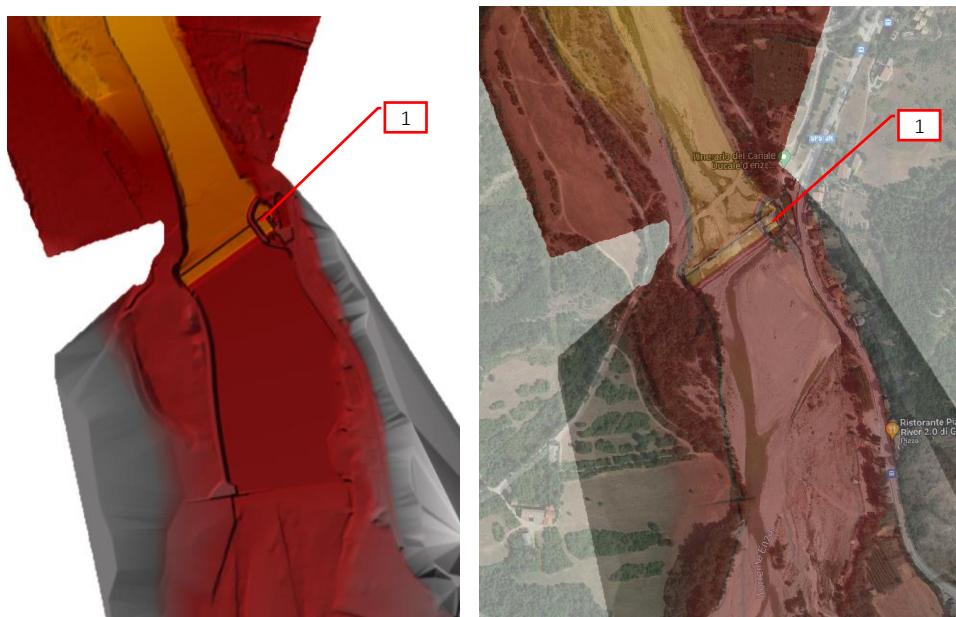


Figura 5 – Inquadramento di una porzione del DTM utilizzato per l'analisi idraulica della condizione più sfavorevole della prima stagione invernale tra il 2024 ed il 2025 (scenario 2). Si notano le opere provvisorie a protezione dell'area di lavoro dello sghiaiatore e della derivazione (indicate col numero "1").

### 2.2.3. Stato di progetto

Le simulazioni dello stato di progetto sono avvenute modificando il DTM dello stato di fatto ed implementandovi i seguenti elementi (Figura 6):

1. invaso principale da ricavarsi a monte della nuova paratoia HTRD,
2. invaso laterale in sinistra idraulica,
3. argine di separazione dei due elementi sopracitati,
4. nuovo edificio sghiaiatore,
5. scapitozzatura traversa esistente ed inserimento della paratoia HTRD,
6. soglia di monte,
7. nuova viabilità di servizio in sinistra idraulica,
8. riporti a valle della traversa (estesi fino a circa 1.2 km a valle della traversa).

Anche il DTM dello stato di progetto (di seguito DTM SDP) si estende da circa 1400 m a monte della traversa fino al ponte sulla SP513R di San Polo d'Enza (circa 6 km a valle della traversa).



La paratoia HTRD e le paratoie del nuovo edificio sghiaiatore sono state implementate in Hec-Ras attraverso l'inserimento di due *structures* tipo *weir* all'interno della mesh.

Sia l'invaso principale che quello laterale (rispettivamente zona 1 e 2 in Figura 6) sono stati implementati nel DTM come dei piani a differenti pendenze: l'invaso laterale a pendenza 0.001 m/m, l'invaso principale a pendenza 0.001 m/m, 0.003 m/m e 0.006 m/m a seconda della condizione ipotizzata di interrimento nullo, parziale e completo. La pendenza di 0.006 m/m è quella attuale dell'Enza nel tratto indagato, per tale motivo è stato assunto che tale scenario possa rappresentare quello di interrimento completo dell'invaso a fiume. Nel caso di parziale interrimento il fondo dell'invaso a fiume in corrispondenza della soglia di monte è stato ipotizzato avere quota pari a 204.15 m slm, nel caso di interrimento completo 205.10 m slm.

Come brevemente presentato nel Capitolo 8, la schematizzazione degli invasi come dei piani inclinati, soprattutto quello principale a fiume, rappresenta una semplificazione ed una fonte di incertezza nelle elaborazioni: essa infatti non rappresenta le reali forme (quali rami principali di deflusso, barre, depositi, etc.) che si andranno a creare nel corso d'acqua.

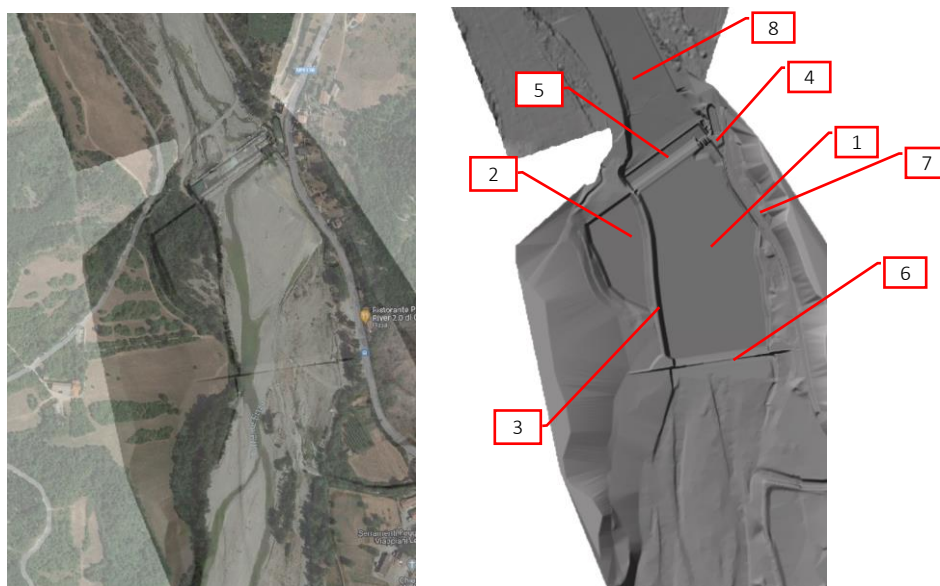


Figura 6 – Inquadramento di una porzione del DTM dello stato di progetto. A destra vengono qualitativamente indicati i seguenti elementi: (1) invaso principale, (2) invaso laterale in sinistra idraulica, (3) argine di separazione dei due bacini, (4) nuovo edificio sghiaiatore, (5) scapitozzatura traversa esistente e nuova soletta a monte di essa sulla quale è previsto installare la nuova paratoia HTRD, (6) soglia di monte, (7) nuova viabilità in destra idraulica, (8) riporti a valle della traversa.

### 2.3. Portate utilizzate nelle modellazioni

Si richiamano in estrema sintesi i valori delle portate utilizzate nelle modellazioni idrauliche. Per dettagli si rimanda alla relazione idrologica.

Si premette che come condizione al contorno di monte non sono stati inseriti i “classici” idrogrammi triangolari, con colmo pari alla portata massima posizionato all’istante temporale di 0.7-0.8 volte il tempo di corrivazione. Ciò infatti avrebbe comportato un idrogramma sintetico di durata complessiva di circa 16 ore (il tempo di corrivazione dell’Enza a Cerezzola e’ di circa 8 ore).

Le simulazioni sono avvenute inserendo idrogrammi costanti pari alla portata massima di quel determinato scenario (ad esempio nel caso di scenario duecentennale, l’idrogramma inserito è costante pari a 1210 mc/s). Così facendo, per tutta la durata della simulazione, l’intero tratto d’asta analizzato viene interessato dal valore massimo di portata. Si ritiene pertanto che le simulazioni siano avvenute a favore di sicurezza. Operando nel suddetto modo, inoltre, è stato possibile ridurre i tempi di calcolo: gli idrogrammi costanti infatti hanno durata di circa 1 ora, tempo sufficiente affinché l’intera asta analizzata fosse interessata dalla medesima portata.

Per corroborare la suddetta scelta sono state eseguite inizialmente due simulazioni con idrogrammi triangolari, ciascuno con tempo base di 16 ore, picco a 6 ore, portata al colmo pari a  $Q(tr=20 \text{ anni})=750 \text{ mc/s}$  e  $Q(tr=200 \text{ anni})=1210 \text{ mc/s}$ . I risultati, in termini di livelli massimi e velocità massime, non hanno mostrato differenze rispetto agli idrogrammi costanti.

#### Portate massime annuali (Tabella 1)

Per la portata ventennale, centennale e duecentennale si è fatto riferimento a quelle indicate negli elaborati PAI (“Direttiva sulla piena di progetto”, Tabella 28) e PGRA (“Profili di piena dei corsi d’acqua del reticolo principale” marzo 2016 – Tabella 4.37). Quella cinquantennale è stata stimata secondo quanto descritto nella relazione idrologica.

Tabella 1 – Portate massime annuali utilizzate nelle modellazioni idrauliche.

$Q(tr=20 \text{ anni})$ (mc/s)	$Q(tr=50 \text{ anni})$ (mc/s)	$Q(tr=100 \text{ anni})$ (mc/s)	$Q(tr=200 \text{ anni})$ (mc/s)
750	936	1080	1210
PAI/PGRA	Stimato nella presente realzione	PAI/PGRA	PAI/PGRA

### Portate massime stagionali (Tabella 2)

La maggior parte di esse sono state stimate attraverso la metodologia dettagliata nella relazione idrologica (analisi stagionale dei massimi annuali).

*Tabella 2 – Portate massime stagionali annuali utilizzate nelle modellazioni idrauliche.*

	PERIODO GIUGNO- SETTEMBRE	PERIODO OTTOBRE- MAGGIO (coincidente con massimo annuale)
Q(tr=2 anni)	31	228
Q(tr=5 anni)	64	446
Q(tr=10 anni)	86	590
Q(tr=20 anni)	107	750
Q(tr=50 anni)	134	936
Q(tr=100 anni)	/	1080
Q(tr=200 anni)	/	1210

## 2.4. Condizioni al contorno, scabrezza e simulazioni numeriche eseguite

Gli scenari analizzati si articolano in:

- **Analisi dello stato di fatto.** La geometria utilizzata fa riferimento al DTM dello stato di fatto (per dettagli si veda paragrafo 2.2.1). Le portate associate a tempi di ritorno 20, 50, 100 e 200 anni sono mostrate in Tabella 1, quelle associate a tempi di ritorno inferiori (2, 5 e 10 anni) in Tabella 2. Inoltre, a supporto dell'individuazione delle zone di ricollocamento del materiale a valle della traversa, è stata eseguita anche una simulazione con la portata di 153 mc/s. Tale valore è stato desunto dalla curva di durata delle portate, durata 1 giorno, e non da un'analisi dei massimi annuali o stagionali. Per dettagli si rimanda alla relazione idrologica.
- **Analisi delle fasi di cantiere.** Nei DTM di cantiere (paragrafo 2.2.2) sono state inserite come condizioni al contorno di monte le portate stagionali associate ad un tempo di ritorno di 50 anni (Tabella 2).
- **Analisi dello stato di progetto.** La geometria fa riferimento ai DTM dello stato di progetto (paragrafo 2.2.3). I valori di portata al colmo di piena annuali utilizzati sono mostrati in Tabella 1.

Sia nello stato di fatto che di progetto come condizione al contorno di valle è stata imposta l'altezza di moto uniforme con cadente pari a 0.006 m/m, pari cioè alla pendenza media dell'alveo. Relativamente ai coefficienti

di scabrezza sono stati considerati i seguenti valori espressi secondo Gauckler-Strickler: alveo  $25 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ , terrazzi con vegetazione  $10 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ , traversa, manufatti, e strada provinciale in destra idraulica  $70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ . Tutte le simulazioni sono avvenute adottando la routine di risoluzione numerica “Shallow Water Equations, Eulerian-Lagrangian Method” con passo temporale di risoluzione 0.1 s.

### 3. Analisi dello stato di fatto

La Figura 7 mostra l'estensione dell'area di calcolo del modello bidimensionale. E' stata utilizzata una mesh con maglia media di 5x5 m nel tratto di Enza da monte fino alla traversa. Un suo raffittimento (fino ad 1x1 m) è stato eseguito in corrispondenza della traversa, dell'edificio sghiaiatore e delle altre strutture (cigli di strada, argine a monte del Rio Cerezzola, etc.). Circa da 50 m a valle della traversa fino a valle è stata implementata un mesh con maglia media di 10x10 m. Nel DTM sono stati implementati i setti presenti nell'edificio sghiaiatore (Figura 8). Le paratoie nell'edificio sghiaiatore sono state inserite come *structure* con tre *gate* (larghezza 4 m, altezza 3.35 m). Un dettaglio della mesh di calcolo creata è mostrato in Figura 9.



*Figura 7 - Inquadramento del tratto di Enza modellato.*



Figura 8 - Edificio sghiaiatore esistente. Vista da monte e da valle (rispettivamente immagine a sinistra e destra).

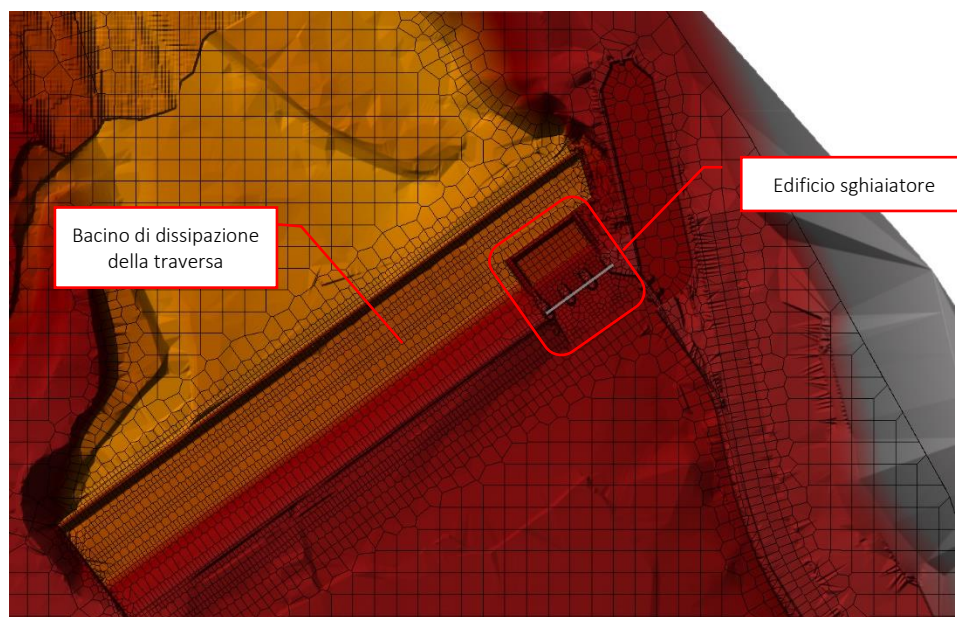


Figura 9 – Dettaglio del DTM dello stato di fatto e della mesh in corrispondenza della traversa di Cerezzola.



### 3.1. Analisi dei risultati

I risultati delle analisi vengono sinteticamente presentati come segue:

- livelli idrometrici massimi in alcune sezioni d'alveo (Figura 10);
- analisi dell'area in sinistra idraulica (dove è proposto ricavare l'invaso laterale);
- analisi dell'area in destra idraulica (SP513R, aree cortilive e coltivate);
- traversa di Cerezzola ed edificio sghiaiatore;
- velocità massime lungo il torrente dalla traversa fino a circa 900 m a monte di essa;
- livelli idrometrici a valle della traversa.

Poiché il modello è bidimensionale tutte le grandezze (quali ad esempio livelli idrometrici e velocità) variano in ogni cella del dominio di calcolo. I livelli idrometrici di seguito mostrati rappresentano i valori massimi ottenuti in ogni sezione considerata. La Tabella 3 riporta il livello idrometrico estratto in corrispondenza delle sezioni indicate in Figura 10. La sezione 1V è posizionata immediatamente a valle della traversa esistente. La 2V e la 3V attraversano il terrazzo in sponda destra idraulica. La 4V è posta circa a 1200 m a valle della traversa, in corrispondenza del limite in cui è previsto eseguire i ricollocamenti di materiale a valle della traversa. La 2M è posizionata circa una decina di metri a monte della traversa esistente. A monte si trovano la 3M e la 4M, quest'ultima attraversa la vasca IRETI. La 5M è posizionata circa 30 m a monte della soglia in progetto.

A titolo d'esempio la Figura 11 mostra la sezione 3M. Per dettagli sulle sezioni si rimanda alle tavole allegate alla presente relazione.



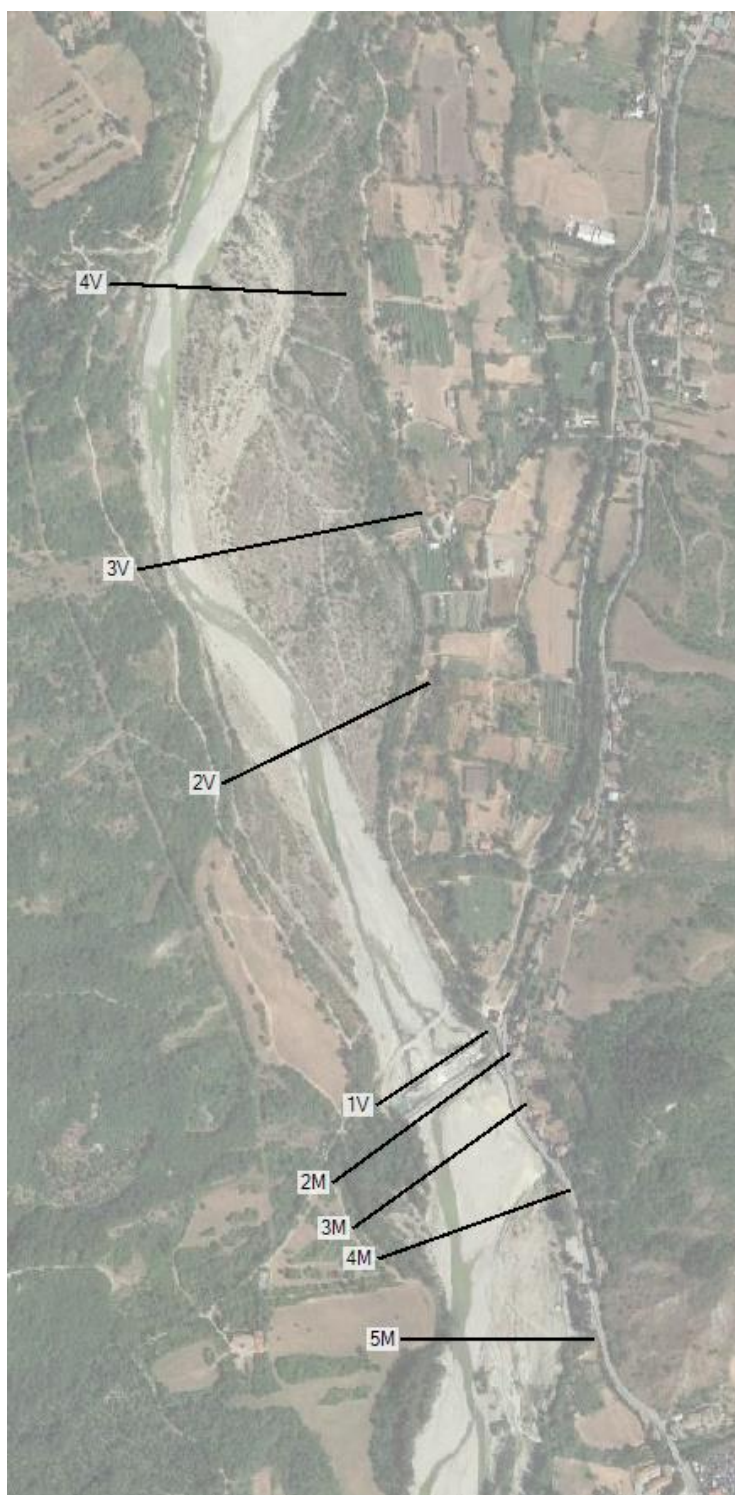


Figura 10 – Traccia delle sezioni di Tabella 3.

Tabella 3 – Stato di fatto. Livelli idrometrici per portate al colmo di piena. La traccia delle sezioni è indicata in Figura 10.

Sezione (n°)	Livelli idrometrici stato di fatto			
	Q(Tr=20 anni) 750 mc/s	Q(Tr=50 anni) 936 mc/s	Q(Tr=100 anni) 1080 mc/s	Q(Tr=200 anni) 1210 mc/s
4V	191.63	191.96	192.21	192.43
3V	194.45	194.60	194.70	194.83
2V	196.64	196.88	197.03	197.17
1V	200.64	201.03	201.38	201.61
2M	206.07	206.33	206.57	206.75
3M	206.46	206.75	206.89	207.05
4M	206.96	207.18	207.33	207.47
5M	207.83	208.13	208.33	208.50

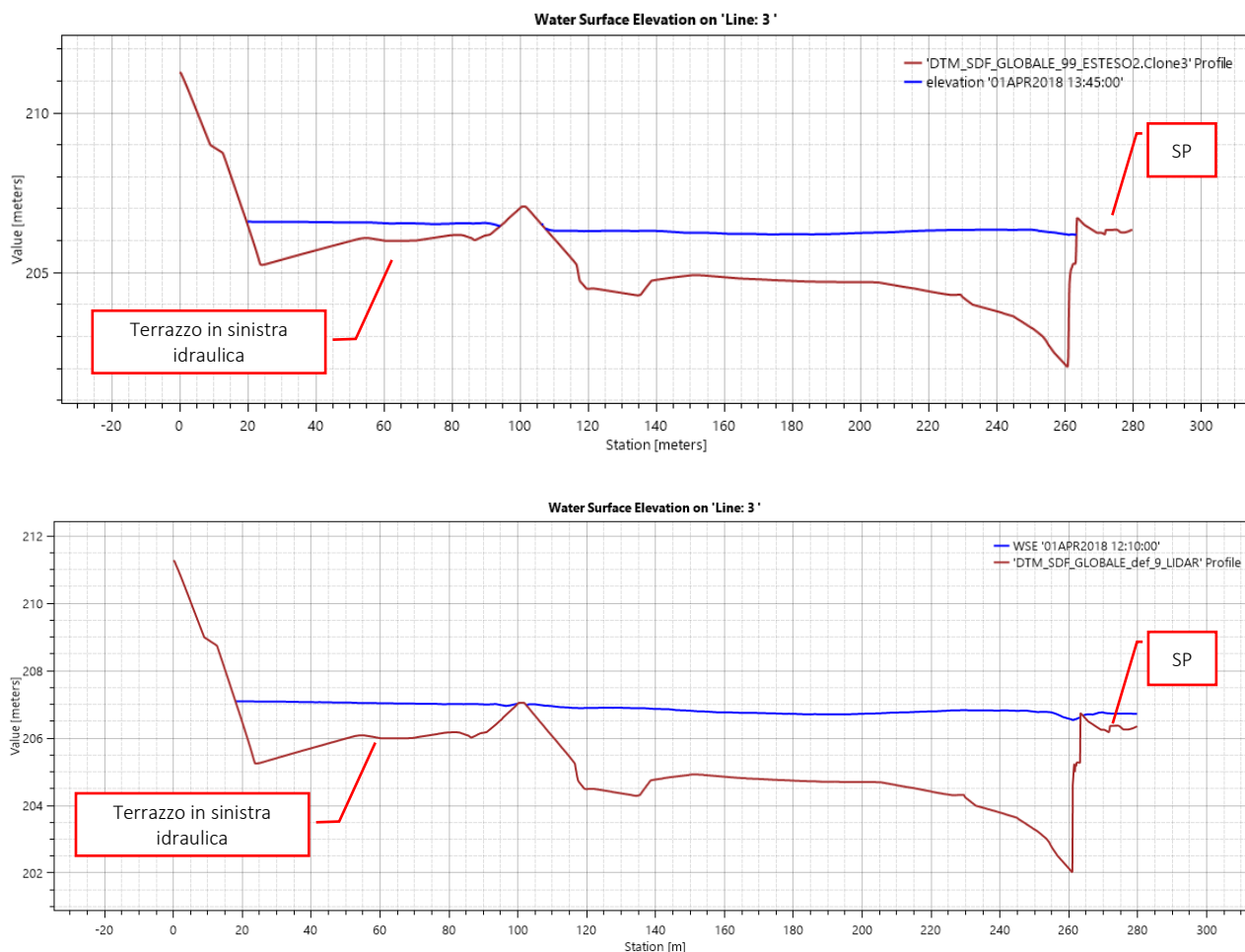


Figura 11 - Sezione 3M -Stato di fatto e piena ventennale (in alto) e duecentennale (in basso).

Le modellazioni indicano che per portate nell'Enza dell'ordine di 200-300 mc/s il terrazzo in sinistra idraulica, dove è proposto ricavare l'invaso laterale, viene interessato dai deflussi (Figura 12 e Figura 13). In base a quanto presentato nella relazione idrologica tali portate sono associate ad un tempo di ritorno di circa 2-3 anni. Per la piena ventennale i tiranti medi nel terrazzo sono dell'ordine di 0.5-0.8 m con velocità 0.5-0.6 m/s. Per la piena duecentennale i tiranti si attestano attorno a 1.2-1.5 m con velocità di 1-1.2 m/s.

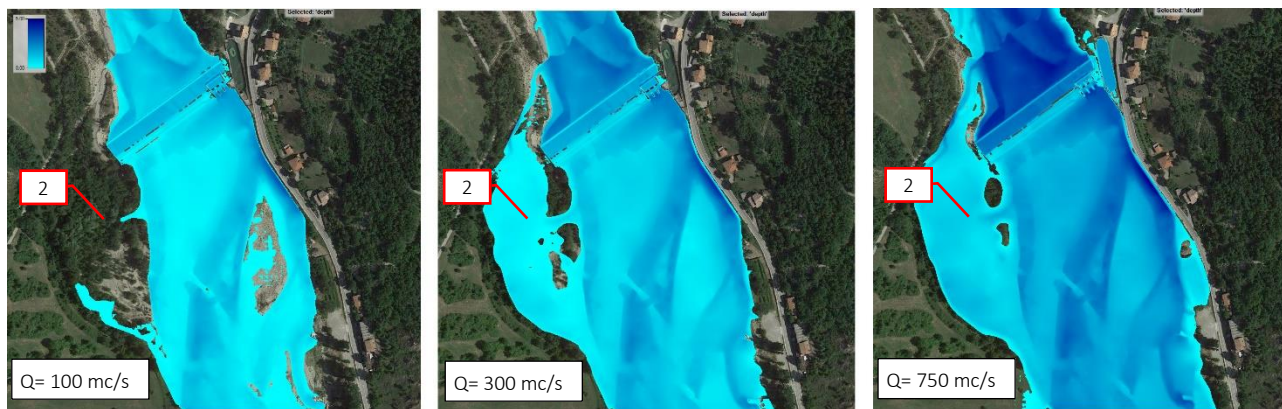


Figura 12 - Stato di fatto - Profondità della corrente per differenti portate. L'area 2 al crescere delle portate viene interessata progressivamente dal deflusso della corrente.

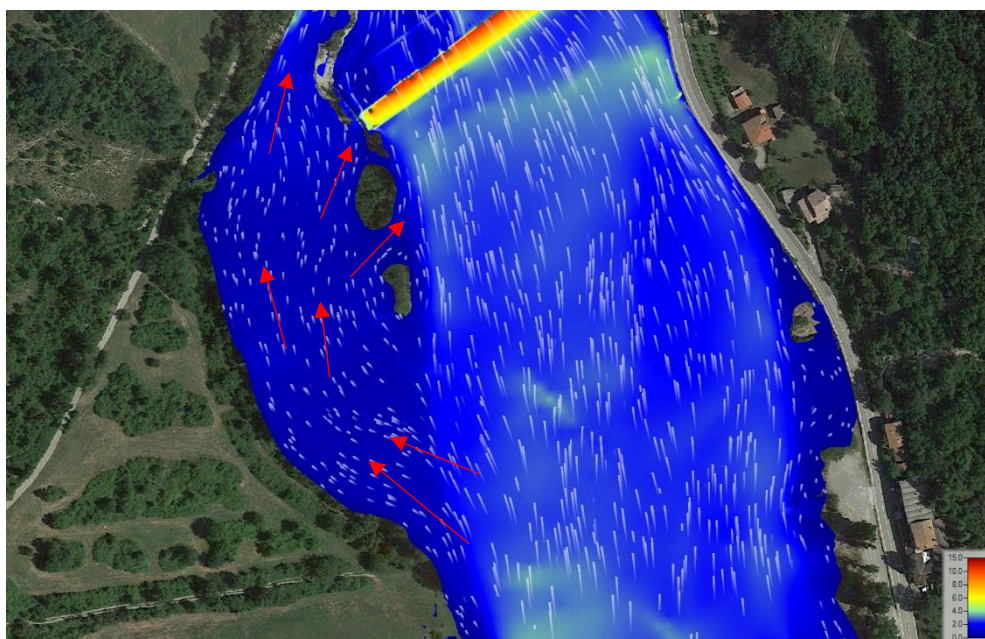


Figura 13 – Stato di fatto - Campo delle velocità per la portata ventennale 750 mc/s. Le frecce rosse indicano qualitativamente i deflussi dell'area in sinistra idraulica.



Per quanto riguarda la sponda destra idraulica le modellazioni segnalano che, nello stato di fatto, la Strada Provinciale SP 513R inizia ad essere interessata dalle piene di piene comprese tra 20 e 50 anni (Figura 16). In particolare, il tirante idraulico al di sopra della SP 513R vale mediamente 5-10 cm per la piena cinquantennale, 25-30 cm per la piena centennale e 45-50 cm con la duecentennale.

Nella pratica vi sono evidenze di condizioni di rischio esondazione o esondazioni localizzate non evidenziate attraverso le simulazioni e legate a:

- condizioni di elevato trasporto flottante con parzializzazione delle sezioni di deflusso delle tre luci sghiaiatrici esistenti (si veda Figura 14),
- condizioni di allagamento della strada per rigurgito degli scarichi esistenti delle caditoie stradali a fiume (Figura 15).



*Figura 14 - Ripresa fotografica dopo il transito della piena di dicembre 2017 dell'edificio sghiaiatore.*



*Figura 15 - Riprese fotografiche da fiume del paramento del muro della strada provinciale su cui sono evidenti gli scarichi esistenti.*

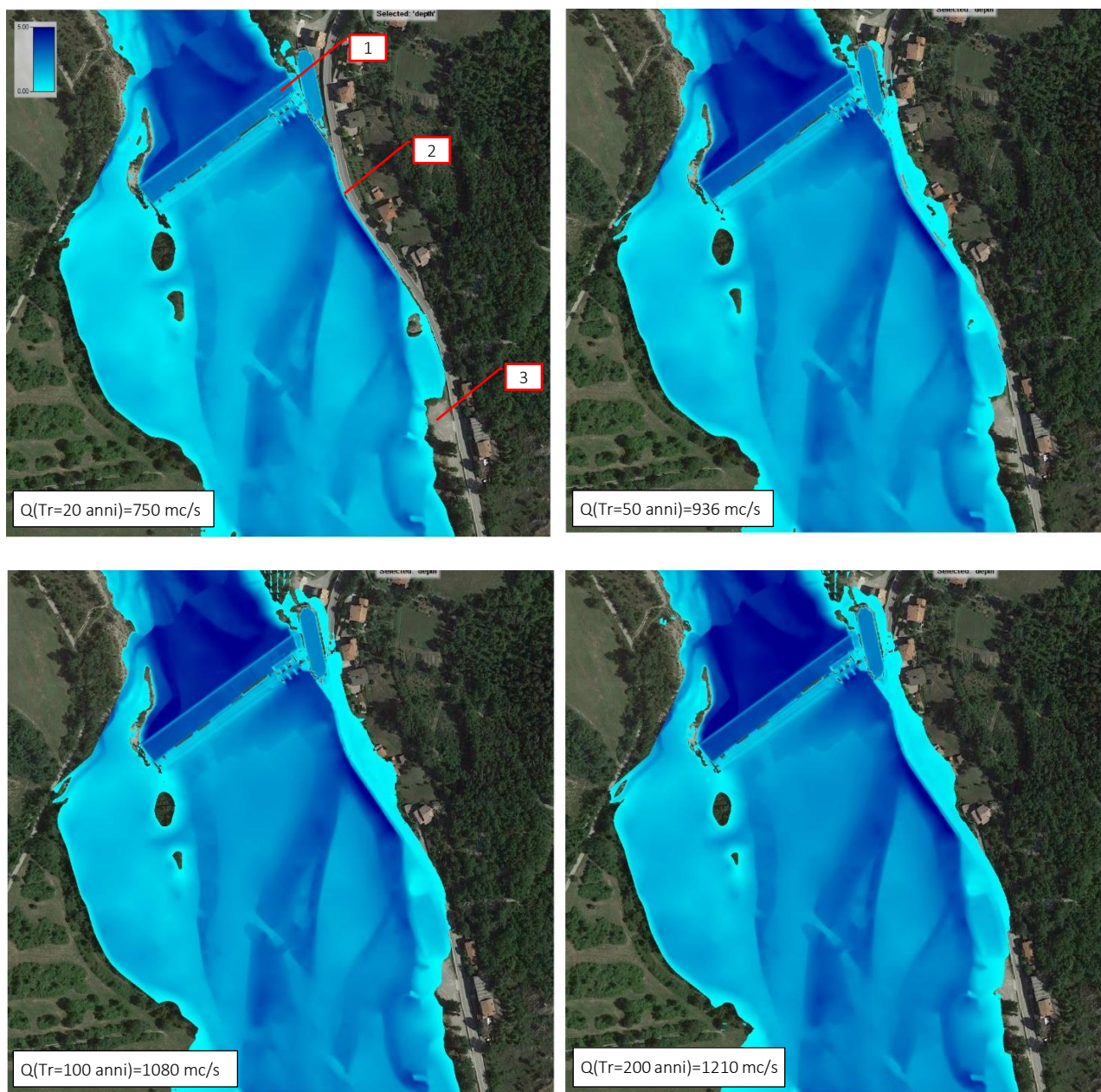


Figura 16 - Stato di fatto - Tiranti idrometrici per diversi tempi di ritorno. Traversa di Cerezzola (1); strada provinciale in destra idraulica (2); area di sosta/parcheggio circa 260 m a monte della traversa (3).



