

IMPIANTO EOLICO DELLA POTENZA DI 72 MW WIND + 35 MW BESS COMUNE DI GUAGNANO (LE)

RELAZIONE IDRAULICA



REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
01	15/07/2022	Revisione	M.L'ABBRUZZI G.CHIAIA	M.L'ABBRUZZI G.CHIAIA	M.L'ABBRUZZI G.CHIAIA
00	18/01/2022	Prima emissione	M.L'ABBRUZZI G.CHIAIA	M.L'ABBRUZZI G.CHIAIA	M.L'ABBRUZZI G.CHIAIA

VALIDATION

TEAM	CHINNICI	TAMMA
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT IMPIANTO EOLICO GUAGNANO	CODE																		
	GROUP	FUNCTION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT			SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION							
	GRE	EEC	R	2	5	I	T	W	1	6	1	1	7	0	0	0	1	3	0

CLASSIFICATION:	COMPANY	UTILIZATION SCOPE
-----------------	---------	-------------------

INDICE

1. INTRODUZIONE	5
2. LOCALIZZAZIONE DEL PROGETTO.....	6
2.1. Inquadramento Geografico e Territoriale	6
3. ANALISI IDRAULICA	9
3.1 VALUTAZIONE PORTATE DI PIENA.....	10
3.1.1. Metodo Razionale	10
3.1.2. Metodo del Curve Number	16
3.1.3. Considerazioni finali sulle portate di piena.....	23
4. COMPATIBILITÀ CON LE NTA DEL PAI	24
5. INTERSEZIONI OPERE DI PROGETTO-RETICOLI IDROGRAFICI	30
5.1. INDIVIDUAZIONE DELLE INTERSEZIONI E INDICAZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI	32
5.2. ATTRAVERSAMENTO DEL RETICOLO IDROGRAFICO CON LA TECNICA DELLA TRIVELLAZIONE ORIZZONTALE CONTROLLATA (T.O.C.).....	34
6. VERIFICA IDRAULICA	37
6.1. TEORIA DEL MODELLO IDRAULICO BIDIMENSIONALE	38
6.2. CONDIZIONI AL CONTORNO E CONDIZIONI INIZIALI	39
6.3. SCABREZZA DI MANNING.....	41
6.4. RISULTATI DELLE SIMULAZIONI.....	42
6.4.1. Tempo di ritorno 30 anni	42
6.4.2. Tempo di ritorno 200 anni	49
6.4.3. Tempo di ritorno 500 anni	56
7. CONCLUSIONI	63

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1: Inquadramento dell'area di studio</i>	5
<i>Figura 2: Inquadramento regionale</i>	7
<i>Figura 3: Inquadramento area di Intervento su Ortofoto</i>	7
<i>Figura 4: Inquadramento area di Intervento su IGM 1:25.0000</i>	8
<i>Figura 5: Individuazione dell'uso del suolo dei bacini idrografici</i>	18
<i>Figura 6: Inquadramento dell'area di intervento su carta della pericolosità idraulica</i>	24
<i>Figura 7: Inquadramento dell'area di intervento su carta della pericolosità idraulica</i>	25
<i>Figura 8: Inquadramento area di Intervento su IGM 1:25.0000</i>	25
<i>Figura 9: Inquadramento dell'area di intervento sulle caratteristiche idrogeomorfologiche della zona di intervento</i>	26
<i>Figura 10 - Andamento della linea di impluvio ottenuto dall'analisi 3D del DTM della Regione Puglia; posizione dell'aerogeneratore lungo i profili topografici, posizione della linea di impluvio</i>	27
<i>Figura 11: Reticolo IGM 1:25.000 che lambisce l'impianto GU-05</i>	28
<i>Figura 12 - Andamento della linea di impluvio ottenuto dall'analisi 3D del DTM della Regione Puglia; posizione dell'aerogeneratore lungo i profili topografici, posizione della linea di impluvio</i>	29
<i>Figura 13 – Sovrapposizione D.T.M e carta I.G.M 1:25.000</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
<i>Figura 14 Inquadramento delle intersezioni con i reticoli idrografici dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale</i>	30
<i>Figura 15 – Individuazione interferenze cavidotto con i reticoli</i>	33
<i>Figura 16 – Sistema di trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.)</i>	34
<i>Figura 17 – Schema della fase di realizzazione del foro pilota (Pilot bore hole)</i>	35
<i>Figura 18 – Schema della fase di trivellazione/i di allargamento del perforo (Back-Reaming)</i>	35
<i>Figura 19 – Schema della fase di posa del cavidotto (Pull-Back)</i>	35
<i>Figura 20 - Tipologia di attraversamento dell'alveo</i>	36
<i>Figura 21 - Posizione del cavidotto rispetto all'alveo</i>	36
<i>Figura 22 Tipologia di attraversamento dell'alveo in caso di tombino rettangolare</i>	36
<i>Figura 23 Tipologia di attraversamento dell'alveo in caso di tombino circolare</i>	36
<i>Figura 24 Posizione del cavidotto rispetto all'alveo</i>	36
<i>Figura 25 – Inquadramento dei bacini idrografici su DTM</i>	37
<i>Figura 26: Dominio computazionale (FLO-2D)</i>	40
<i>Figura 27: Modello digitale del terreno (DTM) (FLO-2D)</i>	40
<i>Figura 28: Punto di immissione (VERDE) della portata all'interno e celle di outflow (BLU)</i>	41
<i>Figura 29: Idrogramma di piena del bacino GU-11 con $T_r=30$ anni</i>	42
<i>Figura 30 – Aree inondabili con indicazione del tirante massimo per ogni cella (tempo di ritorno 30 anni)</i>	43
<i>Figura 31 – Aree inondabili con indicazione della velocità massima per ogni cella (tempo di ritorno 30 anni)</i>	43
<i>Figura 32 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 0.5$ ore)</i>	44
<i>Figura 33 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 1$ ore)</i>	44
<i>Figura 34 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 1.5$ ore)</i>	45
<i>Figura 35 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 2$ ore)</i>	45
<i>Figura 36 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 2.5$ ore)</i>	46
<i>Figura 37 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 3$ ore)</i>	46
<i>Figura 38 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 3.5$ ore)</i>	47
<i>Figura 39 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 4$ ore)</i>	47
<i>Figura 40 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 5$ ore)</i>	48
<i>Figura 41 – Vista delle aree inondabili con indicazione del tirante idrico in prossimità della torre GU-05</i>	48
<i>Figura 42: Idrogramma di piena del bacino GU-11 con $T_r=200$ anni</i>	49
<i>Figura 43 – Aree inondabili con indicazione del tirante massimo per ogni cella (tempo di ritorno 200 anni)</i>	49
<i>Figura 44 – Aree inondabili con indicazione della velocità massima per ogni cella (tempo di ritorno 200 anni)</i>	50
<i>Figura 45 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – $t = 0.5$ ore)</i>	51

<i>Figura 46 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – t = 1 ore).</i>	51
<i>Figura 47 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – t = 1.5 ore).</i>	51
<i>Figura 48 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – t = 2 ore).</i>	52
<i>Figura 49 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – t = 2.5 ore).</i>	52
<i>Figura 50 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – t = 3 ore).</i>	53
<i>Figura 51 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – t = 3.5 ore).</i>	53
<i>Figura 52 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – t = 4 ore).</i>	54
<i>Figura 53 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – t = 5 ore).</i>	54
<i>Figura 54 – Vista delle aree inondabili con indicazione del tirante idrico in prossimità della torre GU-05.</i>	55
<i>Figura 55: Idrogramma di piena del bacino GU-11 con Tr=500 anni.</i>	56
<i>Figura 56 – Aree inondabili con indicazione del tirante massimo per ogni cella (tempo di ritorno 500 anni).</i>	56
<i>Figura 57 – Aree inondabili con indicazione della velocità massima per ogni cella (tempo di ritorno 500 anni).</i>	57
<i>Figura 58 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – t = 0.5 ore).</i>	57
<i>Figura 59 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – t = 1 ore).</i>	58
<i>Figura 60 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – t = 1.5 ore).</i>	58
<i>Figura 61 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – t = 2 ore).</i>	59
<i>Figura 62 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – t = 2.5 ore).</i>	59
<i>Figura 63 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – t = 3 ore).</i>	60
<i>Figura 64 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – t = 3.5 ore).</i>	60
<i>Figura 65 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – t = 4 ore).</i>	61
<i>Figura 66 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – t = 5 ore).</i>	61
<i>Figura 67 – Vista delle aree inondabili con indicazione del tirante idrico in prossimità della torre GU-05.</i>	62

1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha lo scopo di inquadrare dal punto di vista idrologico l'area di studio sulla base dei dati idroclimatici ufficiali (Servizio Idrografico) e delle caratteristiche orografiche del suolo.

La società "Enel Green Power Puglia S.r.l.", nell'ambito della propria attività imprenditoriale, ha previsto la realizzazione di un parco eolico denominato "Guagnano" che ricade nell'ambito del territorio amministrato del Comune di Guagnano.

Nella presente relazione, a partire dalle risultanze dell'analisi idrologica effettuata sul sito di interesse (cfr. all. GRE.EEC.R.25.IT.W.16117.00.013.00 Relazione idrologica), si fornisce una stima del valore delle portate di piena che, con assegnata probabilità di accadimento (sintetizzata nel parametro tempo di ritorno), possono essere convogliate dal reticolo idrografico che interessa gli impianti.

Come illustrato nella figura che segue, l'area interessata dall'intervento è ubicata nella Regione Puglia e ricade nei limiti territoriali dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale Sede Puglia.

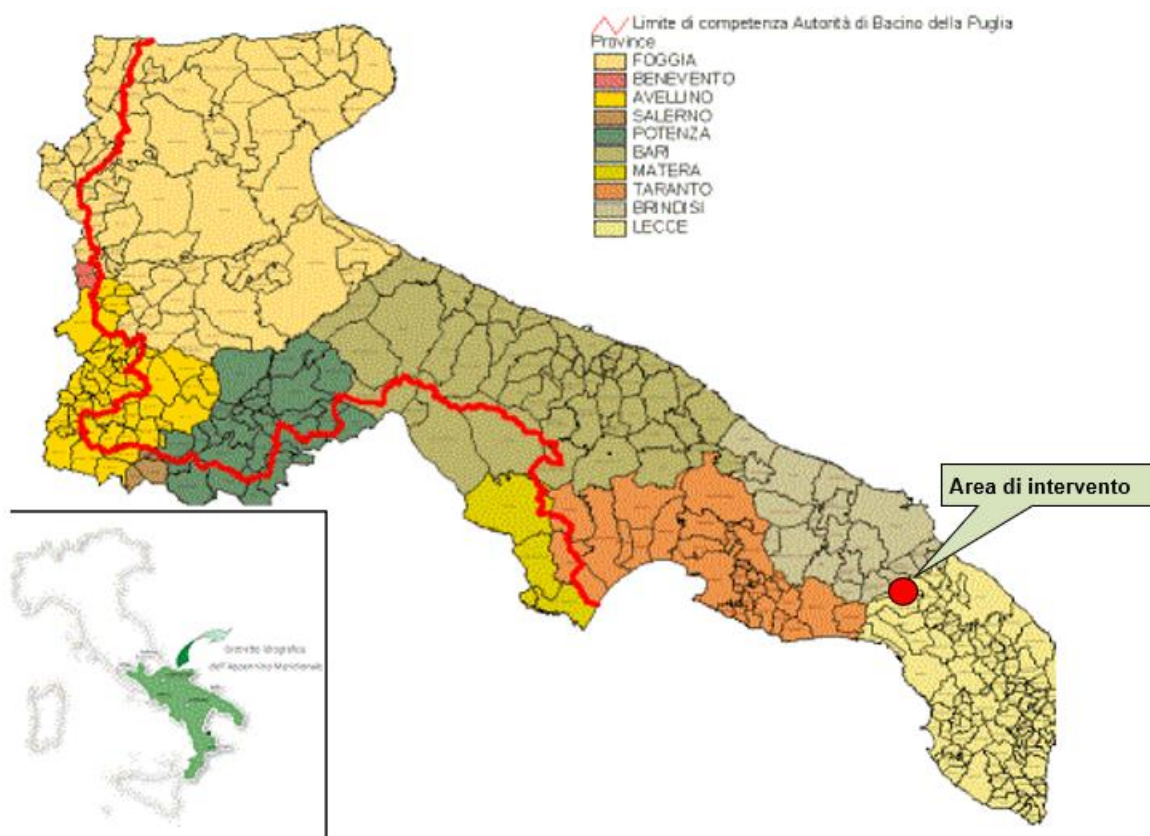


Figura 1: Inquadramento dell'area di studio.

L'analisi idraulica è stata condotta mediante l'utilizzo dei classici metodi dell'Idraulica Tecnica che consentono di legare i deflussi (portate) agli afflussi meteorici.

2. LOCALIZZAZIONE DEL PROGETTO

Come si è detto, le aree proposte per la realizzazione del parco eolico in progetto sono ubicate nel territorio comunale di Guagnano a cavallo della SS7ter, all'interno del triangolo formato dai comuni di San Pancrazio Salentino, Guagnano e San Donaci caratterizzate dalla presenza di seminativi semplici in aree non irrigue, vigneti e uliveti.

2.1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE

L'area di intervento, in cui ricadono le sorgenti, è riportata nel Catasto Terreni del Comune di Guagnano come riportato nella tabella seguente.

SISTEMA DI RIFERIMENTO UTM WGS 84 - 33N			RIFERIMENTI CATASTALI		
WTG	EST [m]	NORD [m]	COMUNE	FG	P.LLA
GU - 01	742472.01	4476275.05	GUAGNANO	16	55
GU - 02	743061.03	4476436.05	GUAGNANO	16	162
GU - 03	747356.31	4478792.75	GUAGNANO	7	467
GU - 04	747860.00	4479025.00	GUAGNANO	8	193
GU - 05	748478.63	4479194,09	GUAGNANO	9	2
GU - 06	749100.95	4479220.21	GUAGNANO	10	167
GU - 07	749666.03	4478920.16	GUAGNANO	10	25
GU - 08	748476.00	4477536.00	GUAGNANO	22	230
GU - 09	747803.81	4476500.43	GUAGNANO	23	195
GU - 10	747206.98	4476571.98	GUAGNANO	23	513
GU - 11	746577.99	4476045.02	GUAGNANO	29	148
GU - 12	746055.64	4476167.93	GUAGNANO	29	86

Tabella 1: Elenco delle sorgenti

L'area dove si prevede l'installazione delle torri eoliche, data la sua estensione, è raggiungibile da diverse viabilità esistenti. Il raggiungimento dell'impianto eolico, ad esempio provenendo da ovest, può avvenire dalla SS7ter passando per Manduria e giungendo a San Pancrazio Salentino da qui si prosegue sempre sulla SS7ter per giungere presso gli impianti, come riportato nell'immagine che segue.

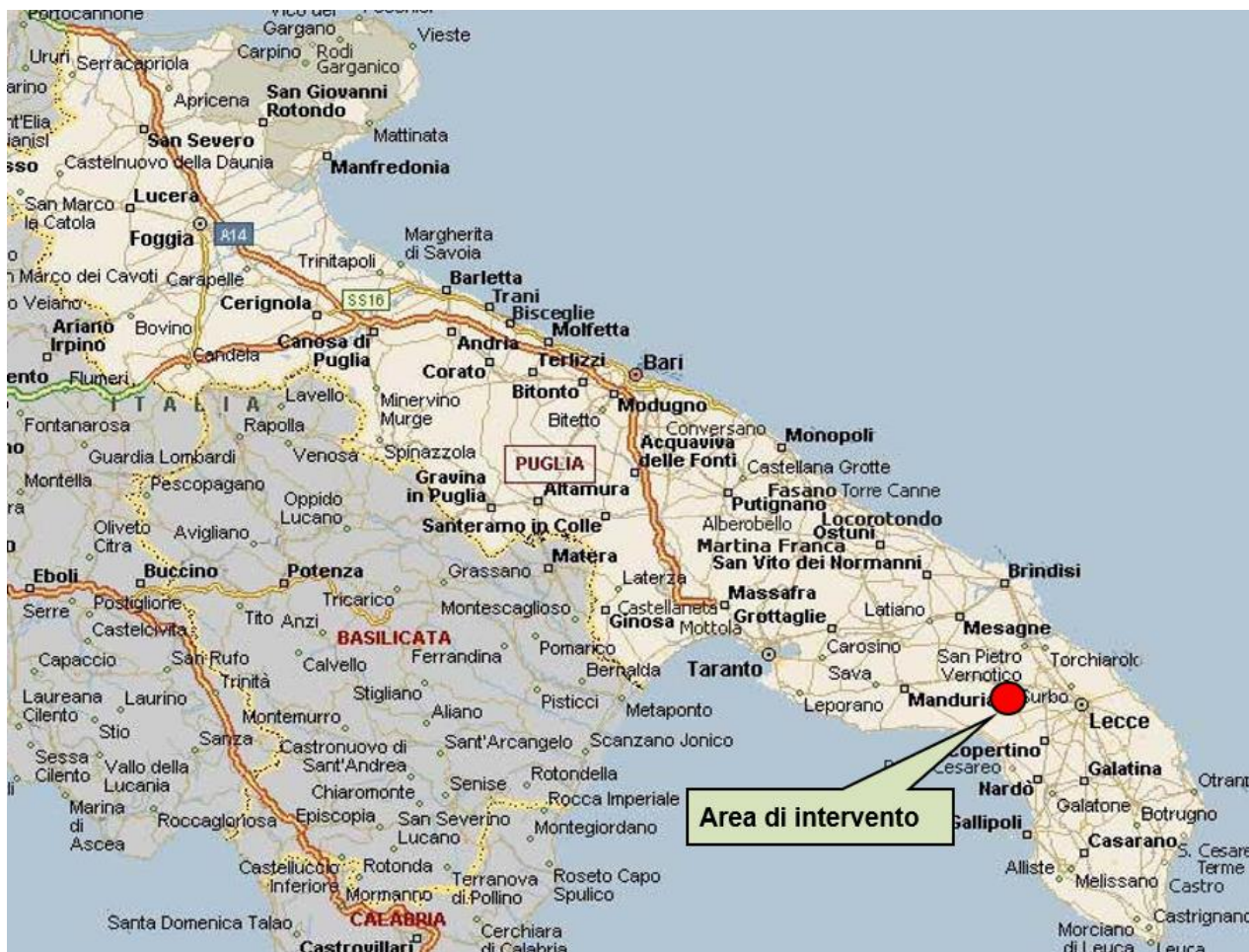


Figura 2: Inquadramento regionale



Figura 3: Inquadramento area di Intervento su Ortofoto

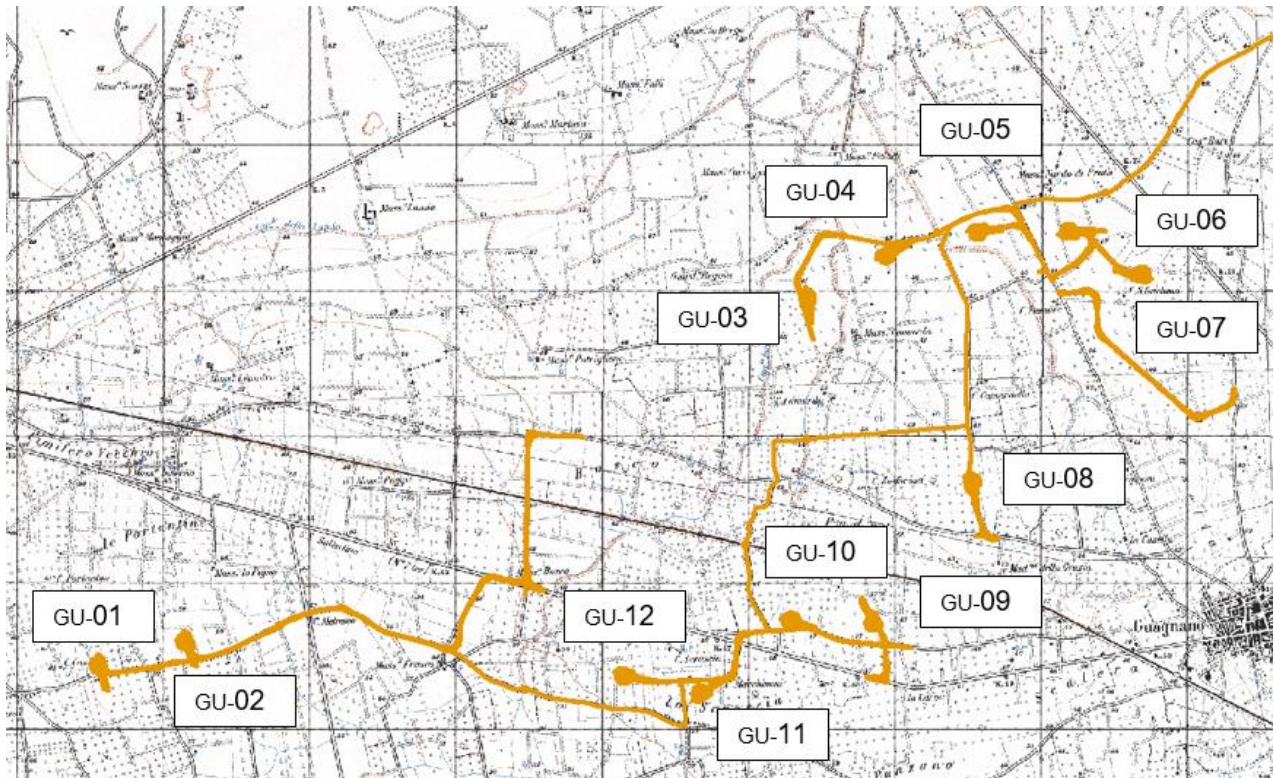


Figura 4: Inquadramento area di Intervento su IGM 1:25.0000.

