

TITLE. Relazione idrologica-idraulica

AVAILABLE LANGUAGE: IT

## RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA

Impianto di generazione da fonte rinnovabile (Agrivoltaico avanzato)  
con potenza nominale pari a 89 MW e relative opere di connessione  
alla RTN –  
“Ceta”  
**Crevalcore (BO)**

File: CET.ENG.REL.010.00\_Relazione idrologica-idraulica

<b>00</b>	<b>24/04/2026</b>	<b>Emissione Definitiva</b>	A. A. Graziano	F. Trovati	L. Spaccino
REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED

### CLIENT CODE

IMP.			GROUP			TYPE			PROGR.			REV	
C	E	T	E	N	G	R	E	L	0	1	0	0	0
CLASSIFICATION						UTILIZATION SCOPE							
For Information or For Validation						Definitive Design							

## Indice

1. PREMESSA .....	3
2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI .....	4
3. INQUADRAMENTO TERRITORIALE .....	5
4. DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO.....	8
5. SOVRAPPOSIZIONE CON LA CARTOGRAFIA PAI E PGRA .....	10
6. STATO DI FATTO.....	14
7. INVARIANZA IDRAULICA .....	20
7.1. CALCOLO DEI VOLUMI DI INVASO.....	20
7.2. SOLUZIONE TECNICA PROPOSTA .....	21
7.3. Calcolo della portata allo scarico .....	25
8. ANALISI IDROLOGICA .....	26
8.1. Individuazione e caratterizzazione del bacino idrografico di riferimento .....	26
8.1.1. Quote e pendenze caratteristiche.....	27
8.1.2. Tempi di corrivazione .....	27
8.1.3. Permeabilità del suolo .....	28
8.2. Curve di probabilità pluviometrica .....	30
8.2.1. Analisi regionale .....	30
8.3. Stima delle portate.....	32
8.3.1. Idrogramma di Mockus.....	33
8.3.2. Idrogramma unitario SCS .....	34
8.3.3. Scelta delle portate di riferimento per le verifiche idrauliche.....	37
9. VERIFICHE IDRAULICHE .....	38
9.1. Il modello HEC-RAS 2D .....	38
9.2. Dominio di calcolo e <i>mesh</i> computazionale .....	39
9.3. Condizioni al contorno .....	42
9.4. Risultati della modellazione .....	42
9.5. Implicazioni delle simulazioni idrauliche sulle opere di progetto.....	46
10. CONCLUSIONI .....	48

## 1. PREMESSA

Il presente documento fornisce lo studio di compatibilità idraulica relativo al progetto proposto da Meninas s.r.l., che ha come oggetto la realizzazione di un impianto fotovoltaico, da realizzarsi in un'area sita nel Comune di Crevalcore (BO), in Emilia Romagna, e delle relative opere di connessione alla RTN, secondo le modalità indicate nella Soluzione Tecnica Minima Generale (STMG) rilasciata da Terna S.p.A. (codice pratica: 202304178). Più in particolare, previo inquadramento dell'area oggetto di intervento, sarà illustrato il calcolo dei volumi di invaso necessari per il predimensionamento delle opere di laminazione, come previsto dal Regolamento Urbanistico Edilizio (RUE) del Comune di Crevalcore. Inoltre, verranno mostrate le analisi idrologiche che saranno poste alla base delle simulazioni idrauliche finalizzate alla verifica della compatibilità.

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

- Piano stralcio Assetto Idrogeologico (PAI) - Autorità di bacino distrettuale del fiume Po – Relazione generale (1999);
- Piano stralcio Assetto Idrogeologico (PAI) - Autorità di bacino distrettuale del fiume Po - Norme di attuazione (2001);
- Piano di Gestione del Rischio di Alluvione (PGRA) - Autorità di bacino distrettuale del fiume Po – Relazione metodologica (2022);
- Claps P., Evangelista G., Ganora D., Mazzoglio P., Monforte I. (2024). FOCA (Italian FIOod and Catchment Atlas) [Data set]. Zenodo. <https://doi.org/10.5281/zenodo.11217292>.

### 3. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'impianto di progetto sarà ubicato nel territorio comunale di Crevalcore (BO), nella Regione Emilia-Romagna. Si illustra di seguito l'inquadramento su ortofoto dell'area di impianto rispetto ai limiti amministrativi regionali, provinciali e comunali (vedi Figura 1 e Figura 2).

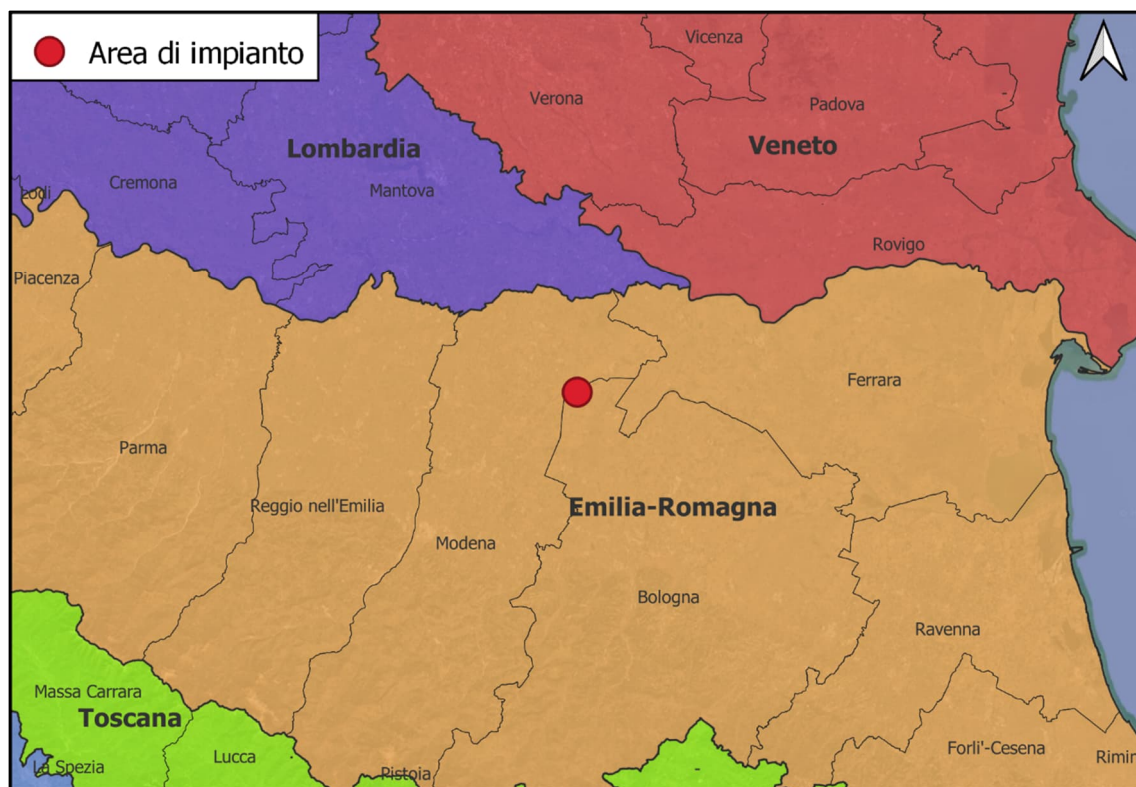


Figura 1: Inquadramento territoriale dell'area di impianto su scala regionale e provinciale (fonte: <https://www.istat.it/notizia/confini-delle-unita-amministrative-a-fini-statistici-al-1-gennaio-2018-2/>).

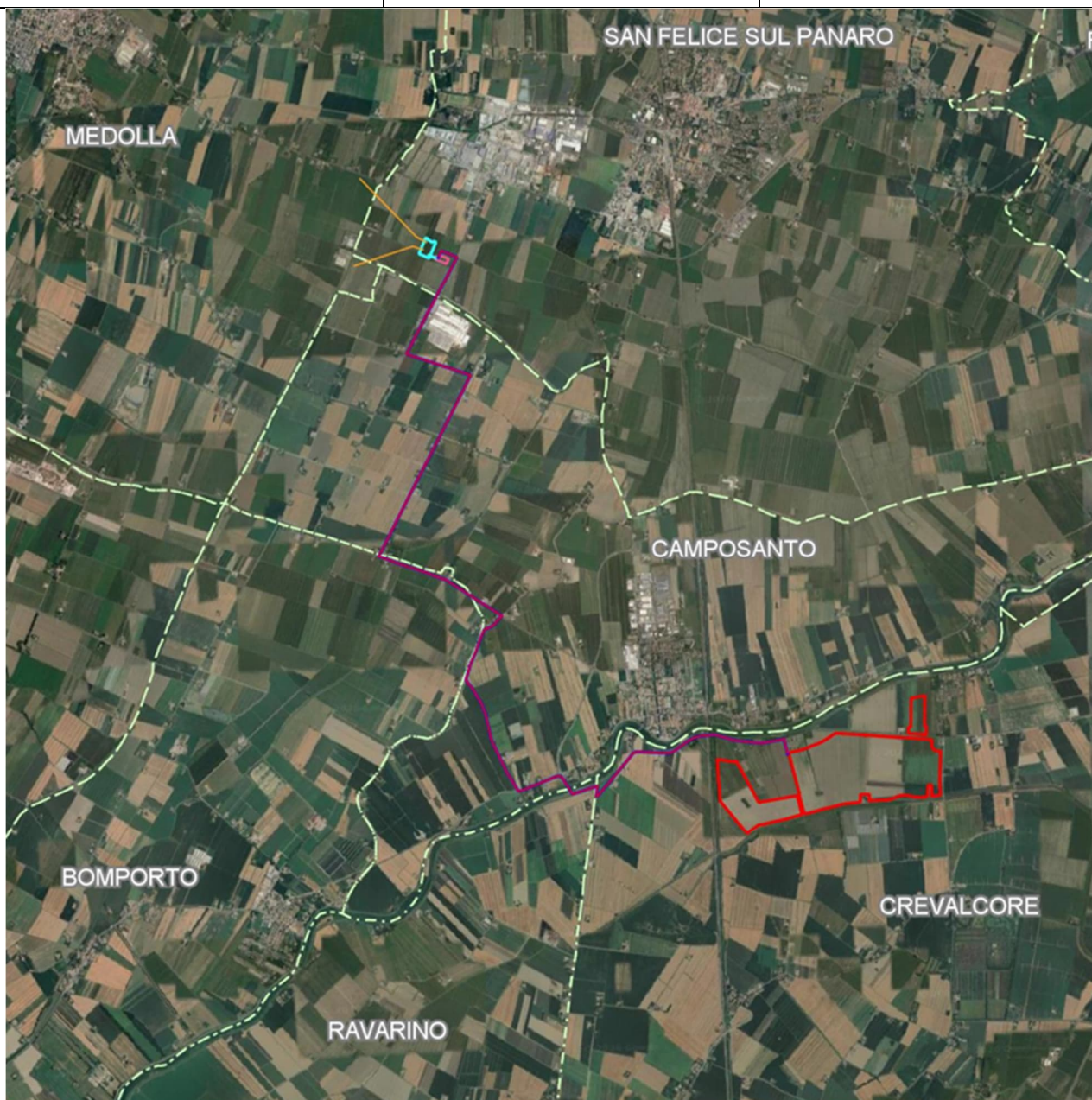


Figura 2: Inquadramento territoriale dell'area di impianto su scala comunale (fonte: <https://www.istat.it/notizia/confini-delle-unita-amministrative-a-fini-statistici-al-1-gennaio-2018-2/>).

L'area di impianto ricade in un'area avente caratteristiche topografiche per lo più pianeggianti. Per quanto riguarda l'uso del suolo, l'area è agricola (vedi Figura 3). La litologia del suolo in prossimità dell'area di impianto comprende argille e limi (vedi Figura 4).

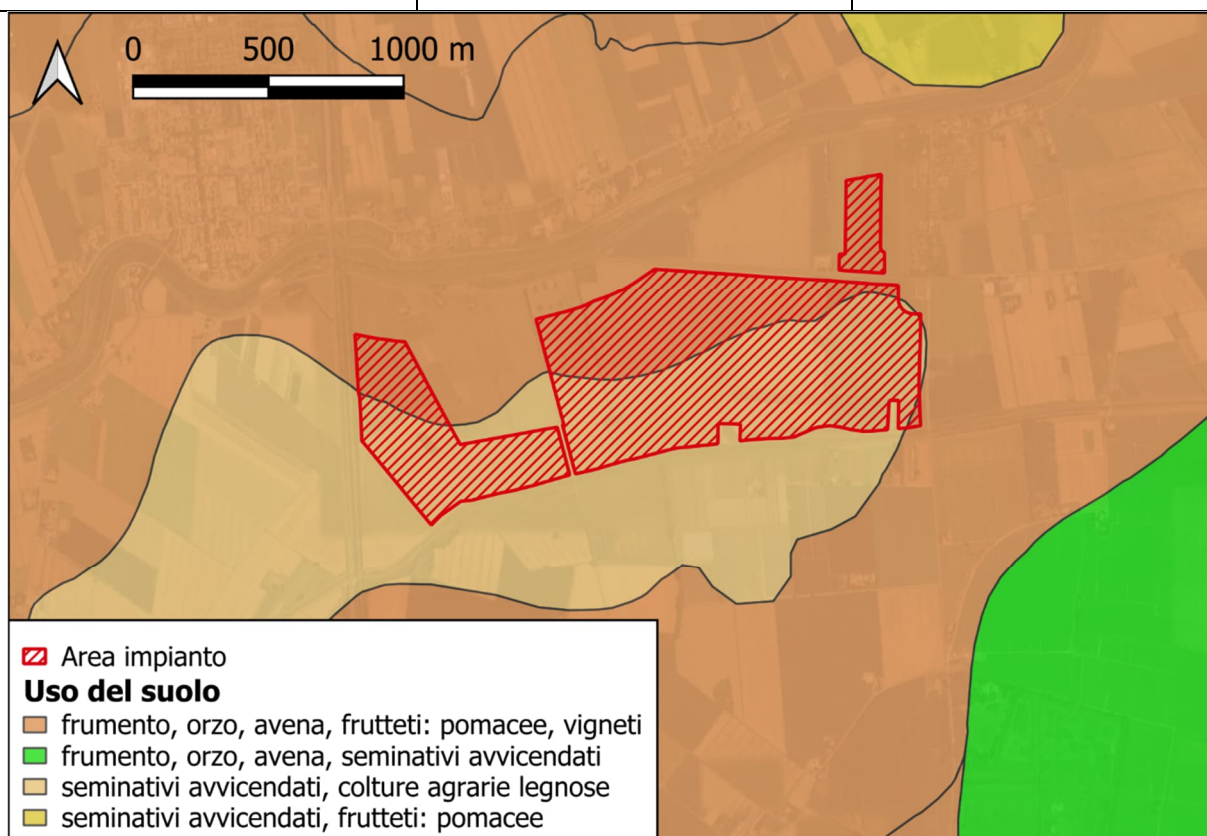


Figura 3: Usi del suolo in prossimità dell'area di impianto (fonte: Geoportale Regione Emilia Romagna).

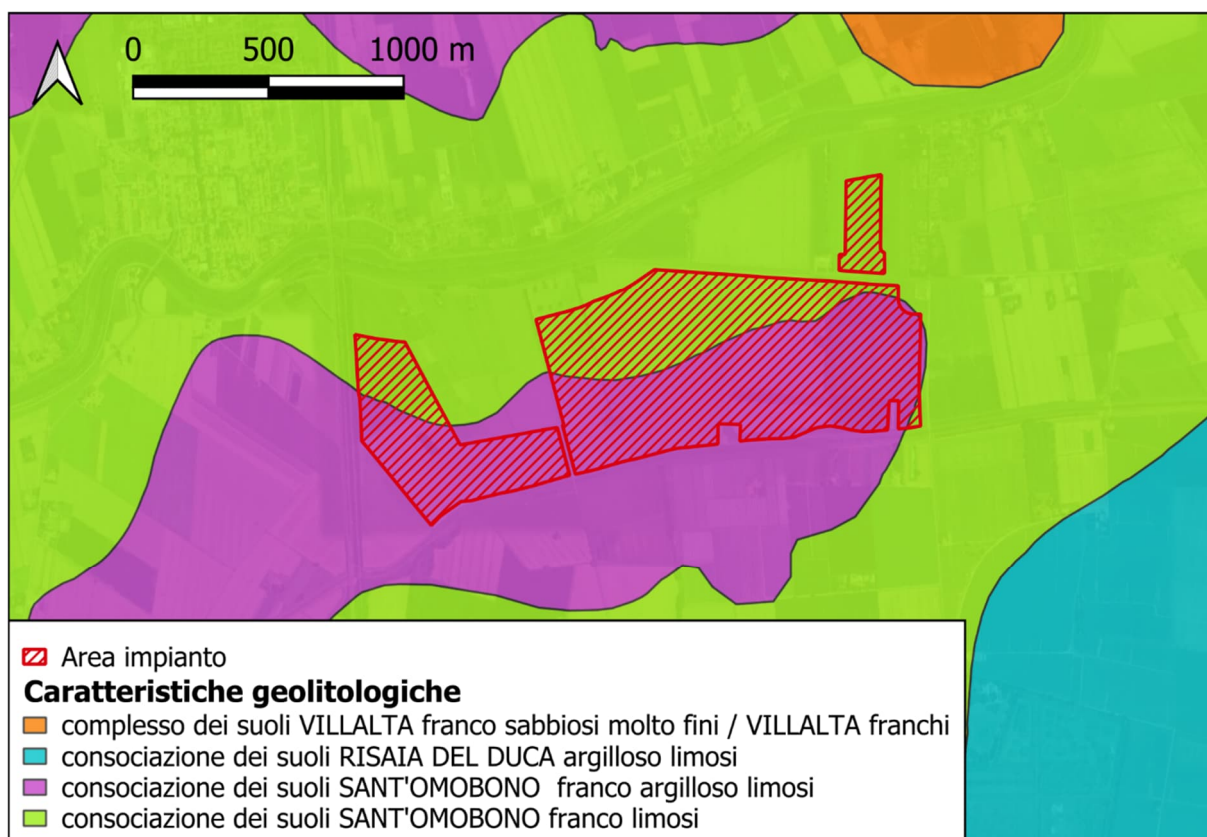


Figura 4: Geolitologia del suolo in prossimità dell'area di impianto (fonte: Geoportale Regione Emilia Romagna).

#### 4. DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO

L'area di impianto interesserà una superficie di circa 104,4 ha, dei quali solo una superficie di circa 37,47 ha sarà utilizzata per l'installazione dell'impianto Fotovoltaico. Si riporta di seguito l'inquadratura del layout di impianto su ortofoto.



	Area di progetto		Cabina SCADA
	Recinzione		Cabina di raccolta
	Cancello		Viabilità interna (3,5 m)
	Fascia di mitigazione		Area mitigazione SEU
	Strutture 1x56 pv		Vasca di laminazione
	Strutture 1x28 pv		Trincea disperdente
	T.U. 3300 kVA		Vasca idrica antincendio 140 mq
	T.U. 6000 kVA		Vasca di raccolta idrica 140 mq
			Trincea disperdente

Figura 5: Inquadratura su ortofoto del layout di impianto.

L'impianto agrivoltaico sarà realizzato con moduli fotovoltaici in etero giunzione di silicio, collegati a formare stringhe di 28 pannelli connesse a inverter di stringa a loro volta connessi ad una Transformation Unit BT/30 kV.

L'impianto agrivoltaico sarà complessivamente costituito da n. 136920 moduli di potenza 650 Wp, la cui potenza complessivamente installabile risulta essere circa 88998 kW<sub>p</sub>.

Le strutture di supporto dei moduli, del tipo tracker a 1 moduli-portrait, consentiranno di poggiare su di essa 1x56 e 1x28 moduli fotovoltaici al silicio.