Le analisi mostrano che il terrazzo coltivato a sud dell'immissione del Rio Cerezzola (zona 3 in Figura 17) viene interessato dai deflussi per portate nell'Enza comprese tra 300 mc/s e 500 mc/s (associate ad un tempo di ritorno di circa 3-6 anni) con tiranti dell'ordine di circa 10 cm. L'area cortiliva a sud del Rio protetta dall'arginatura (zona 2 in Figura 17) inizia ad essere interessata dai deflussi per la portata la ventennale. Le modellazioni suggeriscono un sormonto esteso dell'arginatura per la portata cinquantennale. L'area coltivata a nord del Rio Cerezzola (zona 1 Figura 17), anche per la portata duecentennale, risulta essere parzialmente interessata.

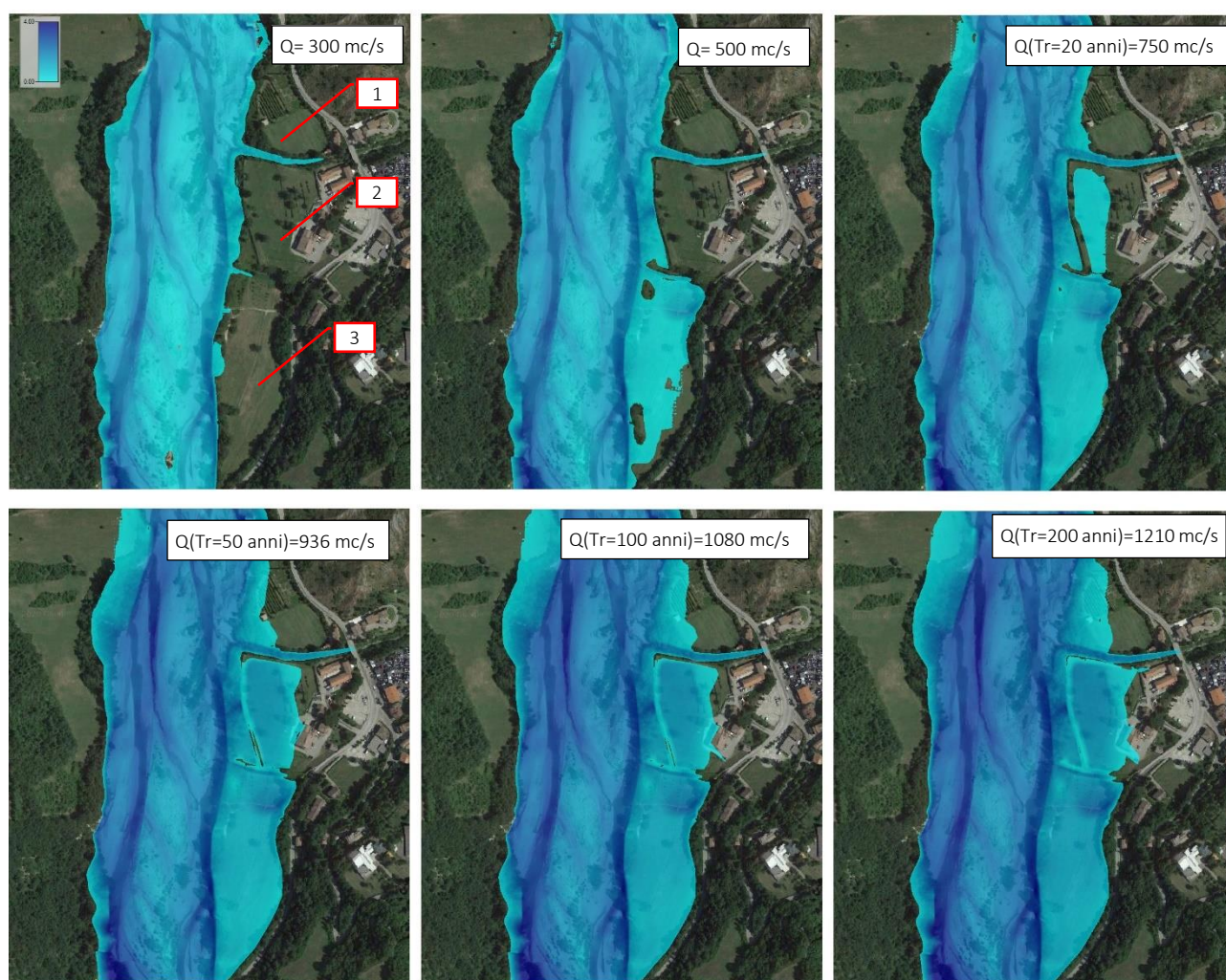


Figura 17 - Stato di fatto. Sponda destra idraulica. Area coltivata a nord del Rio Cerezzola (1); area cortiliva protetta da arginatura (2); terrazzo coltivato a sud del Rio Cerezzola (3).

Relativamente alla traversa esistente, la Figura 18 mostra il campo delle velocità simulato nello stato di fatto per la portata di 100 mc/s con paratoie dell'edificio sghiaiatore completamente sollevate.

La Figura 19 mostra l'andamento delle velocità lungo una sezione immediatamente a valle del bacino di dissipazione: mentre in corrispondenza della traversa le velocità risultano "omogenee" e dell'ordine di 0.4- 0.6 m/s, in corrispondenza del manufatto sghiaiatore le velocità risultano assai superiori con picchi anche di 3 m/s, mostrando un funzionamento non corretto del bacino di dissipazione in corrispondenza dell'edificio sghiaiatore.

Tali risultanze, sebbene incerte da un punto di vista quantitativo, sono qualitativamente in linea con ciò che si osserva nel reale funzionamento della traversa. Un esempio è mostrato nella foto scattata durante la piena del 5 novembre 2019 (Figura 20). Risulta evidente il differente funzionamento idraulico in corrispondenza dell'edificio sghiaiatore rispetto al resto della traversa: mentre nel primo vediamo una fortissima turbolenza dovuta ai salti a valle dell'edificio e dell'assenza di un profilo di fondo idraulicamente sagomato, nel resto della traversa vediamo un funzionamento "corretto" del bacino di dissipazione.

La problematica legata all'insufficiente lunghezza della vasca di dissipazione in corrispondenza dell'edificio sghiaiatore associata all'elevatissima capacità erosiva del materiale trasportato al fondo e alle velocità importanti dell'acqua in fase di attraversamento delle paratoie sghiaiatrici, determinano forti turbolenze della vena liquida. Nel corso degli anni si sono creati pericolosi elementi di instabilità del manufatto (Figura 21 e Figura 22), prontamente ripresi dal Consorzio ma che, sul lungo periodo, potrebbero ripresentarsi in quanto non sono state risolte le cause che li hanno originati.

La riqualificazione dell'edificio sghiaiatore viene proposto anche con l'obiettivo di ridurre le suddette turbolenze ed i conseguenti elementi di instabilità del manufatto.

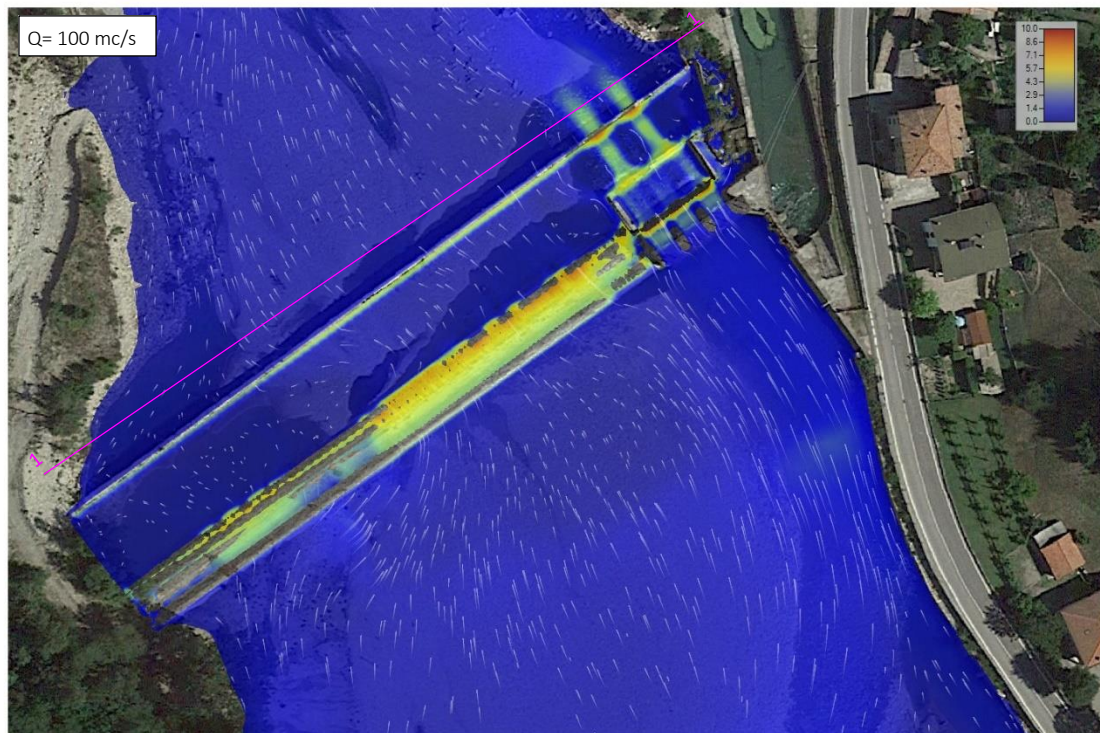


Figura 18 - Stato di fatto – Campo di velocità simulate. Scenario con paratoie dell'edificio sghiaiatore completamente sollevate. In viola è indicata qualitativamente la traccia della sezione 1.

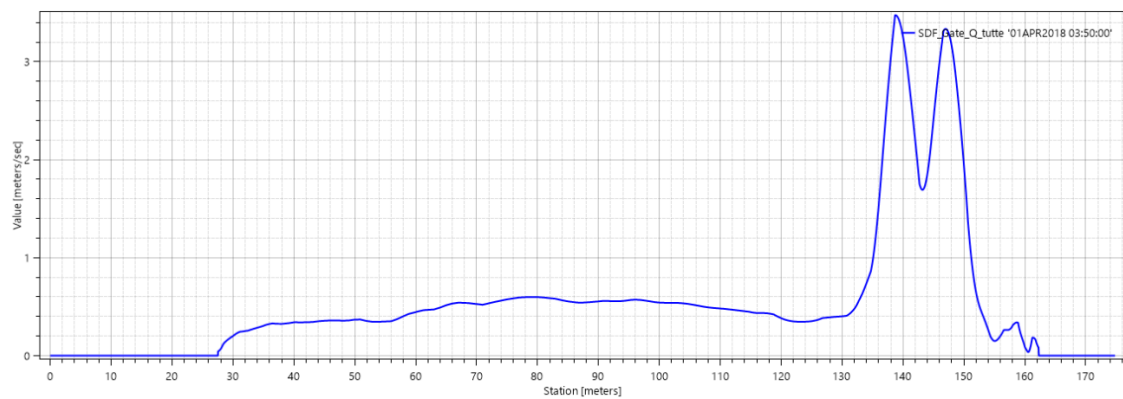


Figura 19 - Stato di fatto. Portata 100 mc/s. Velocità simulate lungo la sezione 1 di Figura 18. Risulta evidente l'effetto che l'edificio sghiaiatore attuale ha sul campo di velocità a valle della traversa.





*Figura 20 - Traversa di Cerezzola. Evento di piena del 5 novembre 2019.*



*Figura 21 - Ripresa fotografica dal soprastante edificio sghiaiatore della vasca dissipatrice originaria di lunghezza insufficiente.*



*Figura 22 - Evidenza della voragine formatasi a seguito della continuativa azione erosiva dell'acqua e degli urti del materiale solido trasportato sul solaio immediatamente a valle delle paratoie sghiaiatrici.*

La Figura 23 mostra il campo di velocità simulato in corrispondenza della traversa per la portata ventennale (750 mc/s) e per quella ducentennale (1210 mc/s). Per tali scenari vengono mostrati i profili del pelo libero in corrispondenza di due sezioni trasversali alla traversa (Figura 24 e Figura 25).

Le modellazioni idrauliche suggeriscono un livello a monte dell'edificio pari a circa 206.07 m slm (portata ventennale) e 206.75 m slm (portata duecentennale) Figura 26. L'innalzamento del pelo libero in corrispondenza dall'edificio sghiaiatore è probabilmente l'effetto del restringimento della corrente dovuto ai e alla quota dell'intradosso del manufatto pari a 205.46 m slm (Figura 8).

La Tabella 4 mostra le portate transitanti attraverso l'edificio sghiaiatore e quelle al di sopra della gaveta della traversa. Si noti la differenza per unità di lunghezza, con valori doppi nell'edificio sghiaiatore rispetto al resto della traversa.



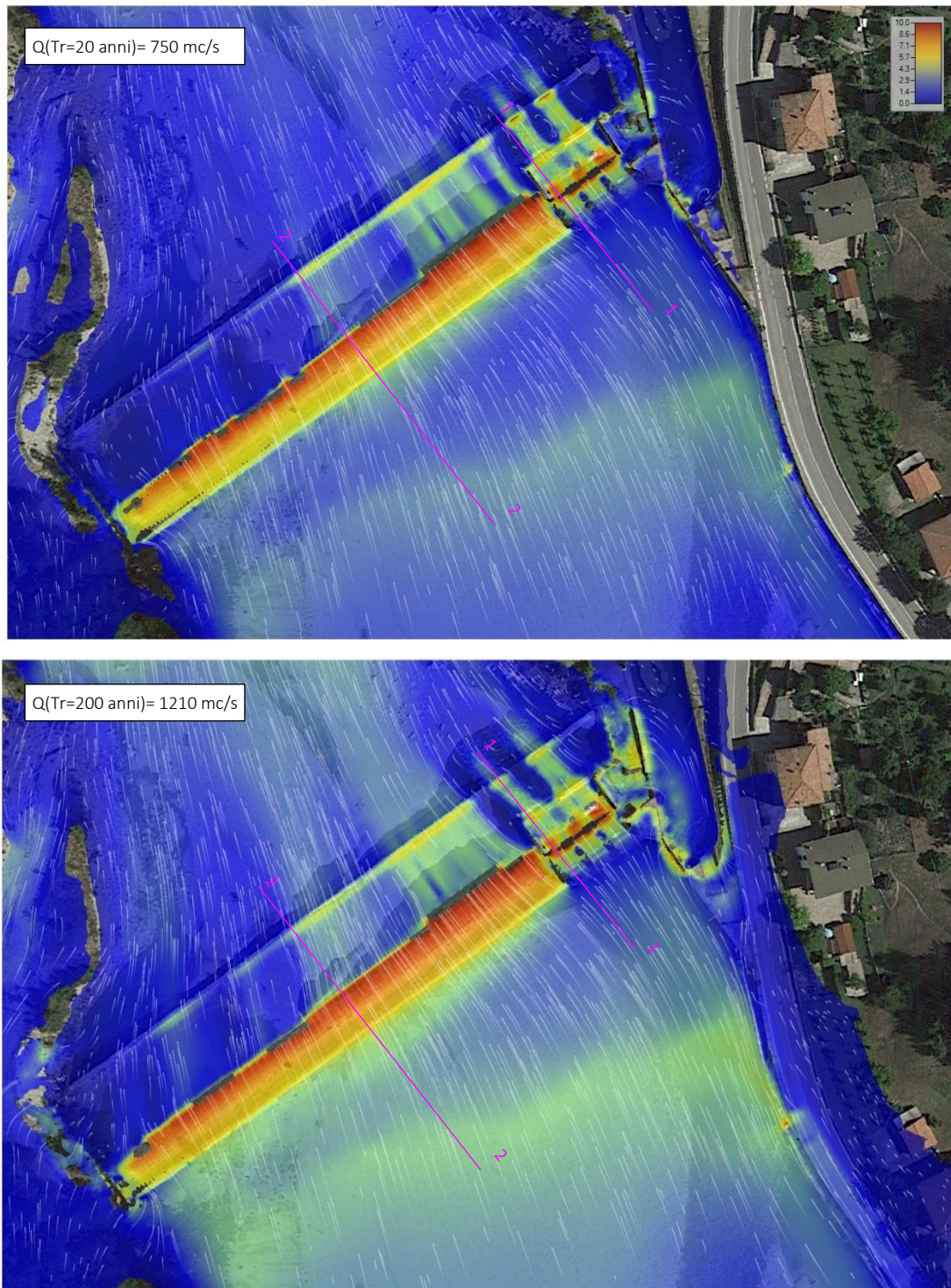


Figura 23 - Stato di fatto. Velocità simulate. I profili del pelo libero in corrispondenza delle sezioni sono mostrati in Figura 24 (piena ventennale) e in Figura 25 (piena duecentennale).

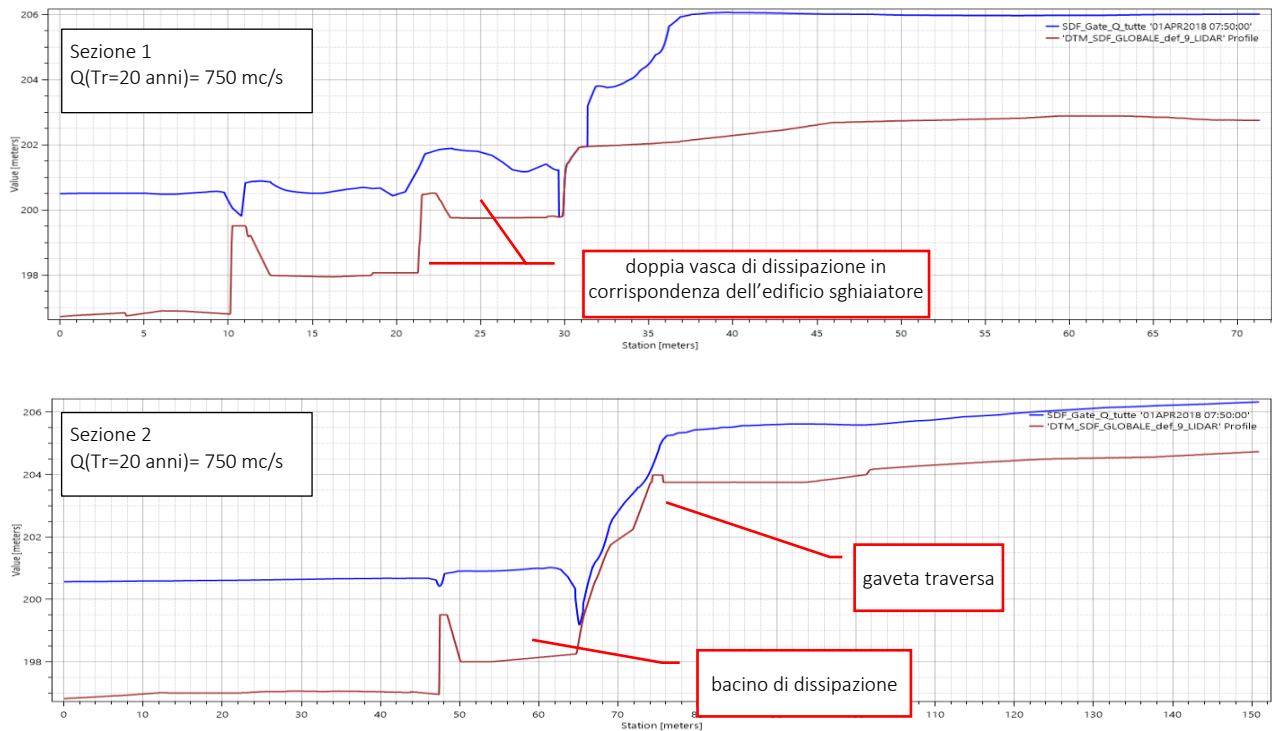


Figura 24 - Stato di fatto e piena ventennale 750 mc/s. Profilo in corrispondenza delle due sezioni trasversali alla traversa indicate qualitativamente in Figura 23.

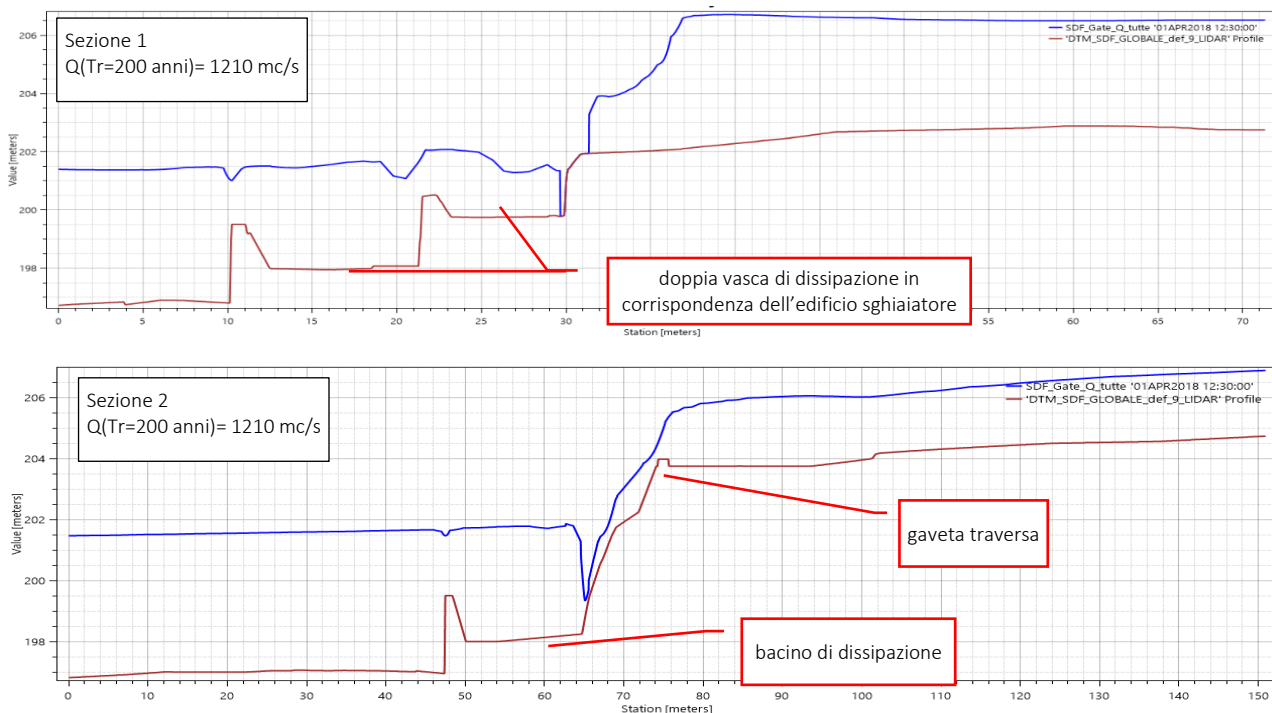


Figura 25 - Stato di fatto e piena duecentennale 1210 mc/s. Profilo in corrispondenza delle due sezioni trasversali alla traversa indicate qualitativamente in Figura 26.

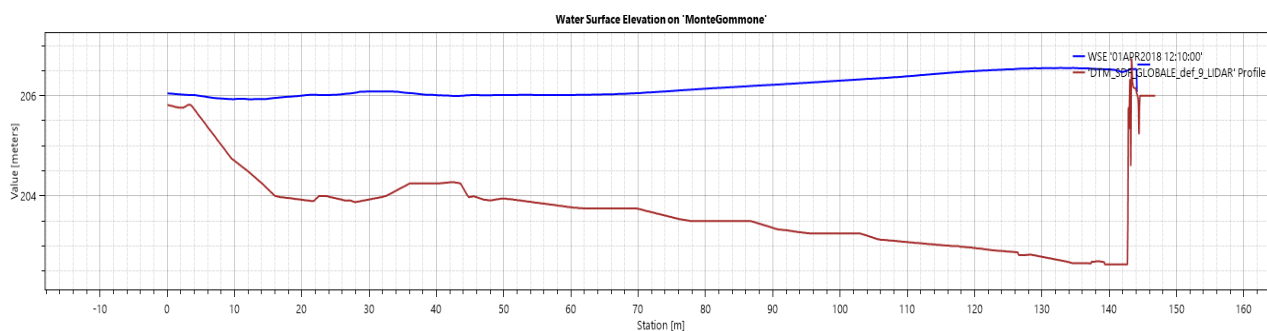


Figura 26 - Stato di fatto e piena duecentennale 1210 mc/s. Profilo a monte della traversa esistente.

Tabella 4 -Stato di fatto. Portate complessive e per unità di lunghezza attraverso l'edificio sghiaiatore e la gaveta principale della traversa. La larghezza dell'edificio sghiaiatore disponibile per il deflusso è 12 m, quella considerata per la gaveta 120 m.

	Portata (mc/s)							
	Q(Tr=20 anni)=750 mc/s		Q(Tr=50 anni)=937 mc/s		Q(Tr=100 anni)=1080 mc/s		Q(Tr=200 anni)=1210 mc/s	
	Q complessiva transitata (mc/s)	Q transitata per unità di larghezza (mc/s m lineare)	Q complessiva transitata (mc/s)	Q transitata per unità di larghezza (mc/s m lineare)	Q complessiva transitata (mc/s)	Q transitata per unità di larghezza (mc/s m lineare)	Q complessiva transitata (mc/s)	Q transitata per unità di larghezza (mc/s m lineare)
Edificio sghiaiatore	140	11.7	170	14.2	180	15.0	198	16.5
Traversa	590	4.9	720	6.0	828	6.8	922	7.6

Si discute infine dell'andamento delle velocità dalla traversa fino a circa 900 m a monte di essa.

La Figura 27 mostra per la piena ventennale e duecentennale il campo delle velocità lungo un tratto d'asta che si estende dalla traversa fino ad 1 km circa a monte di essa. Per questo tratto si è cercato di estrarre le velocità massime (Figura 28). In corrispondenza della traversa le velocità massime assumo valori di 6-7 m/s. Proseguendo verso monte si ha un calo fino alla progressiva 120-140 m (circa 2 m/s e 2.5-3 m/s, rispettivamente Q20 e Q200). L'alveo in questo tratto non risulta essere caratterizzato da "marcati" rami di piena e le velocità, lungo sezioni trasversali all'alveo, risultano indicativamente omogenee. Successivamente si ha un aumento delle velocità alla progressiva 280-300 m (circa 4.5 m/s e 5 m/s, rispettivamente Q20 e Q200), in corrispondenza di dove è previsto localizzare la soglia di monte in progetto. Proseguendo verso monte la velocità massima risulta avere un andamento indicativamente costante fino alla progressiva 600 m pari a 3.5 m/s e 4 m/s per la portata ventennale e duecentennale.



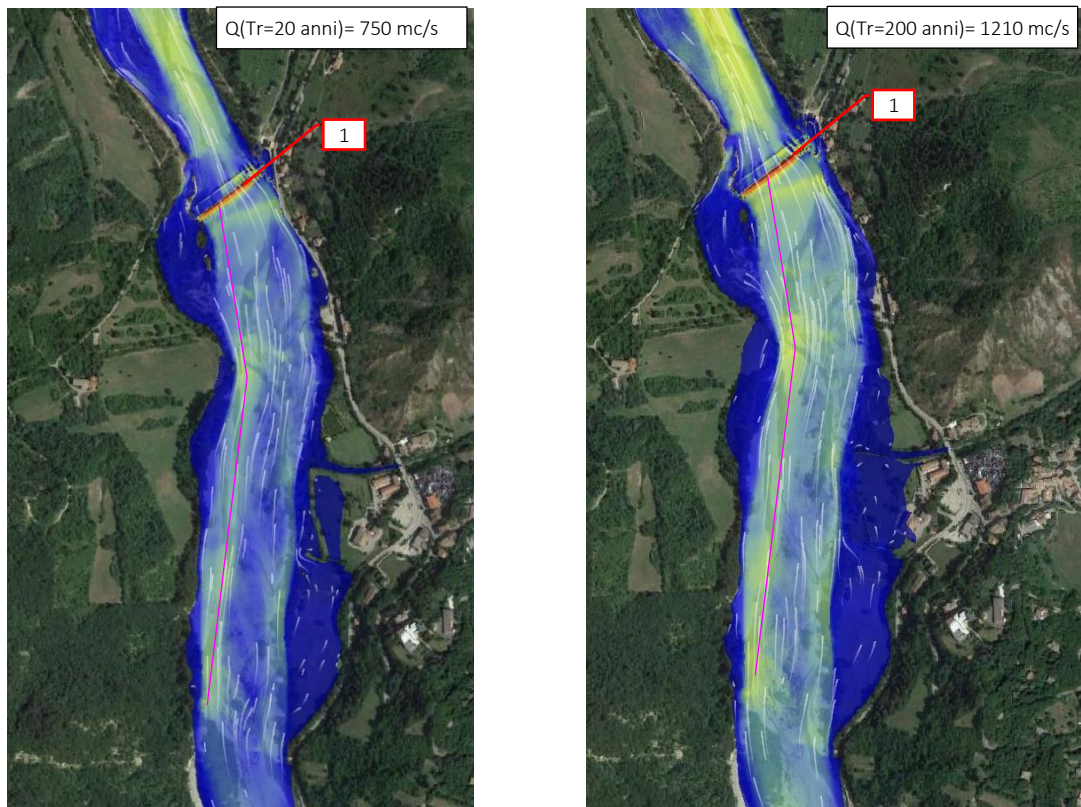


Figura 27 – Stato di fatto – Campo delle velocità. Traversa di Cerezzola (1). In magenta è indicata qualitativamente la traccia della sezione lungo cui sono stati estratti i profili di velocità mostrati in Figura 28.

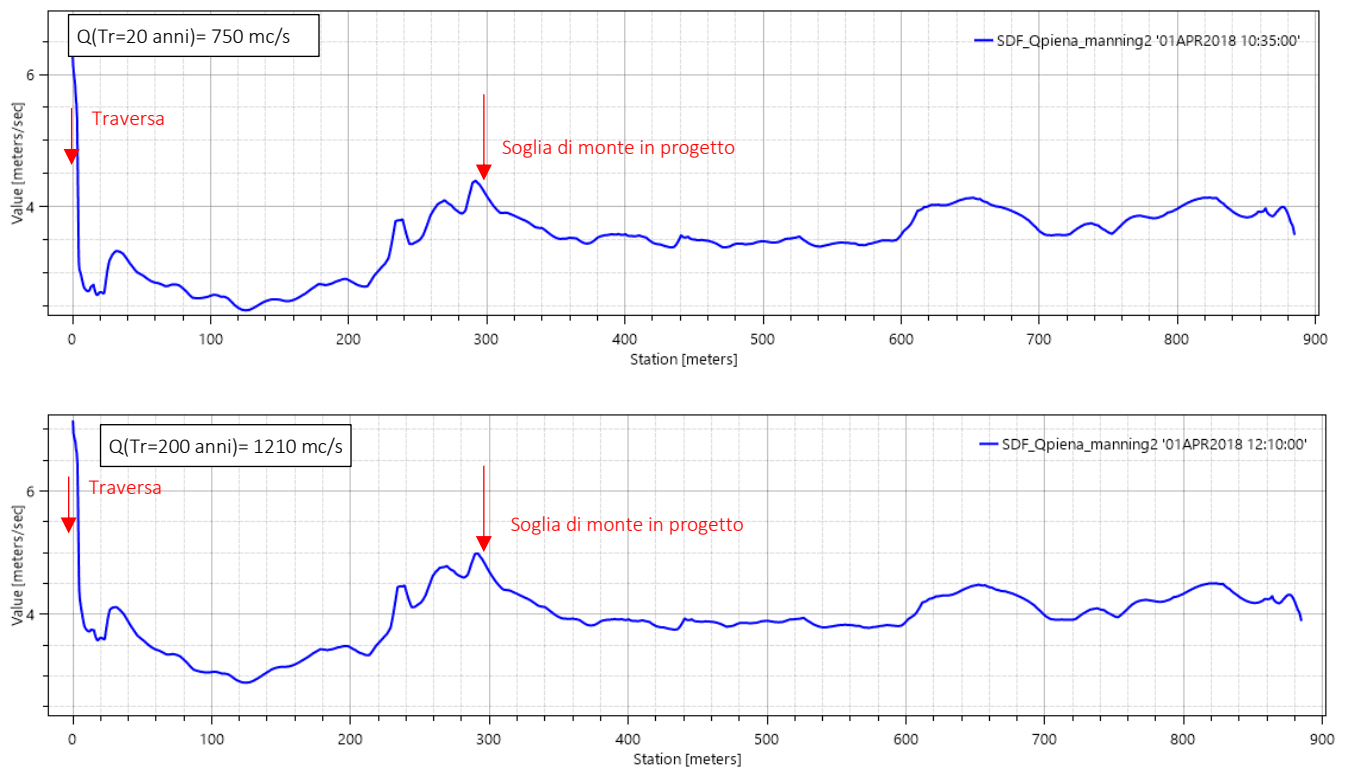


Figura 28 - Stato di fatto. Andamento delle velocità lungo la sezione indicata in Figura 27.