3. ANALISI IDRAULICA

L'analisi idraulica, necessaria al calcolo della portata di massima piena per i bacini imbriferi afferenti all'area in questione, può essere condotta secondo vari approcci, tra i quali possono essere considerati:

- i metodi empirici, che si basano unicamente su parametri morfologici del bacino in esame, senza tenere in considerazione alcuna misura pluviometrica o idrometrica;
- i metodi semiempirici, che valutano la portata anche in funzione dell'altezza di pioggia;
- i metodi analitici, che si basano sull'ipotesi di una correlazione diretta tra afflussi deflussi.

L'approccio da utilizzare dipende innanzitutto dal tipo di verifica idraulica che si intende condurre: se si affronta un'analisi in moto permanente o addirittura uniforme, la portata massima può essere calcolata con metodi semplificati tipo il cinematico o razionale; quando la situazione morfologica ed idrografica diventa alquanto complessa, può rendersi indispensabile una verifica in moto vario e, di conseguenza, diventa necessario conoscere la forma dell'idrogramma di piena attraverso l'applicazione di metodi analitici.

In generale, nei casi di regolarità dell'asta fluviale e del bacino idrografico di pertinenza, è generalmente impiegato uno studio in moto permanente, ricorrendo al metodo razionale per la determinazione della portata di massima piena.

Naturalmente, prima della applicazione del metodo, occorre valutare la pioggia efficace, ossia la componente della pioggia che partecipa al deflusso, depurando la pioggia totale da quella persa per infiltrazione, per evaporazione oppure trattenuta dal suolo o dalla vegetazione.

3.1 VALUTAZIONE PORTATE DI PIENA

La stima delle portate di piena è stata effettuata applicando due distinti approcci: quello semiempirico del Metodo Razionale e quello analitico semplificato del Curve Number (CN).

3.1.1. Metodo Razionale

Il metodo è basato sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

- A. la pioggia critica ha durata pari al tempo di corrivazione;
- B. la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
- C. il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica.

La portata di piena, in funzione del tempo di ritorno, è pari a:

$$Q = \frac{\phi \times h \times A \times k}{t_c} \quad (1)$$

Q = portata di piena [m³/sec]

ϕ = coefficiente di deflusso

h = pioggia netta [mm]

A = area del bacino [km²]

t_c = tempo di corrivazione [ore]

k = 0.2777 (fattore che tiene conto della non uniformità delle unità di misura).

Il *tempo di corrivazione* è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

Il valore di *h* rappresenta l'altezza di precipitazione che cade in un dato sito in un tempo uguale al tempo di corrivazione t_c. Infatti, se la durata della precipitazione è inferiore al tempo t_c solo una parte del bacino A contribuirà alla formazione della portata, che risulterà pertanto di minore entità. Viceversa se la durata dell'evento è maggiore, l'intensità della pioggia sarà minore e quindi meno intenso il colmo di piena.

Una relazione frequentemente utilizzata per il calcolo di tale grandezza è quella proposta da Giandotti (1934), valida per bacini idrografici aventi superficie (**A**) variabile tra 170 e 70000 km², che si esplicita nella seguente formula:

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m}} \quad (2)$$

nella quale t_c è espresso in ore, **A** in km² mentre **L**, la lunghezza dell'asta principale del corso d'acqua a partire dallo spartiacque, è espressa in km e **H_m**, altitudine media del bacino, riferita alla sezione di chiusura, in metri sul livello del mare.

Pezzoli (1970), analizzando il comportamento di alcuni bacini piemontesi, ha proposto, invece, una diversa espressione del tempo di corrivazione che ha la seguente forma:

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i_a}} \quad (3)$$

nella quale t_c è espresso in ore e **L** in km. Il parametro **i_a** rappresenta la pendenza media (m/m) dell'asta principale.

Kirpich, infine, utilizzando i dati sperimentali di sei bacini americani, nel 1940, aveva proposto una correlazione grafica tra il tempo di corrivazione e il rapporto $L/\sqrt{i_a}$. Tale grafico, successivamente integrato dal contributo di altri dati sperimentali, ha condotto alla formulazione della seguente equazione, comunemente nota con il nome di equazione di Kirpich.

$$t_c = 0.00325 \left(\frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^{0.77} \quad (4)$$

Il complesso dei valori determinabili con le succitate equazioni (Pezzoli, Chow, Watt & Chow, Kirpich) può essere ben rappresentato da un'unica espressione (Ferro, Sistemazione dei Bacini Idrografici, McGraw Hill, 2002), che integra tutti i contributi sperimentali derivanti dalle esperienze condotte, ed ha la seguente equazione, nel seguito denominata P-C-W-K:

$$t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^{0.8} \quad (5)$$

nella quale t_c è espresso in minuti e L in metri.

Applicando le relazioni succitate, con riferimento parametri geomorfologici dei bacini di interesse (*cf. doc. GRE.EEC.R.25.IT.W.16117.00.013.00 Relazione idrologica*), si sono ottenuti i seguenti risultati:

Bacino idrografico	P-C-W-K	Giandotti	Pezzoli	Kirpich	Chow	Watt-Chow
	[ore]	[ore]	[ore]	[ore]	[ore]	[ore]
A	4.443	8.632	6.909	2.743	2.127	3.479
B	7.094	10.274	12.402	4.303	3.094	5.523
C1	1.903	3.187	2.395	1.213	1.080	1.506
C2	2.350	5.141	3.117	1.486	1.278	1.855
D	1.194	5.656	1.337	0.774	0.744	0.951
E	1.074	4.316	1.171	0.699	0.683	0.856
F	1.307	3.104	1.497	0.845	0.799	1.039
G	1.720	4.250	2.110	1.100	0.996	1.363
GU-05	1.019	1.847	1.096	0.665	0.655	0.812

Tabella 2 – Valori del tempo di corrivazione (t_c) del Bacino idrografico di interesse con le diverse relazioni presenti in letteratura.

La valutazione della portata di piena è stata effettuata facendo riferimento al tempo di corrivazione calcolato con la relazione del P-C-W-K (5) in quanto è quella che meglio si adatta alle dimensioni dei bacini oggetto del presente studio.

I tempi di corrivazione utilizzati sono pertanto i seguenti:

Bacino idrografico	t_c
	[ore]
A	4.44
B	7.09
C1	1.90
C2	2.35
D	1.19
E	1.07

Bacino idrografico	t _c
	[ore]
F	1.31
G	1.72
GU-05	1.02

Tabella 3 – Valori dei tempi di corrivazione (t_c) utilizzati per i cinque bacini di interesse.

Tra le numerose indicazioni esistenti nella letteratura tecnico-scientifica per la valutazione del coefficiente di deflusso, sono stati utilizzati i valori indicati dal Manuale di Ingegneria Civile riportati nella tabella seguente:

Tipo di terreno	Coltivato	Pascolo	Bosco
Molto permeabile: sabbia o ghiaia	0.20	0.15	0.30
Permeabile: limo	0.40	0.35	0.30
Poco permeabile: argilla o substrato roccioso	0.50	0.45	0.40

Tabella 4 - Valori del coefficiente di deflusso suggeriti dal Manuale di Ingegneria Civile.

Tipologia urbanistica	ϕ
Costruzioni dense	0.80
Costruzioni Spaziate	0.60
Aree con ampi cortili e giardini	0.50
Zone a villini sparsi	0.30-0.40
Giardini, prati e zone non edificabili né destinate a strade	0.20
Parchi e boschi	0.05-0.10

Tabella 5 - Valori del coefficiente di deflusso consigliati nella letteratura tecnica tedesca.

Il coefficiente di deflusso globale è stato determinato con la seguente procedura:

1. Individuazione, nei sette bacini, di sotto-aree omogenee dal punto di vista della geologia e dell'uso del suolo;
2. Attribuzione a queste di valori del coefficiente di deflusso indicati nelle Tabelle 4 e 5;
3. Calcolo della media pesata dei coefficienti di deflusso assumendo come peso l'estensione delle aree totali dei bacini.

Come indicato nella Relazione Idrologica, i bacini di interesse hanno le seguenti caratteristiche:

Bacino idrografico	Superficie	Lungh. asta principale	H massima del bacino	H minima del bacino	H media del bacino	H monte dell'asta principale	H media dell'asta principale	Pendenza media bacino	Pendenza media dell'asta principale
	S [km ²]	L [m]	H _{max} [m]	H _{min} [m]	H	H _m [m]	H _a [m]	i _m [%]	i _a [%]
A	13.82	7325.00	65.32	37.27	51.29	62.20	49.74	0.35%	0.34%
B	19.74	12143.00	70.08	31.73	50.90	66.92	49.33	0.31%	0.29%
C1	1.22	1152.00	49.44	37.82	43.63	55.15	46.49	0.59%	0.07%
C2	2.81	2658.00	48.84	35.31	42.07	37.95	36.63	0.61%	0.22%
D	3.31	876.42	52.36	45.15	48.76	41.34	43.25	0.36%	0.13%
E	0.55	1241.35	42.27	38.36	40.31	41.25	39.81	0.41%	0.34%
F	0.57	1490.90	46.49	37.48	41.98	47.08	42.28	0.51%	0.30%
G	1.59	2065.56	46.77	35.31	41.04	41.25	38.28	0.39%	0.29%
GU-05	0.29	820.36	47.77	37.36	42.57	38.75	38.06	0.81%	0.17%

Tabella 6 : Parametri geomorfologici dei bacini idrografici

Il coefficiente a e l'esponente n della curva di pioggia determinati con la metodologia GUMBEL assumono al variare del tempo di ritorno, i seguenti valori (cfr. GRE.EEC.R.25.IT.W.16117.00.013.00 Relazione idrologica):

T [anni]	a [mm/ore ⁿ]	n [-]
1	27.87	0.244
5	47.49	0.240
10	56.28	0.239
20	64.71	0.238
30	69.55	0.238
50	75.61	0.238
100	83.78	0.237
200	91.92	0.237
500	102.66	0.237

Tabella 7 : Parametri del GUMBEL ottenuti per diversi tempi di ritorno

La applicazione della formula Razionale (1) restituisce le portate di piena di seguito indicate

T [anni]	intensità di pioggia al Tc	Altezza di pioggia al Tc	Portata di calcolo M.R.
	i _c [mm/h]	h [mm]	Q _{MR} [m ³ /s]
5	15.28	67.88	20.53
10	18.09	80.35	24.30
20	20.78	92.30	27.91
30	22.32	99.17	29.99
50	24.26	107.76	32.59
100	26.86	119.34	36.09
200	29.46	130.89	39.58
500	32.89	146.11	44.19

Tabella 8 – Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino A.

T [anni]	intensità di pioggia al Tc	Altezza di pioggia al Tc	Portata di calcolo M.R.
	i_c [mm/h]	h [mm]	Q_{MR} [m ³ /s]
5	10.70	75.94	20.55
10	12.66	89.85	24.31
20	14.54	103.18	27.92
30	15.63	110.85	29.99
50	16.98	120.43	32.59
100	18.80	133.36	36.08
200	20.61	146.24	39.57
500	23.01	163.22	44.16

Tabella 9 – Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino B.

T [anni]	intensità di pioggia al Tc	Altezza di pioggia al Tc	Portata di calcolo M.R.
	i_c [mm/h]	h [mm]	Q_{MR} [m ³ /s]
5	29.11	55.40	3.45
10	34.48	65.63	4.09
20	39.63	75.43	4.70
30	42.59	81.06	5.05
50	46.29	88.11	5.49
100	51.28	97.60	6.08
200	56.25	107.07	6.67
500	62.81	119.55	7.45

Tabella 10 – Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino C1.

T [anni]	intensità di pioggia al Tc	Altezza di pioggia al Tc	Portata di calcolo M.R.
	i_c [mm/h]	h [mm]	Q_{MR} [m ³ /s]
5	24.80	58.27	6.78
10	29.37	69.01	8.02
20	33.75	79.31	9.22
30	36.27	85.23	9.91
50	39.42	92.63	10.77
100	43.66	102.61	11.93
200	47.89	112.55	13.09
500	53.47	125.66	14.61

Tabella 11 – Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino C2.

T [anni]	intensità di pioggia al Tc	Altezza di pioggia al Tc	Portata di calcolo M.R.
	i_c [mm/h]	h [mm]	Q_{MR} [m ³ /s]
5	41.50	49.55	13.37
10	49.17	58.71	15.85
20	56.53	67.50	18.22
30	60.76	72.55	19.58
50	66.05	78.86	21.29
100	73.19	87.38	23.59
200	80.29	95.86	25.88
500	89.66	107.06	28.90

Tabella 12 – Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino D.

T [anni]	intensità di pioggia al Tc	Altezza di pioggia al Tc	Portata di calcolo M.R.
	i_c [mm/h]	h [mm]	Q_{MR} [m ³ /s]
5	44.98	48.30	2.39
10	53.31	57.24	2.84
20	61.29	65.81	3.26
30	65.88	70.74	3.51
50	71.62	76.90	3.81
100	79.35	85.21	4.22
200	87.06	93.49	4.63
500	97.23	104.40	5.17

Tabella 13 – Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino E.

T [anni]	intensità di pioggia al Tc	Altezza di pioggia al Tc	Portata di calcolo M.R.
	i_c [mm/h]	h [mm]	Q_{MR} [m ³ /s]
5	38.74	50.63	2.16
10	45.90	59.99	2.56
20	52.76	68.97	2.95
30	56.71	74.13	3.17
50	61.65	80.58	3.44
100	68.30	89.28	3.81
200	74.93	97.94	4.18
500	83.68	109.37	4.67

Tabella 14 – Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino F.

T [anni]	intensità di pioggia al Tc	Altezza di pioggia al Tc	Portata di calcolo M.R.
	i_c [mm/h]	h [mm]	Q_{MR} [m ³ /s]
5	31.44	54.07	4.86
10	37.25	64.06	5.75
20	42.81	73.63	6.61
30	46.01	79.13	7.11
50	50.01	86.01	7.72
100	55.40	95.28	8.56
200	60.78	104.52	9.39
500	67.87	116.71	10.48

Tabella 15 – Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino G.

T [anni]	intensità di pioggia al Tc	Altezza di pioggia al Tc	Portata di calcolo M.R.
	i_c [mm/h]	h [mm]	Q_{MR} [m ³ /s]
5	46.83	47.70	1.31
10	55.49	56.53	1.55
20	63.81	64.99	1.78
30	68.58	69.86	1.91
50	74.56	75.94	2.08
100	82.61	84.15	2.30
200	90.64	92.32	2.53
500	101.22	103.11	2.82

Tabella 16 – Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino GU-05.

3.1.2. Metodo del Curve Number

Una metodologia per la stima delle precipitazioni efficaci che trova ampia applicazione è quella proposta dal Soil Conservation Service (1972). Il metodo, detto Metodo Curve Number (*“Soil Conservation Service Runoff Curve Number (CN) method”, detto comunemente Curve Number*), si basa sulla assunzione che il volume specifico (altezza) di pioggia netta (efficace) P_{net} risulta legato al volume specifico (altezza) di pioggia lorda P (pioggia effettiva) caduta nel medesimo intervallo temporale dalla relazione:

$$P_{net} = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (6)$$

nella quale S è il massimo volume specifico di acqua che il terreno può trattenere in condizione di saturazione ed I_a è la cosiddetta perdita iniziale, vale a dire quel valore limite di altezza di pioggia che il terreno può trattenere nella fase iniziale del fenomeno senza che si abbia creazione di deflusso; il parametro S corrisponde al volume idrico trattenuto dal terreno e dalla vegetazione, e quindi sottratto al deflusso superficiale dopo l'istante in cui si ha $P > I_a$; fino all'istante in cui non si ha $P > I_a$ il deflusso superficiale è da ritenersi praticamente assente.

In realtà con l'introduzione della perdita iniziale I_a si vuole tenere conto anche di quel complesso di fenomeni, quali l'intercettazione da parte della vegetazione e l'accumulo nelle depressioni superficiali del terreno, che ritardano il verificarsi del deflusso superficiale. In mancanza di adeguate osservazioni utili, per la stima di I_a si può fare ricorso alla seguente relazione:

$$I_a = 0,2 \times S \quad (7)$$

che risulta verificata in buona approssimazione.

La valutazione del valore di S può invece essere ricondotta a quella dell'indice CN (Curve Number), cui esso risulta legato dalla relazione:

$$S = S_0 \times \left(\frac{100}{CN} - 1 \right) \quad (8)$$

S_0 è un fattore di scala pari a 254 se la pioggia viene espressa in mm.

L'indice **CN** è un numero adimensionale, compreso fra 0 e 100, funzione della permeabilità della litologia superficiale, dell'uso del suolo e del grado di saturazione del terreno prima dell'evento meteorico.

Il Soil Conservation Service (SCS), sulla base della capacità di assorbimento del terreno nudo a seguito di prolungato adacquamento, ha classificato i vari tipi di suolo in quattro gruppi (A, B, C, D):

- GRUPPO A: Suoli aventi scarsa permeabilità di deflusso; capacità di infiltrazione in condizioni di saturazione molto elevata.
- GRUPPO B: Suoli aventi moderata potenzialità di deflusso; elevate capacità di infiltrazione anche in condizioni di saturazione.
- GRUPPO C: Suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta; scarsa capacità di infiltrazione e saturazione.
- GRUPPO D: Potenzialità di deflusso molto elevata; scarsissima capacità di infiltrazione e saturazione.

Di seguito, per ciascun gruppo, si riportano i valori del parametro CN corrispondenti a diverse tipologie di utilizzo del suolo.

Tipo di copertura	A	B	C	D
Aree agricole con presenza di spazi naturali	62	71	78	81
Aree Urbane	98	98	98	98
Area residenziale	77	85	90	92
Cava	60	60	60	60
Distretti industriali	81	88	91	93
Bacini di acqua	100	100	100	100
Colture erbacee da pieno campo a ciclo primaverile estivo	72	81	88	91
Colture orticole a ciclo estivo-autunnale/primaverile	72	81	88	91
Colture orticole a ciclo primaverile-estivo	72	81	88	91
Colture temporanee associate a colture permanente	62	71	78	81
Frutteti e frutti minori non irrigui	62	71	78	81
Frutteti e frutti minori irrigui	72	81	88	91
Oliveti irrigui	72	81	88	91
Oliveti non irrigui	62	71	78	81
Prati stabili non irrigui	30	58	71	78
Seminativi in aree non irrigue	62	71	78	81
Sistemi colturali e particellari complessi	72	81	88	91
Vigneti irrigui	72	81	88	91
Vigneti non irrigui	62	71	78	81
Zone boscate	45	66	77	83

Tabella 17 - Valori del CN in funzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale.

Classe AMC	Precipitazioni nei dieci giorni precedenti (mm)
I (Terreno secco)	0 < P < 50
II (Umidità media)	50 < P < 110
III (Terreno da mediamente umido a saturo)	P > 110

Tabella 18 - Definizione delle condizioni di umidità antecedenti l'evento (AMC).

Secondo il corrente approccio, la superficie del bacino deve essere classificata in base al suo grado di umidità pregresso rispetto al verificarsi dell'evento meteorico che dà luogo alla piena.

In particolare sono state individuate tre possibili classi ad umidità pregressa crescente (*Tabella 18*)

I valori del CN riportati nella *Tabella 17* si riferiscono ad una condizione di umidità del suolo all'inizio dell'evento meteorico di tipo standard, precisamente quella intermedia indicata come AMC II (Antecedent Moisture Condition II).

Per condizioni iniziali differenti vengono utilizzate delle relazioni di trasformazione del valore CN (II) in CN (I) e CN (III).

$$CN_I = \frac{CN_{II}}{0,43 + 0,0057 \times CN_{II}} \quad (9)$$

$$CN_{III} = \frac{23 \times CN_{II}}{10 + 0,13 \times CN_{II}} \quad (10)$$

Considerata l'entità degli interventi e l'importanza degli stessi **si è preferito, a vantaggio di sicurezza, adottare un valore di Curve Number pari al CN(III)** che, essendo a parità di copertura maggiore del CN(II), risulta più cautelativo (dà luogo a deflussi maggiori).

La definizione dei valori di CN(II) di partenza è stata effettuata sovrapponendo i bacini idrografici alla cartografia tematica pertinente e, segnatamente, alla carta di uso del suolo e a quella geologica. Si sono in tal modo ricavate una serie di superfici omogenee in base alla qualità colturale ed alla tipologia di suolo.

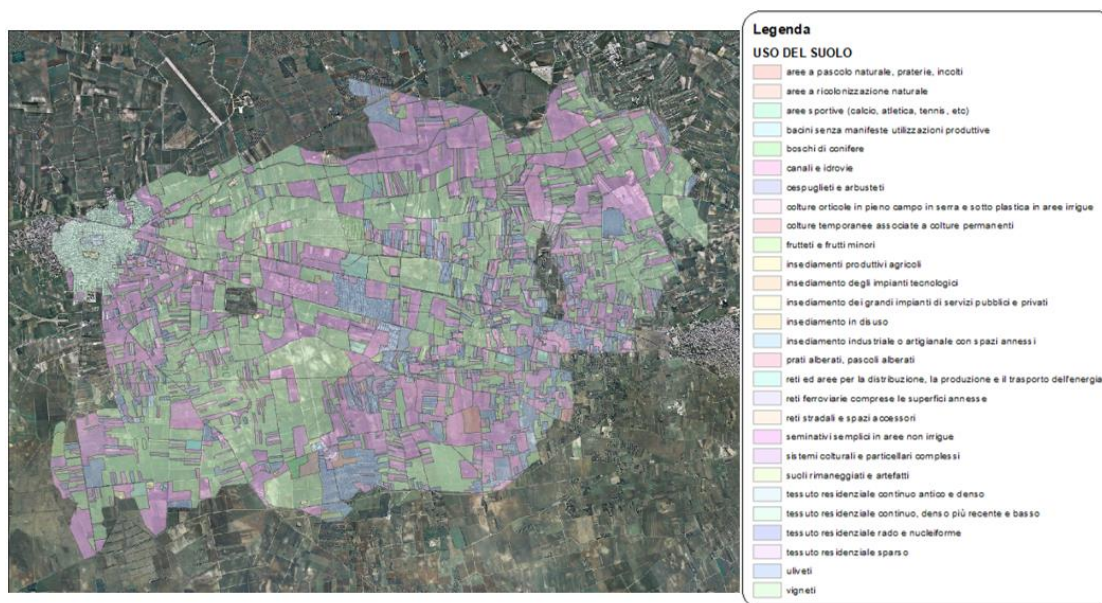


Figura 5: Individuazione dell'uso del suolo dei bacini idrografici.