L'impianto di produzione è composto inoltre da:

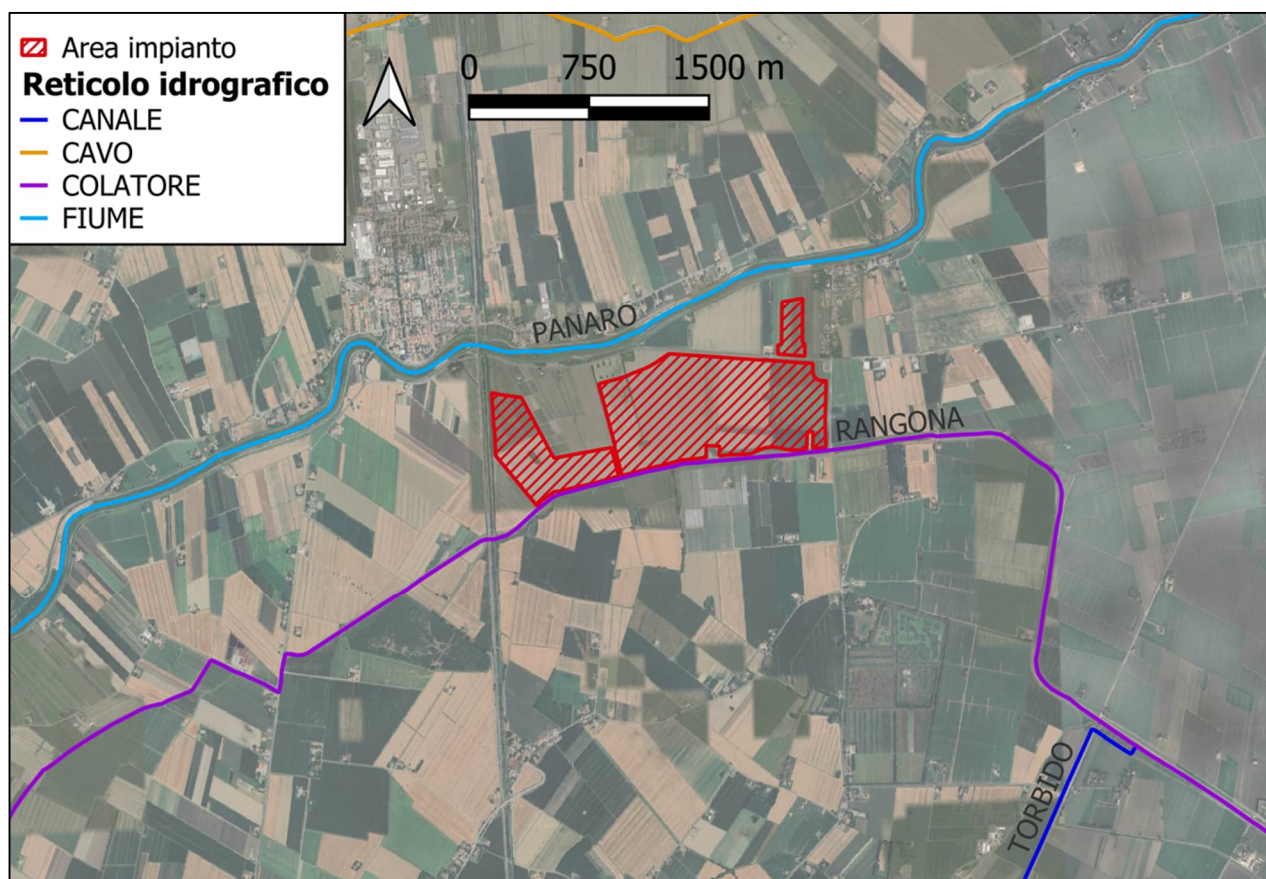
- 8 Transformation Unit Jupiter-6000K-H1;
- 8 Transformation Unit Jupiter-3000K-H1;
- 240 String Inverter Sun2000-330KTL-H1 potenza nominale 330kVA;
- 1 cabina Scada;
- 1 Cabina di Raccolta;
- Linee in cavo 30 kV, per il trasferimento dell'energia dagli inverter di impianto alla cabina di raccolta;
- 1 SEU per trasformazione tensione fino a 132 kV.

L'impianto è caratterizzato da una potenza in immissione di 89 MW.

## 5. SOVRAPPOSIZIONE CON LA CARTOGRAFIA PAI E PGRA

L'impianto di progetto ricade nell'Unità di Gestione (UoM) del Po, di competenza dell'Autorità di Bacino Distrettuale del fiume Po. La eventuale necessità di effettuare uno studio di compatibilità idraulica e/o uno studio idraulico specifico è stata verificata previa consultazione delle cartografie PAI (Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico) e PGRA (Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni). In particolare, è stata verificata la eventuale interferenza dell'area di impianto con:

- Reticolo idrografico regionale unificato (vedi **Figura 6**);
- Fasce fluviali PAI aggiornate al mese di ottobre 2023 (vedi **Figura 7**);
- Mappa della pericolosità di alluvione PGRA aggiornata al mese di ottobre 2023 (vedi **Figura 8**);
- Mappa del rischio di alluvione aggiornata al mese di novembre 2020 (vedi **Figura 9**).



**Figura 6: Interferenza dell'area di impianto con il reticolo idrografico estratto dal geoportale della Regione Emilia Romagna.**

Le fasce fluviali sono definite come segue:

- la **Fascia A**, o *Fascia di deflusso della piena*, è costituita dalla porzione di alveo che è sede prevalente, per la piena di riferimento, del deflusso della corrente, ovvero che è costituita dall'insieme delle forme fluviali riattivabili durante gli stati di piena;
- la **Fascia B**, o *Fascia di esondazione*, esterna alla precedente, è costituita dalla porzione di alveo interessata da inondazione al verificarsi dell'evento di piena di riferimento. Il limite della fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici corrispondenti

alla piena di riferimento ovvero sino alle opere idrauliche di controllo delle inondazioni (argini o altre opere di contenimento), dimensionate per la stessa portata ( $T = 200$  anni);

- la **Fascia C**, o *Area di inondazione per piena catastrofica*, è costituita dalla porzione di territorio esterna alla precedente (Fascia B), che può essere interessata da inondazione al verificarsi di eventi di piena più gravosi di quelli di riferimento.

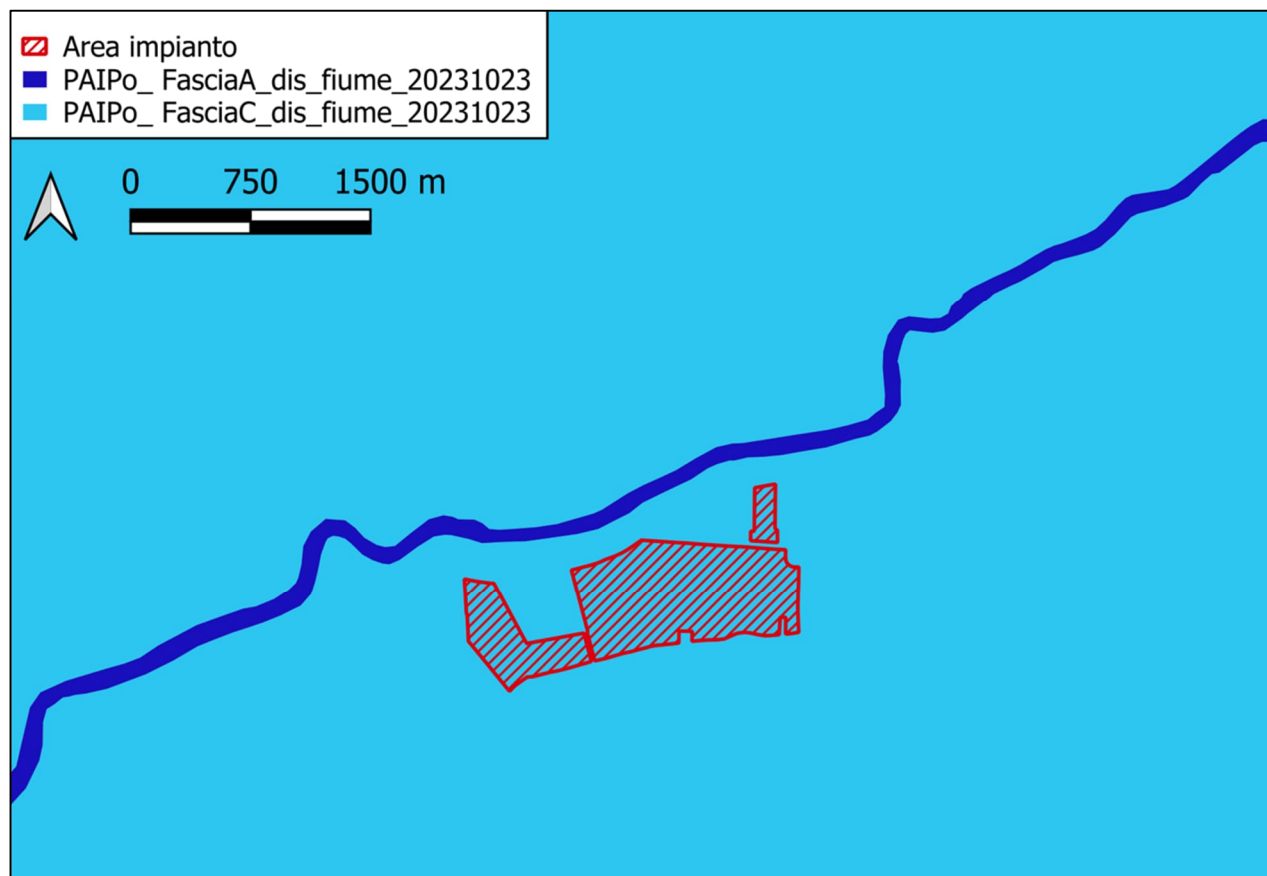
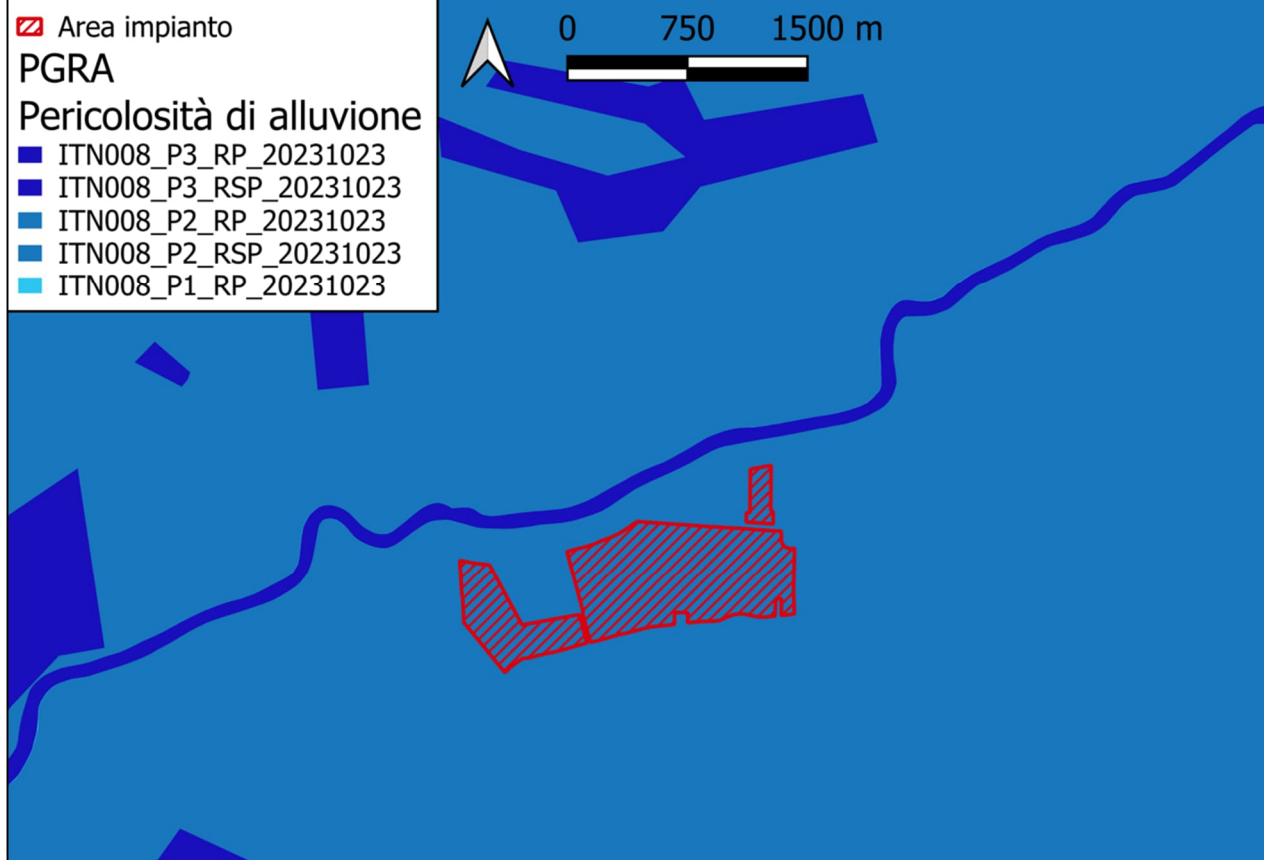


Figura 7: Sovrapposizione dell'area di impianto con le fasce fluviali del PAI aggiornate al mese di ottobre 2023.

La pericolosità di alluvione  $P$  è legata alla probabilità con cui una determinata area è soggetta ad allagamento, indicando con **P1**, **P2** e **P3** rispettivamente una bassa, media e alta probabilità di allagamento. La pericolosità è dunque funzione del periodo di ritorno dell'evento.



**Figura 8: Sovrapposizione dell'area di impianto con la mappa di pericolosità di alluvione del PGRA aggiornata al mese di ottobre 2023.**

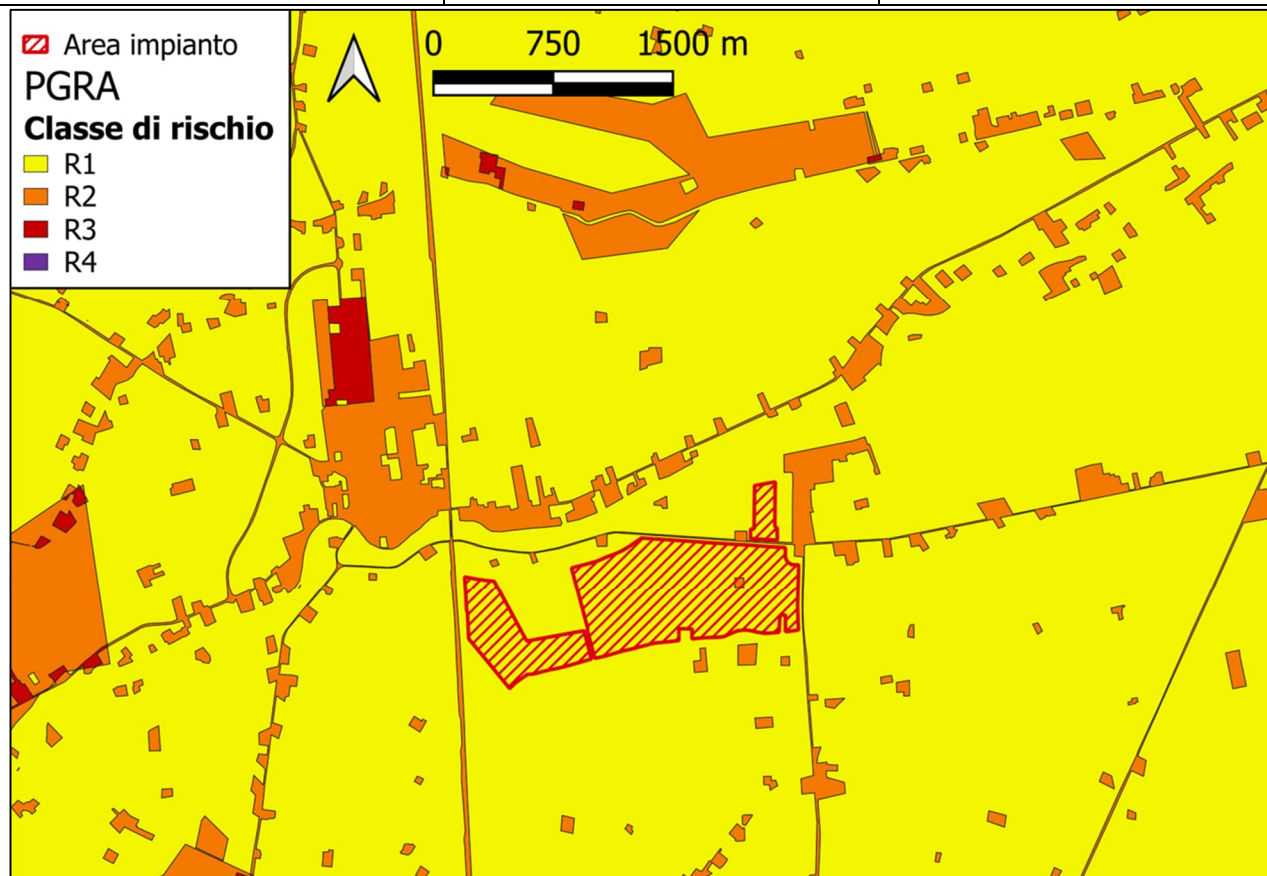
Il rischio di alluvione, invece, consiste nel prodotto della pericolosità per il danno potenziale  $D$ , che a sua volta tiene conto del grado di esposizione  $E$  e della vulnerabilità  $V$  degli elementi a rischio:

$$R = P \times D$$

$$D = E \times V$$

Le classi di rischio individuate sono le seguenti:

- R1 (rischio moderato o nullo): per il quale i danni sociali, economici ed al patrimonio ambientale sono trascurabili o nulli;
- R2 (rischio medio): per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche;
- R3 (rischio elevato): per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche e danni relativi al patrimonio ambientale;
- R4 (rischio molto elevato): per il quale sono possibili perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socio-economiche.



**Figura 9: Sovrapposizione dell'area di impianto con la mappa del rischio di alluvione del PGRA.**

Come si evince dalla **Figura 6**, l'area di impianto interferisce a nord con il Fiume Panaro, uno dei principali affluenti del Po, e a sud con il colatore Rangona. Inoltre, l'analisi della cartografia PAI (vedi **Figura 7**) mostra che l'area di impianto ricade in **fascia C**, cioè la delimitazione delle aree di inondazione per piena catastrofica, e l'analisi della cartografia PGRA (vedi **Figura 8** e **Figura 9**) mostra che l'area di impianto ricade in area a **pericolosità media (P2)** e a **rischio moderato (R1)**. Si rende dunque indispensabile procedere con le opportune verifiche di compatibilità idraulica.

