

## SS.4 - Variante dell'abitato di Monterotondo Scalo - 2° Stralcio

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. RM190

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA**

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Nando Granieri  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

**MANDATARIA:**

**MANDANTI:**



Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. D. Carliaccini	Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Arch. N. Kamenicky	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. F. Macchioni
Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. F. Aloe	Geom. C. Vischini
Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. V. De Gori	Dott. Ing. V. Piuanno
Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. C. Consorti	Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. E. Bartolucci	Geom. M. Manzo	Geom. C. Sugaroni
Dott. Geol. G. Cerquiglioni		
Geom. S. Scopetta		
Dott. Ing. L. Sbrenna		
Dott. Ing. M. Briganti Botta		
Dott. Ing. E. Sellari		
Dott. Ing. L. Dinelli		
Dott. Ing. L. Nani		
Dott. Ing. F. Pambianco		
Dott. Agr. F. Berti Nulli		

**IL PROGETTISTA:**

Elena Bartolucci  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A3217

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglioni  
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

**IL R.U.P.:**

Dott. Ing. Achille Devitofranceschi

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA



### IDROLOGIA ED IDRAULICA

#### Relazione idraulica sottobacini

<b>CODICE PROGETTO</b>	<b>NOME FILE</b>	<b>REVISIONE</b>	<b>SCALA:</b>
PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG. <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">DPRM0190</span> <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">D</span> <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20</span> </div>	T00-ID00-IDR-RE02-A  CODICE ELAB.      T00ID00IDRRE02	A	-
A	Emissione	17/01/2021	L.Casavecchia      E.Bartolucci      N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO      VERIFICATO      APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO .....	4
3	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	8
4	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....	9
5	INQUADRAMENTO MORFOLOGICO DEI BACINI DI STUDIO .....	10
6	QUADRO IDROLOGICO DI RIFERIMENTO .....	12
6.1	FOSSO PANTANELLA E FOSSO VENTAGLIO .....	12
6.2	TEVERE .....	16
7	MODELLAZIONE IDRAULICA.....	19
7.1	GEOMETRIA DEL MODELLO E DOMINIO DI CALCOLO .....	19
7.2	GEOMETRIA DELLE OPERE DI PROGETTO .....	23
7.3	VALORI DI SCABREZZA .....	24
7.4	IDROGRAMMI DI PROGETTO .....	26
7.4.1	FOSSO PANTANELLA E FOSSO VENTAGLIO.....	26
7.4.2	TEVERE .....	28
7.5	SCENARI DI MODELLAZIONE .....	30
7.6	CONDIZIONI AL CONTORNO PER IL MODELLO MONODIMENSIONALE .....	30
7.7	CONDIZIONI AL CONTORNO DEL DOMINIO DI CALCOLO BIDIMENSIONALE.....	30
7.8	CALIBRAZIONE E VALIDAZIONE DEL MODELLO BIDIMENSIONALE .....	31
7.9	SIMULAZIONI E VERIFICHE.....	31
7.9.1	SIMULAZIONI SCENARIO 1 – CONFIGURAZIONE POST-OPERA.....	32
7.9.2	SIMULAZIONI SCENARIO 1 – CONFIGURAZIONE ANTE-OPERA.....	41
7.9.3	SCENARIO 1 - CONFRONTO FRA LE SITUAZIONI ANTE E POST-OPERA .....	48
7.9.4	SIMULAZIONI SCENARIO 2 – CONFIGURAZIONE POST-OPERA.....	48

7.9.5	SIMULAZIONI SCENARIO 2 – CONFIGURAZIONE ANTE-OPERA.....	61
7.9.6	SCENARIO 2 - CONFRONTO TRA LE SITUAZIONI ANTE E POST-OPERA .....	69
7.9.7	CALCOLO DEL FRANCO IDRAULICO DEL VIADOTTO PANTANELLA.....	70
8	CONSIDERAZIONI SU FOSSO DI GUARDIA .....	72
9	CONSIDERAZIONI IDRAULICHE PER LA CANTIERIZZAZIONE .....	74
10	CONSIDERAZIONI SULLA RESISTENZA ALL'EROSIONE.....	76
10.1	RILEVATO DI PROGETTO .....	76
10.2	CALCOLO DELLO SCAVO ALLA BASE DELLE PILE DEL VIADOTTO PANTANELLA .....	77
11	SISTEMAZIONE IDRAULICA FOSSO PANTANELLA .....	81
12	PISTE DI MANUTENZIONE .....	84
13	IPOSTESI DI FUTURO IMPIANTO DI RILANCIO DELLE PORTATE .....	86
14	ATTRAVERSAMENTO FERROVIARIO PRESSO LA ROTATORIA .....	87
15	CONCLUSIONI.....	93
	ALLEGATO – SEZIONI GEOMETRICHE DA RILIEVO FOSSI PANTANELLA E VENTAGLIO (CANALE 1 E CANALE 2) .....	94

## 1 PREMESSA

La presente relazione, facendo seguito alla relazione idrologica redatta nell'ambito del presente progetto (T00-ID00-IDR-RE01) e inerente i bacini dei fossi Pantanella e Ventaglio, si propone di **illustrare la modellazione idraulica degli stessi, allo scopo di verificare l'interazione delle rispettive piene con le opere in progetto e con la piena del Tevere.**

Per quanto riguarda il fiume Tevere sono state considerate le piene e le modellazioni dettagliate nell'apposita relazione allegata al Progetto Definitivo "Relazione modellazione bidimensionale del fiume Tevere" (T00-ID00-IDR-RE03).

Vengono di seguito esposte, partendo da un preliminare inquadramento del disposto normativo vigente, un **inquadramento geografico e morfologico dei bacini oggetto di studio**, un **quadro idrologico di riferimento per i fossi Pantanella e Ventaglio e per il fiume Tevere** e le **modellazioni idrauliche** aventi lo scopo di determinare la quota minima di intradosso per il viadotto da realizzarsi al di sopra del fosso Pantanella e di dimensionare e verificare idraulicamente gli scatolari di attraversamento del viadotto stradale, in modo che la portata in arrivo dal fosso Ventaglio possa defluire senza ostacoli.

La relazione riporta poi delle considerazioni in merito a:

- **Fosso di guardia lato** Monterotondo ai piedi del rilevato;
- **Individuazione di aree di cantiere** ragionevolmente sicure rispetto ad una eventuale alluvione dei fossi Pantanella e Ventaglio;
- **Resistenza all'erosione** per il rilevato di progetto investito dalla piena del Tevere e possibile effetto di scalzamento sulle pile del viadotto che attraversa il fosso Pantanella.

Sono dettagliati inoltre gli interventi di sistemazione idraulica del fosso Pantanella, le piste di manutenzione e l'ipotesi di futuro impianto di rilancio delle portate.

Nelle immagini, schemi esplicativi e modellazioni, riportate nella presente relazione è rappresentato lo schema dell'arginatura per la messa in sicurezza idraulica dei territori oggetto di studio. A seguire si riporta, per un confronto, lo schema progettuale della variante all'abitato di Monterotondo e lo schema progettuale dell'arginatura modellata.

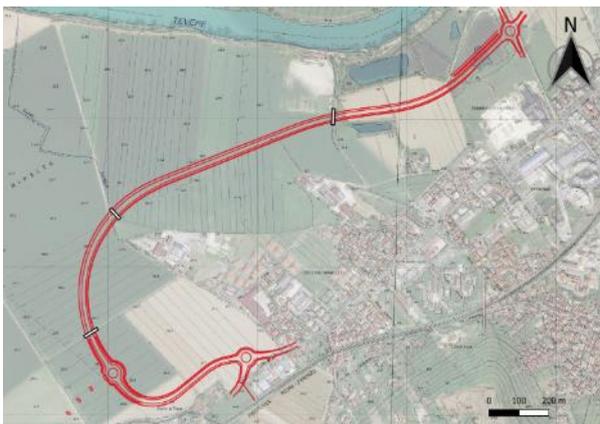


Figura 1: schema progettuale della variante all'abitato di Monterotondo.



Figura 2: schema dell'arginatura per la messa in sicurezza idraulica dei territori oggetto di studio

## 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO

Per una descrizione dettagliata delle opere di progetto si rimanda alla relazione generale ed alle ulteriori relazioni specialistiche ed elaborati di progetto. Si descrivono nel presente capitolo sinteticamente le opere, evidenziando gli aspetti ritenuti importanti dal punto di vista idraulico.

Il progetto prevede la realizzazione della variante alla S.S. 4 “Salaria” presso l’abitato di Monterotondo. Tale variante è suddivisa in due stralci di cui il primo in fase di appalto/realizzazione, il secondo è oggetto del presente progetto.



Figura 3 - Inquadramento Stralcio 1 e Stralcio 2

Dal punto di vista idraulico l’opera ha lo scopo di mettere in sicurezza la S.S. 4 Salaria rispetto agli eventi di piena del Tevere, secondo la pianificazione dell’Autorità di Bacino (si veda a proposito l’immagine seguente). La strada di progetto andrà quindi a svolgere la funzione di argine e, assieme ad ulteriori interventi (casse di espansione, ulteriori tratti di argine), permetterà in futuro di mettere in sicurezza l’abitato di Monterotondo, attualmente esposto al rischio di allagamento da parte del fiume Tevere.

Relazione idraulica sottobacini

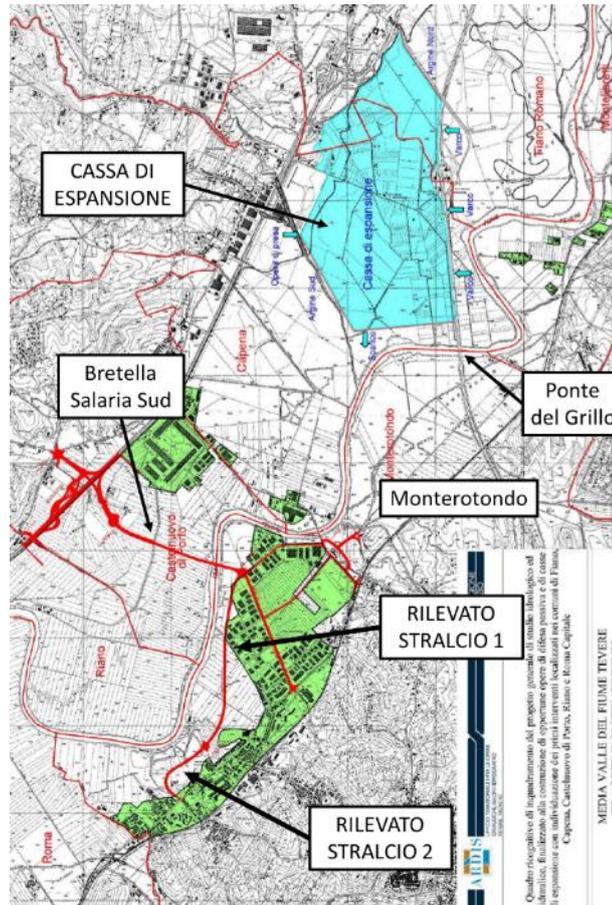


Figura 4 - Inquadramento interventi secondo AdB (immagine estratta da studio Nardi)

Allo stato attuale è in fase di realizzazione lo stralcio 1, mentre il presente progetto riguarda lo stralcio 2. Le opere ulteriori (casce di espansione ed ulteriori argini) non sono oggetto della presente progettazione e saranno realizzate in un futuro, attualmente non ben definito. Finché queste non saranno realizzate la strada argine di progetto dovrà risultare trasparente alla piena, in modo da non peggiorare la situazione rispetto allo stato attuale, ma dovrà poter essere reso impermeabile con interventi minimi.

La strada argine è quindi realizzata in rilevato, come da sezione tipologica riportata di seguito.

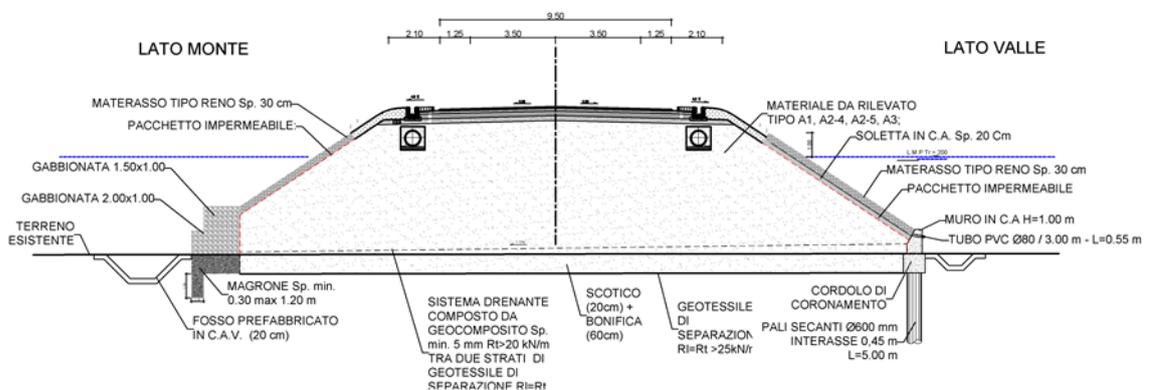


Figura 5 - sezione tipo dell'argine

Al fine di rendere trasparente il rilevato, rispetto alla piena del Tevere, sono previsti n.3 attraversamenti scatolari di sezione 4.0x5.5m, posizionati in corrispondenza di 3 fossi esistenti.

In particolare il fosso più a valle (scatolare n.3) è necessario per smaltire l'accumulo dei volumi di piena nell'area esterna al rilevato che tendono a convogliare verso il punto più depresso, situato proprio in corrispondenza dello scatolare 3.

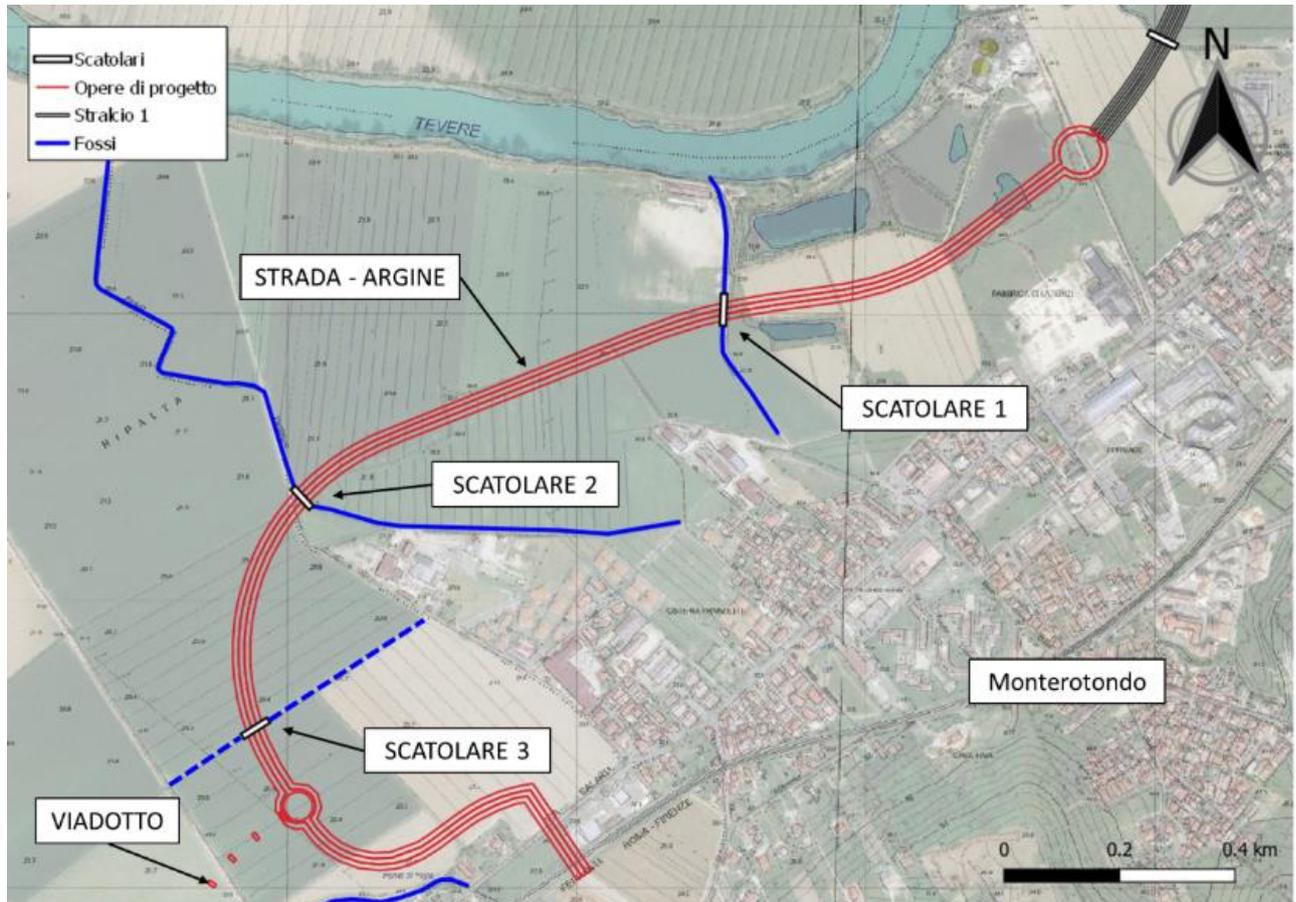


Figura 6 - inquadramento scatolari su rilevato

Alla base del rilevato, sul lato opposto rispetto al Tevere, vengono realizzati dei fossi di convogliamento delle acque, per facilitare lo svuotamento dell'area racchiusa dalla nuova strada convogliando le acque verso i tre scatolari. In proposito si rimanda al capitolo 8 della presente relazione.

I tre scatolari sono allestiti con delle paratoie che potranno entrare in funzione a regime quando tutte le opere complementari saranno realizzate e il rilevato funzionare come arginatura. Fino a quando il rilevato dovrà risultare trasparente alla piena del Tevere le paratoie saranno aperte.

Questi scatolari saranno attivi fintantoché non saranno realizzate le opere di completamento di cui sopra (casse di espansione, ulteriori rilevati a nord) e fungeranno ordinariamente da attraversamento per le piene dei corsi d'acqua minori. Una volta realizzate tali opere gli scatolari saranno chiusi attraverso paratoie. Le paratoie rimarranno aperte in condizioni ordinarie, mentre si chiuderanno in caso di piena del Tevere, per evitare che le aree edificate di Monterotondo vengano allagate. In questa condizione infatti le acque derivanti dai bacini secondari non saranno più in grado di defluire verso il Tevere, per risolvere tale

problema vengono predisposti nel corpo del rilevato dei passaggi per delle tubazioni di rilancio che saranno eventualmente realizzate in futuro, a quota superiore a quella della piena del Tevere. Si precisa che le opere di rilancio e le opere di chiusura degli scatolari non fanno parte della presente progettazione, ma ne viene solo considerata la predisposizione.

Il progetto prevede la realizzazione di un tratto in viadotto di raccordo tra la strada-argine e la SS4 Salaria esistente lato Roma che scavalca il fosso Pantanella. Il viadotto risulta compatibile con le piene del fiume Tevere e del fosso Pantanella.

### 3 RIFERIMENTI NORMATIVI

- Risultanze della Commissione interministeriale per lo studio della sistemazione idraulica e della difesa del suolo, istituita con decreto ministeriale del 23 novembre 1966 e di seguito semplicemente definita Commissione De Marchi;
- Parere n. 1693/98 del 3 aprile 1998 della Conferenza permanente per i rapporti tra lo Stato, le Regioni e le Province autonome, di seguito semplicemente definita Conferenza Stato-Regioni;
- Pareri del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 392 del 14 novembre 1997 e n. 427 del 31 marzo 2000;
- Piano stralcio delle aree soggette a rischio di esondazione nel tratto del Tevere compreso tra Orte e Castel Giubileo, cosiddetto P.S.1, approvato con D.P.C.M. del 3 settembre 1998;
- Prima Elaborazione del progetto di Piano di Bacino, cosiddetto PdB, adottata con Delibera del Comitato Istituzionale n. 80 del 28 settembre 1999;
- Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico, cosiddetto P.A.I., Adottato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere con delibera n. 114 del 05/04/2006 ed approvato con D.P.C.M. 10/11/2006 (pubblicato sulla G.U. n. 33 del 09/02/2007)
- Parere del Comitato Tecnico dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere del 19 marzo 2008.
- Direttiva Europea 2007/60/CE del 23 ottobre 2007, relativa alla valutazione e alla gestione del rischio di alluvioni;
- D.Lgs. 49/2010 del 23 febbraio 2010, attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni (G.U. 2 aprile 2010, n. 77);
- D.M. 17 gennaio 2018, Norme Tecniche per le Costruzioni.

## 4 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area oggetto di studio si trova in Regione Lazio, nell'area della Città Metropolitana di Roma, tra il Municipio di Roma 1 e il comune di Monterotondo, a nord della capitale. L'area oggetto di intervento è compresa tra il fiume Tevere, a nord, e la città di Monterotondo, a sud.

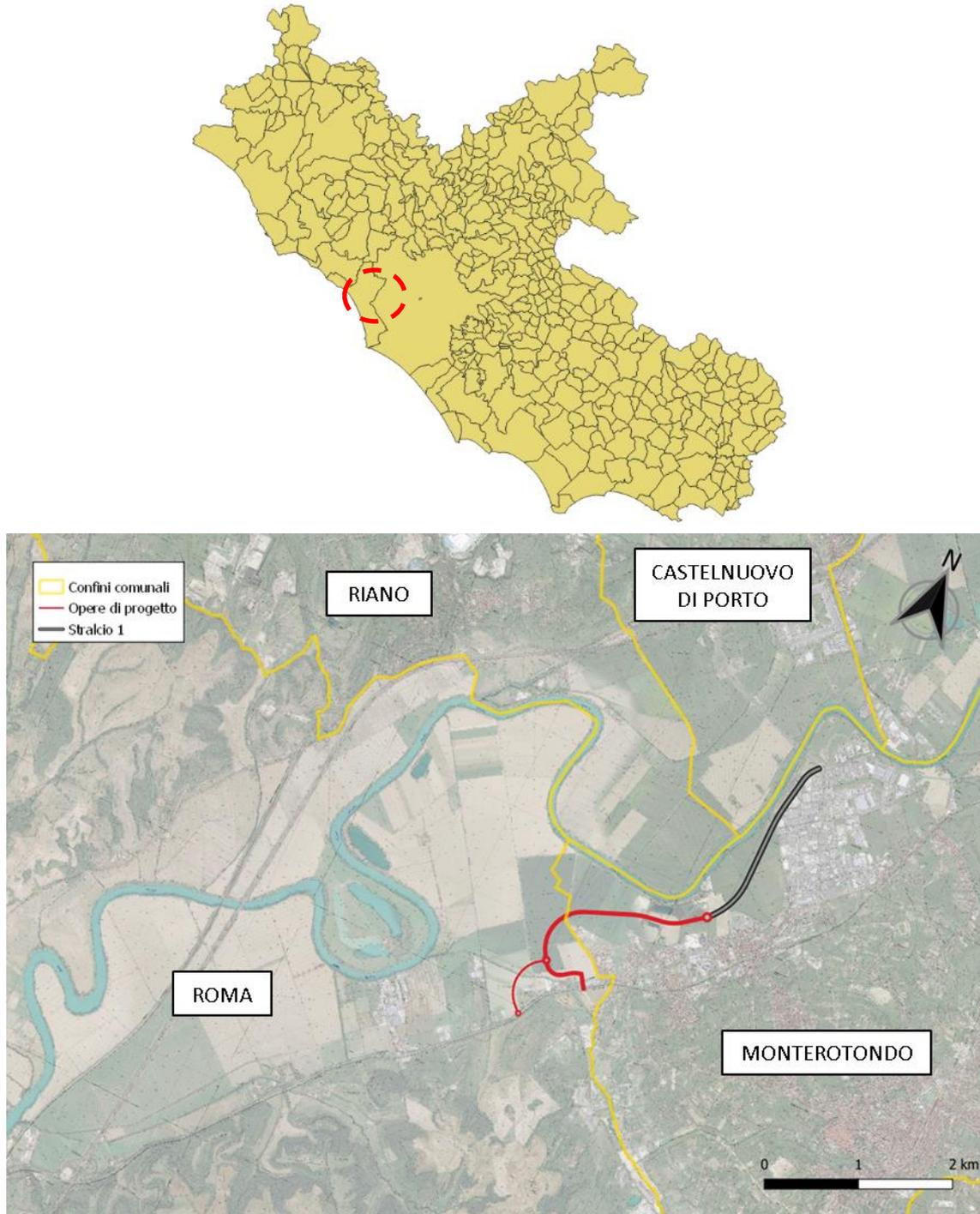


Figura 7 - Inquadramento geografico dell'area in esame

## 5 INQUADRAMENTO MORFOLOGICO DEI BACINI DI STUDIO

L'arteria stradale in progetto interseca la rete idrografica minore in 3 punti: il primo, a sud, dove l'asse nr 2 (viadotto) incrocia il Fosso di Pantanella, la seconda dove l'asse 1 (rilevato) interseca un primo fosso del Ventaglio, e la terza a nord-est dove l'asse 1 interseca un ulteriore fosso diretto nel Tevere (denominato sempre Ventaglio canale 1). Di seguito si riporta una planimetria con l'individuazione delle sezioni di chiusura.

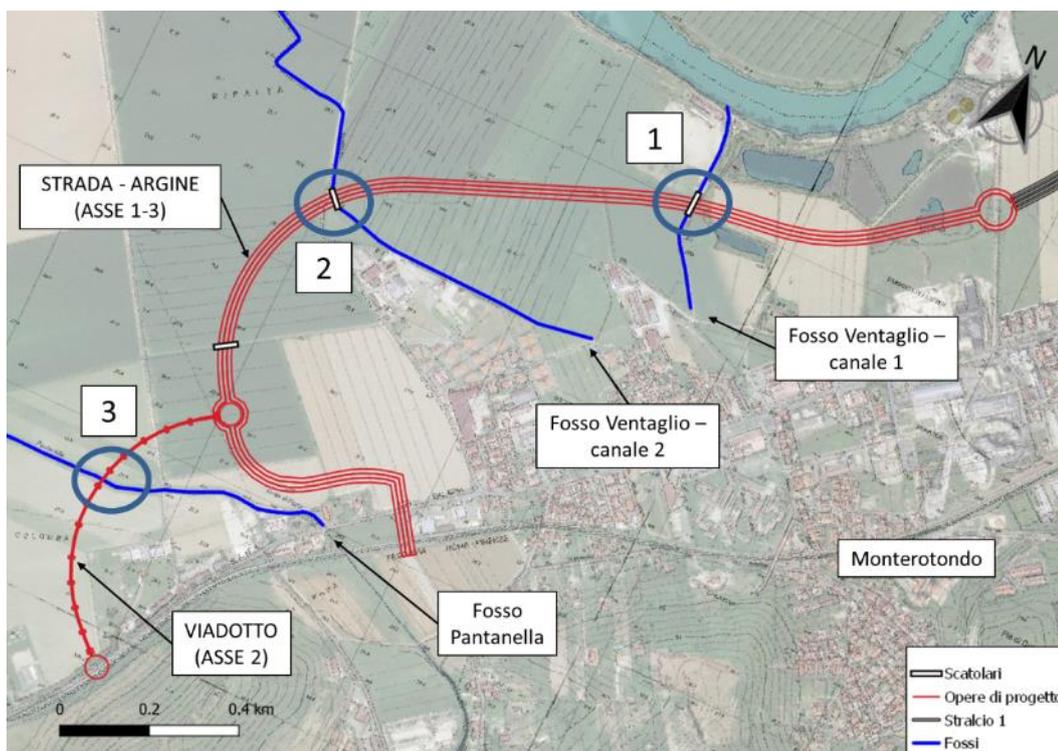


Figura 8: Planimetria intervento con individuazione sezioni di chiusura

Il Fosso Pantanella si forma dalle Valle Ricca, valle posta a sud del colle di Monterotondo che si estende verso sud-est fino ai colli di Mentana. Lungo la valle scorre il Rio della Casetta che, arrivato a Fonte di Papa, cambia nome in Fosso di Pantanella. Il Fosso confluisce quindi nel Tevere poco dopo.

Il bacino idrografico del Fosso di Pantanella alla sezione di chiusura 3 è pari a 16.2 km<sup>2</sup>.

Per quanto riguarda invece le sezioni di chiusura 1 e 2, lungo l'asse 1 di progetto, esse intersecano due canali del Fosso del Ventaglio, parzialmente connessi tra loro da una serie di canali che non permettono una chiara suddivisione dei bacini idrografici di competenza, si veda a tal proposito l'immagine seguente. In quest'area poi vengono probabilmente convogliate anche parte delle acque bianche della zona urbana.

Analizzata la cartografia e il Rilievo Lidar 1mx1m a disposizione dello scrivente e visto il tracciato delle opere di progetto, si è ritenuto maggiormente cautelativo considerare un bacino idrografico complessivo scolante nell'area compresa tra le sezioni di chiusura 1 e 2.

Questo bacino idrografico comprende il versante nord-ovest della collina di Monterotondo, parte dell'area urbana di Monterotondo Scalo e l'area agricola compresa tra la strada di progetto e l'area urbana per una superficie complessiva di 2.86 km<sup>2</sup>.

Relazione idraulica sottobacini

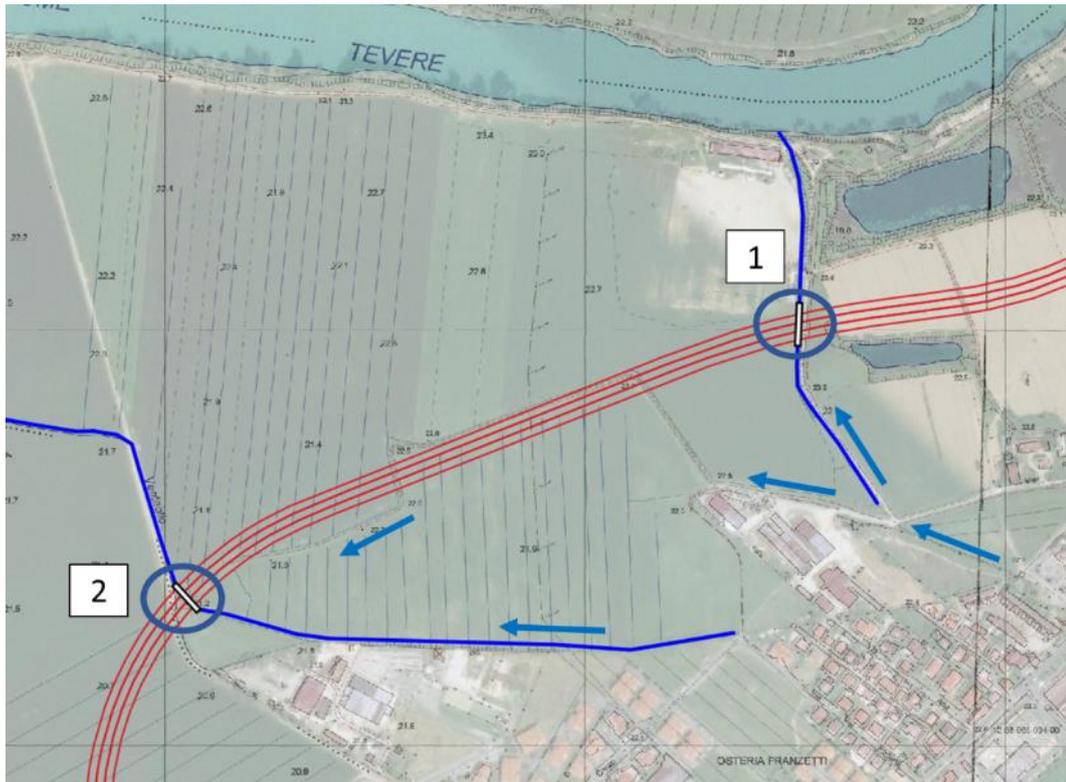


Figura 9: CTR con individuazione della rete idrografica afferente alle sezioni di chiusura nr 2 e 3.

I due bacini idrografici sono stati estrapolati in ambiente GIS utilizzando i D.T.M. (Modello digitale del terreno) a celle di dimensioni di 5mx5m, forniti dalla Regione Lazio e disponibili sul portale cartografico.

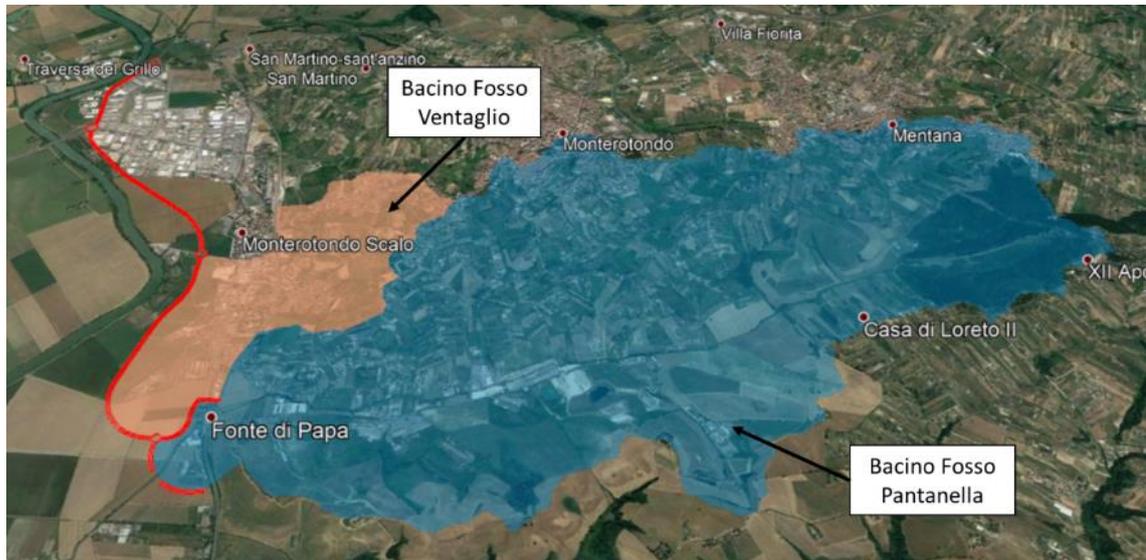


Figura 10: Individuazione dei bacini idrografici in esame in ambiente Google Earth.

## 6 QUADRO IDROLOGICO DI RIFERIMENTO

### 6.1 FOSSO PANTANELLA E FOSSO VENTAGLIO

La presente relazione fa seguito alla relazione idrologica eseguita nell'ambito del presente progetto per i bacini dei fossi Pantanella e Ventaglio.

Si rimanda dunque a tale trattazione per un quadro idrologico completo dei bacini di studio. Di seguito si riportano per chiarezza gli idrogrammi di piena estratti, utilizzati di seguito per la modellazione idraulica.

	Qmax TR10 (m <sup>3</sup> /s)	Qmax TR50 (m <sup>3</sup> /s)	Qmax TR100 (m <sup>3</sup> /s)	Qmax TR200 (m <sup>3</sup> /s)
Fosso Pantanella Sezione 3	33.20	69.10	100.60	122.00
Fossi afferenti Sezioni 1 - 2	8.70	18.60	25.80	30.70

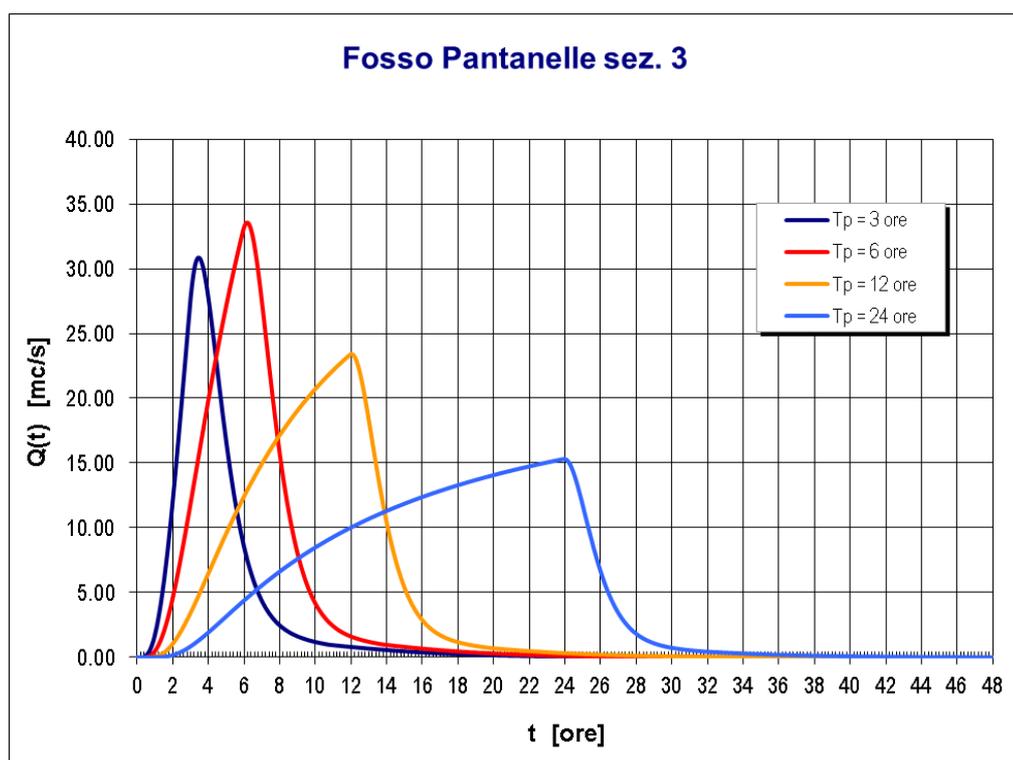


Figura 11: Idrogrammi di piena per diversi tempi di pioggia – Fosso di Pantanella Sez 3 – Tempo di ritorno 10 anni.

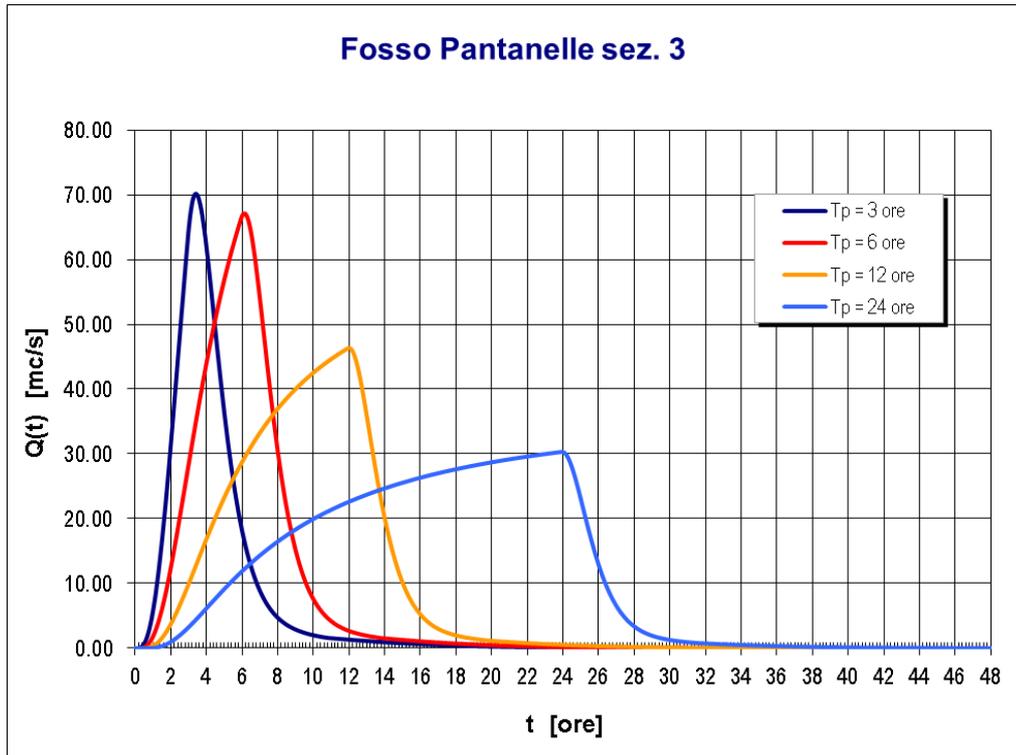


Figura 12: Idrogrammi di piena per diversi tempi di pioggia – Fosso di Pantanella Sez 3 – Tempo di ritorno 50 anni.