Per ciascuno dei bacini è stato infine ricavato un valore medio del CN effettuando una media pesata dei valori corrispondenti alle differenti sub-aree isoparametriche, utilizzando come peso la superficie della singola area rapportata a quella complessiva del bacino.

Per quanto riguarda la tipologia di terreno, è stato utilizzato, a vantaggio di sicurezza, il **GRUPPO B (Suoli aventi permeabilità media; elevata capacità di infiltrazione e moderata potenzialità di deflusso)**.

Di seguito si riportano i valori medi ricavati per ciascun bacino:

Bacino idrografico	CN _{II}	CN _{III}
A	78.49	89.46
B	78.38	89.40
C1	77.82	89.08
C2	77.91	89.14
D	77.18	88.72
E	74.89	87.40
F	80.67	90.66
G	78.24	89.32
GU-05	77.77	89.05

Tabella 19 - Valori del CN dei bacini idrografici di interesse.

La applicazione della (7), della (8), quindi, della (6) ha condotto al calcolo della pioggia netta.

Per la trasformazione di questo dato in portata, è necessario riferirsi al “tempo di ritardo” t_L (lag time) del bacino, generalmente definito come la distanza temporale tra il baricentro dell'idrogramma di piena superficiale, depurato cioè delle portate di base che sarebbero defluite nel corso d'acqua anche in assenza dell'evento di piena, e il baricentro del pluviogramma netto.

Il Soil Conservation Service (SCS) americano ha dedotto, empiricamente, che il rapporto tra questo ed il tempo di corrivazione (t_L/t_c) è pari a 0.6.

Per la stima del tempo di ritardo del bacino, nel caso in esame, si è utilizzata la formula di Mockus:

$$t_L = 0,342 \times \frac{L^{0,8}}{s^{0,5}} \times \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7} \quad (11)$$

in cui s è la pendenza del bacino espressa in %, L la lunghezza dell'asta principale prolungata fino alla displuviale espressa in Km.

Per il calcolo della portata al colmo Q_p (m^3/s) si considera un idrogramma approssimato di forma triangolare, che ha una fase crescente di durata t_a (tempo di accumulo) e una fase di esaurimento di durata t_e (tempo di esaurimento) e il cui volume, espresso in m^3 , ha la seguente espressione:

$$V = \frac{Q_p}{2} \times (t_a + t_e) = \frac{Q_p \times t_b}{2} \quad (12)$$

avendo indicato con t_b la durata dell'evento di piena.

Poiché è stato stabilito sperimentalmente che nella fase crescente dell'idrogramma defluisce un volume idrico che è pari al 37.5% del volume totale V 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:

$$t_b = 2,67 \times t_a \quad (12)$$

Combinando la (12) e la (13) si ottiene la seguente espressione della portata al colmo:

$$Q_p = \frac{V \times 0,749}{t_a} \quad (13)$$

La determinazione di t_a , nell'ipotesi di precipitazione di intensità costante di durata t_p e indicando con t_L il tempo di ritardo, come prima calcolato, si effettua con la seguente relazione:

$$t_a = 0,5 \times t_p + t_L \quad (14)$$

È stato scelto come evento che massimizza il calcolo della portata di piena un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino, utilizzando come “ t_c ” i risultati ottenuti in base al calcolo effettuato al paragrafo precedente (cioè tempo di corrivazione calcolato con il metodo Pezzoli, Chow, Watt & Chow, Kirpich P-C-W-K, in quanto tale relazione è quella che meglio si adatta alle dimensioni dei bacini oggetto del presente studio).

Il volume V che compare nella (13) è naturalmente pari al prodotto tra la altezza di pioggia netta e l'area A del Bacino. I risultati ottenuti sono riportati nelle seguenti tabelle:

T [anni]	Altezza di pioggia netta	Volume V	Vx0,749	Tempo di ritardo	Tempo di accumulazione		Portata di calcolo C.N.
	P _{net}	[m ³]	[m ³]	T _L [h]	[ore]	[s]	Q _{CN} [mc/s]
5	41.72	576562	431845	5.26	7.48	26944.39	16.03
10	53.02	732706	548797				20.37
20	64.09	885648	663350				24.62
30	70.53	974680	730035				27.09
50	78.65	1086827	814034				30.21
100	89.68	1239313	928246				34.45
200	100.75	1392351	1042871				38.70
500	115.46	1595565	1195078				44.35

Tabella 20 – Valori delle portate di piena con il metodo del Curve Number del Bacino A.

T [anni]	Altezza di pioggia netta	Volume V	Vx0,749	Tempo di ritardo	Tempo di accumulazione		Portata di calcolo C.N.
	P _{net}	[m ³]	[m ³]	T _L [h]	[ore]	[s]	Q _{CN} [mc/s]
5	48.86	964666	722535	8.00	11.54	41553.59	17.39
10	61.66	1217390	911825				21.94
20	74.16	1464173	1096666				26.39
30	81.42	1607578	1204076				28.98
50	90.56	1788006	1339216				32.23
100	102.97	2033028	1522738				36.65
200	115.41	2278657	1706714				41.07
500	131.92	2604487	1950760				46.95

Tabella 21 – Valori delle portate di piena con il metodo del Curve Number del Bacino B.

T [anni]	Altezza di pioggia netta	Volume V	Vx0,749	Tempo di ritardo	Tempo di accumulazione		Portata di calcolo C.N.
	P _{net}	[m ³]	[m ³]	T _L [h]	[ore]	[s]	Q _{CN} [mc/s]
5	30.12	36733	27513	1.34	2.29	8254.972	3.33
10	38.97	47540	35607				4.31
20	47.73	58218	43605				5.28
30	52.85	64465	48284				5.85
50	59.32	72361	54199				6.57
100	68.16	83137	62269				7.54
200	77.05	93987	70396				8.53
500	88.90	108438	81220				9.84

Tabella 22 – Valori delle portate di piena con il metodo del Curve Number del Bacino C1.

T [anni]	Altezza di pioggia netta	Volume V	Vx0,749	Tempo di ritardo	Tempo di accumulato		Portata di calcolo C.N.
	P _{net}	[m ³]	[m ³]	T _L [h]	[ore]	[s]	Q _{CN} [mc/s]
5	32.66	91795	68755	1.44	2.62	9414.251	7.30
10	42.08	118262	88578				9.41
20	51.36	144355	108122				11.48
30	56.79	159601	119541				12.70
50	63.64	178855	133962				14.23
100	72.98	205104	153623				16.32
200	82.37	231513	173403				18.42
500	94.88	266659	199728				21.22

Tabella 23 – Valori delle portate di piena con il metodo del Curve Number del Bacino C2.

T [anni]	Altezza di pioggia netta	Volume V	Vx0,749	Tempo di ritardo	Tempo di accumulato		Portata di calcolo C.N.
	P _{net}	[m ³]	[m ³]	T _L [h]	[ore]	[s]	Q _{CN} [mc/s]
5	24.63	81642	61150	1.75	2.35	8442.942	7.24
10	32.29	107052	80182				9.50
20	39.92	132328	99113				11.74
30	44.40	147175	110234				13.06
50	50.07	165989	124326				14.73
100	57.84	191736	143610				17.01
200	65.68	217730	163080				19.32
500	76.15	252435	189074				22.39

Tabella 24 – Valori delle portate di piena con il metodo del Curve Number del Bacino D.

T [anni]	Altezza di pioggia netta	Volume V	Vx0,749	Tempo di ritardo	Tempo di accumulato		Portata di calcolo C.N.
	P _{net}	[m ³]	[m ³]	T _L [h]	[ore]	[s]	Q _{CN} [mc/s]
5	21.64	11844	8871	0.96	1.49	5379.19	1.65
10	28.79	15760	11804				2.19
20	35.97	19687	14746				2.74
30	40.20	22004	16481				3.06
50	45.59	24950	18688				3.47
100	52.98	28996	21718				4.04
200	60.46	33093	24787				4.61
500	70.49	38580	28896				5.37

Tabella 25 – Valori delle portate di piena con il metodo del Curve Number del Bacino E.

T [anni]	Altezza di pioggia netta	Volume V	Vx0,749	Tempo di ritardo	Tempo di accumulato		Portata di calcolo C.N.
	P _{net}	[m ³]	[m ³]	T _L [h]	[ore]	[s]	Q _{CN} [mc/s]
5	28.80	16534	12384	1.24	1.90	6825.277	1.81
10	37.05	21274	15934				2.33
20	45.18	25941	19430				2.85
30	49.93	28667	21472				3.15
50	55.92	32108	24049				3.52
100	64.09	36796	27560				4.04
200	72.30	41512	31092				4.56
500	83.23	47784	35791				5.24

Tabella 26 – Valori delle portate di piena con il metodo del Curve Number del Bacino F.

T [anni]	Altezza di pioggia netta	Volume V	Vx0,749	Tempo di ritardo	Tempo di accumulato		Portata di calcolo C.N.
	P _{net}	[m ³]	[m ³]	T _L [h]	[ore]	[s]	Q _{CN} [mc/s]
5	29.40	46691	34972	2.25	3.11	11181.17	3.13
10	38.05	60434	45265				4.05
20	46.60	74014	55436				4.96
30	51.60	81959	61387				5.49
50	57.92	92001	68909				6.16
100	66.55	105704	79172				7.08
200	75.23	119502	89507				8.01
500	86.80	137880	103272				9.24

Tabella 27 – Valori delle portate di piena con il metodo del Curve Number del Bacino G.

T [anni]	Altezza di pioggia netta	Volume V	Vx0,749	Tempo di ritardo	Tempo di accumulato		Portata di calcolo C.N.
	P _{net}	[m ³]	[m ³]	T _L [h]	[ore]	[s]	Q _{CN} [mc/s]
5	23.64	6779	5078	0.82	1.33	4775.994	1.06
10	31.02	8895	6662				1.39
20	38.36	10999	8238				1.72
30	42.67	12236	9165				1.92
50	48.14	13803	10338				2.16
100	55.62	15947	11944				2.50
200	63.17	18112	13566				2.84
500	73.25	21003	15731				3.29

Tabella 28 – Valori delle portate di piena con il metodo del Curve Number del Bacino GU-05.

3.1.3. Considerazioni finali sulle portate di piena

Nella tabella che segue, per ciascun bacino e per i diversi tempi di ritorno, le portate ricavate con i due differenti approcci sono poste a confronto.

Tr	PORTATE [m ³ /s]							
	BACINO A		BACINO B		BACINO C		BACINO D	
anni	RAZIONALE	CN	RAZIONALE	CN	RAZIONALE	CN	RAZIONALE	CN
5	20.53	16.03	20.55	17.39	3.45	3.33	13.37	7.24
10	24.30	20.37	24.31	21.94	4.09	4.31	15.85	9.50
20	27.91	24.62	27.92	26.39	4.70	5.28	18.22	11.74
30	29.99	27.09	29.99	28.98	5.05	5.85	19.58	13.06
50	32.59	30.21	32.59	32.23	5.49	6.57	21.29	14.73
100	36.09	34.45	36.08	36.65	6.08	7.54	23.59	17.01
200	39.58	38.70	39.57	41.07	6.67	8.53	25.88	19.32
500	44.19	44.35	44.16	46.95	7.45	9.84	28.90	22.39

anni	BACINO E		BACINO F		BACINO G		BACINO GU-05	
	RAZIONALE	CN	RAZIONALE	CN	RAZIONALE	CN	RAZIONALE	CN
5	2.39	1.65	2.16	1.81	4.86	3.13	1.31	1.06
10	2.84	2.19	2.56	2.33	5.75	4.05	1.55	1.39
20	3.26	2.74	2.95	2.85	6.61	4.96	1.78	1.72
30	3.51	3.06	3.17	3.15	7.11	5.49	1.91	1.92
50	3.81	3.47	3.44	3.52	7.72	6.16	2.08	2.16
100	4.22	4.04	3.81	4.04	8.56	7.08	2.30	2.50
200	4.63	4.61	4.18	4.56	9.39	8.01	2.53	2.84
500	5.17	5.37	4.67	5.24	10.48	9.24	2.82	3.29

Tabella 29 – Confronto tra i valori delle portate di piena calcolate con i due differenti approcci. In grassetto i valori maggiori

T [anni]	Bacino A	Bacino B	Bacino C	Bacino D
5	20.53	20.55	3.45	13.37
10	24.30	24.31	4.31	15.85
20	27.91	27.92	5.28	18.22
30	29.99	29.99	5.85	19.58
50	32.59	32.59	6.57	21.29
100	36.09	36.65	7.54	23.59
200	39.58	41.07	8.53	25.88
500	44.35	46.95	9.84	28.90

T [anni]	Bacino E	Bacino F	Bacino G	Bacino GU-05
5	2.39	2.16	4.86	1.31
10	2.84	2.56	5.75	1.55
20	3.26	2.95	6.61	1.78
30	3.51	3.17	7.11	1.92
50	3.81	3.47	7.72	2.16
100	4.22	4.04	8.56	2.50
200	4.63	4.61	9.39	2.84
500	5.37	5.37	10.48	3.29

Tabella 30 – Valori di portata massima per ogni bacino al variare del tempo di ritorno.

Come può notarsi le portate ricavate utilizzando il metodo Razionale sono risultate sempre maggiori di quelle derivate dall'utilizzo del Metodo del Curve Number (CN).

4. COMPATIBILITÀ CON LE NTA DEL PAI

Il Piano di Assetto Idrogeologico individua i reticoli idrografici in tutto il territorio di competenza dell'Autorità di Bacino della Puglia, nonché l'insieme degli alvei fluviali in modellamento attivo e le aree golenali.

Le aree golenali e quelle di pertinenza fluviale, sono sottoposte a regime di tutela, e qualsiasi intervento effettuato al loro interno deve ottemperare a precise prescrizioni finalizzate alla loro salvaguardia.

Il regime vincolistico, in assenza di arginature, si estende fino ad una distanza di 150 m dalla linea azzurra che individua il corso d'acqua sulla carta Idrogeomorfologica predisposta dalla stessa AdB. Tale ampiezza della fascia di sicurezza risulta dall'applicazione contemporanea degli art.6 e 10 delle NTA del PAI così come di seguito riportati:

- *Art. 6 comma 8 quando il reticolo idrografico e l'alveo in modellamento attivo e le aree golenali non sono realmente individuate nella cartografia in allegato e le condizioni morfologiche non ne consentano la loro individuazione, le norme si applicano alla porzione di terreno a distanza planimetrica, sia in destra che in sinistra, dall'asse del corso d'acqua, non inferiore a 75 m.*
- *Art. 10 comma 3, quando la fascia di pertinenza fluviale non è arealmente individuata nelle cartografie in allegato, le norme si applicano alla porzione di terreno, sia in destra che in sinistra, contermina all'area golenale, come individuata all'art. 6 comma 8, di ampiezza comunque non inferiore a 75 m.*

Dall'analisi della cartografia riguardante l'assetto idraulico delle aree a pericolosità e rischio idraulico del Piano di Bacino stralcio Assetto Idrogeologico (PAI), redatto dall'Autorità di Bacino della Regione Puglia (AdB), **l'area interessata dall'intervento non è soggetta né a vincolo per pericolosità idraulica, né a vincolo per pericolosità geomorfologica.**

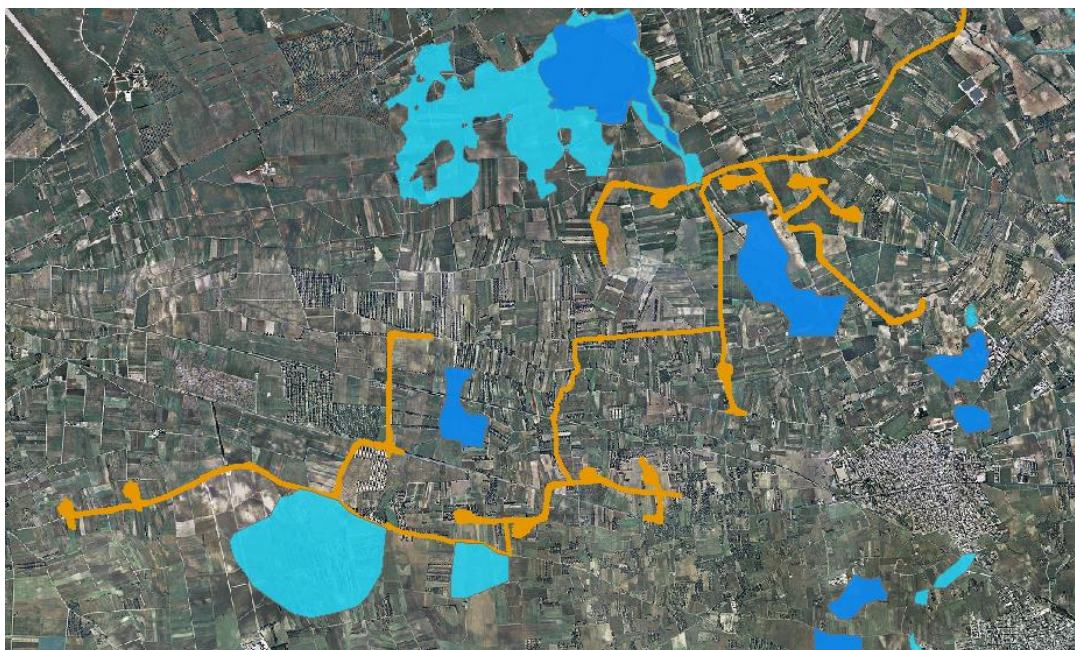


Figura 6: Inquadramento dell'area di intervento su carta della pericolosità idraulica
(fonte: P.A.I. - http://webgis.adb.puglia.it/gis/map_default.phtml).

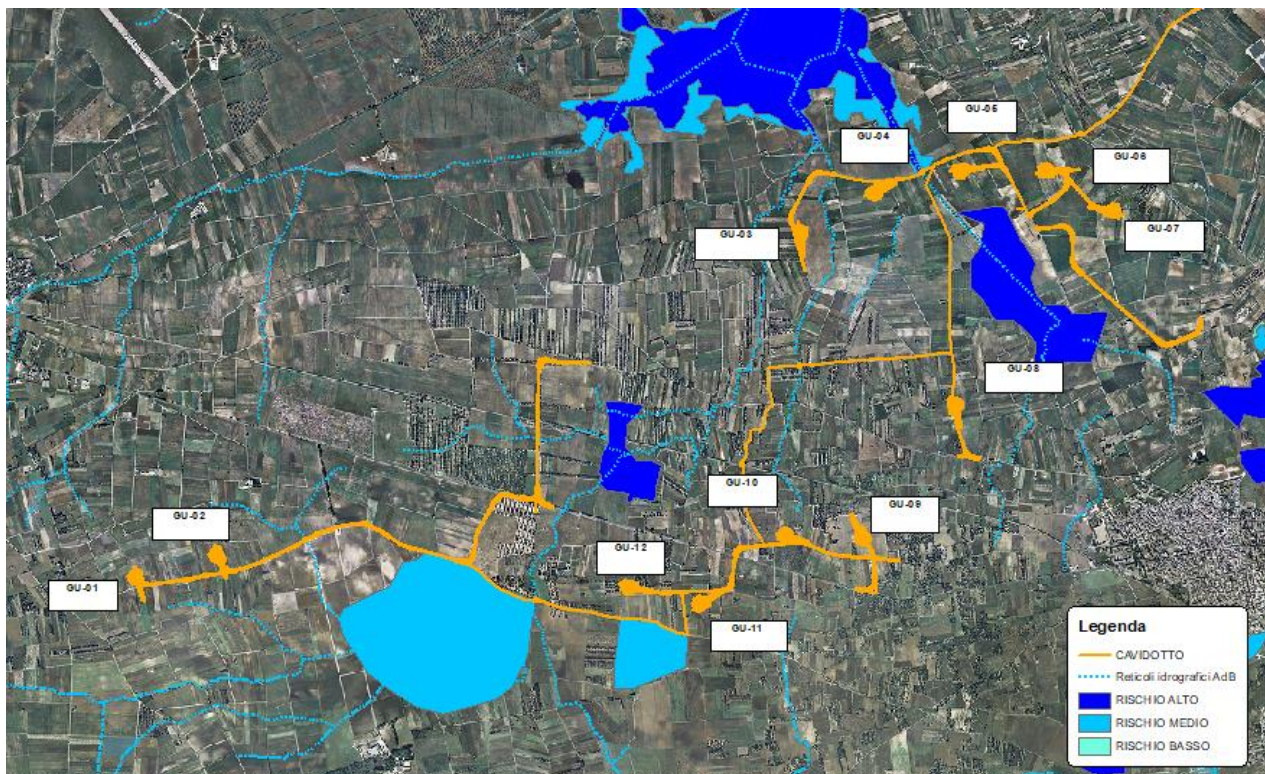


Figura 7: Inquadramento dell'area di intervento su carta della pericolosità idraulica (fonte: P.R.G.A. - Mappe di aggiornamento della Pericolosità Idraulica (in formato shp) allegata alla delibera n. 50 del 13/10/2020).