La Figura 29 e la Figura 30 mostrano i livelli idrometrici a valle della traversa per le piene ventennale, cinquantennale, centennale e duecentennale (Figura 30). I corrispondenti livelli idrometrici sono indicati in Tabella 3.

In Figura 29 si nota che vi sono alcuni rami presenti sul terrazzo in sponda destra idraulica che si attivano già per la portata di 153 mc/s. Tale valore di portata non è stato desunto da un'analisi dei massimi annuali ma deriva dalla curva di durata delle portate, in particolare esso corrisponde alla durata di 1 giorno. Per la portata associata ad un tempo di ritorno di 5 anni il modello segnala l'attivazione anche di altri rami di piena più a monte (Figura 29). Il terrazzo viene quasi interamente interessato dai deflussi associati ad un tempo di ritorno di circa 10 anni.

Tali risultati sono funzionali ai fini della previsione delle aree in cui effettuare il ricollocamento del materiale scavato a monte della traversa: è stato ipotizzato infatti che i riporti avvengano innanzitutto nelle aree frequentemente interessate dai deflussi e solo secondariamente nelle aree meno interessate.

Le simulazioni inoltre non suggeriscono variazioni apprezzabili nelle aree interessate dai deflussi tra la piena ventennale e quella duecentennale (Figura 30). In Figura 31 vengono mostrati i livelli nella sezione 3V. Altre sezioni sono mostrate negli elaborati grafici allegati alla presente relazione. A valle della traversa fino alla sezione 4V, la piena duecentennale transita nel ramo principale dell'Enza con un tirante dell'ordine di 3-3.5 m, nel terrazzo circa di 1-1.5 m.



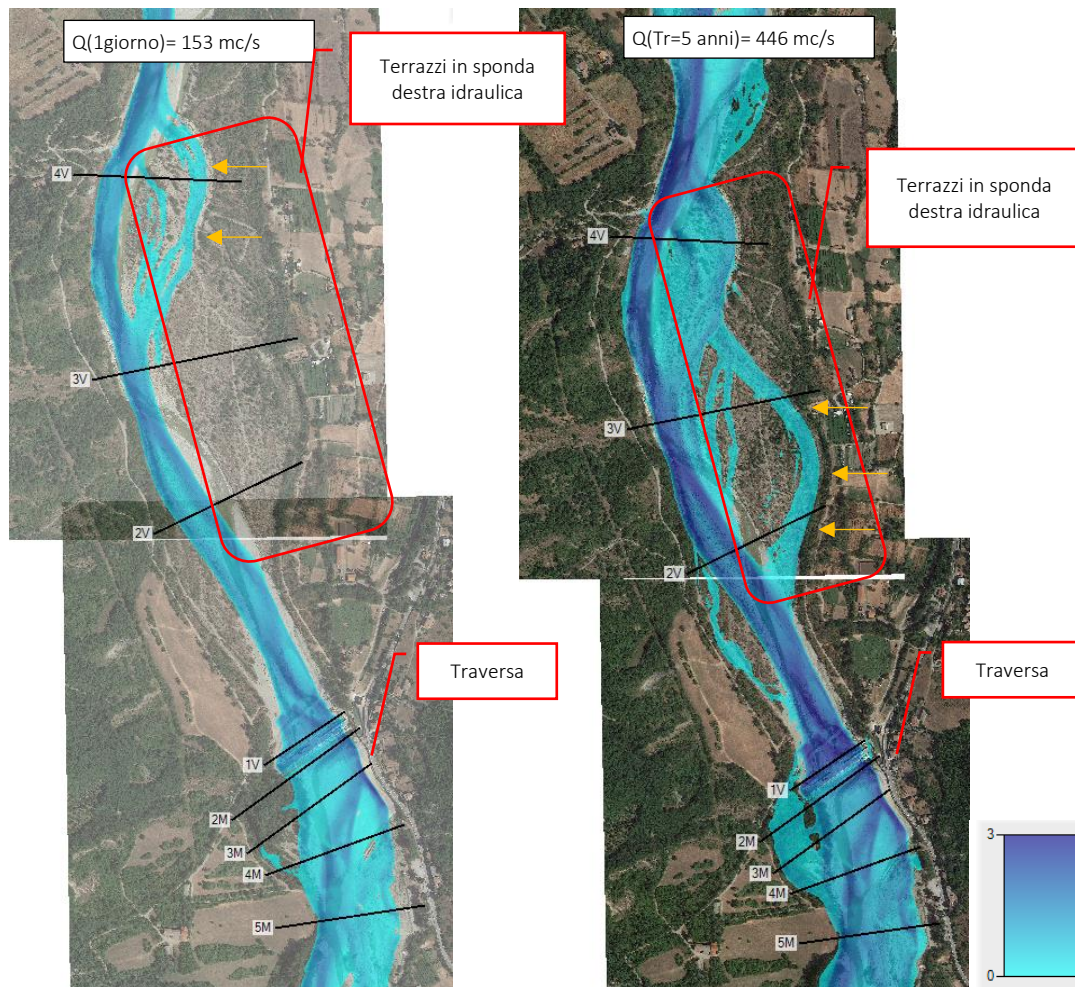


Figura 29 - Stato di fatto – Tiranti idrometrici per differenti valori di portata. Le frecce in arancione mostrano l'attivazione di alcuni rami presenti in sponda destra idraulica.

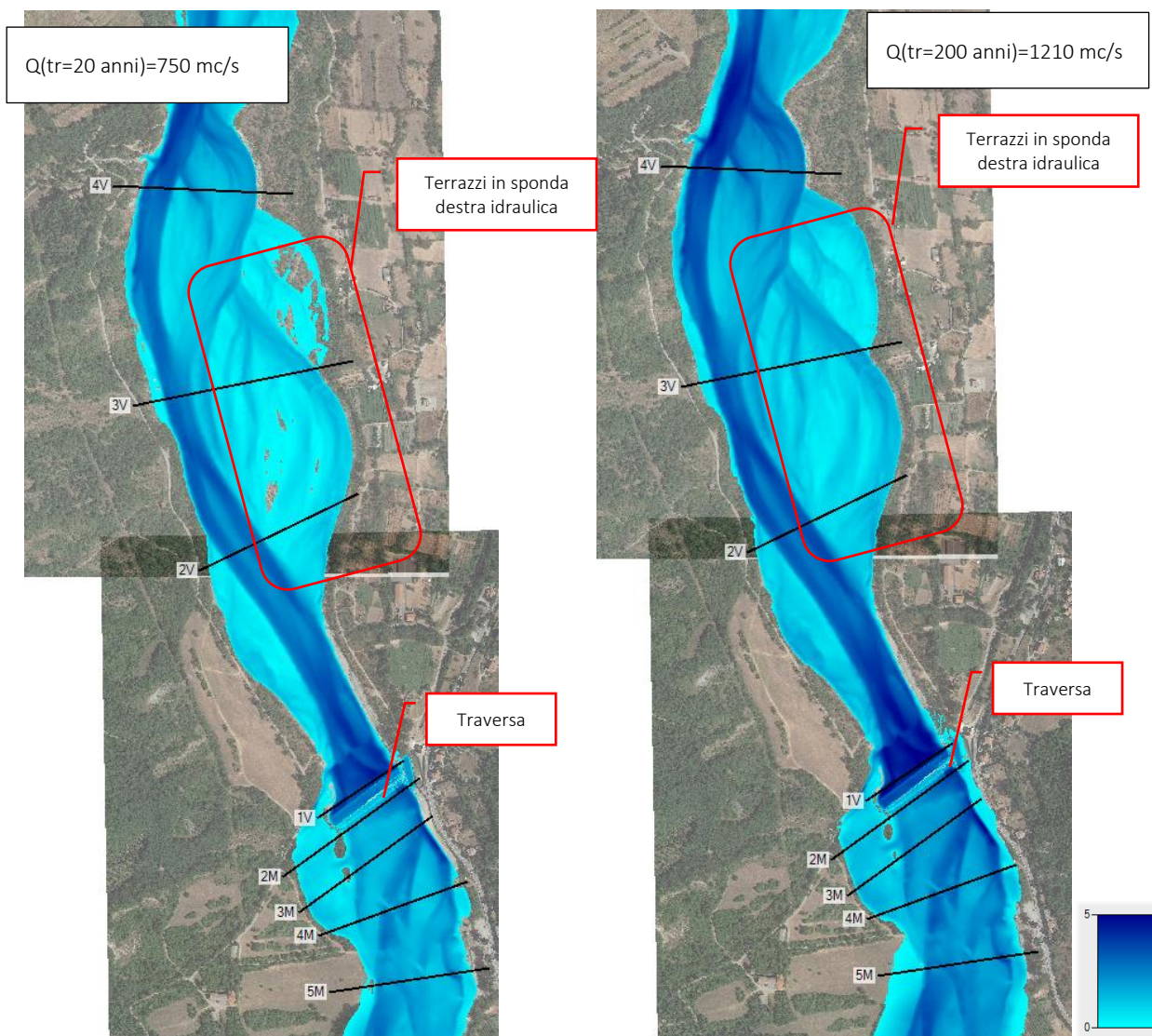


Figura 30 – Stato di fatto – Tiranti idrometrici nel caso di piena ventennale (sinistra) e piena duecentennale (destra).

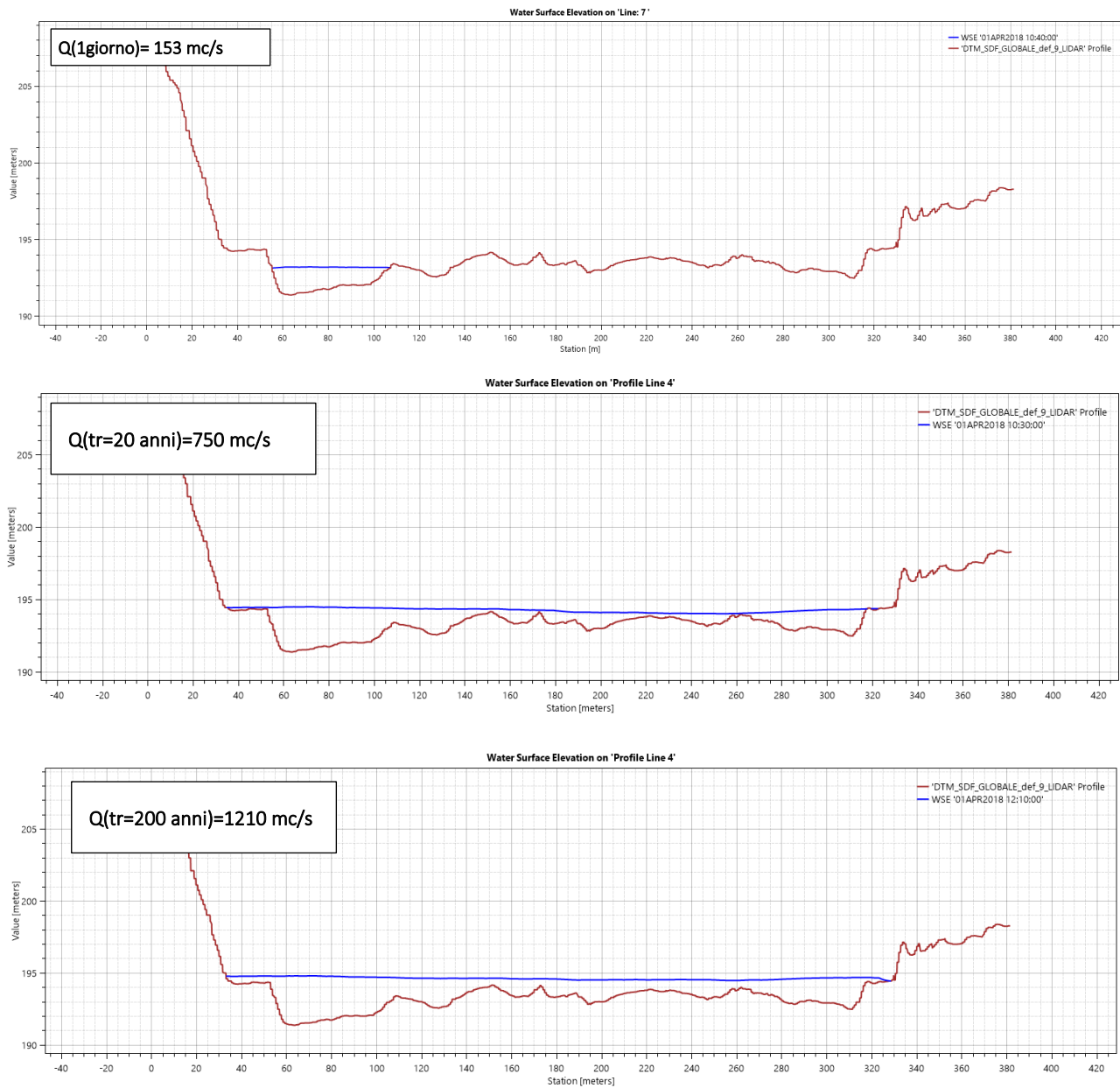


Figura 31 – Stato di fatto – Sezione 3V.



## 4. Cantieristica

Il progetto proposto rientra all'interno della linea di investimento misura "Tutela del territorio e della risorsa idrica" M2C4 Inv. 4.1 "Investimenti infrastrutture idrauliche primarie per la sicurezza dell'approvvigionamento idrico" del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR).

Nel presente Capitolo vengono indagati i due scenari di cantiere maggiormente critici in termini di livelli idrometrici a monte della traversa. Sulla base del cronoprogramma è previsto che si verifichino durante una parte della prima stagione estiva 2024 e durante una parte della prima stagione invernale tra il 2024 e 2025. Le simulazioni hanno considerato le portate associate ad un tempo di ritorno di 50 anni, coerentemente con quanto indicato nella "Scheda 5 - Interventi edili e cantieristica generica non connessi con la costruzione/rinnovamento di edifici" della "Guida operativa per il rispetto del principio di non arrecare danno significativo all'ambiente (cd. DNSH)".

I due scenari più sfavorevoli indagati sono:

- **scenario 1.** Esso si verifica durante la prima stagione estiva 2024, quando i lavori riguarderanno la scapitozzatura della traversa esistente, la realizzazione dei pali e della soletta a monte della traversa esistente su cui sarà innestata la nuova paratoia HTRD e parte della soglia di monte. Durante questa fase estiva è prevista la realizzazione di arginature a protezione del cantiere che devieranno i deflussi in destra idraulica. In termini di livelli idrometrici il layout di cantiere più sfavorevole durante questa fase è quello in cui l'argine immediatamente a monte della traversa si estende dalla sponda sinistra fino allo sghiaiatore esistente con conseguente transito dei deflussi esclusivamente attraverso quest'ultimo manufatto. Si precisa che tale layout non raffigura l'intero periodo estivo ma solamente una sottofase: infatti al procedere della realizzazione delle opere (scapitozzatura, realizzazione platea, etc.) l'argine sarà fatto retrocedere verso la sponda sinistra idraulica liberando area per il deflusso della corrente. Le simulazioni sono avvenute implementando nel DTM dello stato di fatto l'estensione massima delle arginature durante la prima stagione estiva (scenario maggiormente critico). Le simulazioni sono avvenute considerando la portata al colmo estiva  $Q(Tr=50 \text{ anni})=134 \text{ mc/s}$  (per dettagli si rimanda alla relazione idrologica).
- **scenario 2.** Esso si verifica durante la prima stagione invernale tra il 2024 e 2025, in cui sono previsti i lavori in corrispondenza del nuovo edificio sghiaiatore e dissabbiatore. L'area di lavoro sarà protetta del deflusso idrico mediante opere provvisorie quali muri ed arginature. In questa fase saranno già

state completate la scapitozzatura della traversa esistente, la nuova soletta a monte di essa, circa metà della soglia di monte e la nuova viabilità in sponda destra idraulica. Sarà inoltre già stato rimosso parte del materiale di alveo in corrispondenza di dove è previsto ricavare l'invaso di monte. Le simulazioni sono avvenute realizzando un apposito DTM contenente i suddetti elementi. Le simulazioni sono avvenute considerando la portata la colmo invernale  $Q(Tr=50 \text{ anni})=936 \text{ mc/s}$  (per dettagli si rimanda alla relazione idrologica).

#### 4.1. Scenario 1

La Figura 32, la Figura 33 e la Figura 34 mostrano alcuni risultati delle simulazioni condotte per la piena estiva cinquantennale  $Q(Tr=50 \text{ anni}_{estiva})= 134 \text{ mc/s}$ . Immediatamente a monte della traversa il livello massimo si attesta a circa 206.15 m slm. Sebbene non si segnalino esondazioni sulla SP 513 R, tale valore risulta prossimo alla quota stradale collocata nel punto più depresso (circa a 50 m a monte dell'edificio sghiaiatore esistente) da quote di 206.20-206.30 m slm.

Procedendo verso monte il franco aumenta: nella sezione 1 ad esempio (in corrispondenza della vasca IREN) esso vale circa 1 m.

Poco a monte del restringimento in corrispondenza della soglia di monte (sezione 2-2 Figura 32) il livello vale 208.17 m slm, interessando solamente l'alveo principale.

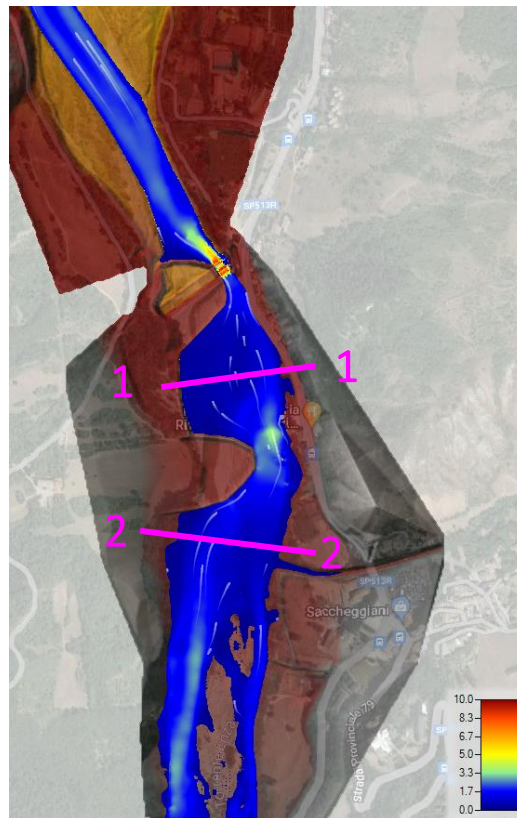


Figura 32 - Campo delle velocità – Cantiere scenario 1 -  $Q(Tr=50 \text{ anni\_estiva})=134 \text{ mc/s}$ .

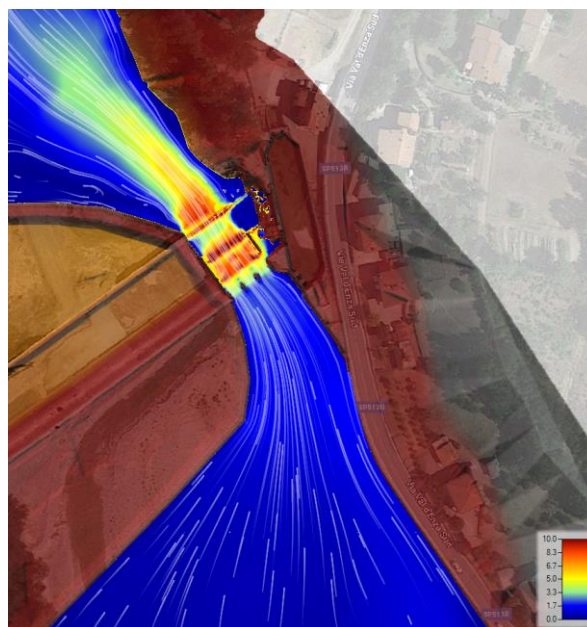


Figura 33 - Campo delle velocità in corrispondenza dell'edificio sghiaiatore – Cantiere scenario 1 -  $Q(Tr=50 \text{ anni\_estiva})=134 \text{ mc/s}$ .

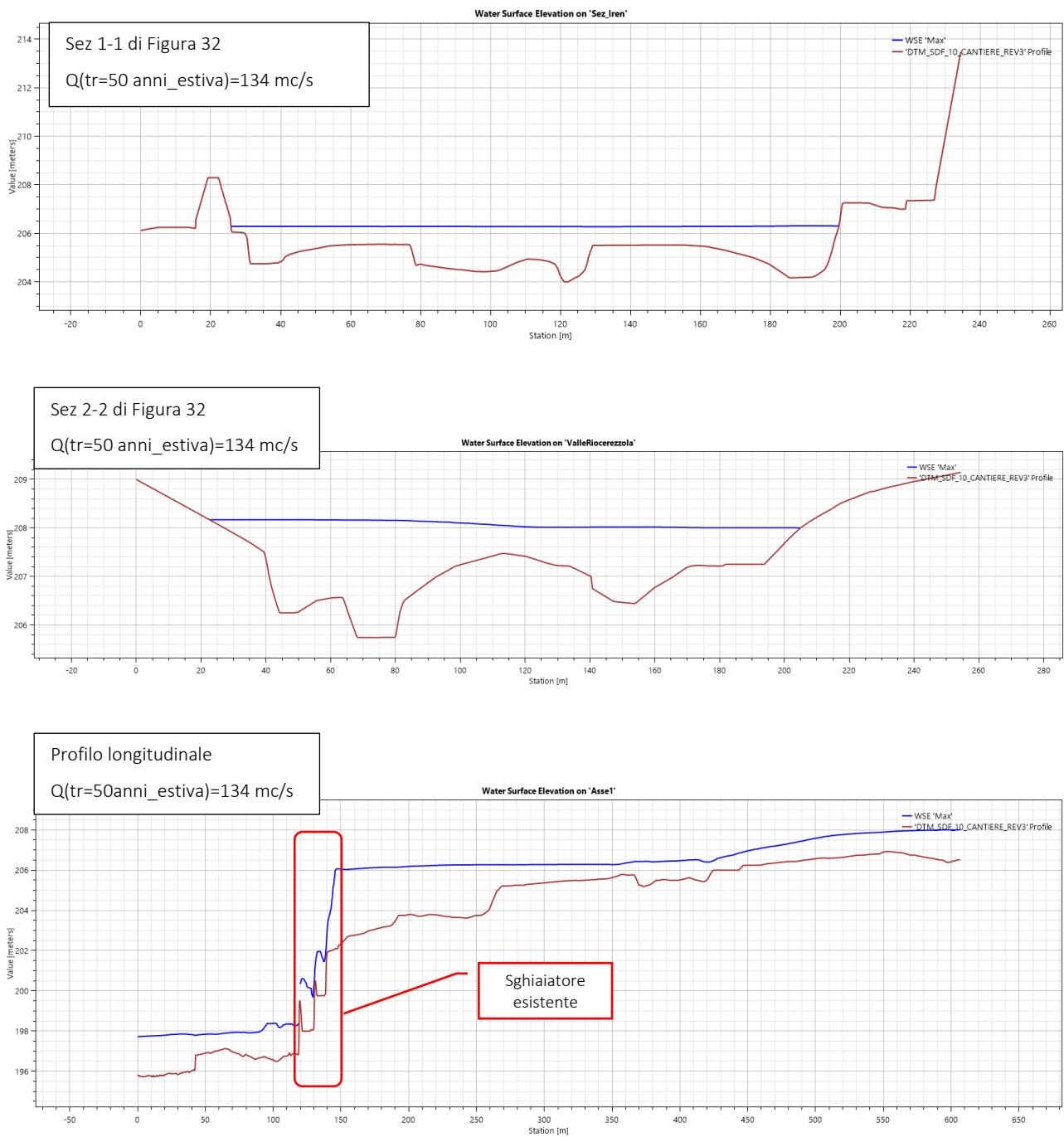


Figura 34 – Cantiere scenario 1 -  $Q(Tr=50 \text{ anni\_estiva})=134 \text{ mc/s}$  – Livelli idrometrici nelle sezioni indicate qualitativamente in Figura 32 e lungo l'asse fluviale da circa 200 m a valle della traversa fino a circa 400 m a monte di essa.



## 4.2. Scenario 2

La Figura 35 e la Figura 36 mostrano alcuni risultati delle simulazioni condotte per la piena invernale cinquantennale. Tale piena coincide con la massima annuale  $Q(Tr=50 \text{ anni})=936 \text{ mc/s}$ .

Immediatamente a monte della traversa il livello massimo vale circa 205.59 m slm (contro 206.33 m slm rispetto allo stato di fatto - Tabella 3). Nella sezione 3M e 4M vale rispettivamente 205.96 m slm e 206.52 m slm (rispetto ai 206.75 m slm e 207.18 m slm nello stato di fatto). Immediatamente a monte della soglia di progetto (parzialmente realizzata) il livello vale 208.15 m slm rispetto ai 208.13 m slm dello stato di fatto. A monte di questo manufatto il livello risulta sostanzialmente uguale a quello dello stato di fatto.

Non vengono segnalate esondazioni della SP 513R.

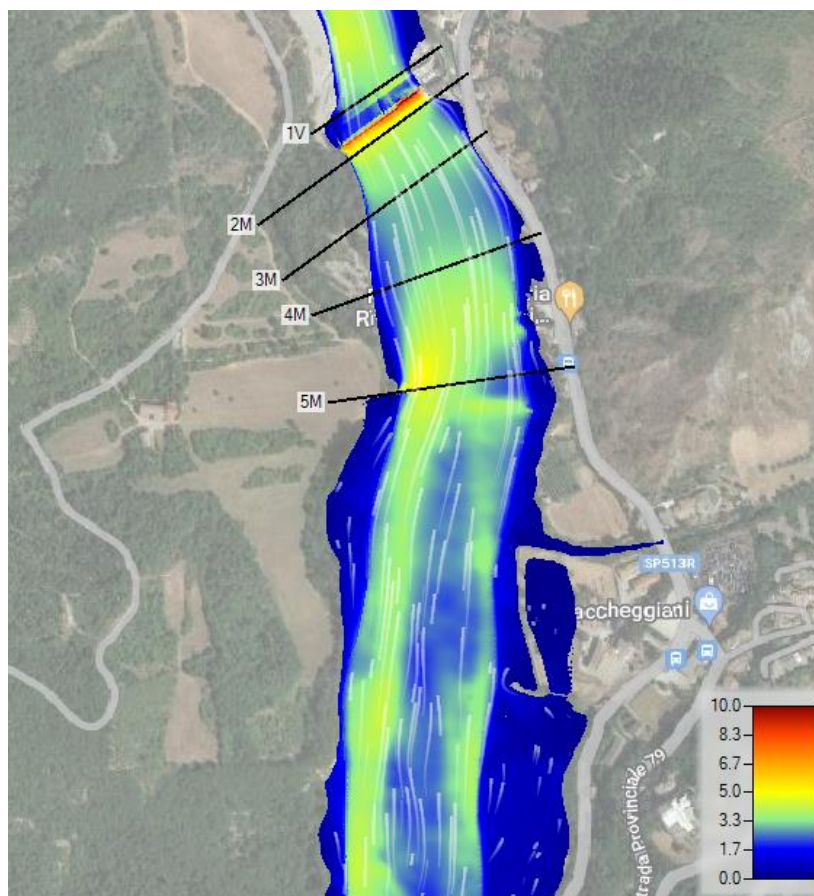


Figura 35 - Campo delle velocità – Cantiere scenario 2 -  $Q(Tr=50 \text{ anni})=936 \text{ mc/s}$ .

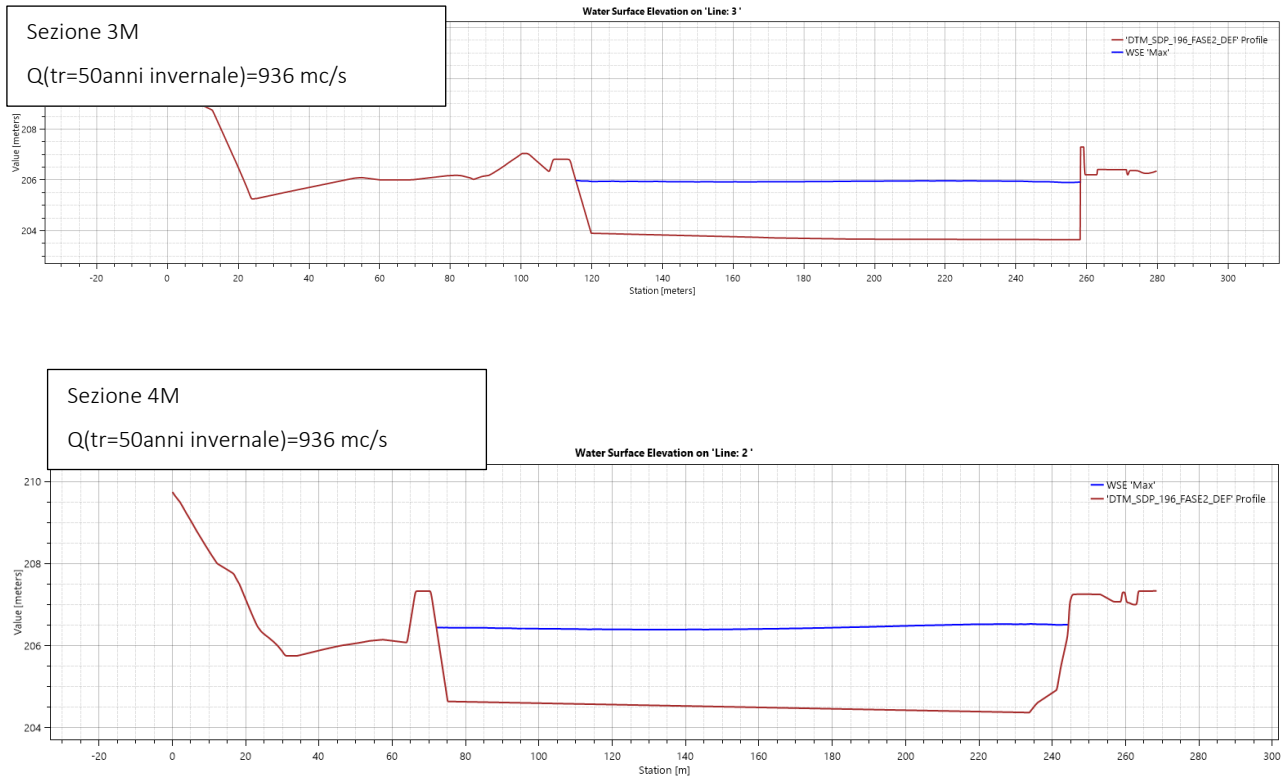


Figura 36 - Cantiere scenario 2 -  $Q(Tr=50\text{ anni})=936\text{ mc/s}$  – Livelli idrometrici nelle sezioni 3M e 4M indicate in Figura 35.

## 5. Analisi dello stato di progetto

Si presentano alcuni dei risultati ottenuti nelle modellazioni idrauliche per lo stato di progetto. La Figura 37 identifica alcune delle principali opere in progetto.

Le simulazioni hanno fatto riferimento ai seguenti scenari:

- a) paratoia HTRD completamente abbattuta e paratoie sghiaiatrici sollevate
- b) paratoia HTRD completamente abbattuta e paratoie sghiaiatrici abbattute (condizione di avaria delle paratoie di sghiaio)

Il primo scenario è stato inoltre valutato ipotizzando una condizione, seppur semplificata, di parziale e completo interrimento dell'invaso a fiume (per dettagli si rimanda al paragrafo 2.2.3).

I risultati saranno presentati in forma semplificata e riferiti alle sezioni d'alveo indicate in Figura 38 (le medesime utilizzate per lo stato di fatto).