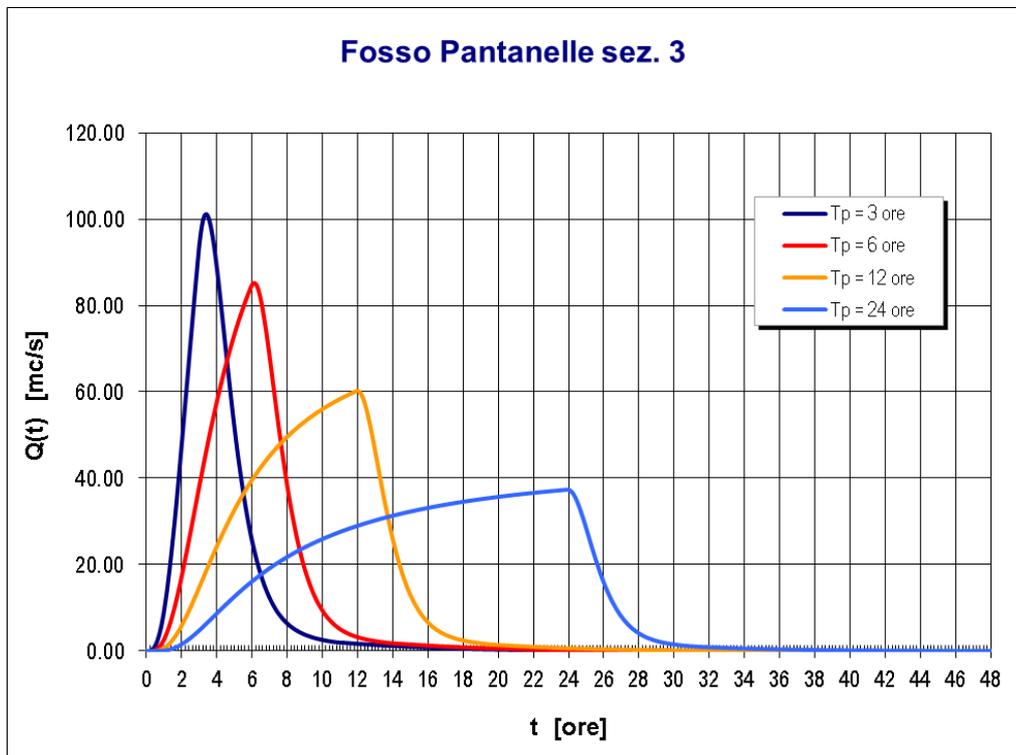


Figura 13: Idrogrammi di piena per diversi tempi di pioggia – Fosso di Pantanella Sez 3 – Tempo di ritorno 100 anni.

Relazione idraulica sottobacini

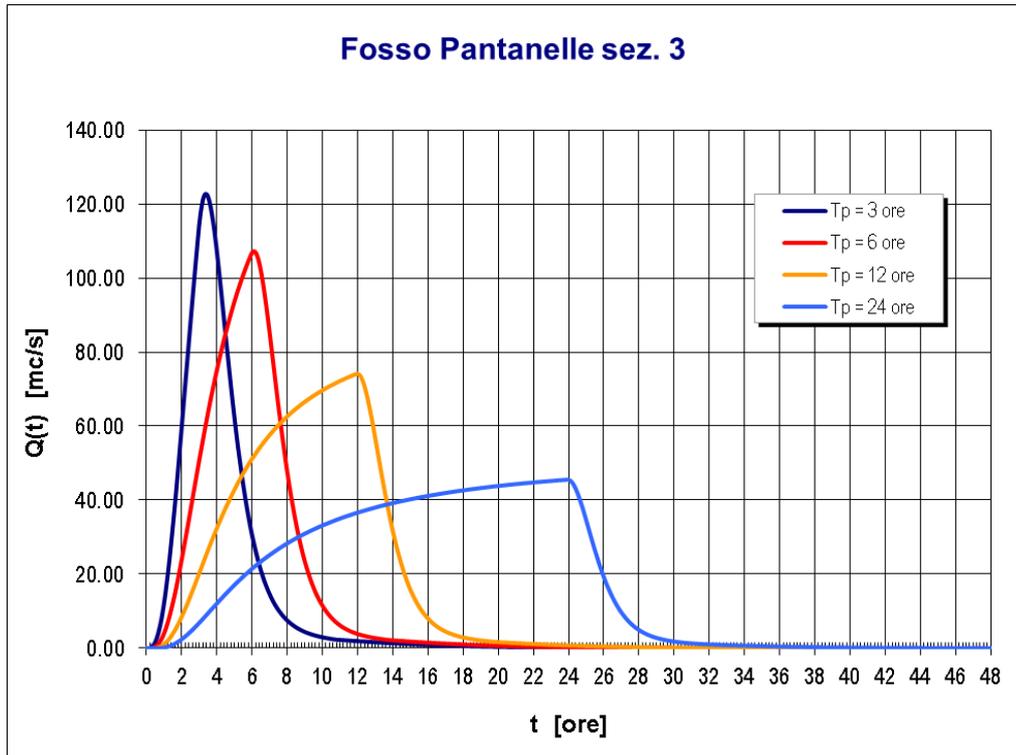


Figura 14: Idrogrammi di piena per diversi tempi di pioggia – Fosso di Pantanella Sez 3 – Tempo di ritorno 200 anni.

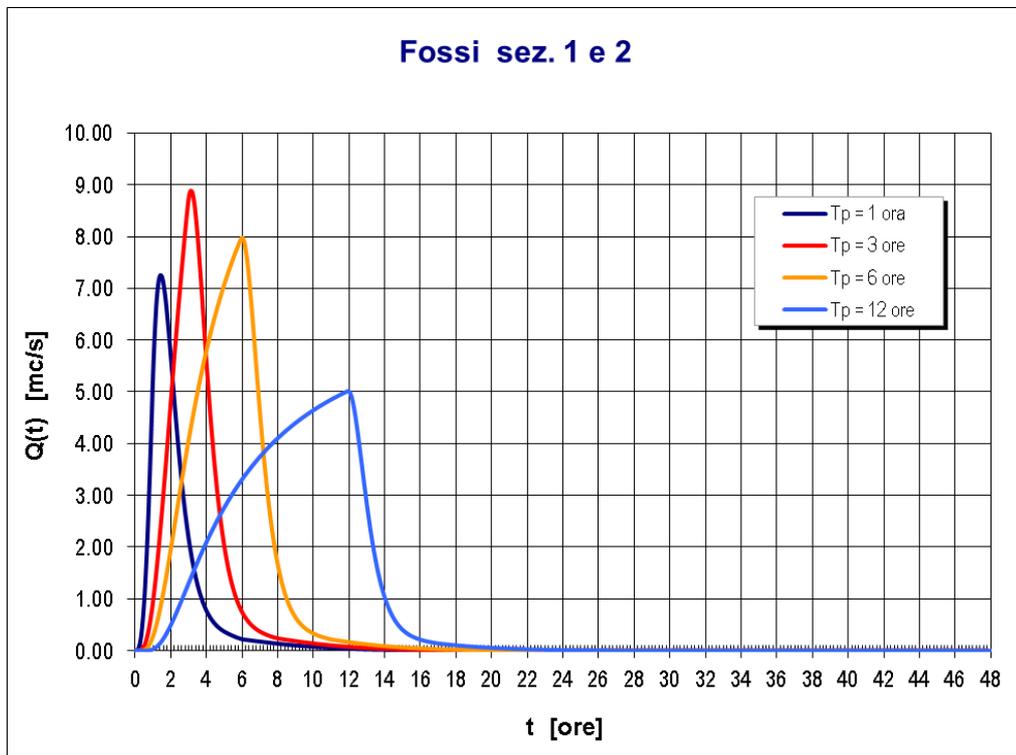


Figura 15: Idrogrammi di piena per diversi tempi di pioggia – Bacini Fossi Sez 1 e 2 – Tempo di ritorno 10 anni.

Relazione idraulica sottobacini

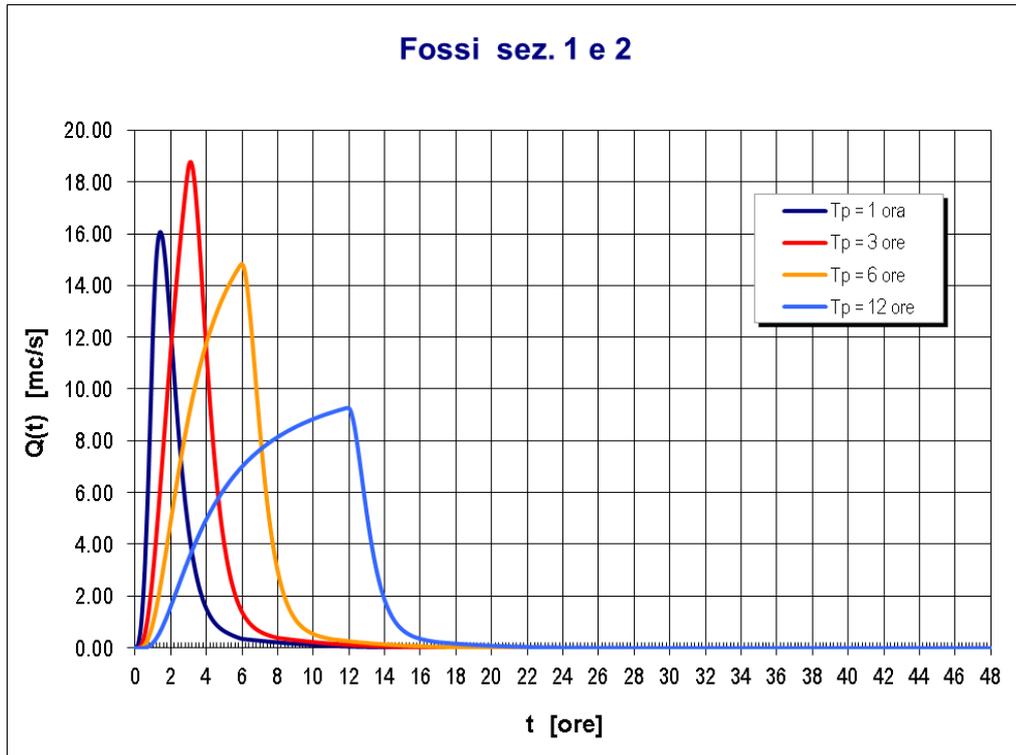


Figura 16: Idrogrammi di piena per diversi tempi di pioggia – Bacini Fossi Sez 1 e 2 – Tempo di ritorno 50 anni.

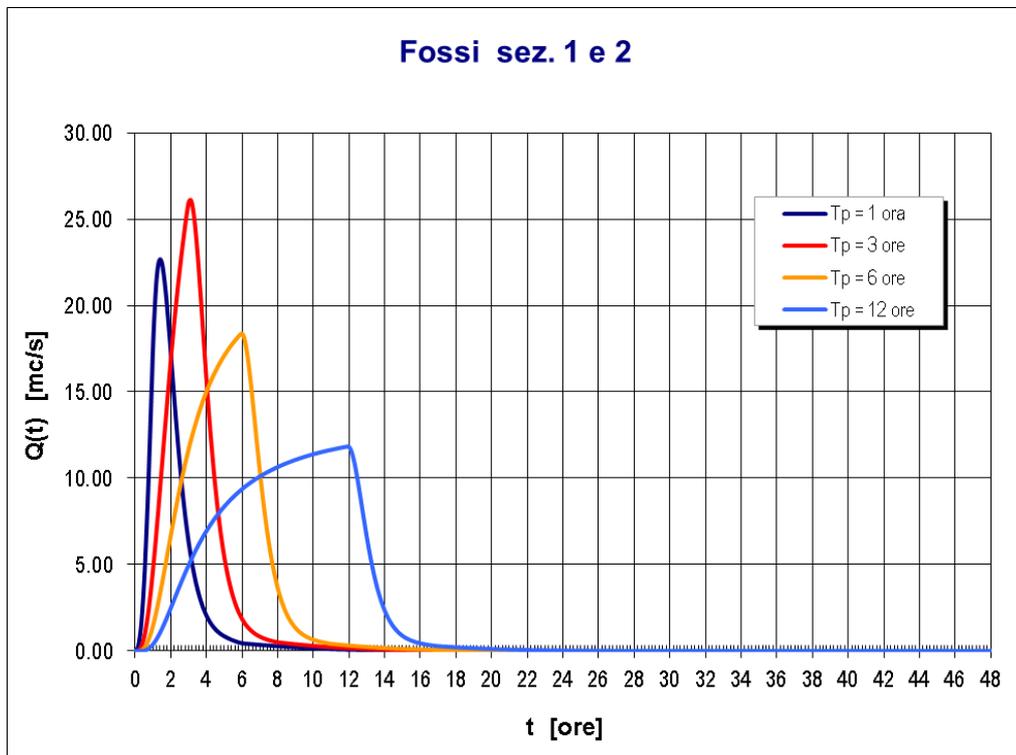


Figura 17: Idrogrammi di piena per diversi tempi di pioggia – Bacini Fossi Sez 1 e 2 – Tempo di ritorno 100 anni.

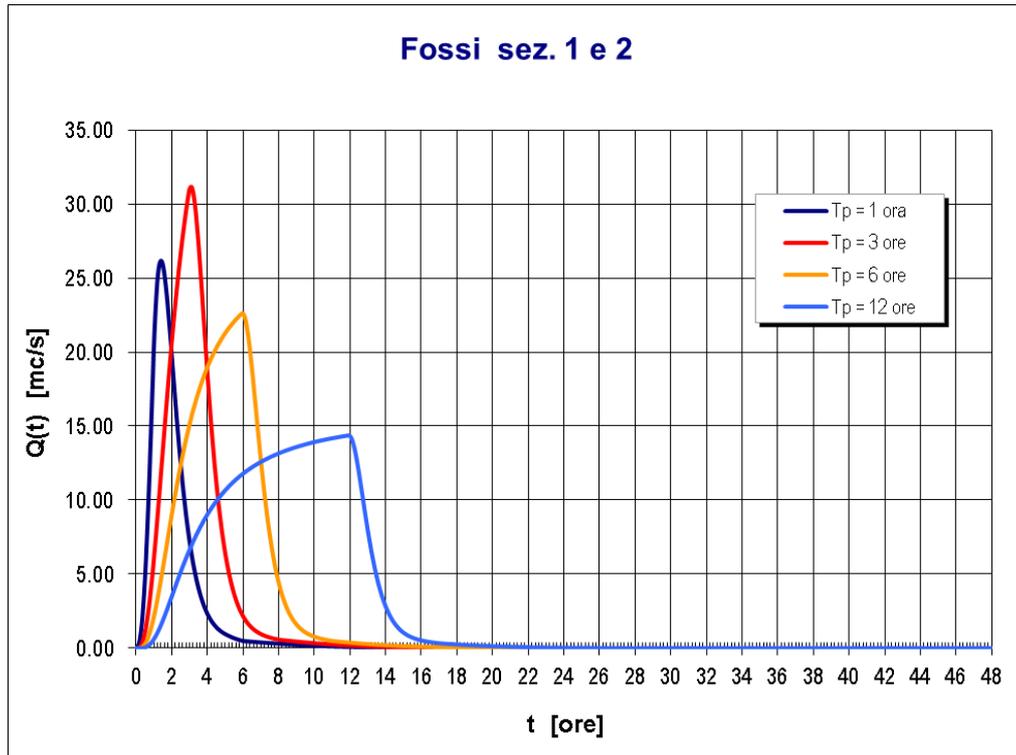


Figura 18: Idrogrammi di piena per diversi tempi di pioggia – Bacini Fossi Sez 1 e 2– Tempo di ritorno 200 anni.

## 6.2 TEVERE

Per quanto riguarda gli idrogrammi di piena del fiume Tevere sono stati utilizzati quelli ricavati dallo studio Nardi. Si rimanda alla relazione sulla modellazione bidimensionale del Tevere per maggiori dettagli. Di seguito si riportano per completezza gli idrogrammi di pieni ricavati da tale studio, aventi tempi di ritorno di 100, 200 e 500 anni.

Relazione idraulica sottobacini

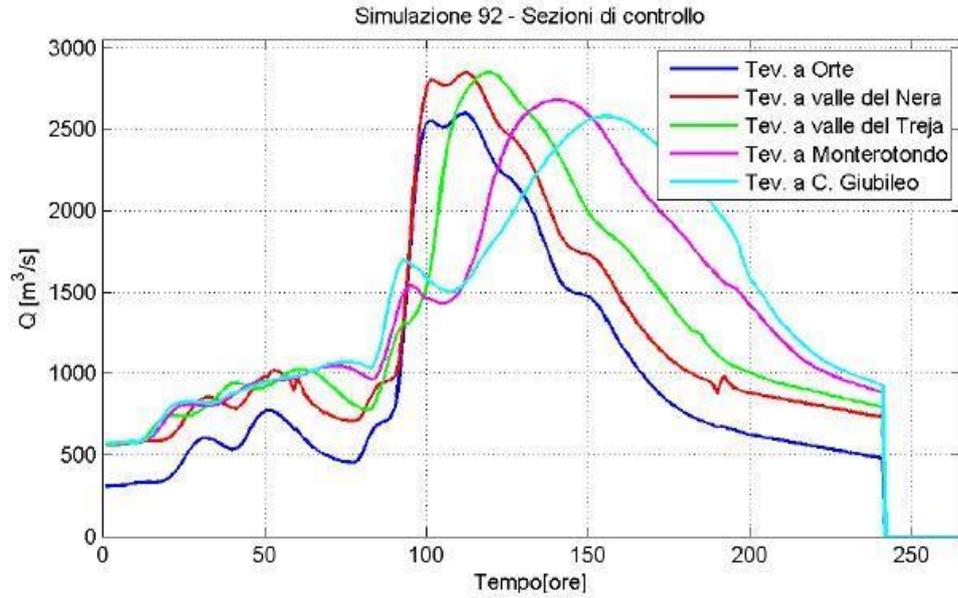


Figura 19 - Idrogramma estratto dalla relazione idraulica dello studio Nardi, corrispondente ad un tempo di ritorno di 100 anni

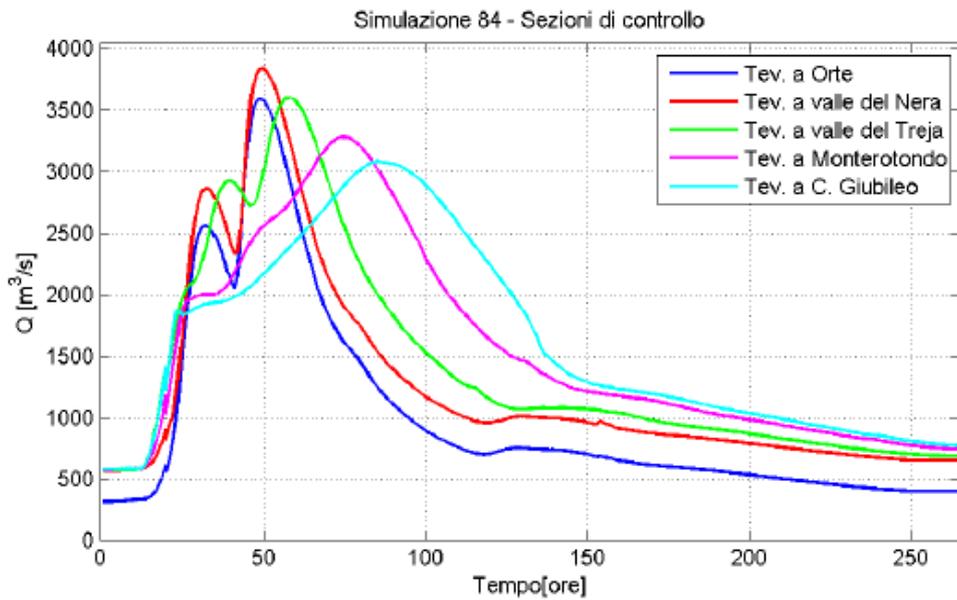


Figura 20 - Idrogramma estratto dalla relazione idraulica dello studio Nardi, corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni

Relazione idraulica sottobacini

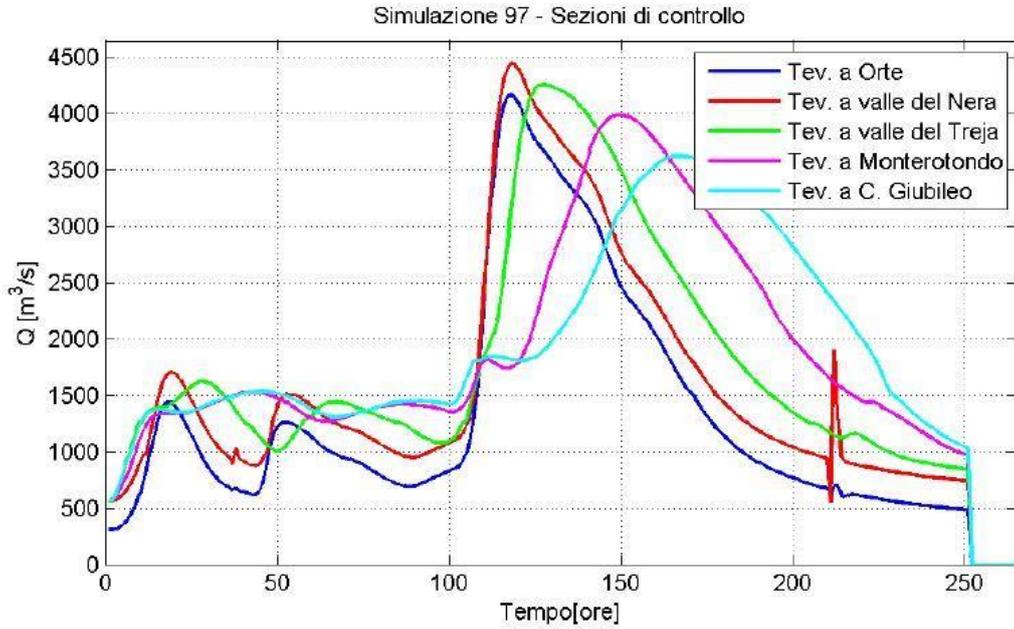


Figura 21 - Idrogramma estratto dalla relazione idraulica dello studio Nardi, corrispondente ad un tempo di ritorno di 500 anni

## 7 MODELLAZIONE IDRAULICA

La modellazione del comportamento idrodinamico dei fossi Pantanella e Ventaglio è stata sviluppata mediante modello di calcolo monodimensionale. Tuttavia, per tenere conto dell'influenza non trascurabile di una possibile piena contemporanea del fiume Tevere, si è accoppiata la modellazione monodimensionale con il modello bidimensionale del Tevere, presentato in apposita relazione. Ne risulta che le tracimazioni dei fossi sono facilmente visualizzabili sulla stessa piana alluvionale del Tevere, potendone visualizzare l'evoluzione temporale e la possibile interazione con l'esondazione del Tevere. Il software utilizzato per l'implementazione del modello è InfoWorks ICM, sviluppato dalla software house Innovyze.

Lo scopo della modellazione è duplice:

- in primo luogo, si vuole determinare la quota minima di intradosso per il viadotto da realizzarsi al di sopra del fosso Pantanella, verificando il franco di sicurezza di 1.5 m, imposto dalle NTC 2018, per una piena duecentennale;
- in secondo luogo, si vogliono dimensionare e verificare idraulicamente gli scatolari di attraversamento del viadotto stradale, in modo che la portata in arrivo dal fosso Ventaglio possa defluire senza ostacoli. Anche in questo caso si è verificato tenendo conto cautelativamente di una piena avente tempo di ritorno di 200 anni. N.B. Gli stessi scatolari devono permettere la trasparenza idraulica del rilevato rispetto alle piene del Tevere, verificata nella relazione sulla modellazione idraulica del Tevere.

### 7.1 GEOMETRIA DEL MODELLO E DOMINIO DI CALCOLO

La geometria del modello monodimensionale è stata ricavata da rilievo topografico e celerimetrico effettuato dalla scrivente.

Dal rilievo sono quindi state ricavate le sezioni per la rappresentazione dei fossi nel modello. Per entrambi i fossi, la geometria è riconducibile ad una forma trapezoidale, con inclinazione delle sponde variabile tra i 30 e i 45°. In allegato alla presente relazione si riportano le sezioni geometriche derivanti dal rilievo, con indicazione dei tiranti per i vari tempi di ritorno considerati.

Gli elementi principali del modello sono costituiti dai tratti fluviali, che rappresentano i canali secondo un numero finito di sezioni. Agli estremi del tratto, sono inseriti dei nodi di calcolo per la definizione delle condizioni al contorno. Allo stesso modo, gli scatolari di attraversamento del rilevato, sono collegati ai tratti fluviali mediante nodi. Il modello definisce poi per ogni sezione un valore mediato di tirante e velocità e definisce alle sponde l'eventuale esondazione che andrà ad interessare il dominio 2D.

Di seguito si riporta un'immagine dell'interazione tra modello 1D e modello 2D e scatolari.

Relazione idraulica sottobacini

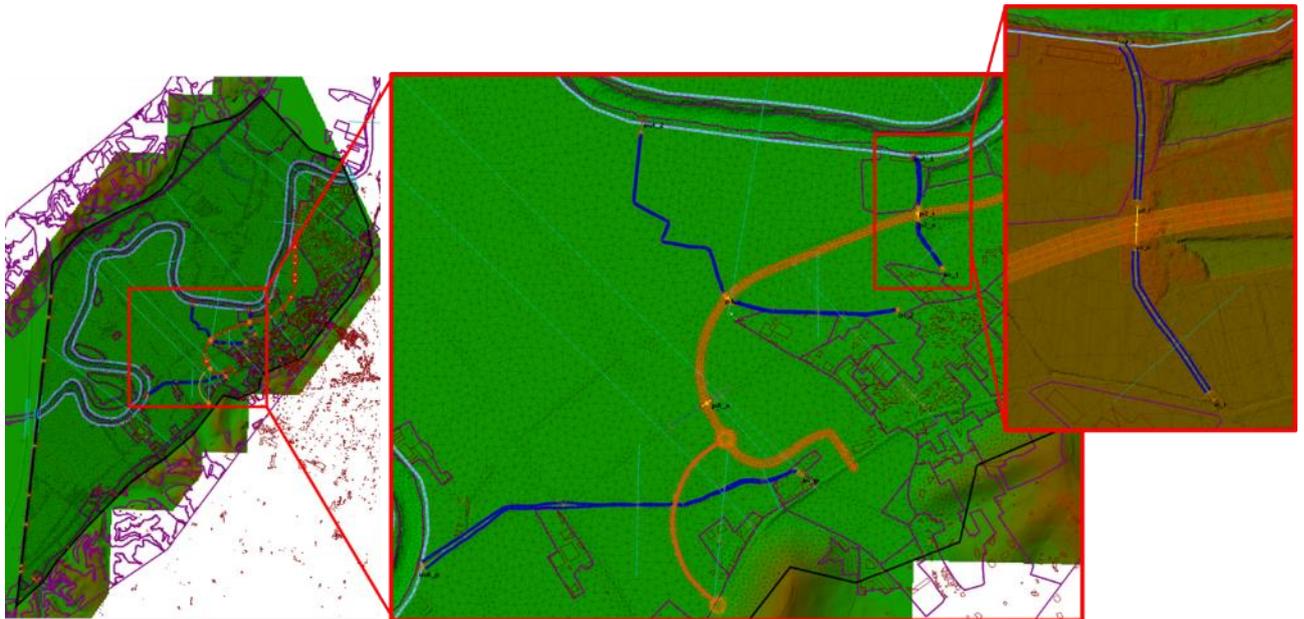


Figura 22 - Particolare in ambiente Infoworks della modellazione 1D inserita nel modello 2D. A sinistra, planimetria del dominio di calcolo. Al centro, zoom su fossi modellati in 1D. A destra, particolare su canale 1 del fosso Ventaglio, in cui si nota in blu il limite definito dalle linee spondali del dominio 1D

Per quanto riguarda il modello bidimensionale, sono state utilizzate le stesse condizioni presentate nella relazione dedicata alla modellazione del Tevere, e di seguito riportate per completezza.

La geometria del modello bidimensionale è stata ottenuta a partire da:

- rilievo lidar, risoluzione 1x1m;
- rilievo batimetrico dell'alveo, risoluzione 0.5x0.5m.

Relazione idraulica sottobacini

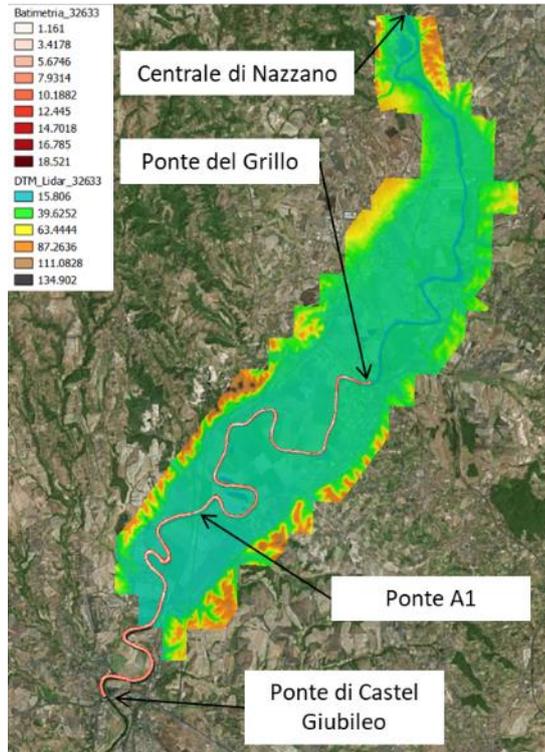


Figura 23 - Rilievo lidar e rilievo batimetrico sovrapposti sull'area di interesse

I due rilievi sono stati quindi intersecati al fine di ottenere la migliore rappresentazione geometrica dell'area di interesse. Ciò è stato effettuato in ambiente GIS, in particolar modo mediante l'applicazione del calcolatore raster. Si è ottenuto dunque un Modello Digitale del Terreno (DTM) unico, nel quale il rilievo batimetrico è stato mantenuto per rappresentare l'alveo, mentre l'area golenale, e in generale la rimanente area di calcolo, viene modellata a partire dal rilievo lidar. La risoluzione è stata omogeneizzata per l'intera area di interesse a celle di 1x1m. Di seguito un estratto del risultato ottenuto, che comprende il tratto tra il ponte del Grillo fino a valle dei ponti dell'A1 e della ferrovia.

Relazione idraulica sottobacini



Figura 24 - Modello Digitale del Terreno utilizzato per la modellazione bidimensionale, dato dalla sovrapposizione di batimetria e rilievo lidar

Sulla base di tale risultato, è stata definita l'area di calcolo per il presente progetto: il tratto di Tevere interessato è delimitato a monte dal ponte del Grillo e a valle dal ponte dell'A1.

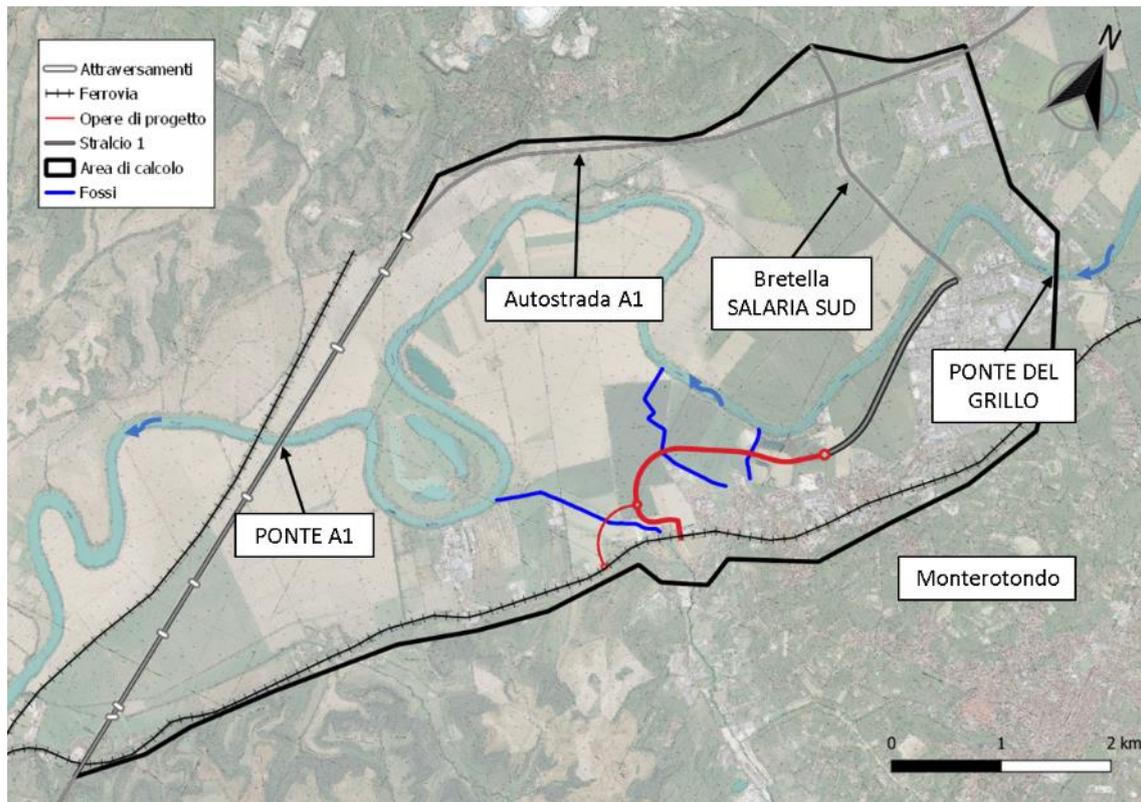


Figura 25 - Dominio di calcolo

## 7.2 GEOMETRIA DELLE OPERE DI PROGETTO

Le opere di progetto inserite nel modello della situazione post-opera corrispondono a:

- rilevato stradale della nuova salaria;
- viadotto;
- scatolari di attraversamento del rilevato.

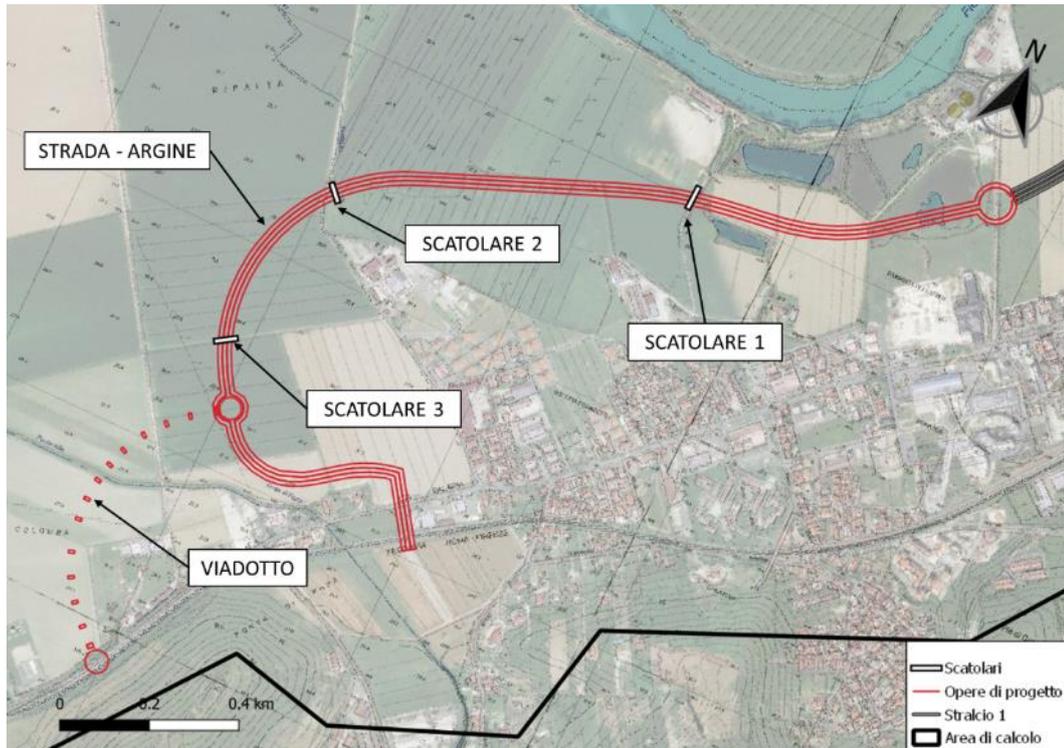


Figura 26 - inquadramento opere di progetto

Ognuno di essi è stato modellato utilizzando diversi approcci. Il rilevato stradale è stato simulato come una parete invalicabile, in modo da cogliere il livello idrometrico massimo in prossimità ad esso. Il viadotto in corrispondenza del fosso Pantanella è stato simulato inserendo esclusivamente le pile e le spalle, in quanto la quota dell'intradosso viene dimensionata considerando un franco di sicurezza a partire dai risultati stessi delle simulazioni. Infine, gli scatolari sono stati inseriti tenendo conto delle seguenti dimensioni: 4.0m in larghezza e 5.5m in altezza. Di seguito una tabella con le quote di posa.

Scatolare	Quota [m s.l.m.]
1	20.06
2	19.87
3	19.80

Tabella 1 - quota di posa degli scatolari

### 7.3 VALORI DI SCABREZZA

Per la modellazione bidimensionale, i valori di scabrezza sono stati definiti con il medesimo procedimento seguito nello studio Nardi, precedentemente citato. A partire dalla carta di Uso del Suolo, fornita dal Geoportale della Regione Lazio, si sono definiti i coefficienti di scabrezza a partire dai valori tabellati presenti nello studio Nardi. Per l'alveo del Tevere, si è considerato un coefficiente di Manning di  $0.04 \text{ s/m}^{1/3}$ , equivalente a quello definito nello studio Nardi.

Per la modellazione monodimensionale dei fossi si è seguita la stessa linea cautelativa. Data la presenza di molta vegetazione in alveo, nonostante Nardi indichi per "fiumi, torrenti e fossi" un coefficiente di Manning di  $0.03 \text{ s/m}^{1/3}$ , si è deciso di impostare un valore in favore di sicurezza pari a  $0.04 \text{ s/m}^{1/3}$ .

Relazione idraulica sottobacini

Di seguito la tabella da cui sono stati presi i valori di scabrezza per l'area golenale e la mappa ottenuta.

codice CLC	Uso suolo	Manning [m <sup>-1/3</sup> s]	codice CLC	Uso suolo	Manning [m <sup>-1/3</sup> s]
131	Aree estrattive	0.04	1111	Tessuto urbano continuo	0.02
141	Aree verdi urbane	0.035	1112	Tessuto urbano discontinuo	0.03
143	Aree verdi urbane	0.035	1121	Tessuto urbano discontinuo denso con uso misto (Sup. Art. 50%-80%)	0.03
211	Seminitavi in aree non irrigue	0.06	1122	Tessuto urbano discontinuo medio, principalmente residenziale (Sup. Art. 30%-50%)	0.035
221	Vigneti	0.06	1123	Aree portuali	0.02
222	Frutteti e frutti minori	0.06	1211	Aree industriali o commerciali	0.03
223	Oliveti	0.06	1212	Aree destinate ad attività commerciali	0.04
231	Prati stabili	0.1	1221	Reti stradali e ferroviarie e spazi accessori	0.02
242	Sistemi colturali e particellari permanenti	0.08	1222	Rete stradale secondaria con territori associati	0.02
243	Aree prev. occup. da colture agrarie, con spazi nat.	0.06	1322	Discariche	0.05
311	Boschi di latifoglie	0.2	1332	Aree in costruzione	0.03
321	Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	0.04	1421	Aree ricreative e sportive	0.04
322	Brughiere e cespuglieti	0.06	1422	Aree sportive e ricreative	0.04
324	Aree a vegetazione boschiva e arbustiva in evoluzione	0.06	2111	Seminitavi in aree non irrigue	0.04
333	Aree con vegetazione rada	0.04	2121	Seminitavi in aree irrigue	0.04
334	Aree bruciate	0.04	3241	Aree a vegetazione boschiva e arbustiva in evoluzione	0.05
411	Paludi	0.05	5111	Fiumi, torrenti e fossi	0.03
421	Paludi	0.05	5121	Bacini d'acqua	0.03
511	Corsi d'acqua, canali e idrovie	0.03	5123	Bacini con prevalente destinazione idrica	0.03
512	Bacini d'acqua	0.03			

Figura 27 - Coefficienti di scabrezza associati all'uso del suolo. Tabella estratta dallo studio Nardi.