## 6. STATO DI FATTO

Di seguito si presentano alcune fotografie tratte dal report fotografico effettuato in occasione della *site visit* eseguita in data 22-24/07/2025 allo scopo di valutare lo stato attuale dei luoghi:

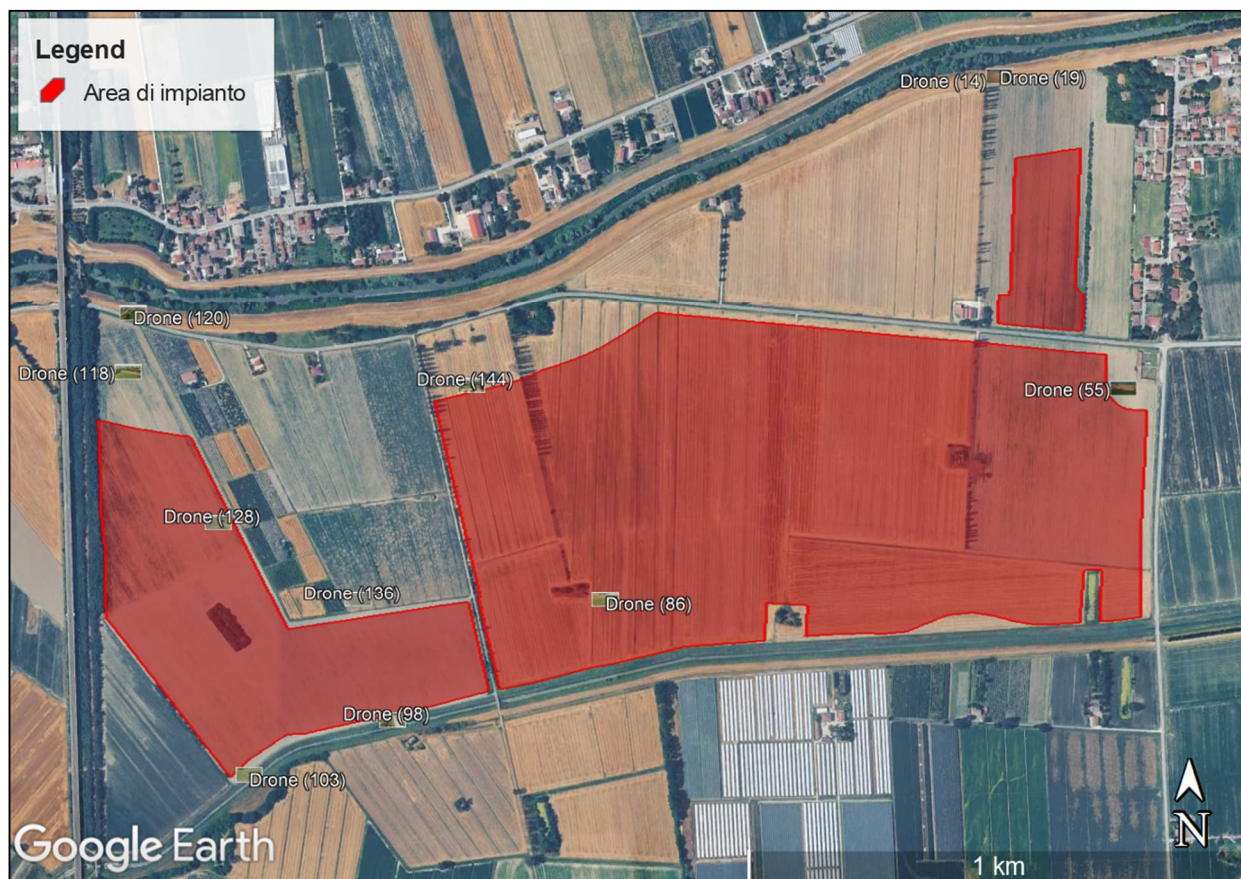


Figura 10: Indicazione planimetrica dei punti di vista del report fotografico.



Figura 11: Foto Drone (14) – Vista sul Fiume Panaro, con evidenza dello stato fortemente vegetato delle aree golenali.



Figura 12: Foto Drone (19) – Panoramica dell'area di impianto (orientata verso sud-ovest), con vista del Fiume Panaro sulla destra.



Figura 13: Foto Drone (55) – Panoramica dell'area di impianto (orientata verso ovest).



**Figura 14: Foto Drone (86) – Panoramica dell'area di impianto (orientata verso est), con vista del Colatore Rangona sulla destra.**



**Figura 15: Foto Drone (98) – Vista dell'area di impianto (a destra) e del Colatore Rangona (a sinistra).**



Figura 16: Foto Drone (103) – Panoramica dell'area di impianto (orientata verso nord-est).



Figura 17: Foto Drone (118) – Vista dell'intersezione tra il Fiume Panaro e il viadotto ferroviario.



**Figura 18: Foto Drone (120) – Vista del Fiume Panaro (orientata verso est), con evidenza dello stato fortemente vegetato delle aree golenali.**



**Figura 19: Foto Drone (128) – Panoramica dell'area di impianto (orientata verso sud).**



**Figura 20: Foto Drone (136) – Panoramica dell'area di impianto (orientata verso sud-est).**



**Figura 21: Foto Drone (144) – Vista del Fiume Panaro (orientata verso nord), con evidenza dello stato fortemente vegetato delle aree golenali.**

Le immagini sopra illustrate dimostrano la natura agricola dell'area di impianto. Si evidenzia, inoltre, lo stato fortemente vegetato delle aree golenali del Fiume Panaro (vedi Figura 11, Figura 12, Figura 17, Figura 18, Figura 21).

## 7. INVARIANZA IDRAULICA

Di seguito si riportano le analisi condotte per determinare i volumi di invaso necessari al rispetto del principio di invarianza idraulica e idrologica, in seguito alla trasformazione dei suoli nell'area di impianto. Infatti, l'articolo 18, comma 10, del Regolamento Urbanistico Edilizio (RUE) del Comune di Crevalcore stabilisce quanto segue:

*10. Al fine di garantire il principio dell'invarianza idraulica delle portate scaricate, internamente ai comparti di intervento, dovranno essere ricavati idonei volumi di invaso. I volumi di invaso (in prima approssimazione pari ad almeno 500 mc per ettaro di ST) saranno composti da:*

- vasche di laminazione,
- lama d'acqua sulle superfici esposte all'acqua (sistema maggiore),
- geometrie sovradimensionate dei collettori interni (sistema minore).

*Volumi di invaso unitari inferiori a 500 mc/ha dovranno essere ampiamente motivati ed approfonditi attraverso calcoli idraulici esaurienti e verificabili e dovranno comunque ottenere il parere favorevole da parte dall'Autorità idraulica competente.*

### 7.1. CALCOLO DEI VOLUMI DI INVASO

Ai fini del calcolo dei volumi di invaso, l'area oggetto di intervento è stata suddivisa in tre lotti, conformemente al progetto. Ciascun lotto è delimitato dagli altri mediante fossi idraulici e strade in terra esistenti. Per lo sviluppo dei cavidotti si prevede il ripristino dei tratti di posa allo stato attuale, mantenendo quindi inalterata la permeabilità attuale dei suoli.

Il volume minimo invasabile sarà calcolato come **500 mc/ha di superficie trasformata**. Considerata la natura fotovoltaica dell'impianto, non si ritiene opportuno classificare l'intera area come superficie trasformata. In particolare, l'area di impronta dei pannelli fotovoltaici è esclusa dal computo, poiché le acque meteoriche provenienti dai moduli sono recapitate direttamente sul terreno vegetale circostante, mantenendo pressoché inalterata la destinazione d'uso del suolo. La superficie trasformata corrisponde quindi alle aree occupate dalla SEU, dalle fondazioni dei cabinati e, in via cautelativa, dalla viabilità interna, sebbene quest'ultima sia realizzata in terra battuta e quindi non completamente impermeabile.

Il calcolo dei volumi minimi di invaso  $W_i$  per ciascun lotto dell'area di impianto è illustrato nella seguente tabella. Si precisa che le superfici relative ai cabinati non sono state considerate separatamente, in quanto tali strutture sono collocate al di sopra della viabilità interna e, pertanto, già incluse nell'area destinata alla viabilità.

**Tabella 1 – Calcolo dei volumi minimi di invaso  $W_i$  ai sensi del Regolamento Urbanistico Edilizio (RUE) del Comune di Crevalcore**

	LOTTO 1	LOTTO 2	LOTTO 3
Superficie SEU (ha)	-	1,007	-
Area viabilità (ha)	1,159	2,859	0,407
<b><math>A_{ST}</math> (ha)</b>	<b>1,159</b>	<b>3,866</b>	<b>0,407</b>
<b><math>W_i</math> (m<sup>3</sup>)</b>	<b>579</b>	<b>1933</b>	<b>203</b>

## 7.2. SOLUZIONE TECNICA PROPOSTA

Una volta determinati i volumi di invaso di riferimento per ciascun lotto, sono state sviluppate delle specifiche soluzioni tecniche che saranno di seguito descritte evidenziando le metodologie adottate e le relative implicazioni progettuali.

A vantaggio di sicurezza, NON sono stati considerati tra i volumi disponibili i canali di drenaggio esistenti interni ed esterni all'area di impianto. I canali perimetrali esteri rappresentano i corpi recettori finali dei volumi di invaso provenienti dalle aree di impianto, pertanto, non sono utilizzabili a fini laminativi. La scelta di non utilizzare i canali perimetrali comporta la necessità di realizzare manufatti posti nelle aree di impianto che fungano da bacini di laminazione interna e recapitino le acque laminate nei corpi idrici recettori attraverso opere idrauliche opportunamente tarate.

In assenza di corpi idrici recettori nelle immediate vicinanze, si è proceduto al dimensionamento di **trincee disperdenti** per favorire l'infiltrazione nel suolo. Dove le condizioni lo consentono, sono state previste anche **vasche di laminazione**, dotate di manufatti di scarico con recapito finale nel Colatore Rangona.

Le trincee disperdenti sono state dimensionate per il soddisfacimento del volume minimo di invaso richiesto. La sezione disperdente presenta una larghezza  $B$  variabile e una profondità  $h$  di 1,2 m, ed è riempita con pietrisco grossolano caratterizzato da una porosità media pari al 35%. La superficie del pietrisco sarà sagomata in modo da favorire il convogliamento delle acque di ruscellamento superficiale, mediante una conformazione trapezoidale.

Le vasche di laminazione, anch'esse dimensionate per garantire il rispetto dell'invarianza idraulica, soddisfacendo il volume minimo di invaso richiesto dal RUE, saranno dotate di manufatti di scarico che verranno dimensionati in funzione delle portate calcolate nei paragrafi a seguire. La sezione trasversale delle vasche presenta una larghezza  $B$  variabile e una profondità  $h$  di 1,0 m ed il funzionamento dello scarico avverrà per gravità. Pertanto, il fondo della vasca deve risultare a quota superiore rispetto a quello del corpo idrico recettore, garantendo deflusso per gravità. Qualora nelle fasi successive di progettazione per ragioni non prevedibili emerga l'impossibilità di uno scarico a gravità, sarà necessaria l'adozione di soluzioni alternative per garantire un corretto smaltimento delle acque.

Il posizionamento planimetrico delle opere di laminazione è stato definito sfruttando le porzioni dell'area di impianto caratterizzate da una quota del terreno più bassa, al fine di favorire il naturale convogliamento delle acque meteoriche verso tali opere.

Si illustrano di seguito il posizionamento planimetrico delle trincee drenanti e delle vasche di laminazione nel layout di impianto, nonché un tipologico delle soluzioni tecniche proposte.

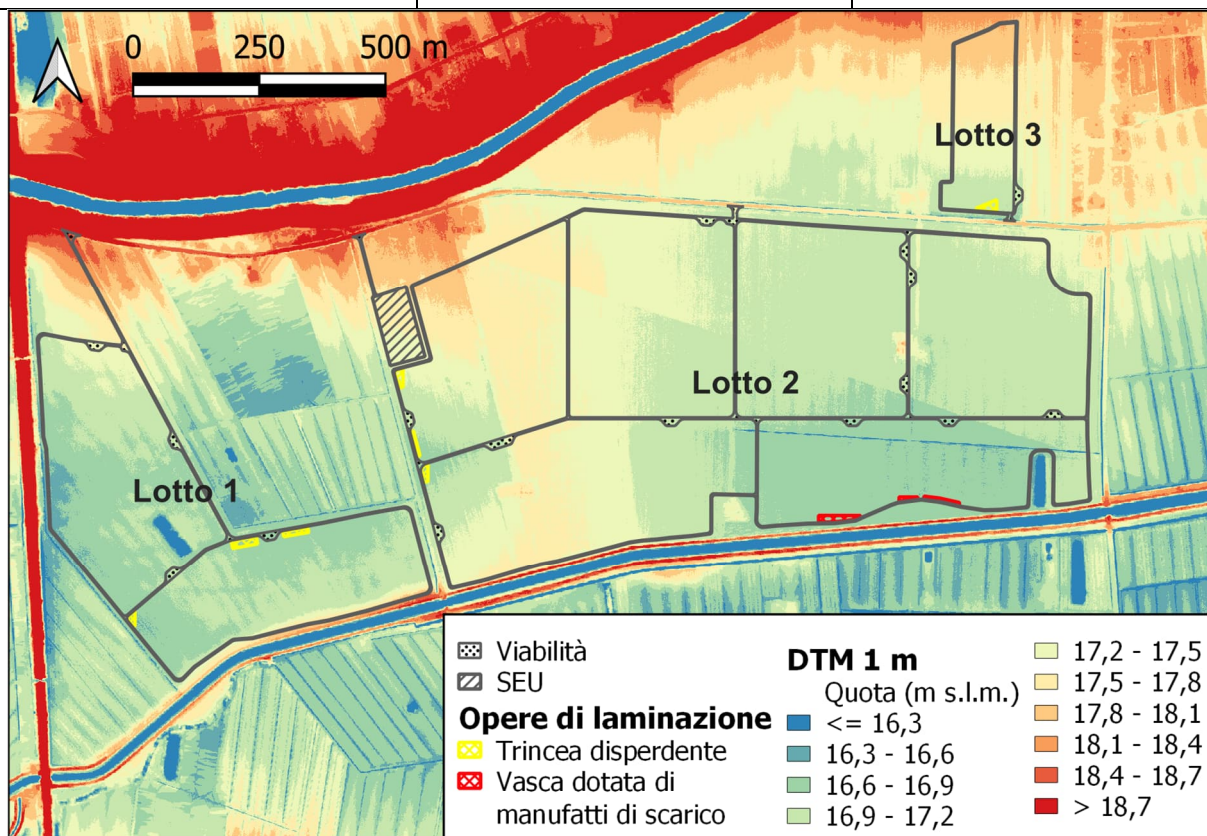


Figura 22: Posizionamento planimetrico delle opere di laminazione.

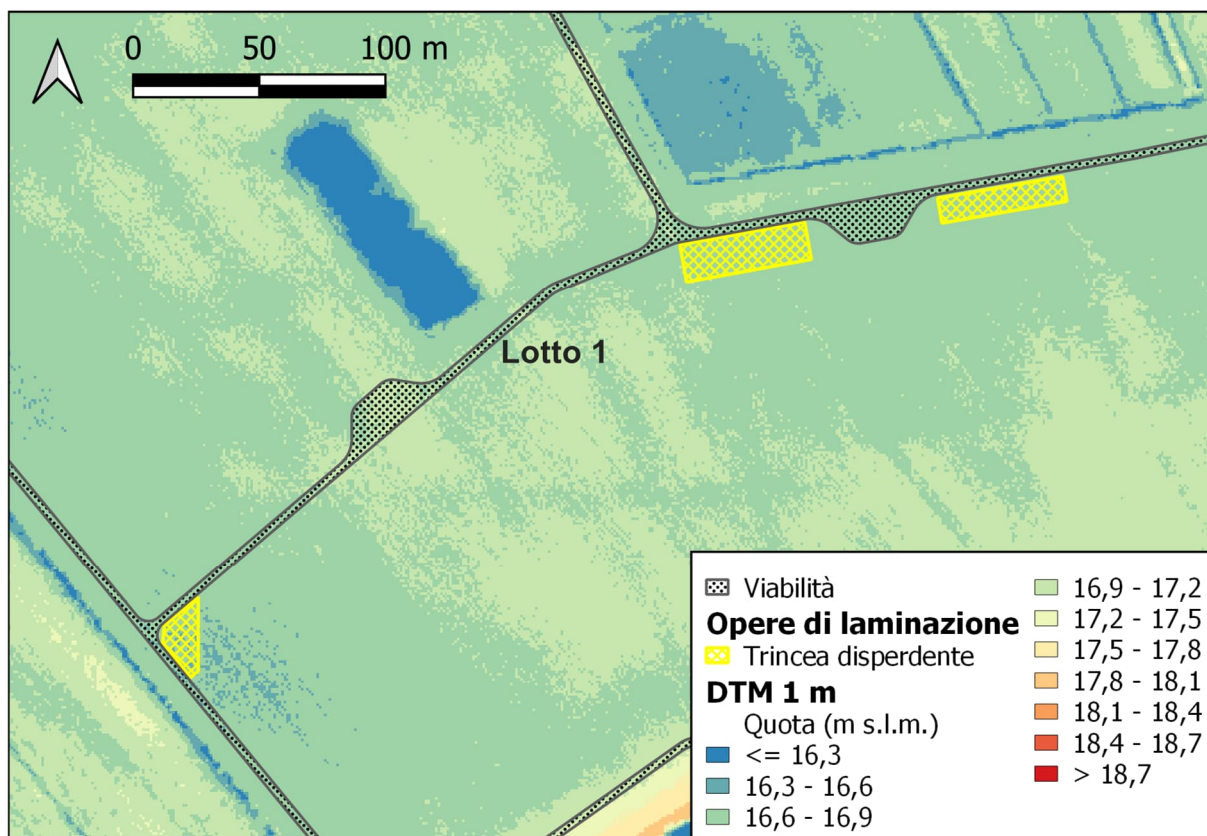


Figura 23: Posizionamento planimetrico delle opere di laminazione nel lotto 1.

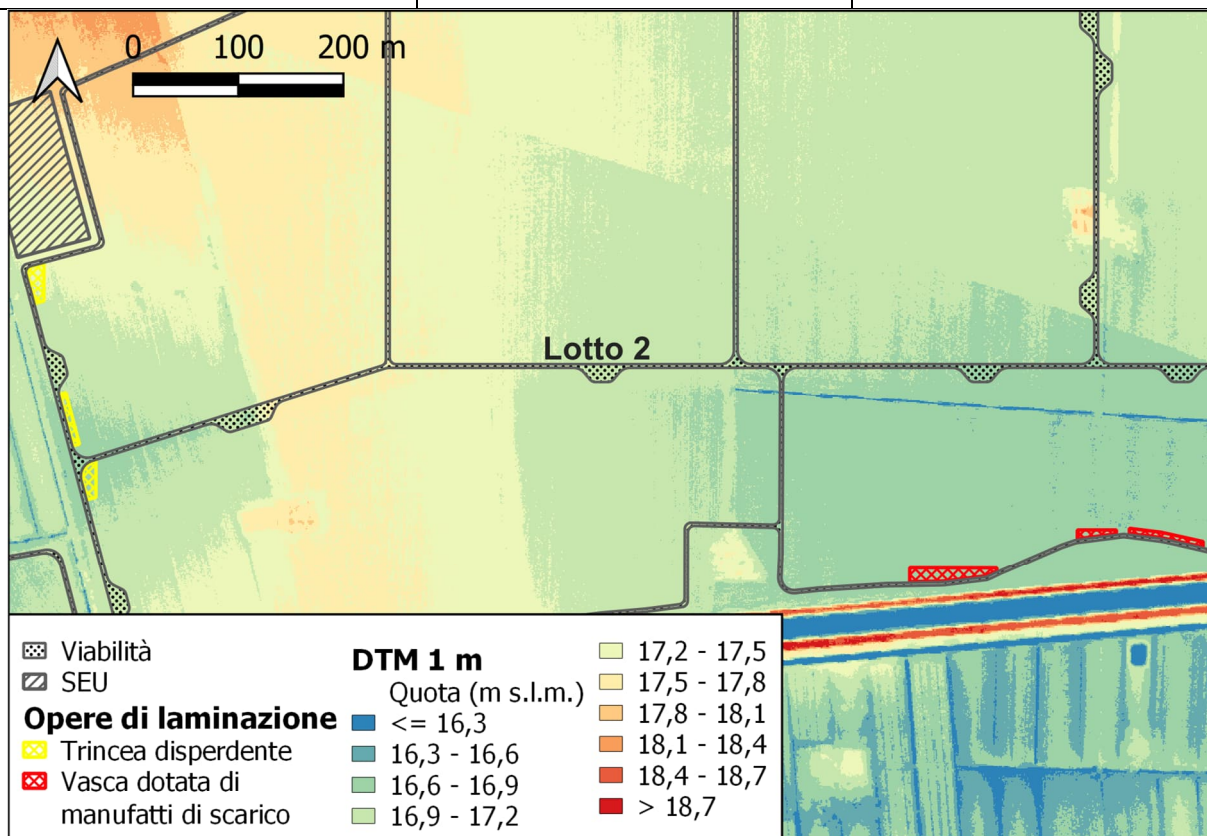


Figura 24: Posizionamento planimetrico delle opere di laminazione nel lotto 2.