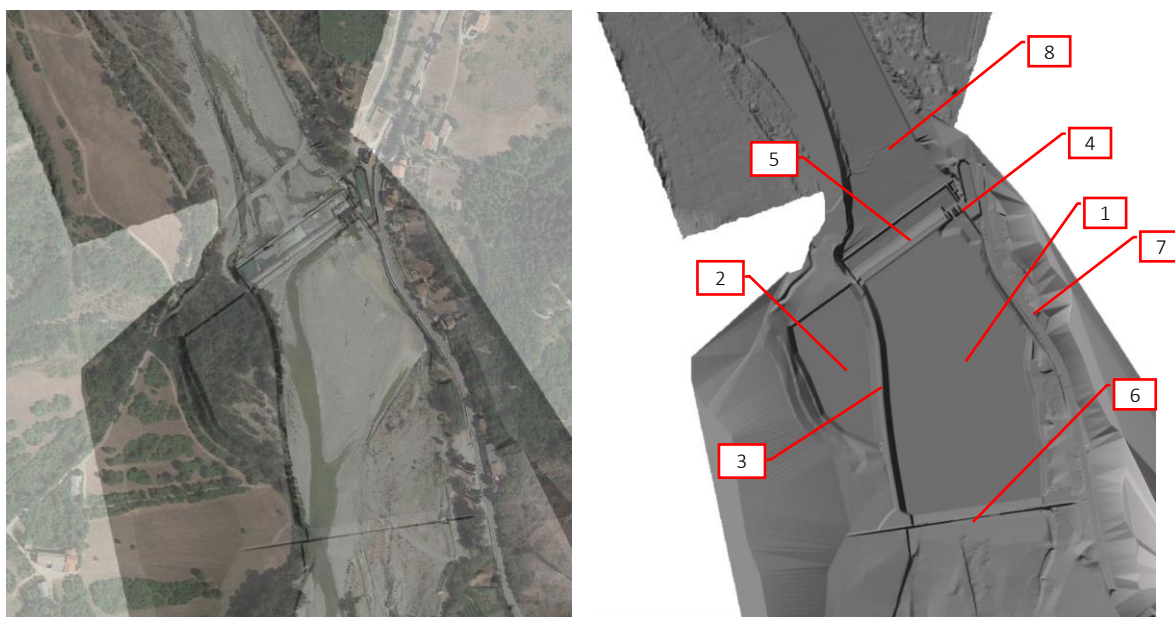


Figura 37 – Inquadramento di una porzione del DTM dello stato di progetto. A destra vengono qualitativamente indicati i seguenti elementi: (1) invaso principale da ricavarsi a monte della paratoia mobile, (2) invaso laterale in sinistra idraulica, (3) argine di separazione delle due aree di invaso, (4) nuovo edificio sghiaiatore, (5) Scapitozzatura di parte della gaveta della traversa esistente e nuova paratoia HTRD, (6) soglia di monte, (7) nuova viabilità in destra idraulica, (8) riporti a valle della traversa.



*Figura 38 - Sezioni di riferimento.*

## 5.1. Assenza di interrimento

Viene analizzata lo scenario di progetto in cui l'invaso principale a monte della nuova paratoia HTRD presenta la pendenza di fondo di 0.001 m/m.

### 5.1.1. Paratoia HTRD completamente abbattuta e paratoie sghiaiatrici sollevate

Lo scenario ipotizza un corretto funzionamento sia della paratoia HTRD sia delle paratoie de nuovo edificio sghiaiatore.

I livelli idrometrici sono mostrati in Tabella 5. Confrontandoli con quelli dello stato di fatto (Tabella 3) si evince che:

- a monte della soglia di monte i livelli idrometrici rimangono sostanzialmente invariati. Il modello segnala una leggera diminuzione nello stato di progetto di circa 20 cm per la piena duecentennale in prossimità della soglia. Già a 60 m a monte della soglia il profilo dello stato di progetto coincide con quello dello stato di fatto. Per la piena ventennale nella sezione 5M non vengono segnalate differenze tra stato di fatto e di progetto;
- tra la soglia e la nuova paratoia HTRD si ha una diminuzione dei livelli di circa 0.8-1.0 m;
- in corrispondenza della paratoia HTRD e scenario duecentennale si ha una diminuzione di livello di circa a 60 cm (206.75 m slm nello stato di fatto rispetto ai 206.14 m slm in quello di progetto). Per la piena centennale e duecentennale la sezione 2M mostra dei valori leggermente superiori rispetto alla 3M. Ciò deriva dalla scelta di riportare i valori massimi in ogni determinata sezione.
- a valle della traversa si hanno aumenti dei livelli idrometrici dovuti ai riporti di materiale. Immediatamente a valle della traversa esso vale circa 1.35 m (sezione 1V). Nelle sezioni più a valle (2V,3V e 4V) gli aumenti sono inferiori, circa 60-70 cm nella 2V e 3V, 30 cm nella 4V.

Per la piena duecentennale i livelli idrometrici massimi nel bacino di dissipazione si attestano attorno a 203 m slm, per la piena ventennale 202 m slm.

La SP513R, così come l'invaso laterale, non risultano mai essere interessati dai deflussi della piena duecentennale. A titolo d'esempio la Figura 39 mostra la sezione 3M, per dettagli sulle sezioni si rimanda alle tavole allegate alla presente relazione.

La Figura 42 e la Figura 43 mostrano le differenze planimetriche delle aree interessate dalla corrente nello stato di fatto e di progetto per la piena duecentennale.

Tra la traversa e la soglia di monte le simulazioni suggeriscono una diminuzione delle aree interessate dai deflussi, a monte della soglia non mostrano variazioni rispetto allo stato di fatto. A valle della traversa, sebbene l'aumento dei livelli idrometrici in corrispondenza delle zone di ricollocamento di materiale, la perimetrazioni rispetto allo stato di fatto rimangono sostanzialmente invariate.

*Tabella 5 - Stato di progetto – Scenario senza interrimento con paratoia mobile abbattuta e paratoie sghiaiatrici sollevate. Livelli idrometrici per portate al colmo di piena. La traccia delle sezioni è indicata in Figura 38.*

Sezione (n°)	Livelli idrometrici stato di progetto			
	Q(Tr=20 anni)	Q(Tr=50 anni)	Q(Tr=100 anni)	Q(Tr=200 anni)
	750 mc/s	936 mc/s	1080 mc/s	1210 mc/s
4V	192.00	192.30	192.51	192.70
3V	195.07	195.21	195.31	195.41
2V	197.32	197.55	197.69	197.82
1V	202.01	202.40	202.67	202.97
2M	205.32	205.69	205.92	206.14
3M	205.41	205.71	205.91	206.06
4M	205.72	206.02	206.25	206.46
5M	207.83	207.97	208.11	208.26



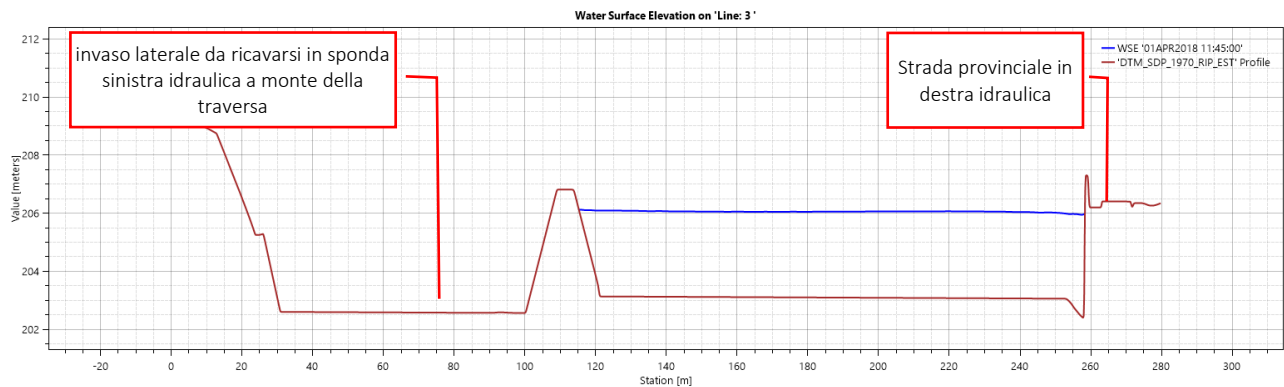


Figura 39 - Sezione 3M - Stato di progetto e  $Q(tr=200anni=1210 \text{ mc/s})$  - Scenario di assenza di interrimento, paratoia HTRD abbattuta e paratoie sghiaiatrici sollevate.

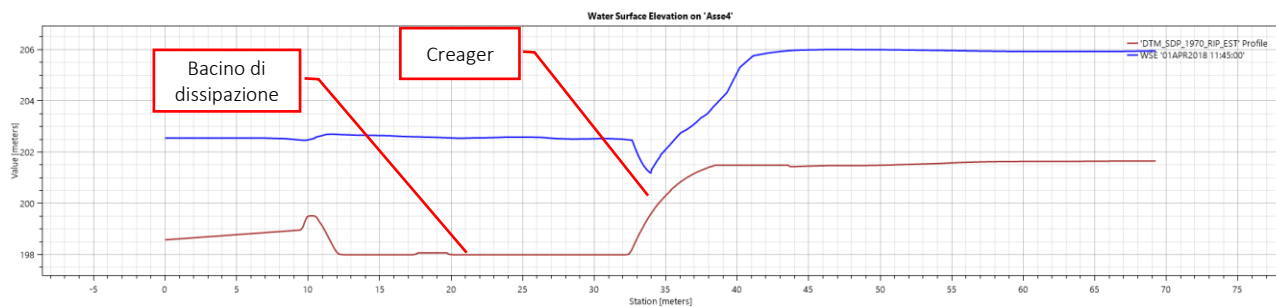


Figura 40 – Sezione longitudinale attraverso l'edificio sghiaiatore - Stato di progetto e  $Q(tr=200anni=1210 \text{ mc/s})$  - Scenario di assenza di interrimento, paratoia HTRD abbattuta e paratoie sghiaiatrici sollevate.

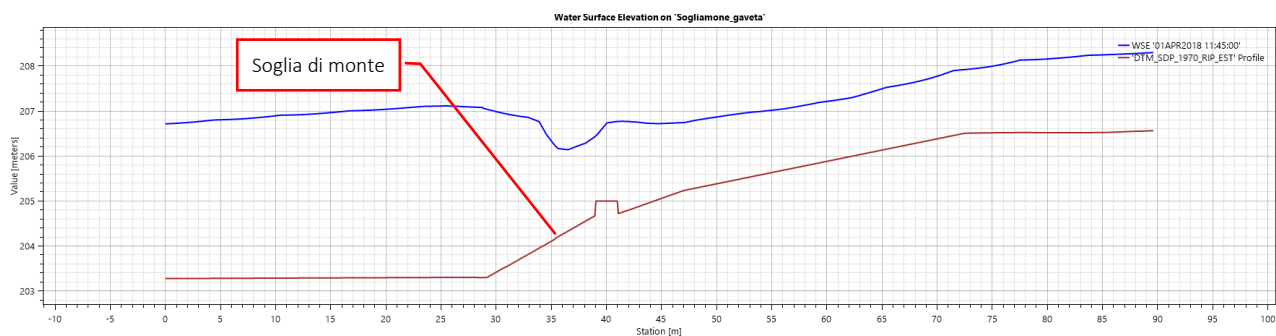


Figura 41 - Sezione longitudinale attraverso la gaveta della soglia di monte - Stato di progetto e  $Q(tr=200anni=1210 \text{ mc/s})$  - Scenario di assenza di interrimento, paratoia HTRD abbattuta e paratoie sghiaiatrici sollevate.



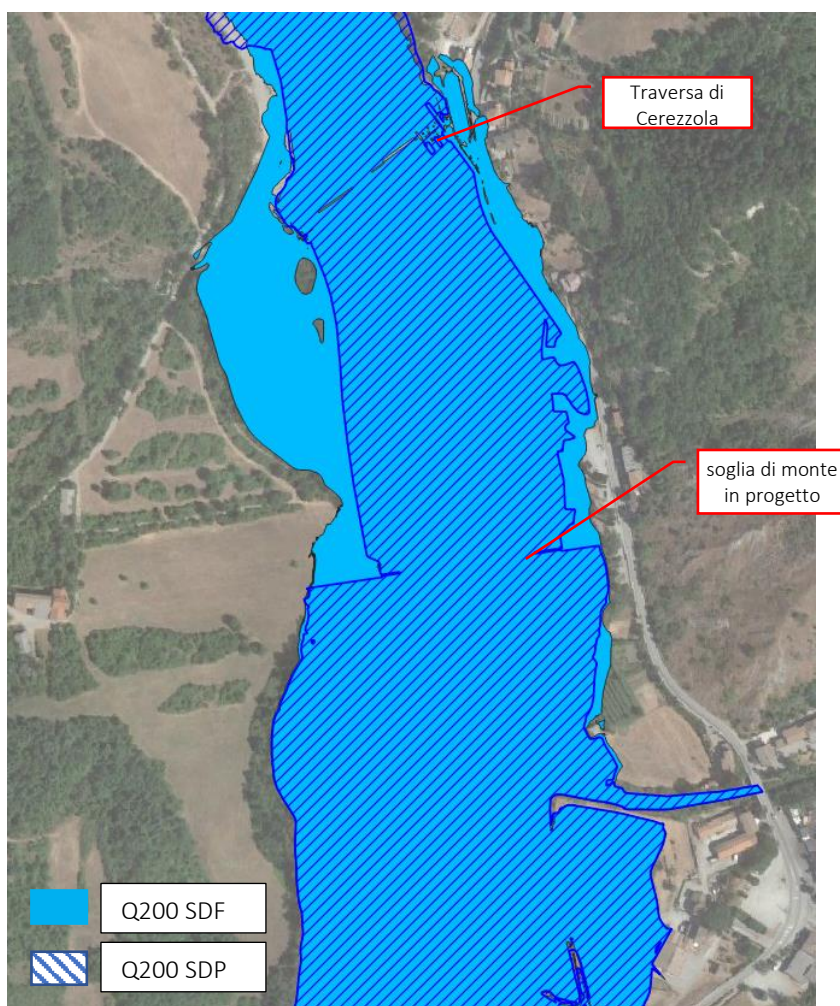


Figura 42 - Confronto piena duecentennale stato di fatto e di progetto nello scenario di assenza di interrimento, paratoia HTRD abbattuta e paratoie sghiaiatrici sollevate. La piena duecentennale nello stato di fatto viene perimetrata in azzurro, nello stato di progetto in blu.

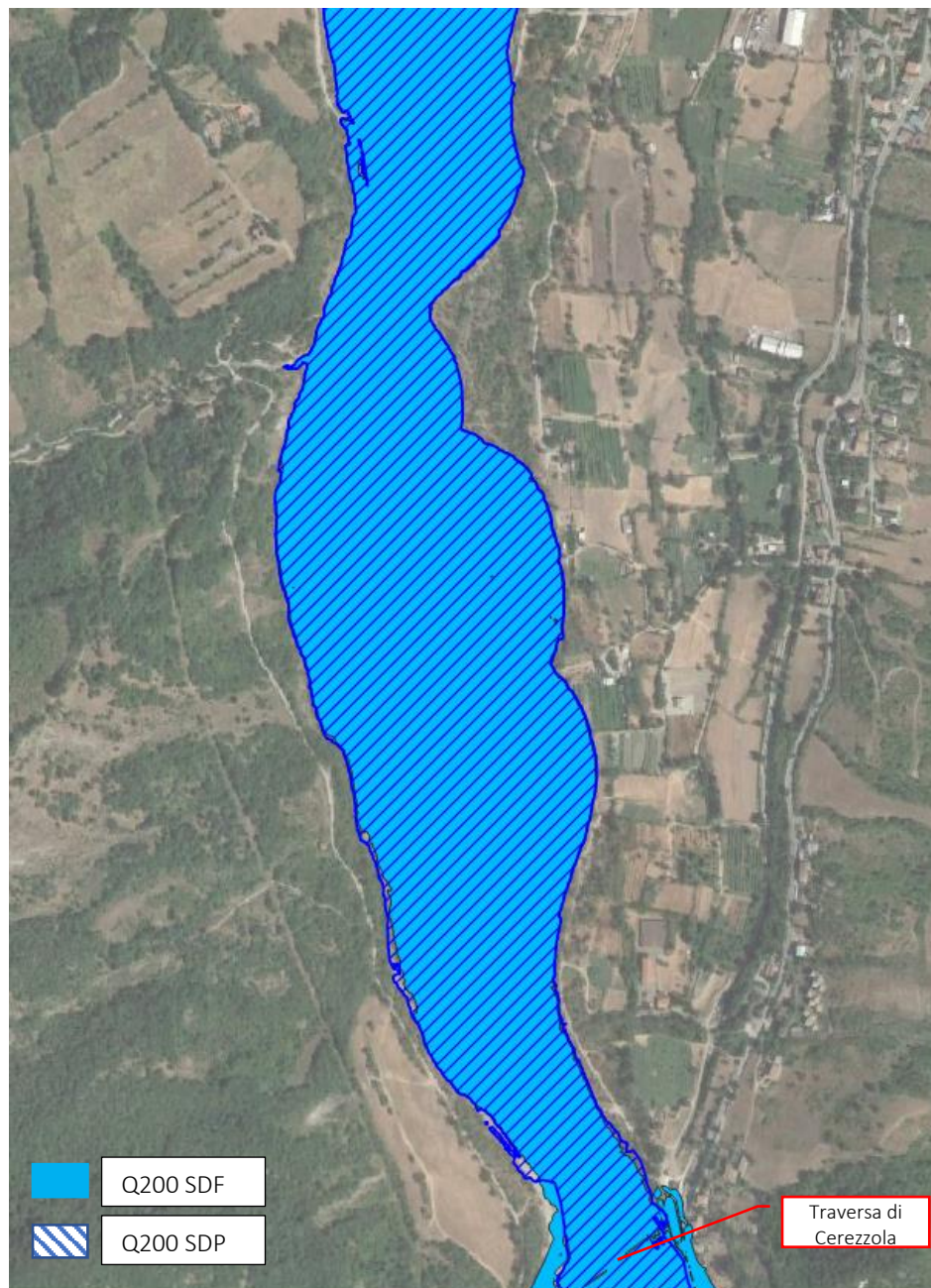


Figura 43 - Confronto piena duecentennale stato di fatto e di progetto nello scenario di assenza di interrimento, paratoia HTRD abbattuta e paratoie sghiaiatrici sollevate. La piena duecentennale nello stato di fatto viene perimetrata in azzurro, nello stato di progetto in blu.



La Figura 44 mostra il campo delle velocità a monte della traversa, la Figura 45 il profilo delle velocità per piena duecentennale. A circa 150 m a monte della soglia di monte non si notano variazioni delle velocità tra stato di fatto e di progetto. A 50 m della soglia si nota un aumento delle velocità massime di circa 0.5 m/s. Tra la traversa e la soglia (sezione a 150 m a monte della traversa), invece, vi sono differenze non tanto nei valori massimi ma piuttosto nella distribuzione delle velocità lungo la sezione. Esse son frutto della geometria implementata: nello stato di fatto l'alveo è irregolare, vi sono rami di deflusso principali e secondari, forme di fondo, barre, etc. nello stato di progetto invece l'invaso è stato schematizzato privo di forme. Come già discusso tale aspetto rappresenta una semplificazione e sicuramente una fonte di incertezza delle presenti analisi.

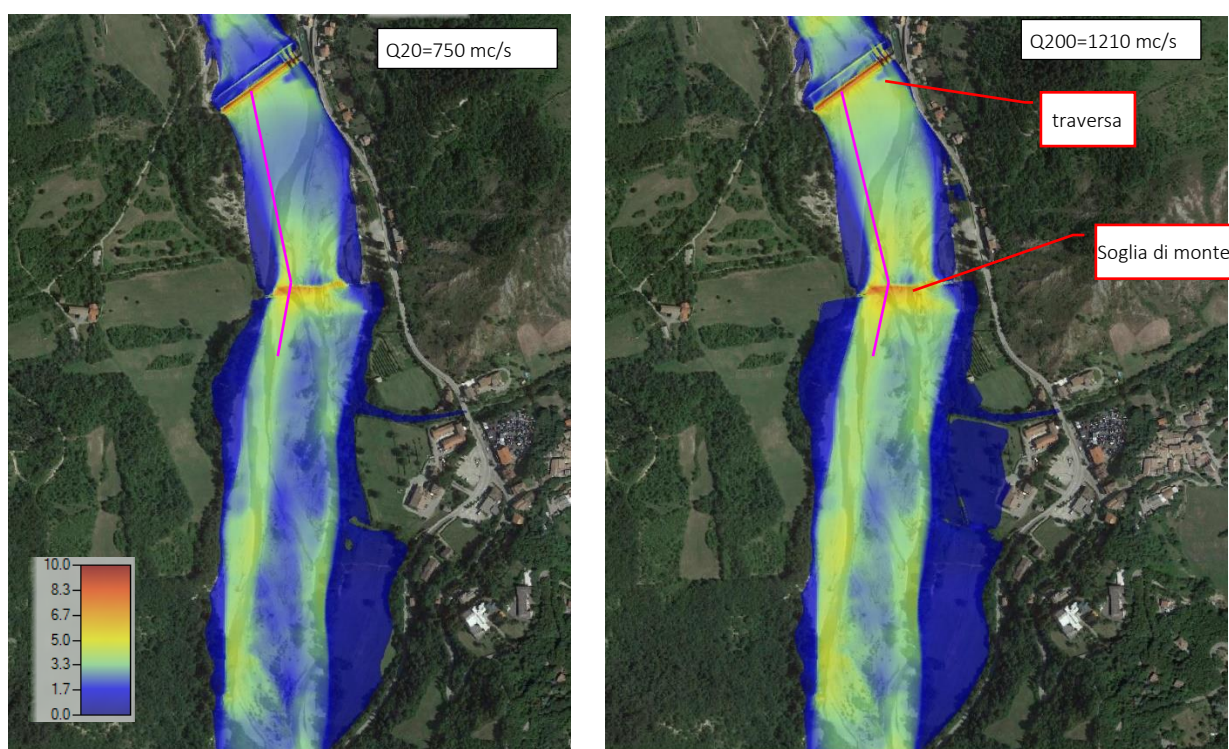


Figura 44 – Stato di progetto - assenza di interrimento, paratoia HTRD abbattuta e paratoie sghiaiatrici sollevate. Velocità per due differenti condizioni di piena. La linea magenta identifica qualitativamente il profilo delle velocità mostrate in Figura 46.

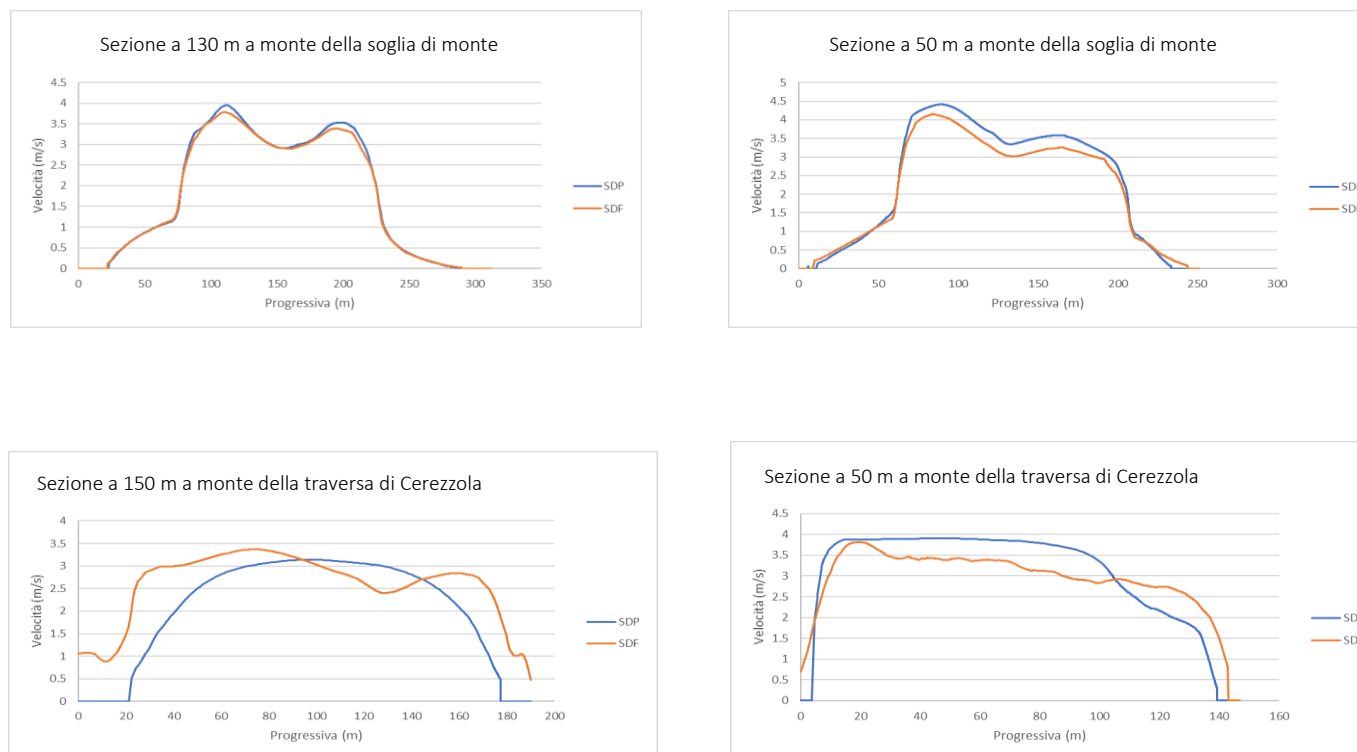


Figura 45 - Portata duecentennale – Confronto velocità tra stato di fatto e di progetto assenza di interrimento, paratoia HTRD abbattuta e paratoie sghiaiatrici sollevate.



Il profilo delle velocità massime tra la traversa e la soglia di monte è riportato in Figura 46. Si nota l'aumento di velocità indotte dalla soglia e dalla traversa (velocità massime di circa 8-9 m/s). Similmente allo stato di fatto (Figura 28) il minimo delle velocità è suggerito verificarsi a circa 120 m a monte della traversa (180 m a valle della soglia). Tale minimo nello stato di fatto vale rispettivamente per la Q20 e Q200, circa 2 m/s e 2.5-3 m/s, paragonabile a quello dello stato di progetto.

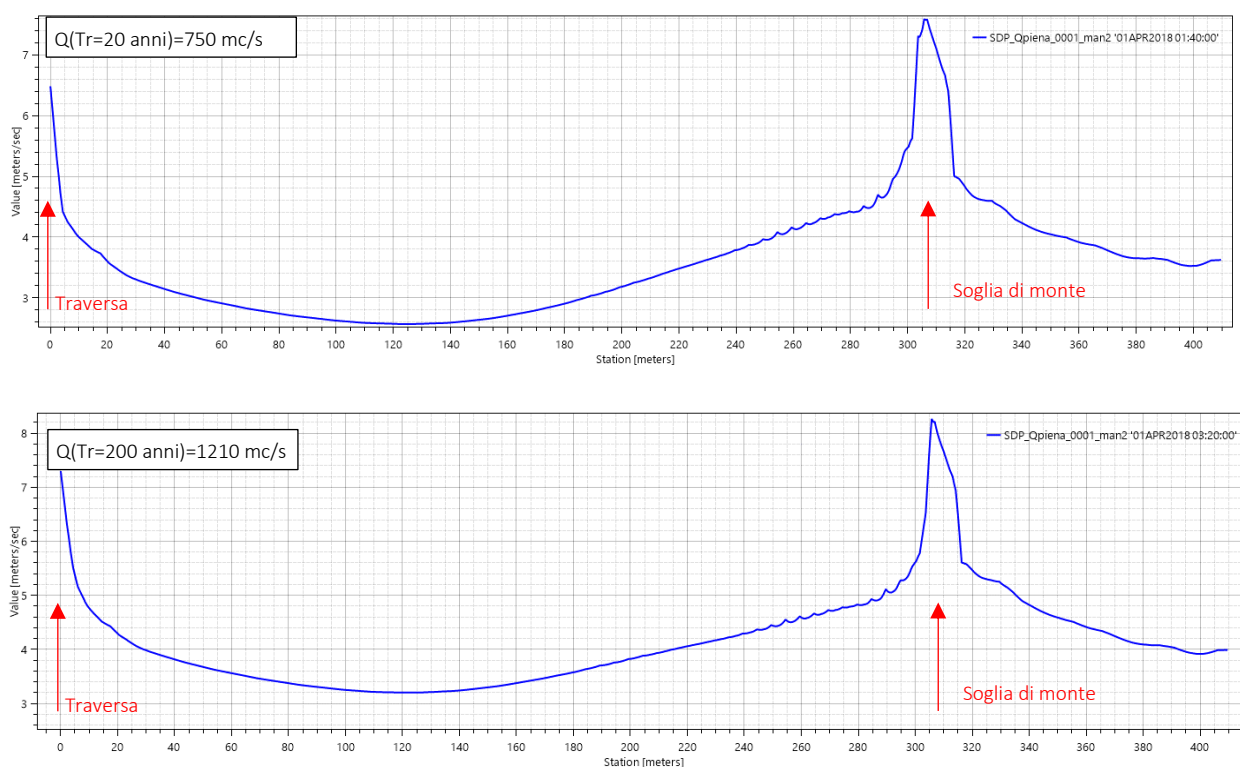


Figura 46 - Stato di progetto - Assenza di interrimento, paratoia HTRD abbattuta e paratoie sghiaiatrici sollevate. Andamento delle velocità massime tra la traversa e la soglia di monte.

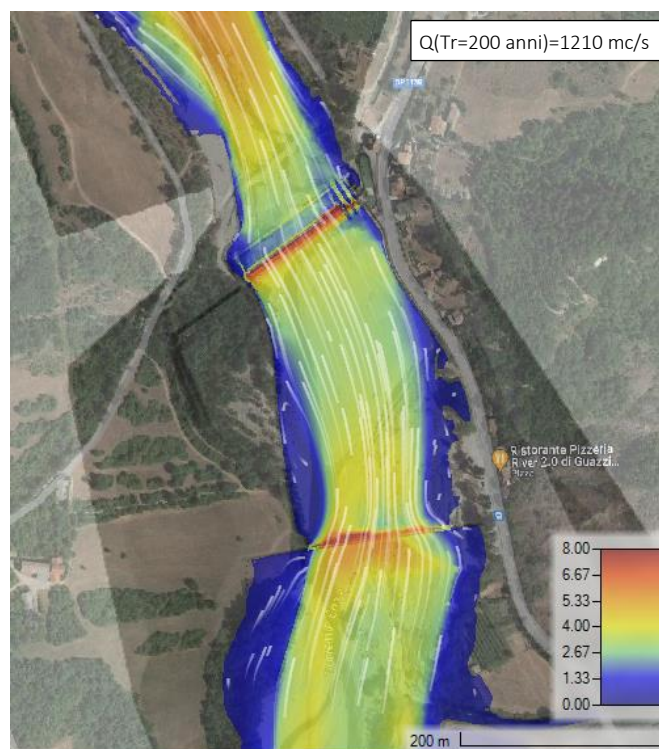


Figura 47 - Stato di progetto – Assenza di interrimento, paratoia HTRD abbattuta e paratoie sghiaiatrici sollevate. Velocità per piena duecentennale.

### 5.1.2. Paratoia HTRD completamente abbattuta e paratoie sghiaiatrici abbattute

Lo scenario ipotizza un corretto funzionamento della paratoia HTRD ma una contestuale avaria delle paratoie dell'edificio sghiaiatore che rimangono abbattute.

Per i diversi scenari di piena la Tabella 6 riporta la quota del pelo libero. Le sezioni di riferimento sono quelle di Figura 38.

Rispetto allo scenario di progetto precedentemente illustrato (funzionamento corretto anche delle paratoie dell'edificio sghiaiatore - Tabella 5) si nota un leggero aumento di circa 20 cm nelle sezioni tra la soglia di monte e la traversa. Nelle restanti sezioni non vi sono differenze.

Rispetto allo stato di fatto (Tabella 3) si evince che:

- a monte della soglia i livelli idrometrici rimangono sostanzialmente invariati. Il modello segnala una leggera diminuzione nello stato di progetto di circa 20 cm per la piena duecentennale. Per la piena ventennale non vengono segnalate differenze tra stato di fatto e di progetto;
- tra la soglia e la nuova paratoia HTRD si verifica una diminuzione dei livelli di circa 0.7-0.9 m. Rispetto allo scenario di progetto con paratoie sghiaiatrici funzionanti (Tabella 5) si nota un aumento nei livelli di circa 10-20 cm. Il massimo aumento rispetto allo scenario di progetto precedente si verifica per lo scenario duecentennale nella sezione 3M, pari a 26 cm;
- in corrispondenza della paratoia HTRD e scenario duecentennale la diminuzione di livello si attesta attorno a 40 cm (206.75 m slm nello stato di fatto rispetto ai 206.34 m slm in quello di progetto). Rispetto allo scenario di progetto con paratoie sghiaiatrici funzionanti (Tabella 5) si ha un aumento del livello di circa 20 cm;
- a valle della traversa non vi sono differenze rispetto al caso di progetto precedente. Rispetto allo stato di fatto, per effetto dei riporti di materiale si segnalano aumenti dei livelli idrometrici. Immediatamente a valle della traversa essi valgono circa 1.35 m (sezione 1V). Nelle sezioni più a valle (2V,3V e 4V) gli aumenti sono inferiori, circa 60-70 cm nella 2V e 3V, 30 cm nella 4V.

Tabella 6 - Stato di progetto – Assenza di interrimento, paratoia HTRD abbattuta e deflusso attraverso paratoie sghiaiatrici nullo (avaria delle paratoie dell'edificio sghiaiatore). Livelli idrometrici per portate al colmo di piena. La traccia delle sezioni è indicata in Figura 38.