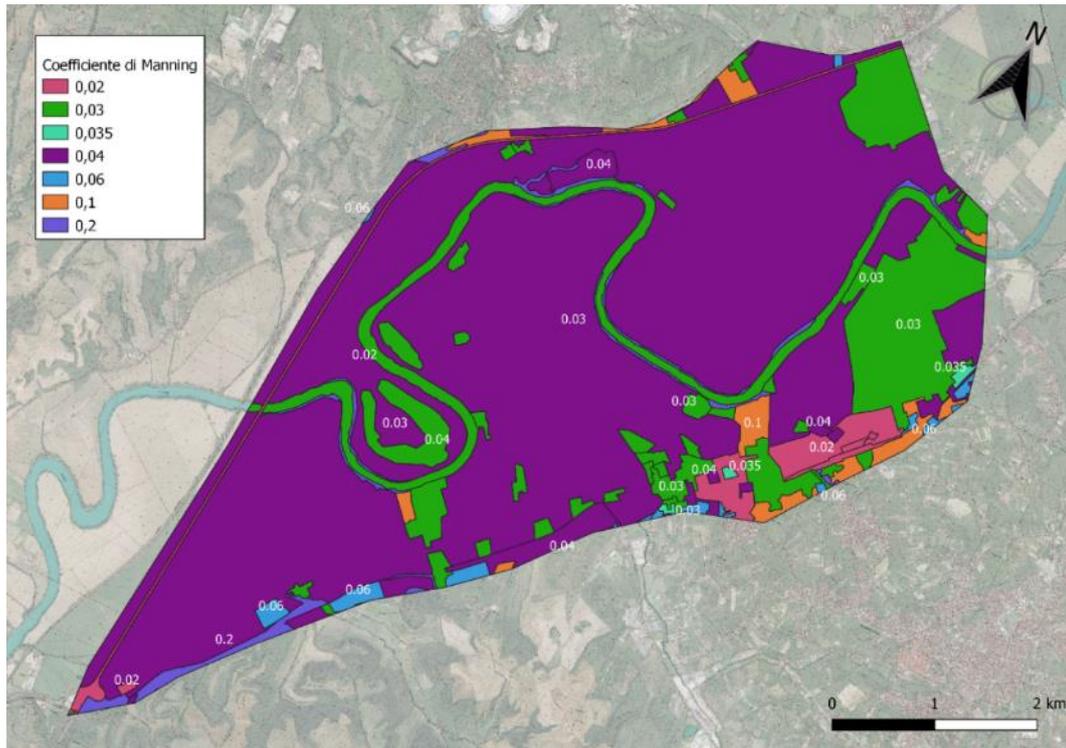


Figura 28 - Mappa delle scabrezze di Manning dell'area in esame

## 7.4 IDROGRAMMI DI PROGETTO

### 7.4.1 FOSSO PANTANELLA E FOSSO VENTAGLIO

Ai fini della modellazione, sono stati considerati gli idrogrammi corrispondenti ai tempi di ritorno di 50, 100 e 200 anni. L'idrogramma a tempo di ritorno 10 anni viene utilizzato per alcune considerazioni sulla cantierizzazione, in paragrafo dedicato. Rispetto agli idrogrammi di piena ottenuti dall'idrologia, sono stati considerati quelli che massimizzano i picchi di portata. Tali idrogrammi, per entrambi i bacini e per ogni tempo di ritorno analizzato, corrispondono a quelli aventi una durata di precipitazione pari a 3 ore. Per questo motivo, considerando inoltre che i bacini sono geograficamente adiacenti, è ragionevole pensare che le piene dei due fossi possano essere generate dallo stesso evento di pioggia, e che siano dunque concomitanti. In fase di modellazione, dunque, verrà mantenuta tale concomitanza.

È doverosa, tuttavia, una precisazione. Come illustrato in paragrafo precedente, il fosso Ventaglio interseca il rilevato stradale con due canali distinti. Data l'interferenza del tessuto urbano a monte, è difficilmente stimabile la percentuale della portata ottenuta dallo studio idrologico che defluisce in ciascun canale. Ai fini della modellazione si è optato dunque per una stima in favore di sicurezza, assegnando per ciascun canale il 70% di tali portate. In questo modo si sovrastima la portata totale transitante, aumentando di conseguenza i volumi di piena in gioco.

Di seguito si illustrano gli idrogrammi di progetto. Gli idrogrammi ottenuti dalla modellazione idrologica sono stati modificati per gli scopi della modellazione. In particolare, si è aggiunta una portata di base iniziale minima per una durata di 5 ore in modo da permettere la messa a regime anche dell'intero modello bidimensionale.

Come già anticipato, per le verifiche idrauliche è stato preso come riferimento l'idrogramma di piena duecentennale.

Relazione idraulica sottobacini

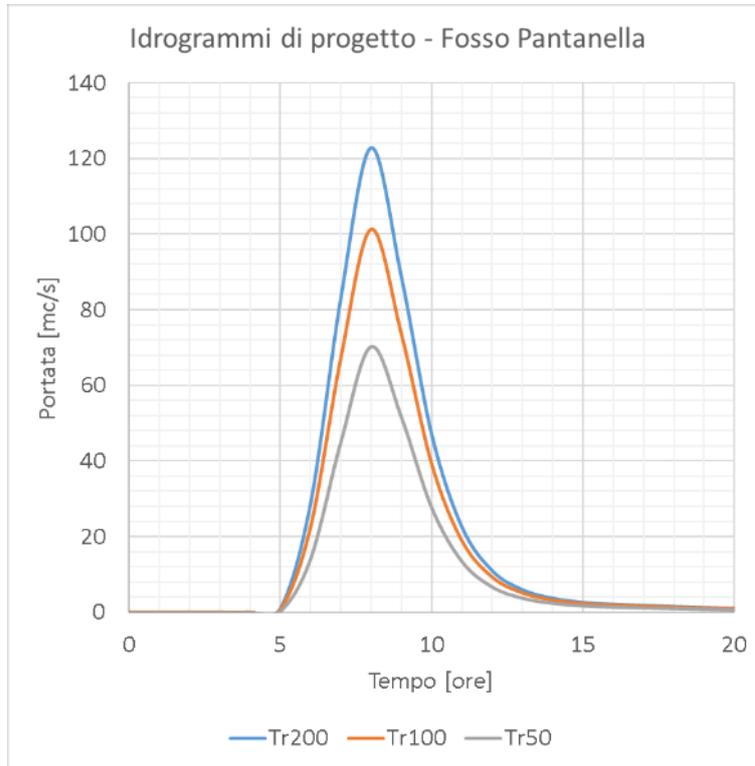


Figura 29 - idrogrammi di progetto per il fosso Pantanella

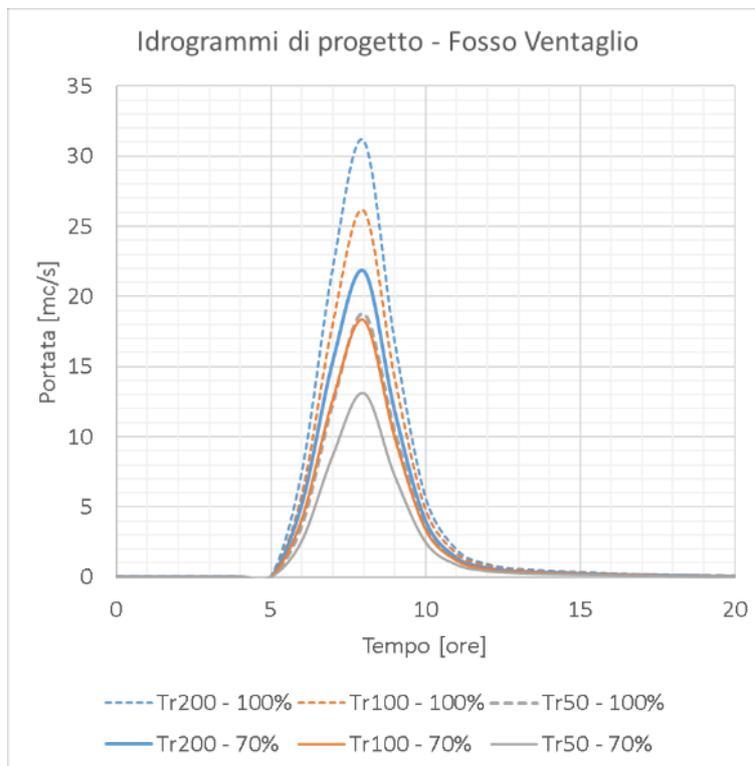


Figura 30 - idrogrammi di progetto per il fosso Ventaglio

Relazione idraulica sottobacini

Tr [anni]	Pantanella	Ventaglio	
	Q <sub>picco</sub> [mc/s]	Q <sub>picco</sub> (100%) [mc/s]	Q <sub>picco</sub> (70%) [mc/s]
50	70.20	18.77	13.14
100	101.18	26.13	18.29
200	122.87	31.14	21.80

Tabella 2 - Valore di portata di picco di progetto

#### 7.4.2 TEVERE

Ai fini del presente studio, è stata simulata l'interazione delle piene dei fossi Pantanella e Ventaglio con quella del Tevere, per cogliere lo scenario di progetto più cautelativo. Tuttavia, considerato che il bacino del Tevere e quello dei fossi Pantanella e Ventaglio sono caratterizzati da tempi di corrivazione molto diversi, è logico pensare che un elevato tempo di ritorno per i fossi non corrisponde ad un elevato tempo di ritorno per il Tevere. Se considerassimo ad esempio un evento con tempo di ritorno 200 anni sia per il Tevere, sia per i sottobacini, si otterrebbe una combinazione di eventi con un tempo di ritorno notevolmente maggiore e difficilmente stimabile. Tale evento risulterebbe quindi decisamente sovradimensionante rispetto alle attuali metodologie ed indicazioni per una corretta progettazione. Per questo motivo sono stati estratti ulteriori valori di portata del Tevere, per tempi di ritorno inferiori, a partire da una analisi statistica basata sui valori indicati nello studio Nardi, unici valori di riferimento ufficiali a disposizione della scrivente.

Di seguito si riportano i valori di portata di picco associati ad ogni tempo di ritorno a disposizione.

Tr [anni]	Q <sub>picco</sub> [mc/s]
100	2689
200	3291
500	4010

Tabella 3 - Valore di portata di picco ricavati da studio Nardi per ogni tempo di ritorno

A partire da questi valori, sono stati ricavati valori di portata di picco per tempi di ritorno di 10, 20, 30 e 50 anni facendo riferimento alla distribuzione di Gumbel.

Essendo per la legge di Gumbel:

$$y = -\ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{Tr} \right) \right]$$

$$Q(Tr) = u + \alpha \cdot y = u - \alpha \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{Tr} \right) \right]$$

avendo le coppie di valori

Tr(100); Q(100)

Tr(200); Q(200)

Tr(500); Q(500)

si possono determinare i valori dei parametri  $u$  e  $\alpha$  della distribuzione, con cui è possibile ricalcolare la portata per i tempi di ritorno voluti.

Di seguito i risultati ottenuti. Il calcolo è stato eseguito incrociando le coppie di valori aventi tempi di ritorno differenti: 100-200 anni, 100-500 anni e 200-500 anni.

Relazione idraulica sottobacini

		Tempi di ritorno considerati		
		100-200	100-500	200-500
Q <sub>picco</sub> [mc/s]	Tr=10 anni	655.59	765.14	905.20
	Tr=20 anni	1278.50	1354.49	1469.11
	Tr=30 anni	1636.85	1693.53	1793.52
	Tr=50 anni	2084.80	2117.35	2199.04

Tabella 4 - Valore di portata di picco ottenuti per ogni tempo di ritorno (10, 20, 30, 50) a partire da analisi statistica

Si noti che ricavando i parametri della distribuzione di Gumbel incrociando a sistema i valori di portata associati a tempi di ritorno di 200 e 500 anni, si ottengono i valori di portata maggiori e quindi cautelativi (evidenziati in verde in tabella) rispetto alle altre combinazioni considerate.

A partire dal valore di picco ottenuto, si sono determinati i rispettivi idrogrammi, mantenendo lo stesso andamento degli idrogrammi di Nardi.

Gli idrogrammi di piena ottenuti sono poi stati modificati in modo tale da sincronizzare la piena del Tevere con quella dei bacini secondari, dopo una durata di 8 ore dall'inizio della simulazione. Di seguito il grafico degli idrogrammi di progetto, della medesima durata totale di quelli dei bacini secondari.

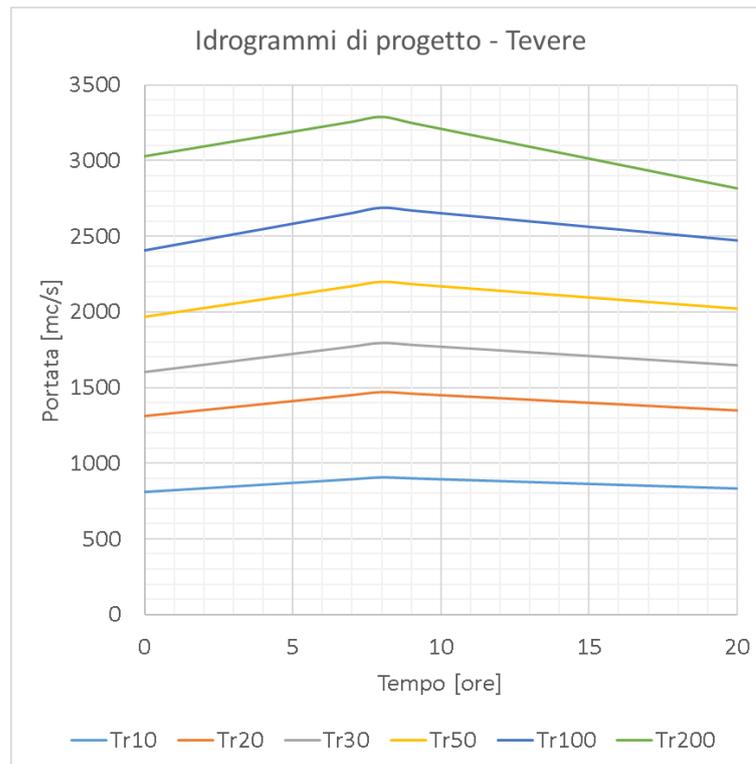


Figura 31 - idrogrammi di progetto per il Tevere, per i differenti tempi di ritorno

Lo scenario che si viene a creare risulta altamente cautelativo, in quanto mira a massimizzare e sincronizzare piene di bacini aventi caratteristiche morfometriche ed idrologiche completamente differenti. In questo modo, però, si è certi di agire in favore di sicurezza.

## 7.5 SCENARI DI MODELLAZIONE

Sono stati modellati differenti scenari, sulla base degli scopi perseguiti dal presente studio.

- Scenario 1 (Post-opera): alluvione concomitante dei soli fossi Pantanella e Ventaglio. Il Tevere è simulato con tempo di ritorno di 10 anni, per il quale l'intera portata fluisce esclusivamente in alveo senza esondazioni;
- Scenario 1 (Ante-opera): alluvione concomitante dei soli fossi Pantanella e Ventaglio con tempo di ritorno fissato a 200 anni. Il Tevere è simulato con tempo di ritorno di 10 anni, per il quale l'intera portata fluisce esclusivamente in alveo senza esondazioni;
- Scenario 2 (Post-opera): alluvione concomitante dei fossi Pantanella e Ventaglio con tempo di ritorno fissato a 200 e in concomitanza con alluvione del Tevere, simulato con tempo di ritorno pari a 20 anni. In questo caso si ha esondazione del Tevere;
- Scenario 2 (Ante-opera): come lo scenario 2 in configurazione post-opera

Si noti che gli scenari in condizioni ante-opera sono stati simulati solo nella situazione più gravosa ( $T_r=200$  anni) allo scopo di verificare la poca variazione dell'alluvione fra tale situazione e quella post-opera. Alla luce di quanto dichiarato ci si è concentrati principalmente sul verificare che le portate e gli allagamenti prodotti internamente al rilevato, ovvero lato Monterotondo, potessero defluire attraverso gli scatolari. Oltre a ciò, è stato necessario verificare il franco idraulico di sicurezza rispetto alla realizzazione del nuovo viadotto.

## 7.6 CONDIZIONI AL CONTORNO PER IL MODELLO MONODIMENSIONALE

Come anticipato precedentemente, i fossi modellati monodimensionalmente sono associati a tratti fluviali, che rappresentano i canali secondo un numero finito di sezioni, delimitati a monte e a valle da nodi di calcolo. In tali nodi è possibile definire le condizioni di input e di output del modello. Ai fini del presente studio si è impostato, per ogni fosso:

- nodo di monte: idrogramma di progetto, così come definito dalla relazione idrologica;
- nodo di valle: il nodo rappresenta il punto di "scarico" delle portate che defluiscono nel fosso. Per tale nodo si è dunque associato una condizione di "Outfall 2D", che permette lo scambio di massa tra modello 1D e modello 2D. Le portate che transitano nell'ultima sezione definita per il tratto fluviale defluiscono quindi nel modello 2D (nel presente caso nell'alveo del Tevere).

Le sponde del modello 1D sono collegate al dominio 2D e permettono lo scambio di massa.

## 7.7 CONDIZIONI AL CONTORNO DEL DOMINIO DI CALCOLO BIDIMENSIONALE

In generale, il dominio di calcolo è esteso ai lati fino a comprendere dei vincoli geometrici che non permettono alla piena di uscire dal dominio di calcolo (es. rilevato ferroviario, rilevato A1, colline), i bordi esterni dell'intera area di calcolo sono stati impostati in modo tale che sia permesso il deflusso dell'acqua al di fuori del dominio in condizione di moto uniforme. Quest'ultima condizione, tuttavia, risulta pressoché superflua, in quanto il dominio è appunto delimitato prevalentemente da rilevati che confinano geometricamente il moto all'interno degli stessi.

Le condizioni di monte e di valle del dominio impostate nelle naturali sezioni di ingresso ed uscita delle portate dal dominio di calcolo, coincidono rispettivamente con il ponte del Grillo e con il ponte dell'A1 (carreggiata di monte).

In tali sezioni sono stati definiti:

- a monte, in corrispondenza del ponte del Grillo, l'immissione di portata (idrogramma di progetto o portata costante);
- a valle, in corrispondenza del ponte dell'A1, la scala di deflusso delle portate.

Gli idrogrammi di progetto, validi come condizione di monte, sono stati illustrati nel paragrafo precedente.

In merito alla condizione di valle, invece, la scala di deflusso utilizzata è estratta dalla relazione idraulica del progetto della cassa di espansione, precedentemente citato, e di seguito riportata.

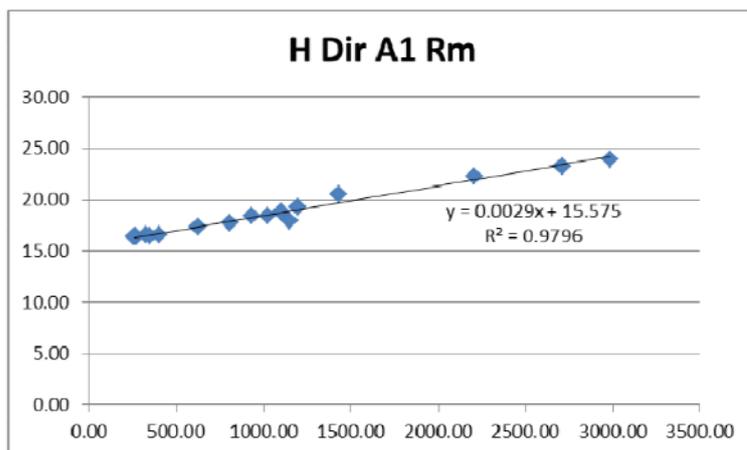


Figura 32 - Scala di deflusso per la sezione in corrispondenza del ponte dell'A1, estratta dal progetto della cassa di espansione

Come riportato nella relazione idraulica del progetto della cassa di espansione, tale scala di deflusso è stata ricostruita *“in base a misure dirette effettuate durante i diversi rilievi batimetrici dell'alveo ed ai valori di portata e livello forniti dal citato studio del prof. Nardi [ovvero il medesimo studio preso come riferimento nel presente progetto, ndr]. La funzione di migliore adattamento dei predetti valori è risultata essere quella lineare, come visualizzato sul grafico rappresentativo della perequazione livelli - portate.”*

Come verrà specificato anche nel paragrafo successivo inerente alla calibrazione del modello, tale condizione al contorno è necessaria per l'influenza da valle dello sbarramento presente in corrispondenza di Castel Giubileo (posto circa 12 km a valle del ponte dell'A1), che determina importanti fenomeni di rigurgito percepibili fino al dominio di calcolo.

## 7.8 CALIBRAZIONE E VALIDAZIONE DEL MODELLO BIDIMENSIONALE

Il modello bidimensionale è stato calibrato e validato sulla base dei risultati dello studio Nardi. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione sul modello bidimensionale del Tevere, nel quale si è fatto riferimento agli idrogrammi di piena completi e non solo nell'intorno del picco. La modellazione 1D dei fossi è invece stata validata attraverso delle verifiche speditive in moto uniforme.

## 7.9 SIMULAZIONI E VERIFICHE

Nel presente paragrafo si illustrano i risultati delle simulazioni e le verifiche idrauliche effettuate. Si riportano quindi i risultati delle simulazioni numeriche effettuate prima per lo scenario 1, mostrando l'andamento temporale della piena corrispondente, e poi per lo scenario 2. Infine si riepilogheranno gli esiti della modellazione, evidenziando le simulazioni che hanno portato ad un risultato più cautelativo e dunque

utilizzate per le verifiche idrauliche necessarie. Per entrambi gli scenari sono state effettuate le modellazioni in condizioni Ante e Post Operam.

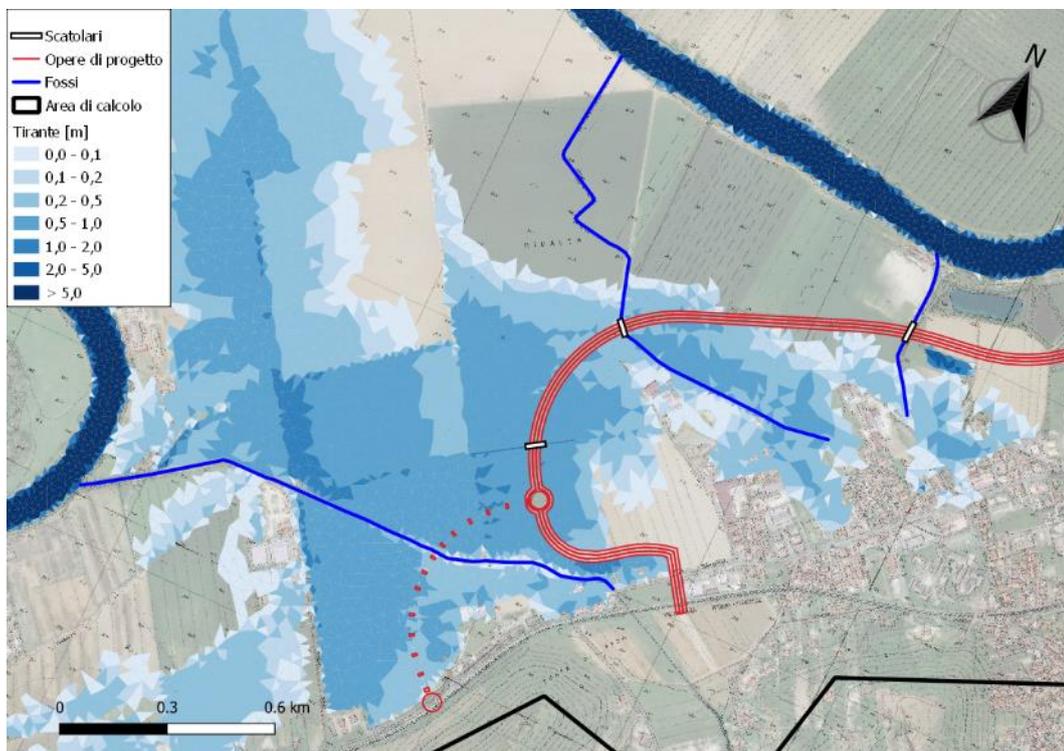
### 7.9.1 SIMULAZIONI SCENARIO 1 – CONFIGURAZIONE POST-OPERA

Di seguito si riportano i risultati delle simulazioni della piena concomitante dei fossi Pantanella e Ventaglio, senza l'interferenza con la piena del fiume Tevere.

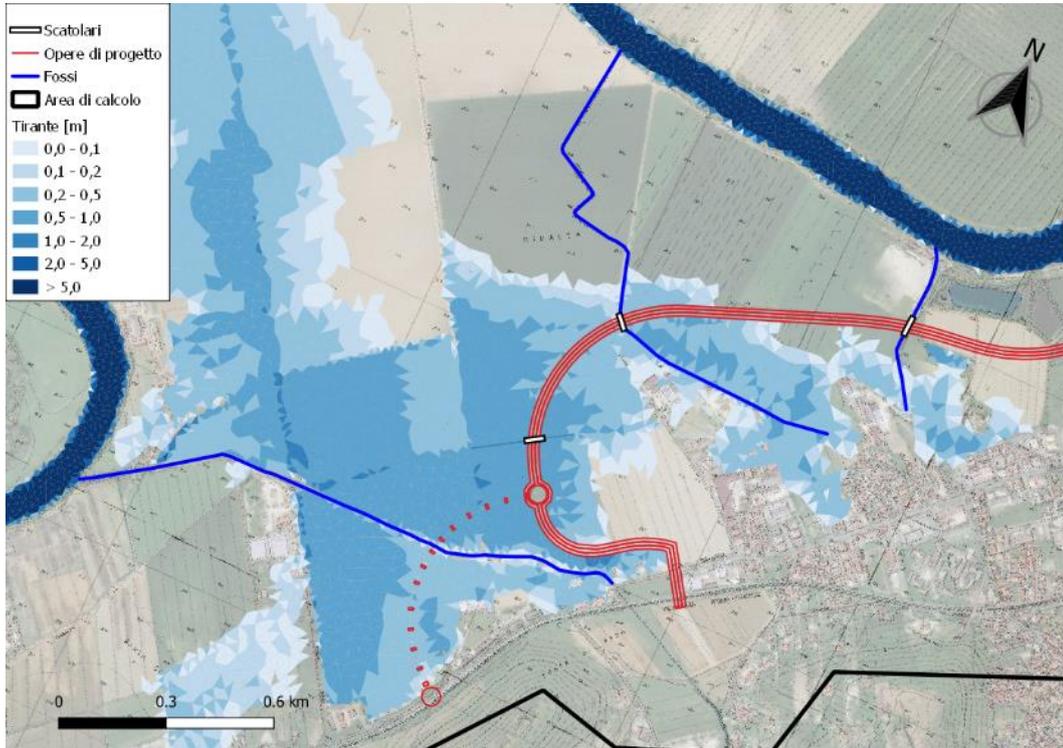
Dapprima si vuole mostrare graficamente l'estensione dell'alluvione ed i tiranti massimi raggiunti per i tempi di ritorno di 200, 100 e 50 anni. I tiranti massimi raggiunti internamente al rilevato, nelle aree di allagamento, sono dell'ordine di 1m per piena duecentennale.

Come secondo aspetto si mostra l'evoluzione temporale della piena a tempo di ritorno 200 anni. Per il Tevere è stata considerata una piena con tempo di ritorno pari a 10 anni, che non esonda e quindi non interagisce con le piene dei fossi considerati.

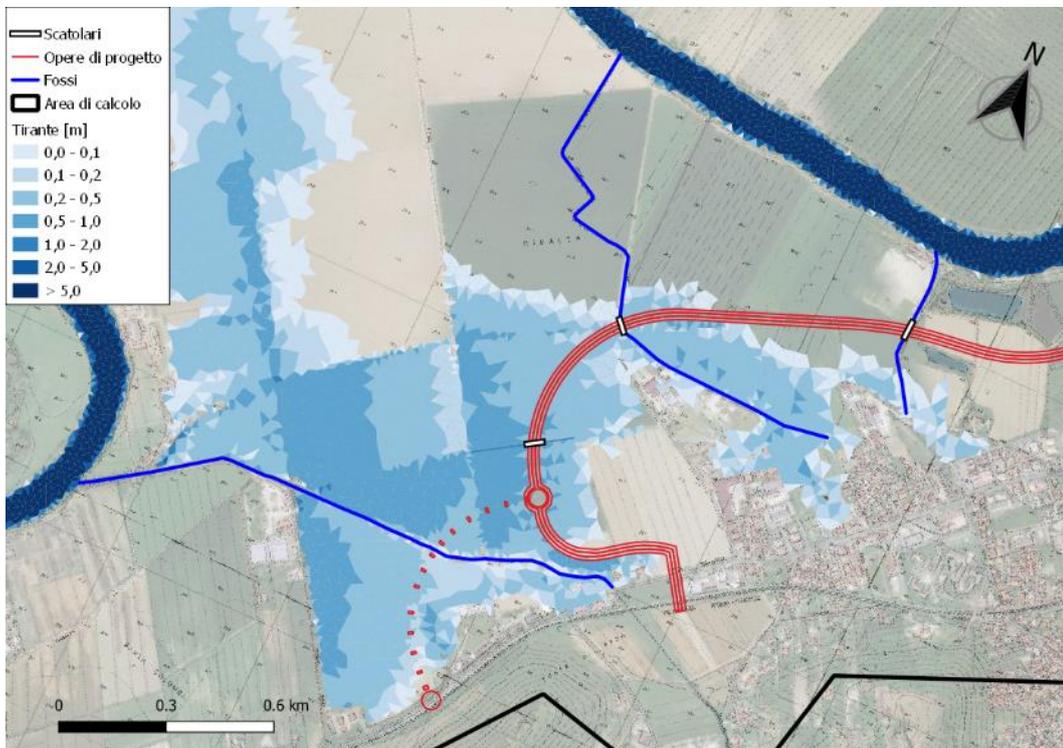
#### 7.9.1.1 Tempo di ritorno: 200 anni



7.9.1.2 Tempo di ritorno: 100 anni



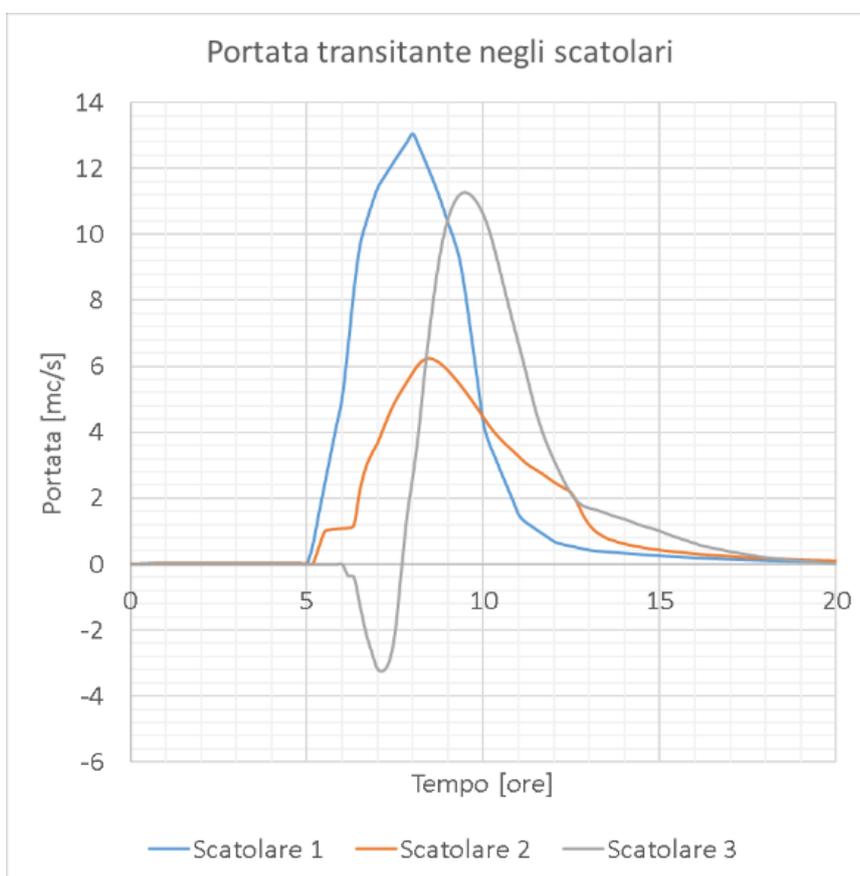
7.9.1.3 Tempo di ritorno: 50 anni



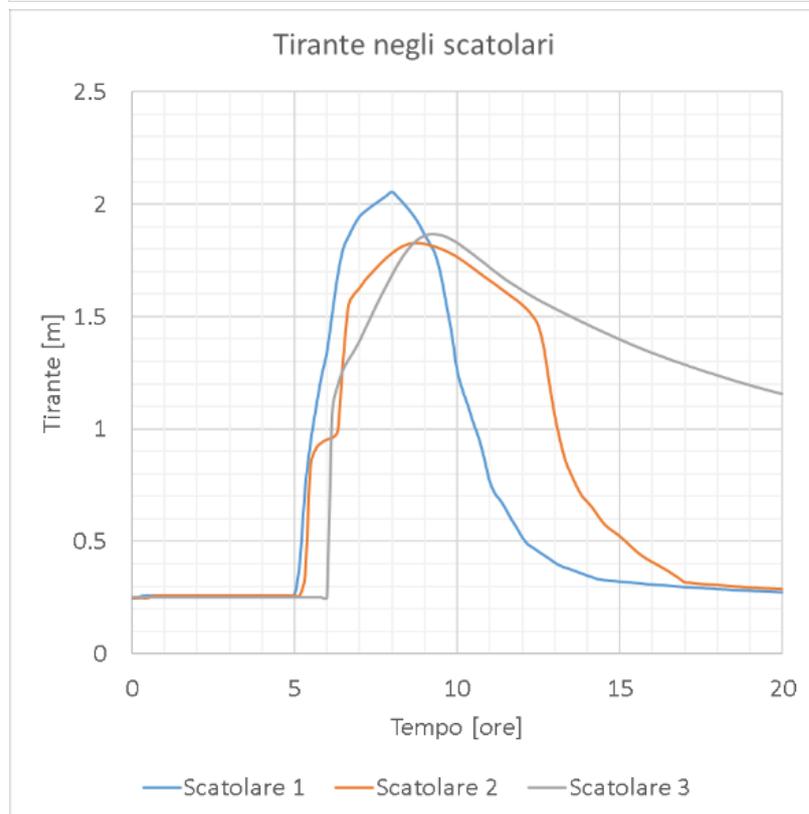
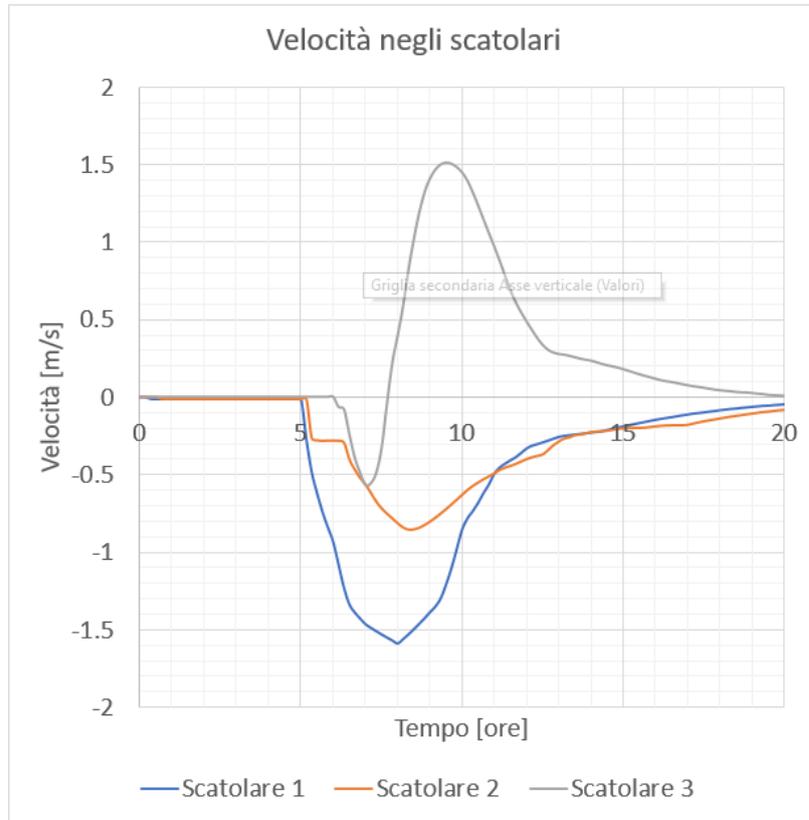
#### 7.9.1.4 Evoluzione temporale dell'evento (Tr=200 anni)

Nel presente paragrafo si riporta una serie di grafici ed immagini per illustrare l'evoluzione del fenomeno alluvionale nel tempo. Si riportano dunque delle schermate in ambiente Infoworks per l'evento generato dall'idrogramma di progetto con tempo di ritorno 200 anni. La tracimazione inizia poco dopo le 5 ore di simulazione, mentre i tiranti massimi all'interno del rilevato, pari a circa 1m, vengono raggiunti per un tempo pari a circa 9 ore. Dopo 18 ore di simulazione l'acqua è completamente defluita dall'interno del rilevato verso il Tevere. Si sottolinea che la modellazione non considera, a favore di sicurezza, alcun effetto di infiltrazione nel terreno, che potrebbe risultare importante soprattutto nelle fasi iniziali e finali della piena.

Si riportano, inoltre, i grafici dell'andamento temporale delle portate transittanti dagli scatoari (portata positiva uscente dal rilevato, verso il Tevere), delle velocità massime e dei tiranti. Da quest'ultimo grafico, si nota come il tirante massimo interno agli scatoari sia poco superiore ai 2 metri, pari ad un grado di riempimento degli stessi del 37%.