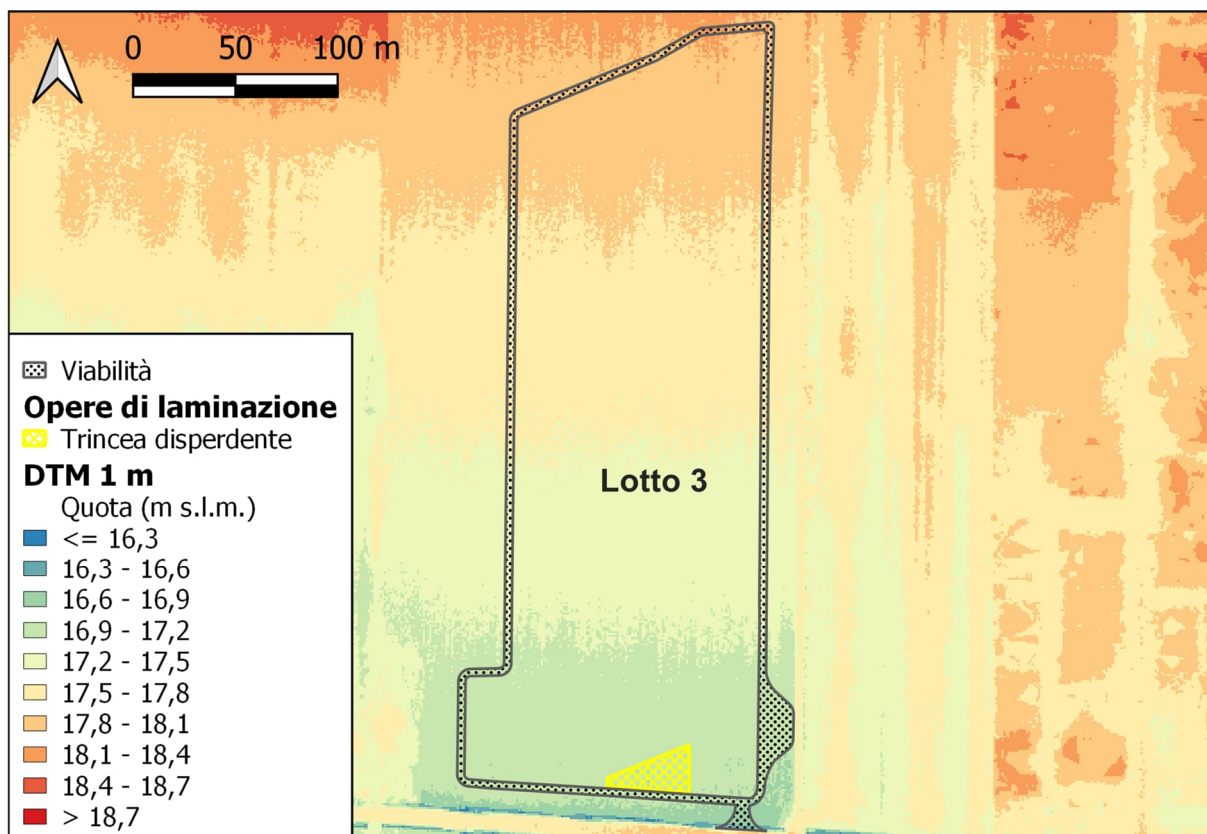


Figura 25: Posizionamento planimetrico delle opere di laminazione nel lotto 3.

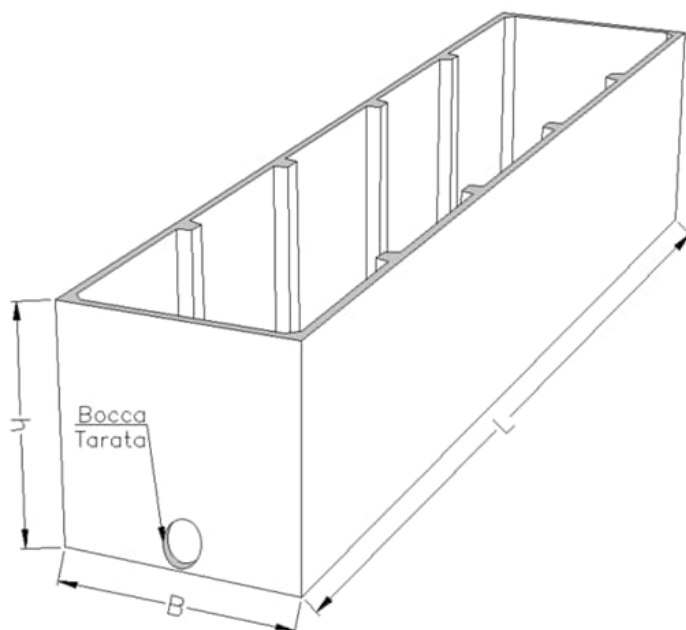


Figura 26: Tipologico della vasca di laminazione con indicazione generica dell'organo di scarico.

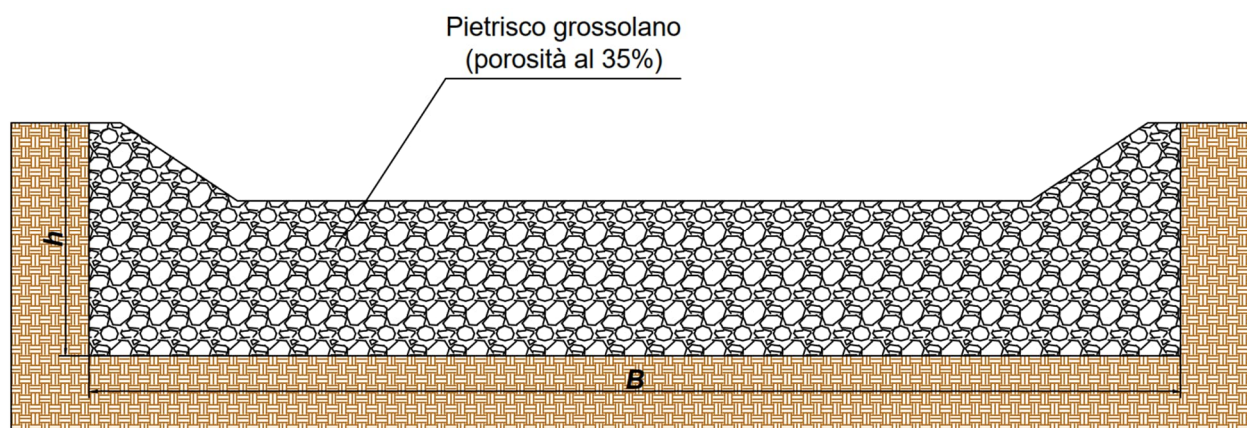


Figura 27: Sezione tipologica della trincea disperdente.

Le dimensioni complessive delle opere di laminazione e il calcolo dei volumi di invaso corrispondenti sono illustrati nella Tabella 2, nella quale sono indicate la superficie complessiva e la profondità  $h$  di ciascuna tipologia di opera per ciascun lotto. Per completezza, nella stessa tabella sono stati nuovamente riportati i volumi minimi richiesti, già determinati nel paragrafo precedente.

**Tabella 2: Soluzioni tecniche proposte e calcolo dei volumi di invaso disponibili.**

	LOTTO 1	LOTTO 2		LOTTO 3
Tipo opera	Trincea disperdente	Vasca di laminazione	Trincea disperdente	Trincea disperdente
N. opere	3	3	3	1
Superficie complessiva (m <sup>2</sup> )	1541	1467	1123	550
h (m)	1,2	1,0	1,2	1,2
Porosità materiale di riempimento (%)	35%	-	35%	35%
W <sub>i</sub> disponibile per tipologia di opera (m <sup>3</sup> )	647	1467	472	231
<b>W<sub>i</sub> disponibile totale (m<sup>3</sup>)</b>	<b>647</b>	<b>1939</b>		<b>231</b>
<b>W<sub>i</sub> minimo (m<sup>3</sup>)</b>	<b>579</b>	<b>1933</b>		<b>203</b>

Dall'analisi dei dati riportati si evince che i volumi di invaso ottenuti risultano **conformi ai requisiti normativi**, garantendo il soddisfacimento delle condizioni di invarianza idraulica.

### 7.3. Calcolo della portata allo scarico

Relativamente al lotto 2, per il quale è previsto uno scarico dei volumi laminati nel Colatore Rangona, è necessario calcolare la portata massima scaricabile per il dimensionamento dei manufatti di scarico. La portata massima scaricabile all'interno di un canale consortile va calcolata conoscendo il coefficiente udometrico (espresso il l/s per ettaro impermeabile equivalente) indicato generalmente dal Consorzio di Bonifica competente. In tal caso, non è stato possibile reperire questo dato nella documentazione consultabile, pertanto è stato scelto un coefficiente udometrico pari a **20 l/s/ha**. Il valore del coefficiente va moltiplicato per la superficie territoriale dell'area dell'impianto soggetta a trasformazione.

Per il lotto 2 è stata quindi calcolata la portata massima richiesta in uscita dal sistema di laminazione. Per i lotti 1 e 3, come già dichiarato nel paragrafo precedente, è stata adottata una soluzione tecnica che prevede l'infiltrazione delle acque nel terreno.

**Tabella 3 – Calcolo delle portate massime allo scarico**

	LOTTO 2
A <sub>ST</sub> (ha)	3,866
<b>Q<sub>out laminazione</sub> (l/s)</b>	<b>77,3</b>

Per garantire le portate massime precedentemente calcolate, i manufatti di scarico delle tre vasche di laminazione saranno dimensionati in modo appropriato nella successiva fase progettuale.

## 8. ANALISI IDROLOGICA

All'interno del seguente elaborato, è stato effettuato uno studio idrologico ed idraulico di dettaglio che, a partire dalla definizione delle curve di probabilità pluviometrica (CPP), esprimenti la relazione fra le altezze di precipitazione  $h$  e la loro durata  $t$ , e alla caratterizzazione dei bacini, ha consentito la stima delle portate di progetto ad assegnato tempo di ritorno. Nei paragrafi a seguire verranno descritte nel dettaglio le varie fasi dello studio idrologico.

### 8.1. Individuazione e caratterizzazione del bacino idrografico di riferimento

L'area di intervento ricade all'interno del bacino idrografico del Fiume Panaro (vedi Figura 28), uno dei principali affluenti del Fiume Po. Lungo il corso del fiume, ad est della città di Modena, è stata realizzata una cassa di espansione che, nello stato attuale, consente di ottenere una laminazione della portata al colmo bicentenaria di progetto pari a circa il 36%. Tuttavia, in via fortemente conservativa, lo studio idrologico qui illustrato non tiene conto dell'effetto di laminazione operato dalla cassa di espansione.

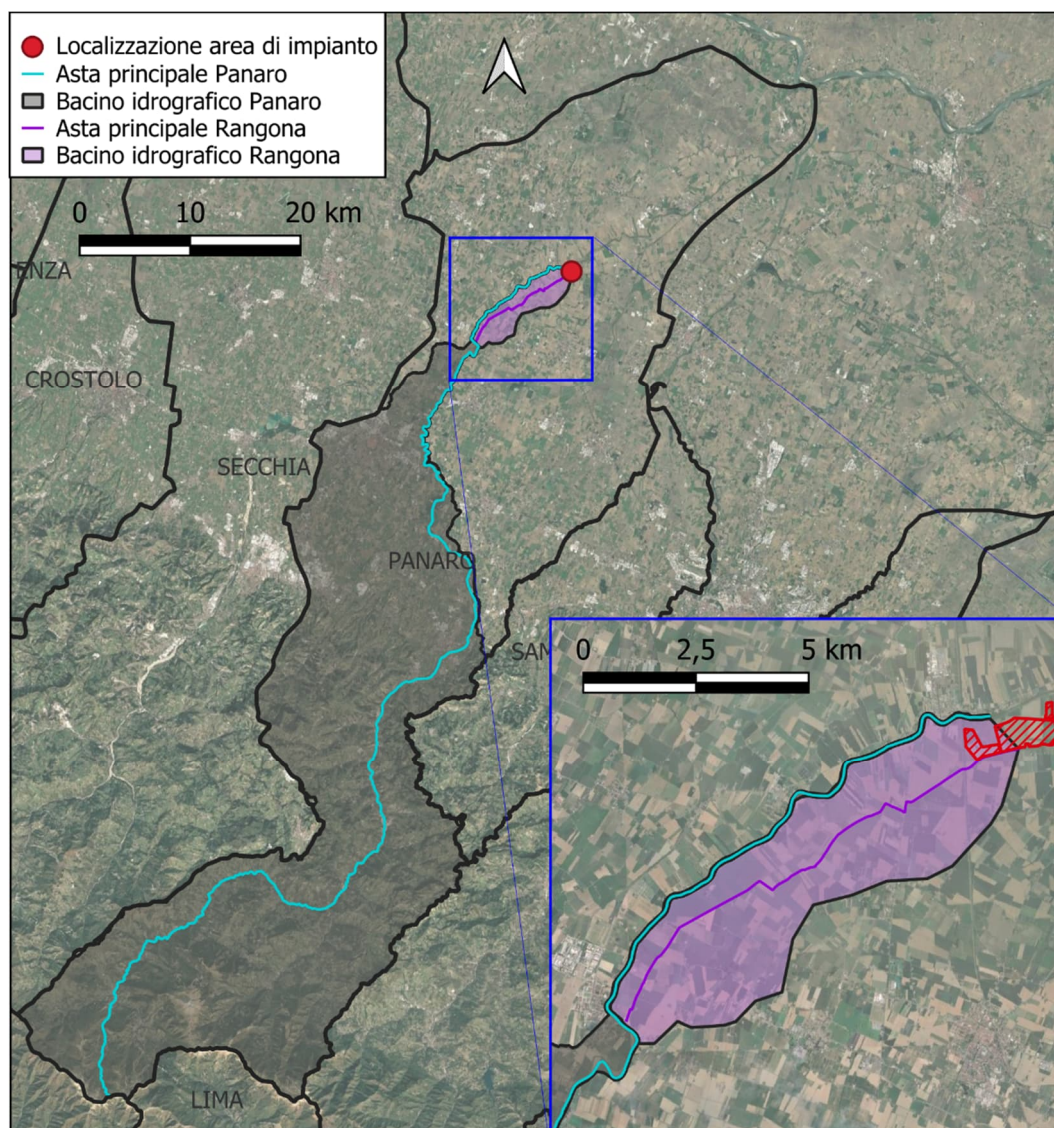


Figura 28: Bacini idrografici di riferimento.

Per le analisi idrologiche dei corsi d'acqua interferenti con l'area di impianto, sono stati individuati i bacini idrografici di riferimento mediante elaborazione del Modello Digitale del Terreno (DTM) a risoluzione 5 m, disponibile sul geoportale della Regione Emilia-Romagna.

In particolare, per il tratto del Fiume Panaro in corrispondenza dell'area di impianto, il bacino idrografico è stato delineato utilizzando il software QGIS attraverso la seguente procedura: mediante il plugin *r.watershed* è stata estratta la rete di drenaggio, mentre con il plugin *r.water.outlet* è stato tracciato il bacino idrografico, impostando come sezione di chiusura un punto localizzato in corrispondenza dell'area di impianto e ricadente sulla rete di drenaggio (vedi Figura 28).

Per quanto riguarda il bacino del colatore Rangona, la delimitazione è stata effettuata manualmente attraverso l'analisi del DTM e delle curve di livello, identificando l'area scolante che contribuisce al deflusso verso il canale.

### 8.1.1. Quote e pendenze caratteristiche

Si riportano di seguito le caratteristiche geomorfologiche dei bacini idrografici di riferimento, dove:

- $A$  è l'area del bacino espressa in  $\text{km}^2$ ;
- $L$  è la lunghezza dell'asta principale espressa in km;
- $H_{med}$  è l'altitudine media del bacino espressa in m s.l.m.;
- $H_{min}$  è l'altitudine minima del bacino espressa in m s.l.m.;
- $H_{max}$  è l'altitudine massima del bacino espressa in m s.l.m.;
- $i$  è la pendenza dell'asta principale;
- $i_v$  è la pendenza media dei versanti.

**Tabella 4: Caratteristiche geomorfologiche dei bacini idrografici di riferimento.**

	Bacino idrografico Panaro	Bacino idrografico Rangona
<b>A (<math>\text{km}^2</math>)</b>	1111	24,97
<b>L (km)</b>	122,9	11,7
<b><math>H_{med}</math> (m s.l.m.)</b>	593,76	2016,00
<b><math>H_{min}</math> (m s.l.m.)</b>	15,50	14,10
<b><math>H_{max}</math> (m s.l.m.)</b>	2105,05	30,15
<b><math>i</math> (-)</b>	0,0042	0,0010
<b><math>i_v</math> (-)</b>	0,2577	0,0223

### 8.1.2. Tempi di corrivazione

Il tempo di corrivazione  $t_c$  è il tempo impiegato dalla generica goccia di pioggia caduta nel punto idraulicamente più lontano a raggiungere la sezione di chiusura del bacino idrografico. Per la determinazione del tempo di corrivazione esistono varie formule, tra cui:

- Pasini:

$$t_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{A \cdot L}}{\sqrt{i_v}}$$

- Viparelli:

$$t_c = \frac{L}{3,6V}$$

- Ventura:

$$t_c = 0,127 \sqrt{\frac{A}{i}}$$

- Giandotti:

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{med} - H_{min}}}$$

- Kirpich:

$$t_c = 0,0663 L^{0,77} i^{-0,385}$$

- Pezzoli:

$$t_c = 0,055 \frac{L}{\sqrt{i}}$$

- Puglisi:

$$t_c = 6L^{2/3} (H_{max} - H_{min})^{-1/3}$$

- Tournon:

$$t_c = 0,396 \left( \frac{A}{L^2} \sqrt{i/i_v} \right)^{0,72} L/\sqrt{i}$$

dove:  $V = 1 \div 1,5$  m/s è la velocità caratteristica della corrente.

Le formule anzidette forniscono valori piuttosto differenti, pertanto, sono stati esclusi i valori estremi per eccesso e per difetto che si discostano di molto dagli altri. I risultati ottenuti sono illustrati nella tabella seguente, nella quale sono evidenziati in rosso i valori scartati.

**Tab. 1: Calcolo del tempo di corrivazione  $t_c$  (h).**

Formula	Bacino idrografico Panaro	Bacino idrografico Rangona
Pasini	10,53	4,70
Viparelli	22,76	3,24
Ventura	65,33	20,07
Giandotti	16,51	1,05
Kirpich	22,16	6,28
Pezzoli	104,29	20,27
Puglisi	11,60	12,23
Tournon	26,07	14,10
<b>MEDIA</b>	<b>25</b>	<b>12</b>

### 8.1.3. Permeabilità del suolo

La permeabilità del territorio racchiuso nel bacino idrografico di riferimento è stata valutata considerando il parametro CN (*Curve Number*), introdotto nel 1972 dal *Soil Conservation Service* (SCS). Il parametro CN cresce al decrescere della permeabilità del suolo, e varia tra 0 (tutta la precipitazione si infila) e 100 (tutta

la precipitazione si trasforma in deflusso superficiale). Il parametro CN è stato classificato dall'SCS in funzione del tipo di terreno, dell'utilizzazione del suolo e delle condizioni antecedenti di umidità.

Per la classificazione dei tipi di suolo, la suddivisione proposta dal SCS prevede quattro classi di potenzialità di deflusso: scarsa (A), moderatamente bassa (B), moderatamente alta (C) e molto alta (D).

Le condizioni antecedenti di umidità sono descritte dal parametro AMC (*Antecedent Moisture Condition*), che tiene conto delle precipitazioni avvenute nei cinque giorni precedenti all'evento simulato e varia a seconda della stagione in cui si verifica l'evento. L'SCS individua tre classi, AMC I, AMC II e AMC III, per condizioni antecedenti l'evento molto asciutte, medie e molto umide, rispettivamente. Sulla base di quanto raccomandato dalla Relazione di Piano del PAI per l'UoM Regionale Puglia e Interregionale Ofanto, si è adottato il valore di CN corrispondente alla classe AMC III, poiché lo studio è rivolto al calcolo delle portate massime. Tale approccio conservativo si fonda sul fatto che molto spesso il terreno del bacino si presenta in condizioni di elevato imbibimento in occasione delle portate massime.