Sezione (n°)	Livelli idrometrici stato di progetto			
	Q(Tr=20 anni) 750 mc/s	Q(Tr=50 anni) 936 mc/s	Q(Tr=100 anni) 1080 mc/s	Q(Tr=200 anni) 1210 mc/s
4V	192.00	192.30	192.51	192.70
3V	195.07	195.21	195.31	195.41
2V	197.32	197.55	197.69	197.82
1V	202.01	202.40	202.67	202.97
2M	205.55	205.90	206.13	206.34
3M	205.56	205.90	206.11	206.32
4M	205.83	206.17	206.38	206.60
5M	207.81	207.98	208.11	208.27

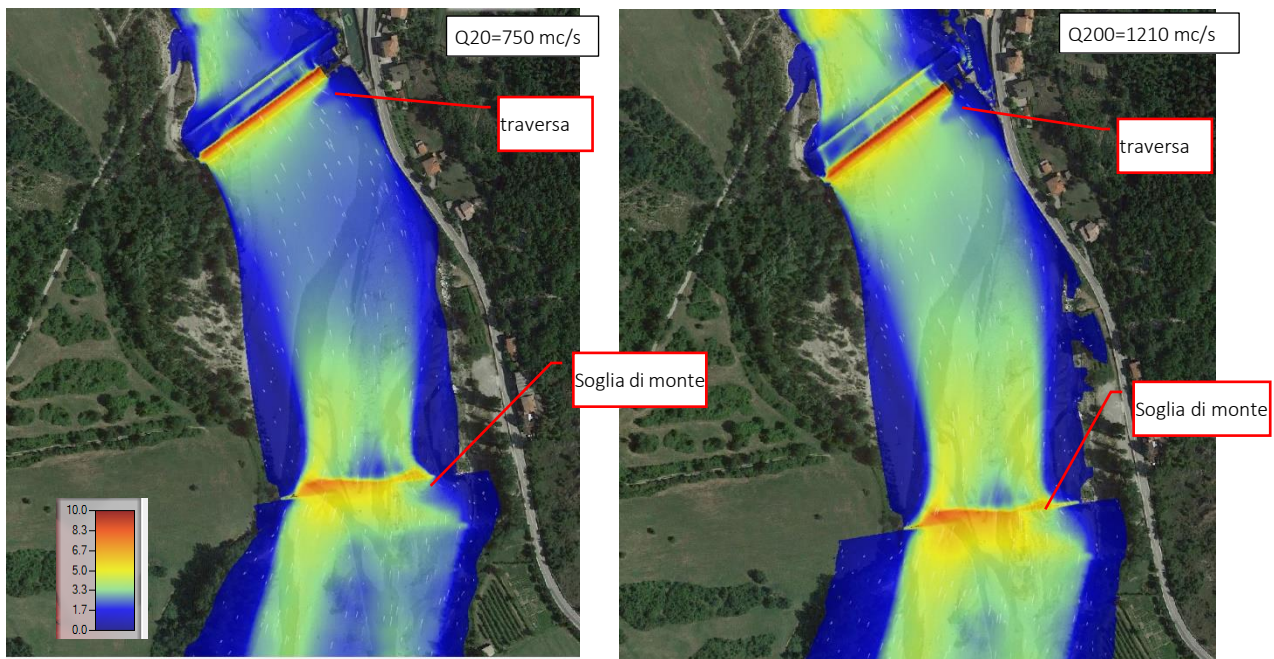


Figura 48 –Stato di progetto – assenza di interrimento, paratoia HTRD abbattuta e deflusso attraverso paratoie sghiaiatrici nullo. Velocità per due differenti condizioni di piena.



## 5.2. Parziale interrimento

Si analizza lo scenario di pendenza di fondo dell'invaso principale di 0.003 m/sm (per dettagli sulla geometria si rimanda al paragrafo 2.2.3). I risultati si riferiscono allo scenario di paratoia HTRD abbattuta e paratoie sghiaiatrici funzionanti e sollevate.

I livelli ottenuti sono riportati in Tabella 7 (la traccia delle sezioni è illustrata in Figura 38). Confrontandoli con quelli dello stato di fatto (Tabella 3) si evince che:

- a monte della soglia i livelli idrometrici rimangono sostanzialmente invariati;
- tra la soglia e la nuova paratoia HTRD si verifica un abbassamento dei livelli di circa 0.7-0.9 m. Rispetto allo scenario di progetto interrimento nullo i livelli aumentano di circa 10 cm in alcune sezioni;
- in corrispondenza della paratoia mobile e scenario duecentennale la diminuzione di livello si attesta attorno a 60 cm (206.75 m slm nello stato di fatto rispetto ai 206.17 m slm in quello di progetto). Rispetto allo scenario di progetto con interrimento nullo (paratoie sghiaiatrici funzionanti e sollevate - Tabella 5) non si segnalano variazioni di livelli rilevanti. Nella sezione 4M si segnala un aumento di livello massimo per piena duecentennale rispetto allo stato di progetto di Tabella 5 di circa 11 cm.
- a valle della traversa a seguito dei riporti di materiale si ha un aumento dei livelli. Immediatamente a valle della traversa essi valgono circa 1.35 m (sezione 1V). Nelle sezioni più a valle (2V, 3V e 4V) gli aumenti sono inferiori, circa 60-70 cm nella 2V e 3V, 30 cm nella 4V;
- non vengono mostrati sormonti dell'argine in sinistra idraulica, né allagamenti sulla SP513R.

Tabella 7 - Stato di progetto – Paratoie di sghiaio sollevate e paratoia HTRD abbattuta. Scenario di parziale interrimento. Livelli idrometrici per portate al colmo di piena. La traccia delle sezioni è indicata in Figura 38.

Sezione (n°)	Livelli idrometrici stato di progetto			
	Q(Tr=20 anni) 750 mc/s	Q(Tr=50 anni) 936 mc/s	Q(Tr=100 anni) 1080 mc/s	Q(Tr=200 anni) 1210 mc/s
4V	192.00	192.30	192.51	192.70
3V	195.07	195.21	195.31	195.41
2V	197.32	197.55	197.69	197.82
1V	202.01	202.40	202.67	202.97
2M	205.31	205.71	205.94	206.17
3M	205.45	205.74	205.92	206.11
4M	205.78	206.13	206.33	206.57
5M	207.81	207.99	208.11	208.26

### 5.3. Completo interrimento

Viene analizzata l'ipotesi in cui l'invaso principale a monte della paratoia mobile presenti una pendenza di fondo di 0.006. Tal pendenza, uguale a quella media attuale, vuole schematizzare seppur in forma semplificata lo scenario di completo interrimento dell'invaso (per dettagli sulla geometria si rimanda al paragrafo 2.2.3).

I risultati si riferiscono allo scenario di paratoia HTRD abbattuta e paratoie sghiaiatrici funzionanti e sollevate.

La Tabella 8 mostra la quota del pelo libero nelle sezioni indicate in Figura 38. Confrontando tali livelli con quelli dello stato di fatto (Tabella 3) si evince tra la traversa e la soglia. Immediatamente a monte di quest'ultima e piena duecentennale si segnala una diminuzione massima di circa 20 cm, tale differenza già a 60 m a monte risulta nulla. A valle della traversa, per effetto dei riporti di materiale, si ha un aumento dei livelli: essi valgono circa 1.35 m immediatamente a valle (sezione 1V). Nelle sezioni più a valle (2V,3V e 4V) gli aumenti sono inferiori, circa 60-70 cm nella 2V e 3V, 30 cm nella 4V.

Tabella 8 - Stato di progetto – Scenario di completo interrimento – pendenza invaso di monte 0.006 m/m. Livelli idrometrici per portate al colmo di piena. La traccia delle sezioni è indicata in Figura 38.

Sezione (n°)	Livelli idrometrici stato di progetto			
	Q(Tr=20 anni) 750 mc/s	Q(Tr=50 anni) 936 mc/s	Q(Tr=100 anni) 1080 mc/s	Q(Tr=200 anni) 1210 mc/s
4V	192.00	192.30	192.51	192.70
3V	195.07	195.21	195.31	195.41
2V	197.32	197.55	197.69	197.82
1V	202.01	202.40	202.67	202.97
2M	205.35	205.70	205.96	206.18
3M	205.38	205.71	205.90	206.10
4M	205.84	206.15	206.35	206.65
5M	207.85	208.05	208.16	208.34

## 6. Collasso istantaneo della paratoia mobile

Nel capitolo viene analizzato lo scenario estremo di invaso a monte pari alla quota massima (204.99 m slm) e collasso della paratoia HTRD.

La simulazione e' avvenuta utilizzando il DTM dello stato di progetto ed implementando una breccia nel *weir* utilizzato per modellare la paratoia HTRD (tempo di sviluppo 3 s, geometria rettangolare con larghezza di 115 m).

L'analisi è stata estesa fino al ponte sulla SP513R di San Polo d'Enza (circa 6 km a valle della traversa).

Obiettivo delle analisi è quello di descrivere la potenziale intensità del processo in termini di zone soggette a inondazioni, tiranti idrici, velocità di deflusso e tempo di arrivo dell'onda.

### 6.1. Analisi dei risultati

La Figura 50 mostra l'idrogramma che si genera in corrispondenza della traversa a seguito del collasso della paratoia mobile (sezione "paratoia" in Figura 49). L'analisi segnala una portata al colmo di circa 230 mc/s, valore del tutto paragonabile alla portata con tempo di ritorno tra  $Q(tr=2 \text{ anni})=228 \text{ mc/s}$ . Dopo 4 minuti di formazione della breccia la portata diminuisce a 120 mc/s, a 10 minuti a 33 mc/s, a 20 minuti a 10 mc/s. Quaranta minuti dopo il collasso la porta in corrispondenza della traversa vale 4 mc/s.

La Figura 51 mostra gli idrogrammi in alcune sezioni fino a circa 6 km a valle di essa. A 1.2 km a valle della traversa il picco di portata è laminato al valore massimo di 105 mc/s e si verifica dopo 10 minuti dall'istante di collasso. A 3 km di distanza il colmo vale 53 mc/s e si verifica dopo 34 minuti dal collasso. A 6 km a valle della traversa il picco vale 30 mc/s e si verifica dopo 1 ora e 10 minuti dal collasso.

La Figura 52 e la Figura 53 mostrano il campo delle velocità simulate in diversi istanti temporali. Le portate sono contenute sostanzialmente nel ramo principale di deflusso. Il terrazzo in destra idraulica a valle della traversa mostra tiranti idrici massimi di 30-40 cm. Procedendo verso valle, a circa 1.2 km dalla traversa, l'alveo divaga maggiormente, vi sono barre, si attivano alcuni rami secondari.

L'involuppo dei massimi tiranti idrici, delle massime velocità e dei tempi di arrivo del fronte d'onda è mostrato in Figura 54.

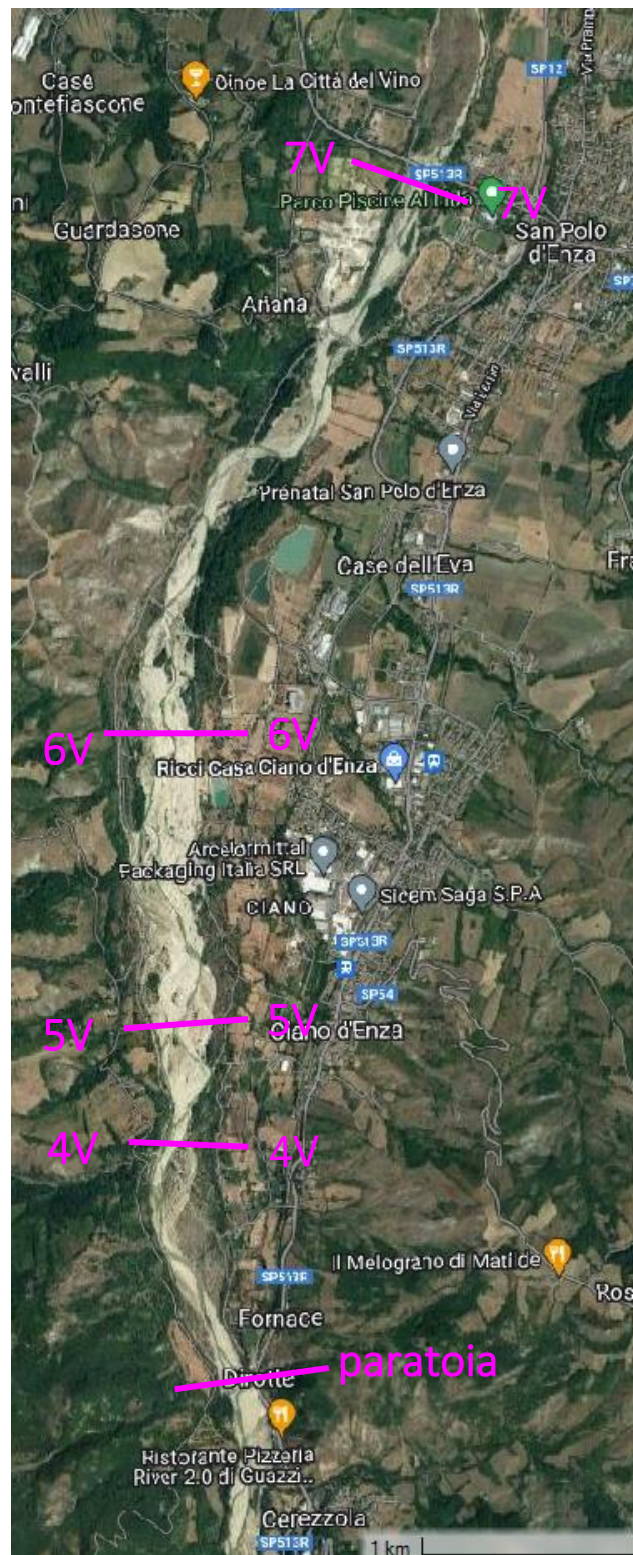


Figura 49 – Localizzazione sezioni trasversali all'alveo. I relativi idrogrammi sono mostrati in Figura 50 ed in Figura 51.

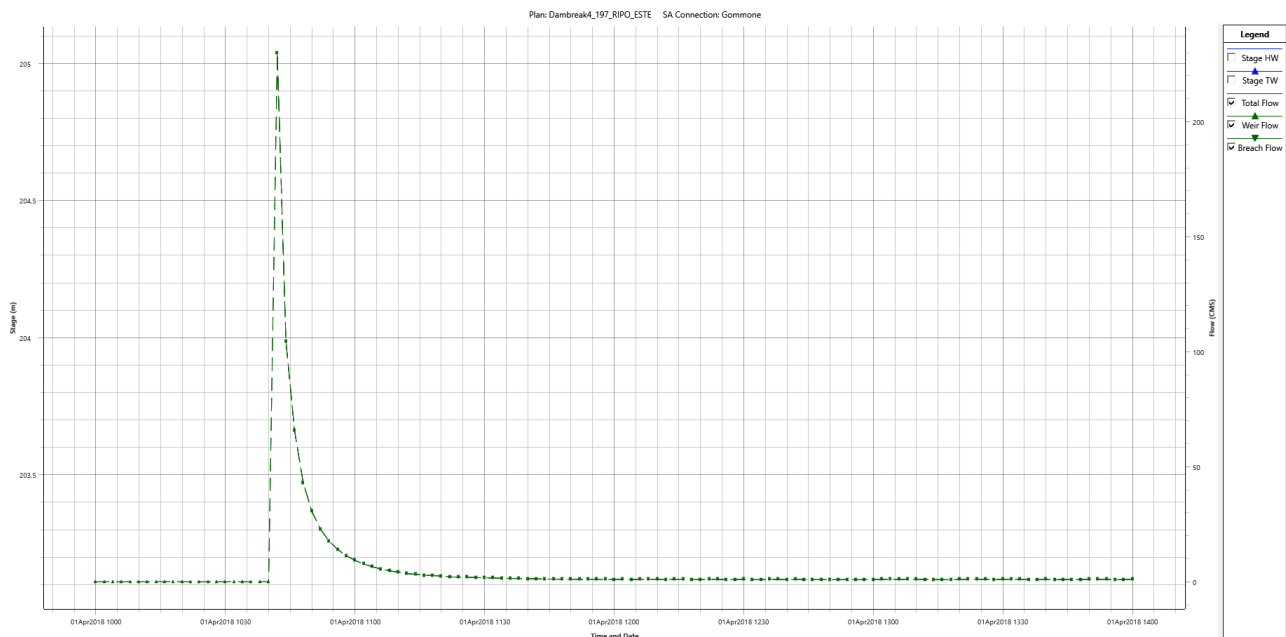


Figura 50 - Collasso istantaneo della paratoia HTRD. Onda di piena attraverso la breccia. Sezione “paratoia” in Figura 49.

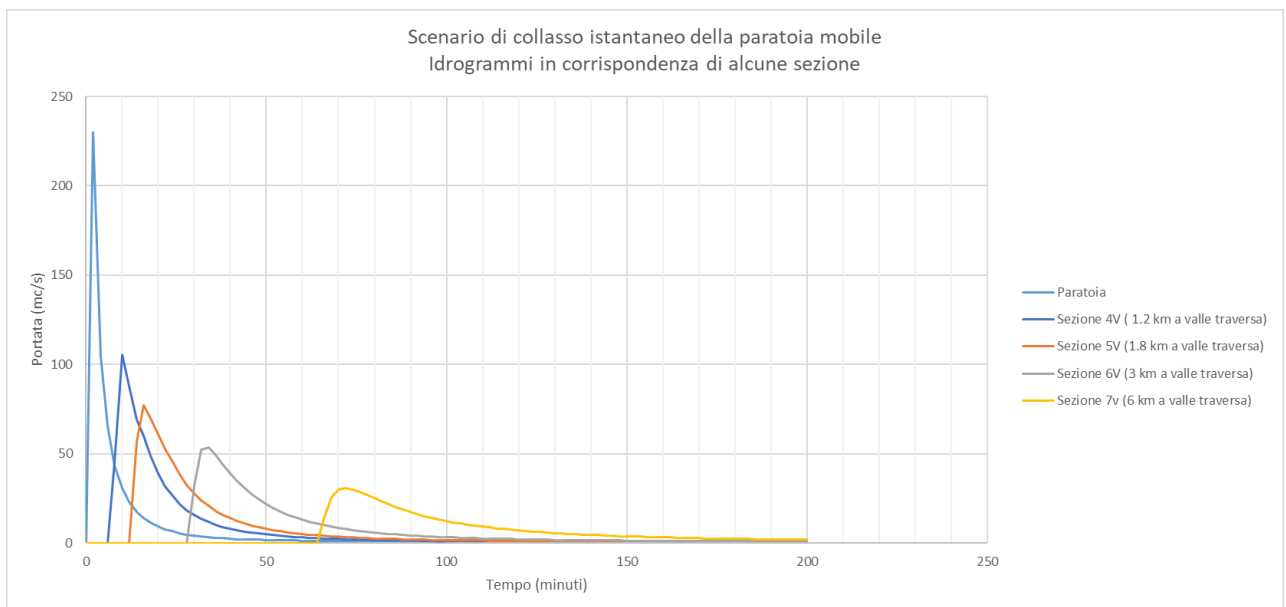


Figura 51 - Collasso istantaneo della paratoia HTRD. Idrogrammi nelle sezioni mostrate in Figura 64.



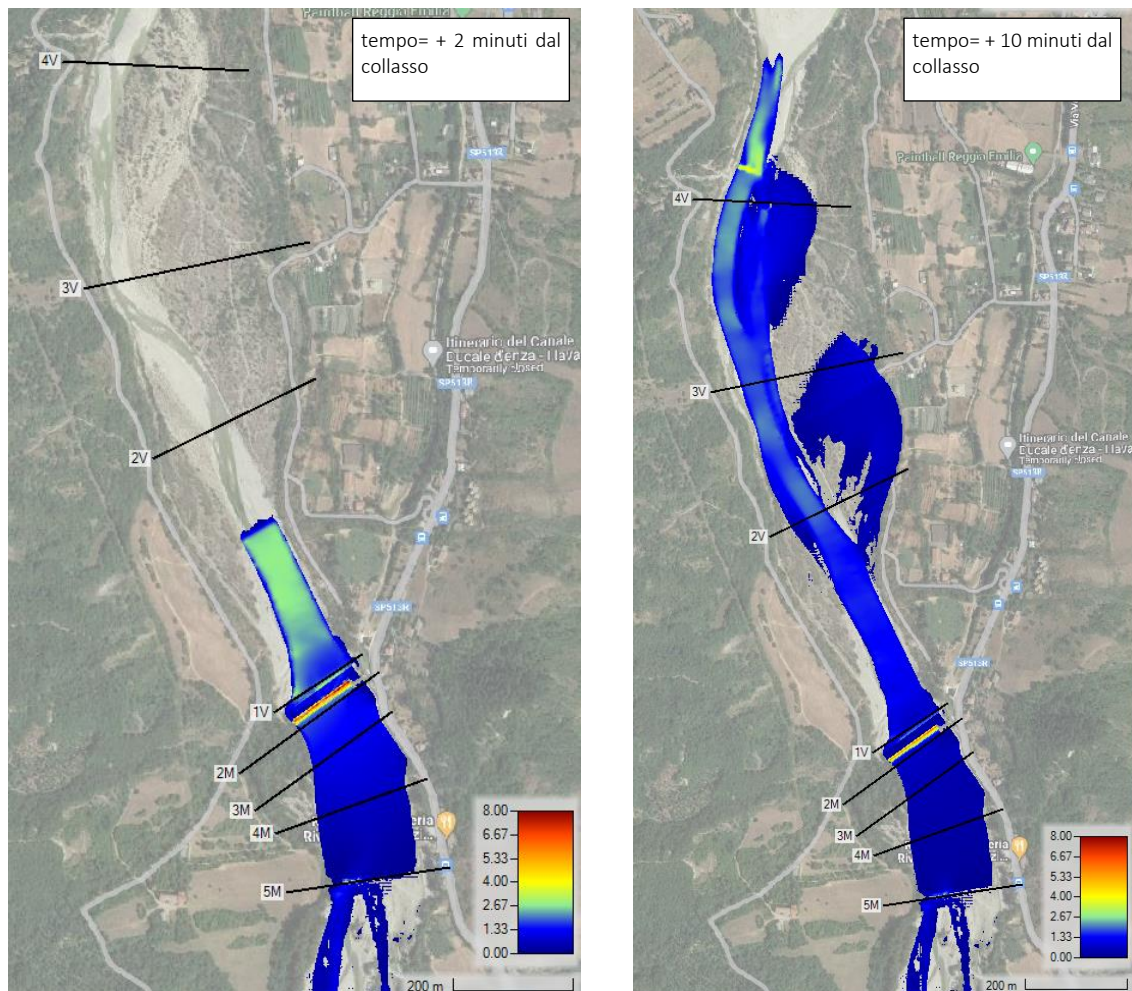


Figura 52 – Collasso istantaneo della paratoia HTRD – Velocità simulate dopo 2 e 10 minuti dal collasso.

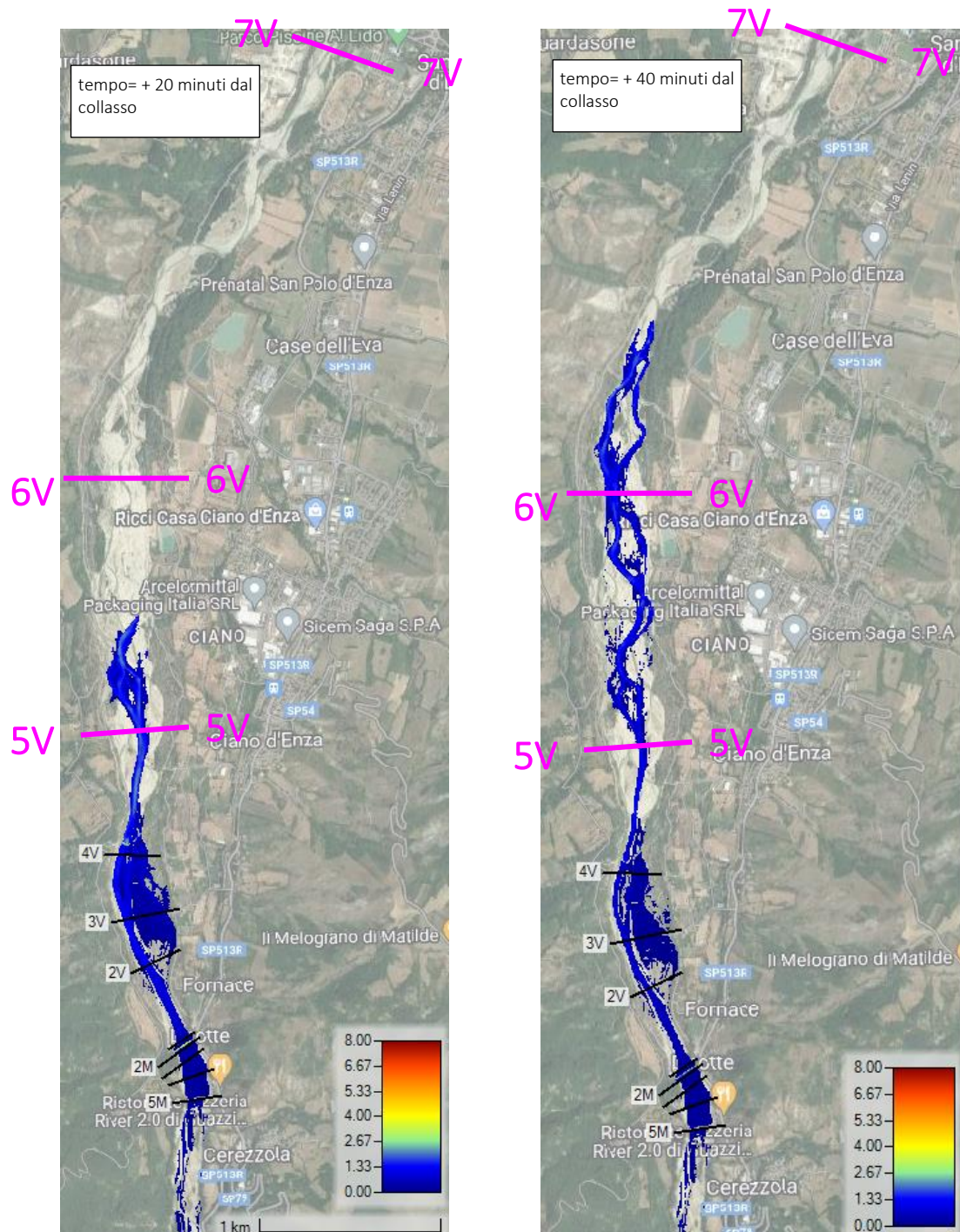


Figura 53 - Collasso istantaneo della paratoia HTRD – Velocità simulate dopo 20 e 40 minuti dal collasso.



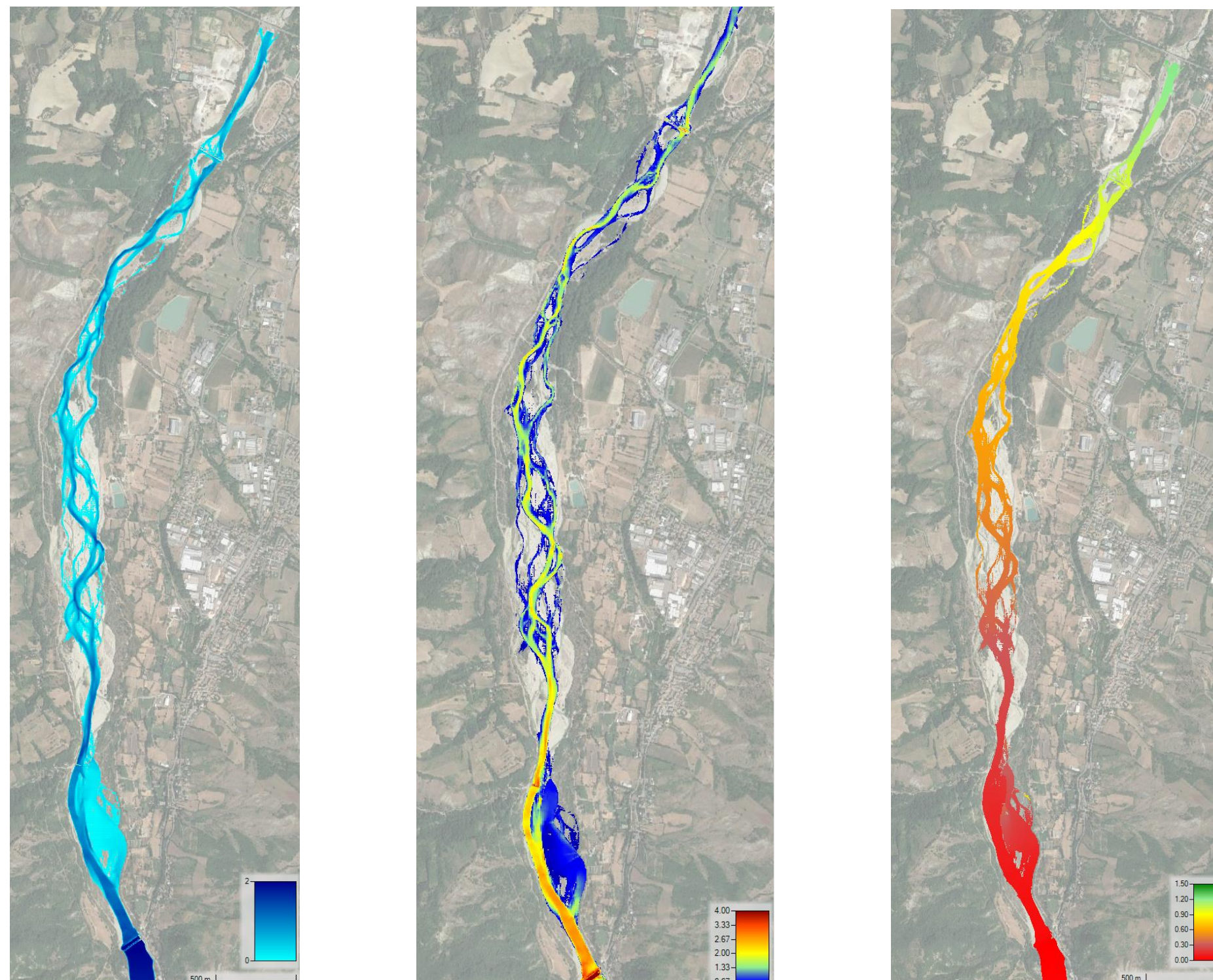


Figura 54 - Collasso istantaneo della paratoia HTRD – Involuppo delle profondità massime, delle velocità massime e del tempo di arrivo del fronte d'onda espresso in ore.

## 7. Potenziali interferenze idrauliche sulla derivazione

Nel capitolo si discute dell'effetto che le opere in progetto potranno avere sulla capacità di derivazione di Cerezzola. Il problema è analizzato puramente da un punto di vista idraulico, tralasciando tutti gli altri aspetti quali ad esempio gestionali.

Attualmente la quota della gaveta della traversa nel suo punto più basso vale 203.99 m slm. La quota di fondo nel dissabbiatore è 2.04 m inferiore, 201.95 m slm. Il Canale d'Enza presenta una pendenza dello 0.001 m/m. Esso si comporta come un alveo a debole pendenza con portate che transitano in corrente lenta. Il suo comportamento idraulico, così come il livello nel dissabbiatore, è influenzato da valle.

L'attuale dislivello tra gaveta della traversa (203.99 m slm) e soglia di fondo del dissabbiatore (201.95 m slm), unita alla regolazione effettuata mediante le paratoie di presa, permette la derivazione dei 5 mc/s concessi (e 8 mc/s massimi) senza che la gaveta della traversa (potenzialmente) si attivi.

Nello scenario di progetto è previsto scapitozzare in parte la gaveta della traversa esistente e ripristinare una quota di 202.99 m slm. Inoltre, la struttura sulla quale verrà alloggiata la paratoia HTRD avrà un gradino a monte a quota 203.29 m slm. La quota massima dell'invaso sarà di 204.99 m slm. Non è previsto apportare variazioni alla quota di fondo del dissabbiatore (a meno di una parte iniziale per facilitarne la pulizia).

Nello stato di progetto, tralasciando le perdite di carico indotte dalle paratoie di presa, le medesime condizioni idrauliche che si hanno nello stato di fatto, si verificheranno nel momento in cui la paratoia HTRD sarà parzialmente abbattuta alla quota di 203.99 m slm (quota di sfioro della gaveta attuale). All'aumentare dell'innalzamento della paratoia HTRD il livello a fiume aumenterà e conseguentemente le potenziali condizioni di derivazione miglioreranno rispetto a quelle attuali. Viceversa, all'abbattersi della paratoia HTRD al di sotto dei 203.99 m slm, le condizioni di derivazioni rispetto a quelle attuali potenzialmente peggioreranno.

Sia attraverso una modellazione numerica che attraverso misure in campo, si è cercato di stimare le portate che potranno essere derivate nel Canale d'Enza nel caso di paratoia HTRD completamente abbattuta. In questo scenario l'attivazione della gaveta avviene alla quota di 203.29 m slm (rispetto ai 203.99 m slm dello stato attuale).



Da un punto di vista numerico è stato implementato in Hec-Ras 1D il tratto di Canale d'Enza dalla derivazione fino a circa 300 m a valle, dove è presente un salto di fondo di circa 2 m. Le simulazioni segnalano che per derivare 3 mc/s a fiume è necessario un livello minimo di 202.80 m slm, per derivare 5 mc/s 203.10 m slm, per derivare 8 mc/s 203.48 m slm. Tali simulazioni hanno ipotizzato le paratoie di derivazione completamente sollevate. All'aumentare della parzializzazione delle bocche di presa, aumenteranno le perdite di carico sulle portate derivate e conseguentemente, per derivare i medesimi valori dovrà aumentare il livello a fiume.

Tali risultati sono stati confrontati con misure in campo di livello idrometrico nel dissabbiatore e portata transitante nel Canale d'Enza. Tali indagini suggeriscono che per derivare 3 mc/s è necessario avere a fiume una quota di minima di 202.94 m slm, per derivare 5 mc/s 203.26 m slm, per derivare 8 mc/s 203.69 m slm.