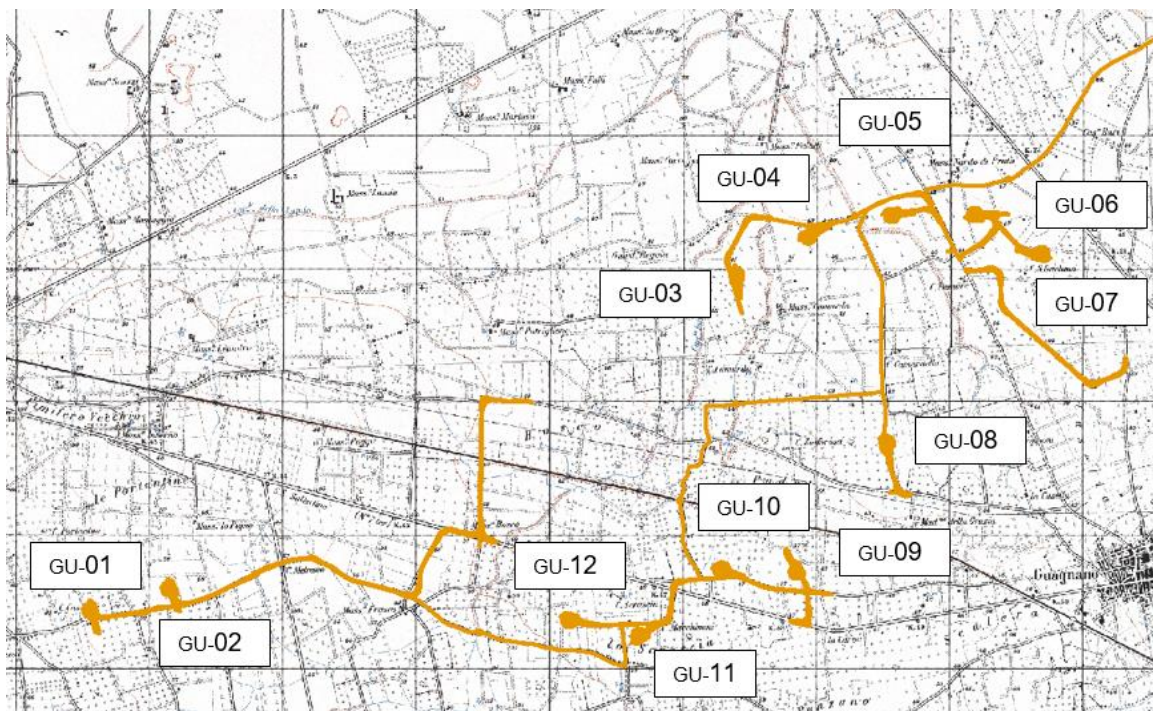


Figura 8: Inquadramento area di Intervento su IGM 1:25.000.

Dalla sovrapposizione della Carta Idrogeomorfologica, redatta dall'AdB Puglia su commissione della stessa Regione Puglia, si rilevano interferenze delle opere di progetto con il reticolo idrografico; tali interferenze saranno risolte con l'utilizzo della tecnica della trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.) (cfr. paragrafo 5.2).

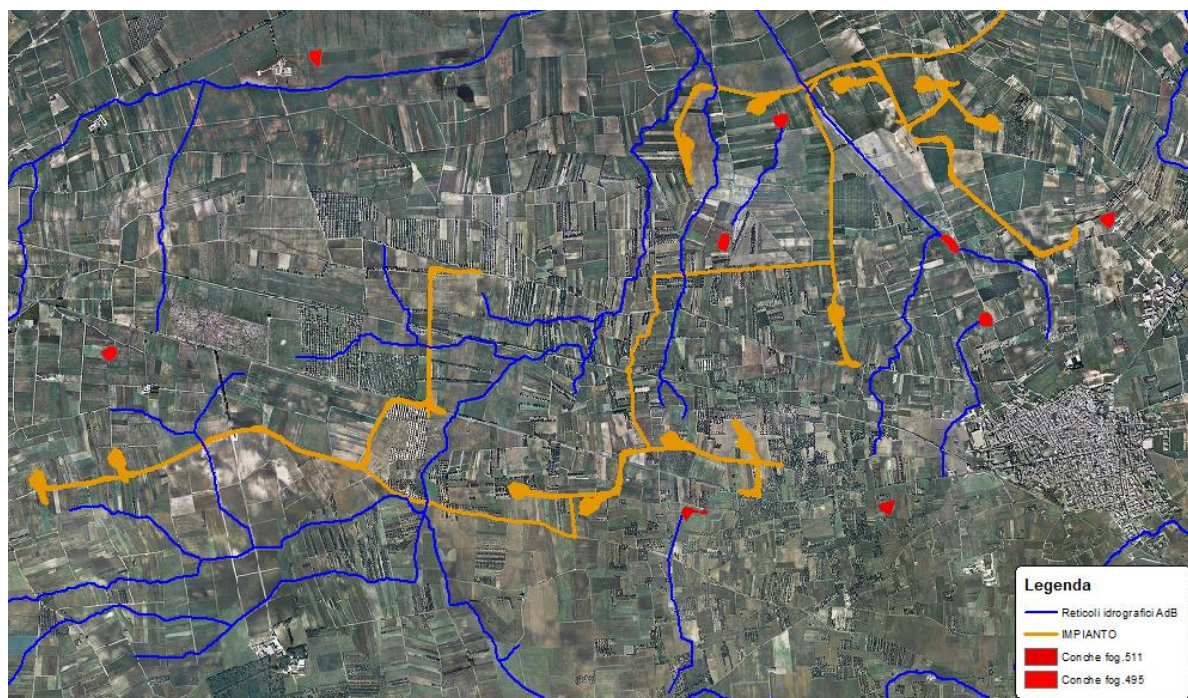


Figura 9: Inquadramento dell'area di intervento sulle caratteristiche idrogeomorfologiche della zona di intervento.

Inoltre, l'area di intervento è lambita da un reticolo idrografico presente sulla mappa IGM 1:25.000. Pertanto, è necessario valutare se porzioni dell'area di intervento ricadano all'interno delle fasce di salvaguardia e siano pertanto soggette alle prescrizioni degli Artt.6 e 10 delle N.T.A. prima citati.

Dalla consultazione della cartografia, si evince che solo gli aerogeneratori WTG GU-05 e GU-10 sono posti a meno di 150 metri dai corsi d'acqua, mentre GU-03 dista poco più di 150 m. Nella tabella seguente si riportano le distanze di ciascuna torre dalle varie aste fluviali:

WTG	EST	NORD	Distanza dal corso d'acqua più vicino
	[m]	[m]	
GU - 01	742472.01	4476275.05	360
GU - 02	743061.03	4476436.05	340
GU - 03	747356.31	4478792.75	156
GU - 04	747860.00	4479025.00	247
GU - 05	748478.63	4479794.09	95
GU - 06	749100.95	4479220.21	445
GU - 07	749666.03	4478920.16	800
GU - 08	748476.00	4477536.00	500
GU - 09	747803.81	4476500.43	375
GU - 10	747206.98	4476571.98	-
GU - 11	746577.99	4476045.02	730
GU - 12	746055.64	4476167.93	590

Tabella 31 –Distanza delle torri dai reticoli idrografici.

Come si evince dalla tabella precedente, **per l'aerogeneratore GU-03 risultano applicabili ai casi in esame le prescrizioni degli Artt. 6 e 10 delle N.T.A. del P.A.I.** Al fine di valutarne la compatibilità idraulica, si è provveduto a verificare la posizione planimetrica della linea di impluvio lungo profili topografici estrapolati dal DTM della Regione Puglia. Come mostrato nella figura successiva, l'andamento così individuato si scosta leggermente da quello indicato dai Reticoli del Distretto.

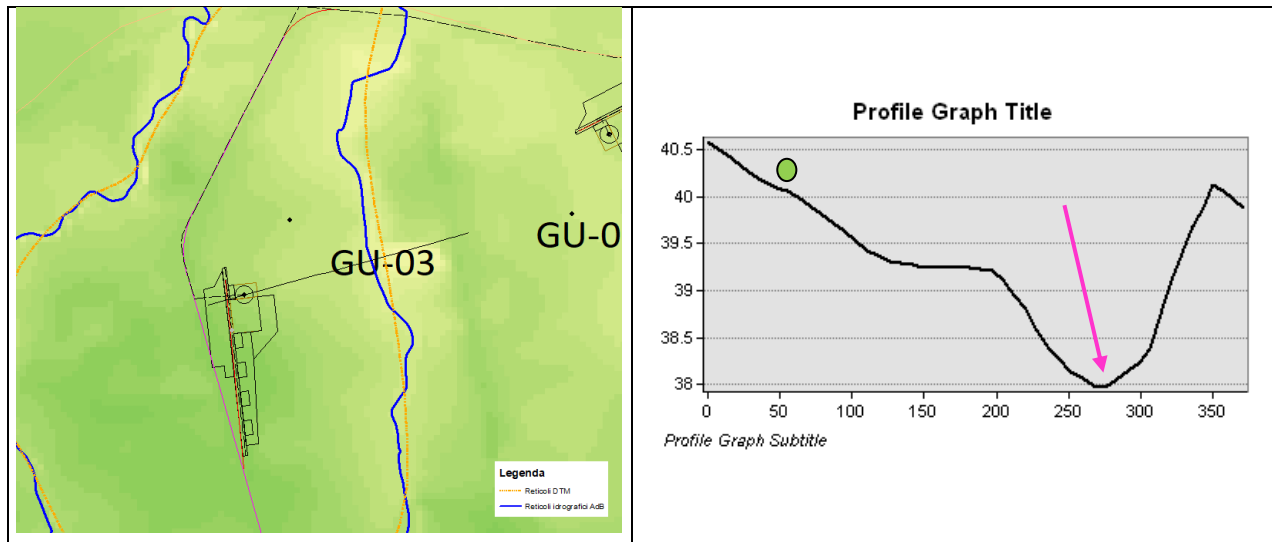


Figura 10 - Andamento della linea di impluvio ottenuto dall'analisi 3D del DTM della Regione Puglia; ● posizione dell'aerogeneratore lungo i profili topografici, ↙ posizione della linea di impluvio.

Pertanto, si ritiene che per la torre eolica GU-03, situata ad una distanza maggiore dei 150 m (pari a 180 m), si esclude la necessità di effettuare una verifica idraulica in quanto non è soggetta alle direttive di tutela delle N.T.A. del P.A.I..

Per l'aerogeneratore GU-05 risultano applicabili ai casi in esame le prescrizioni degli Art. 6 e 10 delle N.T.A. del P.A.I., pertanto è stata valutata la compatibilità idraulica mediante l'ausilio di un modello bidimensionale. Mentre per le altre torri eoliche, situate ad una distanza maggiore dei 150 m, si esclude la necessità di effettuare una verifica idraulica in quanto non sono soggette alle direttive di tutela delle NTA del PAI.

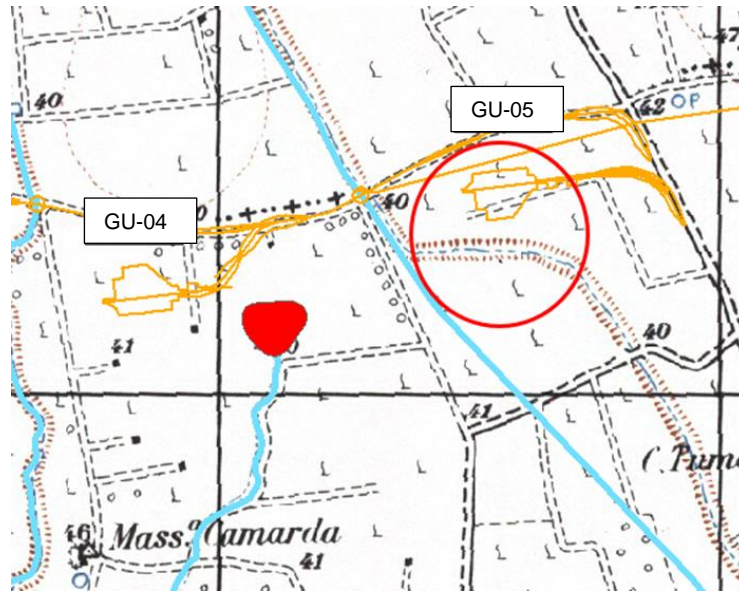
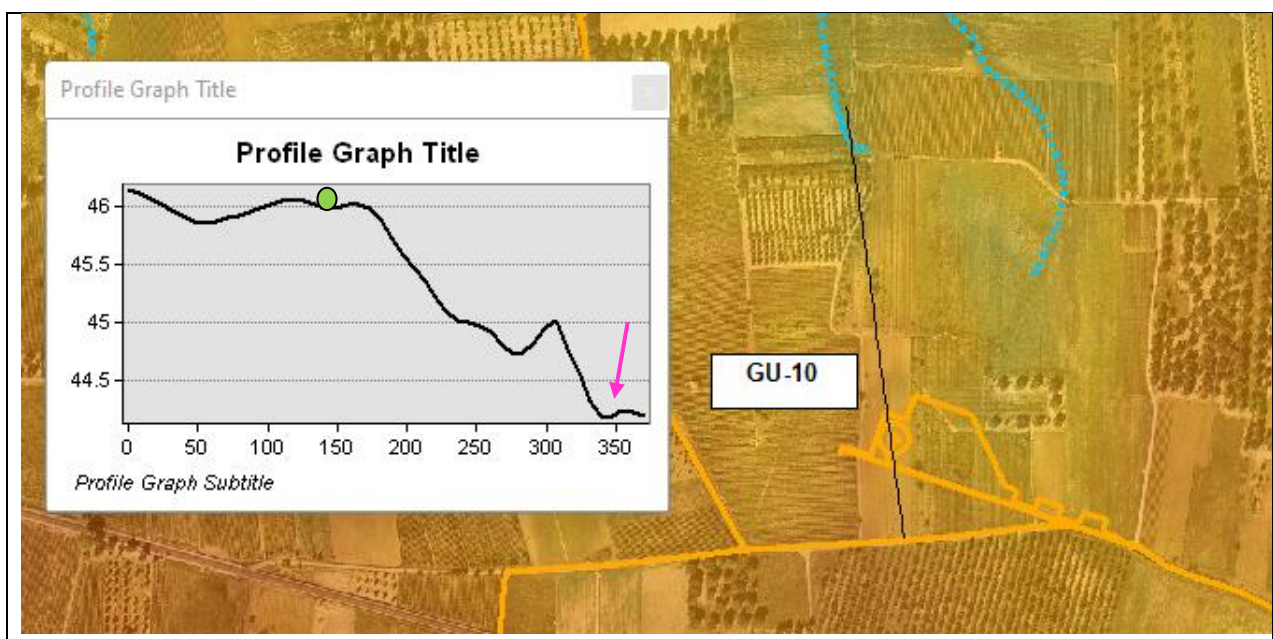


Figura 11: Reticolo IGM 1:25.000 che lambisce l'impianto GU-05.

Con riferimento all'aerogeneratore GU-10 occorre precisare che la torre è collocata su una linea di displuvio tanto che nelle sue prossimità hanno origine due corsi d'acqua che sono definibili "reticoli di testa". Infatti, nella **Figura 12**, il profilo del terreno evidenzia quanto detto precedentemente.



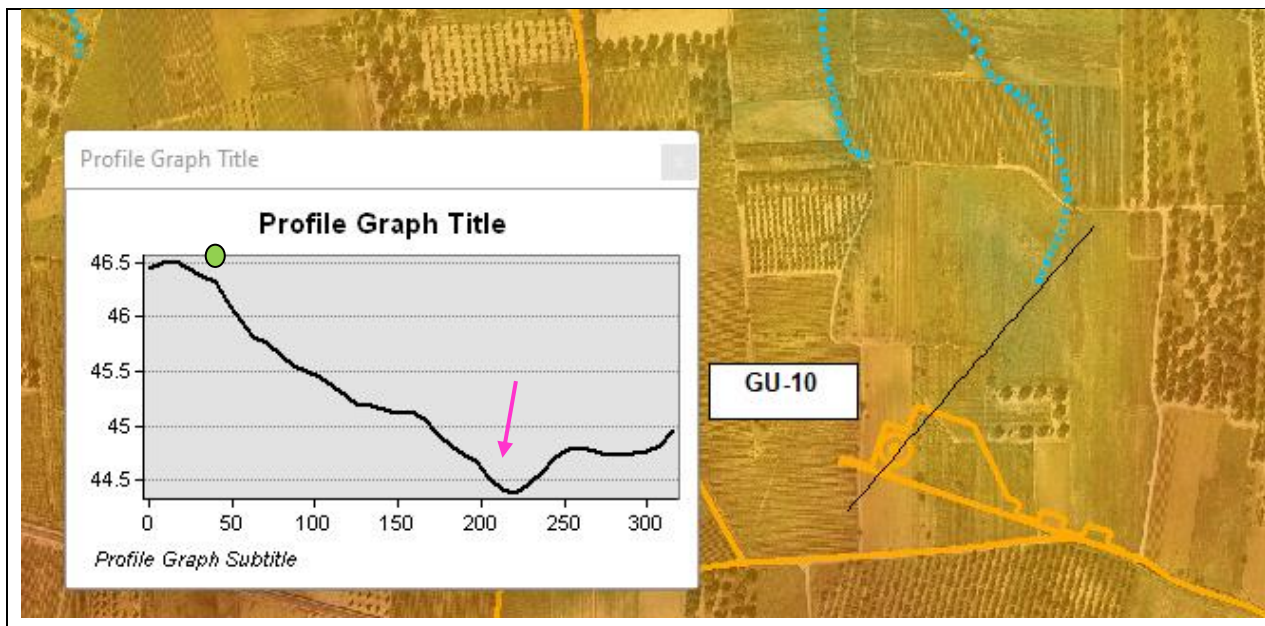


Figura 12 - Andamento della linea di impluvio ottenuto dall'analisi 3D del DTM della Regione Puglia; ● posizione dell'aerogeneratore lungo i profili topografici, ↙ posizione della linea di impluvio.

5. INTERSEZIONI OPERE DI PROGETTO-RETICOLI IDROGRAFICI

Il presente paragrafo è redatto al fine di fornire un'ampia ed esaustiva descrizione di come verrà effettuata la posa del cavidotto, necessario alla realizzazione della connessione elettrica dell'impianto, nei tratti interessati dall'intersezione dello stesso cavidotto con i reticoli idrografici presenti sul territorio, così come riportato sulle cartografie redatte dall'AdB Puglia e della cartografia I.G.M. 1: 25.000.

Il tracciato del cavidotto interessa sia strade esistenti che strade di progetto. In particolare, si sono rilevate, analizzando la cartografia a disposizione e dai sopralluoghi in sito, **sette intersezioni** con le strade esistenti (cfr. figura seguente ed elaborato *GRE.EEC.D.24.IT.W.16117.00.065.00 PLANIMETRIA INTERFERENZE CAVIDOTTO MT-AT IMPIANTO EOLICO*).

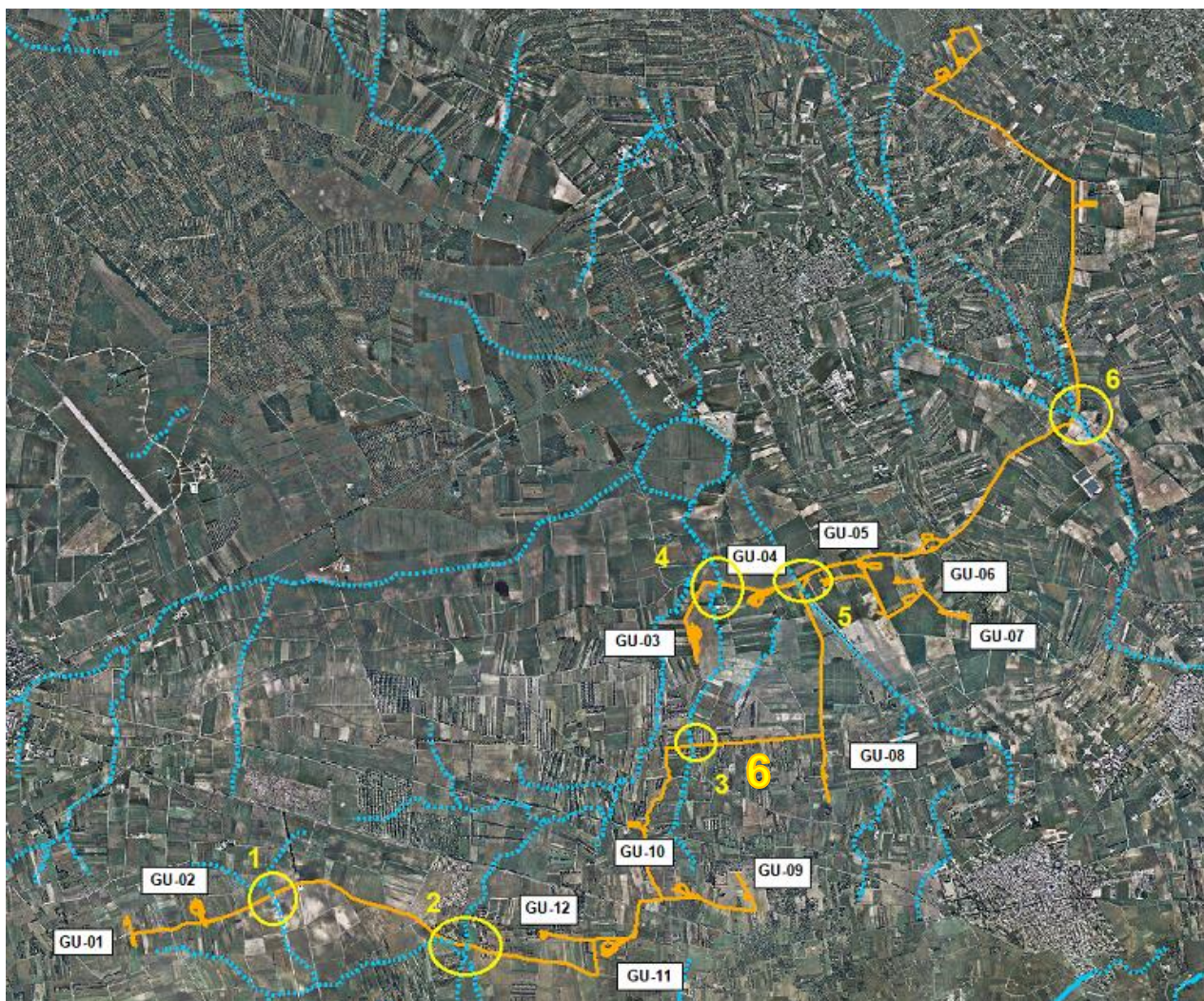


Figura 13 Inquadramento delle intersezioni con i reticoli idrografici dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale.