Il valore del CN III è stato estratto dal database FOCA (*Italian FIOod and Catchment Atlas*), il quale fornisce le mappe del parametro CN per l'intero territorio italiano, nelle tre condizioni di AMC. Tali dati sono disponibili in formato raster a risoluzione 250 m. Per i bacini idrografici in esame, sono stati ricavati i valori medi di CN III pesati sulle aree di occorrenza di ciascuna classe, pari a **83** e **78** per i bacini del Panaro e del colatore Rangona, rispettivamente (vedi Figura 29).

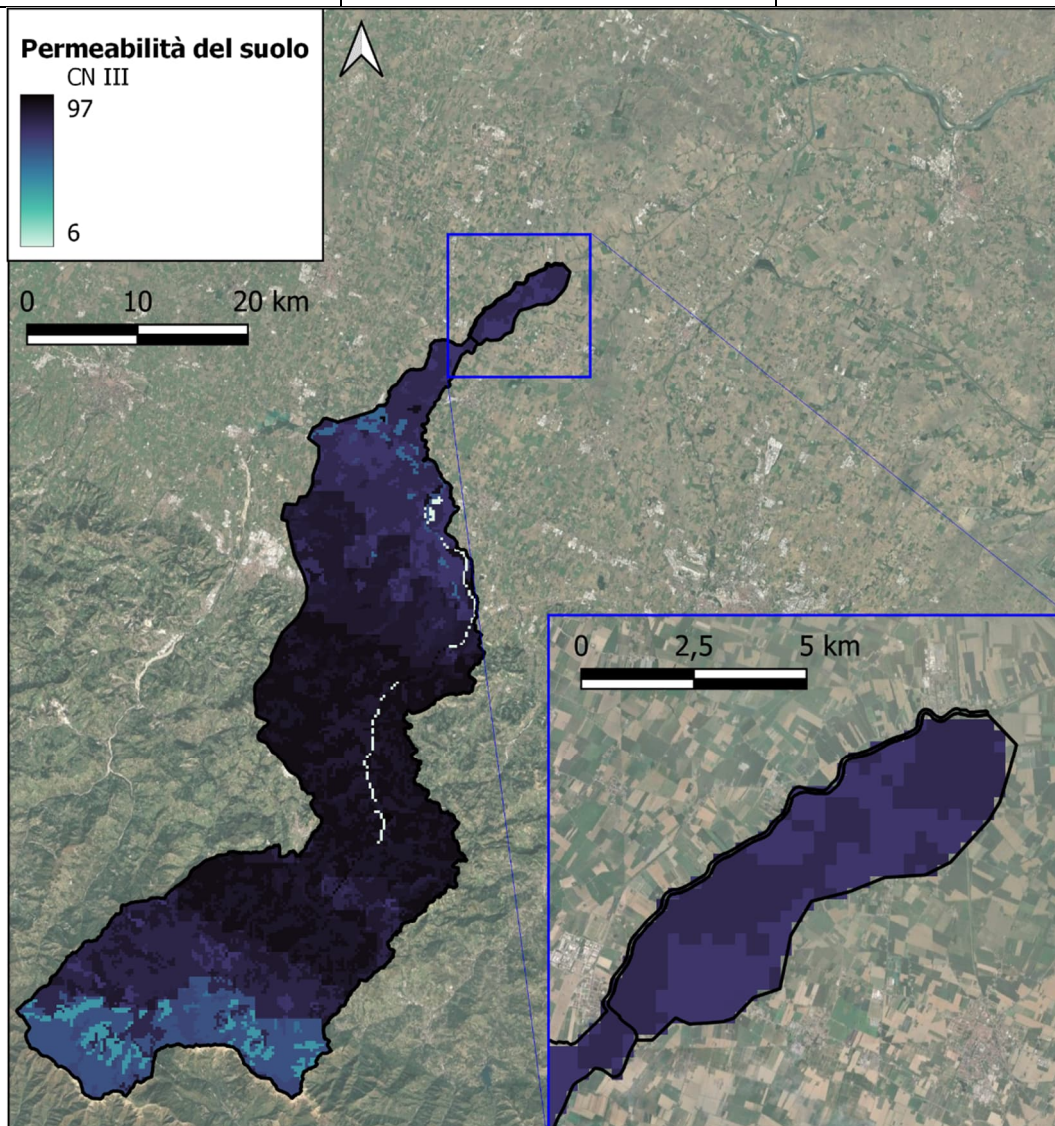


Figura 29: Mappa del CN III con risoluzione 250 m estratta dal database FOCA (*Italian FIOod and Catchment Atlas*).

## 8.2. Curve di probabilità pluviometrica

Le curve di probabilità pluviometrica (CPP) esprimono la relazione tra le altezze massime di pioggia  $h$  e la loro durata  $t$ , per un assegnato valore del periodo di ritorno  $T$ . La formula utilizzata per descrivere questa relazione è una legge di potenza (*power law*) monomia del tipo:

$$h_{t,T} = a t^n$$

dove  $h$  è l'altezza di precipitazione (mm),  $t$  è la durata della precipitazione (h),  $a$  ( $\text{mm}/\text{h}^n$ ) ed  $n$  (-) sono parametri che dipendono dal periodo di ritorno e si determinano mediante un'analisi statistica delle serie storiche delle altezze massime di pioggia cadute ogni anno in occasione di eventi di durata pari a 1 h, 3 h, 6 h, 12 h e 24 h.

### 8.2.1. Analisi regionale

L'Autorità di Bacino Distrettuale del fiume Po ha prodotto uno studio di regionalizzazione finalizzato all'analisi di frequenza delle piogge intense nei punti privi di misure dirette. Sono state utilizzate le serie storiche delle precipitazioni intense riportate negli Annali Idrologici del Servizio Idrografico e Mareografico Italiano (Parte I,

tabella III) relative ai massimi annuali delle precipitazioni della durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive.

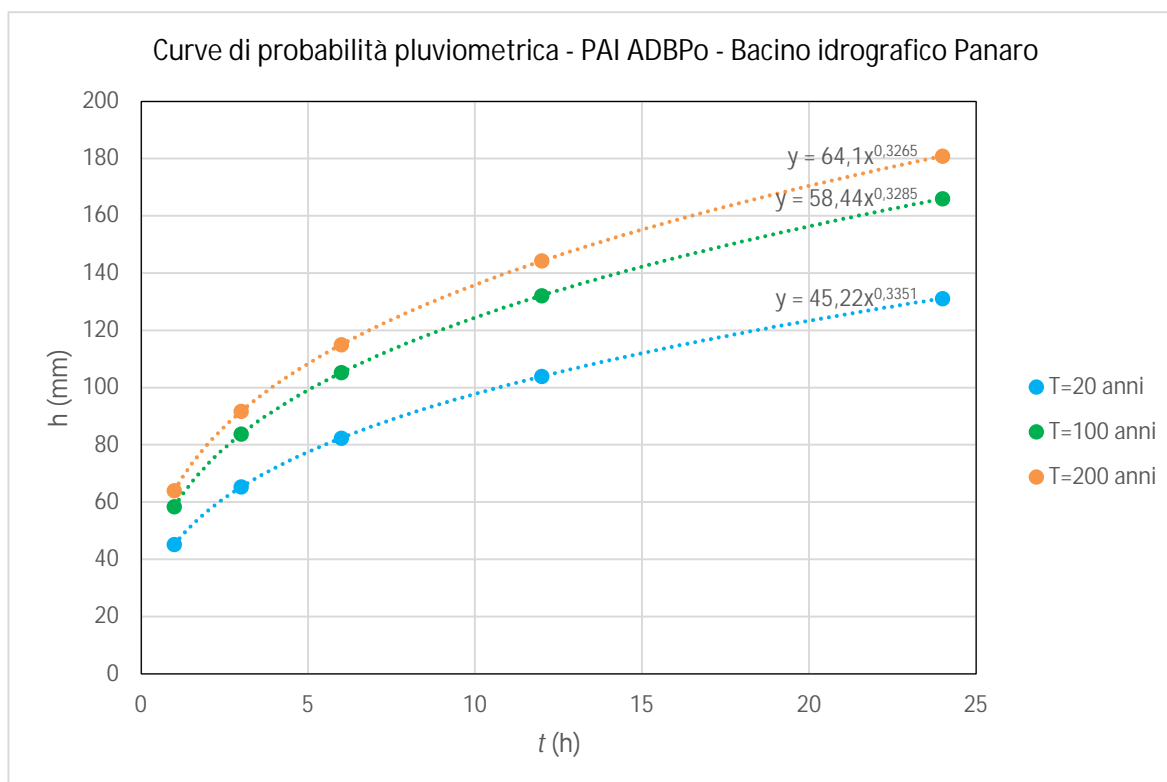
Ai fini dello studio di regionalizzazione anzidetto, la stima delle curve di probabilità pluviometrica nelle stazioni di misura è stata effettuata sulla base delle serie storiche dei massimi annuali delle altezze di precipitazione per le durate considerate, definendo i parametri  $a$  ed  $n$  per i tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni.

Inoltre, è stata condotta un'interpolazione spaziale, con il metodo di Kriging, dei parametri  $a$  ed  $n$  delle linee segnalatrici, discretizzate in base a un reticolo di 2 km di lato. I risultati ottenuti sono resi disponibili direttamente in formato shapefile sul geoportale dell'UoM del Po, consentendo il calcolo delle CPP in ciascun punto del bacino, a meno dell'approssimazione derivante dalla risoluzione spaziale della griglia di discretizzazione, per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni.

Nel presente studio, considerando i tempi di ritorno di 20, 100 e 200 anni, i valori dei parametri forniti dal PAI dell'UoM del Po sono stati mediati sui bacini idrografici di riferimento, ottenendo le seguenti curve di probabilità pluviometrica:

**Tabella 5: Parametri della CPP per il bacino idrografico di riferimento secondo il modello di regionalizzazione fornito dall'ADBPO nell'ambito del PAI.**

$T$ (anni)	Bacino idrografico Panaro		Bacino idrografico Rangona	
	$a$ (mm/h <sup><math>n</math></sup> )	$n$ (-)	$a$ (mm/h <sup><math>n</math></sup> )	$n$ (-)
20	45,2	0,335	45,6	0,240
100	58,4	0,329	59,7	0,231
200	64,1	0,327	65,8	0,228



**Figura 30: Curve di probabilità pluviometrica per il bacino idrografico del fiume Panaro ottenute mediante il modello di regionalizzazione fornito dall'ADBPO nell'ambito del PAI.**

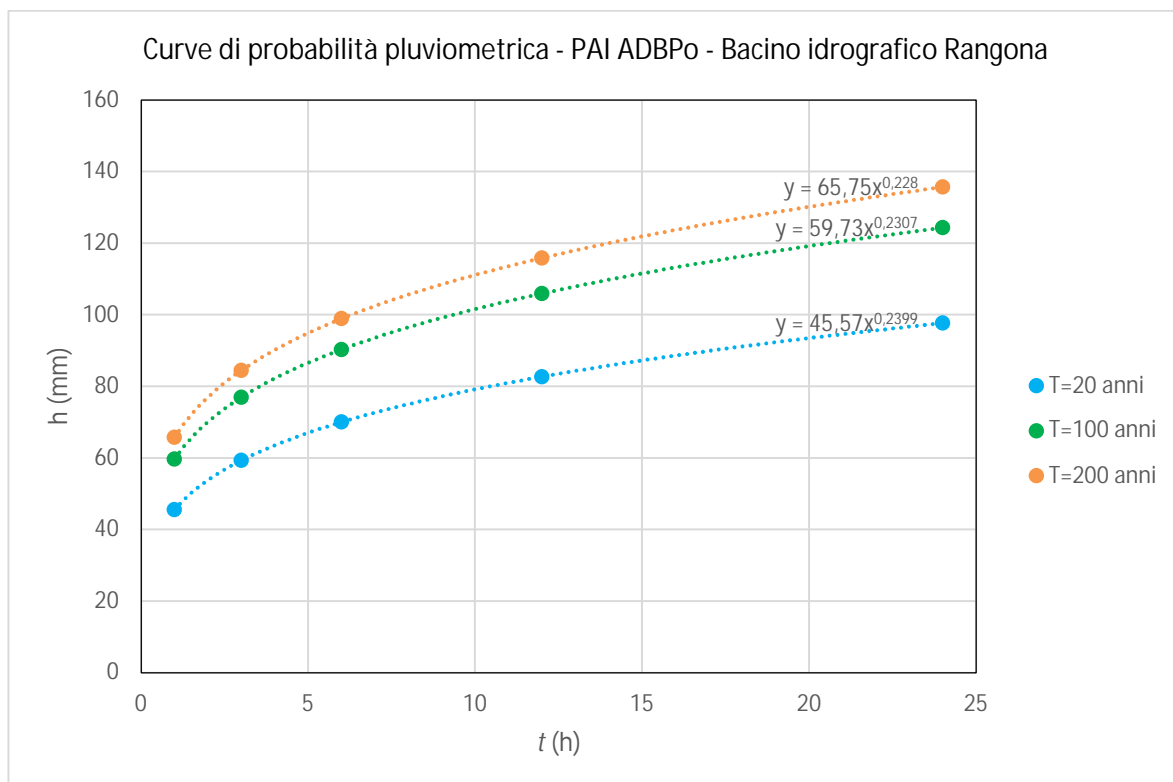


Figura 31: Curve di probabilità pluviometrica per il bacino idrografico del colatore Rangona ottenute mediante il modello di regionalizzazione fornito dall'ADBPO nell'ambito del PAI.

### 8.3. Stima delle portate

Il calcolo delle portate sarà di seguito effettuato considerando i tempi di ritorno  $T = 20, 100$  e  $200$  anni e applicando il metodo SCS.

Il primo passo per la stima delle portate in corrispondenza delle sezioni di chiusura dei bacini idrografici considerati è la stima della pioggia totale lorda  $P$ . Tale valore si ottiene mediante la curva di probabilità pluviometrica selezionata, considerando una durata della pioggia  $t_p$  pari al tempo di corrivazione  $t_c$  del bacino:

$$P = at_c^n$$

Tale pioggia va moltiplicata per il fattore di riduzione areale  $K_A$ :

$$K_A = 1 - (1 - e^{-c_1 A})e^{-c_2 t_c^{c_3}}$$

dove  $c_1 = 0,01298$ ,  $c_2 = 0,67$ ,  $c_3 = 0,33$ ,  $A$  è l'area del bacino espressa in km<sup>2</sup> e  $t_c$  è la durata della pioggia espressa in ore.

La pioggia così ottenuta va poi depurata dalle perdite iniziali  $I_a$  (mm) e dalle perdite per infiltrazione nel suolo  $S$ , le quali si calcolano in funzione del parametro  $CN$  come segue:

$$S = 254 \left( \frac{100}{CN} - 1 \right)$$

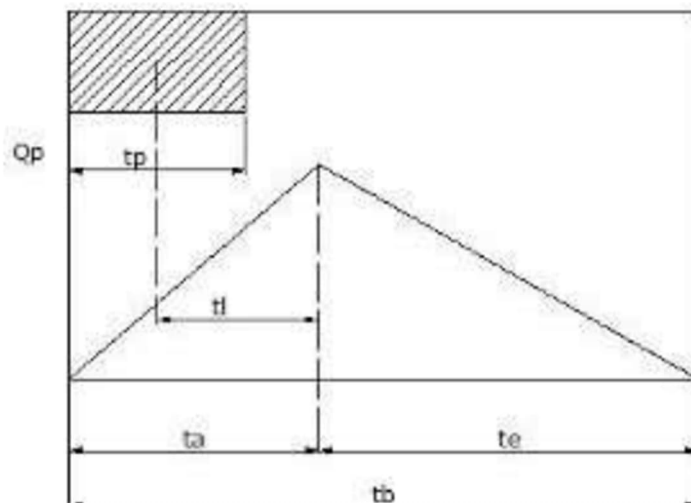
$$I_a = 0,2 \cdot S$$

Tenendo conto di tali perdite, la pioggia netta  $P_n$  si calcola come segue:

$$P_n = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

### 8.3.1. Idrogramma di Mockus

Nota la pioggia netta, è possibile calcolare la sola portata al colmo considerando l'idrogramma triangolare approssimato di Mockus (vedi **Figura 32**), avente una fase crescente di durata  $t_a$  (tempo di accumulo) e una fase di esaurimento di durata  $t_e$  (tempo di esaurimento).



**Figura 32: Idrogramma approssimato di Mockus.**

Poiché è stato stabilito sperimentalmente che nella fase crescente dell'idrogramma defluisce un volume idrico che è pari al 37,5% del volume totale di deflusso, ne consegue che la durata della fase crescente è pari a 0,375 volte la durata dell'evento di piena  $t_b$  e pertanto:

$$t_b = 2,67 t_a$$

La distanza temporale tra il baricentro dell'idrogramma e il picco dell'idrogramma triangolare si definisce tempo di ritardo  $t_l$ , per il calcolo del quale si utilizza la formula di Mockus:

$$t_l = 0,342 \frac{L^{0,8}}{\sqrt{100 i_v}} \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}$$

che fornisce il valore del tempo di ritardo espresso in ore.

Noto il tempo di ritardo, la determinazione di  $t_a$ , nell'ipotesi di precipitazione di intensità costante di durata  $t_p$  pari al tempo di corrivazione del bacino idrografico, si effettua con la semplice relazione:

$$t_a = 0,5 t_p + t_l$$

Infine, considerando che l'area sottesa all'idrogramma è pari al volume totale della pioggia netta ( $V_n = P_n A$ ), la portata al colmo  $Q_p$  si determina facilmente come segue:

$$Q_p = \frac{2P_n A}{t_b}$$

in cui, per ottenere la portata in  $m^3/s$  è necessario esprimere la pioggia netta  $P_n$  in m, l'area del bacino  $A$  in  $m^2$  e la durata dell'evento di piena  $t_b$  in secondi.

I valori dei parametri caratteristici del metodo SCS e dell'idrogramma di Mockus, per entrambi i bacini idrografici di riferimento, sono riportati in **Tabella 6**, mentre i risultati della valutazione della portata al colmo sono illustrati in **Tabella 7** e **Tabella 8** per i due bacini idrografici di riferimento, rispettivamente.