Relazione idraulica sottobacini



Relazione idraulica sottobacini

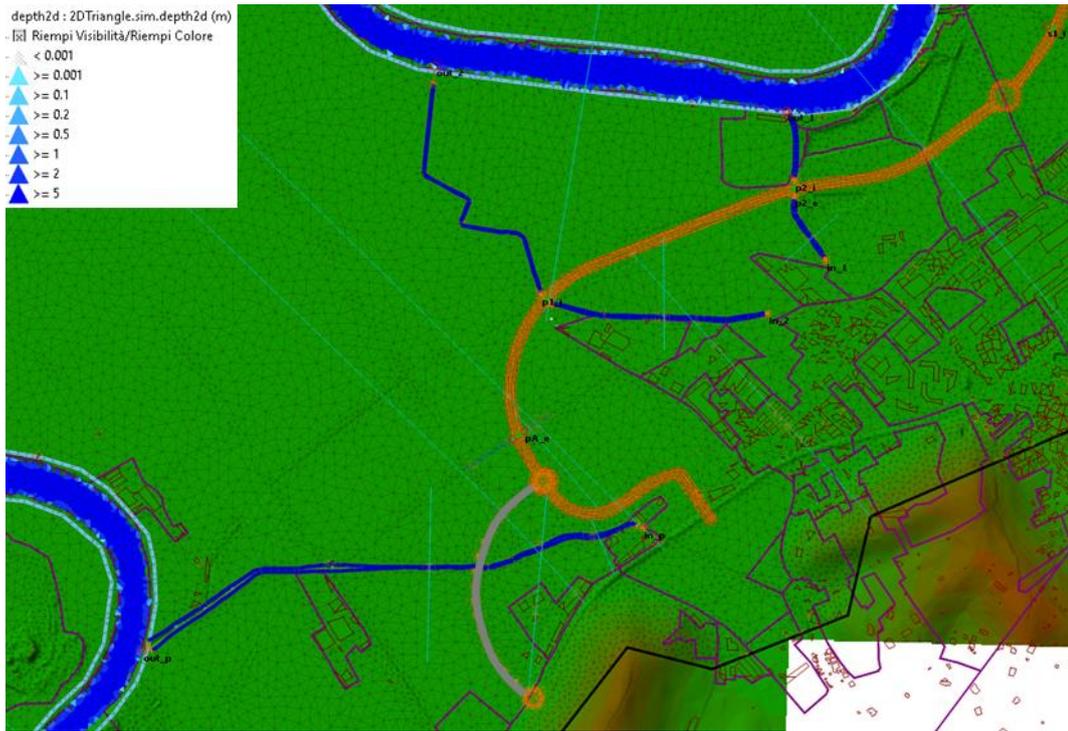


Figura 33 – t=5 ore

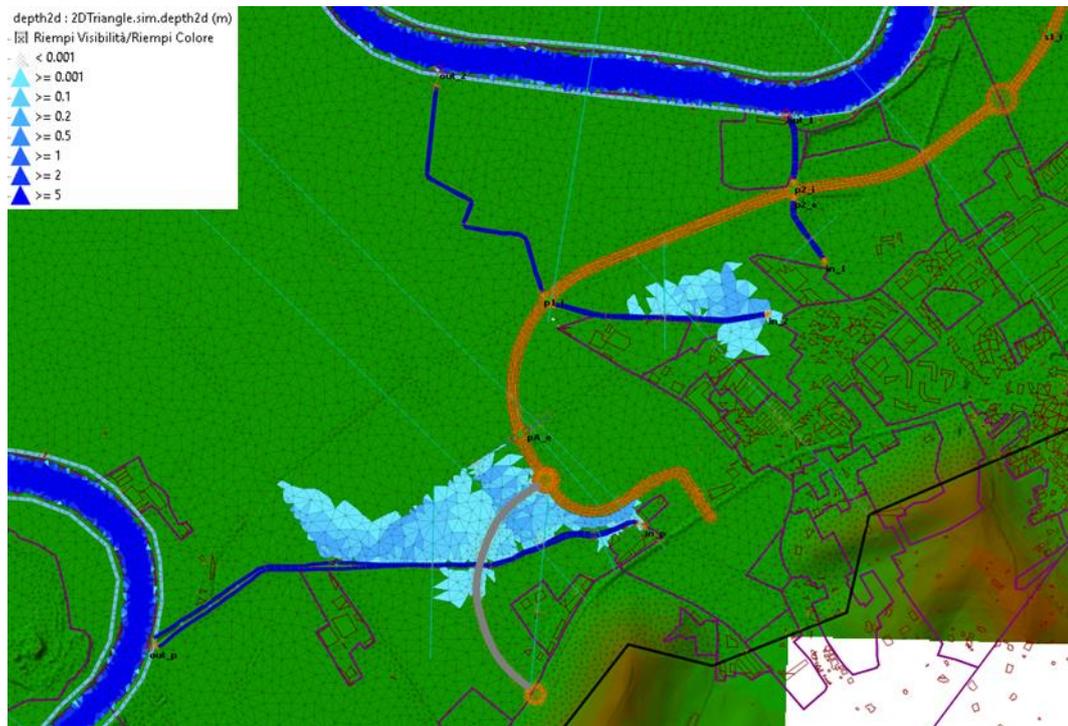


Figura 34 – t=6 ore

Relazione idraulica sottobacini

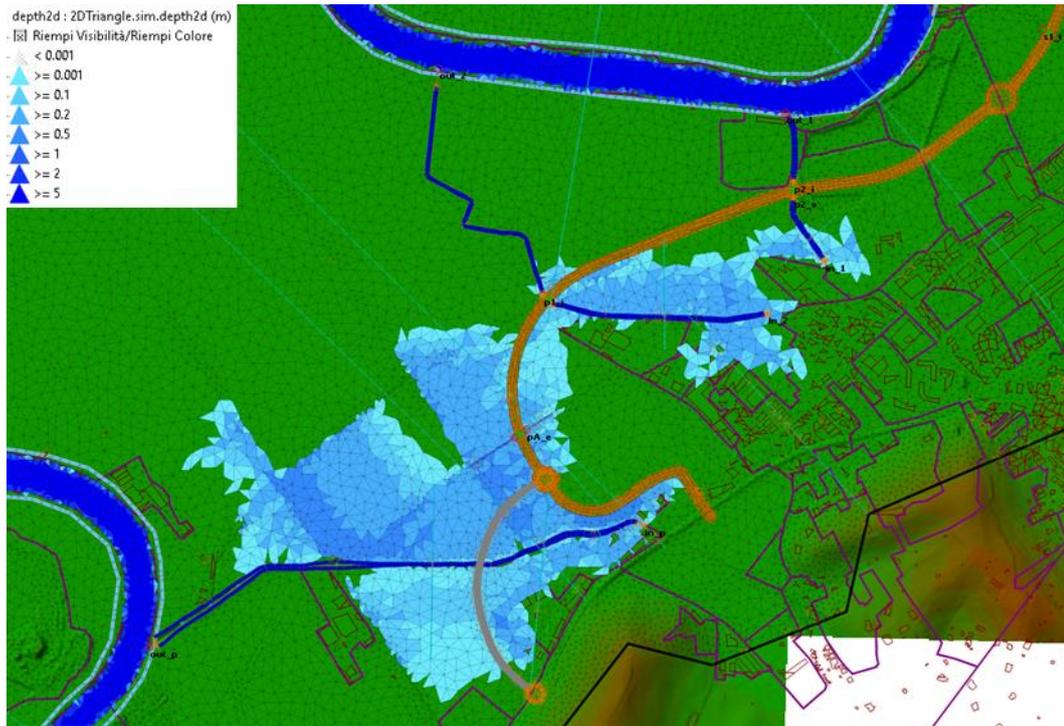


Figura 35 – t=7 ore

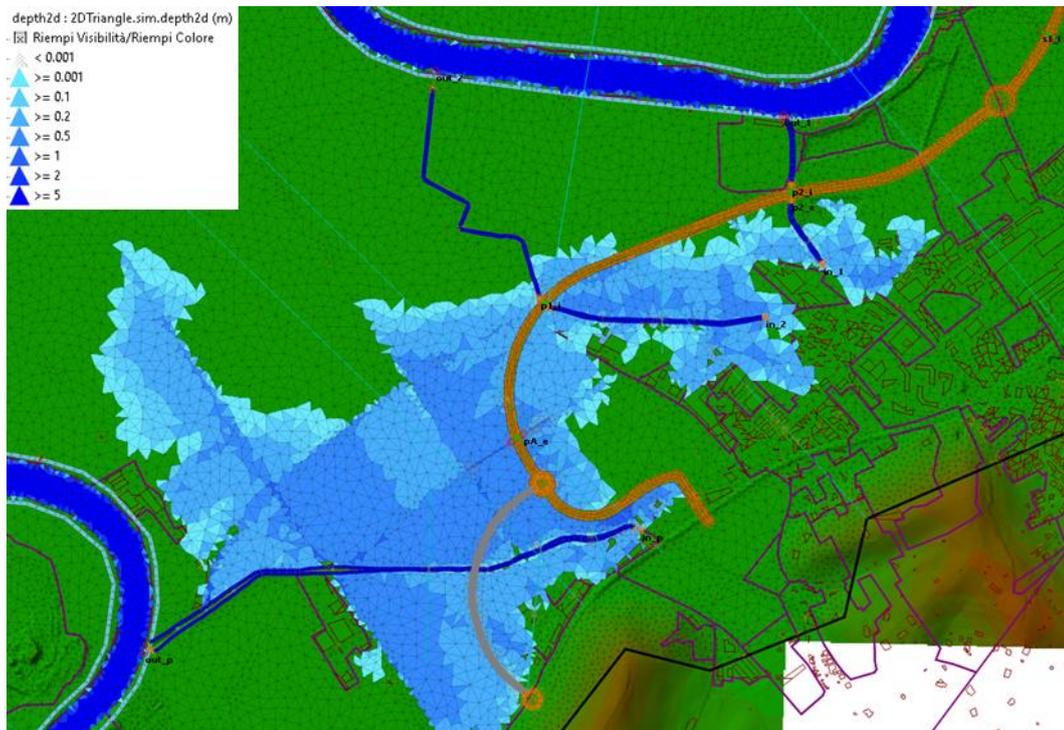


Figura 36 – t=8 ore

Relazione idraulica sottobacini

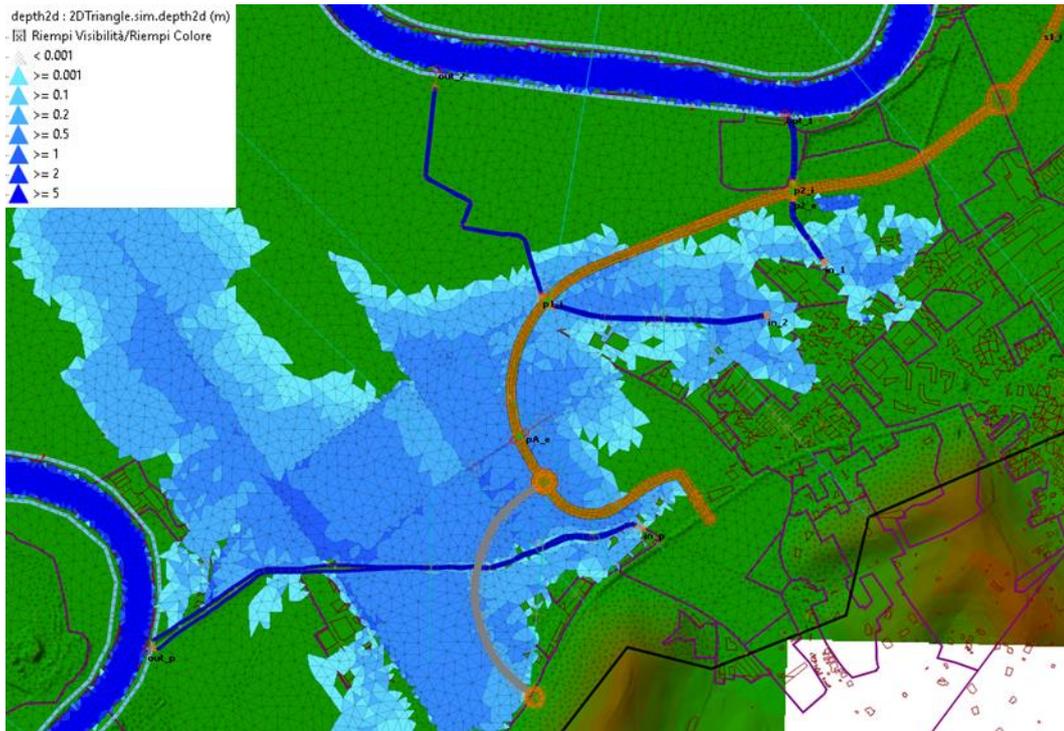


Figura 37 – t=9 ore

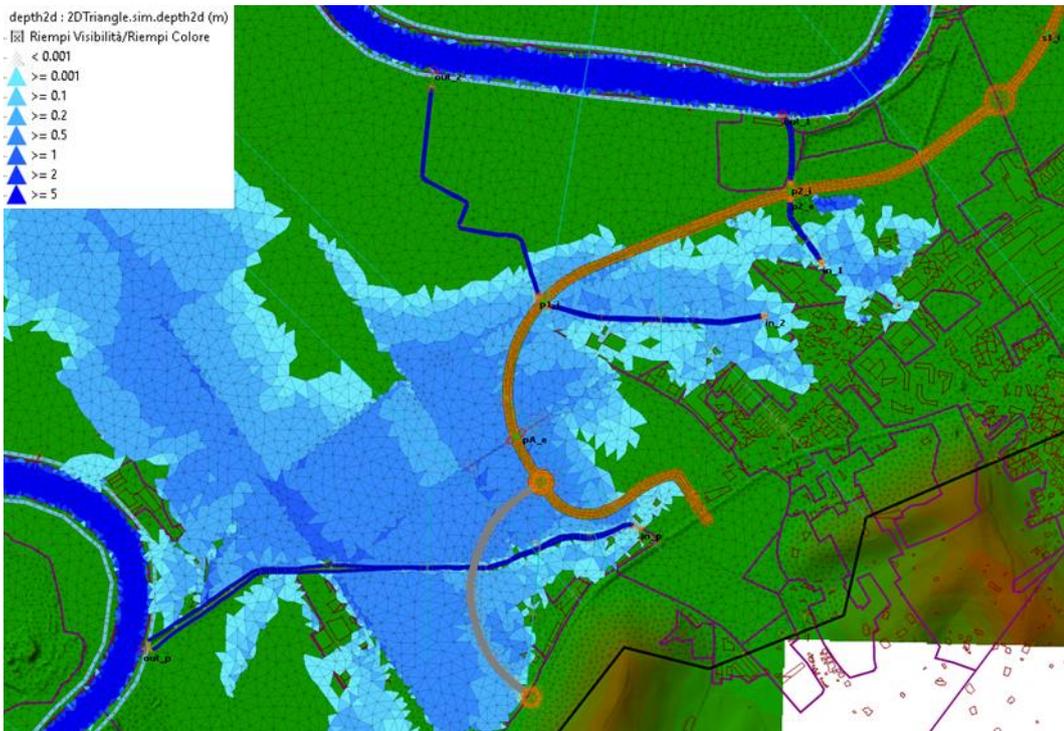


Figura 38 – t=10 ore

Relazione idraulica sottobacini

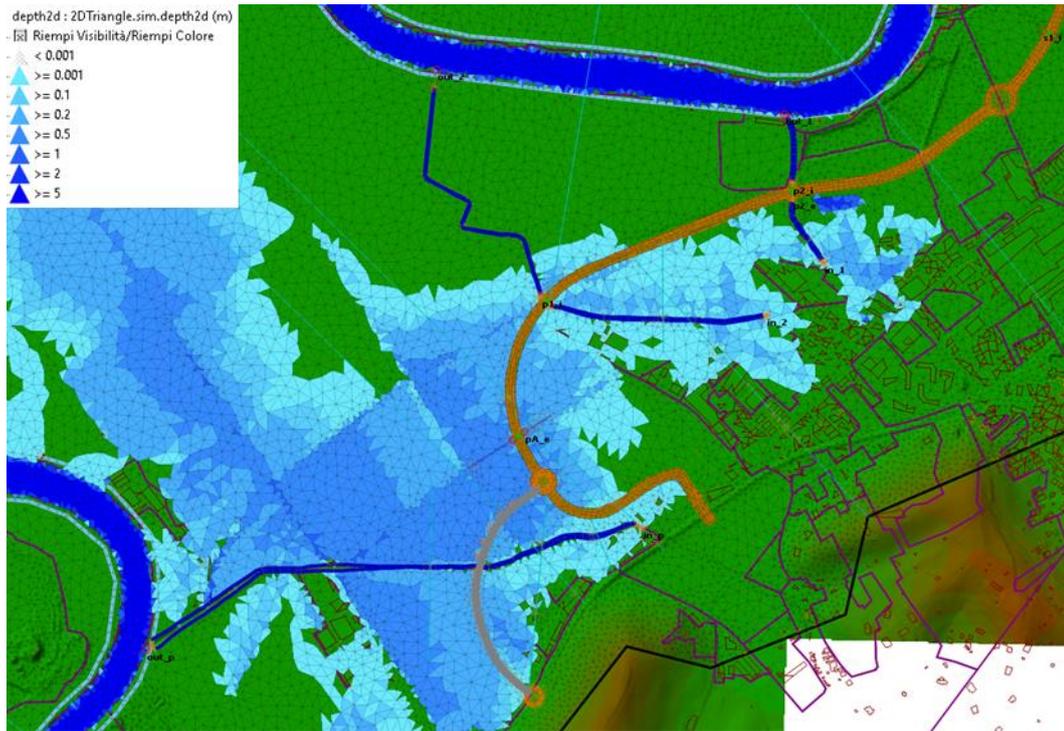


Figura 39 – t=12 ore

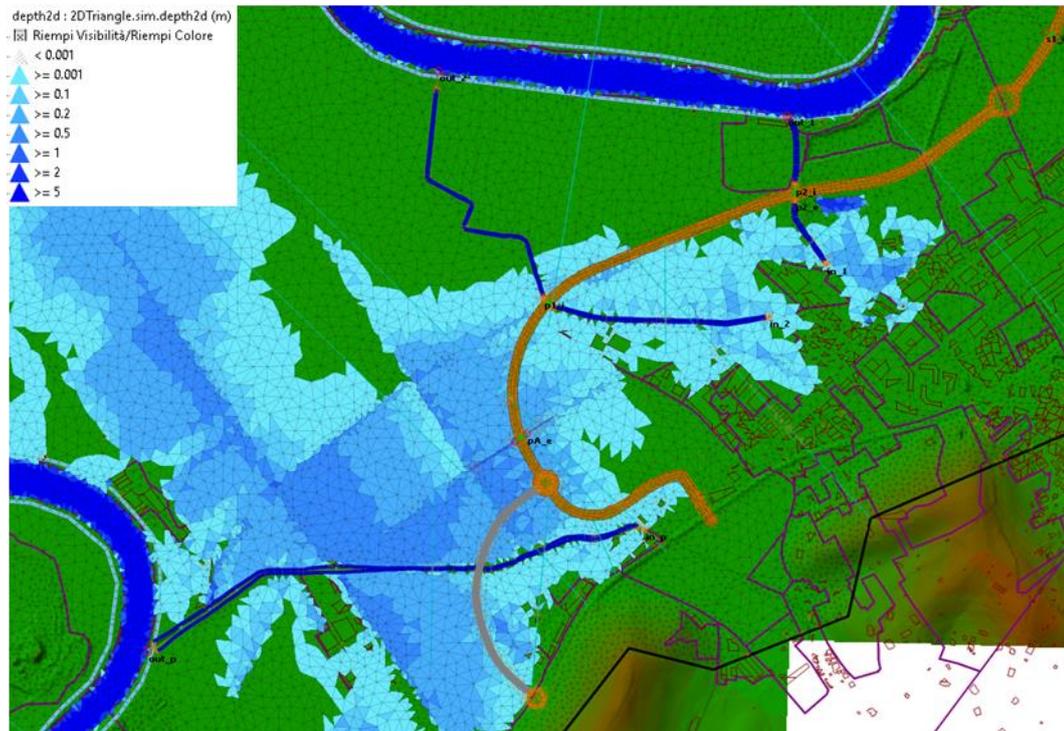


Figura 40 – t=14 ore

Relazione idraulica sottobacini

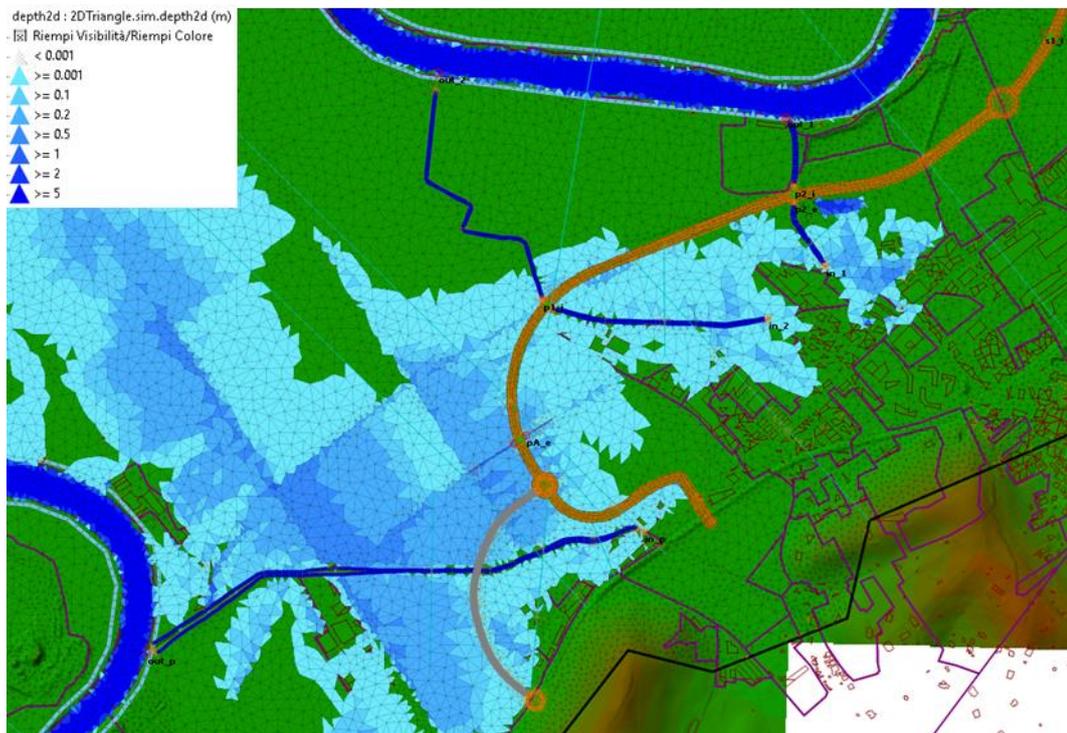


Figura 41 – t=16 ore

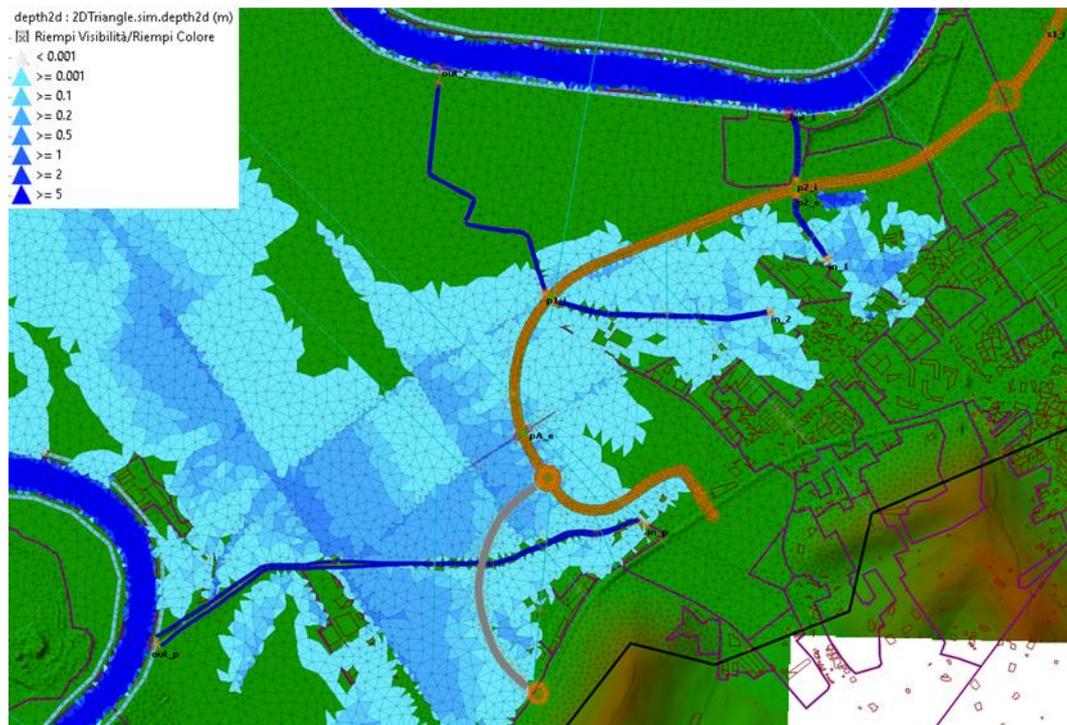
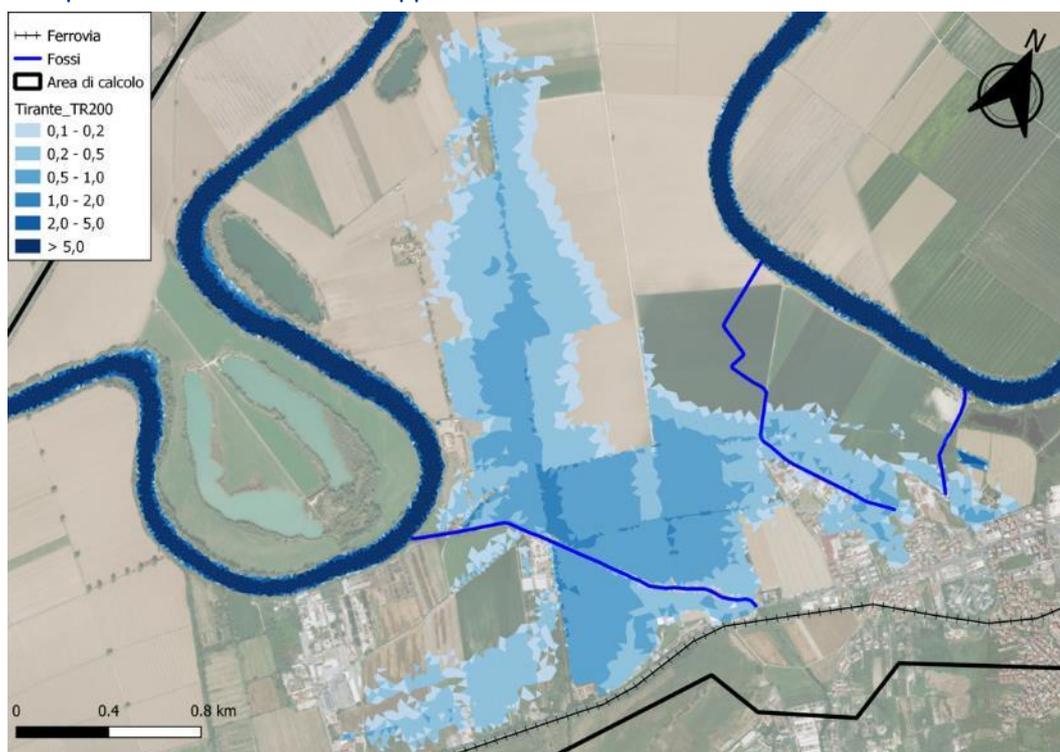


Figura 42 – t=18 ore

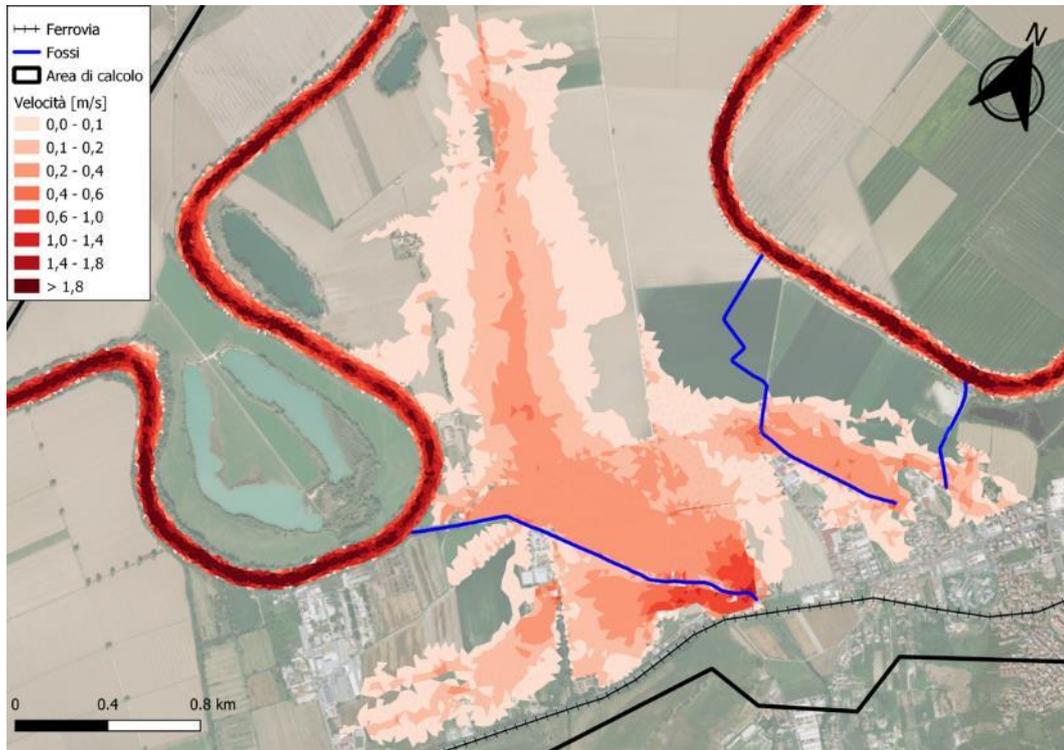
## 7.9.2 SIMULAZIONI SCENARIO 1 – CONFIGURAZIONE ANTE-OPERA

Al fine di verificare la trascurabile influenza che ha il nuovo viadotto sullo sviluppo dell'alluvione nella zona dei due fossi affluenti al Tevere, si riportano i risultati della simulazione fatta in configurazione ante-opera. Nello specifico è stata condotta la simulazione nello scenario idrologicamente più sfavorevole, ovvero per l'evento di pioggia con tempo di ritorno pari a 200 anni

### 7.9.2.1 Tempo di ritorno: 200 anni – Mappatura dei massimi tiranti



### 7.9.2.2 Tempo di ritorno: 200 anni – Mappatura delle velocità massime



### 7.9.2.3 Evoluzione temporale dell'evento (Tr=200 anni)

Nel presente paragrafo si riporta una serie di immagini per illustrare l'evoluzione del fenomeno alluvionale nel tempo. Si riportano dunque delle schermate in ambiente Infoworks per l'evento generato dall'idrogramma di progetto a tempo di ritorno 200 anni. La tracimazione inizia poco dopo le 5 ore di simulazione, mentre i tiranti massimi all'interno del rilevato, dell'ordine di 1m, vengono raggiunti per un tempo pari a circa 9 ore. Dopo 18 ore di simulazione l'acqua è completamente defluita dall'interno del rilevato verso il Tevere. Si sottolinea che la modellazione non considera, a favore di sicurezza, alcun effetto di infiltrazione nel terreno, che potrebbe risultare importante nelle fasi finali della piena.