La scelta del tracciato dell'elettrodotta dal parco eolico al punto di consegna è stata dettata dalle seguenti motivazioni:

- a. privilegiare l'uso della viabilità esistente, al fine di non eseguire operazioni di cantiere invasive e potenzialmente impattanti sulle componenti ambientali e paesaggistiche del contesto locale,

- b. minimizzare l'attraversamento di terreni agricoli, al fine di interessare un numero minimo di proprietari nella procedura espropriativa e ridurre l'impatto sulle componenti naturali presenti nelle aree di intervento,
- c. ottimizzare la lunghezza del tracciato, in funzione della fattibilità tecnica delle operazioni di cantiere previste,
- d. minimizzare le interferenze con i sottoservizi esistenti nelle aree di intervento,
- e. minimizzare le interferenze con gli elementi del reticolo idrografico superficiale, mediante l'adozione della tecnica della perforazione orizzontale teleguidata, la quale consente di non interferire con il naturale deflusso superficiale delle acque e di non compromettere le condizioni statiche dei manufatti idraulici esistenti sui canali e impluvi interessati dal tracciato del cavidotto,
- f. garantire la compatibilità idraulica degli attraversamenti da realizzare, interrando i cavidotti ad una profondità scelta in funzione della potenziale erodibilità degli alvei, assicurando un adeguato franco di sicurezza in corrispondenza dei manufatti idraulici interessati,

Gli aspetti tecnici elencati avvalorano la scelta del percorso del tracciato effettuata, motivando, pertanto, la **non delocalizzabilità degli interventi previsti** per la realizzazione della linea di connessione del parco eolico alla Rete Elettrica Nazionale.

A supporto di quanto detto, prevedendo, contrariamente a quanto scelto, un tracciato della linea di connessione che si sviluppasse prevalentemente in terreni agricoli, si sarebbero riscontrati i seguenti aspetti:

- ❖ aumento del numero dei soggetti interessati dalla procedura espropriativa,
- ❖ realizzazione di operazioni di cantiere maggiormente invasive e impattanti sulle componenti ambientali e paesaggistiche del contesto di riferimento
- ❖ maggior numero di interferenze con gli elementi del reticolo idrografico superficiale, che si presenta piuttosto ramificato nell'area di intervento, con il conseguente aumento dell'onerosità degli interventi necessari per la realizzazione degli attraversamenti e per garantirne la relativa sicurezza idraulica.



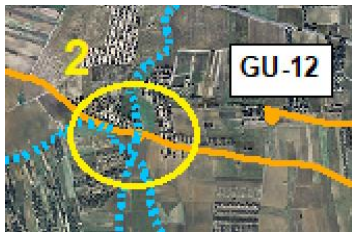
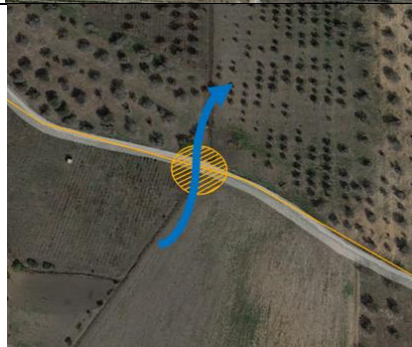


Alla luce delle osservazioni e delle valutazioni tecniche sopra esposte, si conclude che il tracciato scelto per l'elettrodotto di connessione del parco eolico alla Rete Elettrica risulta il più vantaggioso sia dal punto di vista della fattibilità tecnica, che dal punto di vista della compatibilità degli interventi previsti con il contesto ambientale e paesaggistico che caratterizza le aree di intervento, giustificando, quindi la non delocalizzabilità degli stessi interventi.

5.1. INDIVIDUAZIONE DELLE INTERSEZIONI E INDICAZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

Data la non delocalizzabilità degli interventi previsti (strade e cavidotto) per la realizzazione della linea di connessione del parco eolico alla Rete Elettrica Nazionale è previsto che le intersezioni **interrate** vengano risolte con l'utilizzo della tecnica della trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.). Il cavidotto verrà posato ad una profondità di 1,5 m al di sotto del fondo alveo. L'ampiezza dell'attraversamento è pari a 300 m (porzione di terreno a distanza planimetrica, sia in destra che in sinistra, dall'asse del corso d'acqua, pari a 150 m).

In questo modo, l'utilizzo delle linee interrato garantiscono che nella sezione di attraversamento:

- non venga alterata la conformazione fisica e geologica del canale;
- non venga ristretta la sezione libera del canale;
- non venga alterato in alcun modo il naturale deflusso delle acque, anche in regime di piena.

N	NOME	PLANIMETRIA	FOTO	TIPOLOGIA ATTRAV.
1	Attraversamento o corso d'acqua in zona di seminativi semplici in aree non irrigue			TOC
2	Attraversamento o corso d'acqua in zona di vigneti, uliveti e zona di seminativi semplici in aree non irrigue			TOC
3	Attraversamento o corso d'acqua in zona di vigneti			TOC







N.	NOME	PLANIMETRIA	FOTO	TIPOLOGIA ATTRAV.
4	Attraversament o corso d'acqua in zona di vigneti			TOC
5	Attraversament o corso d'acqua in zona di seminativi semplici in aree non irrigue			TOC
6	Attraversament o corso d'acqua in zona di vigneti			TOC

Figura 14 – Individuazione interferenze cavidotto con i reticoli.

5.2. ATTRAVERSAMENTO DEL RETICOLO IDROGRAFICO CON LA TECNICA DELLA TRIVELLAZIONE ORIZZONTALE CONTROLLATA (T.O.C.)

In prossimità del reticolo idrografico il cavidotto elettrico, posto alla profondità di 150 cm dal piano stradale, verrà spinto oltre il reticolo con la tecnica della trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.) (cfr. Figura 15).

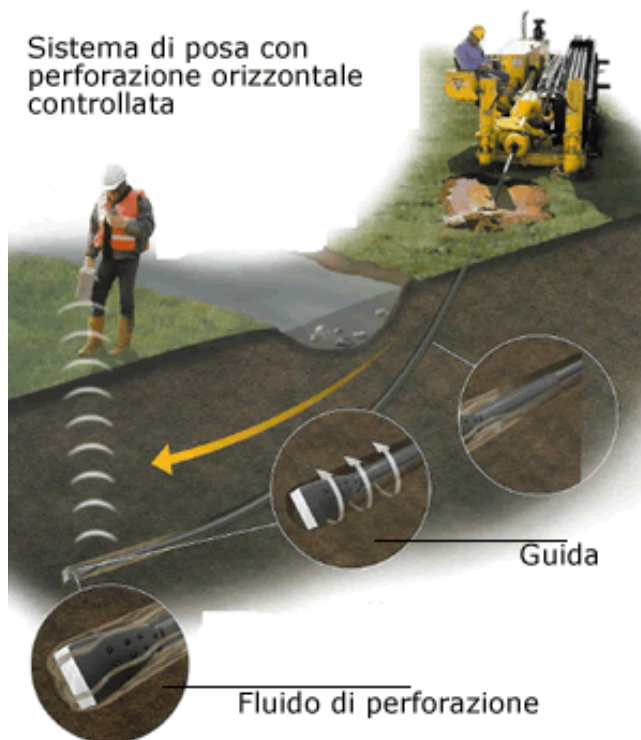


Figura 15 – Sistema di trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.).

Tale tecnica consente di posare, per mezzo della perforazione orizzontale controllata, linee di servizio sotto ostacoli quali strade, fiumi e torrenti, edifici e autostrade, con scarso o nessun impatto sulla superficie.

L'esecuzione della trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.) consta essenzialmente di tre fasi di lavoro:

- Fase 1 - Esecuzione del foro pilota (*Pilot bore hole*);
- Fase 2 - Trivellazione/i di allargamento del perforo (*Back-Reaming*);
- Fase 3 - Tiro-posa della condotta (*Pull-Back*).

La prima fase consiste nella realizzazione di un foro pilota ad opera di una testa tricono fresante seguita da un elemento angolare (*Bend-Sub*). Questo elemento angolare ha il compito di cambiare la direzione di lavoro dello scalpello di trivellazione (*Tool-Face*). L'operazione di trivellazione consiste nel fare avanzare lo scalpello all'interno del terreno per mezzo di una macchina esterna (*RIG*) la quale, mediante movimento rotazionale di spinta, fa avanzare la punta anzidetta mediante l'ausilio di una batteria di aste in acciaio anche esse poste in rotazione dalla stessa macchina (cfr. Figura 16).



Figura 16 – Schema della fase di realizzazione del foro pilota (Pilot bore hole).

La seconda operazione nell'ambito esecutivo di una trivellazione orizzontale è l'allargamento del foro pilota (*Pre-Reaming*). Per fare ciò viene montato uno specifico apparecchio di trivellazione sul lato di uscita (exit point) del foro pilota (*Alesatore o Barrel Reamer*). L'alesatore accoppiato dinamicamente con il tronco di trivellazione viene tirato in modo rotante all'impianto di trivellazione (RIG) attraverso il suolo allargando il foro di trivellazione a seguito del suo maggiore diametro esterno facendogli raggiungere un nuovo diametro (cfr. Figura 17).

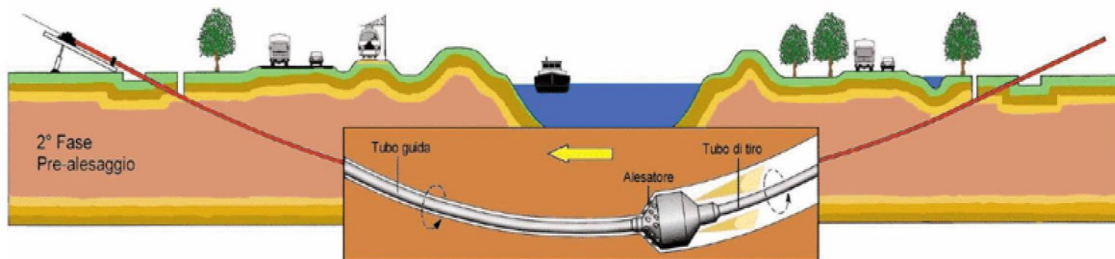


Figura 17 – Schema della fase di trivellazione/ di allargamento del perforo (Back-Reaming).

Completata la fase di ultima alesatura, viene effettuato generalmente un nuovo passaggio di pulitura del foro sempre con l'alesatore; fatto ciò, si può procedere al varo della condotta. Prima del varo la condotta viene posizionata su rulli e l'infilaggio della stessa all'interno del perforo viene favorita dalla creazione di un angolo di imbocco mediante il sollevamento con appositi Side-Boom dotati di Roli Cradles i quali consentono lo scorrimento della condotta in fase di tiro da parte del RIG. Il varo della condotta ha termine allorquando la testa della colonna di varo raggiunge l'entry point in corrispondenza del RIG (cfr. Figura 18).

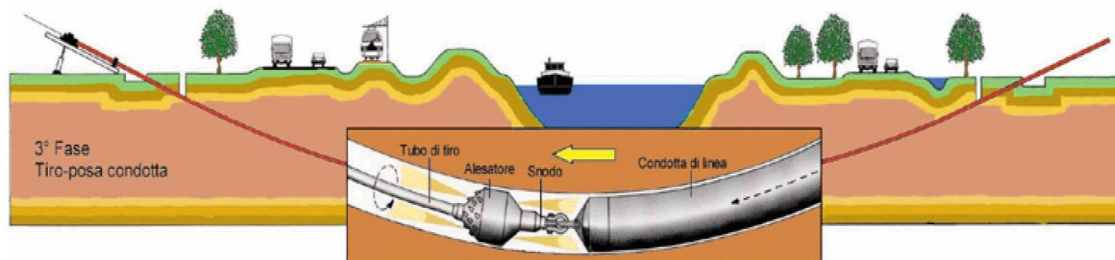


Figura 18 – Schema della fase di posa del cavidotto (Pull-Back).

Il cavidotto verrà spinto fino a raggiungere una profondità pari a 1,50 m rispetto alla quota del fondo dell'alveo (cfr. figure seguenti).

L'intervento verrà eseguito rigorosamente in sicurezza idraulica al fine di avere il cavo di MT in

posizione di tutta sicurezza rispetto alle possibili ondate di piena.

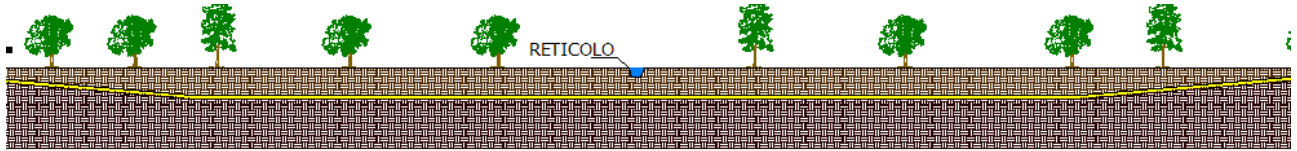


Figura 19 - Tipologia di attraversamento dell'alveo.

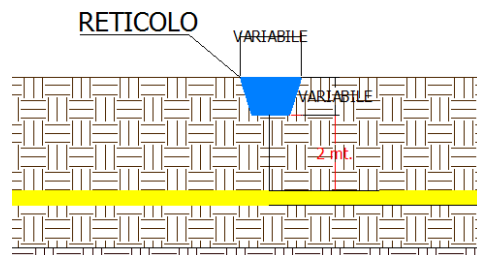


Figura 20 - Posizione del cavidotto rispetto all'alveo.

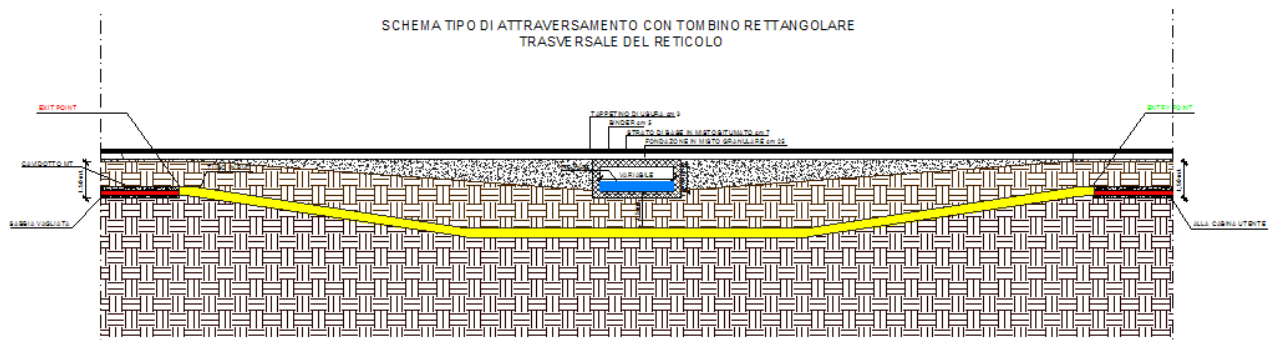


Figura 21 Tipologia di attraversamento dell'alveo in caso di tombino rettangolare.

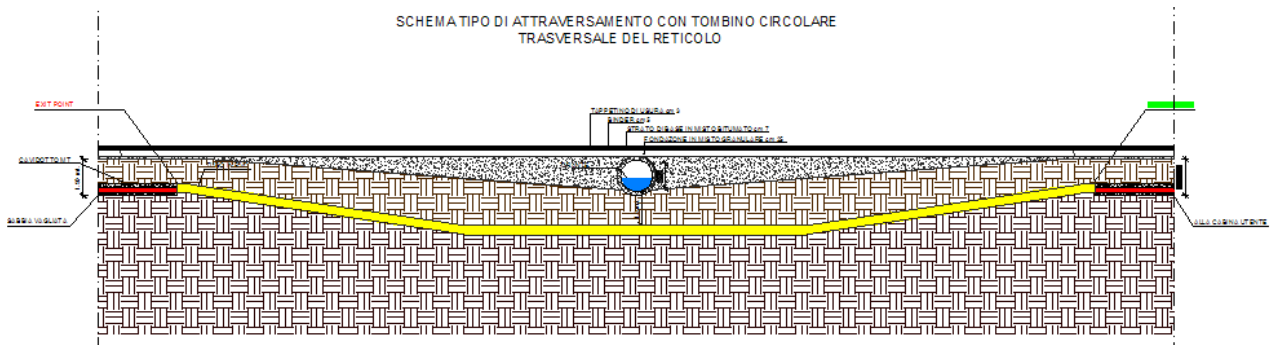


Figura 22 Tipologia di attraversamento dell'alveo in caso di tombino circolare.

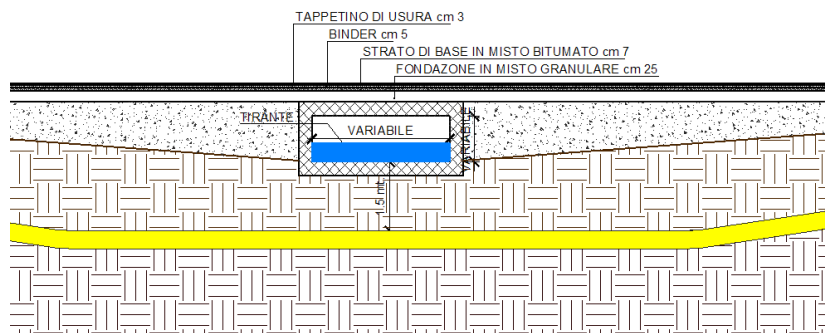


Figura 23 Posizione del cavidotto rispetto all'alveo.

6. VERIFICA IDRAULICA

Le analisi idrauliche sono state svolte utilizzando il modello digitale del terreno (DTM) disponibile sul portale SIT della Regione Puglia avente cella pari a 8 m.

La verifica idraulica è stata finalizzata alla definizione delle caratteristiche di deflusso, in termini di tiranti e velocità, allo scopo di finalizzare la progettazione delle opere necessarie a regimantare i deflussi provenienti da monte e insistenti nell'area d'impianto.

Come detto precedentemente (cfr. Tabella 31), l'aerogeneratore GU-05 è lambito da un reticolo idrografico a meno di 150 m (valore ottenuto dall'applicazione contemporanea degli art.6 e 10 delle NTA del PAI). Il bacino idrografico in esame è quello denominato precedentemente con la lettera "GU-05".

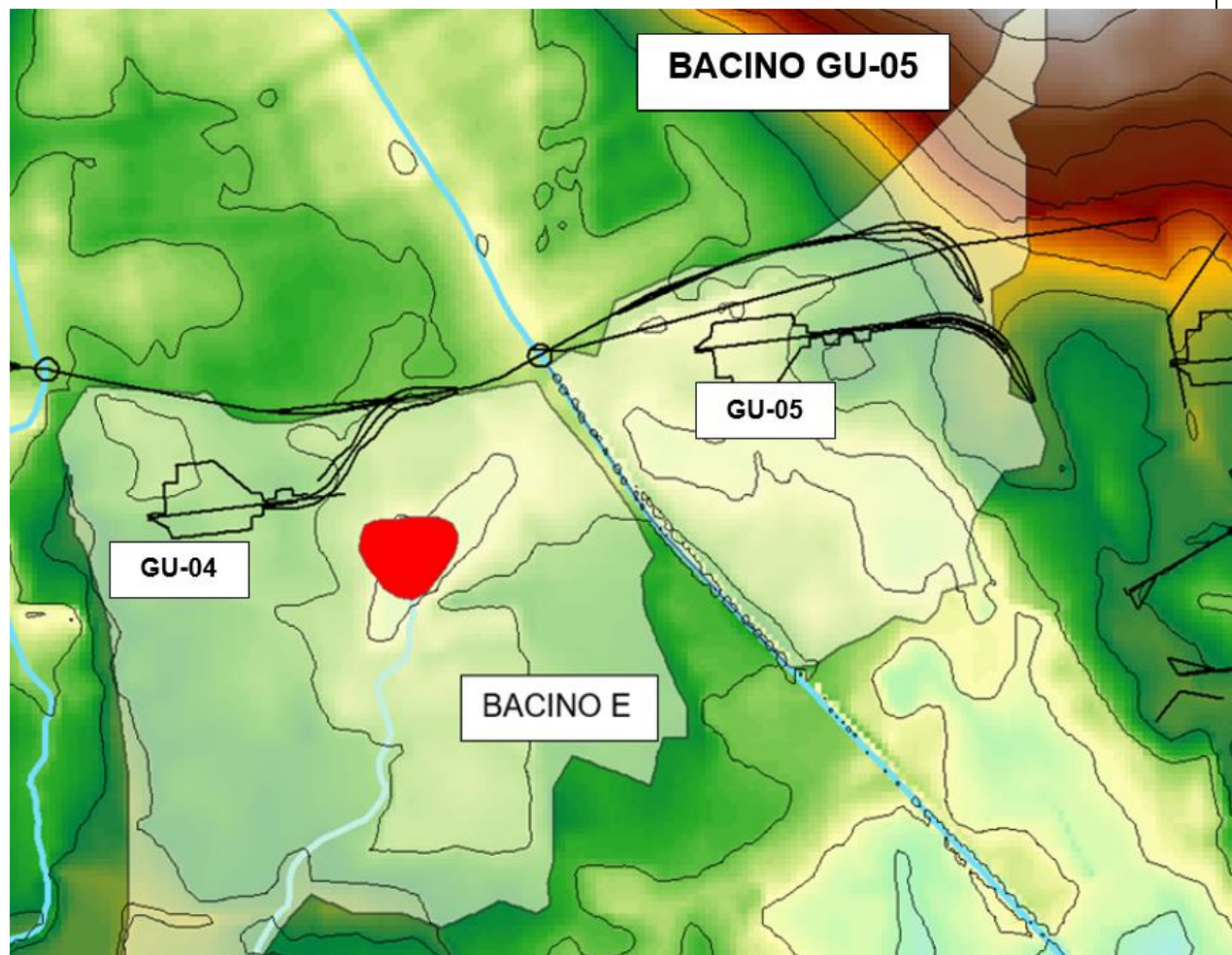


Figura 24 – Inquadramento dei bacini idrografici su DTM.