**Tabella 6: Parametri caratteristici del metodo SCS e dell'idrogramma di Mockus, per entrambi i bacini idrografici di riferimento.**

	Bacino idrografico Panaro	Bacino idrografico Rangona
<b>CN III</b>	83	78
<b>S (mm)</b>	52,0	71,6
<b><math>I_a</math> (mm)</b>	10,4	14,3
<b><math>t_p</math> (h)</b>	25,0	12,0
<b><math>t_l</math> (h)</b>	6,90	4,17
<b><math>t_a</math> (h)</b>	19,40	10,17
<b><math>t_b</math> (h)</b>	51,80	27,16
<b><math>K_A</math> (-)</b>	0,856	0,940

**Tabella 7: Calcolo della portata al colmo mediante l'idrogramma approssimato di Mockus per il bacino idrografico Panaro.**

<b><math>T</math> (anni)</b>	<b><math>a</math> (mm/h<sup>n</sup>)</b>	<b><math>n</math> (-)</b>	<b><math>P</math> (mm)</b>	<b><math>P_n</math> (mm)</b>	<b><math>Q_p</math> (m<sup>3</sup>/s)</b>
20	45,2	0,335	113,8	68,8	820,22
100	58,4	0,329	144,0	96,2	1146,28
200	64,1	0,327	157,0	108,2	1289,13

**Tabella 8: Calcolo della portata al colmo mediante l'idrogramma approssimato di Mockus per il bacino idrografico Rangona.**

<b><math>T</math> (anni)</b>	<b><math>a</math> (mm/h<sup>n</sup>)</b>	<b><math>n</math> (-)</b>	<b><math>P</math> (mm)</b>	<b><math>P_n</math> (mm)</b>	<b><math>Q_p</math> (m<sup>3</sup>/s)</b>
20	45,6	0,240	77,7	29,8	15,2
100	59,7	0,231	99,6	46,3	23,6
200	65,8	0,228	108,9	53,8	27,5

### 8.3.2. Idrogramma unitario SCS

Il calcolo delle portate è stato effettuato anche mediante il software HEC-HMS, che esegue la trasformazione afflussi-deflussi di un bacino idrografico fornendo in *output* l'idrogramma del bacino una volta inserite in *input* tutte le caratteristiche dello stesso nonché i dati riguardanti l'evento pluviometrico. In particolare, sono stati indicati:

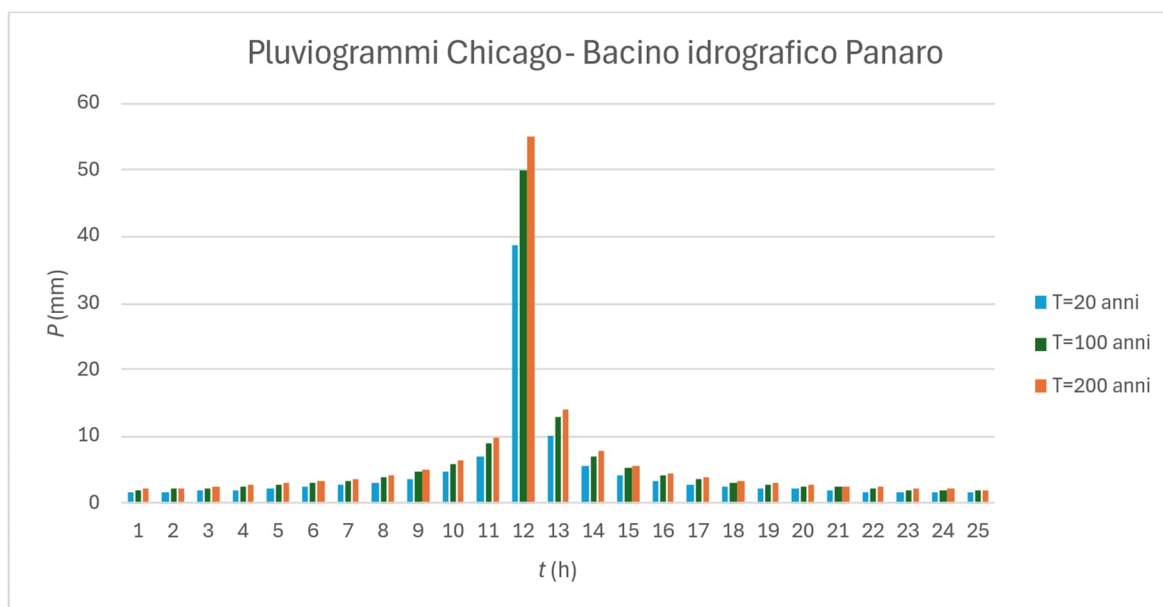
- il metodo utilizzato per stimare la quantità di acqua persa per infiltrazione nel terreno (*loss method*): *SCS Curve Number*, utilizzando i valori riportati in **Tabella 6** per i parametri CN ed  $I_a$ ;
- il metodo utilizzato per la trasformazione afflussi-deflussi (*transform method*): *SCS Unit Hydrograph*, utilizzando un tempo di ritardo (*Lag time*) pari a 0,6 volte il tempo di corrivazione del bacino.

Per quanto riguarda i dati di pioggia, a partire dalle curve di probabilità pluviometrica ed utilizzando un intervallo temporale  $\Delta t$  pari a 1 h, sono stati costruiti i pluviogrammi di progetto di tipo Chicago, ovvero con il

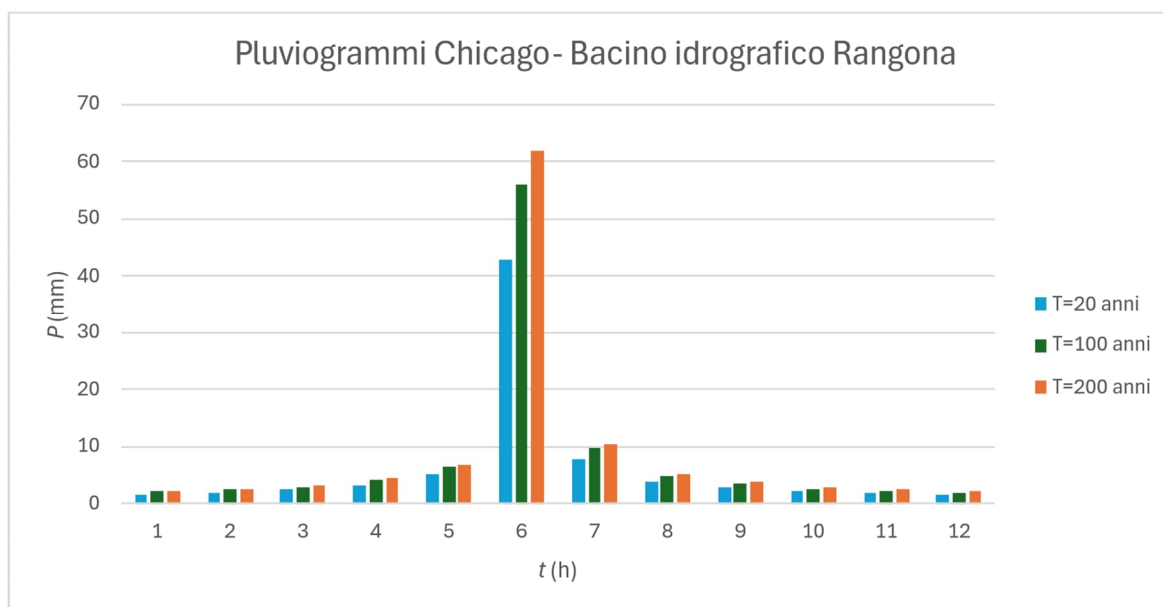
picco a metà dell'evento di pioggia (vedi **Figura 33** e **Figura 34**).

Tali pluviogrammi sono stati forniti in *input* al software HEC-HMS, tramite cui sono stati ottenuti gli idrogrammi di piena del bacino considerato per i tempi di ritorno  $T = 20, 100$  e  $200$  anni (vedi **Figura 35** e **Figura 36**).

Infine, sono stati riassunti i valori delle portate al colmo in **Tabella 9**.



**Figura 33: Pluviogrammi lordi di tipo Chicago per il bacino idrografico Panaro assumendo i tempi di ritorno  $T = 20, 100, 200$  anni.**



**Figura 34: Pluviogrammi lordi di tipo Chicago per il bacino idrografico Rangona assumendo i tempi di ritorno  $T = 20, 100, 200$  anni.**

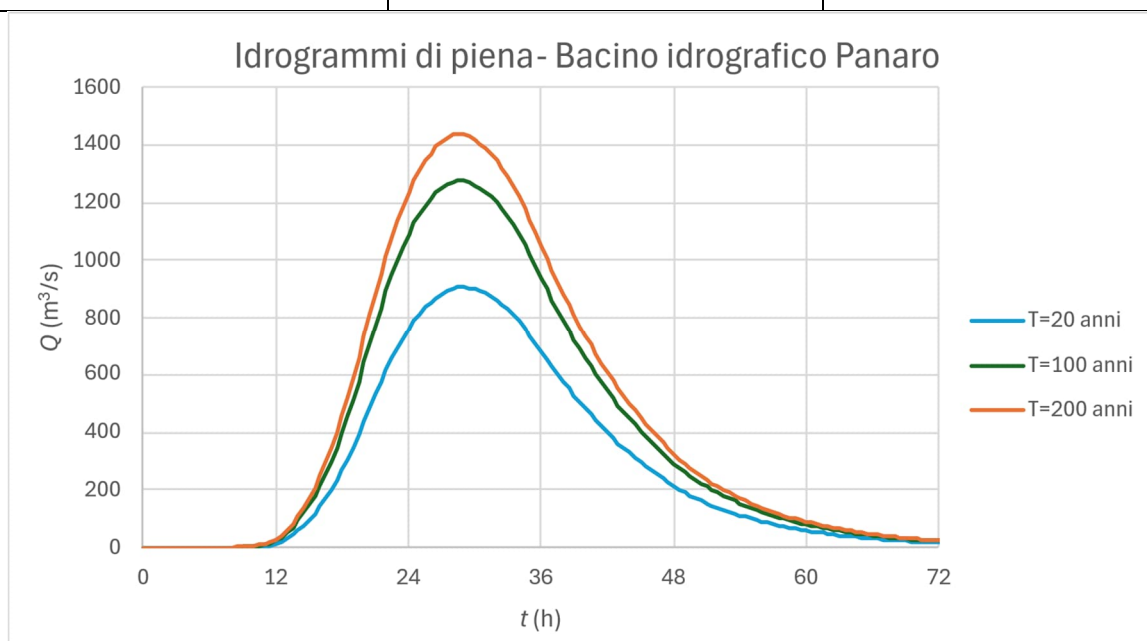


Figura 35: Idrogrammi di piena forniti da HEC-HMS per il bacino idrografico Panaro.

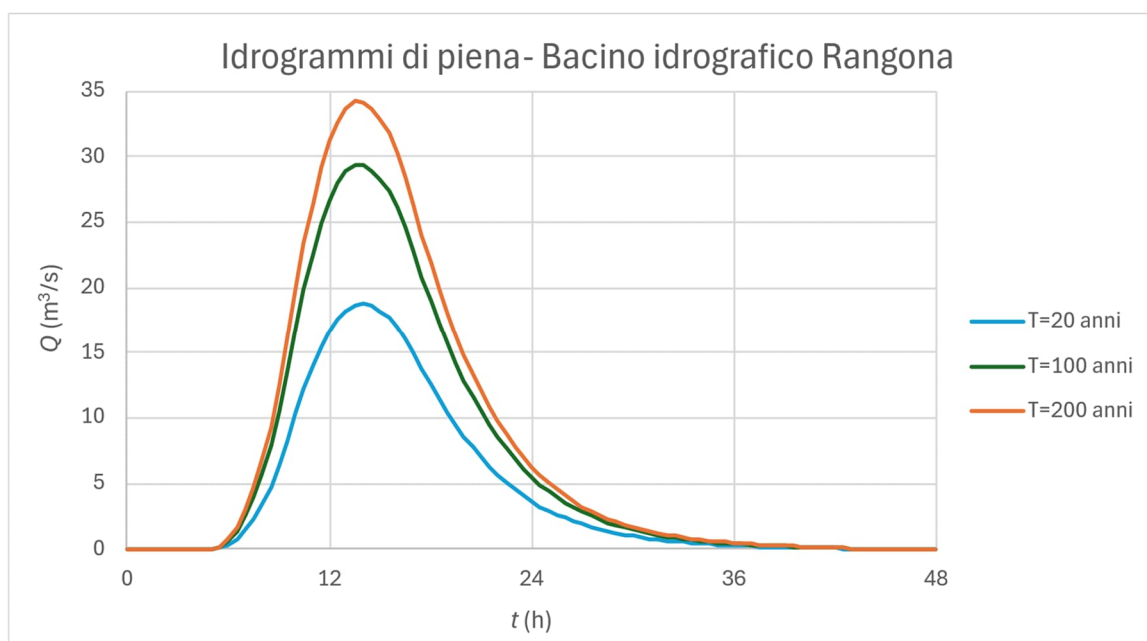


Figura 36: Idrogrammi di piena forniti da HEC-HMS per il bacino idrografico Rangona.

Tabella 9: Portate al colmo degli idrogrammi di piena forniti da HEC-HMS.

$T$ (anni)	Bacino idrografico Panaro $Q_p$ ( $m^3/s$ )	Bacino idrografico Rangona $Q_p$ ( $m^3/s$ )
20	907,61	18,74
100	1276,8	29,35
200	1438,53	34,18

### 8.3.3. Scelta delle portate di riferimento per le verifiche idrauliche

Confrontando le portate al colmo ottenute mediante il metodo di Mockus e l'idrogramma unitario SCS (vedi **Tabella 7**, **Tabella 8** e **Tabella 9**), si osserva che quest'ultimo fornisce valori più elevati, risultando quindi più conservativo. Per questo motivo, gli idrogrammi di piena calcolati con il software HEC-HMS (vedi **Figura 35** e **Figura 36**), basati sull'idrogramma unitario SCS, saranno adottati nel paragrafo successivo come condizioni al contorno di monte per le verifiche idrauliche.

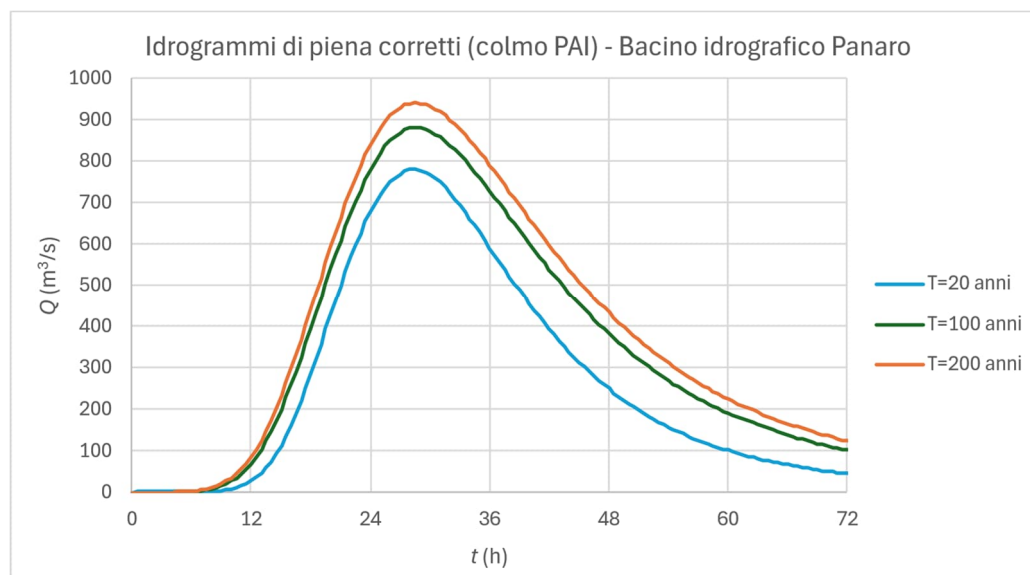
Relativamente al bacino idrografico del Fiume Panaro, come già anticipato, le analisi idrologiche condotte si sono basate sull'ipotesi di trascurare la presenza della cassa di espansione. Tuttavia, tale infrastruttura esercita un effetto di laminazione significativo sulla portata al colmo, e non può essere ignorata.

Le portate di piena di riferimento, associate a tempi di ritorno di 20, 100 e 200 anni, rispetto alle quali effettuare le verifiche di compatibilità idraulica, sono indicate dall'Autorità di Bacino nella "Direttiva piena di progetto". La Tabella 10 riporta tali valori per diverse sezioni lungo il corso del fiume.

**Tabella 10: Valori delle portate di piena di riferimento lungo l'asta del Fiume Panaro (Fonte: PAI - Direttiva piena di progetto)**

Località	Q20 (m <sup>3</sup> /s)	Q100 (m <sup>3</sup> /s)	Q200 (m <sup>3</sup> /s)
Marano sul Panaro	960	1180	1380
San Cesario	1030	1270	1480
Saliceto Panaro	780	880	940
Confluenza in Po	780	880	940

Dai valori riportati emerge chiaramente che, a valle dell'abitato di San Cesario, l'assetto idraulico del Fiume Panaro è fortemente influenzato dalla cassa di espansione. In particolare, nel tratto compreso tra Saliceto Panaro e la confluenza nel Fiume Po, le arginature determinano una portata pressoché costante. Poiché l'impianto oggetto di studio ricade in questo tratto, gli idrogrammi di piena di **Figura 35** sono stati corretti affinché le portate al colmo coincidano con i valori indicati dal PAI, conservandone al tempo stesso il volume (vedi Figura 37).



**Figura 37: Idrogrammi di piena per il bacino idrografico del Fiume Panaro, corretti affinché le portate al colmo coincidano con i valori indicati dal PAI.**

## 9. VERIFICHE IDRAULICHE

Nei paragrafi a seguire verranno mostrate le verifiche idrauliche in moto vario bidimensionale, effettuate per una porzione di territorio che racchiude interamente l'area di impianto lorda, considerando i tempi di ritorno  $T = 20, 100$  e  $200$  anni e adottando il modello HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center's River Analysis System*).

### 9.1. Il modello HEC-RAS 2D

Il software utilizzato per l'implementazione del modello idraulico è HEC-RAS 6.5 sviluppato dal Corpo degli ingegneri dell'Esercito U.S.A. presso l'*Hydrologic Engineering Centre* (HEC), utilizzato per la modellazione mono e bidimensionale di reti di canali naturali e artificiali (*River Analysis System*, RAS).

Il software HEC-RAS permette di:

- effettuare simulazioni in condizioni stazionarie (*steady flow*) in corrente lenta, veloce o mista, calcolando i corrispondenti profili di corrente;
- effettuare simulazioni in condizioni non stazionarie (*unsteady flow*);
- effettuare simulazioni per la classificazione e quantificazione di processi di idrodinamica del trasporto solido relativi a fenomeni di erosione o deposizione generalizzata e/o localizzata.

Con la versione di HEC-RAS 6.5 vi è la possibilità di effettuare simulazioni idrauliche bidimensionali all'interno dell'analisi in regime di moto vario. Si possono eseguire simulazioni secondo modelli sia monodimensionali e bidimensionali in moto vario, sia monodimensionali integrati con modelli 2D nelle aree inondabili.

La rappresentazione bidimensionale del moto si basa sulla risoluzione delle *Shallow Water Equations* (SWE), che costituiscono un sistema di tre equazioni differenziali, ovvero la equazione di conservazione della massa liquida e le equazioni di conservazione della quantità di moto nelle direzioni  $x$  ed  $y$ , rispettivamente. Le ipotesi alla base per la soluzione delle SWE sono che il flusso sia orizzontale e che la variazione della velocità nella verticale rispetto alla direzione del moto sia trascurabile. Inoltre, le equazioni sono sviluppate accettando a priori l'ipotesi di idrostaticità del gradiente delle pressioni lungo la direzione verticale.

La formulazione delle SWE è di seguito illustrata:

$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = 0 \\ \frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( hu^2 + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} (huv) = gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ \frac{\partial hv}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (huv) + \frac{\partial}{\partial y} \left( hv^2 + \frac{gh^2}{2} \right) = gh(S_{0y} - S_{fy}) \end{cases}$$

dove  $h$  è il tirante idrico,  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $u$  e  $v$  sono le componenti della velocità del flusso,  $S_{0x}$  ed  $S_{0y}$  le pendenze del fondo,  $S_{fx}$  ed  $S_{fy}$  sono le pendenze delle linee dell'energia nelle direzioni  $x$  ed  $y$ , rispettivamente.

La formulazione conservativa delle SWE è essenziale al fine di preservare la conservazione della quantità di moto. Questo tipo di formulazione permette di rappresentare le discontinuità nel flusso e i cambiamenti tra moto gradualmente e rapidamente vario (*gradually varied flow* e *rapidly varied flow*). Le equazioni di moto bidimensionale sono risolte mediante un algoritmo implicito ai volumi finiti. L'algoritmo di risoluzione consente di utilizzare step temporali di calcolo maggiori rispetto ai metodi espliciti. L'approccio ai volumi finiti è più affidabile in termini di stabilità e robustezza rispetto alle tradizionali tecniche differenziali di soluzione basate su metodi agli elementi finiti.