Relazione idraulica sottobacini



Figura 43 – t=5 ore

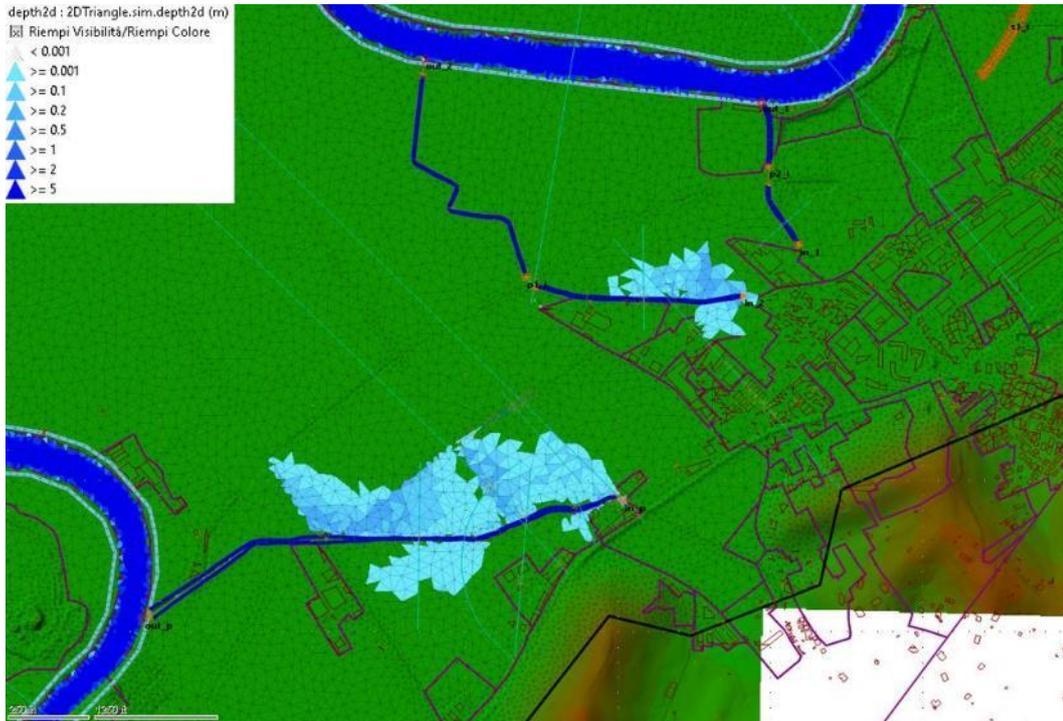


Figura 44 – t=6 ore

Relazione idraulica sottobacini

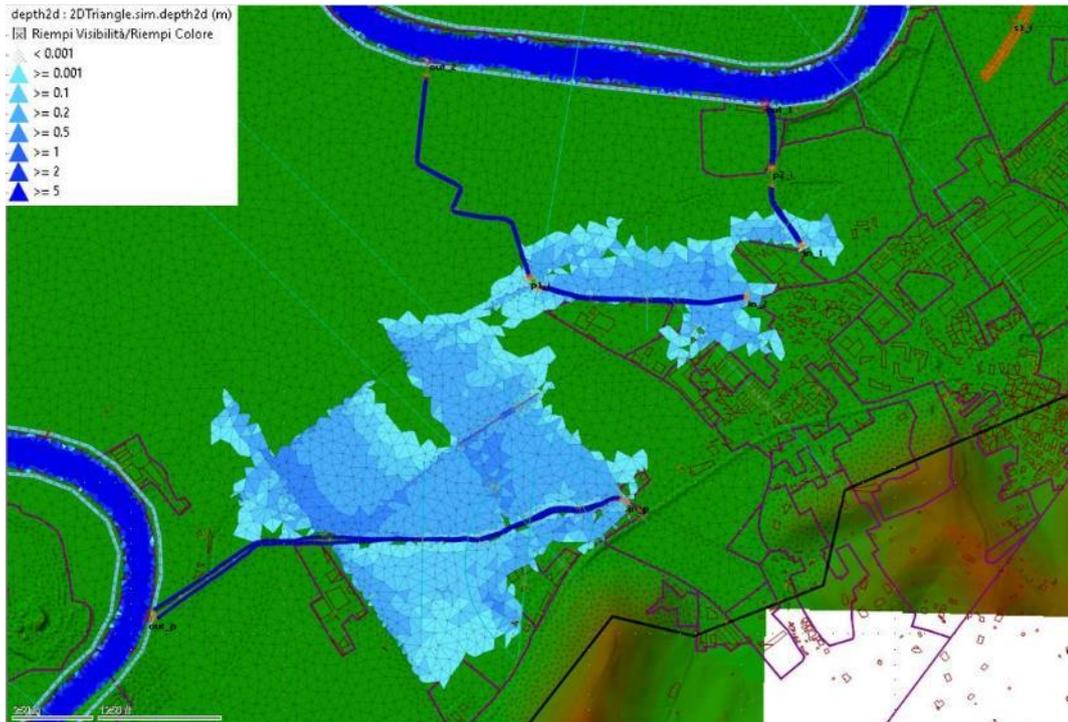


Figura 45 – t=7 ore

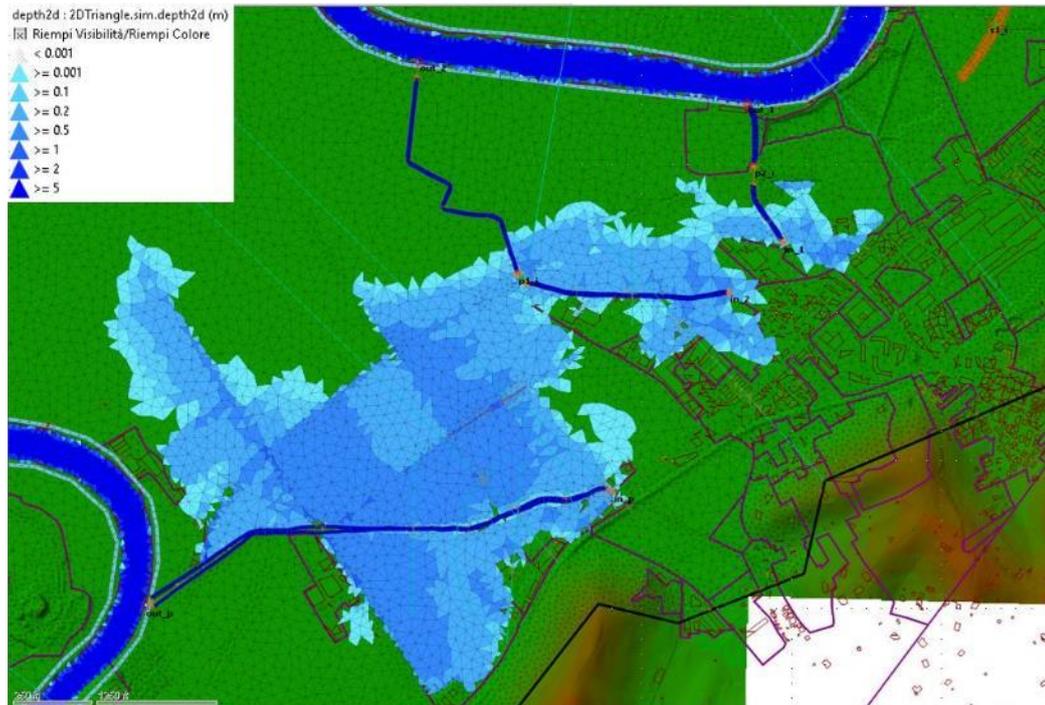


Figura 46 – t=8 ore

Relazione idraulica sottobacini

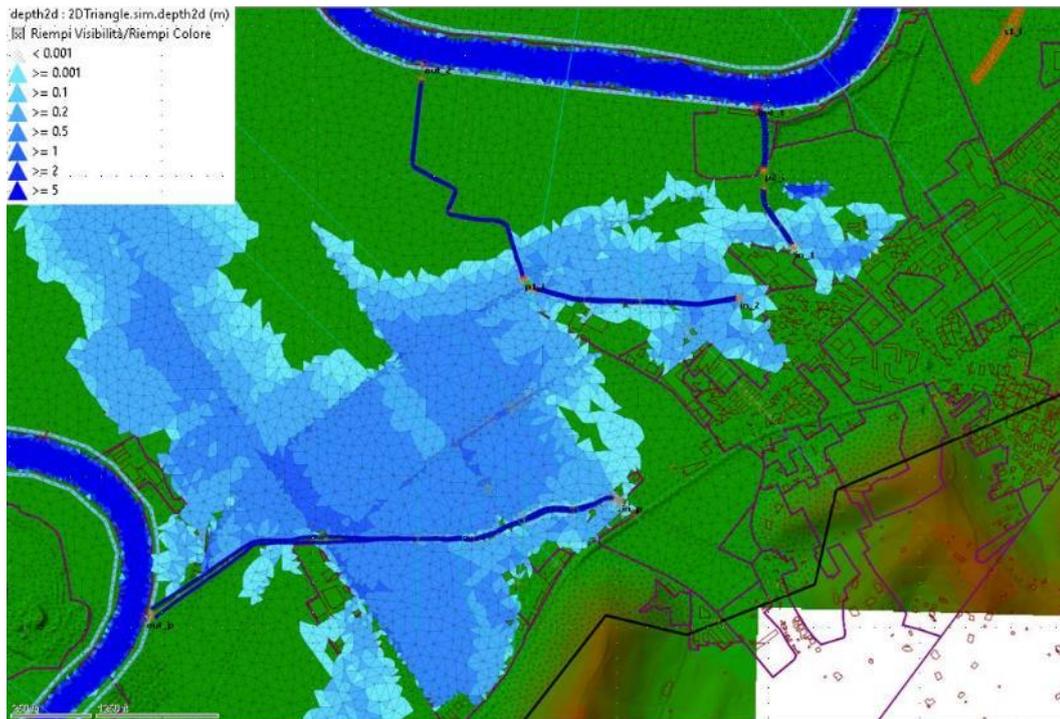


Figura 47 – t=9 ore

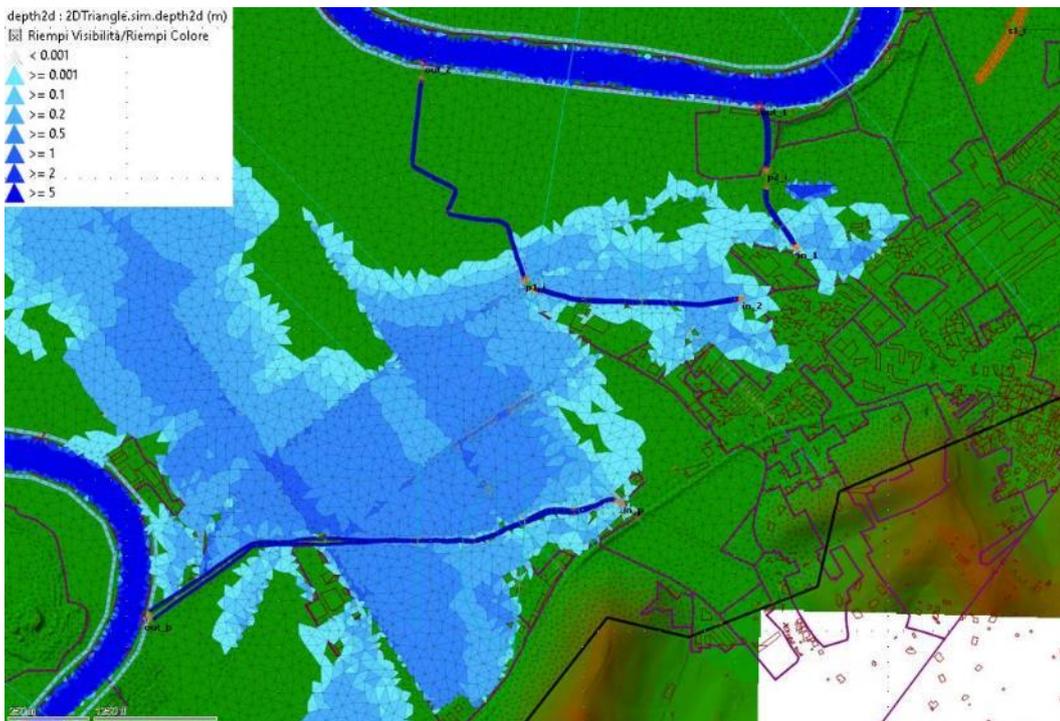


Figura 48 – t=10 ore

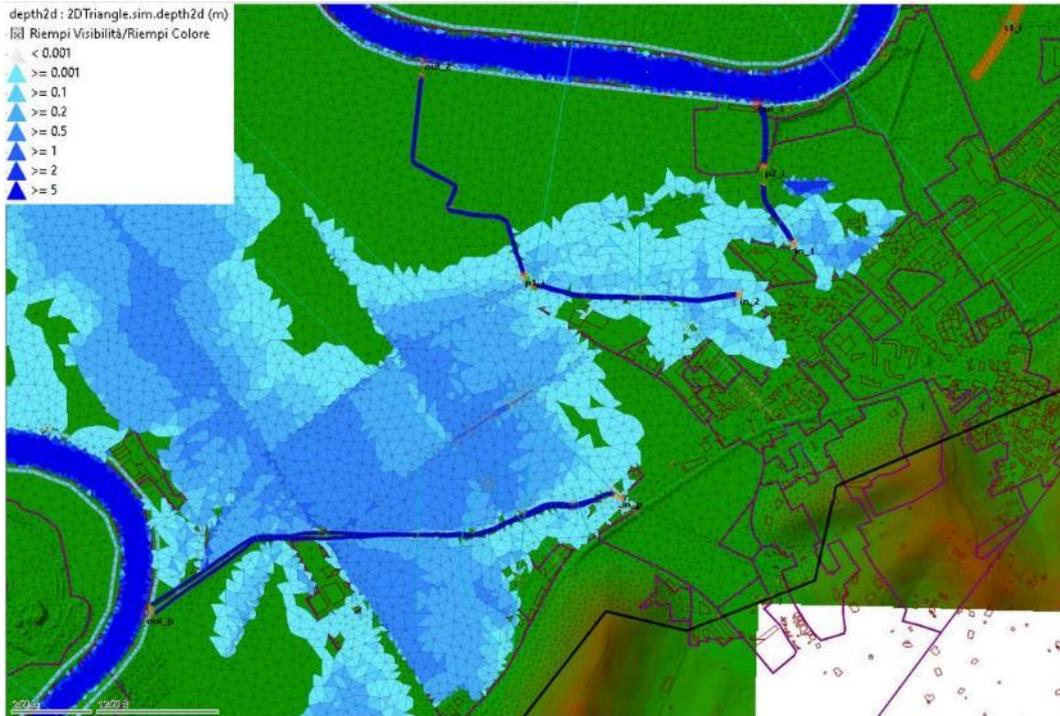


Figura 49 – t=12 ore

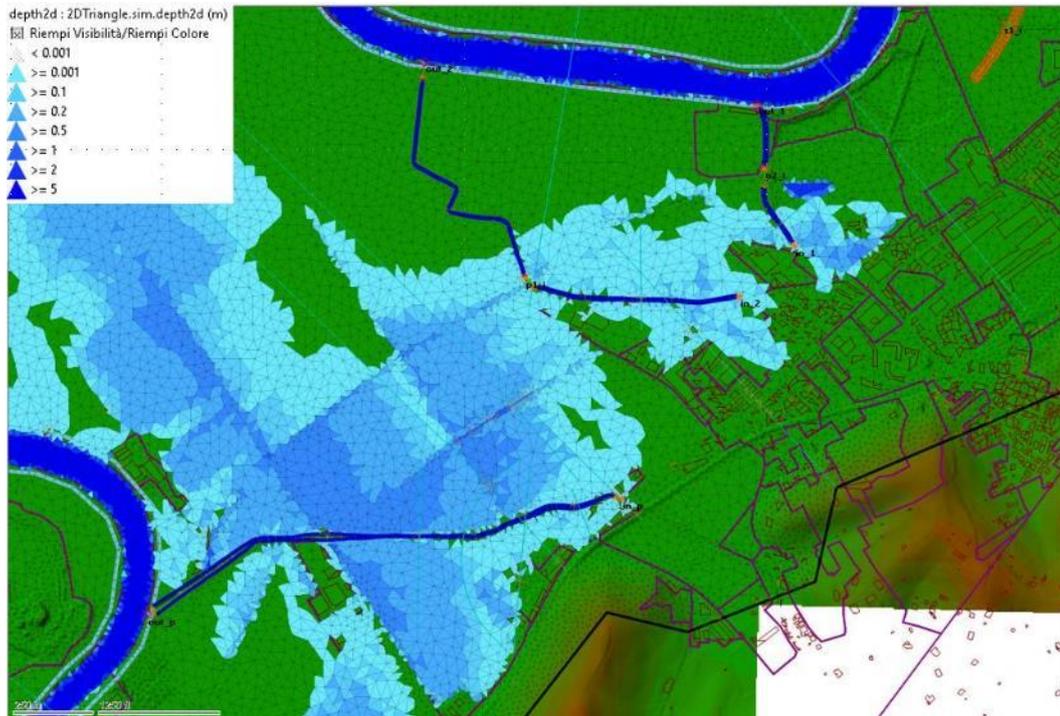


Figura 50 – t=14 ore

Relazione idraulica sottobacini

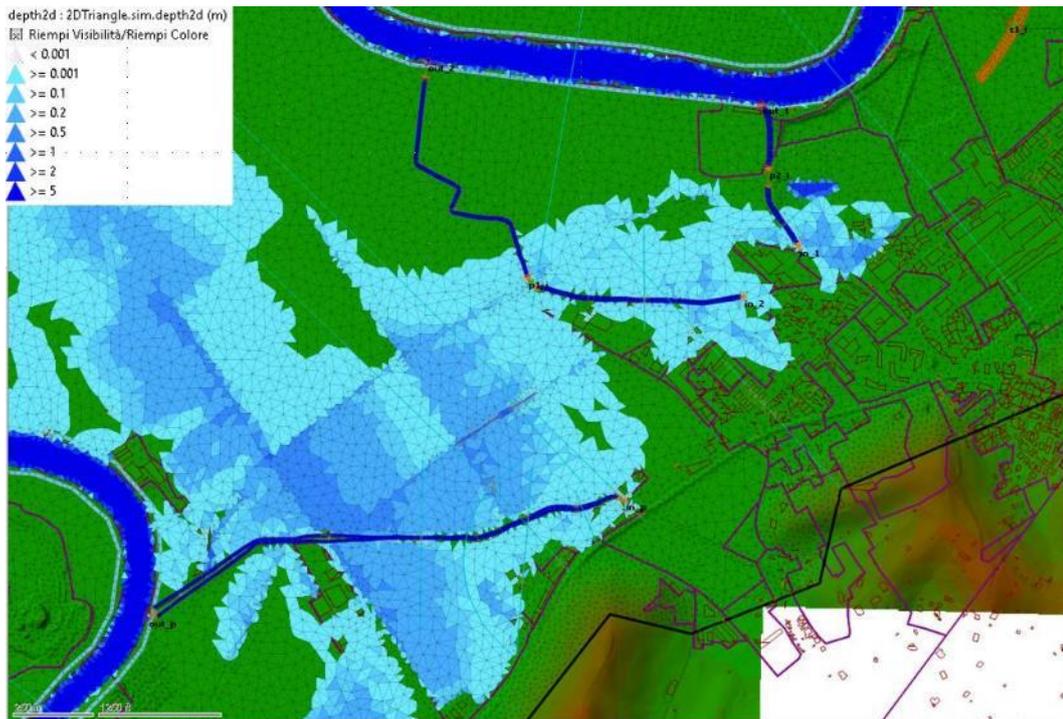


Figura 51 – t=16 ore

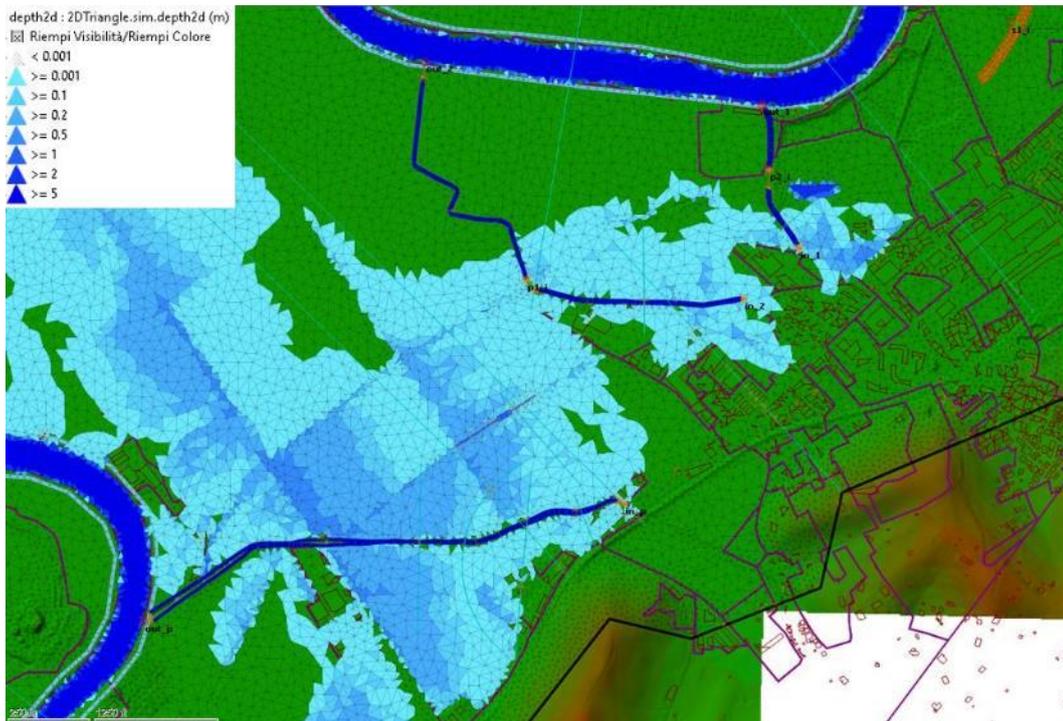


Figura 52 – t=18 ore

### 7.9.3 SCENARIO 1 - CONFRONTO FRA LE SITUAZIONI ANTE E POST-OPERA

Nel presente paragrafo si verifica la differenza nello sviluppo delle alluvioni nelle due configurazioni ante e post- opera. Come si può vedere dalla Figura 53, nella quale vengono messe a confronto le aree bagnate (considerando un battente di almeno 10 cm) nelle due configurazioni descritte, l'estensione dell'alluvione risulta praticamente invariata e dunque la presenza o meno del viadotto Pantanella è da ritenersi trascurabile rispetto agli effetti di allagamento.

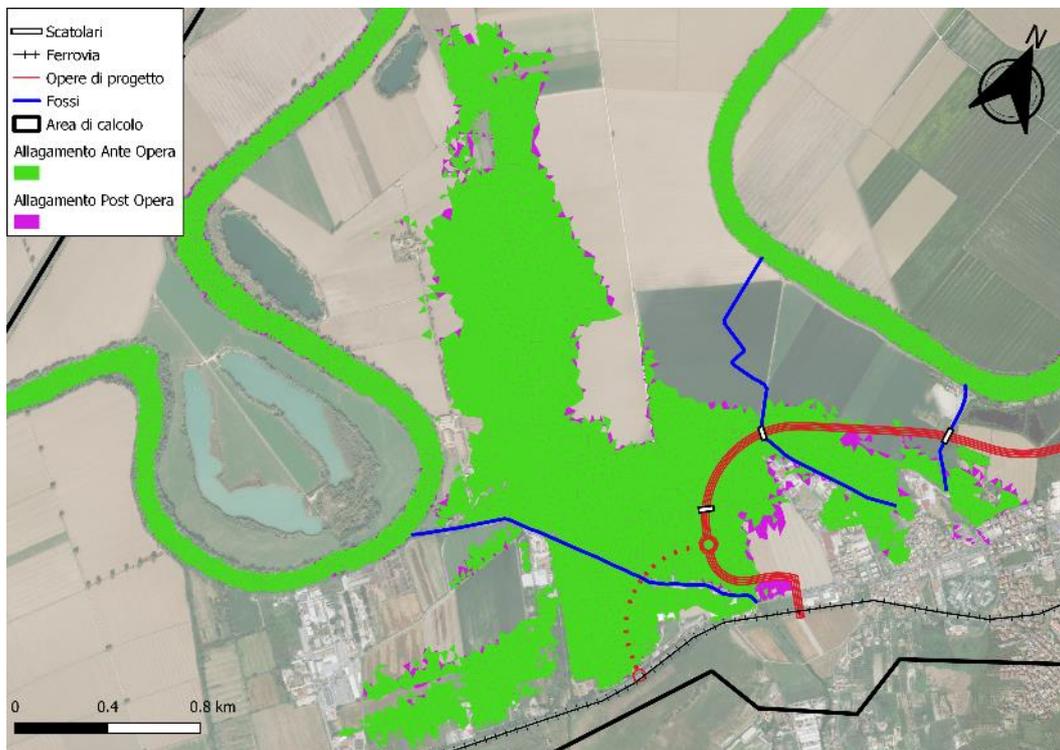


Figura 53 – confronto fra la situazione ante- e post-opera per lo scenario 1

### 7.9.4 SIMULAZIONI SCENARIO 2 – CONFIGURAZIONE POST-OPERA

In questo paragrafo viene analizzata l'alluvione concomitante dei fossi Pantanella e Ventaglio con la piena del Tevere a crescenti tempi di ritorno (10, 20, 30, 50, 100, 200 anni). Come già anticipato, al fine di considerare lo scenario più cautelativo, anche la piena del Tevere è stata resa concomitante a quella dei fossi.

Allo scopo di fornire una indicazione numerica, oltre che grafica, dei valori di quota idrometrica, sono state individuate delle sezioni di riferimento per la descrizione dei parametri di interesse. Di seguito una immagine con la localizzazione di tali sezioni di riferimento.

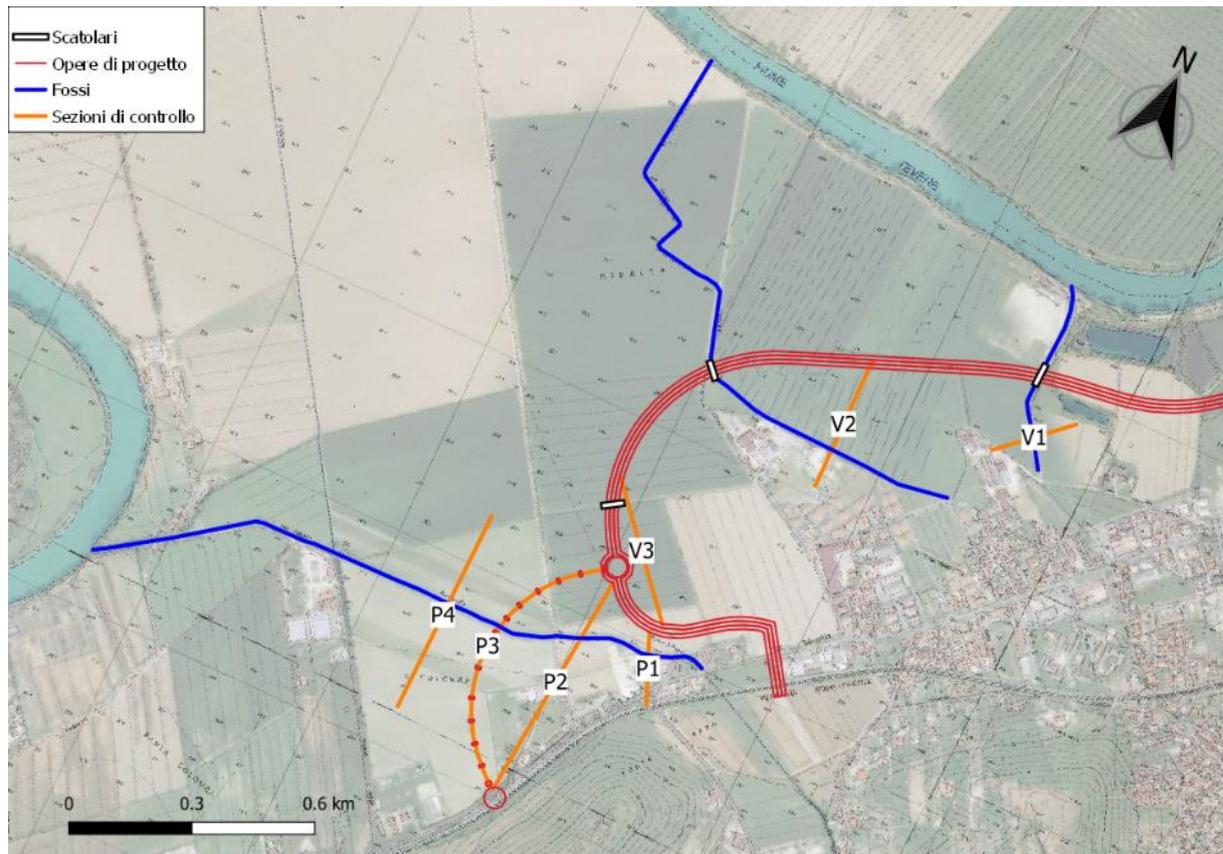


Figura 54 - sezioni di riferimento per l'estrazione dei risultati

Sono state individuate 4 sezioni lungo l'asse del Pantanella (P1-P4), di cui una in corrispondenza dell'asse del viadotto (P3), mentre per il fosso Ventaglio sono state scelte 3 sezioni: due per visualizzare la quota sulla piana alluvionale in corrispondenza dei due canali (V1 e V2), una per determinare la quota di allagamento in corrispondenza dello scatolare 3, predisposto per facilitare il deflusso dell'acqua in corrispondenza dell'area più depressa all'interno del rilevato.

#### 7.9.4.1 Fosso Pantanella

Si riportano di seguito i risultati ottenuti alle sezioni di riferimento sul Pantanella. È stata stabilita una progressiva dalla sezione P1 verso valle per visualizzare l'andamento delle quote idrometriche lungo il profilo longitudinale del fosso.

Il tempo di ritorno di riferimento per i fossi Pantanella e Ventaglio è 200 anni, mentre si è variato il tempo di ritorno riferito alla piena del Tevere, considerando 10, 20, 30, 50, 100 e 200 anni. Nel grafico che segue si riporta il valore massimo delle quote idrometriche a seguito dei vari eventi. Inoltre, è indicata la quota di fondo alveo in modo da poter visualizzare anche i tiranti.

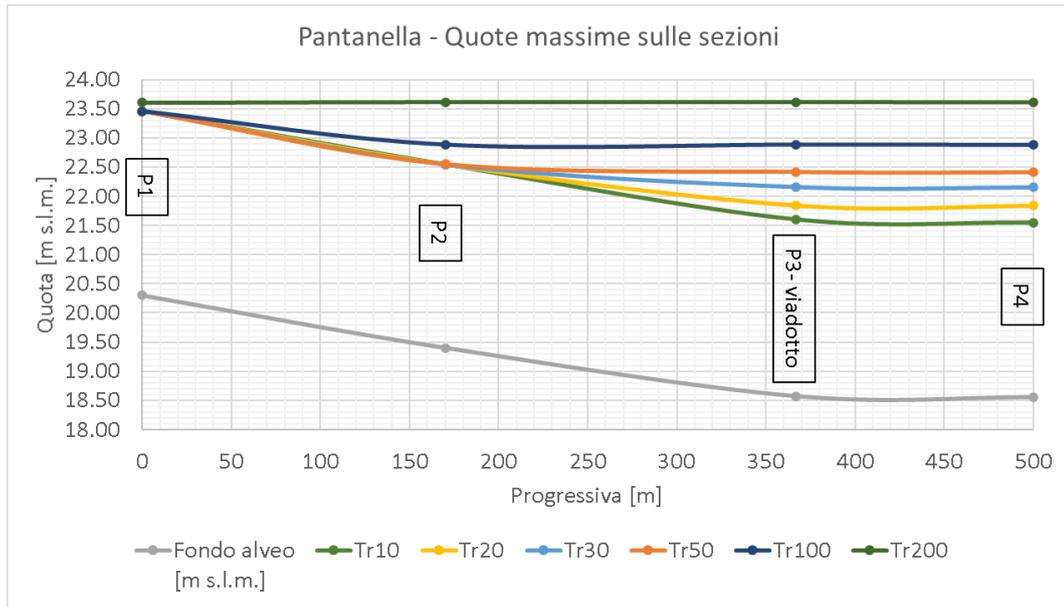


Figura 55 - quote idrometriche massime sulle sezioni, al variare del tempo di ritorno della piena del Tevere

Dal grafico si nota come già con una piena ventennale del Tevere (per tempo di ritorno di 10 anni, come già anticipato, non vi è esondazione), l'influenza sulle quote idrometriche sia predominante rispetto alla piena del Pantanella. Con una piena duecentennale, invece, si nota come l'intero tratto venga sommerso, con una quota idrometrica costante pari a 23.61 m s.l.m..

Di seguito si riporta una tabella con i riferimenti numerici delle quote rappresentate nel grafico.

SEZIONE	Progr. [m]	Fondo alveo [m s.l.m.]	Tr10	Tr20	Tr30	Tr50	Tr100	Tr200
			H [m s.l.m.]					
P1	0	20.30	23.45	23.45	23.45	23.45	23.45	23.60
P2	170	19.40	22.54	22.54	22.54	22.55	22.88	23.61
P3	367	18.57	21.60	21.84	22.16	22.41	22.88	23.61
P4	500	18.55	21.55	21.84	22.15	22.41	22.88	23.61

Tabella 5 - quote idrometriche massime sulle sezioni, al variare del tempo di ritorno della piena del Tevere

#### 7.9.4.2 Fosso Ventaglio

Analoghe considerazioni sono state fatte per il fosso Ventaglio. Sono state comparate le quote idrometriche massime sulle tre sezioni al variare del tempo di ritorno della piena del Tevere, mantenendo costante la piena duecentennale dei fossi.

Di seguito il grafico di riferimento.

Relazione idraulica sottobacini

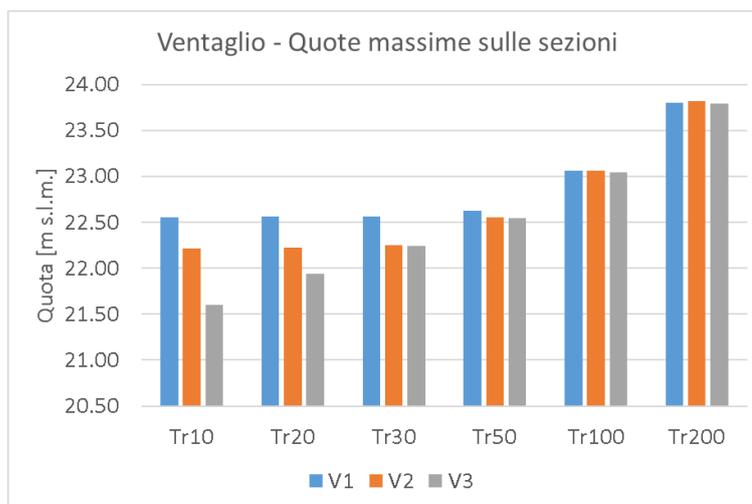


Figura 56 - quote idrometriche massime sulle sezioni, al variare del tempo di ritorno della piena del Tevere

Si nota come per le sezioni V1 e V2 l'influenza della piena del Tevere abbia effetto a partire da un tempo di ritorno pari a 50 anni, mentre per la sezione V3 si ha un incremento costante delle quote già a partire dalla piena ventennale. Inoltre, dal grafico si visualizza chiaramente come a partire dalla piena centennale, l'intera parte interna del rilevato raggiunga la stessa quota, corrispondente ad un allagamento esteso in tutta l'area.

Di seguito si riporta una tabella con i riferimenti numerici delle quote rappresentate nel grafico.

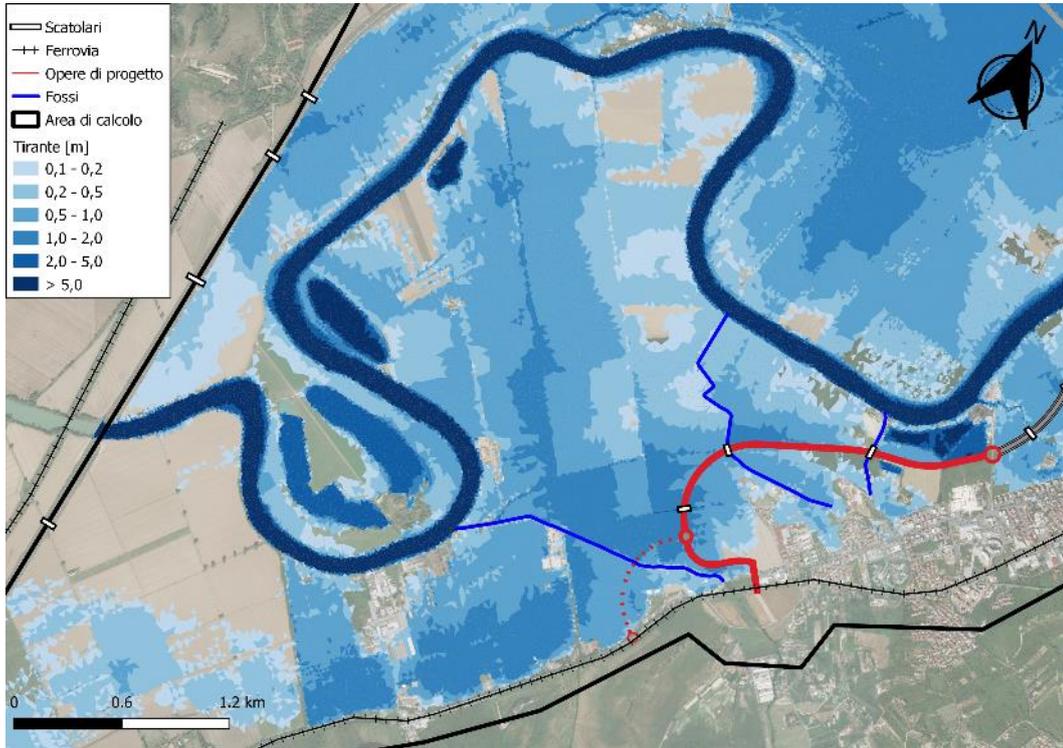
	Tr10	Tr20	Tr30	Tr50	Tr100	Tr200
SEZIONE	H [m s.l.m.]					
V1	22.56	22.56	22.57	22.62	23.06	23.80
V2	22.22	22.22	22.25	22.55	23.06	23.81
V3	21.61	21.94	22.24	22.54	23.04	23.79

Tabella 6 - quote idrometriche massime sulle sezioni, al variare del tempo di ritorno della piena del Tevere

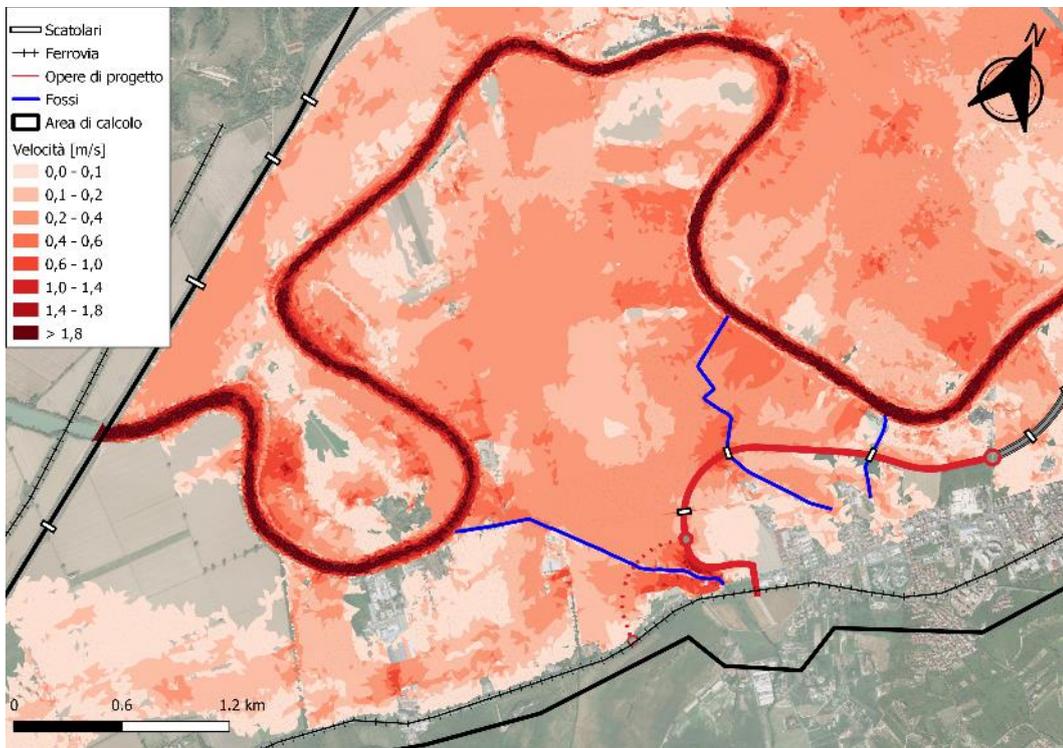
### 7.9.4.3 Tempo di ritorno: 200 anni – Mappe di allagamento e velocità

Alla luce di quanto appena dichiarato, si riportano le mappature dei massimi tiranti e delle velocità massime in riferimento ad un evento di pioggia con tempo di ritorno pari a 200 anni, condizione idrologica più cautelativa, in concomitanza per i due fossi e con tempo di ritorno 20 anni per il fiume Tevere. Si sottolinea che l'evento combinato tra i diversi eventi di piena avrà un tempo di ritorno reale molto più elevato rispetto agli eventi singoli, rafforzando ulteriormente l'approccio cautelativo dello studio idraulico.

7.9.4.4 Tempo di ritorno: 200 anni – Mappatura dei massimi tiranti



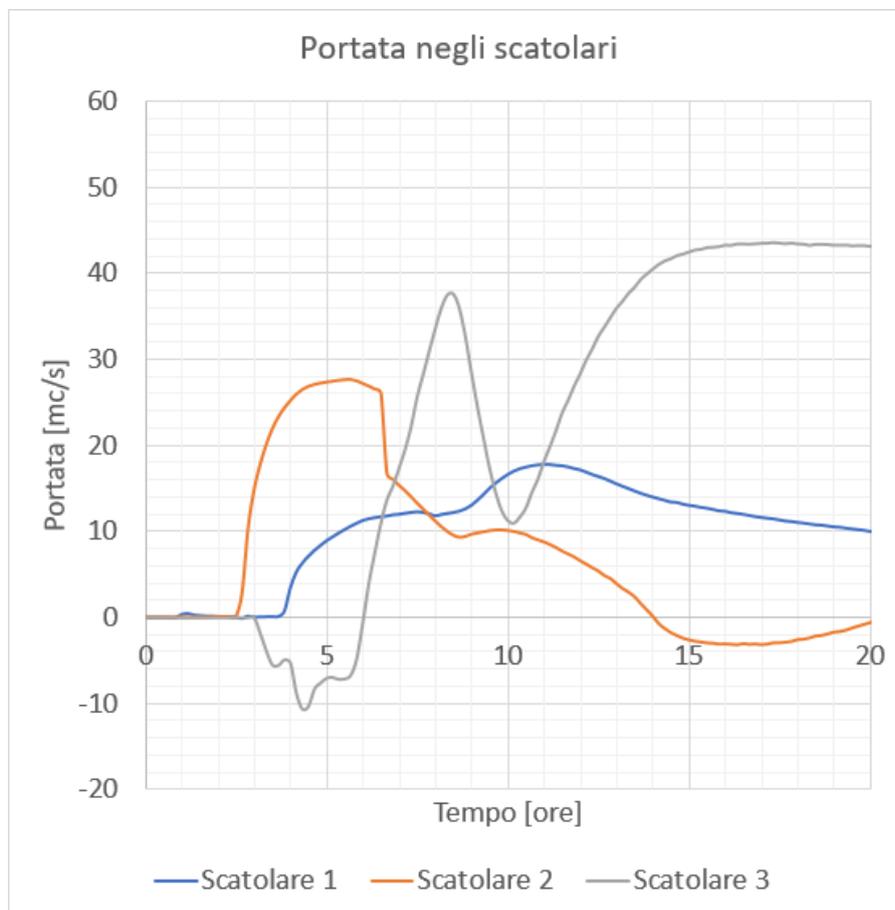
7.9.4.5 Tempo di ritorno: 200 anni – Mappatura delle velocità massime



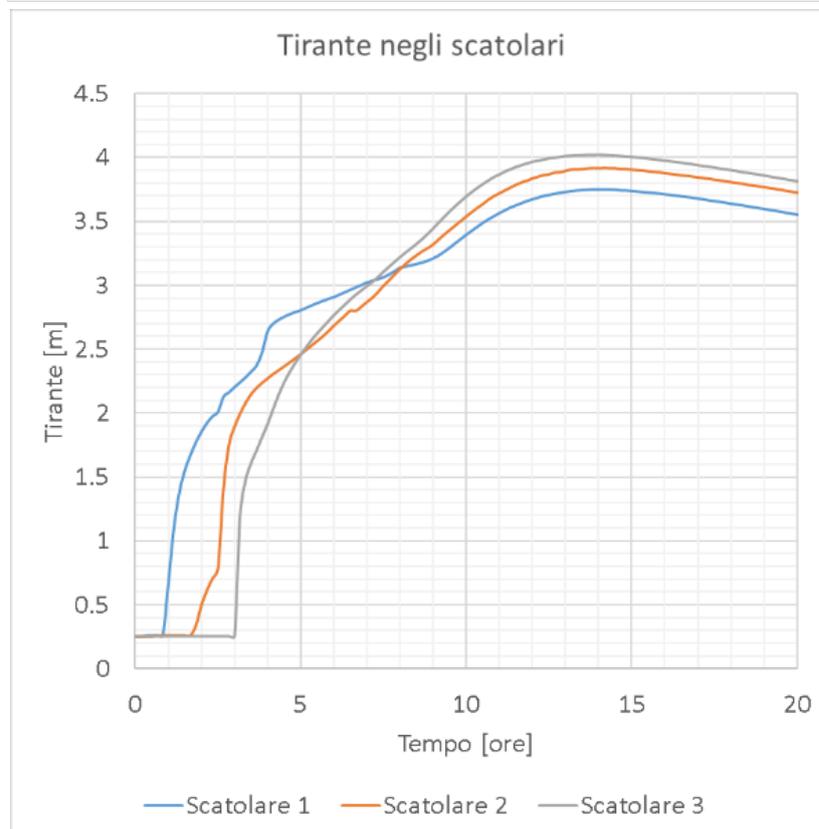
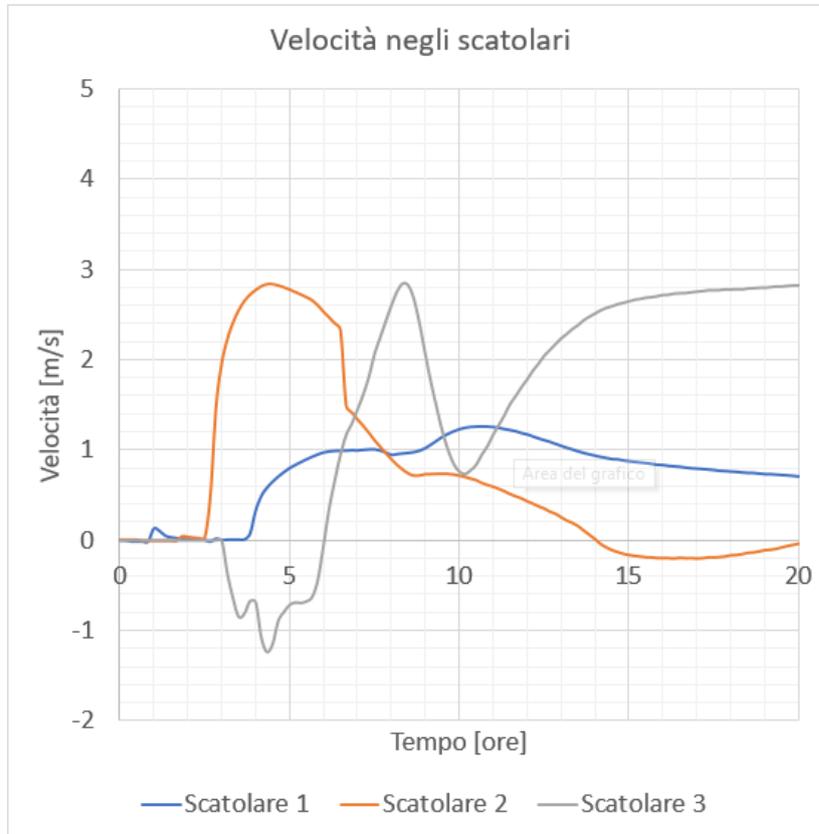
#### 7.9.4.6 Evoluzione temporale dell'evento (Tr=200 anni)

Nel presente paragrafo si riporta una serie di immagini per illustrare l'evoluzione del fenomeno alluvionale nel tempo. Si riportano dunque delle schermate in ambiente Infoworks per l'evento generato dall'idrogramma di progetto a tempo di ritorno 200 anni. La tracimazione inizia poco dopo le 5 ore di simulazione, mentre i tiranti massimi all'interno del rilevato, pari a circa 1.3m, vengono raggiunti per un tempo pari a circa 18 ore. Dopo 30 ore di simulazione l'acqua è completamente defluita dall'interno del rilevato verso il Tevere. Si sottolinea che la modellazione non considera, a favore di sicurezza, alcun effetto di infiltrazione nel terreno, che potrebbe risultare importante nelle fasi iniziali e finali della piena.

Si riportano, inoltre, i grafici dell'andamento temporale delle portate transitanti dagli scotolari (portata positiva uscente dal rilevato, verso il Tevere), delle velocità massime e dei tiranti. Da quest'ultimo grafico, si nota che il tirante massimo è raggiunto nello scotolare 3 e risulta essere di 4m, pari al 73% del grado di riempimento dello stesso. Per la costruzione di tali grafici si considerano gli eventi di piena concomitanti del Tevere e dei fossi e a tempo di ritorno di 200 anni.