6.1. TEORIA DEL MODELLO IDRAULICO BIDIMENSIONALE

Le verifiche idrauliche con ipotesi di moto bidimensionale nel modello idraulico sono state effettuate mediante l'utilizzo del codice di calcolo FLO-2D versione 2007.06, sviluppato dalla FLO-2D Software, Inc., in regime di moto vario.

Il FLO-2D è un software per la modellazione idraulica bidimensionale utilizzato per diversi tipi di verifiche idrauliche, come la propagazione delle piene anche quando siano interessate le golene, deflussi in zone non confinate, deflussi in aree urbane, trasformazione afflussi-deflussi, deflusso delle piene in aree costiere e colate fangose e detritiche.

Esso permette di simulare un'inondazione su una topografia complessa e con una data scabrezza basando il suo funzionamento sulla conservazione del volume, caratteristica fondamentale per avere un'esatta distribuzione della piena.

Il modello usa l'equazione completa del moto di un'onda dinamica ed uno schema centrale alle differenze finite con otto potenziali direzioni di flusso per prevedere il deflusso dell'idrogramma di piena su una griglia di elementi quadrati.

L'inondazione che si sviluppa in due dimensioni è portata a termine tramite un'integrazione numerica delle equazioni del moto e della conservazione del volume fluido, sia per un'inondazione di acqua sia per un flusso di sedimento.

Quindi le equazioni costitutive su cui si basa il modello sono:

1. l'equazione di continuità:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h v_x}{\partial x} = i$$

2. l'equazione del moto (equazione del momento di un'onda dinamica):

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{v_x}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{v_x}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial t}$$

L'equazione del moto è risolta calcolando la velocità di flusso media attraverso un elemento di griglia di confine, considerando una direzione alla volta. Ci sono otto direzioni potenziali di flusso, le quattro perimetrali (nord, sud, est, ovest) e le quattro diagonali (nord-est, sud-est, nord-ovest, sud-ovest). Ogni calcolo di velocità è essenzialmente monodimensionale in natura ed è risolto indipendentemente delle altre sette direzioni.

La stabilità di questo schema numerico esplicito è basata su uno specifico criterio di controllo della misura della variabile computazionale "intervallo temporale".

La grandezza delle componenti dell'accelerazione relative alla pendenza del fondo ed ai termini di pressione è importante.

Henderson nel 1966 calcolò i termini dell'equazione del moto per un canale alluvionale ripido ed un idrogramma crescente velocemente. I risultati di Henderson sono i seguenti:

	Bed Slope	Pressure Gradient	Convective Acceleration	Local Acceleration
Momentum Equation Term:	S_o	$\partial h / \partial x$	$V \partial V / g \partial x$	$\partial V / g \partial t$
Magnitude (ft/mi)	26	0.5	0.12 - 0.25	0.05

Valori utilizzati dal software FLO-2D per le diverse grandezze.

Egli dimostrò su varie applicazioni per diverse pendenze, che l'applicazione dell'onda cinematica ($S_o=S_f$) è sufficiente per modellare la progressione dell'onda di piena e che il contributo del gradiente di pressione e delle accelerazioni può essere trascurato. L'aggiunta del gradiente di pressione migliorerà la simulazione del flusso su superfici caratterizzate da una complessa topografia.

L'equazione di onda diffusiva con il gradiente di pressione è necessaria se il sistema di griglie presenta depressioni topografiche. I termini dell'accelerazione locale e convettiva sono importanti soprattutto per la soluzione di canali con pendenze nulle (secche) o con pendenze molto elevate o con condizioni di flusso instabile.

Quindi è sempre usata l'equazione completa del moto, senza apportare nessuna delle semplificazioni suddette, enunciate soltanto per chiarire meglio il modello teorico che è alla base del FLO-2D.

6.2. CONDIZIONI AL CONTORNO E CONDIZIONI INIZIALI

Il software è una combinazione tra modello idrologico e modello idraulico per cui richiede, per ogni simulazione delle piene, due tipi di informazioni: una associata alle quote altimetriche del terreno (modello digitale del terreno, DTM) e una associata alla distribuzione pluviometrica.

La topografia della superficie di flusso potenziale è rappresentata da un sistema di maglie quadrate. Un'applicazione del FLO-2D, denominata GDS (Grid Developer System), genera il sistema a griglia ed assegna ad ognuna di essa le quote altimetriche. Il GDS sovrappone le celle sui punti del DTM ed interpolando per mezzo di particolari punti, detti filtri, determina le quote di ogni elemento del sistema a griglia (**in questo caso la maglia utilizzata ha la dimensione 8x8 m**).

Esso genera automaticamente il "piano di piena" (che rappresenterà schematicamente la nostra superficie di inondazione, detto anche dominio computazionale) e gli altri dati per cominciare una simulazione di inondazione (cfr. figure seguenti).

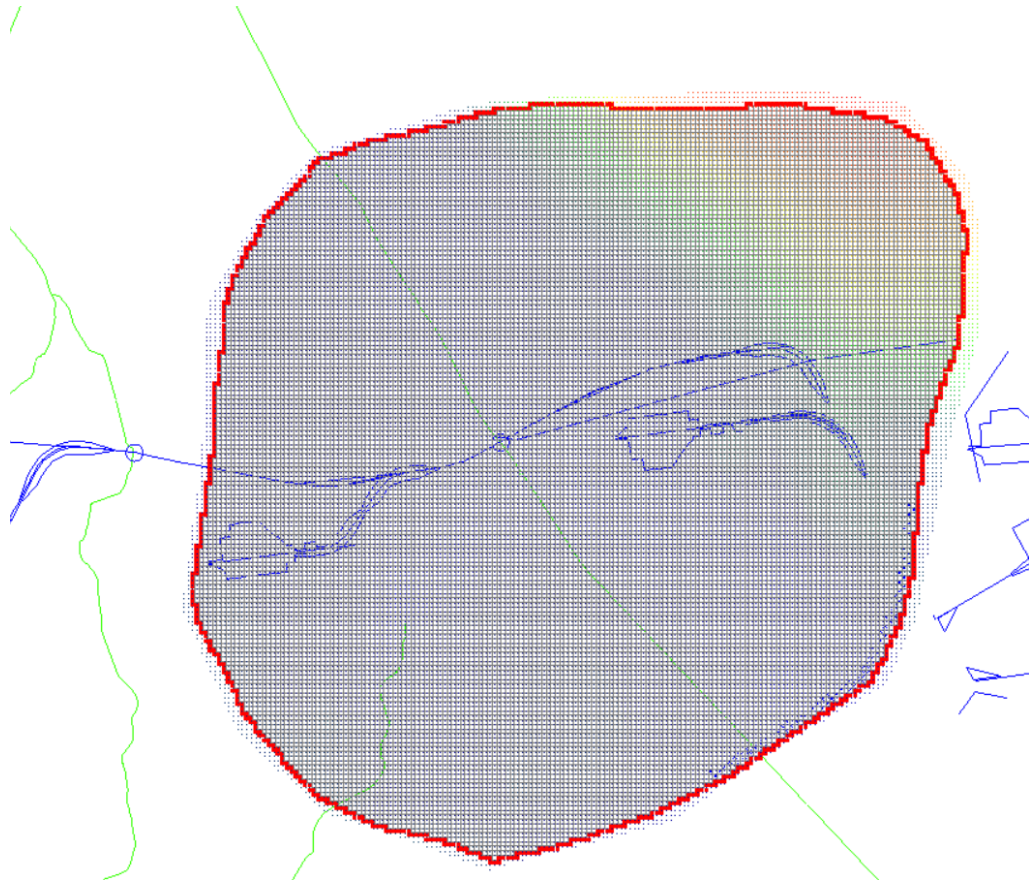


Figura 25: Dominio computazionale (FLO-2D).

Il DTM tiene conto di un accurato rilievo topografico che tiene conto dei punti idraulicamente vincolanti quali il fondo dei fossi di guardia delle strade interne.

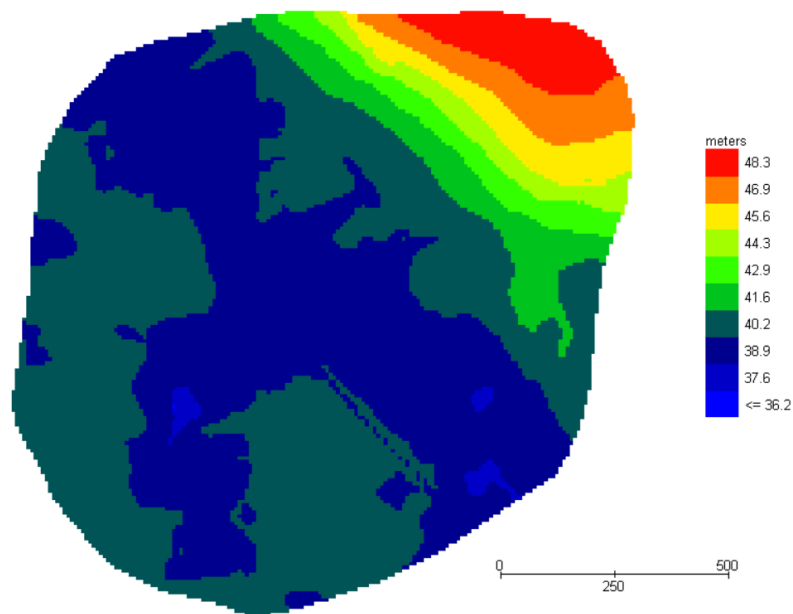


Figura 26: Modello digitale del terreno (DTM) (FLO-2D).

Le informazioni delle distribuzioni pluviometriche, relative ad ogni alveo presente sul territorio, sono

introdotte con gli idrogrammi di piena.

Inizialmente si scelgono le celle del dominio dal quale partirà la piena e successivamente si caricano le informazioni degli idrogrammi.

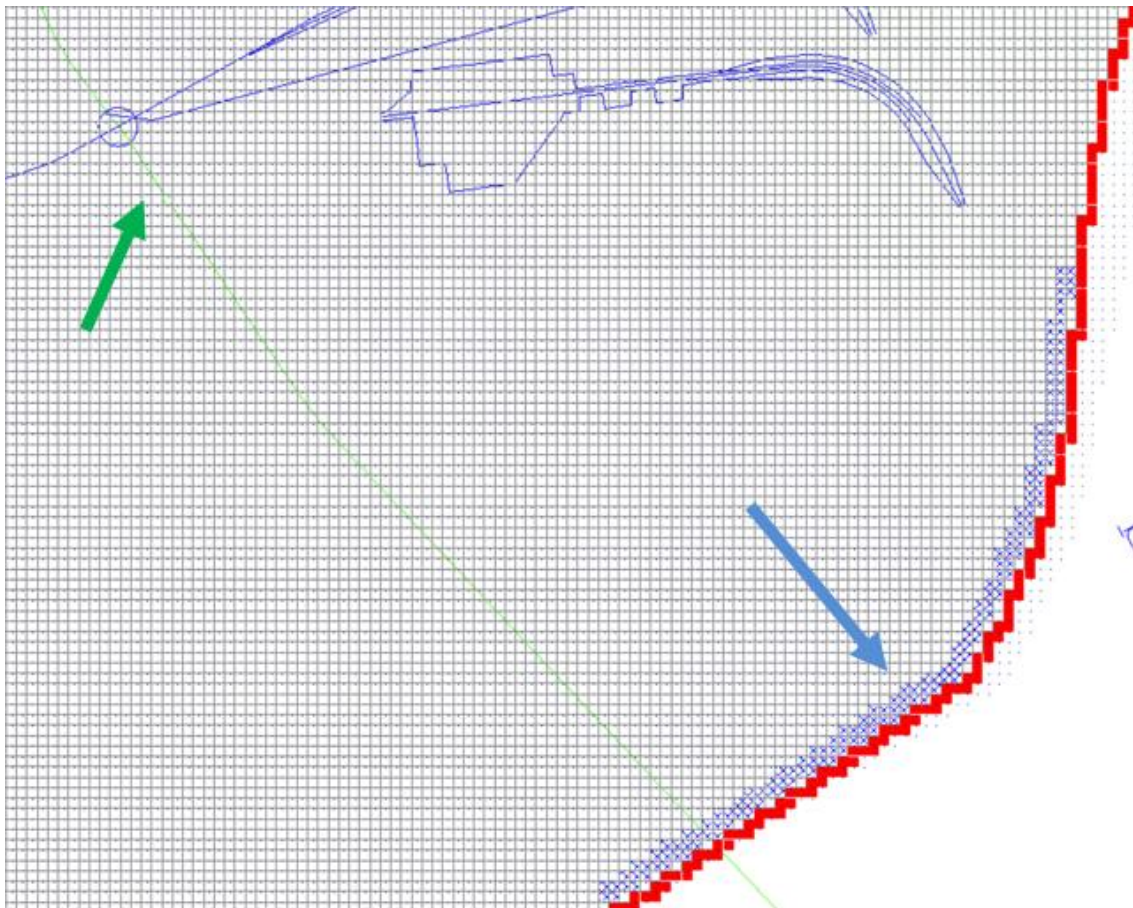


Figura 27: Punto di immissione (VERDE) della portata all'interno e celle di outflow (BLU).

6.3. SCABREZZA DI MANNING

L'avanzamento dell'onda di piena sul dominio di flusso è influenzato dalla topografia del terreno e dalla resistenza del deflusso (coefficiente di Manning).

La simulazione è stata condotta utilizzando un valore del coefficiente di scabrezza "n" secondo Manning pari a 0.04. Il valore adottato è quello consigliato dal manuale Cremonese per alvei con presenza di vegetazione ed è cautelativo ai fini delle determinazioni idrauliche conseguenti.

6.4. RISULTATI DELLE SIMULAZIONI

Nel seguito si riportano e si commentano i risultati dello studio idraulico relativo all'area di intervento. Tali verifiche hanno consentito, grazie all'ausilio del software FLO-2D, di definire il massimo livello idrico raggiunto in ogni maglia del territorio.

Tali verifiche hanno consentito, grazie all'ausilio del software FLO-2D, di definire le caratteristiche proprie del deflusso e, in particolare, il massimo livello idrico raggiunto in ogni maglia del territorio, oltre che la velocità media della corrente, la larghezza del pelo libero, il numero di Froude della corrente, ecc..

6.4.1. Tempo di ritorno 30 anni

Con riferimento ai dati di input, di seguito si riporta l'idrogramma di piena utilizzato nel modello idraulico.

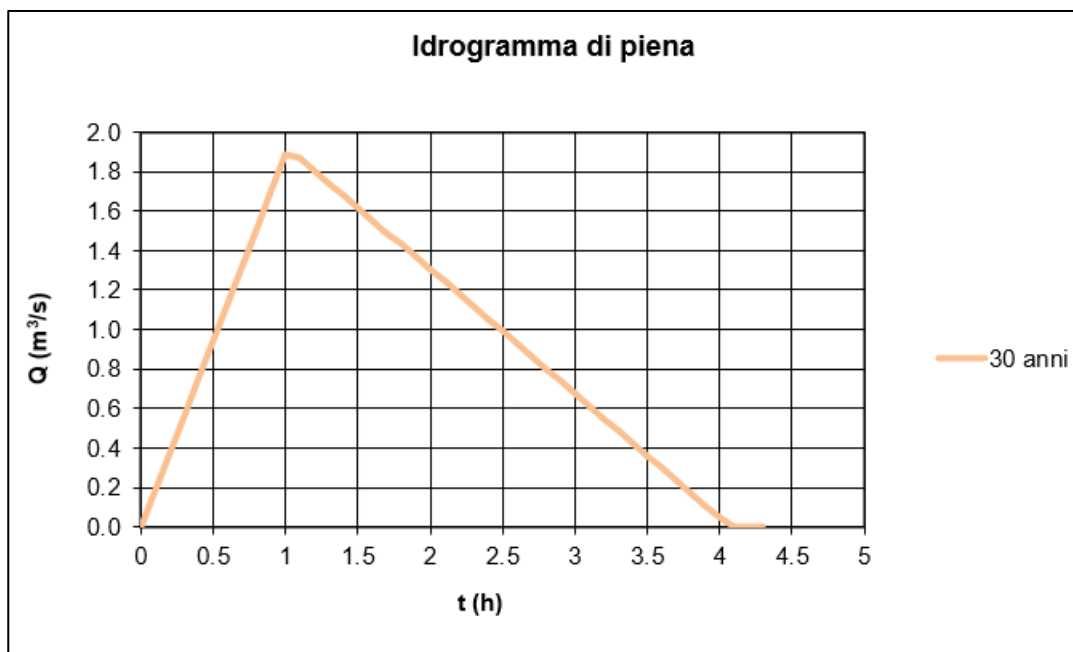


Figura 28: Idrogramma di piena del bacino GU-11 con $Tr=30$ anni.

Nelle figure seguenti sono riportate le aree inondabili e l'andamento delle velocità al passaggio dell'onda di piena trentennale.



Figura 29 – Aree inondabili con indicazione del tirante massimo per ogni cella (tempo di ritorno 30 anni).

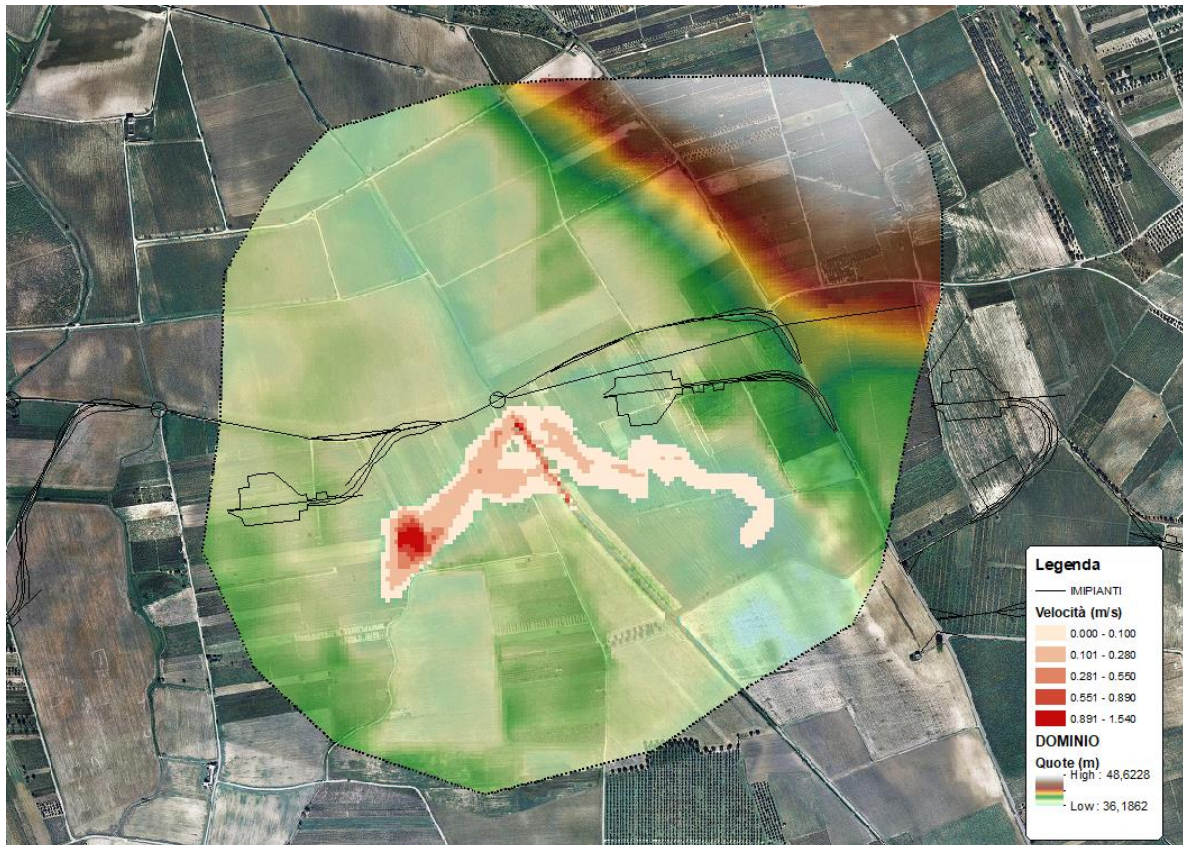


Figura 30 – Aree inondabili con indicazione della velocità massima per ogni cella (tempo di ritorno 30 anni).

Nelle figure seguenti sono riportate le diverse **fasi temporali del deflusso della portata di piena** in prossimità dell'area di intervento, estrapolate nel corso del funzionamento del software, dalle quali è possibile evincere il sistema di formazione dei volumi di piena e delle conseguenti aree inondabili.