Il *software* è progettato per utilizzare *mesh* computazionali strutturate o non strutturate. Ciò significa che le celle computazionali possono essere triangoli, quadrati, rettangoli o anche elementi a cinque e sei facce. All'interno di HEC-RAS, le caratteristiche delle celle (e delle facce delle celle) dipendono dai dati del terreno sottostante (DTM). Ogni cella della maglia computazionale è pre-elaborata per sviluppare dei grafici dettagliati delle proprietà idrauliche basate sul terreno sottostante che vengono utilizzati nella modellazione. Inoltre, ogni faccia delle celle viene valutata come una sezione trasversale in corrispondenza della quale vengono valutate le variabili idrauliche. Questo permette agli utenti di utilizzare delle celle molto grandi senza però perdere troppo il dettaglio del terreno sottostante che governa il movimento del flusso. Il vantaggio è un minore numero di calcoli e quindi tempi di esecuzione molto più veloci.

## 9.2. Dominio di calcolo e *mesh* computazionale

Il dominio di calcolo è la porzione di territorio all'interno della quale viene effettuata la modellazione idraulica bidimensionale. Per la caratterizzazione topografica dell'area di interesse, è stato utilizzato il DTM a risoluzione 1 m disponibile sul sito web del Ministero dell'Ambiente e della Sicurezza Energetica (MASE), ottenuto mediante rilievo LiDAR. Il territorio ricadente nel dominio di calcolo viene discretizzato attraverso una *mesh* computazionale composta da elementi poligonali.

Operativamente, è necessario innanzitutto definire la geometria del modello, importando il DTM a disposizione, delimitando il dominio di calcolo 2D mediante tracciamento del perimetro, ed indicando le caratteristiche della *mesh* di calcolo, tra cui la dimensione degli elementi della *mesh* e il valore della scabrezza  $n$  di Manning.

Il dominio di calcolo è stato definito con un'estensione tale da includere completamente l'area di impianto e da consentire una corretta simulazione delle dinamiche di ruscellamento superficiale. Per l'intero dominio sono state adottate celle aventi dimensione base pari a 10 m, ad eccezione delle aree occupate da elementi morfologicamente significativi come corsi d'acqua, argini, tombini e rilevati stradali. Tali elementi sono stati rappresentati con maggiore dettaglio mediante l'utilizzo di *breaklines*, tracciate lungo i thalweg dei due corsi d'acqua, lungo gli argini del Fiume Panaro, lungo il rilevato stradale posto a ovest dell'area di impianto, e lungo lo sviluppo longitudinale dei tombini di attraversamento. In corrispondenza di queste *breaklines*, la *mesh* di calcolo è stata densificata, adottando una risoluzione variabile tra 1 m e 4 m, in funzione delle specifiche esigenze di modellazione. Il dominio di calcolo così configurato risulta composto da circa 165k celle (vedi **Figura 38** e **Figura 39**).

Il valore utilizzato per la scabrezza  $n$  di Manning è **0,04** s/m<sup>1/3</sup>, corrispondente a piane inondabili caratterizzate da seminativi. Lo stesso valore è stato adottato, in via conservativa, anche per gli alvei fluviali analizzati. Per le aree golenali del Fiume Panaro, invece, è stato impiegato un valore più elevato, pari a **0,08** s/m<sup>1/3</sup>, in considerazione della fitta vegetazione presente, costituita da cespugli e alberi (vedi paragrafo 6).

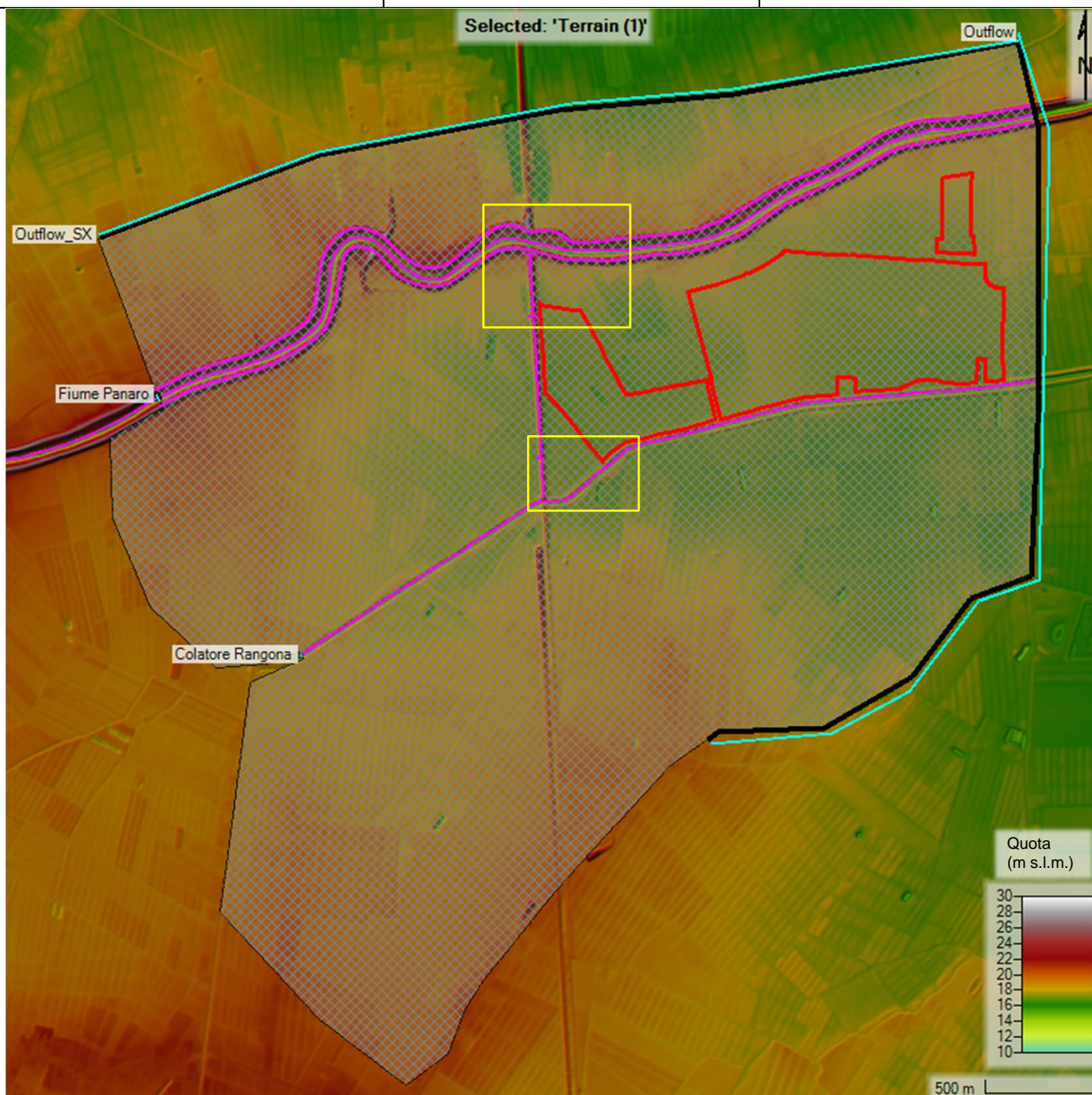


Figura 38: Dominio di calcolo (tratteggiato retato), *breaklines* (magenta), sezioni per le condizioni al contorno (azzurro) e area di impianto (rosso). I riquadri in giallo indicano i dettagli illustrati nella Figura 39.

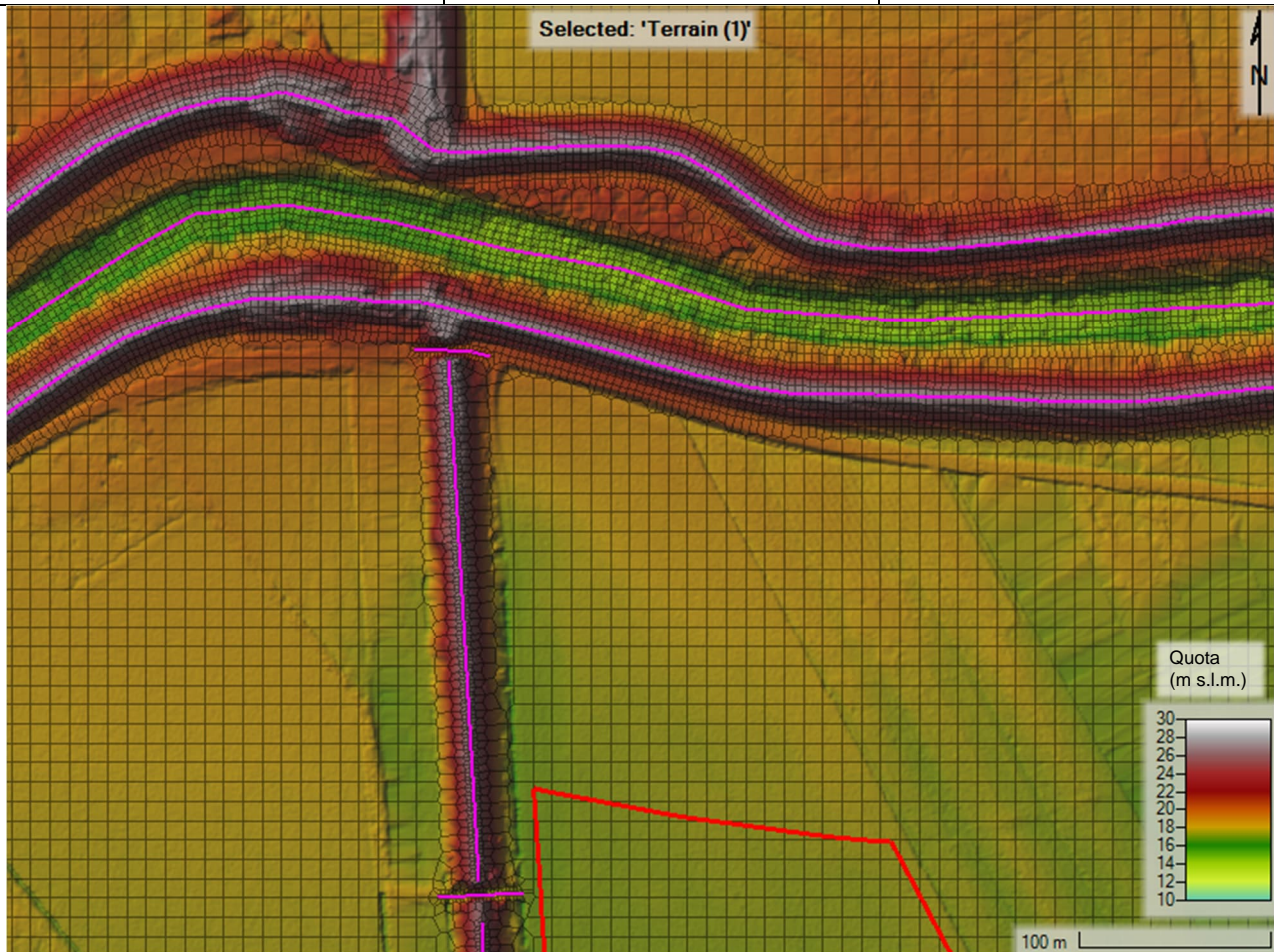


Figura 39: Dettagli della *mesh* di calcolo in corrispondenza delle *breaklines* (magenta).

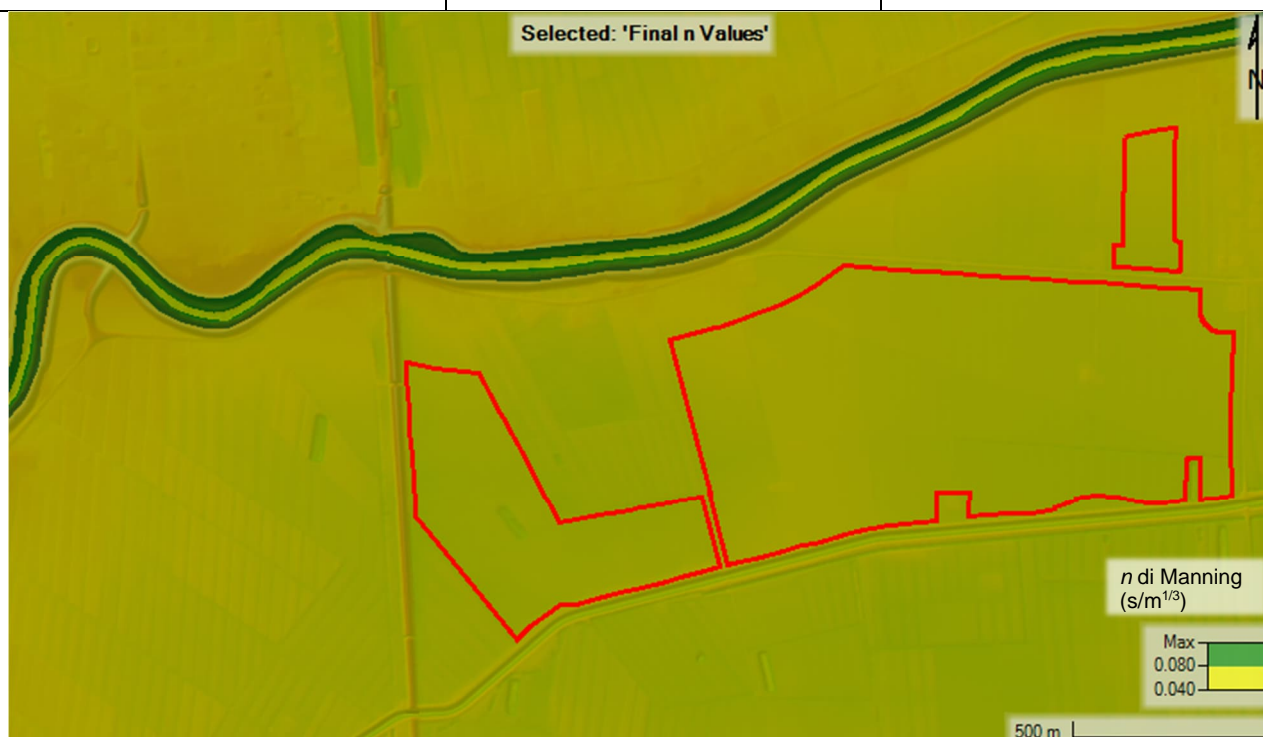


Figura 40: Distribuzione della scabrezza  $n$  di Manning sul dominio di calcolo.

### 9.3. Condizioni al contorno

Per definire le condizioni al contorno, nel modello bidimensionale è necessario tracciare delle sezioni trasversali (*Boundary Condition Lines*) a cui assegnare condizioni specifiche, come, ad esempio, un idrogramma di piena (*Flow Hydrograph*) o l'altezza di moto uniforme (*Normal Depth*). Nel caso in esame, sono state definite due condizioni al contorno in ingresso (monte), una per ciascun corso d'acqua, e due condizioni al contorno in uscita (valle), una per il lato nord del dominio ("Outflow\_SX") e una per il lato est/sud-est ("Outflow").

Come condizioni al contorno di monte, sono stati adottati gli idrogrammi di piena illustrati nella Figura 37 per il Fiume Panaro e nella Figura 36 per il colatore Rangona. Viste le diverse scale temporali dei due idrogrammi di piena considerati, essi sono stati assegnati al *software* in modo tale da far coincidere gli istanti al colmo. Tale approccio conservativo consente di massimizzare gli effetti della piena.

La condizione assegnata alla sezione al contorno ad est/sud-est del dominio, invece, è la *Normal Depth* con pendenza pari a 0,0005. La stessa condizione è stata assegnata alla sezione al contorno posta a nord, assumendo però una pendenza pari a 0,001.

### 9.4. Risultati della modellazione

Come già sopra menzionato, le modellazioni idrauliche in moto vario bidimensionale sono state effettuate considerando i tempi di ritorno  $T = 20, 100$  e  $200$  anni, ovvero 3 scenari di riferimento. Ogni simulazione ha previsto che tutti i volumi idrici di entrambi gli idrogrammi di piena confluissero all'interno del dominio di calcolo, trascurando tutti i volumi che eventualmente potrebbero disperdersi lungo l'intero sviluppo a monte dei corsi d'acqua (esondazioni, allagamenti ecc.). Ciò rappresenta quindi un'assunzione fortemente conservativa. I risultati delle simulazioni sono di seguito illustrati in termini di valori massimi dei tiranti idrici e delle velocità del flusso, per tutti gli scenari di riferimento considerati.



Figura 41: Mappa dei tiranti idrici massimi –  $T = 20$  anni.

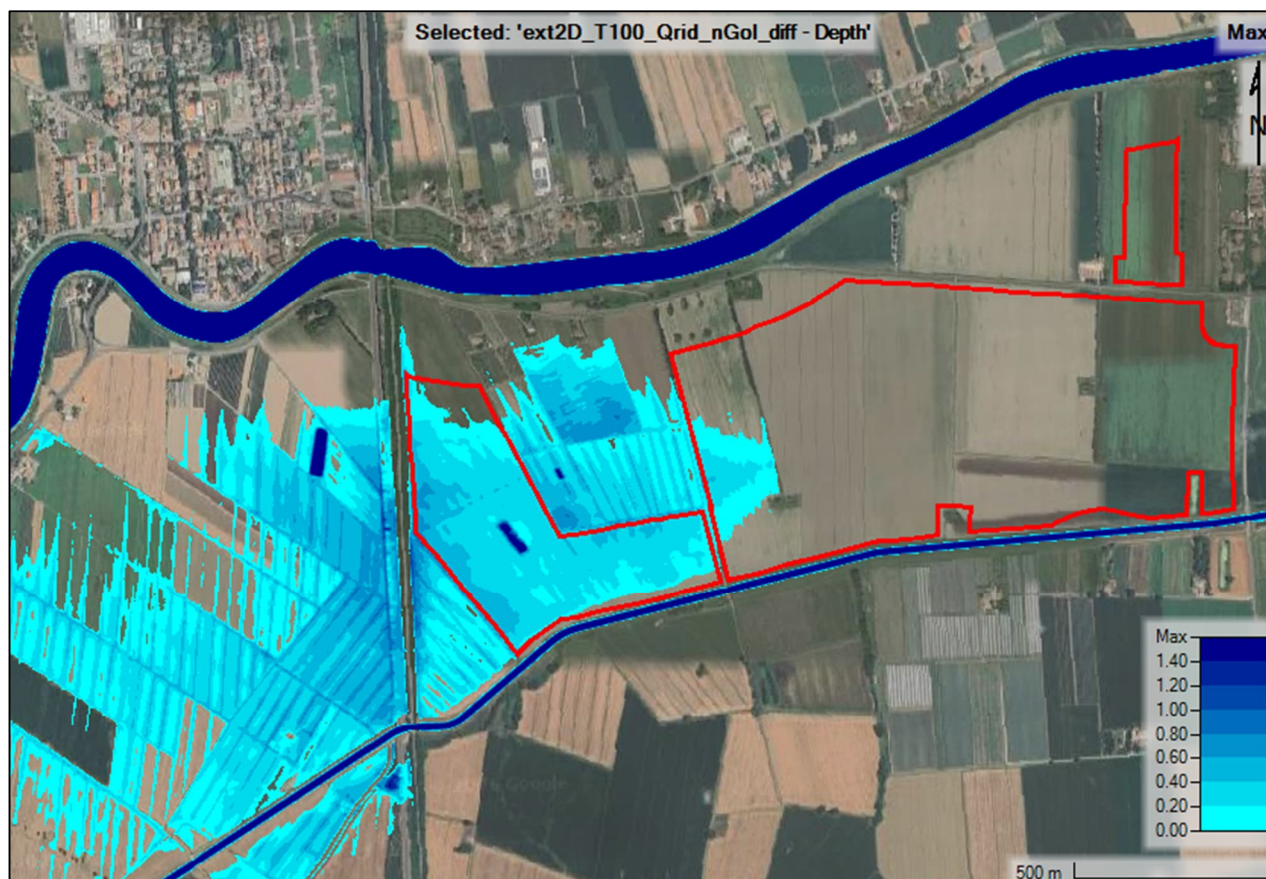


Figura 42: Mappa dei tiranti idrici massimi –  $T = 100$  anni.