Relazione idraulica sottobacini



Relazione idraulica sottobacini



Figura 57 – t=5 ore



Figura 58 – t=6 ore

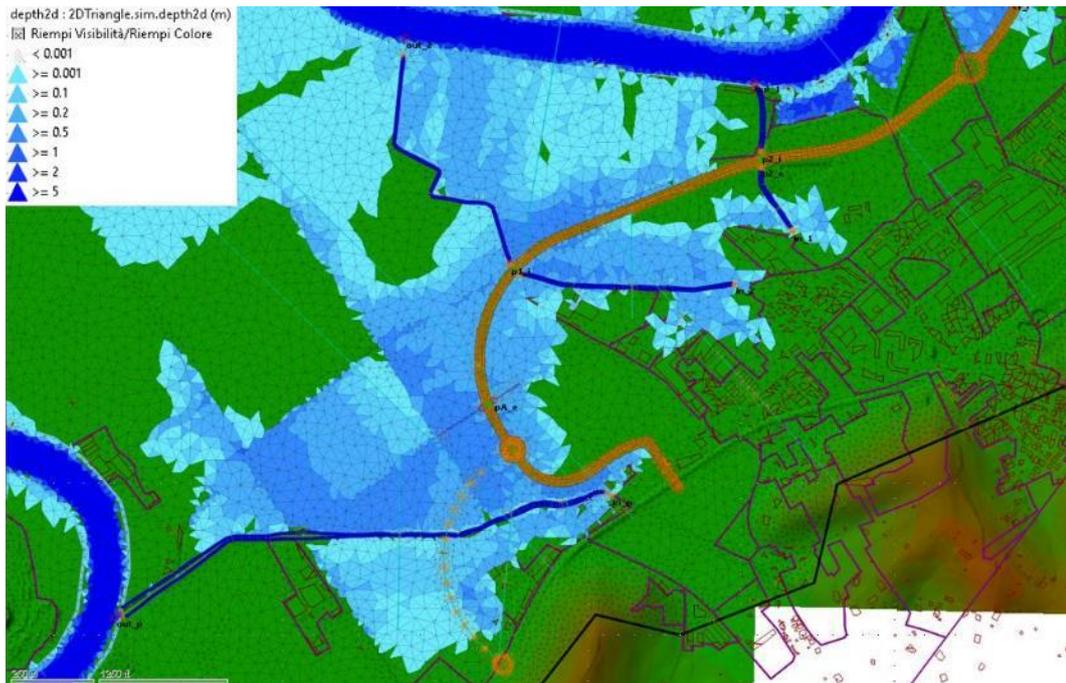


Figura 59 – t=7ore

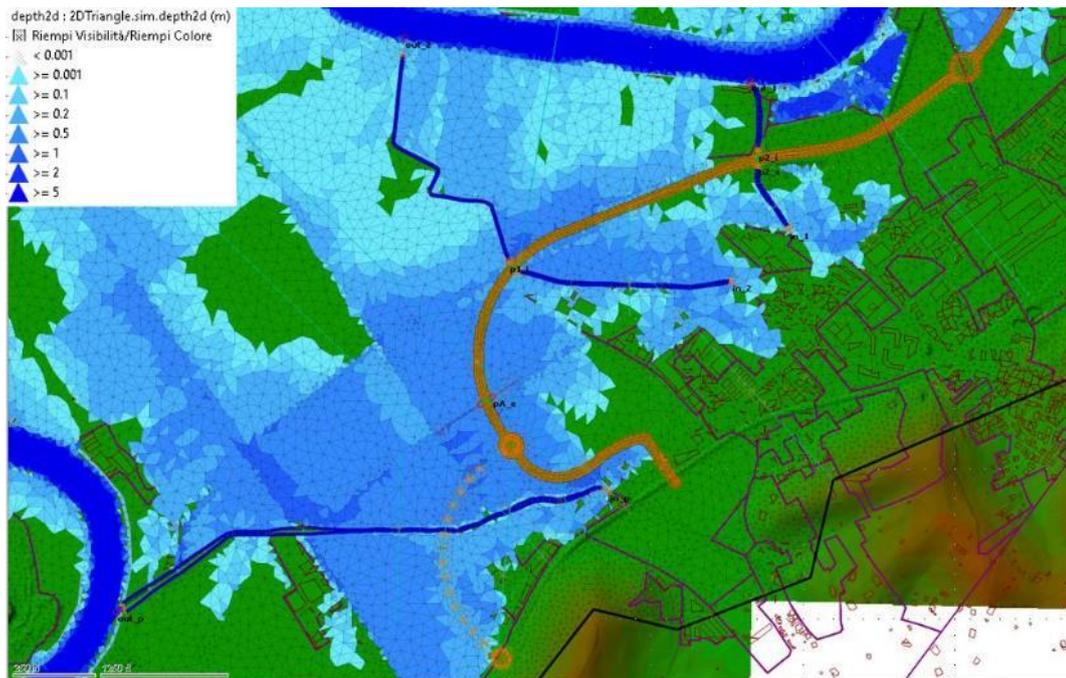


Figura 60 – t=8 ore

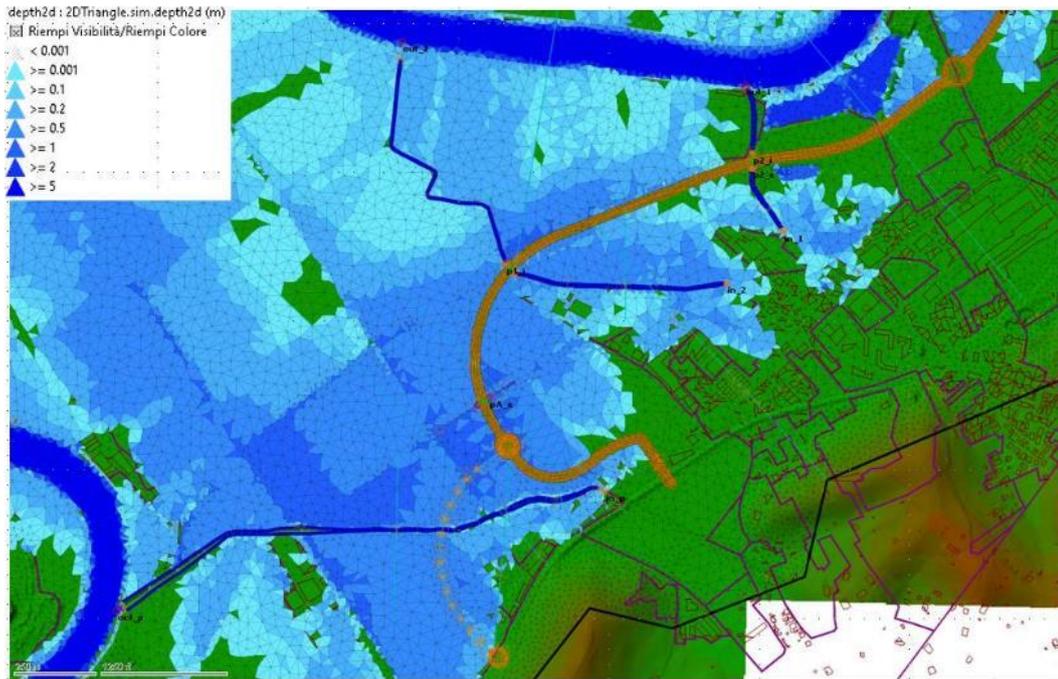


Figura 61 – t=9 ore

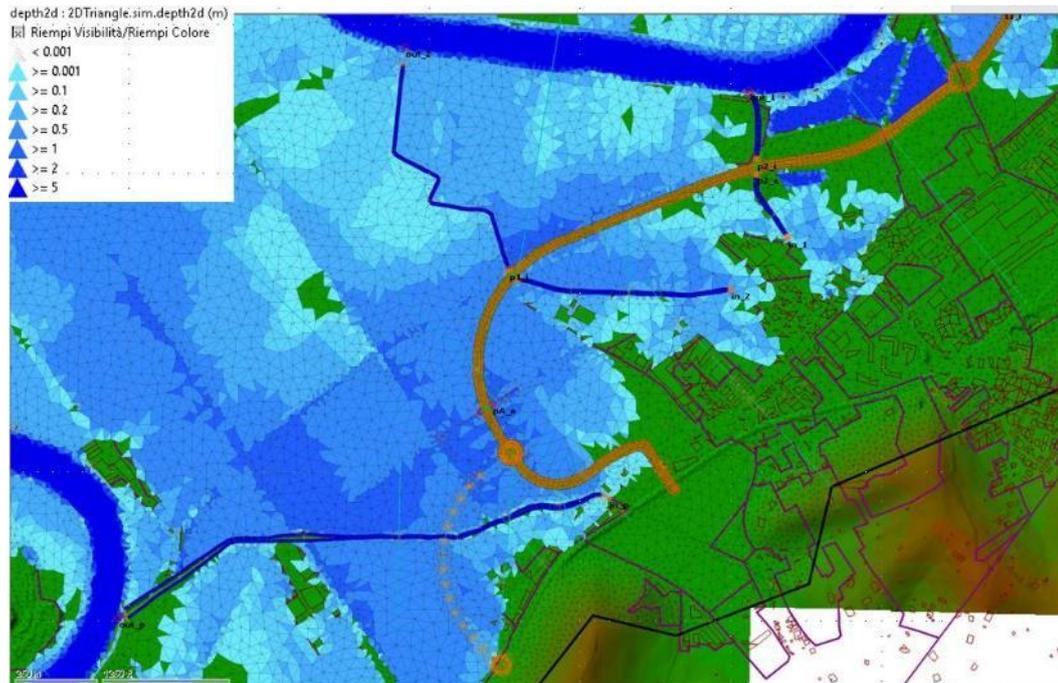


Figura 62 – t=10 ore

Relazione idraulica sottobacini

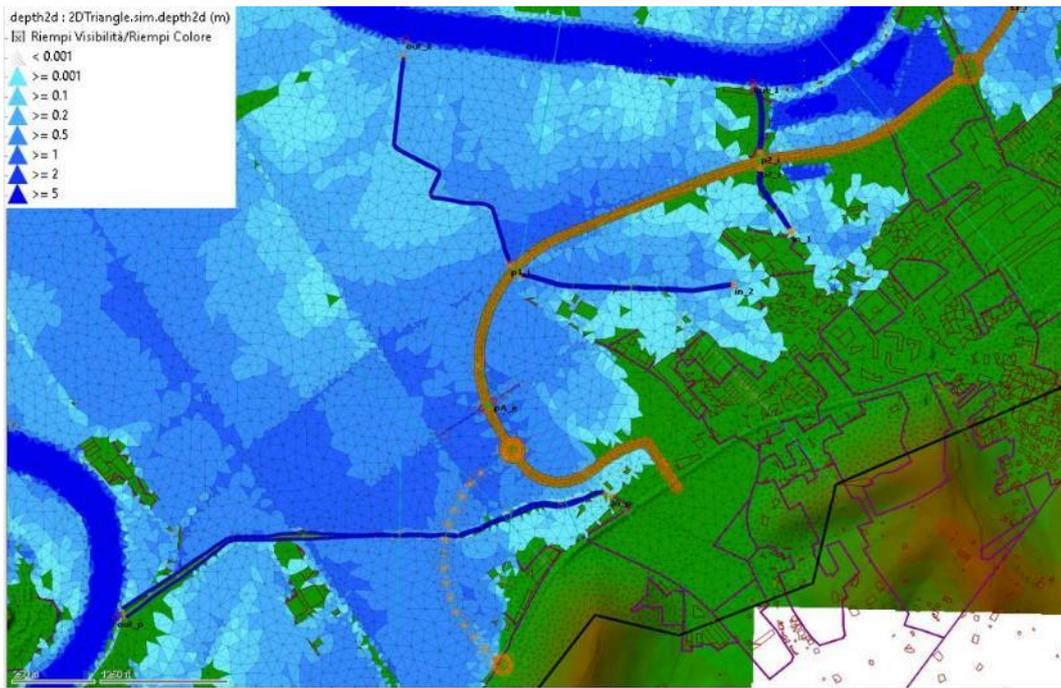


Figura 63 – t=12 ore

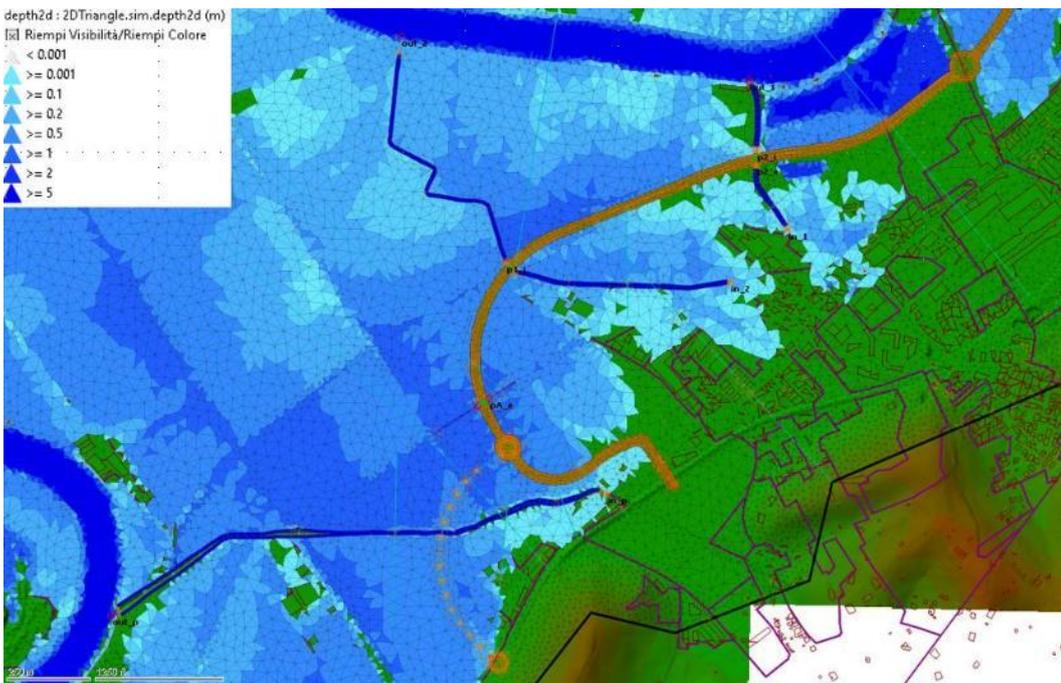


Figura 64 – t=14 ore

Relazione idraulica sottobacini

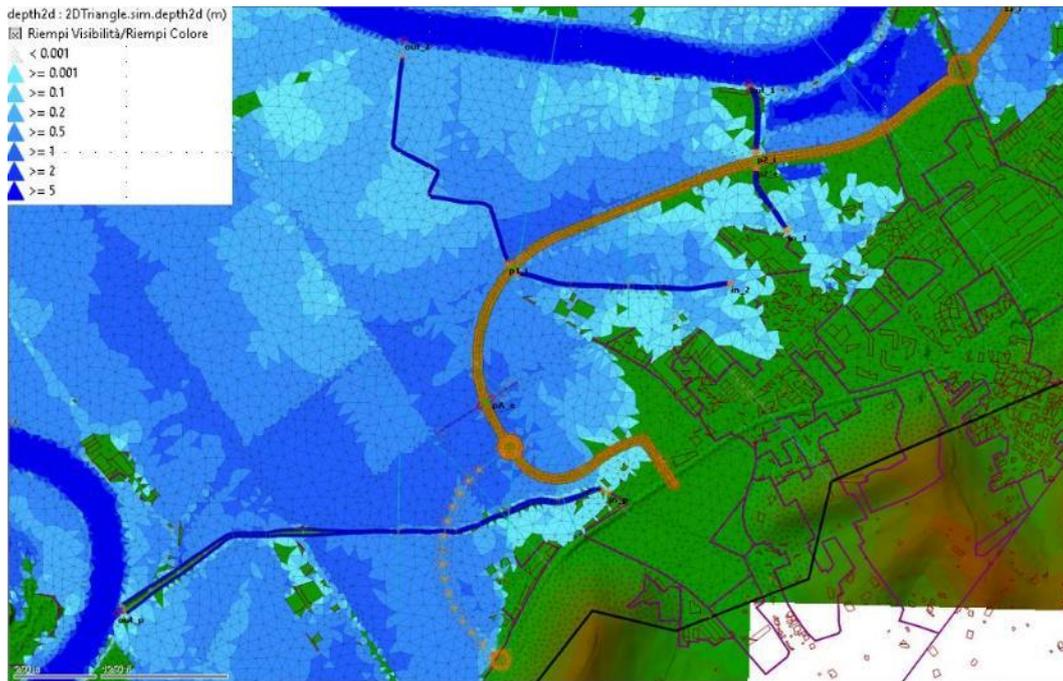


Figura 65 – t=16 ore

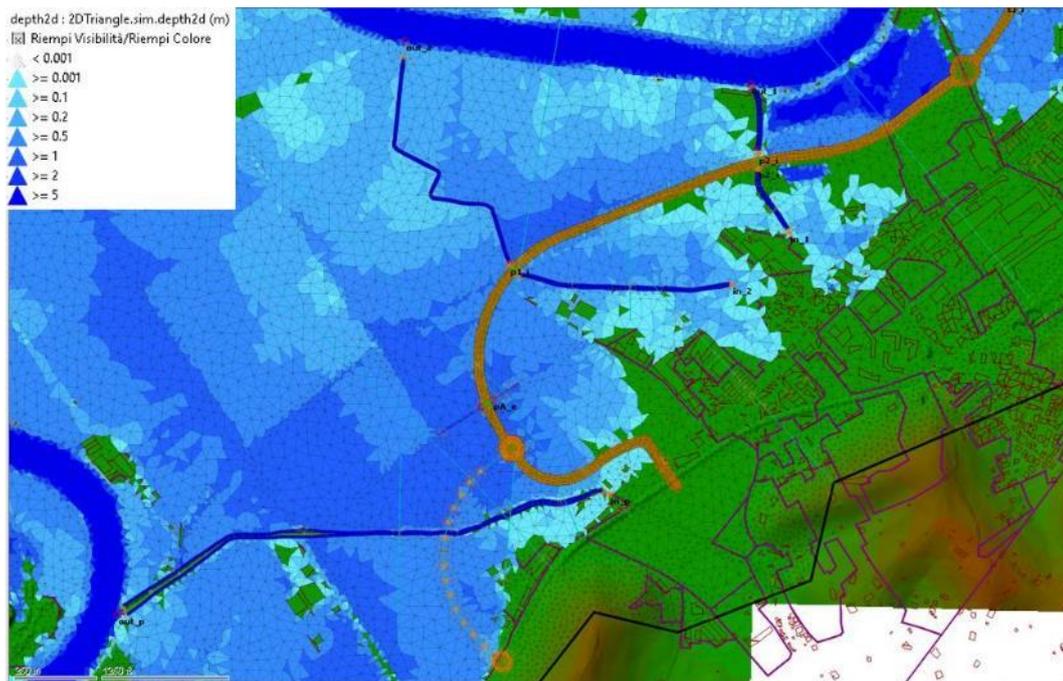


Figura 66 – t=18 ore

Relazione idraulica sottobacini

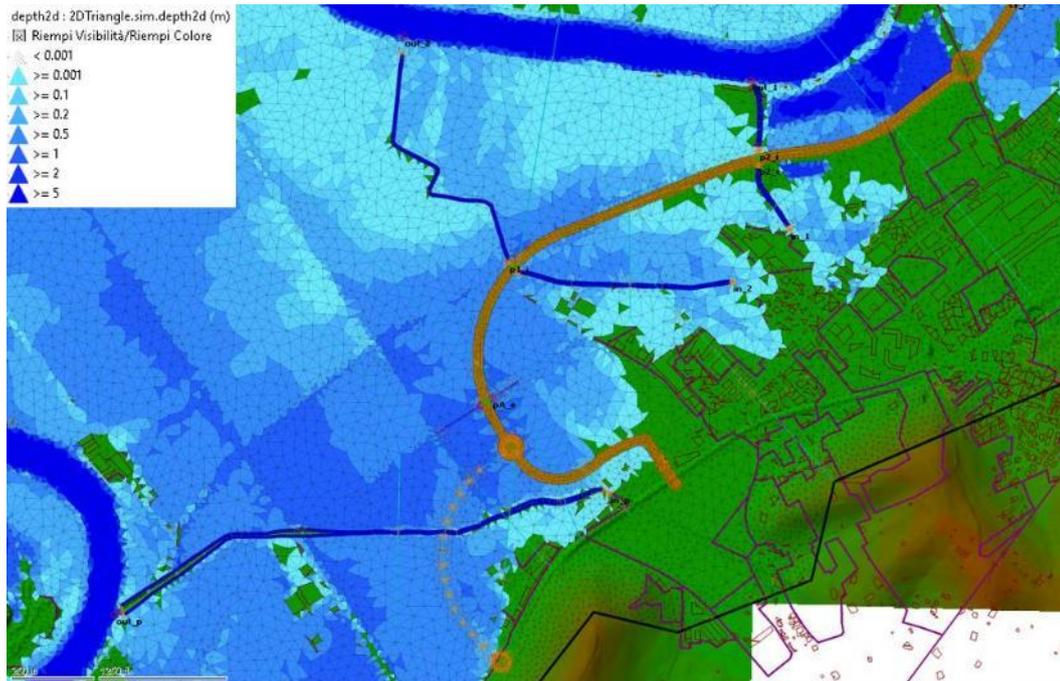


Figura 67 – t=22 ore

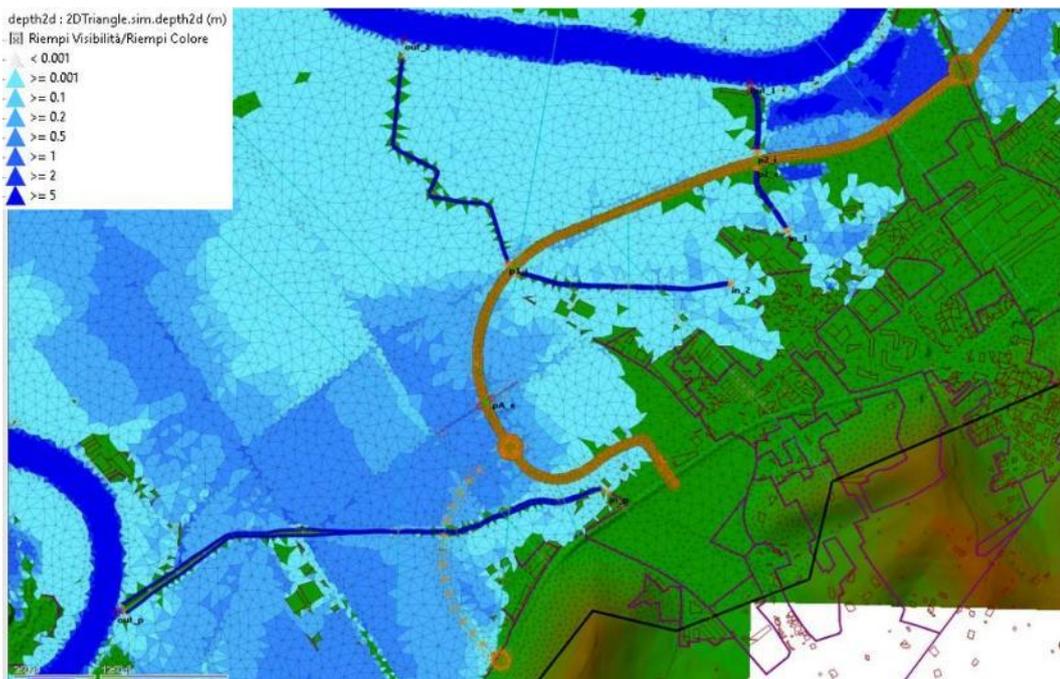


Figura 68 – t=26 ore

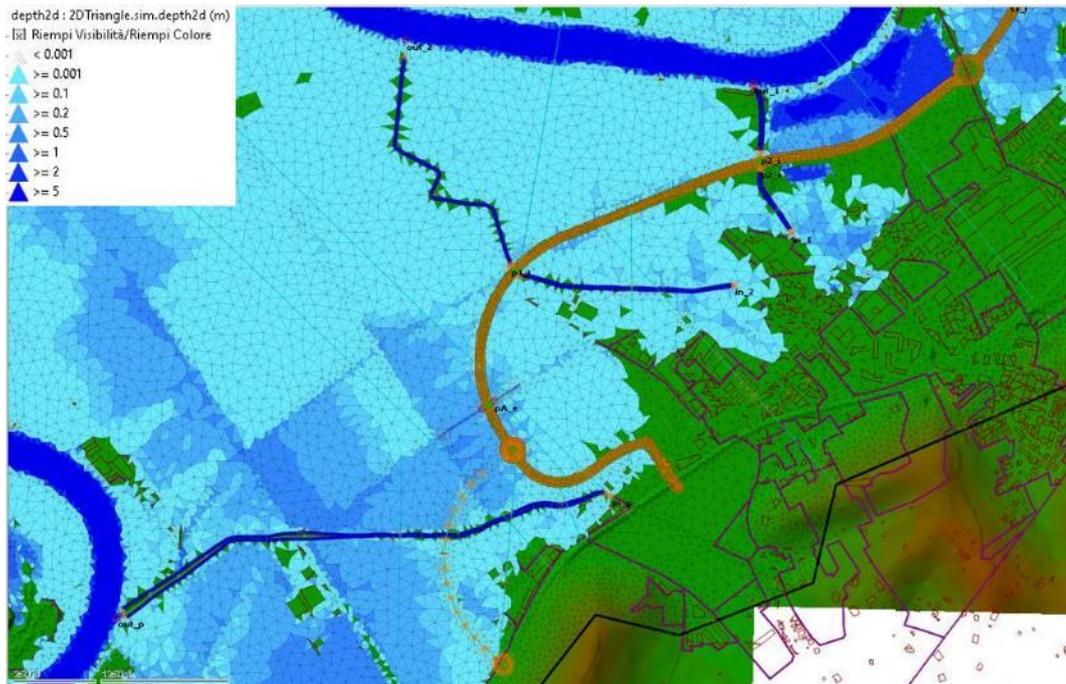
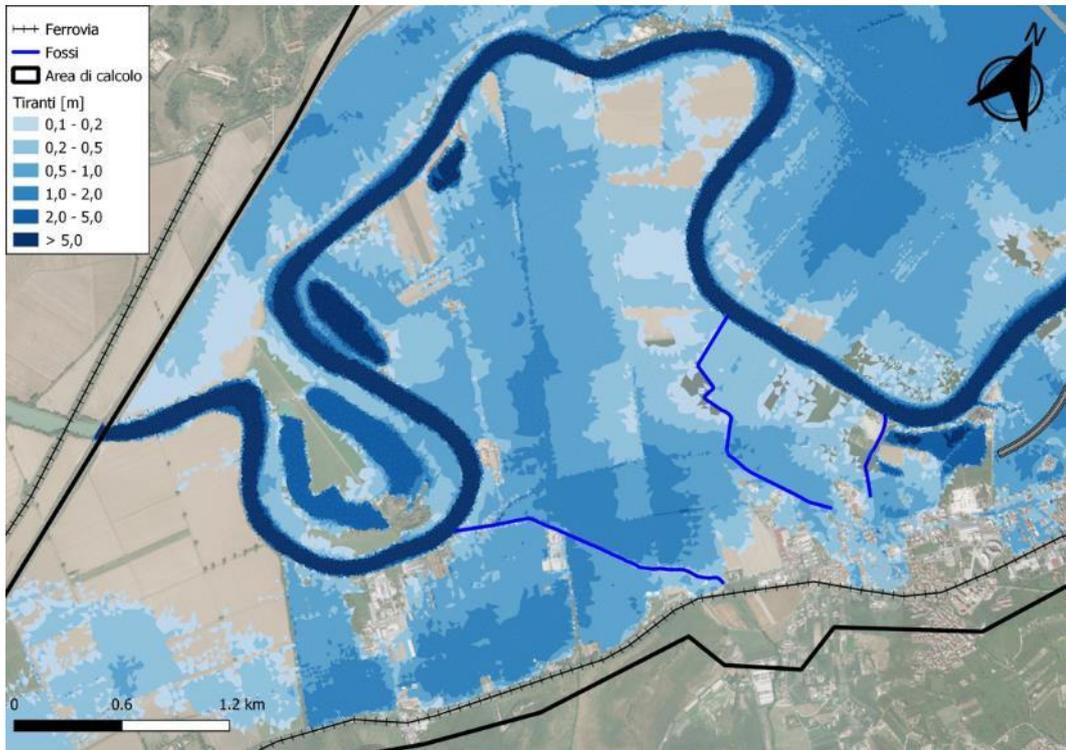


Figura 69 – t=30 ore

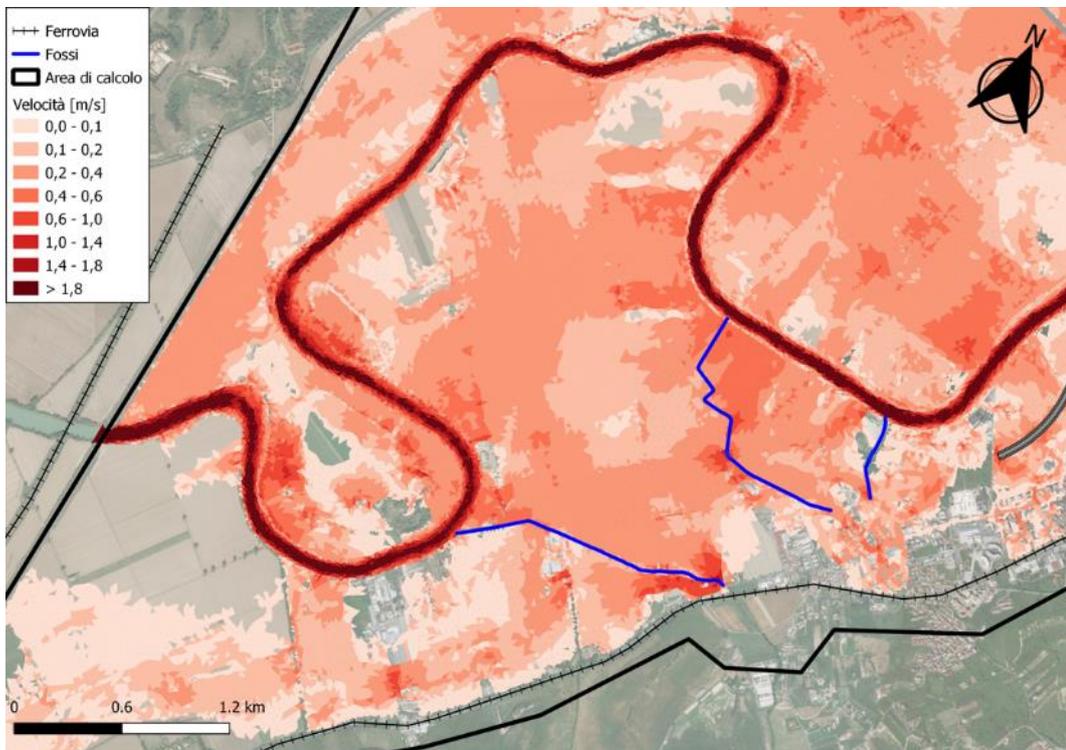
### 7.9.5 SIMULAZIONI SCENARIO 2 – CONFIGURAZIONE ANTE-OPERA

Anche per lo scenario 2 si vuole verificare l'influenza del nuovo viadotto sullo sviluppo dell'alluvione nella zona dei due fossi affluenti al Tevere. A tal fine si riportano i risultati della simulazione fatta in configurazione ante-opera nello scenario idrologicamente più sfavorevole, ovvero per evento di pioggia con tempo di ritorno pari a 200 anni.

7.9.5.1 Tempo di ritorno: 200 anni – Mappatura dei massimi tiranti



7.9.5.2 Tempo di ritorno: 200 anni – Mappatura delle velocità massime



### 7.9.5.3 Evoluzione temporale dell'evento (Tr=200 anni)

Nel presente paragrafo si riporta una serie di immagini per illustrare l'evoluzione del fenomeno alluvionale nel tempo. Si riportano dunque delle schermate in ambiente Infoworks per l'evento generato dall'idrogramma di progetto a tempo di ritorno 200 anni. La tracimazione inizia poco dopo le 5 ore di simulazione, mentre i tiranti massimi all'interno del rilevato, pari a circa 1.3m, vengono raggiunti per un tempo pari a circa 18 ore. Dopo 30 ore di simulazione l'acqua è completamente defluita dall'interno del rilevato verso il Tevere. Si sottolinea che la modellazione non considera, a favore di sicurezza, alcun effetto di infiltrazione nel terreno, che potrebbe risultare importante nelle fasi finali della piena.