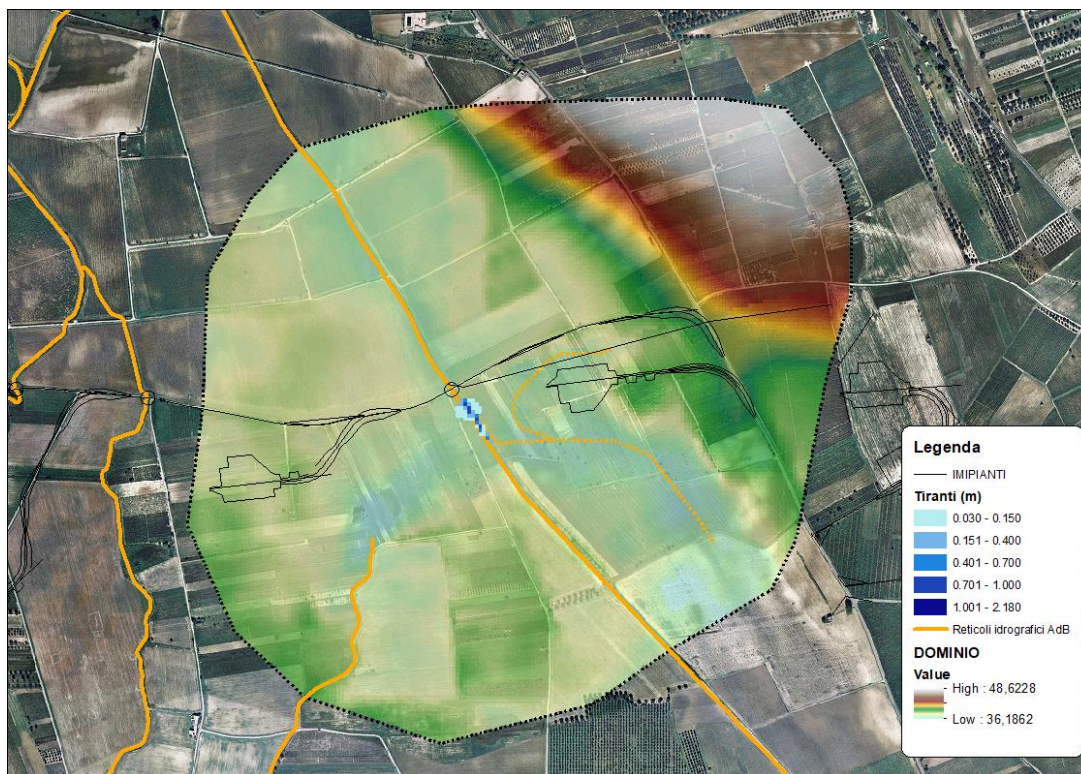


Figura 31 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 0.5$ ore).

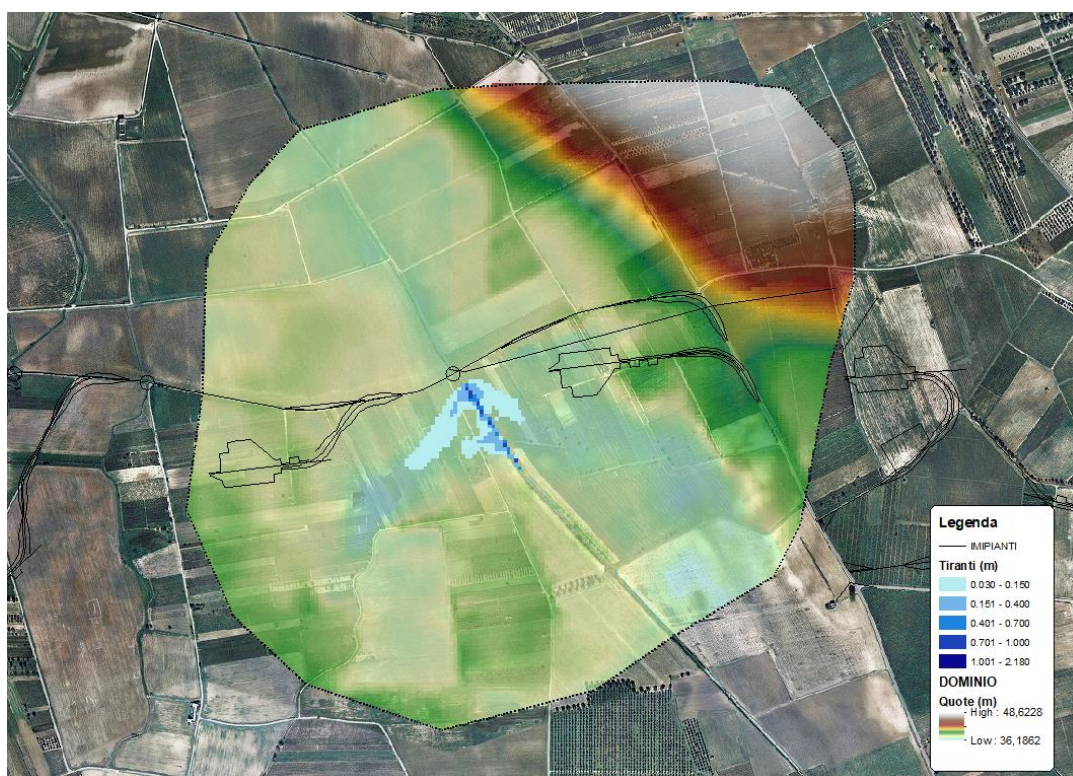


Figura 32 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 1$ ore).

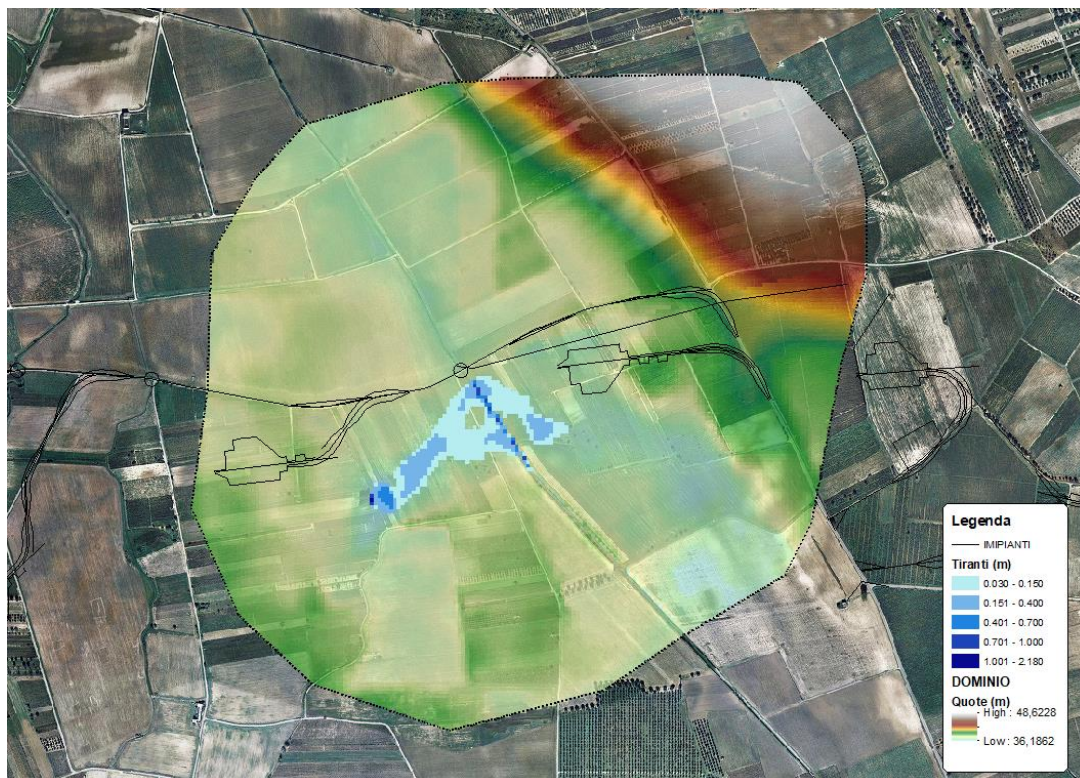


Figura 33 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 1.5$ ore).

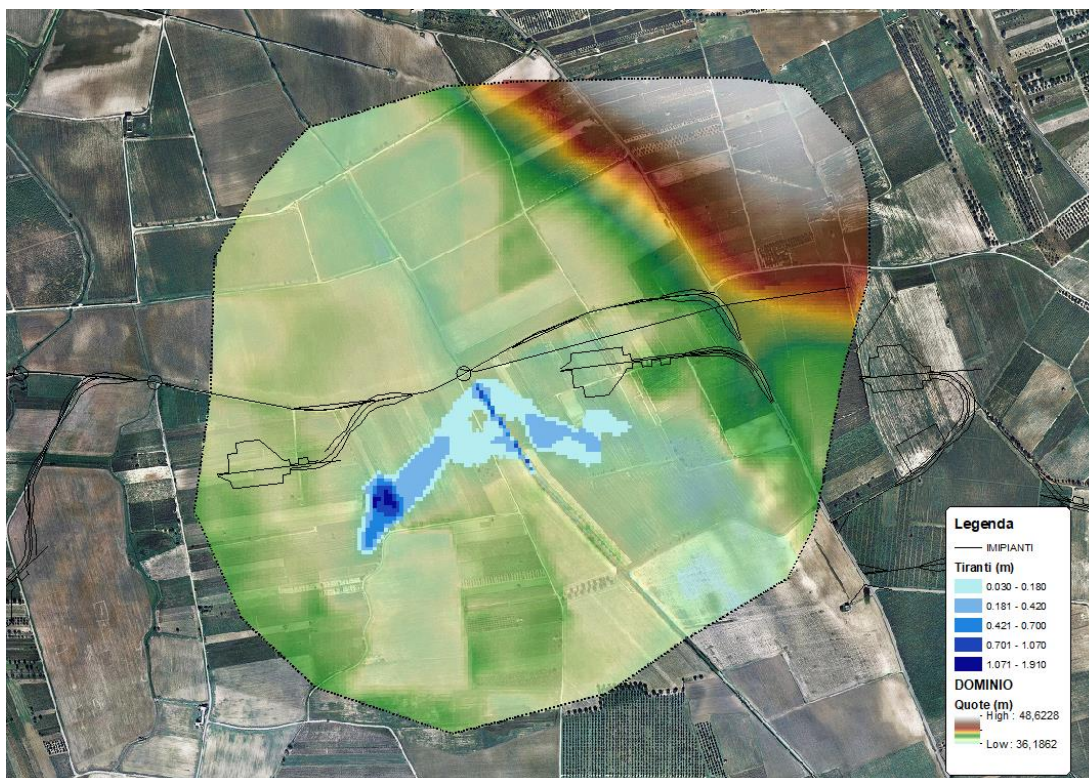


Figura 34 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 2$ ore).

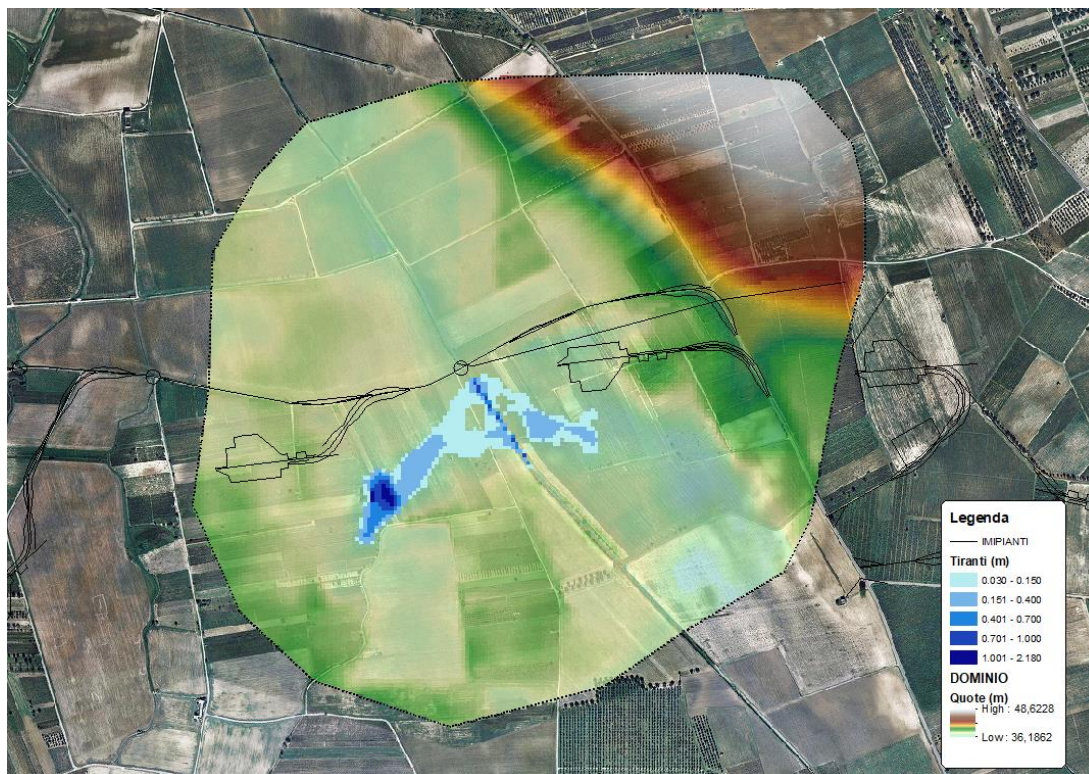


Figura 35 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 2.5$ ore).

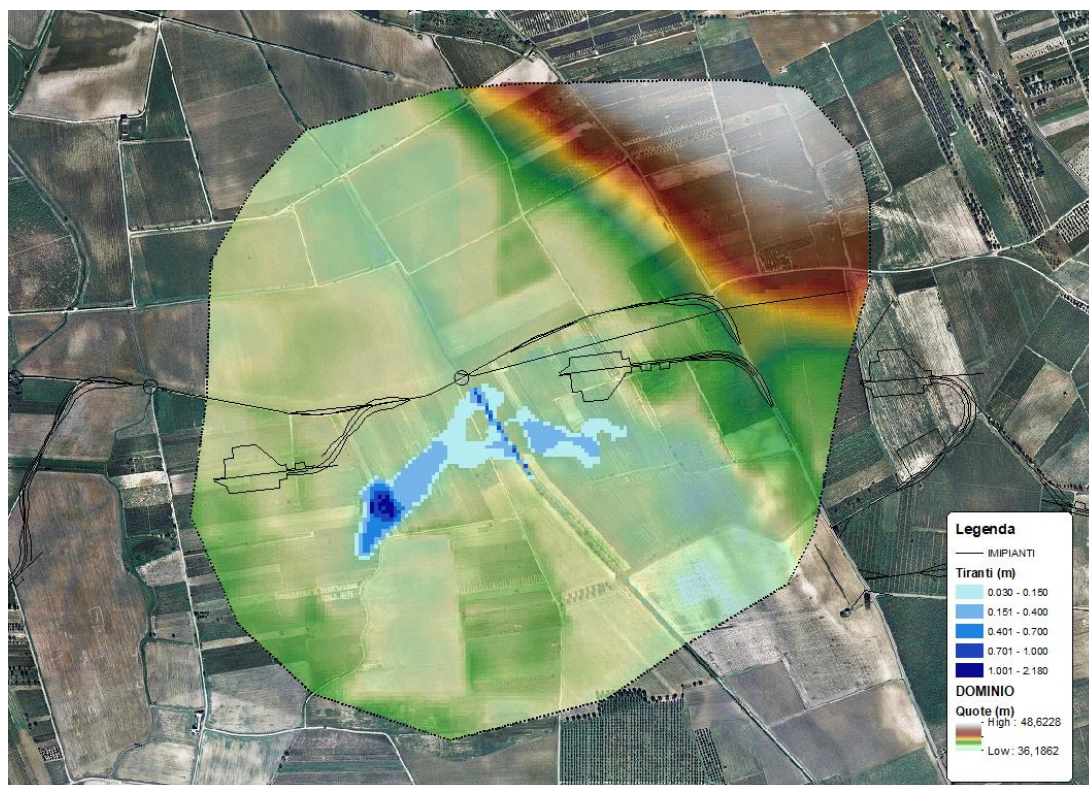


Figura 36 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 3$ ore).

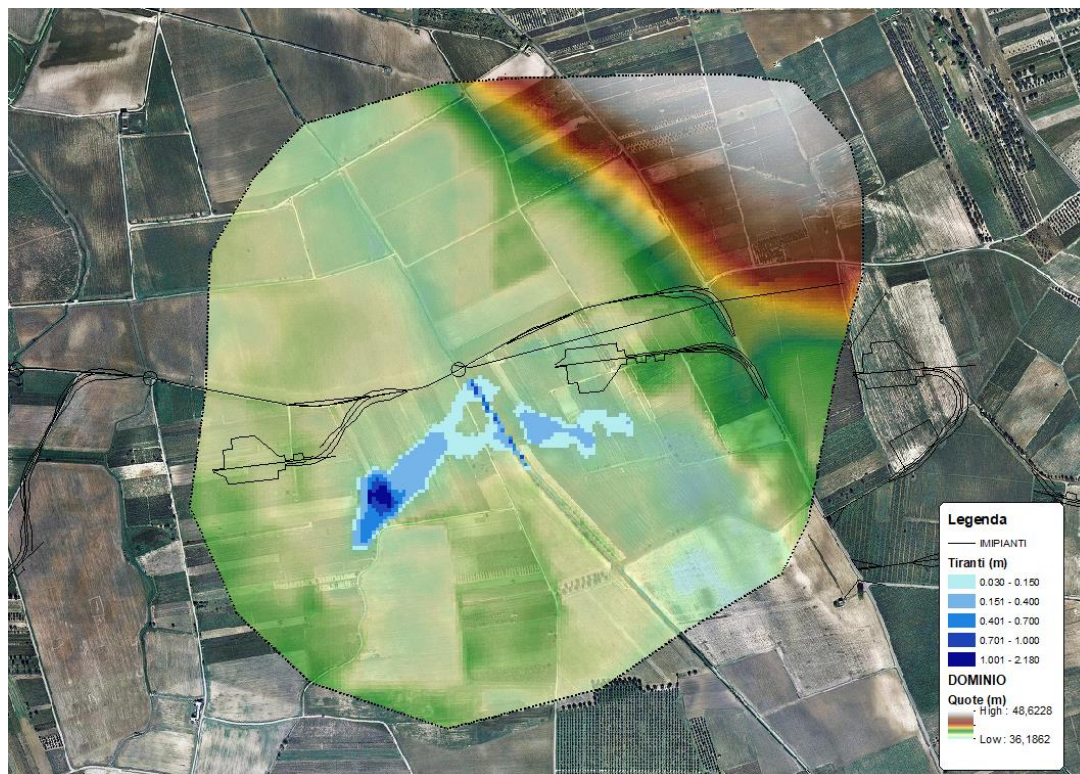


Figura 37 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 3.5$ ore).



Figura 38 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 4$ ore).

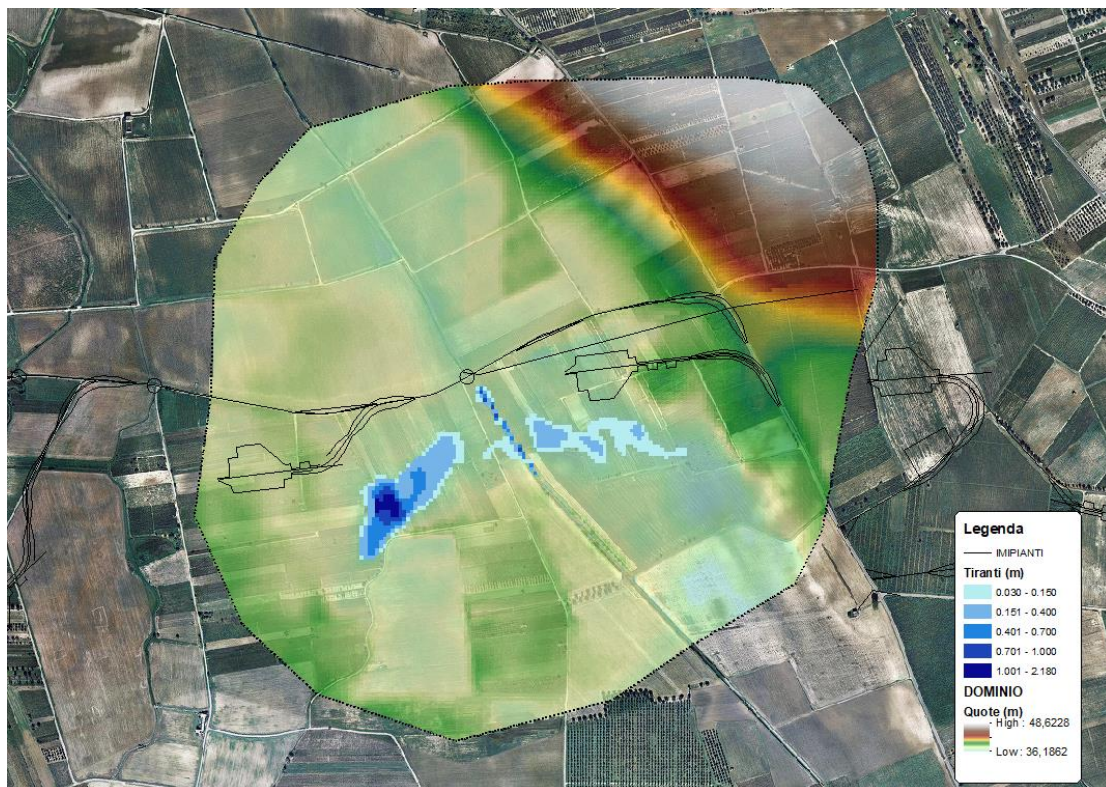


Figura 39 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 30 anni – $t = 5$ ore).