Sulla base di tali considerazioni, nello stato di progetto con paratoia HTRD completamente abbattuta (condizione peggiore di derivazione) e paratoie di presa completamente sollevate, è plausibile stimare una portata potenziale massima derivabile senza l'attivazione della gaveta pari a 5.3 mc/s. La derivazione di portate superiori sarà possibile solamente nel caso in cui a fiume vi siano livelli superiore a 203.29 m slm. Nello stato di progetto con paratoia HTRD completamente abbattuta e paratoie di presa completamente sollevate si stima che la portata di 8 mc/s potrà essere derivata nel caso in cui a fiume vi sia un livello di almeno 203.59 m slm.

## 8. Limiti delle analisi, incertezze ed approfondimenti futuri

Si ritiene doveroso presentare brevemente alcuni dei limiti e delle incertezze delle analisi idrauliche qui presentate. Data la natura della presente relazione, le considerazioni sono prevalentemente di natura idrologico-idraulica.

Un primo limite risiede nella geometria implementata nello stato di progetto: gli invasi infatti sono stati implementati come dei piani inclinati, senza considerare l'eventuale presenza di zone di deposito o di scavo che caratterizzano invece l'alveo attuale e che caratterizzeranno sicuramente lo stato di progetto. Per l'invaso laterale in sponda sinistra idraulica tale assunzione può essere plausibilmente ritenuta attendibile: esso infatti è protetto dall'argine laterale e l'apporto di materiale solido dal fiume risulta limitato. L'invaso principale, al contrario, sarà caratterizzato dalla presenza di zone di deposito e di scavo del torrente, con la formazione di rami principali e secondari, di difficile previsione. Tali forme influiranno sui livelli idrometrici e sulle velocità della corrente. Sebbene si ritenga che le analisi siano avvenute a favore di sicurezza, eventuali indagini successive potranno analizzare nel dettaglio tali aspetti legati al trasporto solido.

Un'altra limitazione, soprattutto in corrispondenza dei manufatti, è legata al software utilizzato: il campo di moto schematizzato è bidimensionale. Nella realtà, in corrispondenza ad esempio della traversa la corrente subisce marcate accelerazioni verticali discostandosi dall'essere bidimensionale ma piuttosto tridimensionale. In tale contesto, il dettaglio del nuovo edificio sghiaiatore, dei due setti e del profilo Creager, potranno essere motivo di approfondimento di eventuali studi futuri attraverso l'utilizzo di software che permettano ad esempio, la rappresentazione tridimensionale della corrente idrica.

Approfondimenti futuri non potranno prescindere da un'attenta valutazione gestionale dell'impianto. Ad esempio, dovranno essere valutate tutte quelle casistiche corrispondenti a scenari di invaso più o meno pieno ed arrivo contestuale di fenomeni di piena più o meno intensi.

## Allegato A - Discussione delle ortofoto storiche

L'allegato discute qualitativamente dell'evoluzione planimetrica di un tratto di alveo del torrente Enza che si estende da circa 3 km a monte fino a 3 km a valle della traversa, per una lunghezza complessiva di circa 6 km. Seppur qualitativa, l'analisi permette di trarre utili informazioni su alcune dinamiche morfologiche dell'alveo quali la divagazione dei rami principali di deflusso e l'erosione o la formazione di terrazzi.

Le analisi sono avvenute attraverso la ricerca e l'analisi di ortofoto storiche dell'alveo (fonti: Geoportale Emilia Romagna <https://geoportale.regione.emilia-romagna.it/applicazioni-gis/regione-emilia-romagna/cartografia-di-base/cartografia-storica>, Geoportale Nazionale <http://www.pcn.minambiente.it/mattm/>, Google Earth). In particolare sono state analizzate 9 ortofoto per un periodo che si estende dal 1954 fino al 2019.

Per ciascuna di esse si è cercato di identificare i limiti dei terrazzi, le barre ed i rami di deflusso principali. Le indagini sono di tipo qualitativo, fortemente dipendenti dalla qualità dell'ortofoto e dalla condizione di deflusso in cui essa è stata acquisita.

Di seguito vengono mostrati estratti dell'elaborato grafico relativo alle ortofoto storiche allegato alla presente relazione (si rimanda ad essa per una visione di insieme delle perimetrazioni). Si presentano alcuni dei risultati ritenuti maggiormente indicativi ai fini delle opere in progetto proposte.

Tra il 1954 ed il 1988-1989 l'alveo a monte della traversa sembra non essere stato caratterizzato da variazioni macroscopiche Figura 55. Le perimetrazioni dei terrazzi non sembrano essere variate macroscopicamente ad eccezione di un tratto nei pressi del Rio Cerezzola (frecce rosse in Figura 55) in cui il torrente tra il '54 e l'88 sembra aver formato un terrazzo in sponda destra per una lunghezza di circa 400-450 m e larghezza massima di circa 60-70 m. Le differenze nei rami nelle ortofoto probabilmente sono legate sia alla risoluzione delle foto, sia a differenti condizioni di deflusso in cui sono state realizzate le foto.

A valle della traversa l'alveo sembra che negli anni abbia ridotto fortemente la sua larghezza, si notino le frecce rosse in Figura 56, con la formazione di nuovi terrazzi.

Preme ricordare che tali indicazioni sono qualitative e, soprattutto per l'ortofoto del 1954, vi sono elevate incertezze nelle perimetrazioni a causa della bassa risoluzione dell'immagine



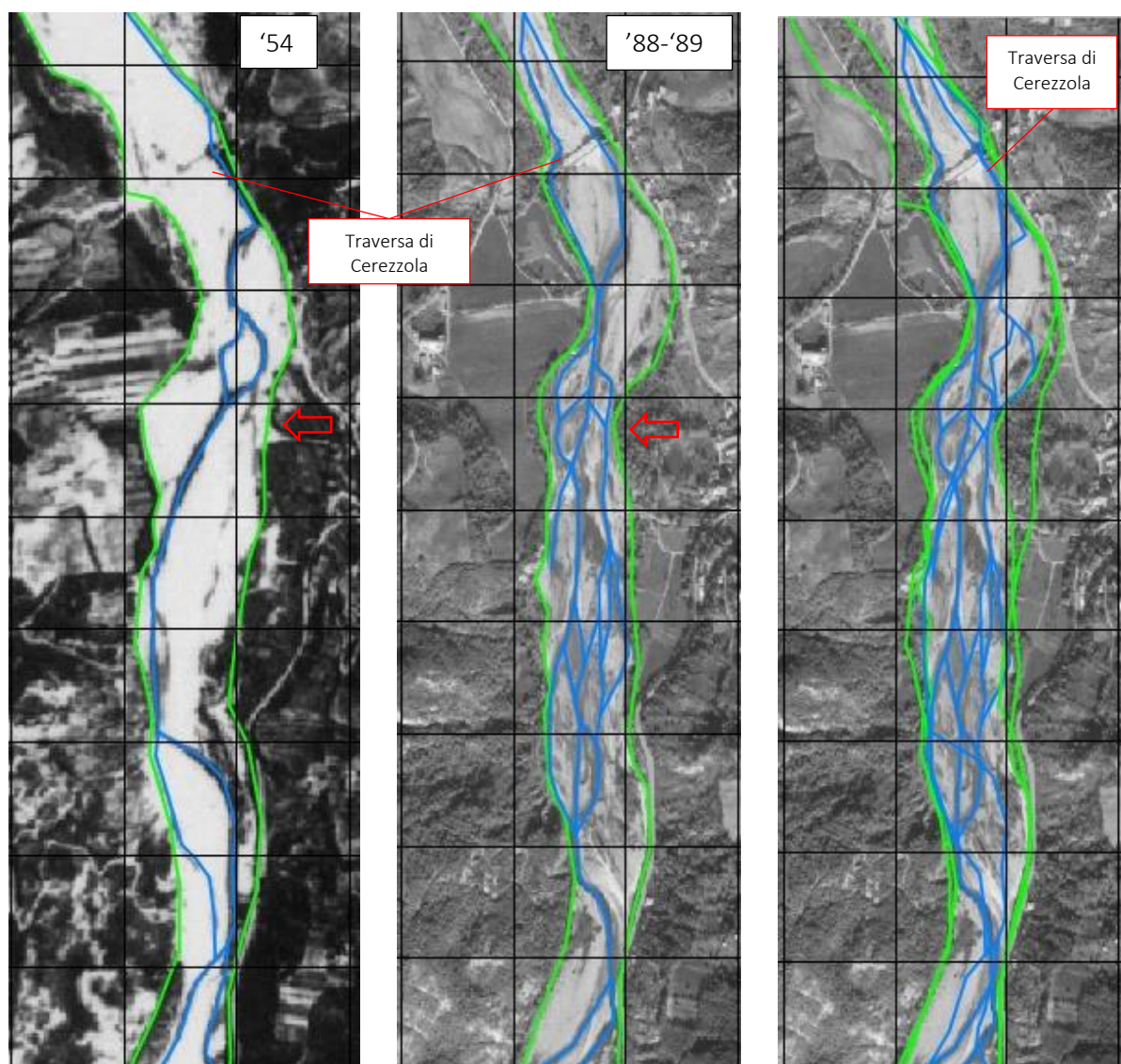


Figura 55 - Confronto ortofoto storiche su reticolo 200x200 m. Le linee azzurre stimano i rami principali di deflusso, le linee verdi i limiti dei terrazzi fluviali. L'immagine di destra riporta la sovrapposizione delle suddette linee. Le frecce rosse identificano un tratto che sembra essere stato caratterizzato dalla formazione di un terrazzo tra il '54 l'88.

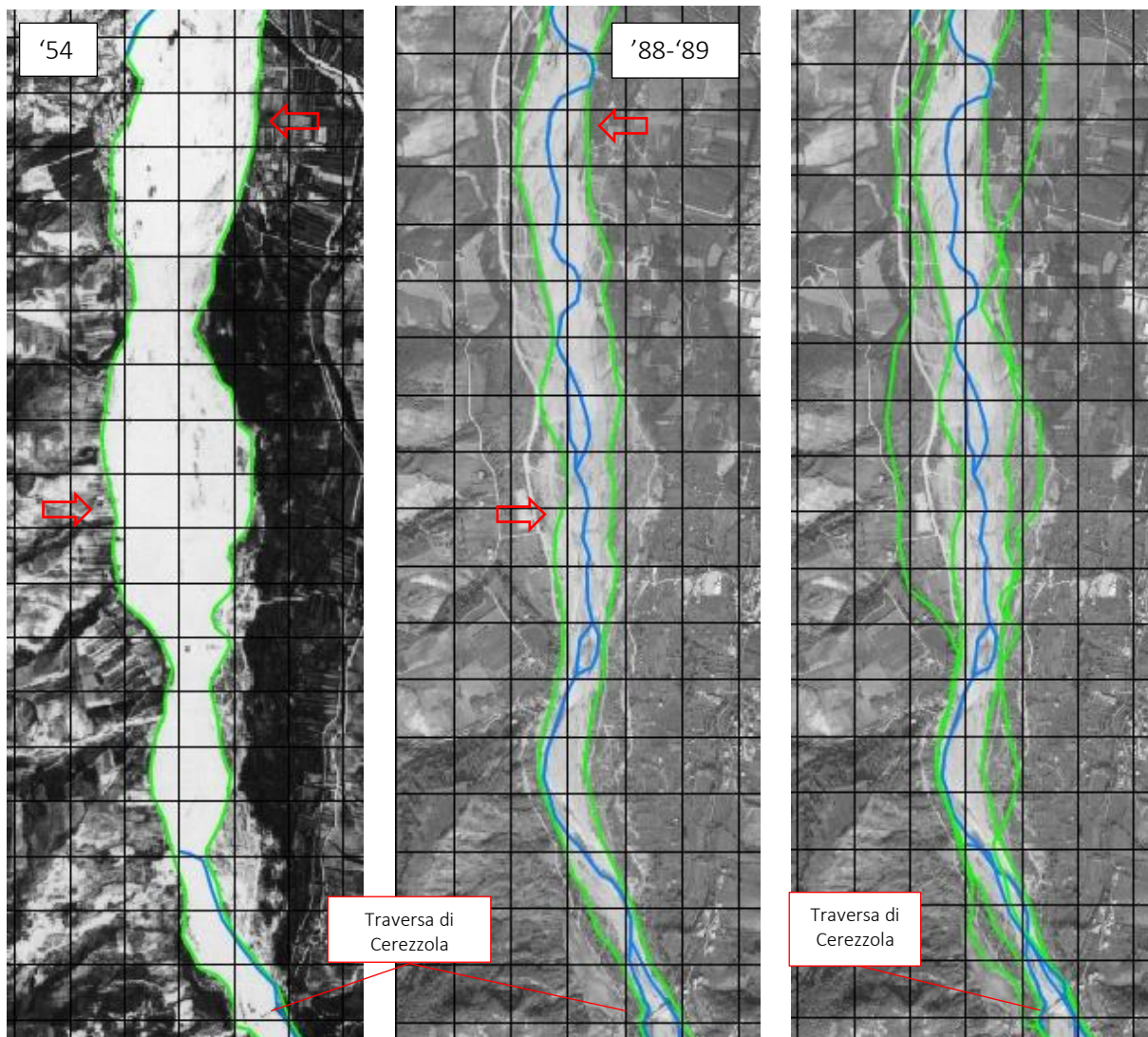


Figura 56 - Confronto ortofoto storiche su reticolo 200x200 m. Le linee azzurre stimano i rami principali di deflusso, le linee verdi i limiti dei terrazzi fluviali. L'immagine di destra riporta la sovrapposizione delle suddette linee.

Tra il '88-'89 ed il '94-'98 l'alveo a monte della traversa ed i terrazzi non sembrano aver subito variazioni macroscopiche (Figura 57). Le differenze nei rami di deflusso nelle ortofoto sono probabilmente legate a differenti condizioni di deflusso.

A valle della traversa l'alveo sembra invece caratterizzato da diversi punti di erosione e formazione di terrazzi (Figura 58). Le frecce rosse identificano un'erosione del terrazzo destro per un tratto di circa 350-400 m, con un arretramento massimo di circa 100 m. Al contrario, immediatamente a valle sembra vi sia stata la formazione di un terrazzo.



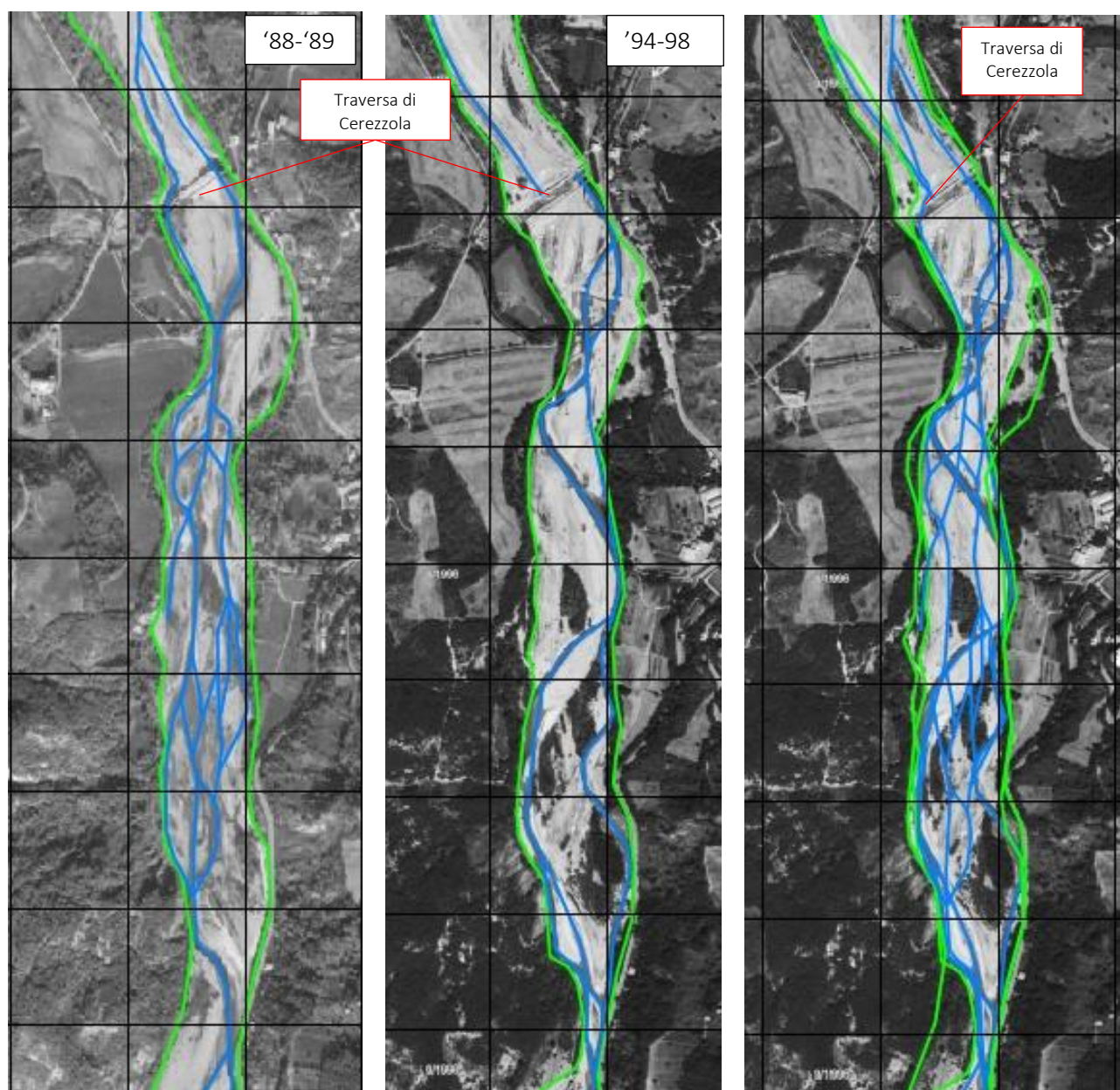


Figura 57 - Confronto ortofoto storiche su reticolo 200x200 m. Le linee azzurre stimano i rami principali di deflusso, le linee verdi i limiti dei terrazzi fluviali. L'immagine di destra riporta la sovrapposizione delle suddette linee.



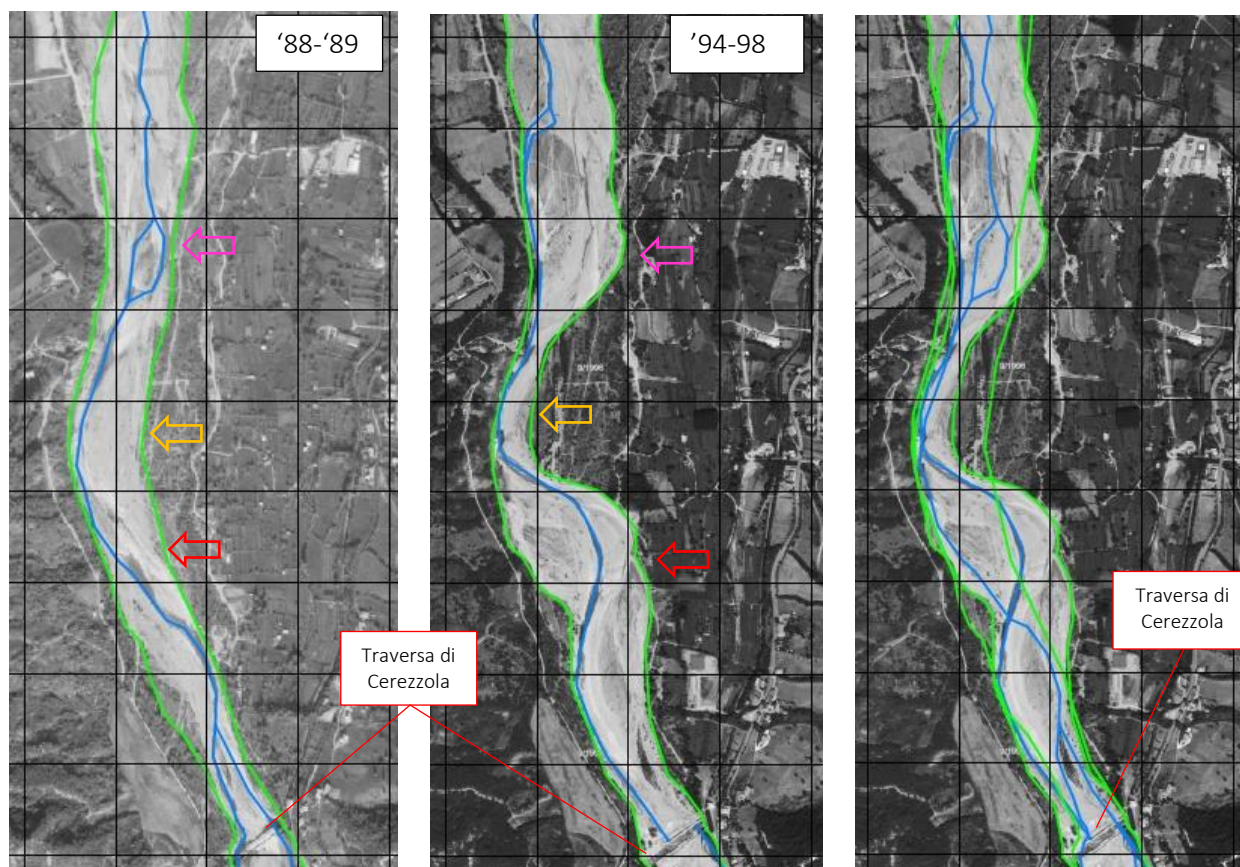


Figura 58 - Confronto ortofoto storiche su reticolo 200x200 m. Le linee azzurre stimano i rami principali di deflusso, le linee verdi i limiti dei terrazzi fluviali. L'immagine di destra riporta la sovrapposizione delle suddette linee. Le frecce rosse e viola indicano qualitativamente alcune zone che sembrano essere state caratterizzate da erosione del terrazzo tra il 1989 ed il 1994-1998. Le frecce arancioni invece identificano una zona che sembra caratterizzata da deposito e formazione di un terrazzo tra il 1989 ed il 1994-1998.

Tra gli anni 1994-1998 ed il 2000, nei pressi della traversa, non sembra vi siano state variazioni macroscopiche nei terrazzi o nei rami di deflusso principali (Figura 59). In figura si nota il lago presente in sponda sinistra a monte della traversa dove è previsto ricavare l'invaso laterale.

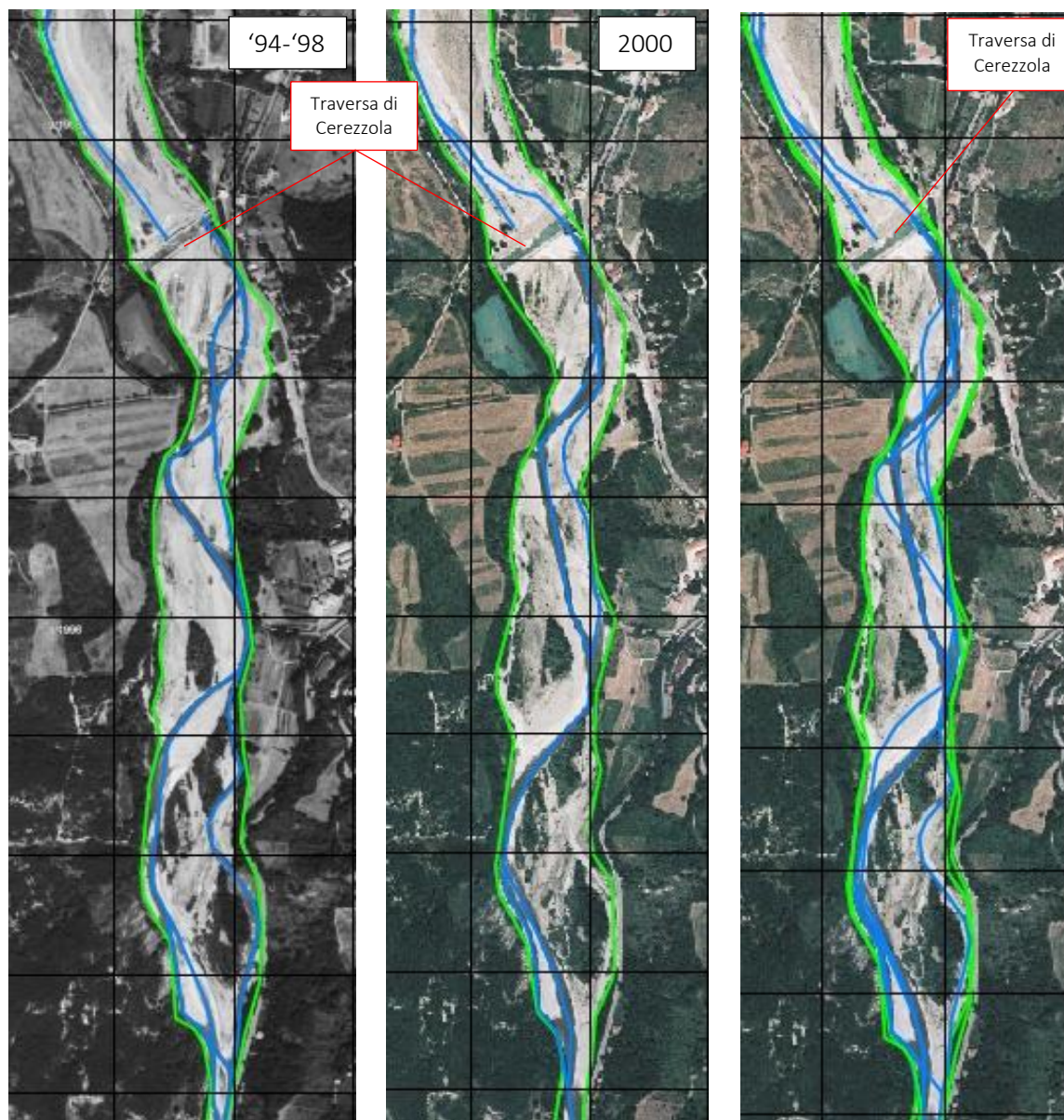


Figura 59 - Confronto ortofoto storiche su reticolo 200x200 m. Le linee azzurre stimano i rami principali di deflusso, le linee verdi i limiti dei terrazzi fluviali. L'immagine di destra riporta la sovrapposizione delle suddette linee.

Tra il 2000 ed il 2006 l'Enza ha eroso la parte a monte del lago in sinistra idraulica (freccia rossa in Figura 60), allargandosi verso la sponda sinistra. Lo spostamento massimo sembra valere circa 50-60 m ed ha interessato un tratto di circa 150-180 m. Al contrario, più a monte in corrispondenza del Rio Cerezzola, tra il 2000 ed il 2006 il terrazzo sembra essersi spostato verso destra per una lunghezza di circa 250-280 m ed una larghezza massima di trenta metri (freccia gialla in Figura 60). Probabilmente, tra il 2000 ed il 2006, anche il ramo principale di deflusso dell'Enza, in corrispondenza del Rio Cerezzola è migrato dalla sponda sinistra a quella destra idraulica. Le immagini sembrano suggerire anche uno spostamento del terrazzo in sponda sinistra idraulica circa 400 m a monte del Rio Cerezzola (freccia rosa in Figura 60).

Una vista a più ampia scala è mostrata in Figura 61. Da notare l'alternanza dei rami principali di deflusso e dei tratti di erosione dei terrazzi (Figura 61).

Anche a valle della traversa si notano importanti erosioni e formazione di terrazzi tra il 2000 ed il 2006 (Figura 62).



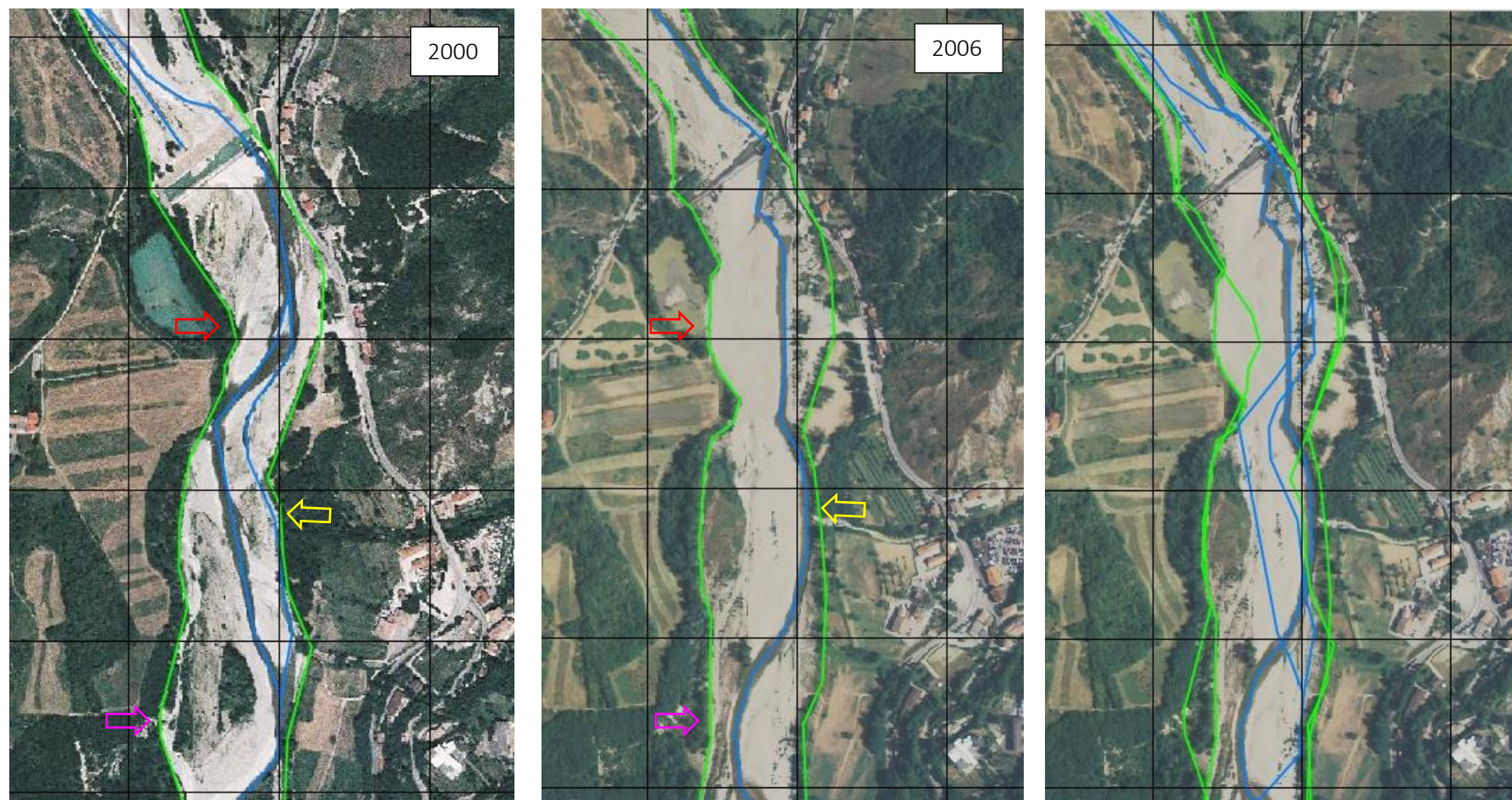


Figura 60 – Confronto ortofoto storiche su reticolo 200x200 m. Le linee azzurre stimano i rami principali di deflusso, le linee verdi i limiti dei terrazzi fluviali. L'immagine di destra riporta la sovrapposizione delle suddette linee.

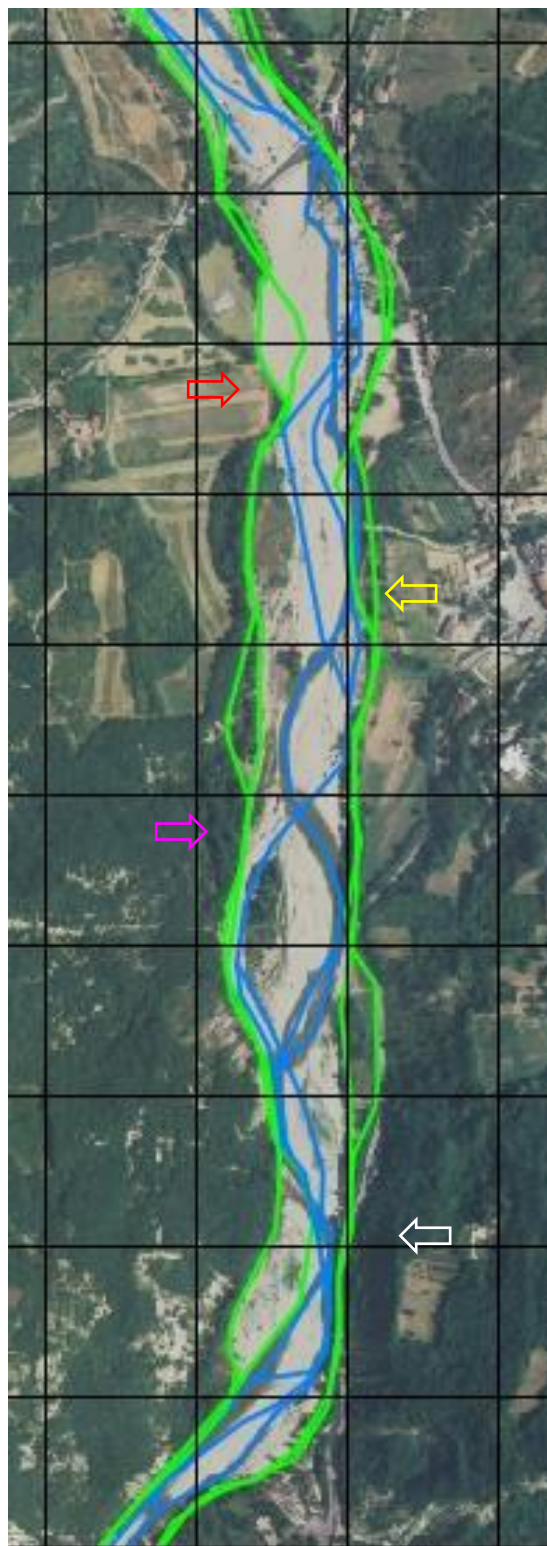


Figura 61 - Ortofoto 2006 su reticolo 200x200 m. Viene riportata la sovrapposizione dei rami (linee azzurre) e dei terrazzi fluviali (linee verdi) principali stimati sulla base delle ortofoto del 2000 e del 2006.