Figura 70 – t=5 ore

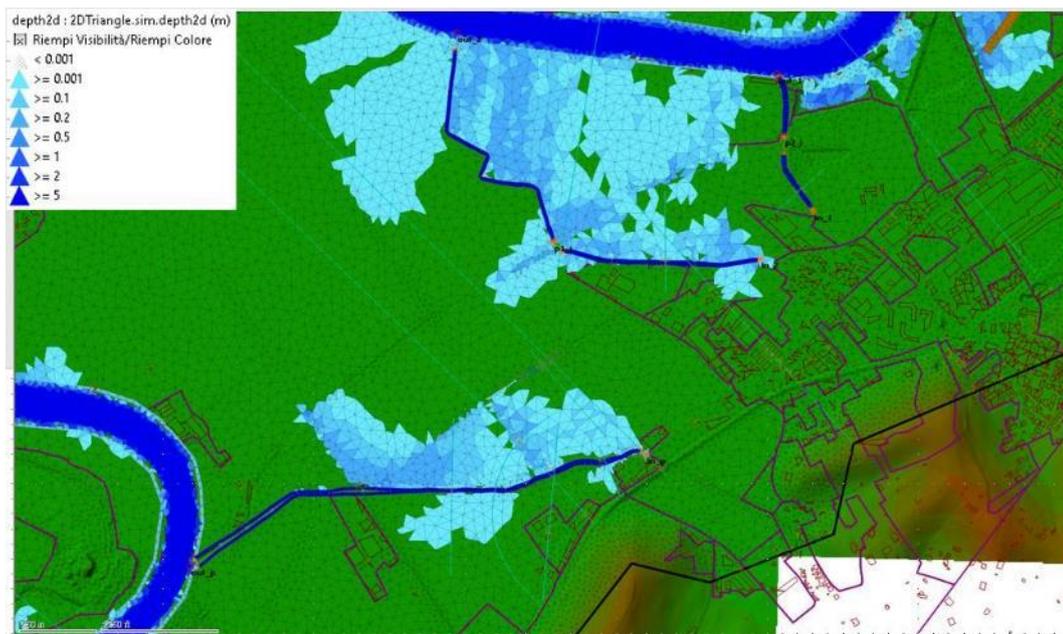


Figura 71 – t=6 ore

Relazione idraulica sottobacini

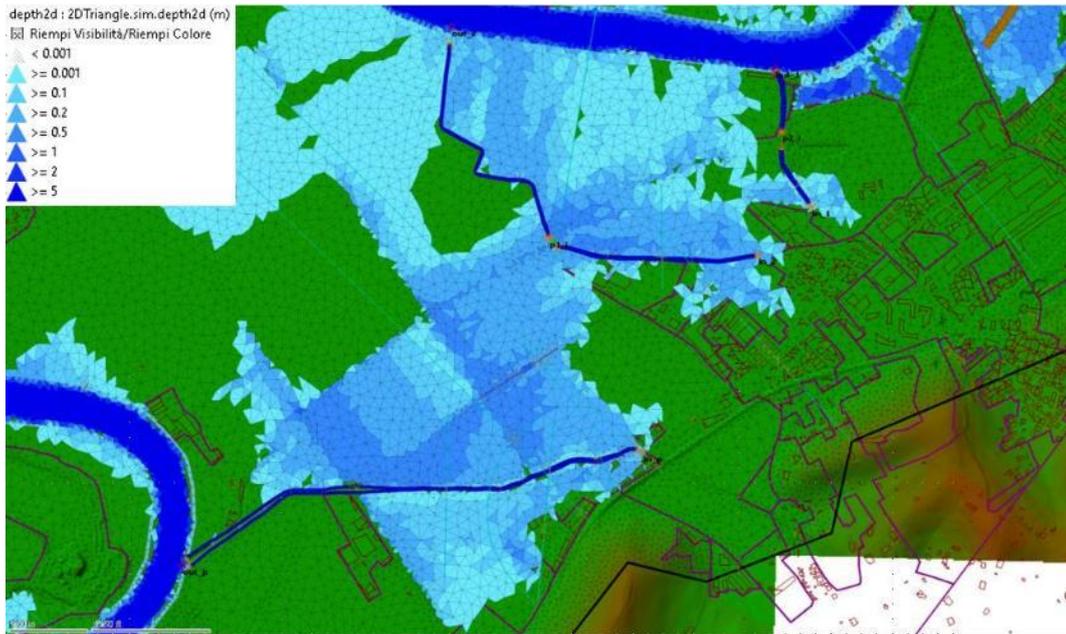


Figura 72 – t=7 ore

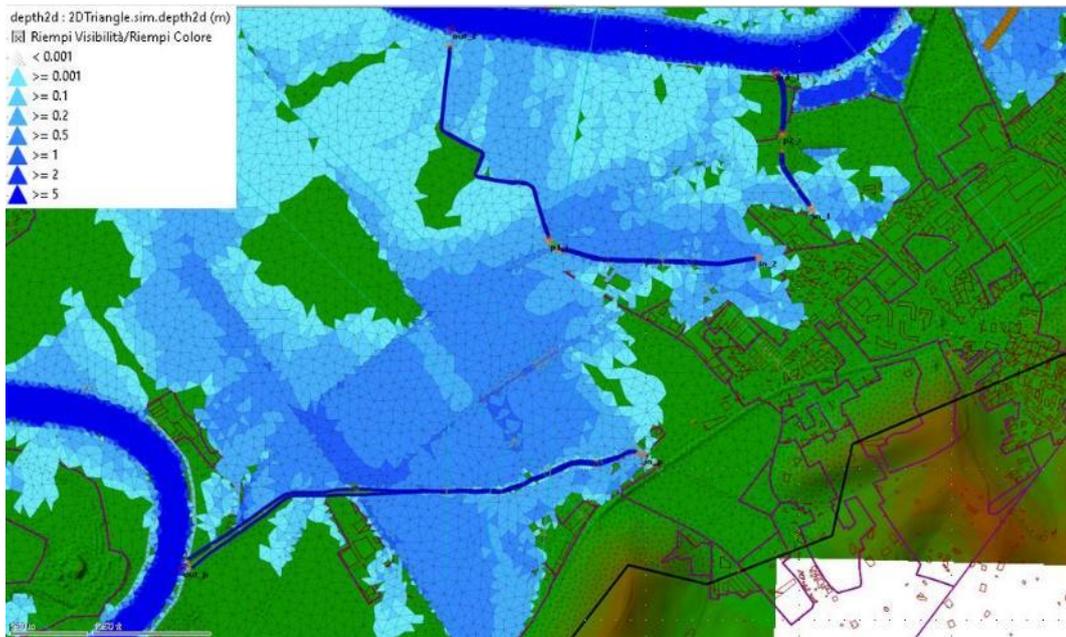


Figura 73 – t=8 ore

Relazione idraulica sottobacini

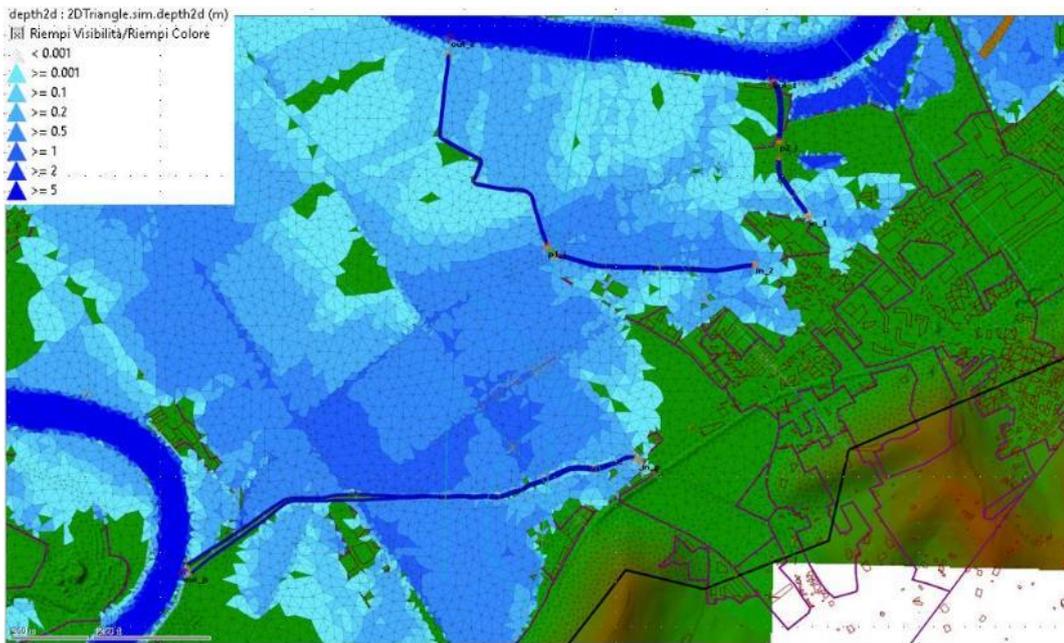


Figura 74 – t=9 ore

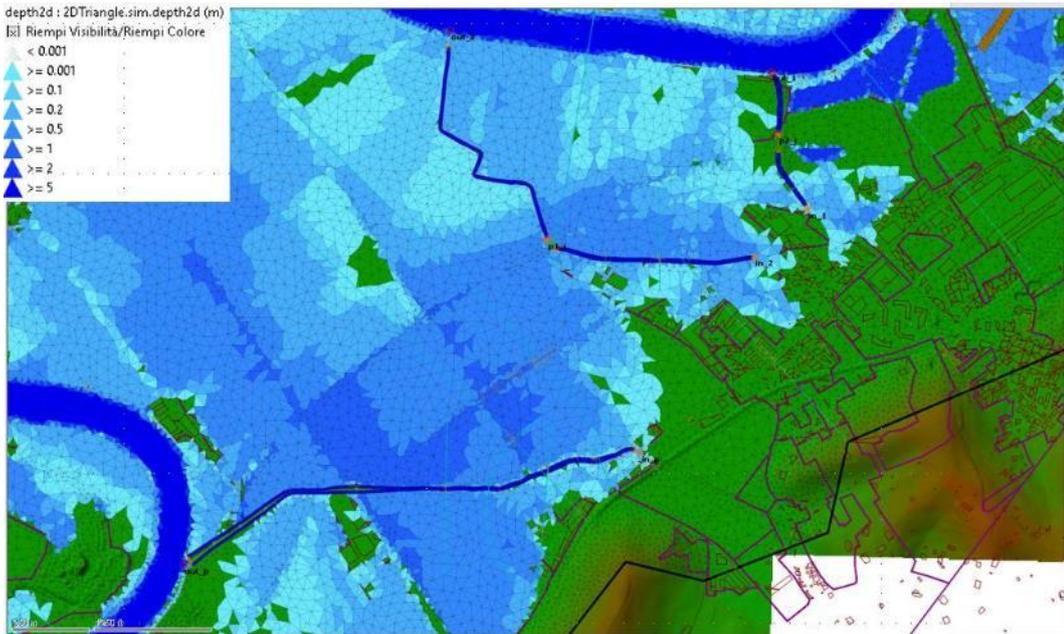


Figura 75 – t=10 ore

Relazione idraulica sottobacini

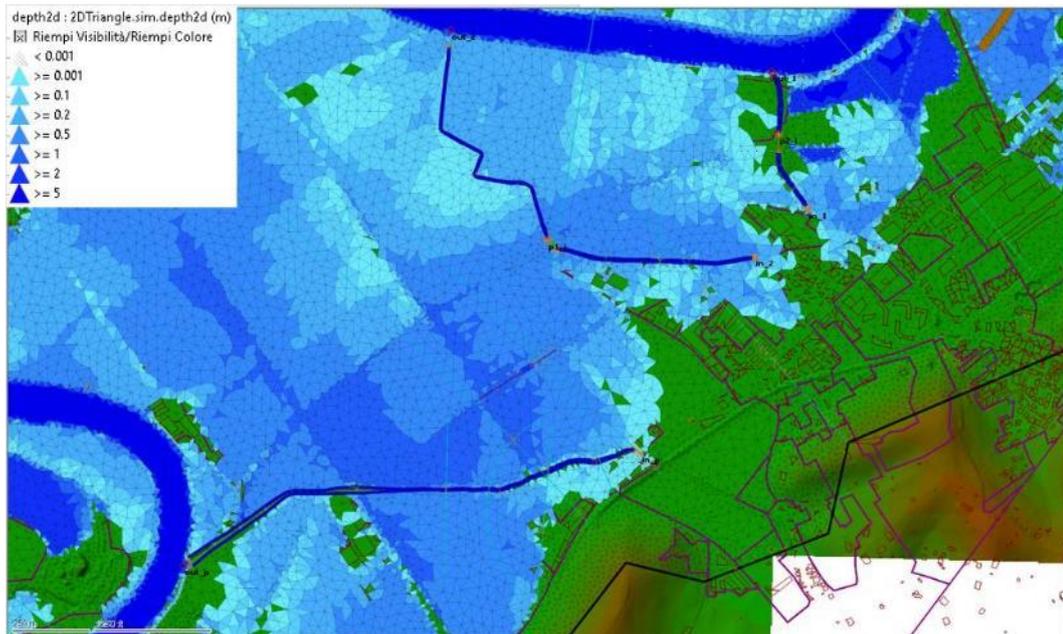


Figura 76 – t=12 ore

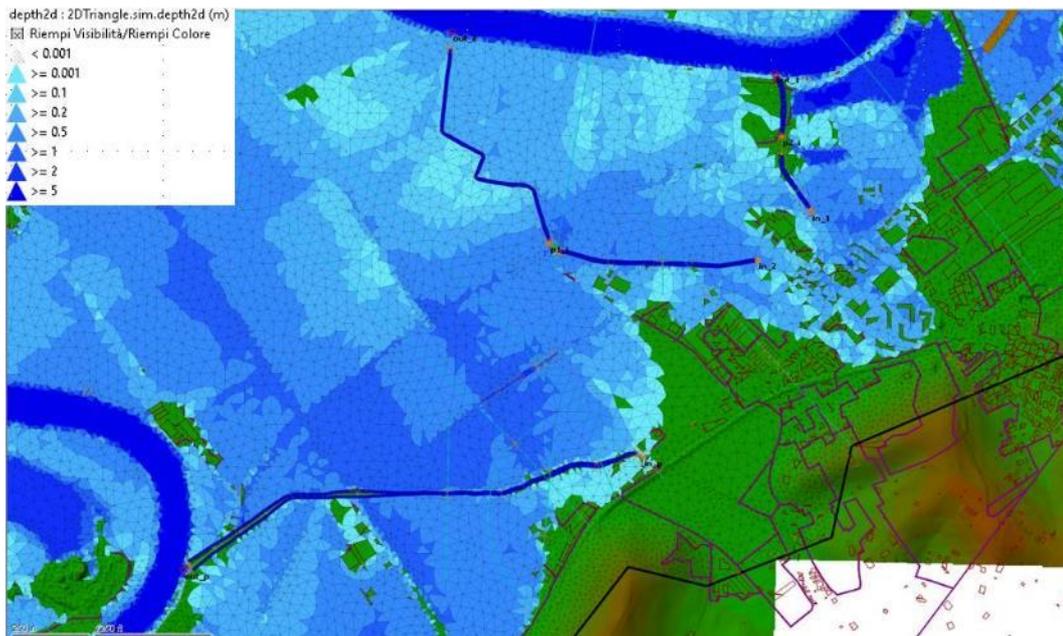


Figura 77 – t=14 ore

Relazione idraulica sottobacini

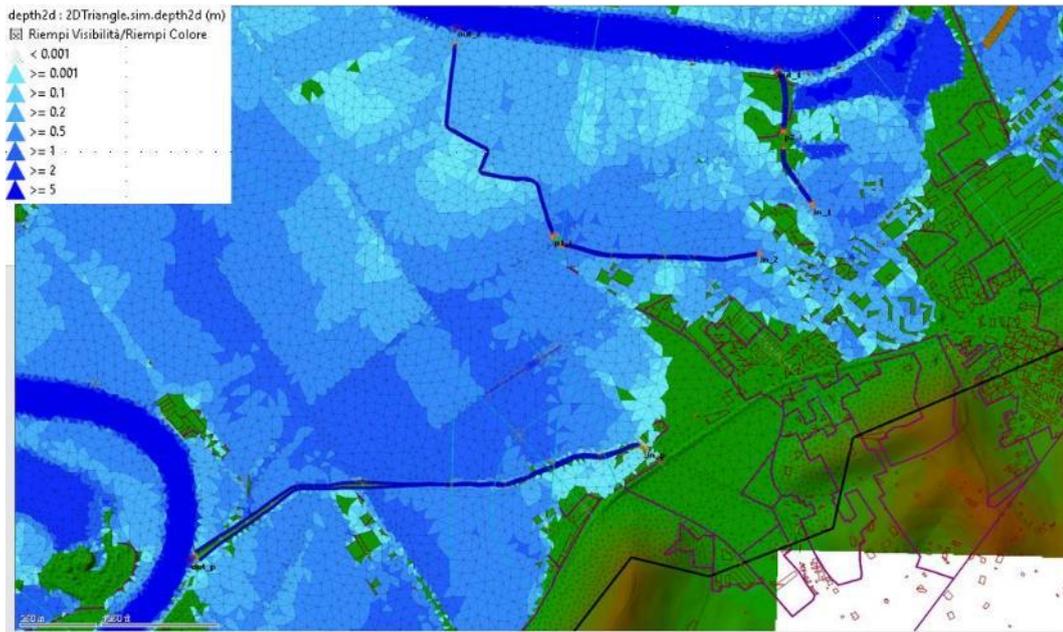


Figura 78 – t=16 ore

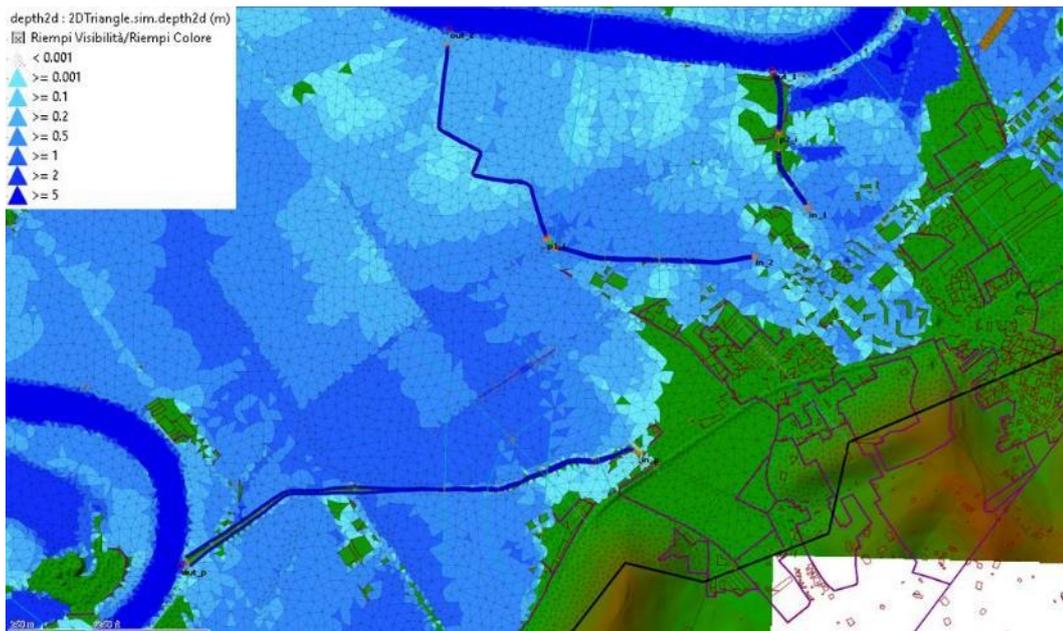


Figura 79 – t=18 ore

Relazione idraulica sottobacini

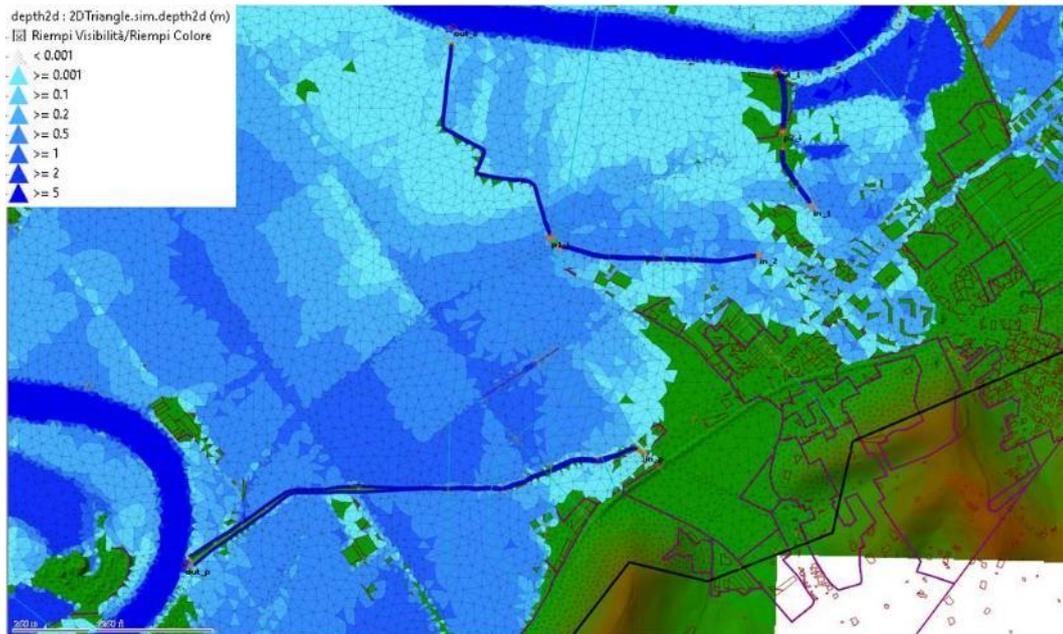


Figura 80 – t=22 ore

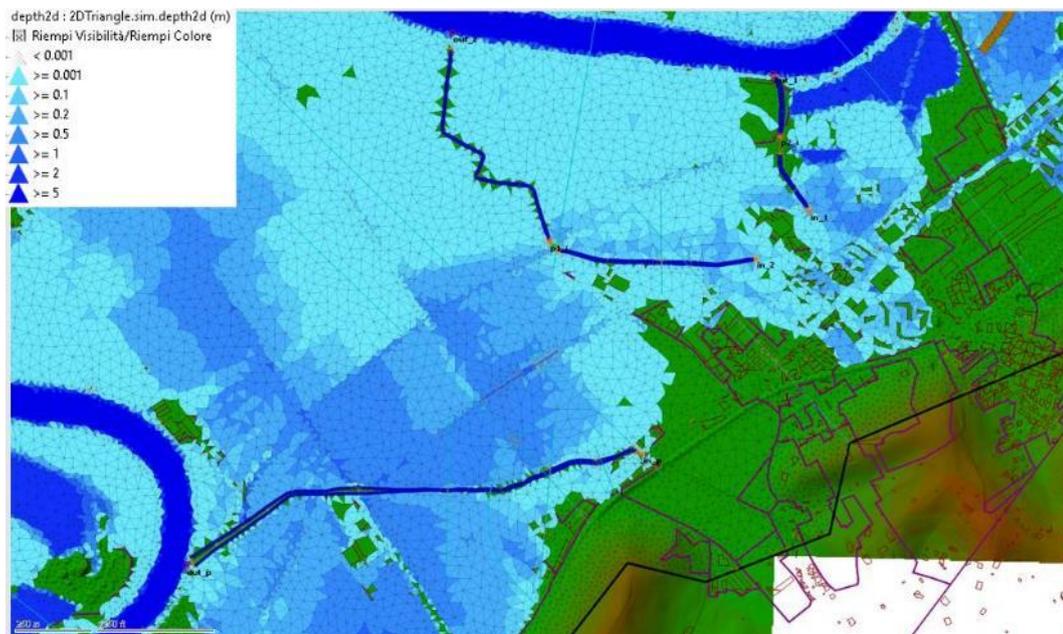


Figura 81 – t=26 ore

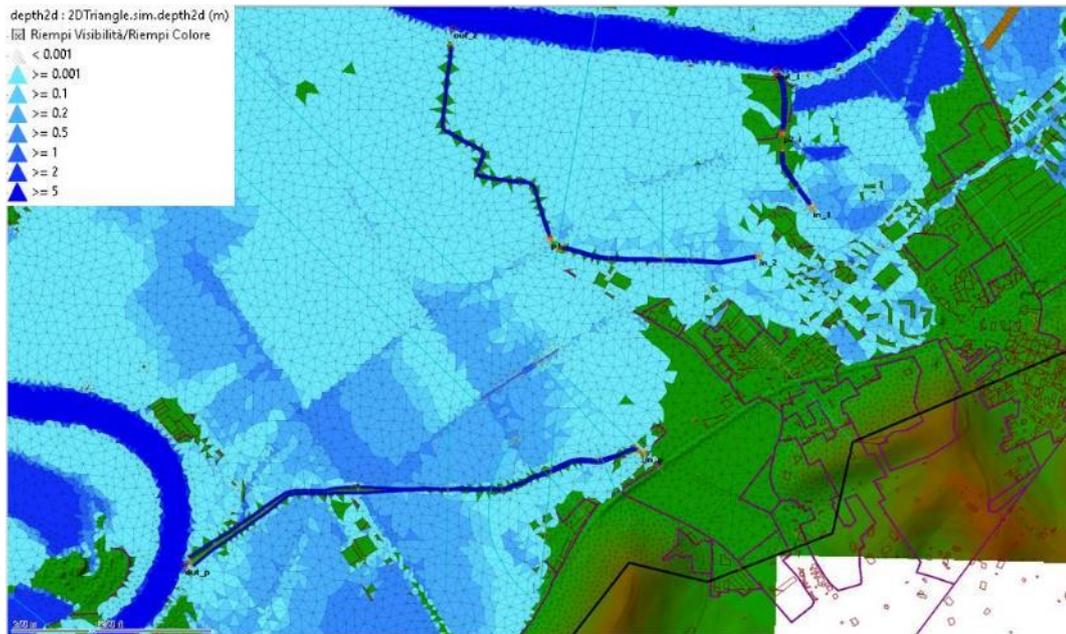


Figura 82 – t=30 ore

### 7.9.6 SCENARIO 2 - CONFRONTO TRA LE SITUAZIONI ANTE E POST-OPERA

Come già scritto si procede a verificare l'influenza della presenza delle opere di progetto nello sviluppo delle alluvioni nelle due configurazioni idrauliche. Come si può vedere dalla Figura 83, nella quale vengono messe a confronto le aree bagnate (con un battente di almeno 10 cm) nelle due configurazioni descritte, la differenza nell'estensione dell'alluvione risulta trascurabile e dunque la presenza o meno del viadotto Pantanella non influisce in maniera apprezzabile sul rischio idraulico dell'area.

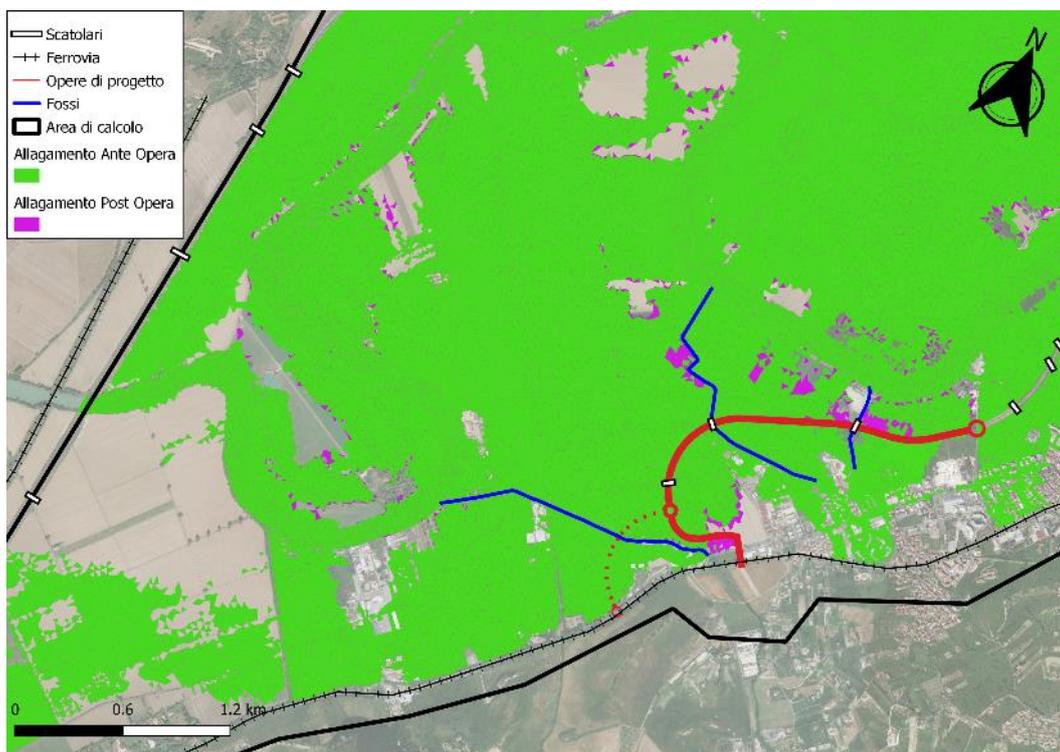


Figura 83 – confronto fra la situazione ante- e post-opera per lo scenario 2

### 7.9.7 CALCOLO DEL FRANCO IDRAULICO DEL VIADOTTO PANTANELLA

Secondo quanto indicato dalle NTC 2018, la realizzazione di un nuovo attraversamento è necessario garantire, per una piena con tempo di ritorno pari a 200 anni, il franco minimo di 1.5m.

Questa grandezza rappresenta la distanza minima che si deve avere fra la quota minima dell'intradosso del viadotto passante sopra al fosso Pantanella e la relativa quota del pelo libero ottenibile da una piena con tempo di ritorno pari a 200 anni. Nel caso specifico si prende in considerazione il pelo libero dell'acqua ad una quota pari a 23.65 m s.l.m., ottenuto dalla simulazione fatta sul fiume Tevere con esondazioni provocate da un evento di pioggia con tempo di ritorno di 200 anni. La piena del fosso Pantanella, seppur corso d'acqua principale rispetto al viadotto, comporta infatti livelli idrometrici più bassi di quasi 2m. Alla luce di ciò è stato scelto l'evento simulato sul Tevere per porsi in favore di sicurezza. Tenendo a riferimento questa come quota raggiunta dal pelo libero dell'acqua si riporta di seguito una tabella di tutti i franchi in corrispondenza di ogni pila del viadotto Pantanella.

---

Relazione idraulica sottobacini

ID Pila	Quota pelo libero [m s.l.m.]	Quota intradosso impalcato [m s.l.m.]	Franco [m]
P1	23.65	25.63	1.98
P2	23.65	25.63	1.98
P3	23.65	25.86	2.21
P4	23.65	25.98	2.33
P5	23.65	26	2.35
P6	23.65	26.05	2.4
P7	23.65	26.19	2.54
P8	23.65	26.18	2.53
P9	23.65	26.08	2.43
P10	23.65	25.97	2.32
P11	23.65	25.84	2.19
P12	23.65	25.7	2.05
P13	23.65	25.47	1.82

Come si vede dalla tabella non ci sono punti in cui la differenza di quota risulta inferiore a 1.5m dunque il franco da NTC è rispettato lungo tutto il viadotto Pantanella.

## 8 CONSIDERAZIONI SU FOSSO DI GUARDIA

Al fine di favorire il deflusso delle portate dall'interno del rilevato (lato Monterotondo) verso la piana del Tevere verrà realizzato un fosso di guardia ai piedi del rilevato.

Il fosso di guardia viene realizzato a sezione trapezoidale di dimensioni 1x1x1 m.

Di seguito un estratto della sezione tipo del fosso.

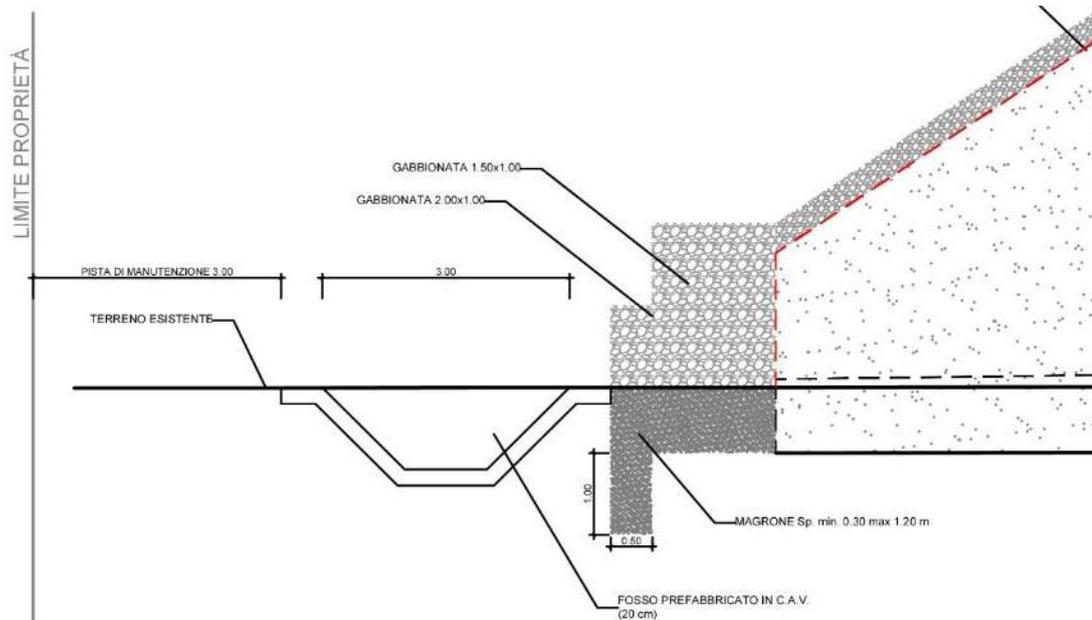


Figura 84 - Estratto di sezione tipo del fosso di guardia, lato Monterotondo

Il fosso di guardia ha lo scopo di convogliare le acque, in caso di alluvione, verso gli scolarini di attraversamento del rilevato di progetto. In questo modo i volumi di allagamento vengono convogliati verso gli scolarini e quindi verso la piana alluvionale del Tevere. Di seguito una planimetria indicativa delle direzioni di deflusso del fosso di guardia verso gli scolarini. I fossi seguono le pendenze naturali del terreno.

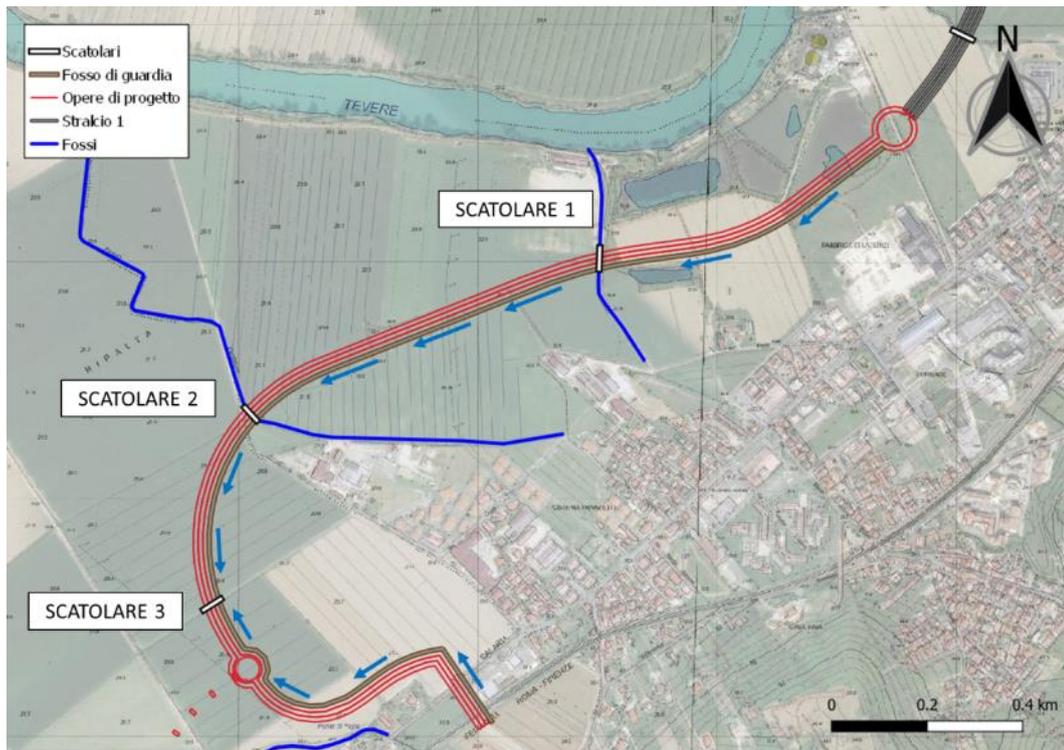


Figura 85 - indicazioni delle direzioni di convogliamento dell'acqua verso gli scatolari

## 9 CONSIDERAZIONI IDRAULICHE PER LA CANTIERIZZAZIONE

E' stata svolta una simulazione con tempo di ritorno di 10 anni al fine di poter individuare delle aree di cantiere ragionevolmente sicure rispetto ad una eventuale alluvione dei fossi Pantanella e Ventaglio. A tal proposito, sono stati considerati gli idrogrammi estratti dall'analisi idrologica per i due bacini. In questo caso, a differenza di quanto visto precedentemente, gli idrogrammi del fosso Pantanella e del fosso Ventaglio sono massimizzati per differenti tempi di pioggia, rispettivamente 6 e 3 ore. Ad ogni modo, cautelativamente, il picco di piena è stato reso concomitante, in modo da simulare lo scenario peggiore di alluvione contemporanea dei due fossi. In merito al fosso Ventaglio, per le stesse motivazioni espresse nel capitolo dedicato alla modellazione, si è impostato una portata del 70% rispetto a quella stimata come input per ogni canale. Di seguito, dunque, gli idrogrammi considerati. Non è stata considerata in questo caso una possibile esondazione del Tevere, analizzata in analogo capitolo all'interno della relazione dedicata alla modellazione bidimensionale.

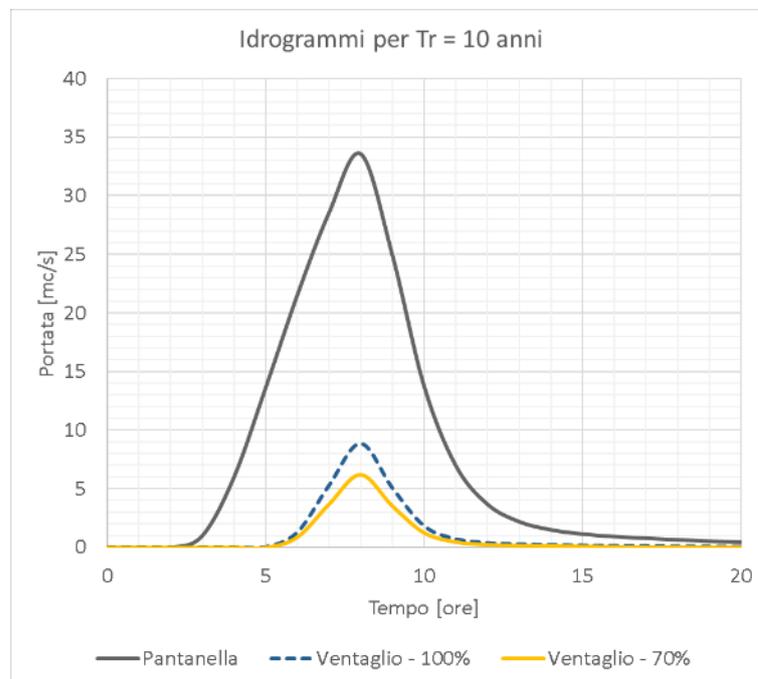


Figura 86 - idrogrammi utilizzati per simulazioni ai fini della cantierizzazione

Nell'immagine seguente l'estratto in ambiente Infoworks della simulazione eseguita, in cui si mostrano i tiranti massimi raggiunti.

Relazione idraulica sottobacini

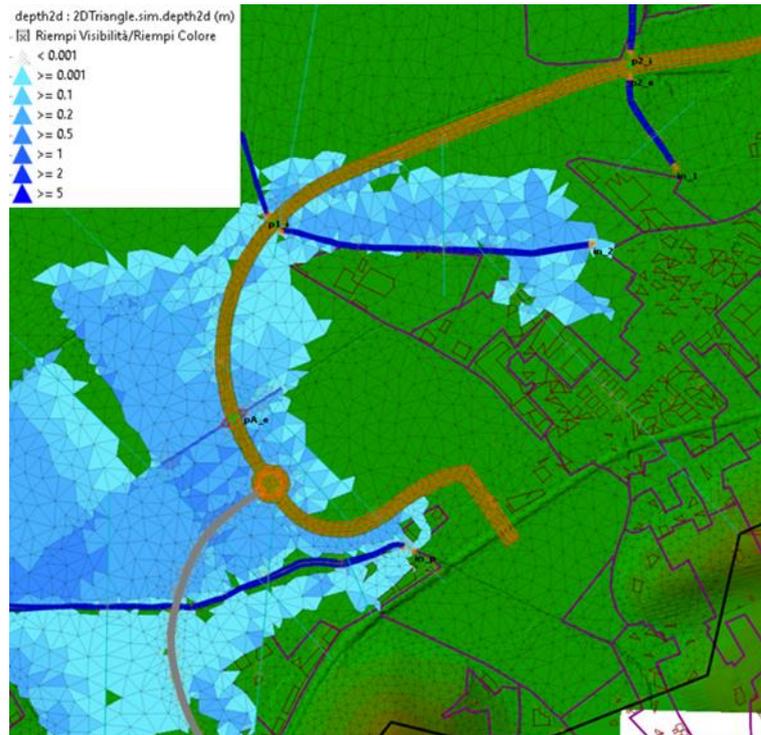


Figura 87 – Tiranti massimi raggiunti

Il valore dei tiranti internamente al rilevato rimane generalmente nell'intervallo tra i 20 e i 50 cm. Il canale 1 del fosso Ventaglio non tracima, rimanendo internamente all'alveo.

## 10 CONSIDERAZIONI SULLA RESISTENZA ALL'EROSIONE

### 10.1 RILEVATO DI PROGETTO

Nella relazione sulla modellazione bidimensionale del Tevere, sono state effettuate alcune considerazioni in merito alla resistenza all'erosione per il rilevato di progetto investito dalla piena del fiume stesso. Il rilevato, infatti, è interessato dalla piena del fiume Tevere da un lato direttamente, dall'altro solamente per garantire la trasparenza idraulica dell'intervento. Si prevede quindi l'impiego di due tipologie di pacchetti di rivestimento, una per il lato interno alla piana alluvionale, o lato Tevere, e una per il lato esterno, o lato Monterotondo:

- lato Tevere si prevede pacchetto impermeabile, soletta in c.a. (spessore 20 cm), materasso tipo reno (spessore 30 cm). A protezione del piede del rilevato è previsto un muro in c.a. di altezza 1m;
- lato Monterotondo si prevede pacchetto impermeabile, materasso tipo reno (spessore 30 cm). A protezione del piede del rilevato è prevista la posa di gabbionate.

In figura seguente si riporta un estratto della sezione tipo prevista.

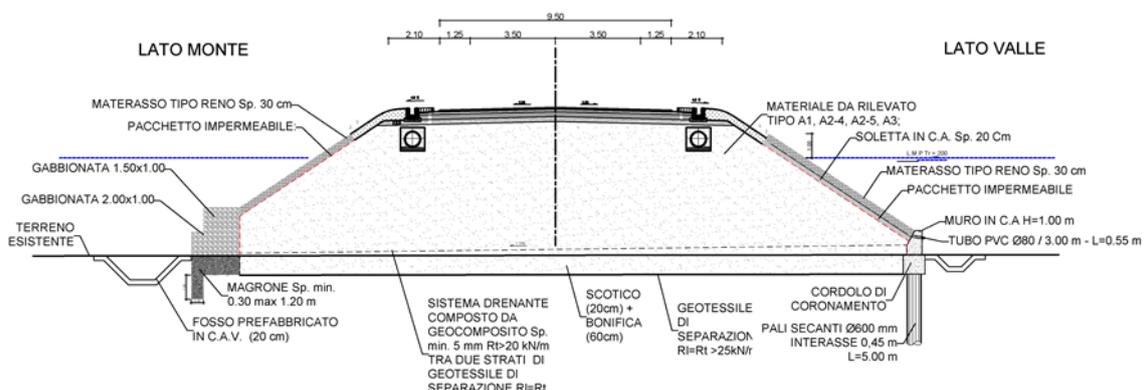


Figura 88 - estratto della sezione tipo del rilevato.

Nella stessa relazione, sono risultate le seguenti velocità nei pressi del rilevato:

- lato Tevere: le velocità risultano maggiori in prossimità degli scatolari 1 e 2 (fosso Ventaglio), dell'ordine di 1 m/s. In generale, sul resto del rilevato le velocità si stabilizzano nell'intervallo 0.4-0.8 m/s.
- lato Monterotondo: le velocità massime risultano sempre in prossimità degli scatolari, dell'ordine di 0.5 m/s. Sul resto del rilevato le velocità sono minime e nell'ordine di 0.1 m/s.

Nel presente paragrafo si vuole verificare anche la resistenza all'erosione derivante dalle sollecitazioni dovute alla piena dei fossi Pantanella e Ventaglio.

Si mostra a tal proposito la mappa delle velocità massime raggiunte, considerando lo scenario a tempo di ritorno 200 anni, senza l'influenza della piena del Tevere.

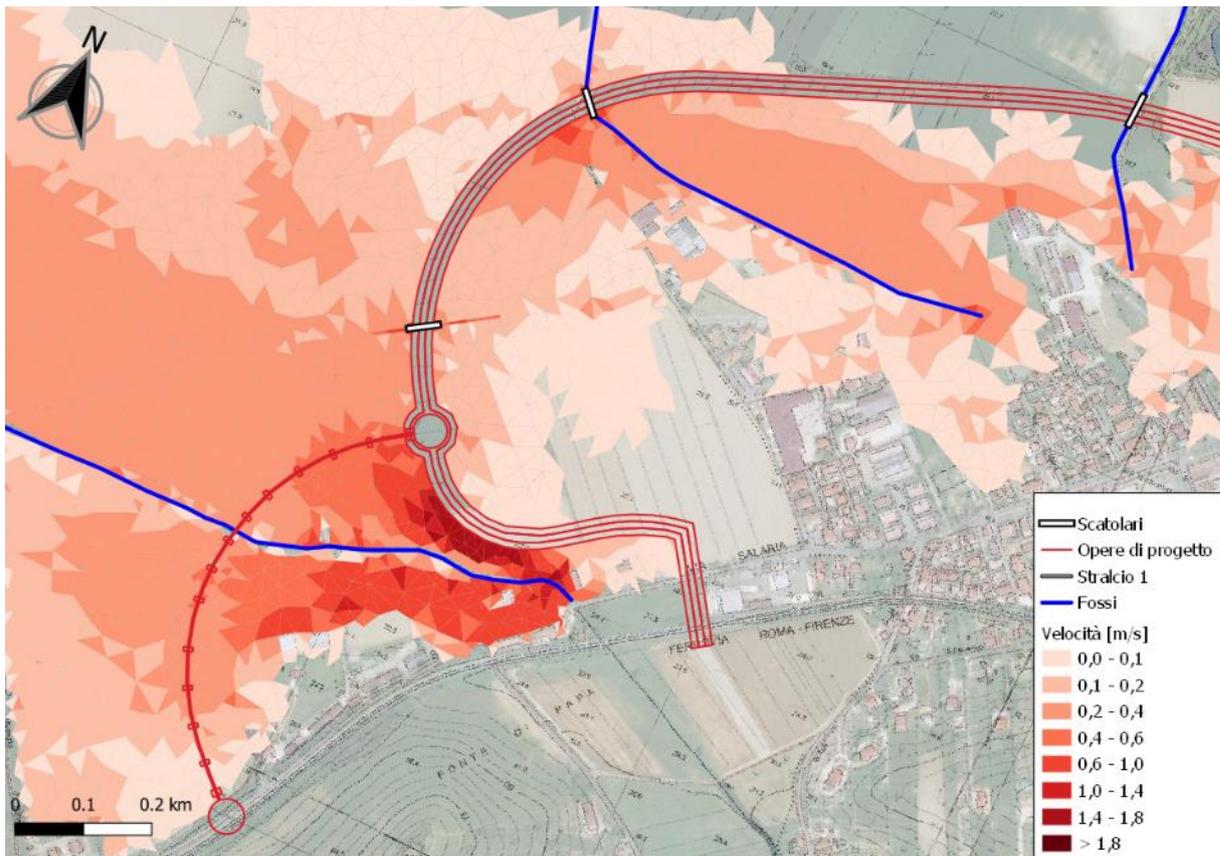


Figura 89 - velocità massime nei pressi del rilevato stradale, per un tempo di ritorno di 200 anni

Come si nota, in questo caso si raggiungono le seguenti velocità:

- lato Tevere: la zona in cui si raggiungono le massime velocità è quella adiacente al fosso Pantanella, in cui i valori sono dell'ordine di 1.8 m/s;
- lato Monterotondo: i valori toccano il picco di 0.6m/s nei pressi dello scatolare 2. Generalmente i valori rimangono nell'intervallo 0.1-0.4 m/s.

Le velocità maggiori sono dunque raggiunte sul lato Tevere. Tuttavia, considerata la tipologia di rivestimenti utilizzati (in particolare visto il rivestimento con soletta in c.a. in lato Tevere), si ritiene che le velocità di cui sopra non possano in alcun modo determinare effetti di trascinamento tali da mettere a rischio la stabilità dell'opera. Non si ritiene quindi necessario effettuare ulteriori approfondimenti in merito.

## 10.2 CALCOLO DELLO SCAVO ALLA BASE DELLE PILE DEL VIADOTTO PANTANELLA

Ai fini della messa in sicurezza dal rischio idraulico, sono stati stimati gli scavi che possono verificarsi alla base della pila centrale durante un evento di piena. E' infatti noto che i manufatti presenti in alveo interagiscono con la corrente modificando il profilo idraulico e generando moti tridimensionali localizzati (vortici) che comportano fenomeni di erosione e deposito del fondo. Tali fenomeni, in condizioni di piena, possono risultare significativi ed in alcuni casi causano il cedimento delle strutture stesse. E' inoltre evidente dal rilievo che la pila centrale presenta un fuori piombo, che potrebbe essere dovuto a problemi di scalzamento.

La complessità dei moti non permette una facile stima analitica dei fenomeni erosivi in quanto dipendono da numerose grandezze (tirante, dimensione del sedimento, forma della spalla, velocità della corrente, ecc.). E' però fondamentale stimarli per evitare fenomeni spiacevoli di cedimento delle spalle; per fare ciò sono diffuse delle formule sperimentali che permettono una stima dello scavo alla base delle pile.

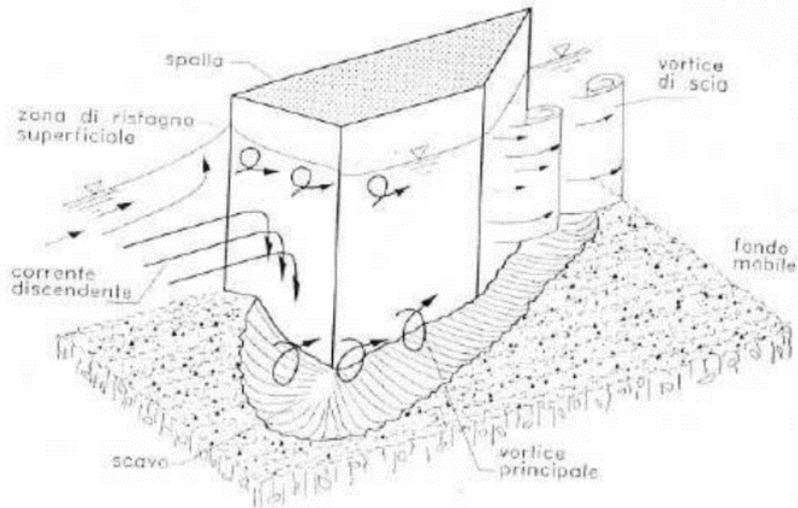


Figura 90: moti secondari e fenomeni erosivi in corrispondenza di una spalla di ponte

Per lo scalzamento della pila sono stati utilizzati i risultati ottenuti dalla modellazione delle piene con tempo di ritorno pari a 200 anni al fine di valutare lo scavo massimo e più cautelativo.