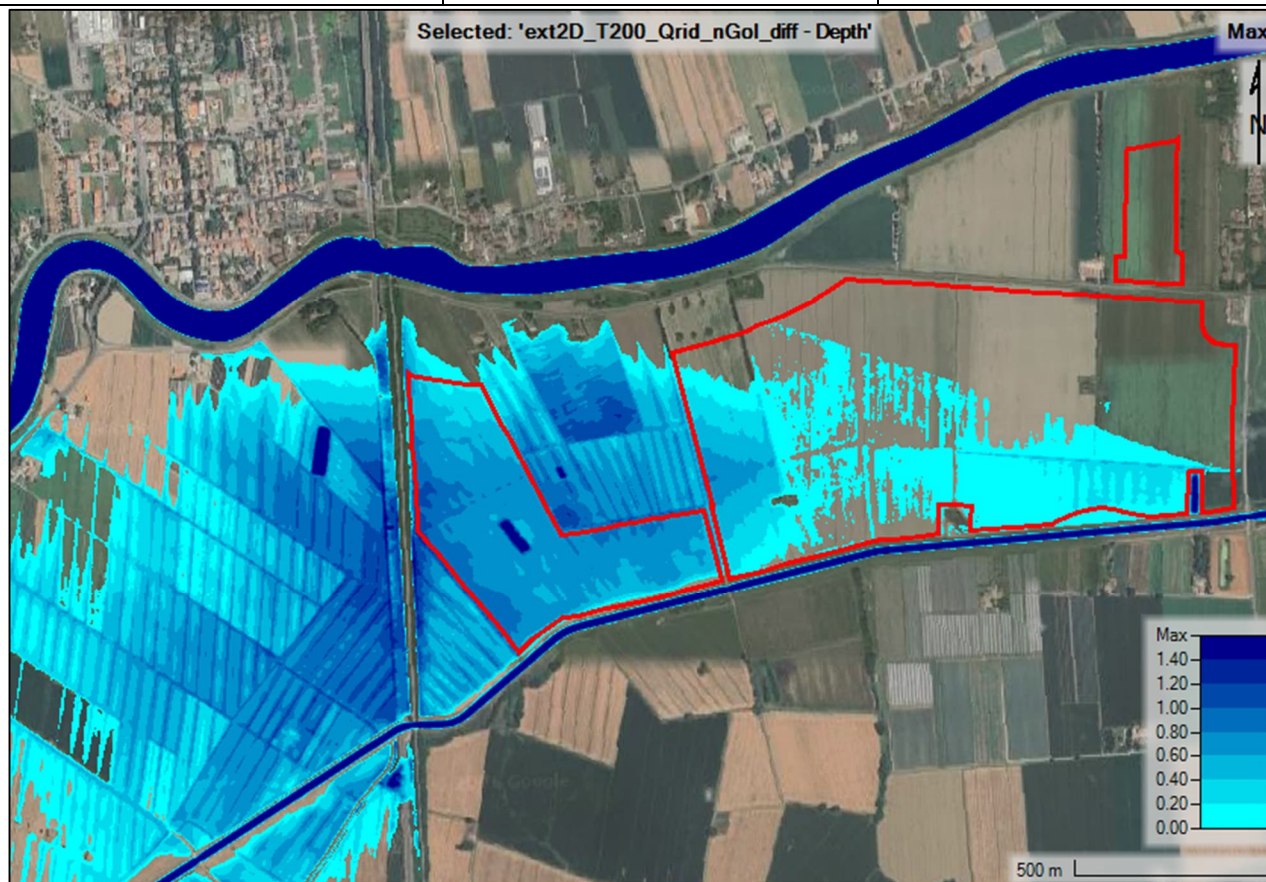


Figura 43: Mappa dei tiranti idrici massimi -  $T = 200$  anni.



Figura 44: Mappa delle velocità del flusso massime -  $T = 20$  anni.

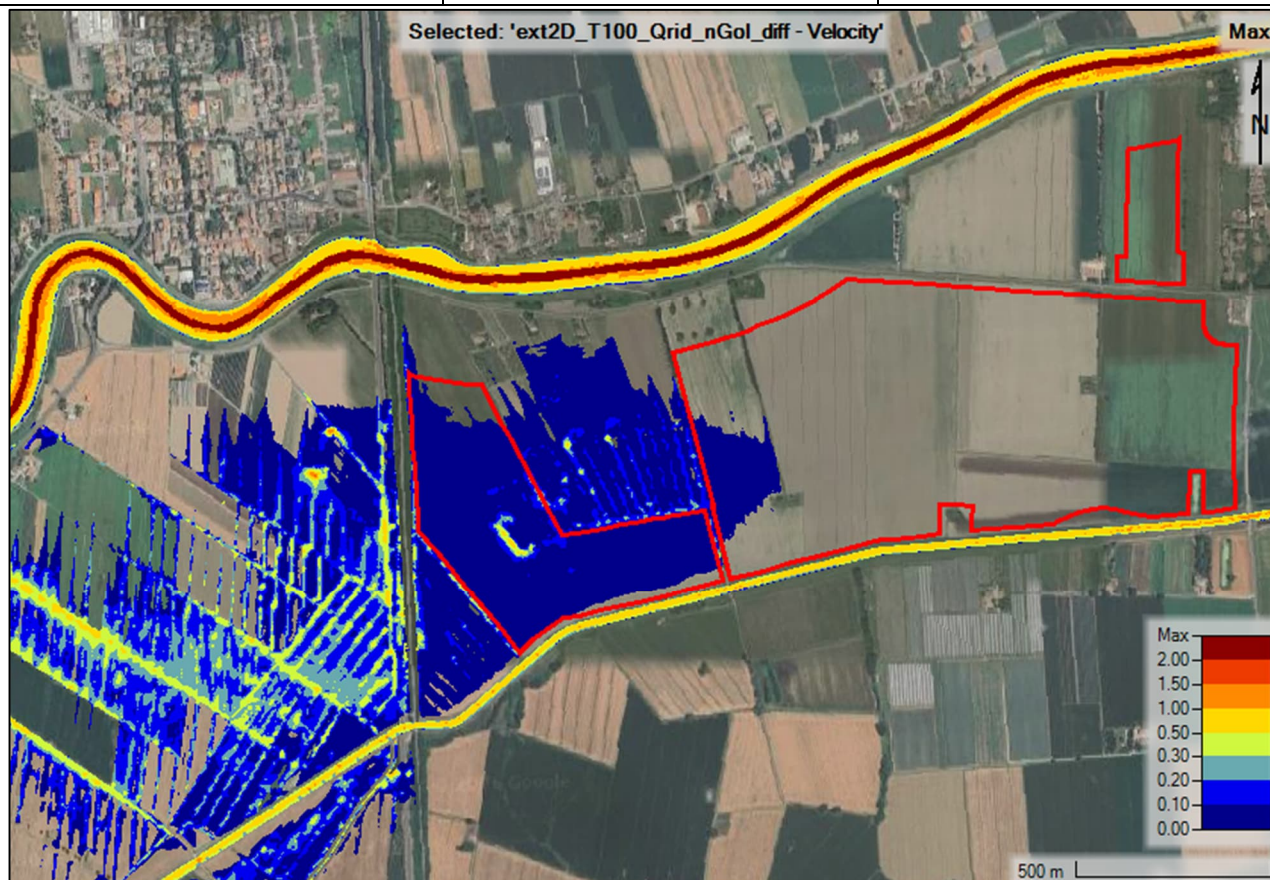


Figura 45: Mappa delle velocità del flusso massime -  $T = 100$  anni.

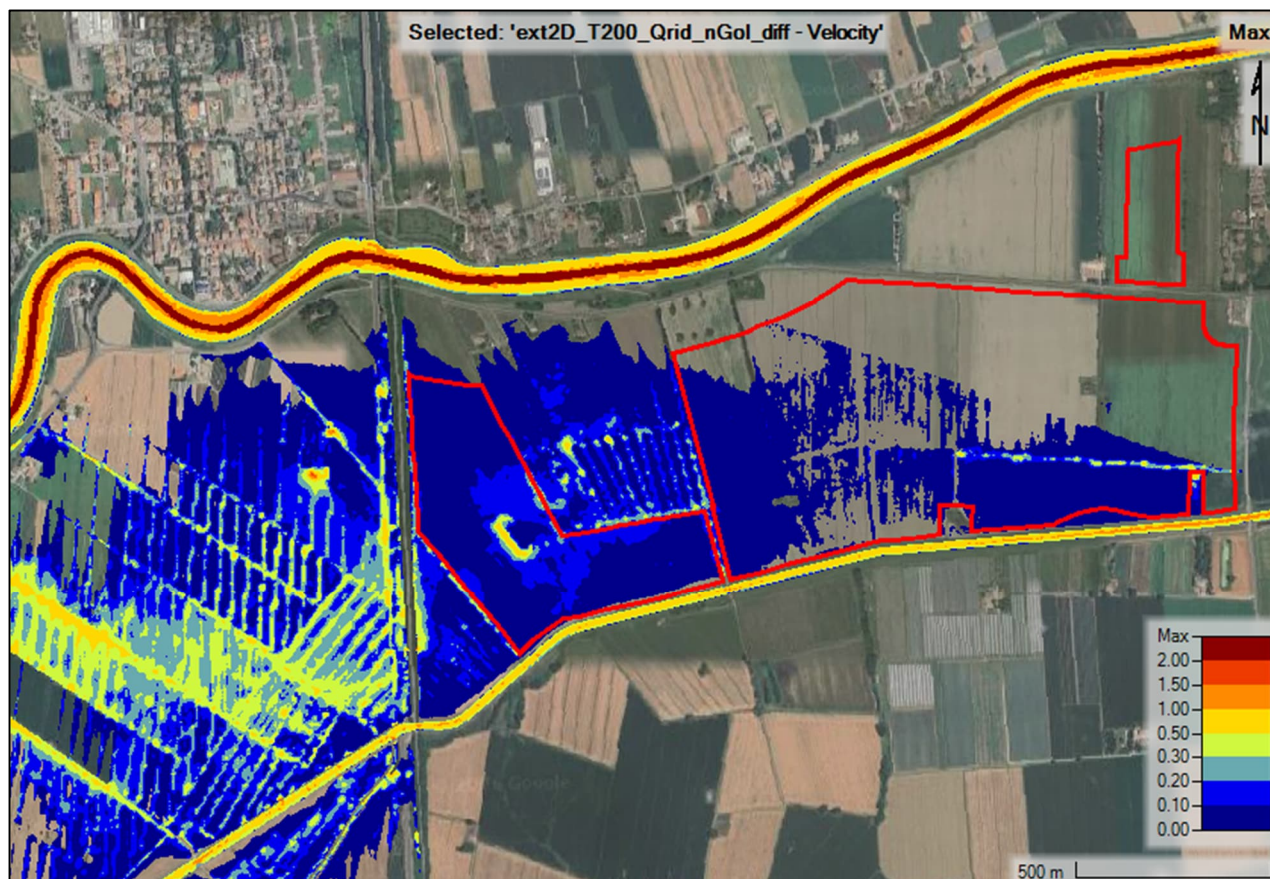


Figura 46: Mappa delle velocità del flusso massime -  $T = 200$  anni.

### 9.5. Implicazioni delle simulazioni idrauliche sulle opere di progetto

Le simulazioni idrauliche condotte evidenziano che l'interferenza tra le aree di allagamento e l'area destinata all'impianto si manifesta per tempi di ritorno pari a **100 e 200 anni**. In tali scenari, a monte del rilevato stradale si verifica un'esondazione sulla destra idraulica del Fiume Panaro. La propagazione dei flussi esondati all'interno del dominio di calcolo risulta fortemente influenzata dalla presenza del rilevato, che agisce come barriera fisica, generando un rigurgito a monte del flusso idrico. Il trasferimento dei volumi d'acqua da monte a valle avviene esclusivamente attraverso i tombini di attraversamento, comportando una trasmissione rallentata del flusso. Di conseguenza, le velocità della corrente nella porzione di dominio a valle del rilevato risultano molto basse.

Internamente all'area di impianto, la porzione maggiormente soggetta ad allagamento è il **lotto 1**, dove si registrano **tiranti idrici massimi** prossimi a **1 metro** per un tempo di ritorno di **200 anni**, sebbene limitati a **punti isolati**.

Le interferenze di cui sopra possono essere gestite attraverso un'adeguata progettazione del layout di impianto, evitando impatti significativi sulle opere previste. In particolare, si raccomanda di prevedere un rialzo dei cabinati al fine di garantirne la funzionalità anche in caso di allagamento dell'area di impianto. L'altezza da terra di ciascun cabinato dovrà essere definita in funzione del tirante idrico massimo nel punto specifico di installazione, e comunque non inferiore a 50 cm. Nella Figura 47, che mostra la sovrapposizione tra la mappa di allagamento e il posizionamento planimetrico dei cabinati e della SEU, questi ultimi sono evidenziati con colori differenti in base al rialzo consigliato:

- **Rosso**: rialzo di **120 cm**
- **Giallo**: rialzo di **70 cm**
- **Verde**: rialzo di **50 cm**

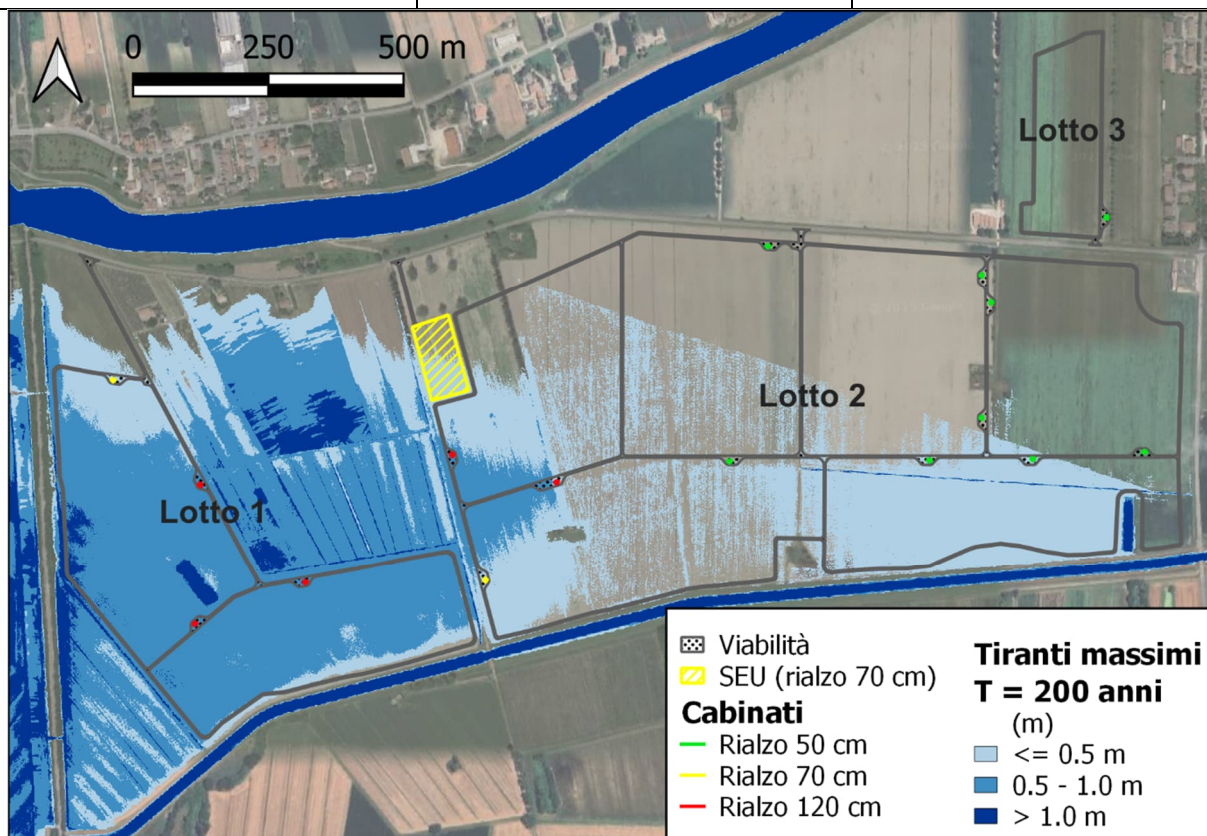


Figura 47: Rialzo previsto per i cabinati e per la SEU in funzione del valore del tirante idrico massimo valutato per  $T = 200$  anni.

Per quanto riguarda i tracker, essi non presentano criticità, grazie a un'altezza minima di 2,10 m dal piano campagna (cfr. elaborato "CET.ENG.TAV.017").

## 10. CONCLUSIONI

L'impianto di progetto ricade nel territorio comunale di Crevalcore (BO), in Emilia-Romagna, in un contesto prettamente pianeggiante e ad uso agricolo, all'interno del bacino idrografico del fiume Panaro, uno dei principali affluenti del Fiume Po. Il reticolo idrografico nei pressi dell'area di impianto è costituito dal **Fiume Panaro**, a nord, e dal **colatore Rangona**, a sud. Inoltre, in base alle perimetrazioni PGRA più aggiornate, l'area di impianto ricade in area a pericolosità idraulica media (P2).

In base al Regolamento Urbanistico Edilizio (RUE) del Comune di Crevalcore, sono stati calcolati i volumi di invaso necessari per soddisfare il principio dell'invarianza idraulica in ciascun lotto dell'area di intervento. Per soddisfare tali volumi, è stato necessario prevedere delle opere di laminazione, il cui posizionamento planimetrico è stato definito sfruttando le porzioni dell'area di impianto caratterizzate da una quota del terreno più bassa, al fine di favorire il naturale convogliamento delle acque meteoriche verso tali opere. In particolare, sono state previste **trincee disperdenti** o **vasche di laminazione**, in base alla presenza o meno di corpi idrici recettori nelle immediate vicinanze.

Inoltre, si è proceduto ad effettuare la modellazione in moto vario bidimensionale per un'area sufficientemente grande da considerare gli eventuali allagamenti che possano interessare l'area oggetto di studio.

Per l'analisi delle portate sono stati considerati i tempi di ritorno  $T = 20, 100$  e  $200$  anni, ed è stato impiegato il metodo SCS-CN. Gli idrogrammi di piena ottenuti mediante il *software* HEC-HMS, risultati più conservativi, sono stati utilizzati come condizioni al contorno di monte per le verifiche idrauliche. Al fine di tenere conto dell'effetto di laminazione esercitato dalla cassa di espansione presente nel bacino idrografico analizzato, i valori di portata al colmo calcolati per il bacino del Fiume Panaro sono stati corretti secondo quanto indicato nella "**Direttiva piena di progetto**" del PAI. Tale correzione ha riguardato esclusivamente il valore di picco, mentre è stato conservato il volume degli idrogrammi, in modo da mantenere la coerenza idrologica del modello.

Nelle simulazioni idrauliche, effettuate mediante un modello in moto vario bidimensionale, si è tenuto conto dello stato fortemente vegetato delle aree golenali del Fiume Panaro in corrispondenza dell'area di impianto.

I risultati della modellazione in hanno messo in evidenza che gli eventi di piena simulati, per  **$T = 100$  e  $200$  anni**, interferiscono con l'area di impianto, con tiranti idrici massimi prossimi a 1 m, a causa dell'esondazione in destra idraulica del Fiume Panaro. Per garantire la funzionalità di tutte le opere di progetto anche in caso di allagamento dell'area di impianto, si propone quindi un **rialzo dei cabinati** rispetto alla quota del piano campagna, realizzabile, ad esempio, mediante pilastri perimetrali, in modo tale da non ostacolare il naturale deflusso delle acque meteoriche. Il valore del rialzo consigliato è pari a **50 cm, 70 cm o 120 cm** in base al valore del tirante idrico massimo in corrispondenza del punto di installazione di ciascun cabinato.

Infine, in fase di progettazione esecutiva, si raccomanda l'adozione di adeguate opere di drenaggio per garantire il corretto deflusso delle acque meteoriche all'interno dell'area di impianto.