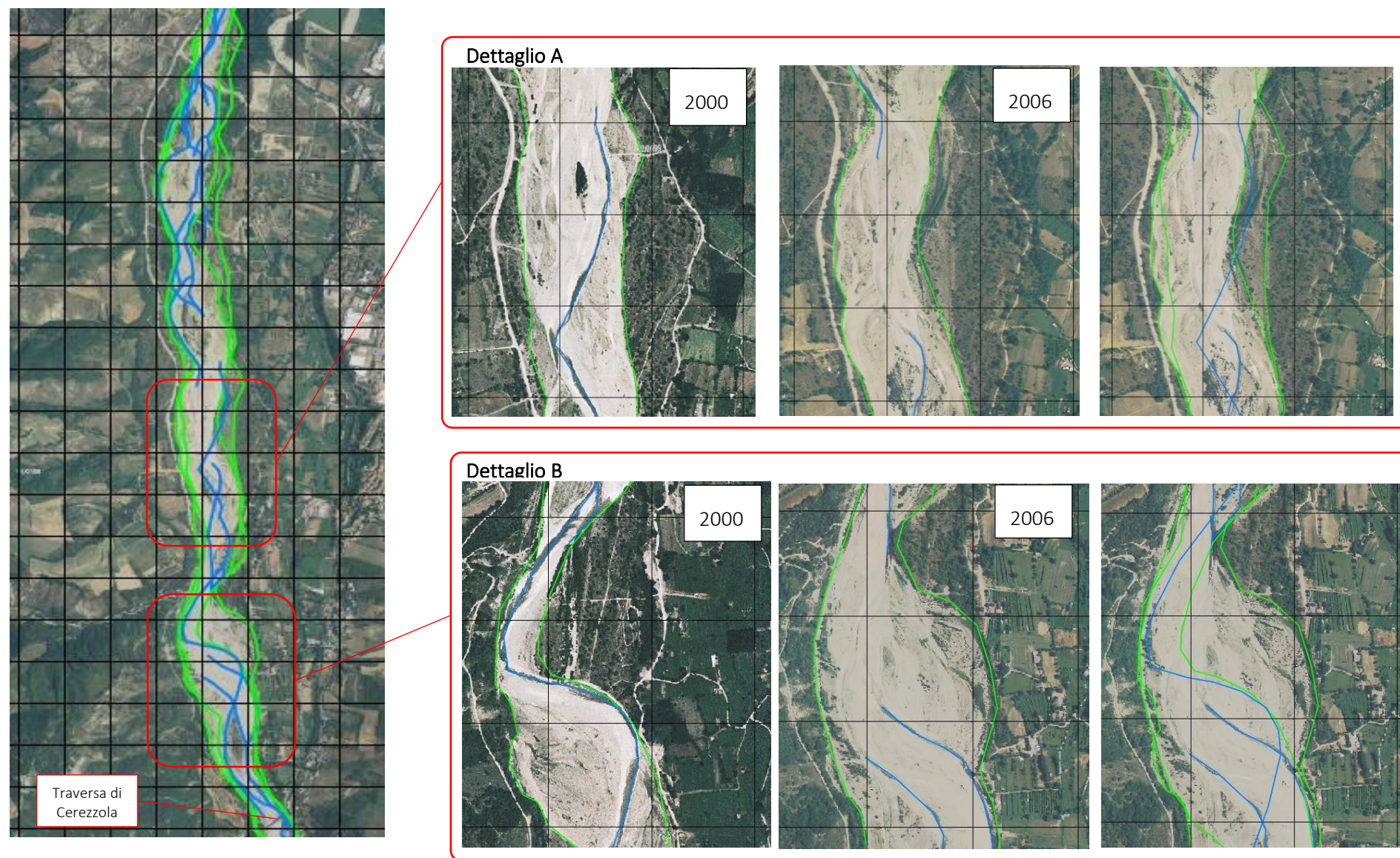


Figura 62 - Ortofoto 2006 su reticolo 200x200 m. Viene riportata la sovrapposizione delle stime dei rami (linee azzurre) e dei terrazzi fluviali (linee verdi) principali stimate dalle ortofoto del 2000 e del 2006. Sono inoltre riportati due dettagli: uno relativo ad uno spostamento verso sinistra del terrazzo (dettaglio A), l'altro relativo ad una evidente erosione del terrazzo in sponda destra (dettaglio B).

Tra il 2006 ed il 2008 non sembra vi siano state variazioni morfologiche apprezzabili. Analogamente tra il 2008 ed il 2011 l'Enza a monte della traversa non sembra aver avuto variazioni apprezzabili ad eccezione di un tratto in sponda destra di lunghezza di circa 250-280 m che si estende da 200 m a monte della traversa fino al Rio Cerezzola (freccie gialle in Figura 63). Come si apprezza dalla Figura 63 il torrente sembra essersi spostato verso destra, con uno spostamento massimo di circa 50-60 m. In sponda sinistra non sembra vi siano state variazioni apprezzabili. Rispetto al 2000, lo spostamento verso la sponda destra vale circa 70-80 m. Relativamente a valle della traversa si notano alcune zone di erosioni e deposito. Un esempio di erosione è mostrato in Figura 64, in cui si ha un'erosione del terrazzo destro su una lunghezza di circa 250 m ed uno spostamento massimo di circa 50 m.

Le analisi suggeriscono che non vi siano state variazioni apprezzabili tra il 2011 ed il 2017, e tra il quest'ultimo ed il 2019. La Figura 65 mostra un confronto tra questi due ultimi anni nei pressi della traversa; l'unica variazione che si apprezza è legata alla differente posizione dei rami principali di deflusso: nel 2017 il ramo era più spostato verso sinistra. A valle della traversa, invece, vi sono alcuni tratti nei quali il torrente ha eroso i terrazzi, sia in sponda destra che in sponda sinistra.



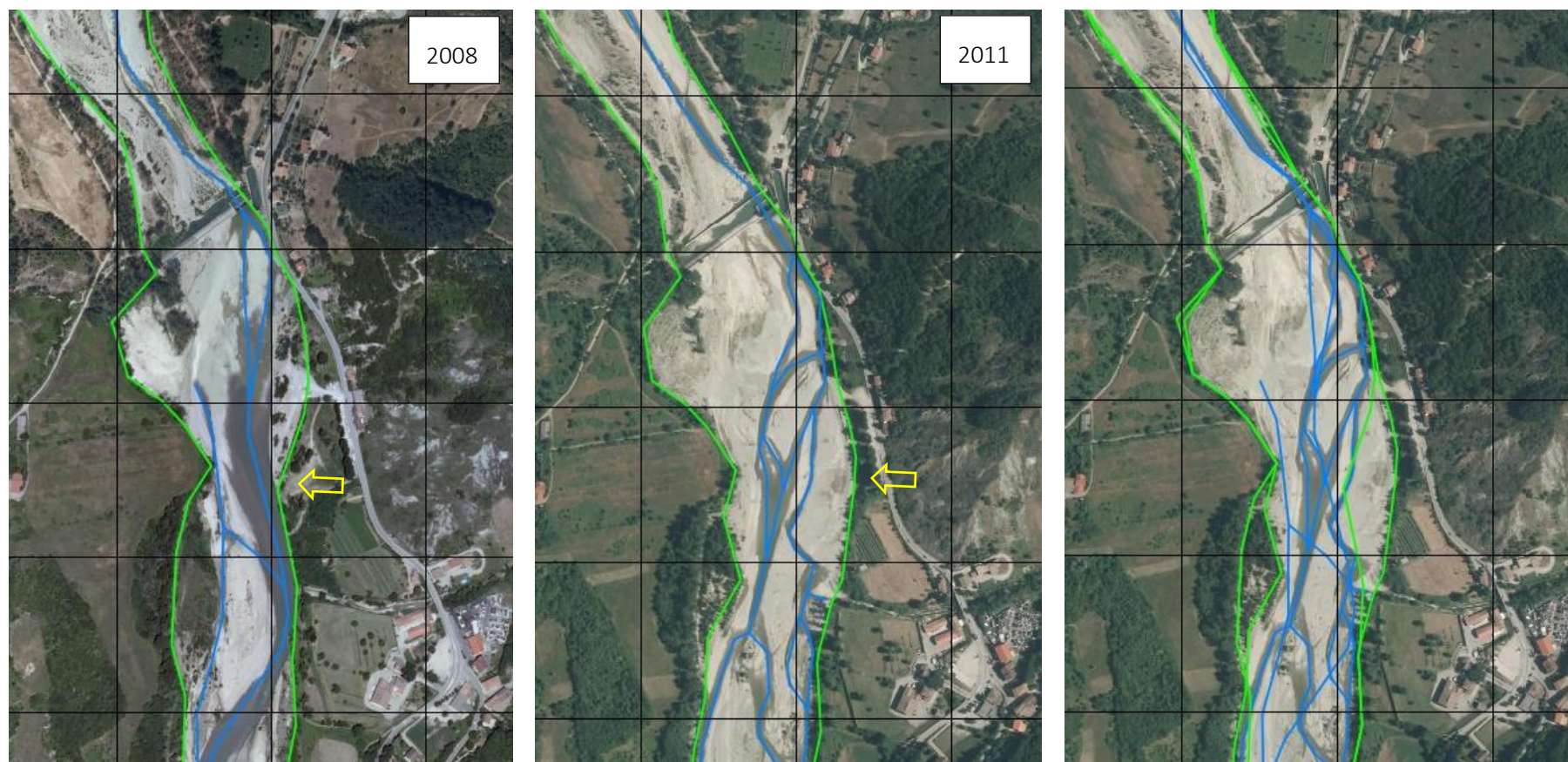


Figura 63 - Confronto ortofoto storiche su reticolo 200x200 m. Le linee azzurre identificano i rami principali di deflusso, le linee verdi i limiti dei terrazzi fluviali. L'immagine di destra riporta la sovrapposizione delle suddette linee.

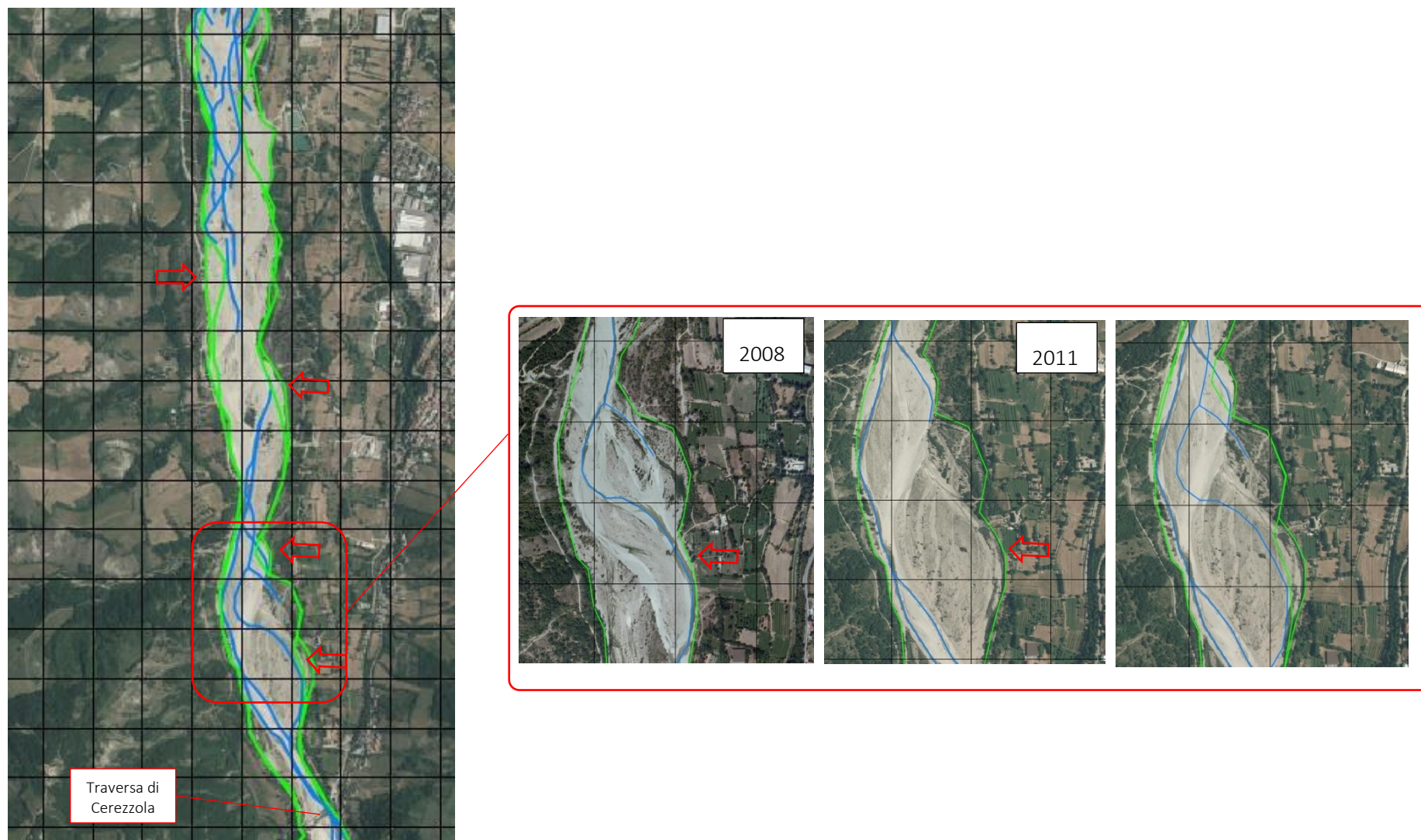


Figura 64 - Ortofoto 2011 su reticolo 200x200 m. Viene riportata la sovrapposizione dei rami (linee azzurre) e dei terrazzi fluviali (linee verdi) principali stimate dalle ortofoto del 2008 e del 2011. Le frecce rosse indicano alcune zone nelle quali si ha avuto erosione dei terrazzi. Le frecce rosse indicano qualitativamente alcune zone caratterizzate da erosione del terrazzo nei due anni. A destra viene mostrato un dettaglio di erosione.



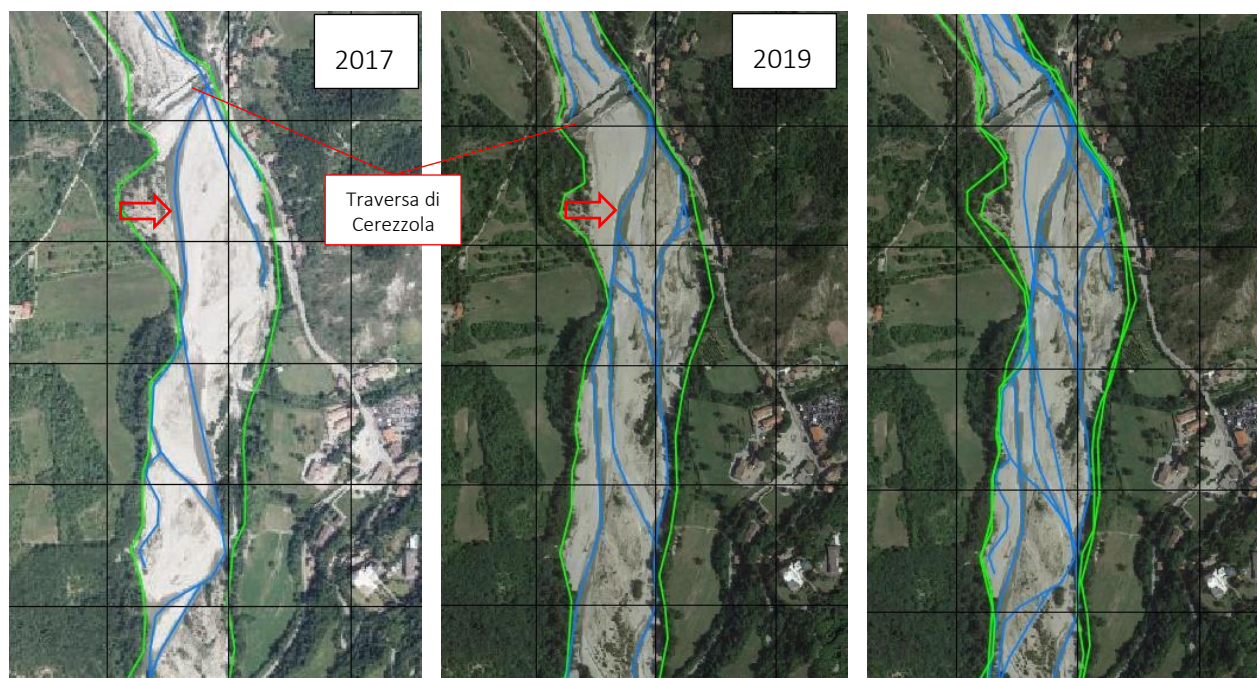


Figura 65 - Confronto ortofoto storiche su reticolo 200x200 m. Le linee azzurre individuano i limiti dei rami di deflusso principali, le linee verdi i limiti dei terrazzi fluviali. Le frecce rosse mostrano la differenza di posizione del ramo principale di deflusso tra il 2017 ed il 2019.

La Figura 66 mostra l'involuppo delle perimetrazioni precedentemente eseguite.

Circa 1700-1900 m a nord della traversa (dettaglio 1 di Figura 66; Figura 67), in corrispondenza di una variazione di direzione dell'Enza da sinistra verso destra, sembra vi sia un tratto in cui l'alveo non abbia subito variazioni nel corso degli ultimi decenni. Non a caso l'alveo risulta molto stretto e presenta un aumento di pendenza.

Procedendo verso la traversa, l'alveo si amplia, si ramifica, divaga (dettaglio 2 di Figura 66). Un dettaglio dell'area è mostrato in Figura 68.

Il riquadro rosso identifica un terrazzo in sponda destra che sembra essere rimasto stabile. La zona più a valle, identificata in arazione, in corrispondenza del Rio Cerezzola, sembra invece essere stata caratterizzata da erosioni e depositi nel corso degli anni. La situazione attuale, precisamente dal 2011 in poi, è caratterizzata da una foce del Rio fortemente arretrata e da un terrazzo destro marcatamente spostato verso destra, situazione simile a quella del '54. Al contrario le ortofoto dell'88, del '94 e del 2000 mostrano una foce del Rio Cerezzola ed il terrazzo più spostata verso sinistra.

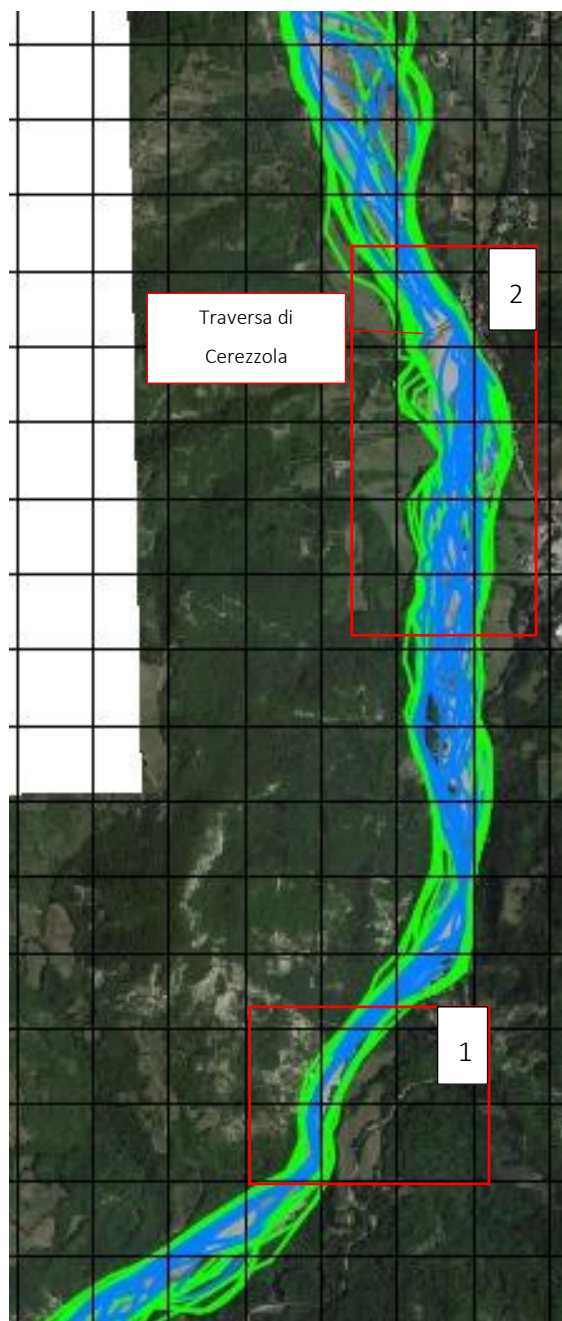
Il riquadro rosa in sponda sinistra di fronte alla foce del Rio individua un'area che sembra essere rimasta stabile nei decenni. Il terrazzo nel '54 e nell'88 sembrava essere spostato più a sinistra rispetto all'attuale, ma dall'94 non sembra aver subito modifiche. A tale proposito in Figura 68 è indicata con una freccia rossa una zona che sembra essere rimasta stabile su tutte le ortofoto analizzate. In tale punto è stato ipotizzato immersione la spalla della soglia di monte.

Procedendo verso valle, in sponda sinistra, la freccia bianca identifica la zona in cui vi erano i laghi e che progressivamente sono stati riempiti e attualmente vi si è formato un terrazzo. In corrispondenza di tale area è prevista la realizzazione dell'invaso laterale.

In Figura 68, si notino infine i rami di deflusso principali a monte della traversa: procedendo da monte verso valle, fino a 250 m a valle di essa, si nota un marcato intreccio dei rami; tale divagazione si riduce vistosamente fino ad annullarsi in corrispondenza della traversa, effetto evidente dell'azione di indirizzamento della corrente legato alla derivazione. Si nota infine che il tratto di Enza dalla traversa fino a circa 350 m a valle di essa risulta essere rimasto stabile, probabilmente anche a causa dell'azione di indirizzamento del manufatto stesso.

Per quanto riguarda il tratto di Enza a valle della traversa, esso mostra una vistosa variazione dei terrazzi e dell'alveo (Figura 68 e Figura 69). Un esempio di un tratto che ha subito marcate variazioni è mostrato in Figura 69, frecce rosse. Il tratto interessa la sponda destra dell'Enza e si estende da circa 350 m a valle della traversa fino a circa 1200 m. Il tratto è stato caratterizzato da variazioni laterali dei terrazzi anche di 200-250 m. Variazioni simili si trovano anche in molteplici altri tratti a valle della traversa; essi probabilmente sono fortemente interconnessi al marcato abbassamento dell'alveo dell'Enza negli ultimi decenni. In tale contesto, la traversa ha costituito e costituisce tutt'ora una evidente disconnessione con un effetto stabilizzante dell'alveo di monte.

A) Tratto a monte della traversa di Cerezzola



B) Tratto a valle della traversa di Cerezzola

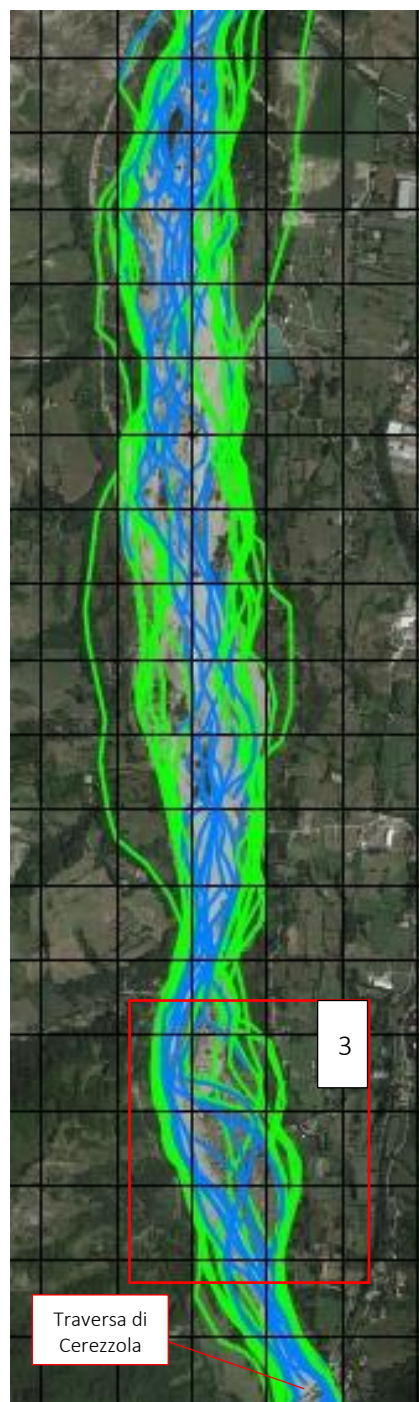
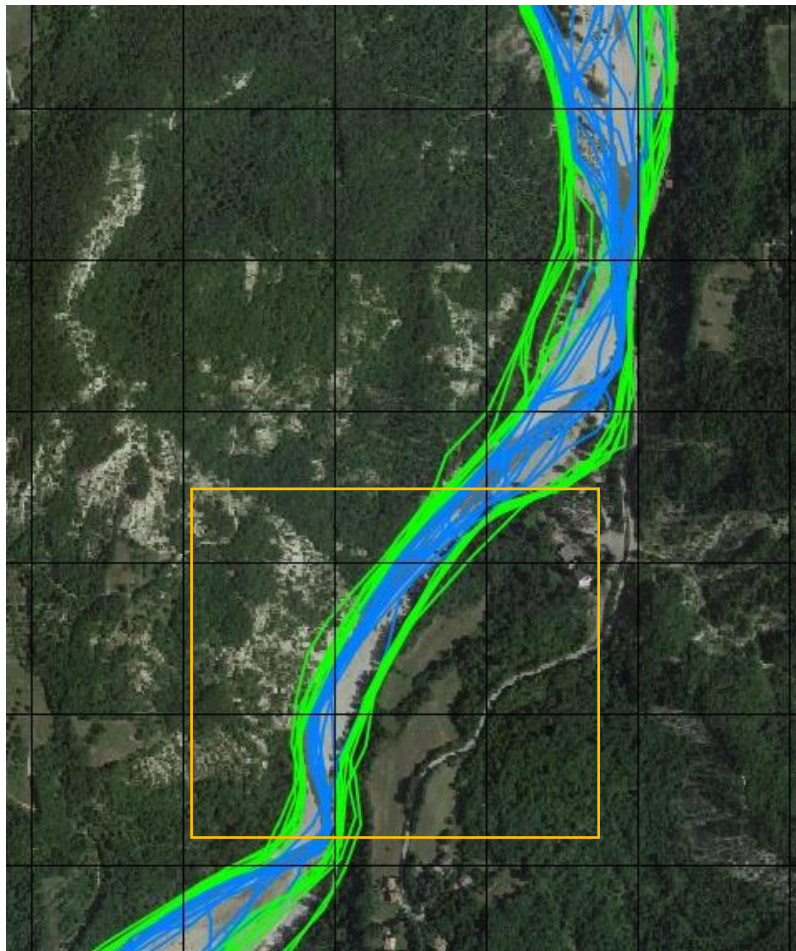


Figura 66 - Ortofoto del 2019 su reticolo 200x200 m. Le linee azzurre rappresentano tutti i limiti dei rami di deflusso principali individuati su tutte le ortofoto analizzate, le linee verdi tutti i limiti dei terrazzi fluviali. I riquadri identificano zone dettagliate nelle figure successive.





*Figura 67 - Dettaglio 1 di Figura 66. Il riquadro identifica una zona che sembra essere rimasta stabile negli ultimi decenni.*



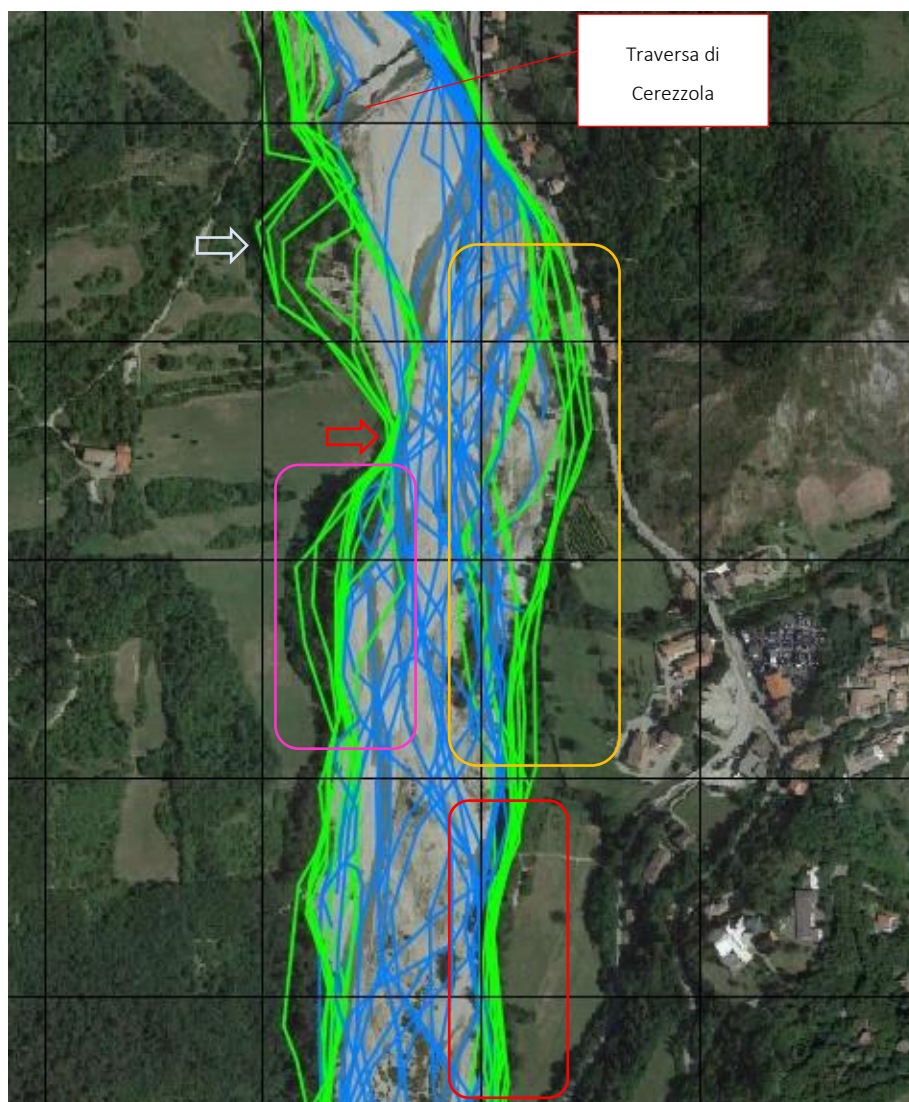


Figura 68 - Dettaglio 2 di Figura 12. Per dettagli sulle aree individuate dai riquadri si rimanda alla discussione nel paragrafo.