Le formule che seguono, presenti nelle scansioni, derivano dal capitolo 9.5 del libro: "Sistemazione dei corsi d'acqua" di L. Da Deppo et al., quarta edizione.

Per valutare la profondità di scavo  $ds$  si è utilizzata la formula descritta nella figura seguente.

**Relazione idraulica sottobacini**

$$\frac{d_s}{s} = f_1 \left( \frac{v_0}{v_{cr}} \right) \cdot \left[ 2 \tanh \left( \frac{y_0}{s} \right) \right] \cdot f_2 (forma) \cdot f_3 \left( \alpha, \frac{l}{s} \right) \quad (9.16)$$

nella quale le funzioni  $f_1, f_2$  e  $f_3$  hanno le seguenti determinazioni:

$$\begin{cases} f_1 \left( \frac{v_0}{v_{cr}} \right) = 0 & \text{per } \frac{v_0}{v_{cr}} \leq 0,5 ; \\ f_1 \left( \frac{v_0}{v_{cr}} \right) = 2 \frac{v_0}{v_c} - 1 & \text{per } 0,5 < \frac{v_0}{v_{cr}} \leq 1,0 ; \\ f_1 \left( \frac{v_0}{v_{cr}} \right) = 1 & \text{per } \frac{v_0}{v_{cr}} > 1,0 ; \end{cases} \quad (9.17)$$

$f_2 (forma) = 1,00$  per pile circolari o con fronti arrotondate;  
 $f_2 (forma) = 0,75$  per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente;  
 $f_2 (forma) = 1,30$  per pile rettangolari;  
 $f_3 \left( \alpha, \frac{l}{s} \right)$  il valore è ricavabile dal grafico di figura 9.14.

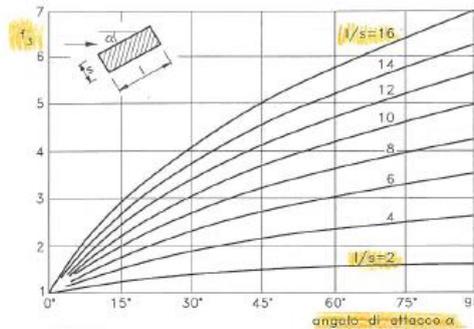


Figura 91 - Formula per il calcolo della profondità di scavo. Immagine da "Sistemazione dei corsi d'acqua" di L. Da Deppo et al

Per il calcolo della velocità critica si è considerata la formula in Figura 92 dove  $d=d_{50}$  dei sedimenti presenti nell'alveo del corso d'acqua.

In riferimento alla relazione geotecnica di caratterizzazione il terreno dove verrà costruito il viadotto viene descritto come limo argilloso. Per cautela si considera il diametro massimo del limo come  $d_{50}$  della zona interessata dall'alluvione con tempo di ritorno duecentennale. I dati mancanti vengono presi da letteratura in mancanza di informazioni più specifiche, dunque si considerano  $\gamma_s$  = peso specifico materiale = 26000 N/m<sup>3</sup> e  $\gamma$  = peso specifico acqua = 9810 N/m<sup>3</sup>. Alla luce di questi valori si ricava una velocità critica nettamente inferiore a quella della corrente, che nel caso in esame viene presa pari a 0.45 m/s. Questo comporta un valore di  $f_1$  pari a 1

$$v_{cr} = 0,85 \sqrt{2gd(\gamma_s - \gamma)/\gamma} \quad (9.1)$$

essendo  $\gamma_s$  il peso specifico del materiale di fondo,  $\gamma$  quello dell'acqua

Figura 92 - Formula della velocità critica. Immagine da: "Sistemazione dei corsi d'acqua" di L. Da Deppo et al.

In base alle tavole di progetto a disposizione si possono definire le pile come setti singoli sagomati di spessore (s)=2m e lunghezza (l)=10m. Grazie a queste considerazioni di carattere geometrico si può definire il parametro f2 per il calcolo dello scavo alla fondazione. L'angolo di attacco delle pile rispetto alla corrente è praticamente nullo per le pile centrali, mentre arriva ad angoli maggiori per le pile più laterali. In favore di sicurezza si sceglie un angolo medio di 20° in modo da poter definire anche il terzo parametro di calcolo, f3.

Si sottolinea che le formulazioni di cui sopra sono di carattere empirico e vanno comunque valutate sulla base dell'esperienza e del buon senso.

Di seguito la tabella di riferimento con le grandezze considerate e i risultati ottenuti, la profondità di scavo è riportata nell'ultima colonna (ds).

Scenario 1: TR=200 anni

	s (m)	l (m)	l / s	vo (m/s)	y0 (m)	d50 (m)	v cr (m/s)	vo/vcr	f1	f2	f3	ds (m)
Pila tipo	2.00	10.00	5.00	0.45	0.78	2*10 <sup>-6</sup>	0.01	65.79	1.00	0.75	3.00	3.34

Basandosi sui risultati ottenuti si ottiene uno scavo dell'ordine dei 3 metri, in grado di provocare lo scalzamento delle pile di fondazione pari a 1,8m sotto il piano di appoggio. Per evitare tale fenomeno si ricorre all'utilizzo di massi di protezione posizionati al piede delle pile.

Si prendono in considerazione **massi sciolti appartenenti alla prima categoria con una massa di 300Kg**. Ipotizzando dei massi con forma assimilabile a quella sferica, si ottiene un diametro pari a 0.59m, corrispondente dunque al d50 utilizzato nelle formule precedentemente citate. In questo modo si ottiene una velocità critica nettamente superiore a quella della corrente in condizioni di piena, che dunque non è in grado di spostare i massi di protezione annullando l'entità dello scavo al piede e conseguente scalzamento delle pile. Si riporta di seguito la tabella riassuntiva con le grandezze nel caso di posizionamento al piede dei massi di scogliera.

	s (m)	l (m)	l / s	vo (m/s)	y0 (m)	d50 (m)	v cr (m/s)	vo/vcr	f1	f2	f3	ds (m)
Pila tipo	2.00	10.00	5.00	0.45	0.78	0.59	3.72	0.12	0.00	0.75	3.00	0.00

Risulta quindi necessario proteggere le pile con massi sciolti di prima categoria.

## 11 SISTEMAZIONE IDRAULICA FOSSO PANTANELLA

Nel presente progetto si prevede un intervento di sistemazione del tratto del fosso Pantanella in corrispondenza del viadotto, per garantirne la stabilità ed evitare alterazioni plano-altimetriche, anche in conseguenza a quanto esposto nel paragrafo precedente. A livello progettuale si prevede la protezione del fondo e delle sponde mediante rivestimento in pietrame avente peso minimo di 500 kg e spessore minimo 20cm. Nelle figure seguenti si riporta una sezione tipo e relativa sezione longitudinale. Tale intervento si sviluppa per un intervento di circa 50m, dei quali 25 a monte e 25 a valle del nuovo viadotto.

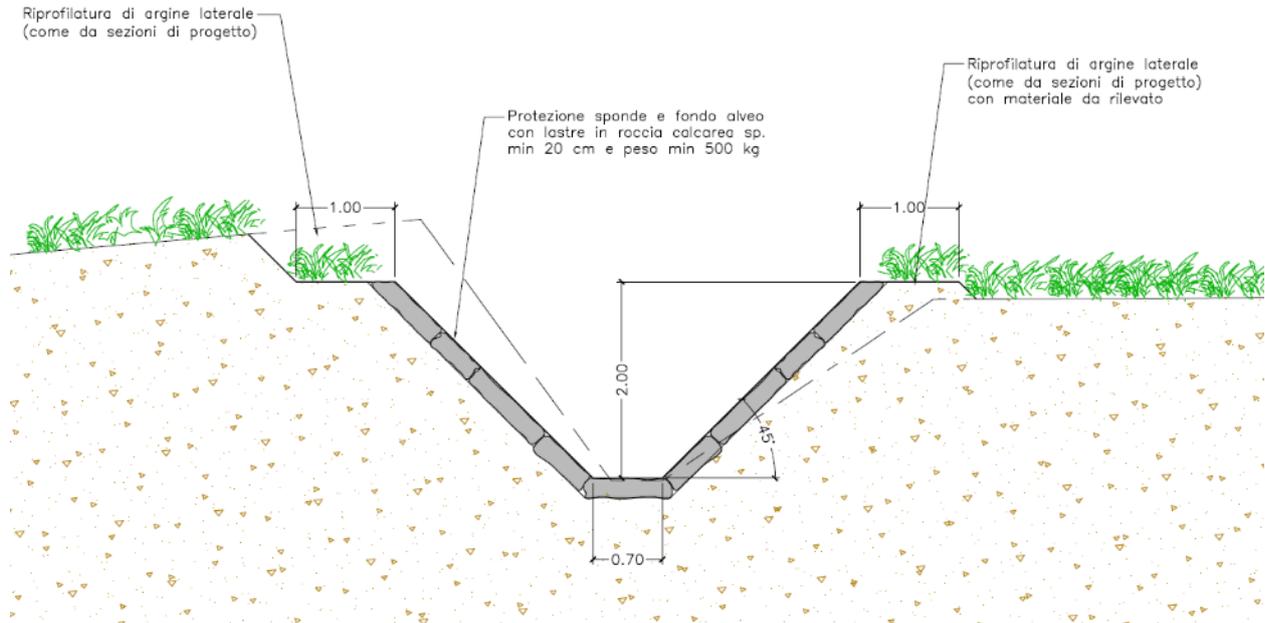


Figura 93 - sezione tipo

È stata eseguita quindi una verifica dell'opera facendo riferimento alla teoria di Shields, che valuta la stabilità di materiali di assegnata granulometria soggetti all'azione di trascinamento della corrente confrontando i valori critici delle tensioni tangenziali (intesi come valori di moto incipiente) con i valori delle tensioni realmente agenti sulla superficie di interesse.

La condizione di stabilità è dunque garantita quando la tensione tangenziale critica  $\tau_{cr}$  è maggiore o uguale a quella esercitata dalla corrente sul singolo masso:

$$\tau_{cr} \geq \tau_0$$

La tensione tangenziale massima esercitata dalla corrente può essere espressa come:

$$\tau_0 = \xi \gamma R i$$

dove:

- $\xi$  (-): coefficiente che tiene conto della distribuzione delle tensioni tangenziali; è assunto pari a 1 per il fondo alveo e 0.75 in corrispondenza delle sponde;
- $\gamma$  (N/m<sup>3</sup>): peso specifico dell'acqua;
- $R$  (m): raggio idraulico sezione;
- $i$  (m/m): pendenza del fondo dell'alveo.

Il valore critico  $\tau_{cr}$  che mobilita un masso di diametro  $d$  con peso specifico  $\gamma_s$  in assenza di coesione ed in regime turbolento ha la seguente espressione, riferita alla teoria della tensione tangenziale critica (Shields, 1936) attraverso la valutazione della forza che determina il moto incipiente dei granuli, esprimibile in termini generali con la seguente relazione che esprime una condizione di equilibrio:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = \Theta(Re^*)$$

dove:

- $\tau_{cr}$  (N/m<sup>2</sup>): tensione tangenziale critica;
- $\gamma_s$  (N/m<sup>3</sup>): peso specifico materiale d'alveo;
- $d$  (m): diametro del granulo;
- $\Theta$ : parametro adimensionale dipendente dalle caratteristiche dei granuli e del letto fluviale e dal numero di Reynolds di grano ( $Re^*$ ) relativo alla velocità di attrito  $u^*$ .

La suddetta condizione di equilibrio è stata tradotta in termini empirici da osservazioni sperimentali, ciascuna caratterizzata da limiti e campi di applicabilità specifici che ne condizionano l'utilizzo. In questa trattazione si considera la formulazione proposta da Shields (1936), sviluppata per moti in regime turbolento e per la condizione  $h \gg d$ , ovvero dove il diametro medio del materiale  $d$  considerato è molto minore del tirante d'acqua  $h$ , come nel presente studio:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = 0.06$$

Per le verifiche di stabilità delle sponde, la condizione di moto incipiente va espressa considerando le componenti attive del peso e della spinta idrodinamica in relazione alla pendenza della sponda ( $\alpha$ ) rispetto all'orizzontale.

Per tali verifiche viene normalmente utilizzata la seguente espressione (Lane 1953):

$$\tau_{cr}(\alpha) = \tau_{cr}(0) \left[ \cos(\alpha) \sqrt{1 - \frac{tg^2(\alpha)}{tg^2(\phi)}} \right]$$

dove:

- $\alpha$  (°): pendenza delle sponde; si considera il valore di 45° come da sezione di progetto;
- $\Phi$  (°): angolo di attrito interno del materiale. Per il materiale da scogliera è stato assunto pari a 60°.

I risultati della verifica sono riportati di seguito. Tenuto conto di una densità del pietrame di 2600 kg/m<sup>3</sup> e di un peso minimo del blocco di 500 kg, si è valutato il diametro equivalente della sfera avente tali caratteristiche. Il raggio idraulico è stato calcolato a partire dai dati forniti dalla modellazione monodimensionale per la sezione in corrispondenza del viadotto, considerando il livello idraulico, data la tracimazione, in sommità alla sezione stessa. La pendenza è stata calcolata come media tra le due sezioni a cavallo del viadotto, pari a circa 0.6‰.

$\tau_{0\_fondo}$ (N/m <sup>2</sup> )	$\tau_{cr\_fondo}$ (N/m <sup>2</sup> )	FS ( $\tau_{cr}/\tau_0$ )
5.00	671.47	134

Tabella 7 - risultati della verifica al fondo

---

**Relazione idraulica sottobacini**

$\tau_{0\_sponda}$ (N/m <sup>2</sup> )	$\tau_{cr\_sp}(\alpha=45^\circ)$ (N/m <sup>2</sup> )	FS ( $\tau_{cr\_sp}/\tau_{0\_sp}$ )
3.75	387.68	103

Tabella 8 - risultati della verifica alla sponda

La verifica è dunque soddisfatta, con un fattore di sicurezza FS rispetto alla tensione tangenziale critica superiore a 130 per il fondo e pari a 103 per la sponda.

## 12 PISTE DI MANUTENZIONE

Alla base del rilevato, ambo i lati, è prevista la realizzazione di piste per la manutenzione dei rilevati stessi. Tali piste dovranno attraversare i fossi di cui alla presente relazione, viene quindi prevista la realizzazione di manufatti costituiti da guadi e/o tubazioni per garantire il transito delle portate dei fossi.

Alcuni attraversamenti interessano fossi di profondità < 80cm, in questi casi si prevede la sola realizzazione di guadi in pietra opportunamente sagomati.

Per i fossi con profondità > 80cm si prevede la realizzazione di tubazioni di attraversamento per le portate con  $Tr \leq 10$ anni. Per portate superiori, si avrà comunque tracimazione a causa della sezione insufficiente dei fossi, e non a causa della presenza delle tubazioni.

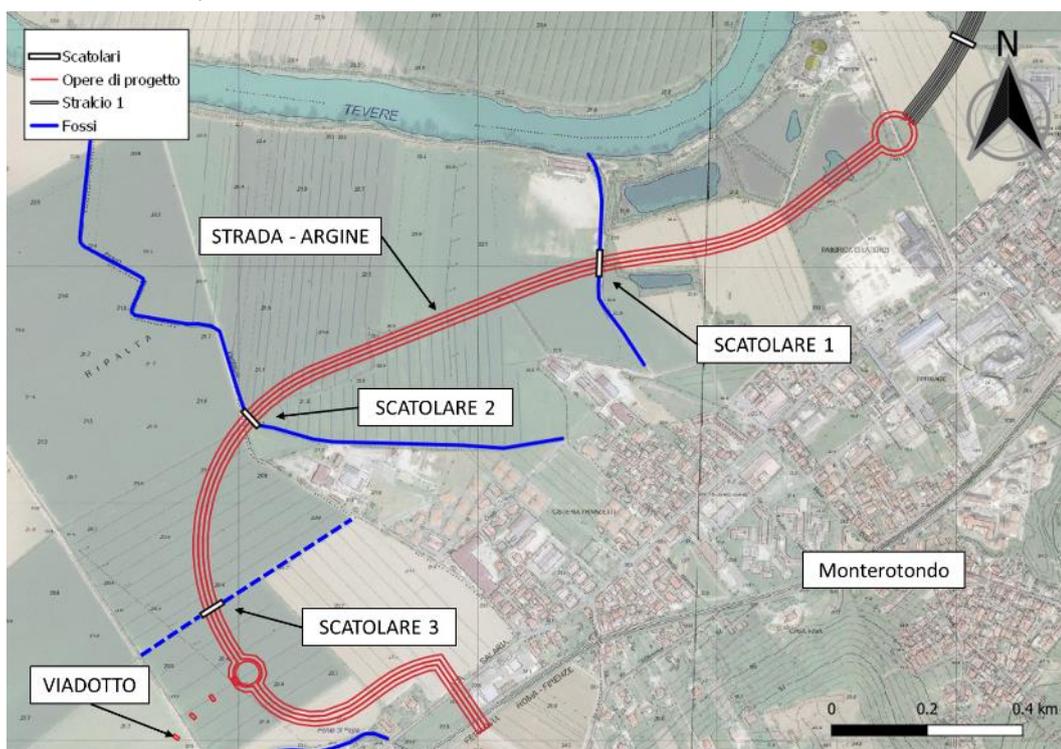


Figura 94 - individuazione dei fossi

Il fosso in corrispondenza dello scatolare 3 ha una profondità < 60cm, si prevede quindi la sola realizzazione di guadi.

Per quanto riguarda invece gli scatolari 1 e 2, i fossi risultano di dimensione maggiore. Si riportano di seguito le dimensioni delle tubazioni previste e la relativa verifica idraulica. Solo per il fosso a monte del canale 2 si prevede la realizzazione di un guado.

VENTAGLIO CANALE 1			VENTAGLIO CANALE 2		
SEZIONE	Φtubazioni	n.tubi	SEZIONE	Φtubazioni	n.tubi
Monte	200cm	1	Monte	guado	-
Valle	200cm	1	Valle	200cm	1

La portata in arrivo è stata stimata a partire da quella di picco transitante negli scolarari 1 e 2 nella simulazione effettuata con tempo di ritorno di 10 anni (si veda paragrafo inerente alle considerazioni idrauliche per la cantierizzazione), ed è pari a  $6.1 \text{ m}^3/\text{s}$ . Per la verifica si è utilizzata la pendenza minore, in favore di sicurezza, rilevata a cavallo del rilevato stradale, ed è pari a  $0.0021 \text{ m/m}$ .

Con tali dati si è verificato il deflusso della portata in una tubazione circolare di diametro  $2.0\text{m}$ , mediante un'applicazione adatta allo scopo.

ALTEZZA DI MOTO UNIFORME:	1.57	m
PENDENZA:	0.002100	m/m
PORTATA:	6.10	mc/s
VELOCITA':	2.30	m/s
ALTEZZA CINETICA:	0.27	m
ENERGIA SPECIFICA:	1.84	m
ALTEZZA CRITICA:	1.19	m
PENDENZA CRITICA:	0.004382	m/m
AREA BAGNATA:	2.65	m <sup>2</sup>
CONTORNO BAGNATO:	4.36	m
RAGGIO IDRAULICO:	0.608	m
LARGHEZZA IN SUPERFICIE:	1.64	m
NUMERO DI FROUDE:	0.58	
TIPO ALVEO:	debole pendenza	
GRADO DI RIEMPIMENTO:	78.65	%

Figura 95 – estratto dei risultati dell'applicativo per il calcolo del tirante a moto uniforme, per tubazione circolare di diametro  $2.0\text{m}$ .

Si ottiene all'interno della tubazione un tirante di  $1.57\text{m}$ , corrispondente ad un grado di riempimento del  $79\%$ .

Di seguito un estratto della sezione tipologica del cavalcafosso.

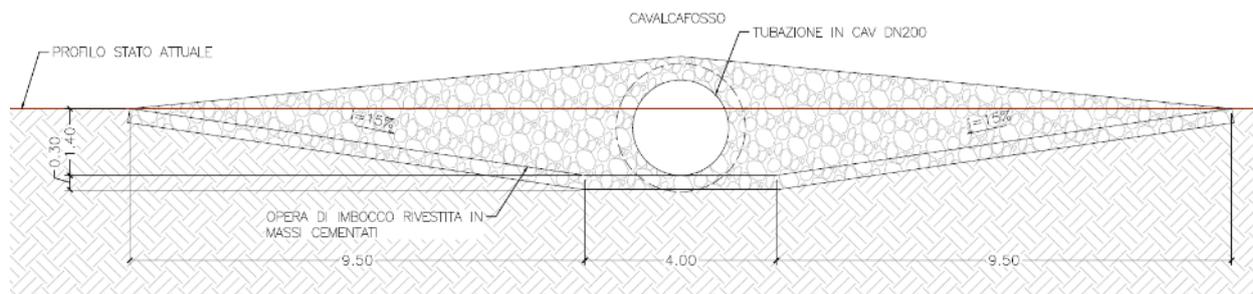


Figura 96 - Sezione tipologica di cavalcafosso di progetto.

### 13 IPOTESI DI FUTURO IMPIANTO DI RILANCIO DELLE PORTATE

Nella configurazione futura finale, quando saranno realizzate le casse di espansione, in occasione delle piene del Tevere gli scatoletti di attraversamento saranno chiusi dalle paratoie.

In questo caso le acque provenienti dai bacini secondari (fosso Ventaglio) non avranno più sfogo verso il Tevere e tenderanno ad accumularsi lato monte del rilevato stradale.

La soluzione per evitare l'allagamento dell'area a monte del rilevato prevede la realizzazione di un impianto idrovoro di rilancio delle portate attraverso il rilevato. Seppure l'impianto non sia parte della progettazione in corso, sono state tuttavia eseguite delle predisposizioni per tale futuro ipotetico impianto, inserendo nel rilevato dei tubi camicia, nei quali saranno posati i tubi di mandata del sollevamento meccanico.

Il numero e la dimensione dei tubi viene ipotizzato sulla base di quanto già previsto nello stralcio 1 in fase di realizzazione. In particolare nello stralcio 1 sono previsti in totale 15 tubi da 1370mm di diametro. Circa una tubazione ogni 160ha di superficie scolante.

Per la realizzazione del secondo stralcio di progetto, sono stati considerate 2 batterie di 5 tubazioni, per un totale di 10 pompe, ovvero una tubazione ogni 28.6ha di bacino scolante afferente.

Si ipotizza che la portata nominale per ciascuna tubazione possa essere variabile tra 500 e 1000 lt/s.

Di seguito una foto-esempio di un impianto idrovoro.



Figura 97 - esempio di impianto idrovoro

## 14 ATTRAVERSAMENTO FERROVIARIO PRESSO LA ROTATORIA

Nei pressi della rotatoria di svincolo a sud, che permette di accedere al nuovo viadotto sul fosso Pantanella, è stato rilevato un attraversamento idraulico sotto il rilevato ferroviario, come rappresentato in figura seguente.

Questo attraversamento scarica poi nella rete di canali che porta al fosso Pantanella, attraverso delle tubazioni e dei fossi a cielo aperto.

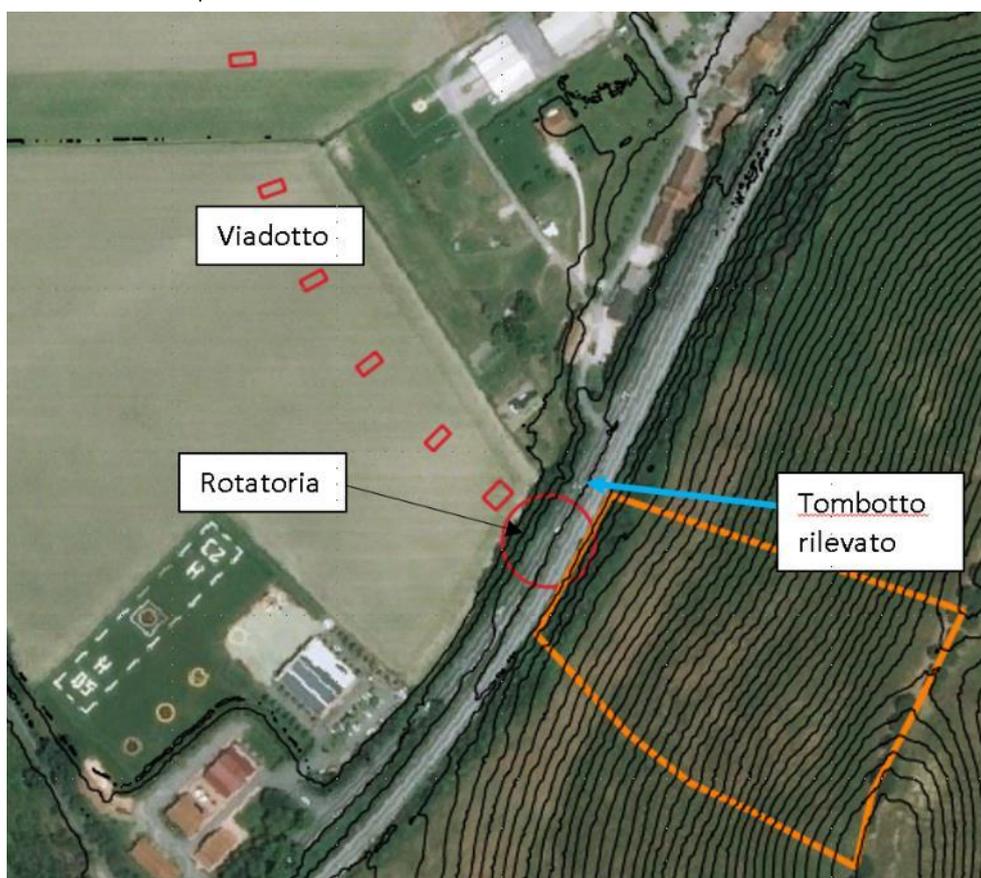


Figura 98: individuazione planimetrica dell'attraversamento idraulico, in arancio l'area scolante.

L'area scolante su tale attraversamento è pari a circa 3 ha ed è costituita da un pendio piuttosto ripido con pendenza omogenea e ricoperto a prato.

Relazione idraulica sottobacini

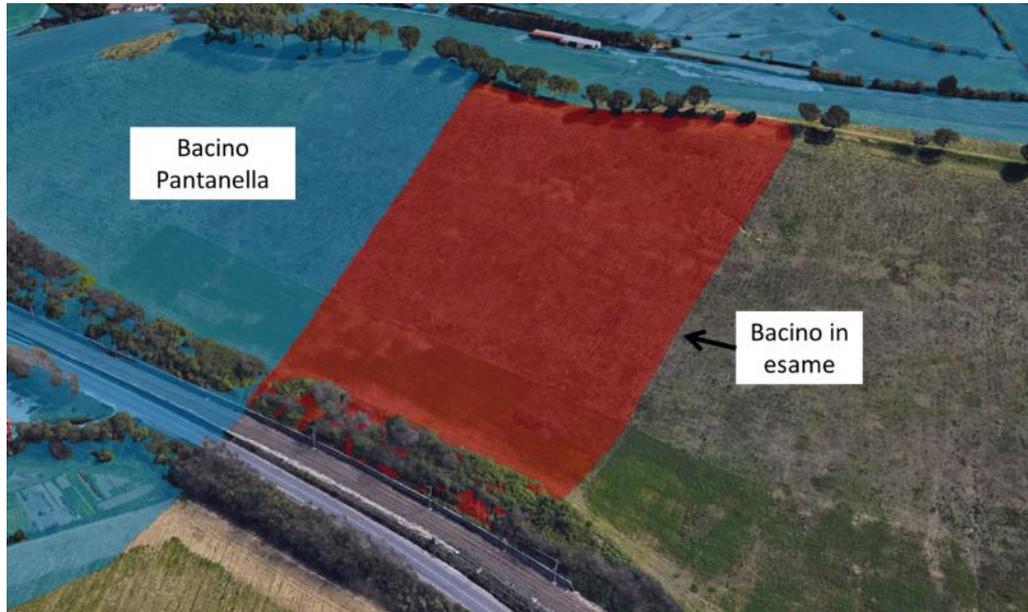


Figura 99: area scolante in ambiente Google Earth.

Adottando le stesse forzanti idrologiche considerate per il fosso Pantanella sono state stimate le portate alla sezione di chiusura considerata, per i tempi di ritorno pari a 50-100-200 anni.

Sono state considerate le Curve di Possibilità Pluviometrica da analisi idrologica (vedi relazione idrologica sottobacini).

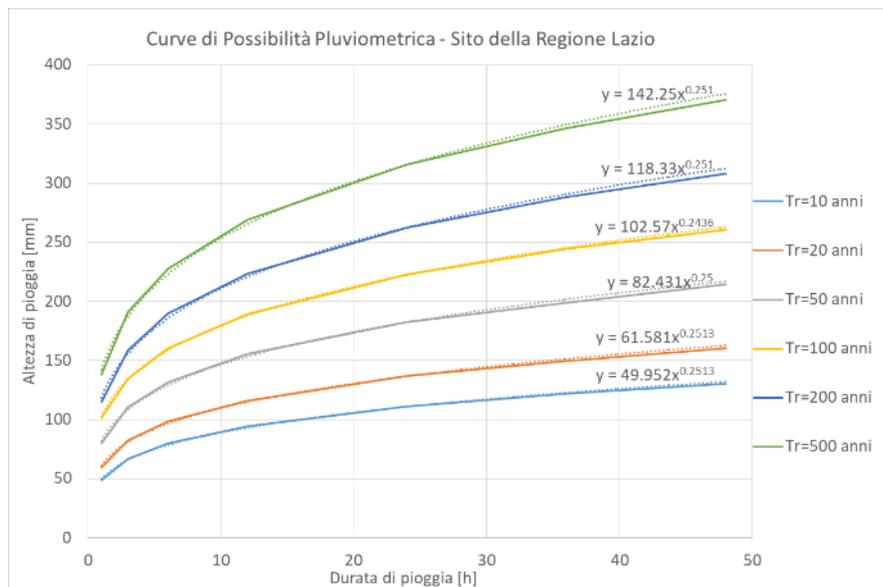


Figura 100: curve di possibilità pluviometrica

**Relazione idraulica sottobacini**

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche morfometriche del bacino:

Parametro	UDM	Valore
L_net	m	200
H_monte	m slm	99.95
H_valle	m slm	29.55
H_media	m slm	69.09
i_net	adim	0.352
S_bas	m <sup>2</sup>	30'000
	km <sup>2</sup>	0.03

Calcolo del tempo di corrivazione con metodo di Giandotti:

		Giandotti
<b>tc</b>	s	710.50
	min	11.84
	ora	0.20

Portate per vari tempi di ritorno con metodo razionale. Coefficiente di deflusso assunto pari a 0.6 in favore di sicurezza.

Tr anni	Q mc/s
50	1.39
100	1.75
200	2.00

Relazione idraulica sottobacini

**TABLE 15.1.1**  
**Runoff coefficients for use in the rational method**

Character of surface	Return Period (years)						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>Developed</b>							
Asphaltic <b>ASFALTO</b>	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concrete/roof <b>CALCESTRUZZO/TEMI</b>	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Grass areas (lawns, parks, etc.) <b>AREE VERDI (PRATI, PARCHI)</b>							
<i>Poor condition (grass cover less than 50% of the area)</i>							
Flat, 0–2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Average, 2–7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Steep, over 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Fair condition (grass cover on 50% to 75% of the area)</i>							
Flat, 0–2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Average, 2–7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Steep, over 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Good condition (grass cover larger than 75% of the area)</i>							
Flat, 0–2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Average, 2–7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Steep, over 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58

Come da tabella precedente si ipotizza un coefficiente di deflusso pari a 0.6, in favore di sicurezza.

Si ottengono quindi le seguenti portate di progetto nella sezione di chiusura.

Tr anni	Q mc/s
50	1.39
100	1.75
200	2.00

Considerato che il tombotto attraversa un rilevato ferroviario si ritiene che le opere a valle dello stesso debbano essere dimensionate secondo le portate indicate dai Manuali di progettazione RFI, in modo che risultino compatibili con le opere a monte. In particolare si riporta di seguito un estratto del manuale di progettazione RFI per il corpo stradale, dal quale si evince che i manufatti di attraversamento, con superficie scolante <10km<sup>2</sup> devono essere progettati per Tr=200 anni.

2.1.2.2.1. *Tempo di ritorno*

Sulla base dei dati idrometrici ovvero dello studio idrologico, ad ogni tipo di manufatto idraulico verranno associati i seguenti tempi di ritorno  $Tr$ :

a) Drenaggio della piattaforma (cunette, tubazioni.....):

- linea ferroviaria  $Tr = 100$  anni
- deviazioni stradali  $Tr = 25$  anni

b) Fossi di guardia:

- linea ferroviaria  $Tr = 100$  anni
- deviazioni stradali  $Tr = 25$  anni

c) Manufatti di attraversamento (ponti e tombini):

- linea ferroviaria  $Tr = 300$  anni per  $S \geq 10 \text{ Km}^2$
  - linea ferroviaria  $Tr = 200$  anni per  $S < 10 \text{ Km}^2$ .
- (essendo  $S$  la superficie del bacino)
- deviazioni stradali  $Tr = 200$  anni

d) Inalveamenti:

- tratti a monte e a valle della linea ferroviaria  $Tr = 300$  anni per  $S \geq 10 \text{ Km}^2$ .
- tratti a monte e a valle della linea ferroviaria  $Tr = 200$  anni per  $S < 10 \text{ Km}^2$ .

e) Impianti di sollevamento:  $Tr = 25$  anni

*$Tr$  di progetto per le opere idrauliche*

Le opere di progetto, a valle dell'attraversamento ferroviario viene realizzato un pozzetto di raccolta di dimensioni 3x3m, in corrispondenza della Salaria esistente.

La quota di sbocco del tombino è inferiore alla quota del battente idraulico del fiume Tevere per tempo di ritorno di 200 anni per cui anche questo tombino sarà allestito con una paratoia; Nella FASE 1 quando il rilevato arginale sarà idraulicamente trasparente, la paratoia sarà lasciata aperta e lo stesso tombino di progetto ripristinerà l'attuale configurazione idraulica esistente, mentre in FASE 2, quando l'argine entrerà a regime, la paratoia verrà chiusa all'occorrenza e consentirà di bloccare la risalita dell'acqua in caso di esondazione del Tevere; analogamente al resto dell'arginatura, per gestire le acque provenienti da monte alle quali a paratoia chiusa sarà impedito il naturale scorrimento verso il Tevere, sarà necessario installare un impianto di pompaggio che prenda l'acqua in arrivo dal tombino sotto la ferrovia e la butti oltre l'arginatura sfruttando il tombino TM4 il cui sbocco non risente della piena duecentennale essendo a quota superiore.

**Relazione idraulica sottobacini**

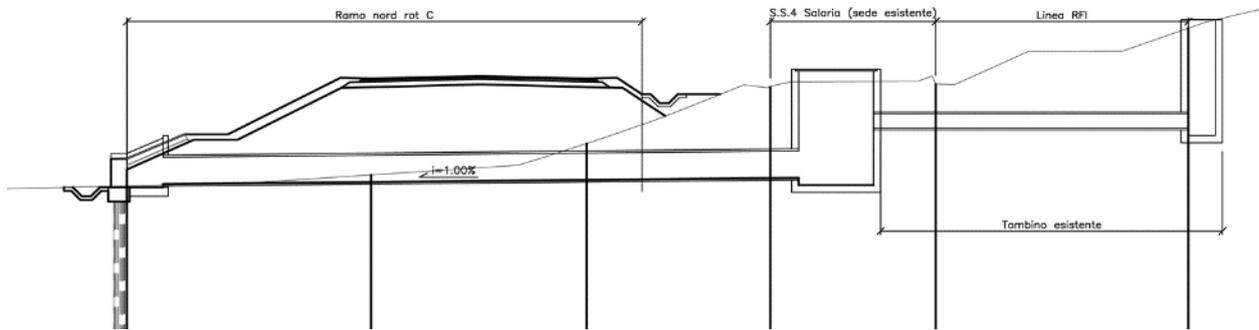


Figura 101: sezione di progetto della tubazione

La tubazione è dimensionata con i seguenti dati:

- tubo in cls avente diametro 1500mm,
- pendenza di progetto del 1.0%,
- portata  $Q=2.0$  mc/s corrispondente a Tr200 anni.

Di seguito si riportano gli output della verifica in moto uniforme della tubazione, eseguita con l'applicativo online Geostru.

ALTEZZA DI MOTO UNIFORME:	<input type="text" value="0.63"/>	m
PENDENZA:	<input type="text" value="0.010000"/>	m/m
PORTATA:	<input type="text" value="2.00"/>	mc/s
VELOCITA':	<input type="text" value="2.83"/>	m/s
ALTEZZA CINETICA:	<input type="text" value="0.41"/>	m
ENERGIA SPECIFICA:	<input type="text" value="1.04"/>	m
ALTEZZA CRITICA:	<input type="text" value="0.73"/>	m
PENDENZA CRITICA:	<input type="text" value="0.006096"/>	m/m
AREA BAGNATA:	<input type="text" value="0.71"/>	m <sup>2</sup>
CONTORNO BAGNATO:	<input type="text" value="2.12"/>	m
RAGGIO IDRAULICO:	<input type="text" value="0.334"/>	m
LARGHEZZA IN SUPERFICIE:	<input type="text" value="1.48"/>	m
NUMERO DI FROUDE:	<input type="text" value="1.31"/>	
TIPO ALVEO:	<input type="text" value="forte pendenza"/>	
GRADO DI RIEMPIMENTO:	<input type="text" value="42.11"/>	%

La verifica è soddisfatta con grado di riempimento del 42%.

## 15 CONCLUSIONI

La presente relazione idraulica ha trattato i bacini secondari che confluiscono verso l'area di progetto, dai rilievi posti a sud-est del Tevere nell'area di progetto. In particolare sono stati individuati 2 sottobacini principali relativi ai fossi Pantanella e Ventaglio.

Il fosso Pantanella non viene confinato dal nuovo rilevato, ma viene attraversato dalla bretella in viadotto dell'asse di progetto 2. Il fosso Ventaglio, che nel tratto finale si divide in 2 canali separati, viene invece racchiuso dal nuovo argine, allo scopo di garantire il deflusso delle portate verso il Tevere vengono realizzati degli scatolari di attraversamento con sezione 4.0x5.5m.

Lo studio idraulico prende a riferimento le portate derivanti dalla relazione idrologica sui sottobacini, per i tempi di ritorno pari a 10-50-100-200 anni.

La modellazione idraulica è stata condotta con approssimazione 1D per i fossi, e con sviluppo 2D per quanto riguarda la piana alluvionale.

È quindi stata effettuata un'analisi dell'interazione delle piene dei bacini secondari con la piena del Tevere. Si è visto che quest'ultima, specie per tempi di ritorno superiori a 10 anni, risulta determinante nella definizione dei livelli idrometrici, interessando quote ed aree sempre maggiori all'aumentare del tempo di ritorno considerato.

Sono stati effettuati dei confronti tra la situazione ante opera e post opera, evidenziando una sostanziale trascurabilità della presenza delle opere in relazione al rischio idraulico determinato dalle piene.

Al fine di agire in favore di sicurezza sono state considerate le piene dei bacini minori in concomitanza con la piena del fiume Tevere, determinando le quote minime di progetto per il viadotto.

Sono state effettuate delle considerazioni sulle velocità raggiunte in prossimità delle opere di progetto, evidenziando che sono da escludere fenomeni di scalzamento ed erosione, tranne la necessità di proteggere le pile del viadotto.

E' stata individuata una sezione tipologica per la sistemazione del fosso Pantanella nel tratto a cavallo del nuovo viadotto, sono state definite le opere idrauliche relative alla realizzazione della pista di manutenzione alla base del rilevato e sono infine state riportate delle considerazioni sulla futura ed ipotetica realizzazione di un impianto di rilancio delle portate di piena dei bacini secondari.

## ALLEGATO – SEZIONI GEOMETRICHE DA RILIEVO FOSSI PANTANELLA E VENTAGLIO (CANALE 1 E CANALE 2)