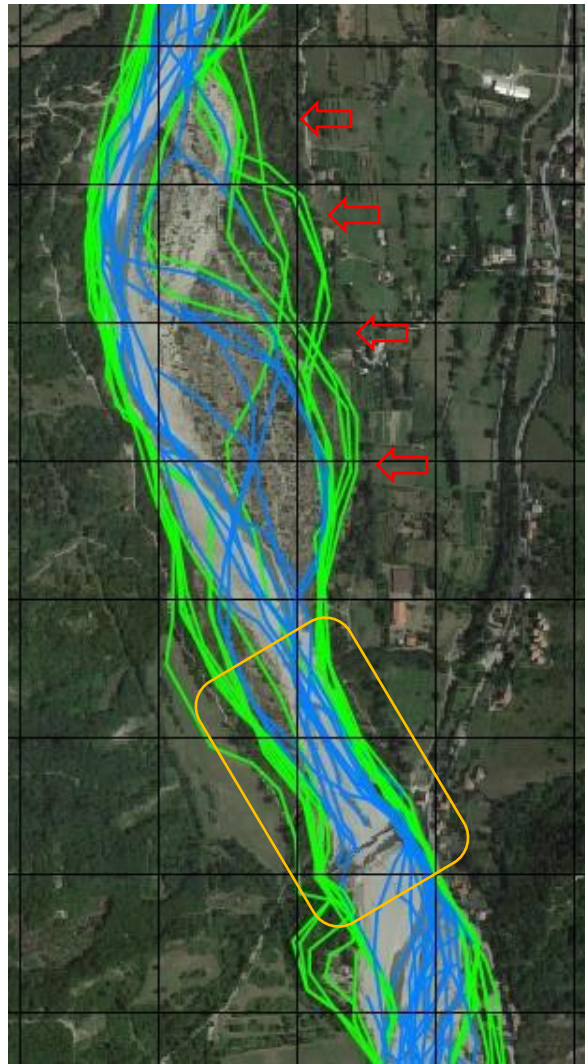


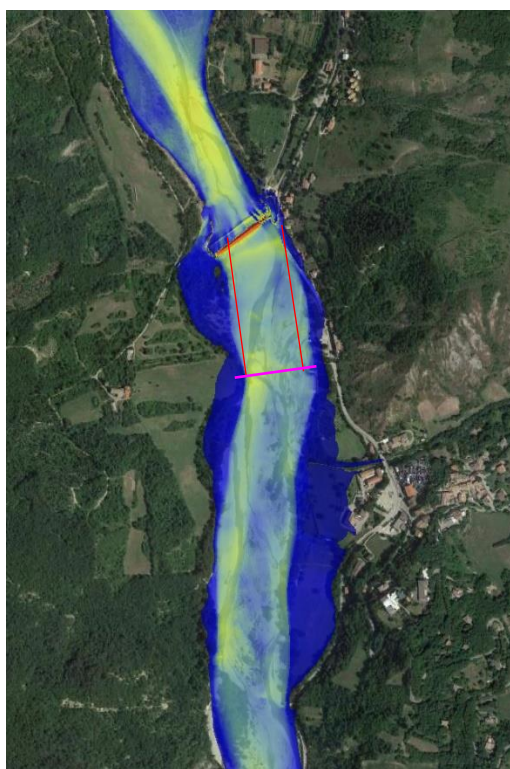
Figura 69 - Dettaglio 3 di Figura 12. Le frecce identificano un'area caratterizzata da marcata evoluzione morfologica nel corso dei decenni. Al contrario, il tratto di Enza a valle della traversa risulta essere rimasto stabile, probabilmente a causa dell'influenza del manufatto.

## Allegato B – Dimensionamenti di massima

### B.1. Dimensionamento di massima della soglia di monte

Di seguito si descrivono i calcoli eseguiti per il dimensionamento di massima della soglia di monte. Tale manufatto nelle condizioni di progetto dovrebbe essere assimilabile a quello di una soglia.

La gaveta è stata posizionata a quota 205.00 m slm, 30 cm superiore rispetto al thalweg rilevato nella sezione attuale, pari a 204.70 m slm. Il suo orientamento planimetrico è avvenuto in modo tale da cercare di minimizzare la variazione di direzione della corrente in condizioni di piena rispetto all'attuale. La Figura 70 mostra qualitativamente in magenta la traccia della soglia di monte, in rosso le perpendicolari ad essa.



*Figura 70 – Stato di fatto e Piena ducentennale. Rappresentazione delle velocità per piena duecentennale. In magenta è rappresentata la traccia della soglia di monte, in rosso le due perpendicolari ad essa. Esse identificano la gaveta del manufatto.*

La Figura 71 mostra in scala alterata la sezione della soglia di monte (per dettagli sul manufatto si rimanda agli elaborati allegati alla presente relazione). Il dimensionamento di massima delle gaveta è avvenuto utilizzando la nota formula dello stramazzo in parete grossa non rigurgitato:

$$Q = \mu L H (2 g H)^{1/2}$$

con  $Q$  portata attraverso lo stramazzo ( $\text{mc/s}$ )  $\mu$  coefficiente di stramazzo (assunto pari a 0.385),  $L$  larghezza della soglia (m),  $H$  carico a monte della soglia (m),  $g$  accelerazione di gravità ( $\text{m/s}^2$ ).

Il manufatto è costituito da una gaveta di magra larga circa 50 m ed alta 50 cm (quota inferiore 205.20 m slm, quota superiore 205.70 m slm). Fino alla quota di 205.70 m slm, transitano circa 30  $\text{mc/s}$ . La gaveta intermedia, larga circa 110 m si eleva fino a quota 207.50 m slm. Essa contiene portate di circa 500  $\text{mc/s}$ . La gaveta superiore, larga circa 140 m si estende fino a quota 209.20 m slm, è dimensionata per far transitare al suo interno la portata di circa 1400  $\text{mc/s}$  (pari alla piena cinquecentennale secondo quanto riportato nella Tabella 4.37 dell'elaborato PGRA – “Profili di piena dei corsi d'acqua del reticolo principale” marzo 2016).

All'interno della gaveta di magra è stato ricavato un abbassamento per il DMV di larghezza 10 m e altezza 20 cm, dimensionato per far transitare circa 1.5  $\text{mc/s}$ .

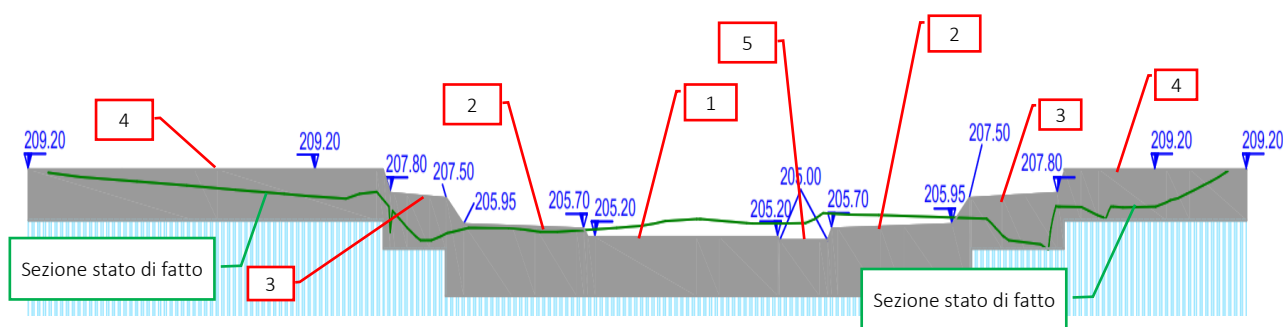


Figura 71 - Gaveta della soglia in progetto. Visualizzazione in scala scala alterata. Per dettagli sul manufatto si rimanda alle tavole allegate alla presente relazione. (1) gaveta di magra; (2) la gaveta intermedia; (3) gaveta superiore; (4) ali del manufatto; (5) abbassamento per transito DMV.

Dati i modestissimi dislivelli tra la gaveta e l'alveo a valle, non è stato ipotizzato realizzare nessun bacino di dissipazione ma piuttosto una rampa in massi resistente all'eventuale corrente veloce e/o risalto idraulico che si dovesse formare in determinate condizioni di piena. Preliminari simulazioni idrauliche segnalavano che il manufatto risulta essere rigurgitato già per valori di portata dell'ordine dei 100  $\text{mc/s}$ . Alla luce di ciò è stata ipotizzata solamente una rampa in massi con estensione verso valle di 15 m.

Tale lunghezza è stata definita sia in base a calcoli preliminari sulla stima dello sviluppo orizzontale del getto stramazzone ( $L_d$  - Figura 72) sia in seguito alle modellazioni idrauliche precedentemente presentate. La lunghezza  $L_d$  era stata preliminarmente secondo la schematizzazione mostrata in Figura 72 in cui la soglia era stata ipotizzata essere assimilabile ad una "briglia". Il calcolo dello sviluppo orizzontale del getto stramazzone



$L_d$  era avvenuto utilizzando un approccio assimilabile ad un grave sottoposto ad una velocità orizzontale  $V_x$  ed una accelerazione verticale pari a  $9.81 \text{ m/s}^2$ . Nei calcoli sono stati considerati i livelli del pelo libero a monte per la piena duecentennale. Ne risultava un'estensione del getto della vena stramazzante di circa 6 m. Preliminarmente era stato quindi ritenuto cautelativo realizzare una rampa di estensione di 10 m. Tuttavia, nelle successive fasi di modellazioni idraulica bidimensionale, il risalto idraulico nella condizione peggiore risultava verificarsi proprio a 8-10 m, pertanto si è preferito estendere la rampa ad una lunghezza di 15 m.

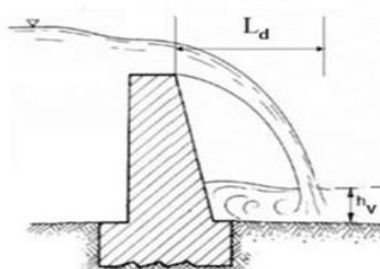


Figura 72 - Schematizzazione adottata per il calcolo dello sviluppo orizzontale del getto ( $L_d$ )

### Scavo a valle della rampa

Una corrente che abbandona una platea orizzontale o quasi orizzontale, può provocare in un certo intorno del tratto successivo dell'alveo erosioni anche di entità apprezzabile. Molte formule per la stima di tale fenomeno hanno fondamento empirico, spesso senza curare l'aspetto dimensionale delle grandezze considerate. Tali approcci pertanto devono essere considerati come indicazioni qualitative.

Secondo alcune osservazioni sperimentali (Adami et al 1979) l'erosione a valle di una platea è dovuta al prodursi di una zona a diffusione turbolenta, sovrapposta ad una corrente di ritorno che lambisce il fondo dello scavo. Schoklitsch ha fornito una stima dell'entità dell'erosione massima a valle di una platea.

Con riferimento alla Figura 73 indicando con  $s_{max}$  lo scavo massimo calcolato a partire dalla platea sulla quale si forma il risalto e  $\Delta z$  il dislivello tra la platea e l'alveo a valle dello scavo, Schoklitsch ha fornito la seguente relazione:

$$s_{max} = 0,378 * H_2^{0,5} * q^{0,35} + 2,15 * \Delta z$$

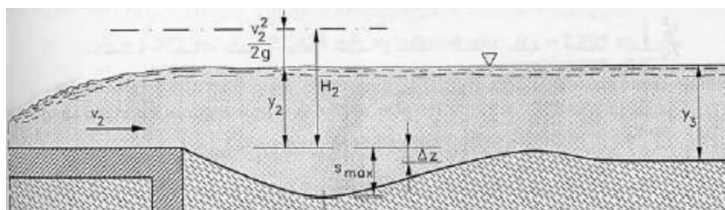


Figura 73 - Schematizzazione adottata per rappresentare l'erosione a valle di una platea.

Di seguito si riportano i calcoli eseguiti per la stima di  $s_{max}$  al termine della platea. Per la determinazione delle grandezze idrauliche si è fatto riferimento a quanto suggerito dal modello idraulico, con piena duecentennale. Date le forti incertezze in gioco (sia nella modellazione idraulica che nell'approccio matematico con cui il fenomeno di erosione viene affrontato) tali stime devono essere considerate qualitative.

Tabella 9 - Stime erosione a valle della platea. Sia il carico totale  $H_2$ , che la quota della platea  $Z_{platea}$ , fanno riferimento allo scenario di progetto più sfavorevole in termini di salti e velocità (assenza di interrimento). Data la bidimensionalità dei risultati, sono stati considerati i valori più peggiorativi (velocità e quote idrometriche più elevate). Il dislivello fra la platea e l'alveo  $\Delta z$  è stato considerato nullo in quanto è stato ipotizzato che la platea sia raccordata al fondo dell'alveo.

Portata	$Q_{200}$	(m <sup>3</sup> /s)	1210
Larghezza gaveta	$b_0$	(m)	100
Portata per unità di larghezza	$q$	(m <sup>3</sup> /s m)	12.10
Pelo libero a valle della platea	$Z_3$	(m s.l.m.)	206.60
Quota platea	$Z_{platea}$	(m s.l.m.)	203.30
Quota alveo a valle della platea	$Z_{alveo}$	(m s.l.m.)	203.30
Velocità della corrente lenta a valle della platea	$V_{max}$	(m/s)	5.70
Carico a valle della soglia	$H_2$	(m)	4.96
Dislivello tra platea e alveo a valle dello scavo	$\Delta Z_{platea-alveo}$	(m)	0.00
<b>Scavo massimo a valle di una platea</b>	<b><math>s_{max}</math></b>	<b>(m)</b>	<b>2.01</b>

## B.2. Profilo Creager-Scimemi nel nuovo edificio sghiaiatore

Tra le opere proposte vi è la risistemazione dell'edificio sghiaiatore. In estrema sintesi, il nuovo edificio sghiaiatore sarà dotato di due paratoie di larghezza 5 m ed altezza 4. Saranno eliminati i due salti a valle delle paratoie attuali e sarà realizzato un profilo Creager-Scimemi che collegherà l'attuale vasca di dissipazione (a quota circa di 198 m s.l.m.) con la futura quota di fondo in corrispondenza delle paratoie sghiaiatrici (201.49 m s.l.m.).

Il profilo Creager deriva dallo stramazzo Bazin: esso segue il profilo inferiore provocato da una portata che tracima da uno stramazzo Bazin. La portata del Creager, però, deve risultare leggermente inferiore rispetto

alla portata dello stramazzo Bazin, in modo tale da generare delle leggere pressioni sul profilo tracimante, ed evitare il verificarsi di pressioni relative negative al di sotto della vena effluente. L'equazione del profilo è la seguente:

$$\frac{y}{h_{\max}} = 0.47 \left( \frac{x}{h_{\max}} \right)^{1.8}$$

dove  $x$  e  $y$  rappresentano le coordinate orizzontale e verticale dei punti del profilo secondo quanto riportato nello schema di Figura 74, e  $h_{\max}$  rappresenta il massimo sopraelevamento al di sopra del ciglio sfiorante.

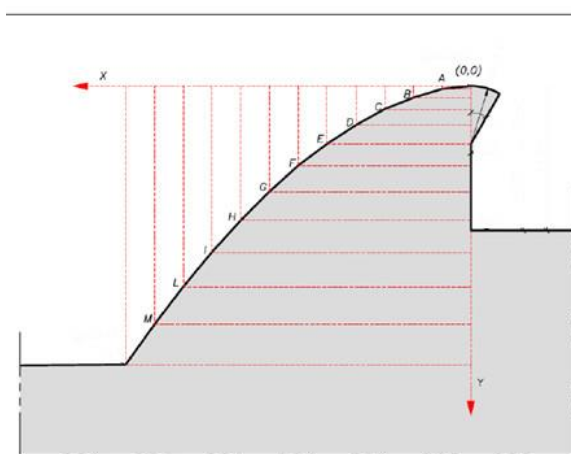


Figura 74 - Schematizzazione profilo Creager-Scimemi.

Il predimensionamento è avvenuto considerando, per la portata duecentennale, un livello a monte delle paratoie pari a 206.75 m slm, corrispondente ad  $h_{\max}$  pari a 5.26 m. Le coordinate  $x$  e  $y$  del profilo sono riportate nella tabella seguente:

<b>X</b>	<b>Y</b>
<b>(m)</b>	<b>(m slm)</b>
0	201.49
0.635	201.44
1.27	201.30
1.905	201.09
2.54	200.82
3.175	200.49
3.81	200.11
4.445	199.66

5.08	199.17
5.715	198.62
6.35	198.02



## Allegato C - Verifiche al galleggiamento

Si illustrano le valutazioni relative alle sottospinte sulla traversa di Cerezzola. Le stime sono avvenute attraverso formulazioni semplificate.

### C.1. Sottospinte stato di fatto

Di seguito vengono mostrati per differenti portate i valori delle sottospinte verticali destabilizzanti. A favore di sicurezza i calcoli sono avvenuti senza considerare la presenza del presunto diaframma realizzato dal Magistrato per il Po al di sotto del bacino di dissipazione realizzato negli anni di passaggio del nodo idraulico al Consorzio. La scelta deriva dal fatto che le conoscenze strutturali di tale diaframma sono attualmente incerte. E' plausibile pensare che tale elemento anche nell'eventualità di una sua non perfetta integrità, determini dei percorsi di filtrazione più lunghi e perdite di carico superiori nel moto della corrente al di sotto della traversa.

Le sottospinte sono state calcolate sulla base delle pressioni (e spinte) idrostatiche a monte e valle della traversa, trasportandole al di sotto della traversa. Il diagramma delle pressioni al di sotto della traversa assume pertanto una forma trapezoidale (Figura 76). Alla spinta complessiva di galleggiamento derivante da tale andamento idrostatico (che non tiene conto della diminuzione di pressione nella "forcella" al di sotto del corpo principale della traversa) è stato sottratto il peso del volume di acqua contenuto idealmente nella forcella nel corpo principale della briglia.

Il primo passo delle analisi ha riguardato il calcolo della spinta verticale stabilizzante del manufatto esistente unicamente per effetto del peso proprio e dell'eventuale acqua al di sopra di esso (ad esempio sul bacino di dissipazione). Le stime sono avvenute a diverse distanze progressive dal paramento di monte, secondo la schematizzazione di Figura 75. Come peso specifico del cemento armato è stato considerato  $\gamma_{cls}=24$  kN/mc.

I risultati, alle diverse progressive, sono mostrati in Tabella 10 e Figura 77. Il peso complessivo della traversa vale circa 1800 kN, 1100 di quali localizzati nei primi 11-12 m dal paramento di monte. I restanti 700 kN si sviluppano su una lunghezza di circa 15 m corrispondenti al bacino di dissipazione. Da notare la differenza di peso stabilizzante per metro lineare tra il corpo della traversa ed il bacino di dissipazione.

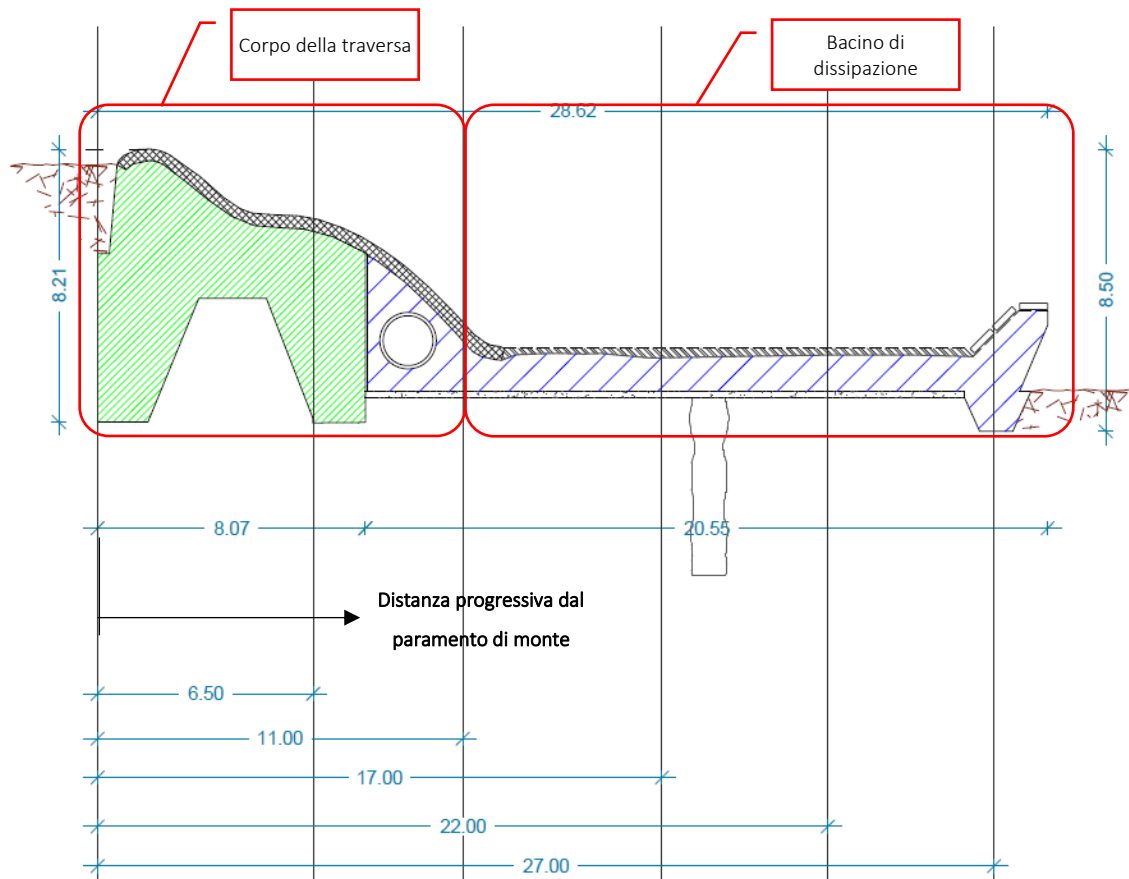


Figura 75 - Schematizzazione traversa esistente. In verde e blu le aree considerate per il peso stabilizzante della struttura.

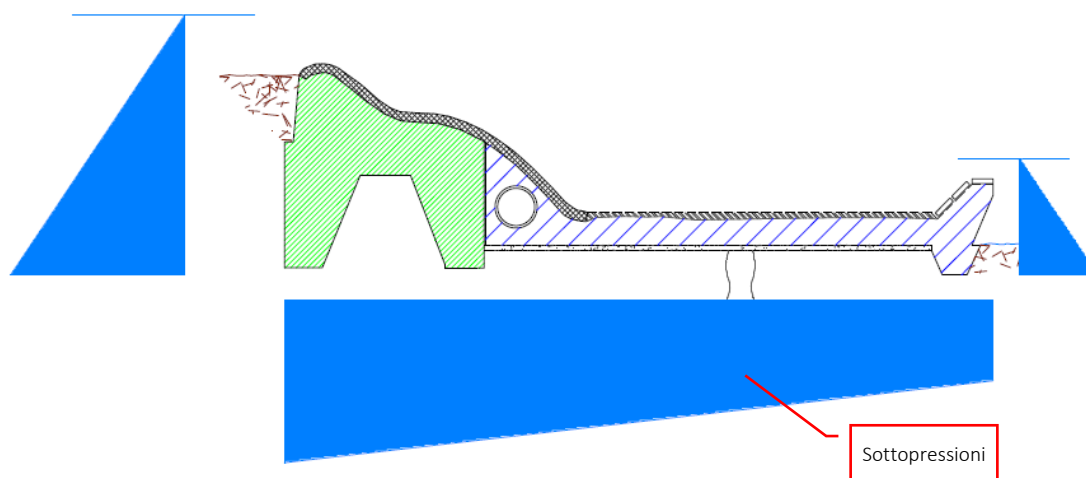


Figura 76 –Schema qualitativo delle pressioni idrostatiche considerate nei calcoli.

Tabella 10 – Spinte stabilizzanti verticali della traversa per effetto del peso proprio. I valori numerici sono graficati in Figura 77. I risultati sono forniti per diverse distanze progressive partendo dal paramento di monte della traversa verso valle.

Prog.	Traversa			
	Area i-esima	Area cumulata	Spinta verticale i-esima cls	Spinta verticale cumulata
	(mq)	(mq)	(kN)	(kN)
0	0	0	0	0
6.5	32.2	32.2	773	773
8	9.41	41.61	226	999
11	7.73	49.34	186	1184
17	8.16	57.5	196	1380
22	6.5	64	156	1536
28.62	11.17	75.17	268	1804

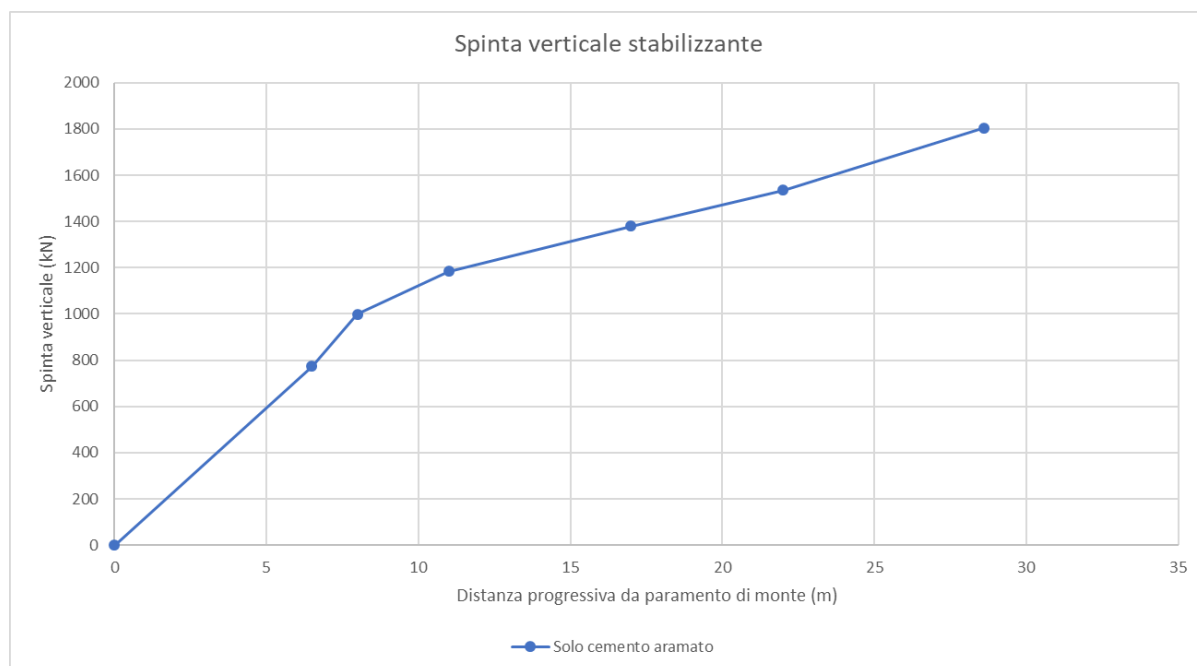


Figura 77 – Spinta verticale stabilizzante sulla traversa per effetto del solo peso proprio. I dati fanno riferimento alla Tabella 10.

In seguito al calcolo del peso proprio della traversa esistente, si è proceduto al calcolo della spinta stabilizzante dell'acqua al di sopra del bacino di dissipazione e della sottospinta destabilizzante di galleggiamento.

La Tabella 11 mostra per differenti portate i risultati ottenuti. Le differenti condizioni di livello idrometrico a monte e valle della traversa derivano dalle modellazioni in Hec-Ras. In base alla formulazione semplificata adottata, i calcoli suggeriscono che già per la portata associata ad un tempo di ritorno di 5 anni la struttura non risulta verificata: la spinta di galleggiamento infatti vale 2135 kN contro i 2104 kN della spinta stabilizzante. Tale differenza aumenta all'aumentare delle portate. Sebbene tale situazione non corrisponda a quella che realmente si verifica, i calcoli suggeriscono una situazione critica della traversa.



Tabella 11- Analisi di massima della stabilità al galleggiamento della traversa esistente per differenti portate.

Portata  $Q(Tr=5 \text{ anni})=446 \text{ mc/s}$

*Paramento di monte*

Altezza acqua	(m)	10.01
Pressione alla base del paramento di monte	(Pa)	100,100
Spinta alla base del paramento di monte	(N)	501,000

*Paramento di valle*

Altezza acqua	(m)	4.22
Pressione alla base del paramento di monte	(Pa)	42,200
Spinta alla base del paramento di monte	(N)	89,042

*Sottopressioni*

Sottoppressione paramento di monte *	(Pa)	100,100
Sottoppressione paramento di valle *	(Pa)	42,200
Sottospinta sulla fondazione	(N)	2,134,500
	(kN)	2135

*Peso stabilizzante (cls armato + acqua sopra bacino dissipazione)*

Peso stabilizzante cls armato	(kN)	1804
Peso stabilizzante acqua	(kN)	300
Peso stabilizzante complessivo	(kN)	2104

Portata  $Q(Tr=20 \text{ anni})=750 \text{ mc/s}$

*Paramento di monte*

Altezza acqua	(m)	10.58
Pressione alla base del paramento di monte	(Pa)	105,800
Spinta alla base del paramento di monte	(N)	559,682

*Paramento di valle*

Altezza acqua	(m)	5.15
Pressione alla base del paramento di monte	(Pa)	51,500
Spinta alla base del paramento di monte	(N)	132,612

*Sottopressioni*

Sottoppressione paramento di monte *	(Pa)	105,800
Sottoppressione paramento di valle *	(Pa)	51,500
Sottospinta sulla fondazione	(N)	2,359,500
	(kN)	2359

*Peso stabilizzante (cls armato + acqua sopra bacino dissipazione)*

Peso stabilizzante cls armato	(kN)	1804
Peso stabilizzante acqua	(kN)	406
Peso stabilizzante complessivo	(kN)	2210

Portata  $Q(Tr=200 \text{ anni})=1210 \text{ mc/s}$

*Paramento di monte*

Altezza acqua	(m)	11.26
Pressione alla base del paramento di monte	(Pa)	112,600
Spinta alla base del paramento di monte	(N)	633,938

*Paramento di valle*

Altezza acqua	(m)	6.12
Pressione alla base del paramento di monte	(Pa)	61,200
Spinta alla base del paramento di monte	(N)	187,272

*Sottopressioni*

Sottoppressione paramento di monte *	(Pa)	112,600
Sottoppressione paramento di valle *	(Pa)	61,200
Sottospinta sulla fondazione	(N)	2,607,000
	(kN)	2607

*Peso stabilizzante (cls armato + acqua sopra bacino dissipazione)*

Peso stabilizzante cls armato	(kN)	1804
Peso stabilizzante acqua	(kN)	583
Peso stabilizzante complessivo	(kN)	2387

## C.2. Sottospinte stato di progetto

Nello stato di progetto è prevista la realizzazione di una soletta (sulla quale sarà installata la paratoia mobile) fondata su pali. I pali di monte saranno secanti ed andranno ad immorsarsi nel bedrock. Essi costituiranno un setto impermeabile. I calcoli sono avvenuti ipotizzando un diagramma delle pressioni al di sotto della traversa rettangolare, con pressione massima dettata dalla quota idrometrica di valle.

I risultati sono mostrati nella Tabella 12. La formulazione suggerisce una diminuzione delle sottopressioni ed una verifica al galleggiamento sempre soddisfatta.

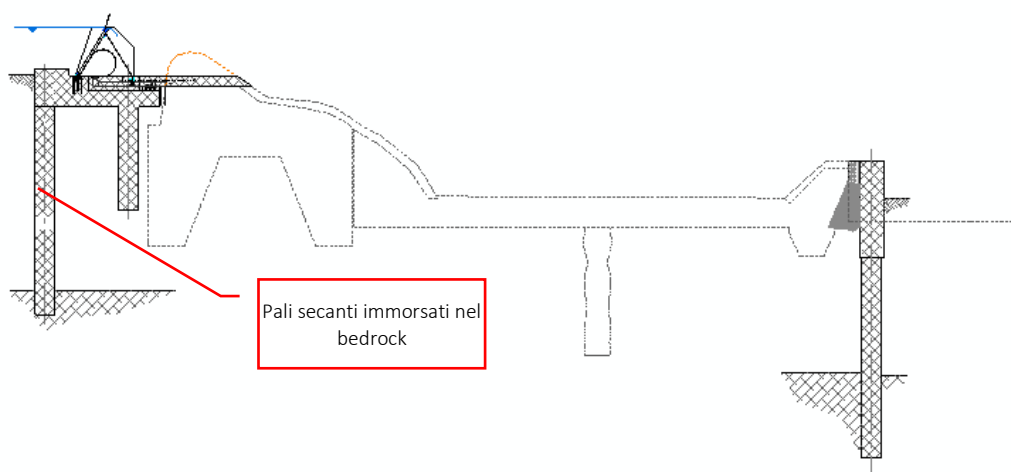


Figura 78 - Schema qualitativo stato di progetto.

Tabella 12 - Stato di progetto –Analisi di massima della stabilità al galleggiamento della traversa per differenti portate.

**Portata  $Q(Tr=20 \text{ anni})=750 \text{ mc/s}$**

**Paramento di monte**

Altezza acqua	(m)	6.52
Pressione alla base del paramento di monte	(Pa)	65,200
Spinta alla base del paramento di monte	(N)	212,552

**Paramento di valle**

Altezza acqua	(m)	6.52
Pressione alla base del paramento di monte	(Pa)	65,200
Spinta alla base del paramento di monte	(N)	212,552

**Sottopressioni**

Sottopressione paramento di monte *	(Pa)	65,200
Sottopressione paramento di valle *	(Pa)	65,200
	(N)	1,956,000
<b>Sottospinta sulla fondazione</b>	<b>(kN)</b>	<b>1956</b>

**Peso stabilizzante (cls armato + acqua sopra bacino dissipazione)**

Peso stabilizzante cls armato	(kN)	1804
Peso stabilizzante acqua	(kN)	601
<b>Peso stabilizzante complessivo</b>	<b>(kN)</b>	<b>2405</b>

**Portata  $Q(Tr=200 \text{ anni})=1210 \text{ mc/s}$**

**Paramento di monte**

Altezza acqua	(m)	7.48
Pressione alla base del paramento di monte	(Pa)	74,800
Spinta alla base del paramento di monte	(N)	279,752

**Paramento di valle**

Altezza acqua	(m)	7.48
Pressione alla base del paramento di monte	(Pa)	74,800
Spinta alla base del paramento di monte	(N)	279,752

**Sottopressioni**

Sottopressione paramento di monte *	(Pa)	74,800
Sottopressione paramento di valle *	(Pa)	74,800
	(N)	2,244,000
<b>Sottospinta sulla fondazione</b>	<b>(kN)</b>	<b>2244</b>

**Peso stabilizzante (cls armato + acqua sopra bacino dissipazione)**

Peso stabilizzante cls armato	(kN)	1804
Peso stabilizzante acqua	(kN)	745
<b>Peso stabilizzante complessivo</b>	<b>(kN)</b>	<b>2549</b>