Dalla consultazione delle simulazioni, un cui stralcio è riportato nella immagine seguente, si evince che la piena, in prossimità delle opere di progetto (piazzola, torre, ecc..), ha un tirante medio di 5 cm e una velocità media di circa 0.02 m/s.

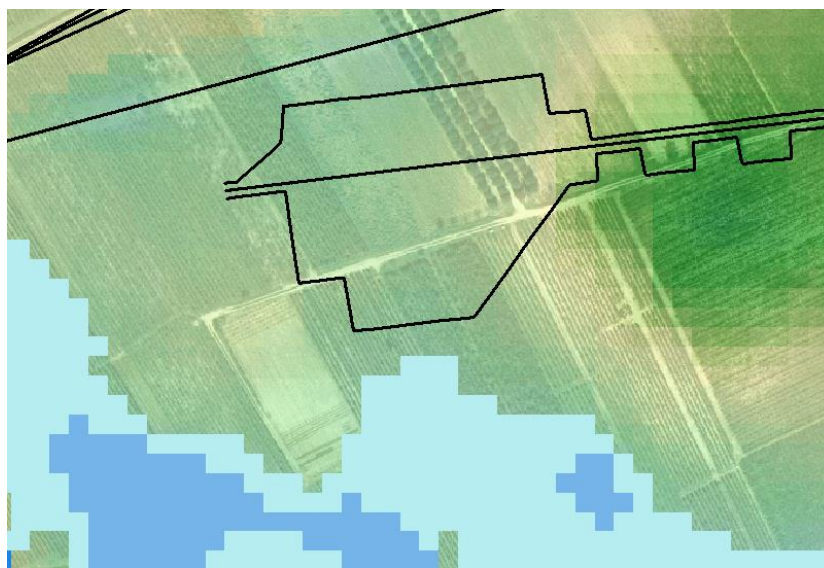


Figura 40 – Vista delle aree inondabili con indicazione del tirante idrico in prossimità della torre GU-05.

Pertanto, come si può evincere dalle figure precedenti, **la presenza delle opere di progetto non comporta nessuna variazione significativa del livello idrico della piena e quindi alcuna variazione del livello di sicurezza delle aree adiacenti.**

6.4.2. Tempo di ritorno 200 anni

Con riferimento ai dati di input, di seguito si riporta l'idrogramma di piena utilizzato nel modello idraulico.

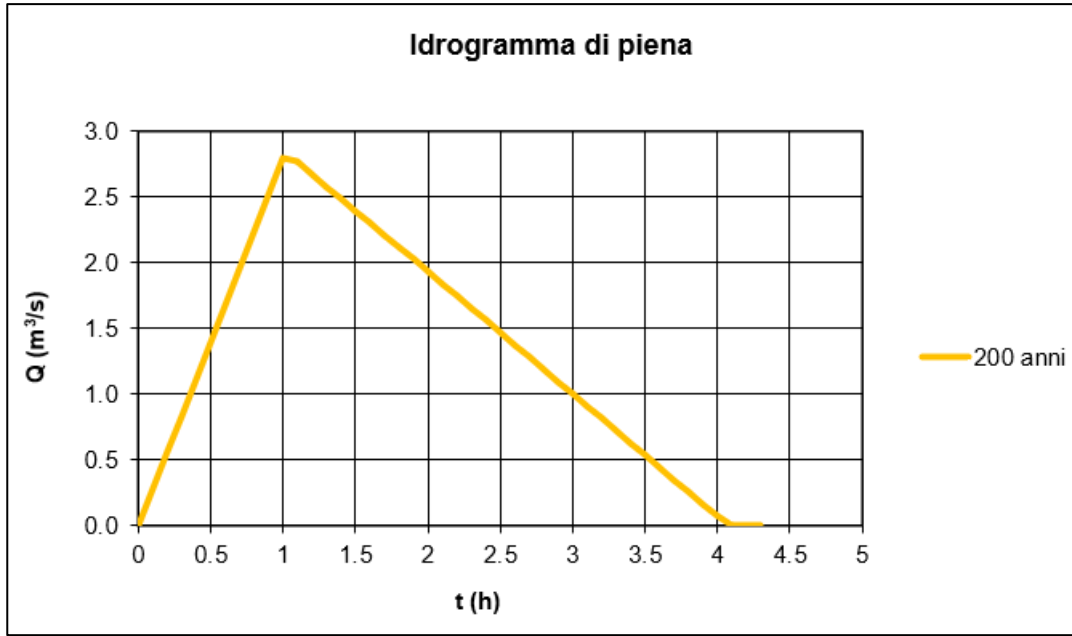


Figura 41: Idrogramma di piena del bacino GU-11 con $T_r=200$ anni.

Nelle figure seguenti sono riportate le aree inondabili e l'andamento delle velocità al passaggio dell'onda di piena duecentennale.

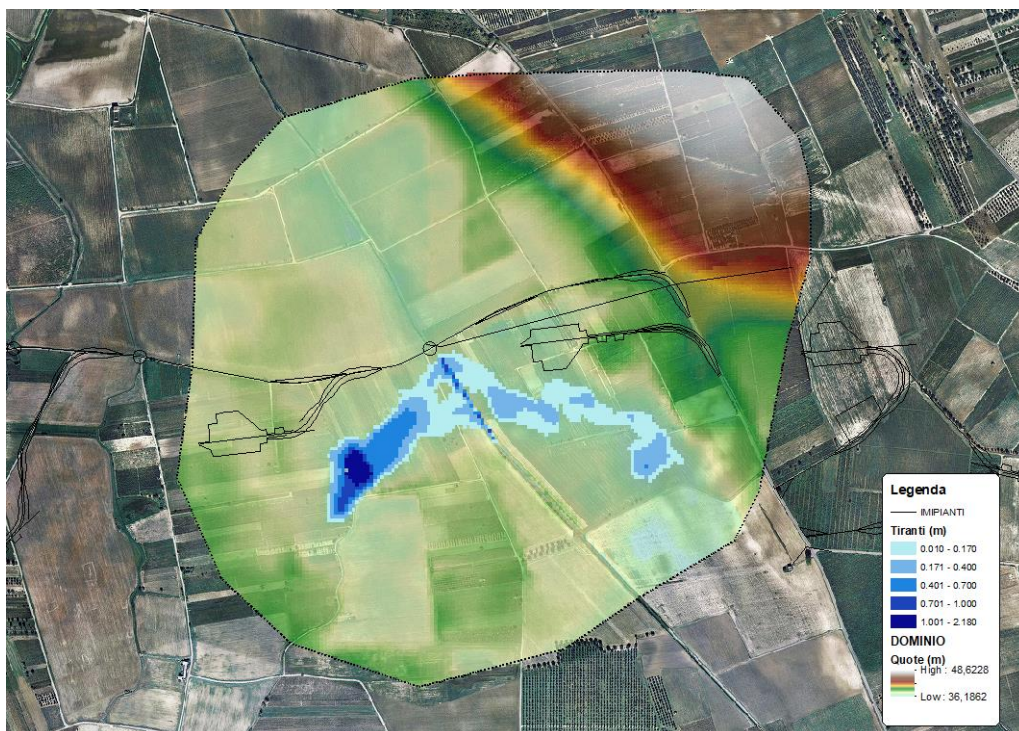


Figura 42 – Aree inondabili con indicazione del tirante massimo per ogni cella (tempo di ritorno 200 anni).

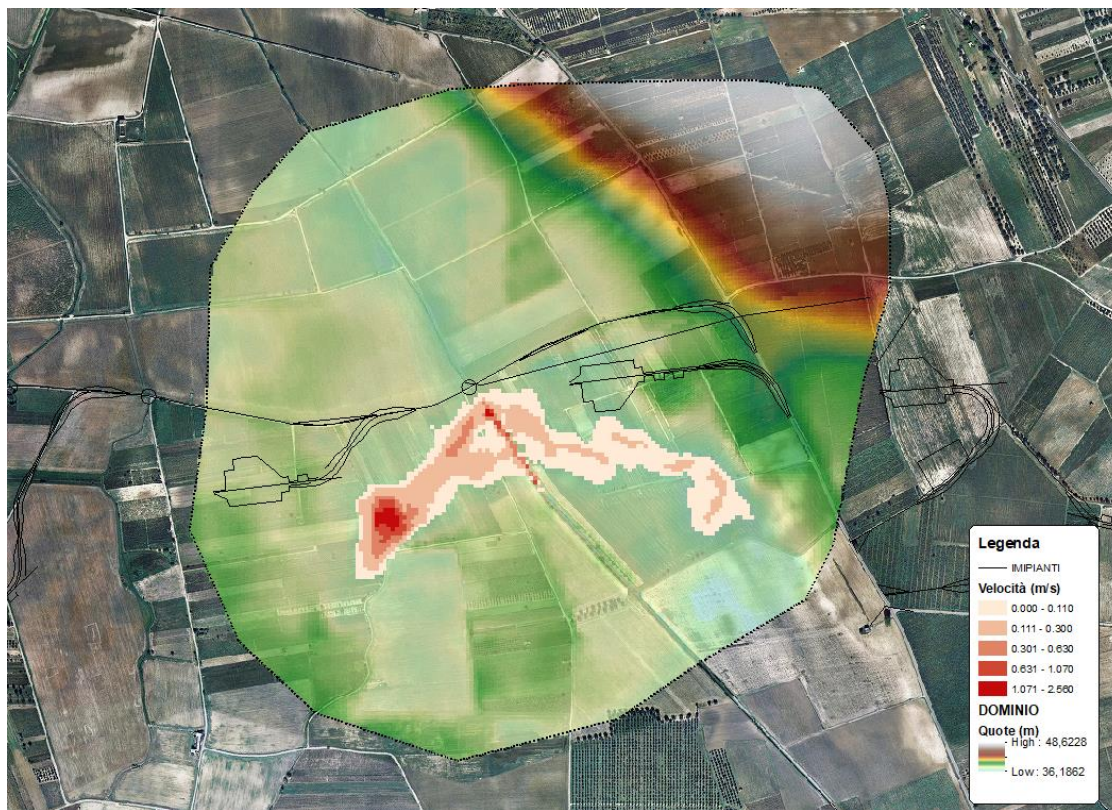


Figura 43 – Aree inondabili con indicazione della velocità massima per ogni cella (tempo di ritorno 200 anni).

Nelle figure seguenti sono riportate le diverse **fasi temporali del deflusso della portata di piena** in prossimità dell'area di intervento, estrapolate nel corso del funzionamento del software, dalle quali è possibile evincere il sistema di formazione dei volumi di piena e delle conseguenti aree inondabili.

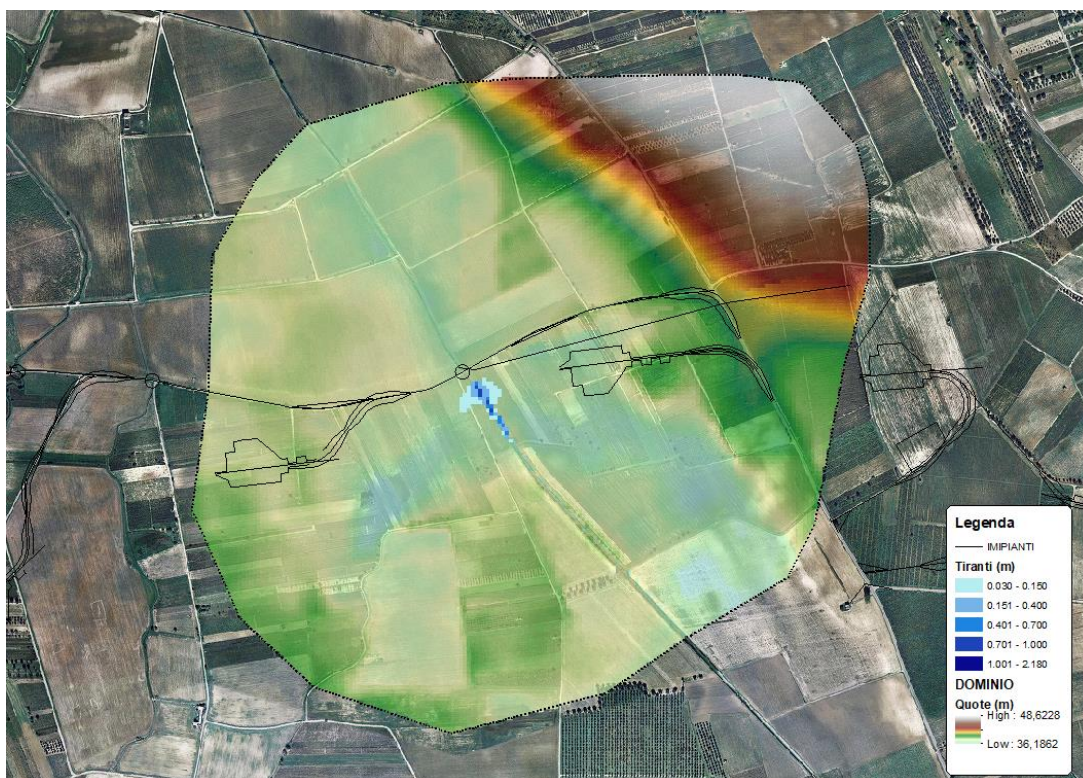


Figura 44 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – $t = 0.5$ ore).



Figura 45 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – $t = 1$ ore).

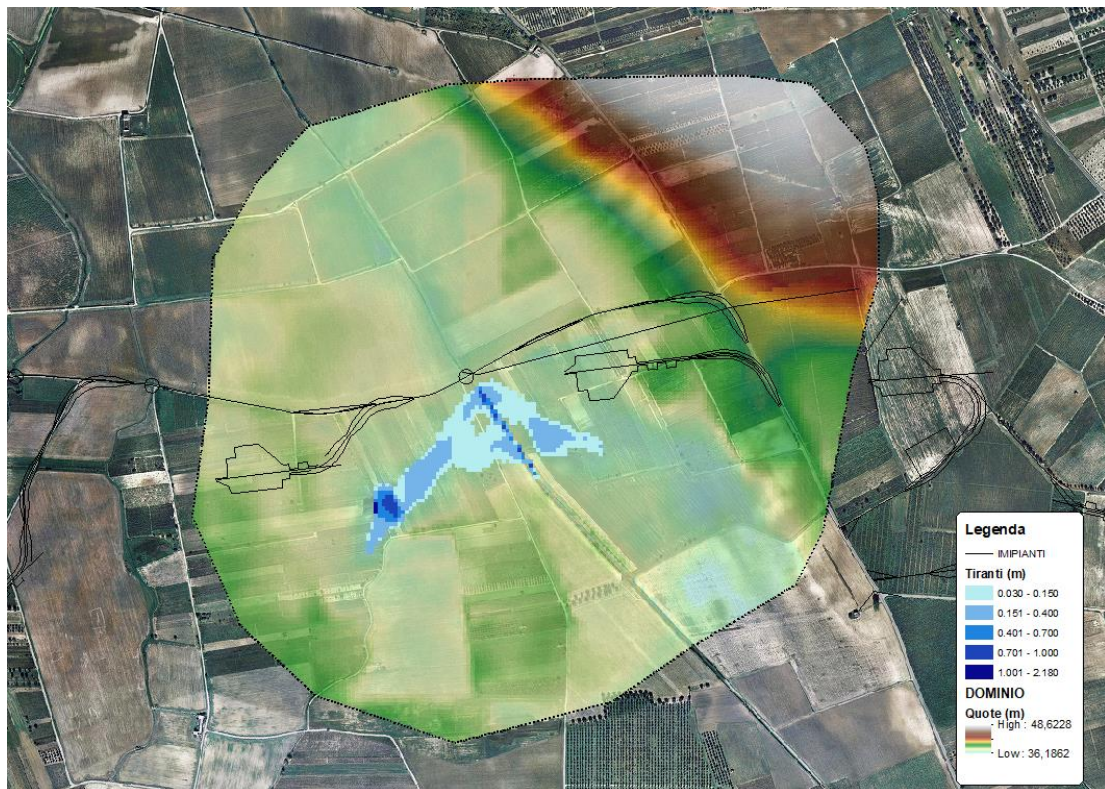


Figura 46 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – $t = 1.5$ ore).

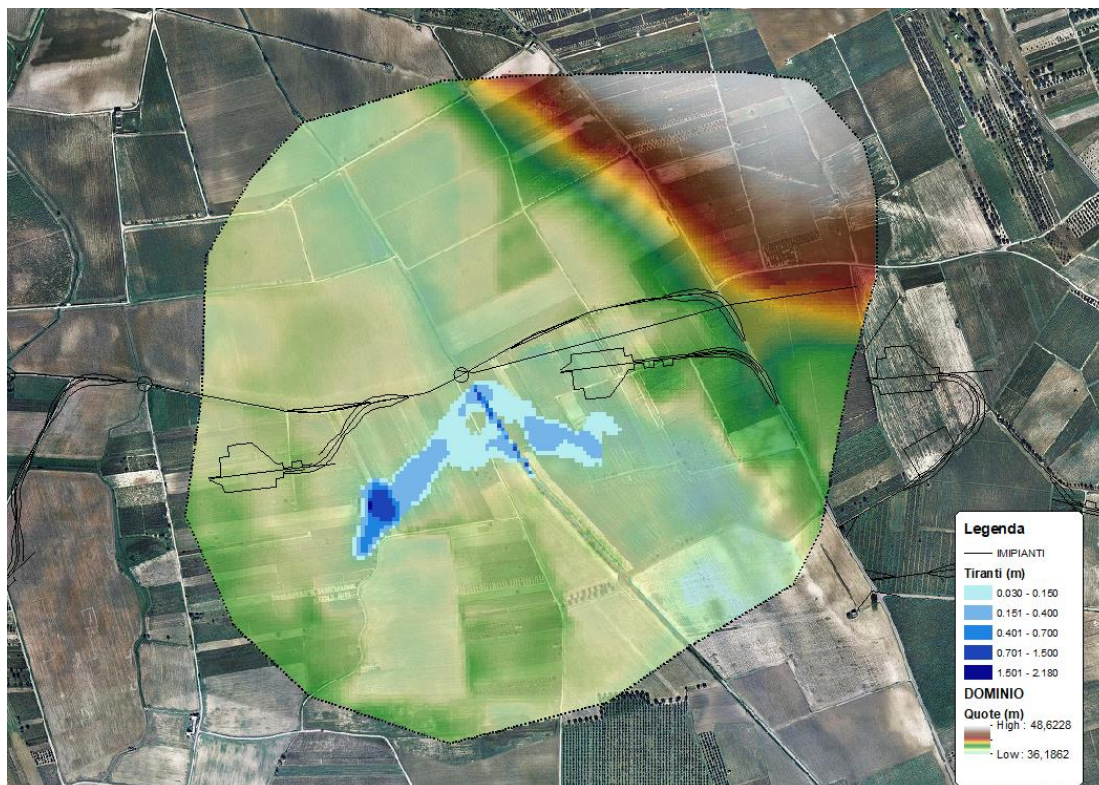


Figura 47 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – $t = 2$ ore).

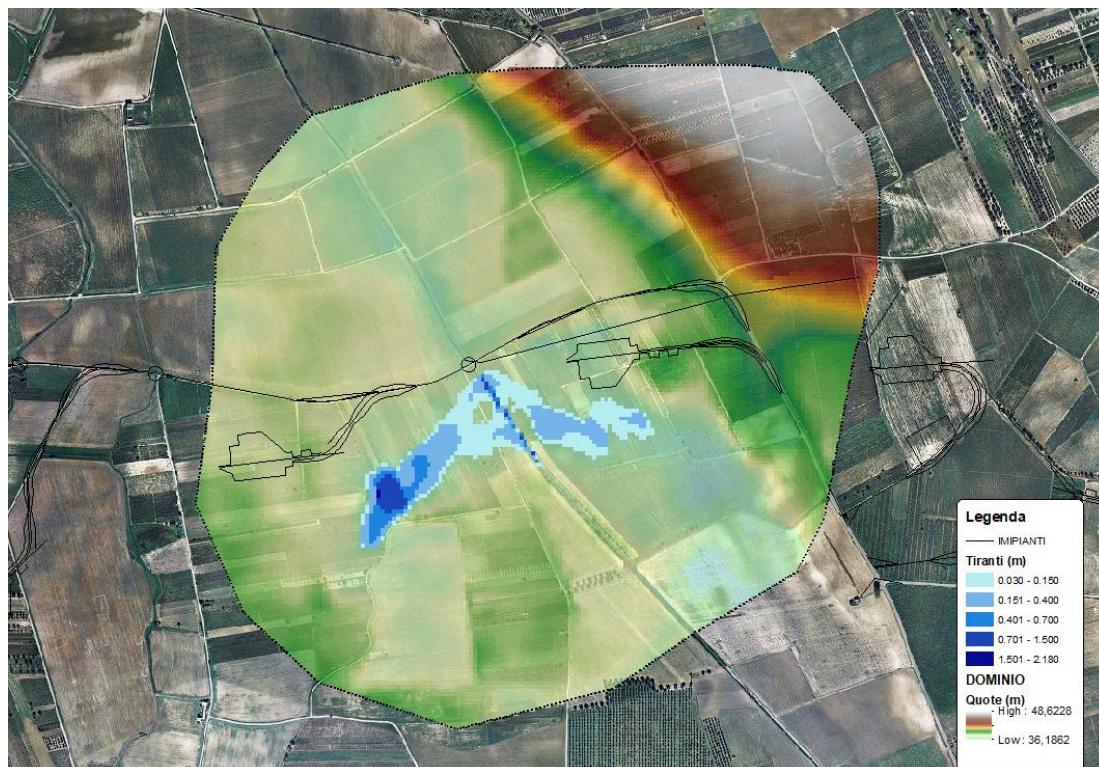


Figura 48 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – $t = 2.5$ ore).

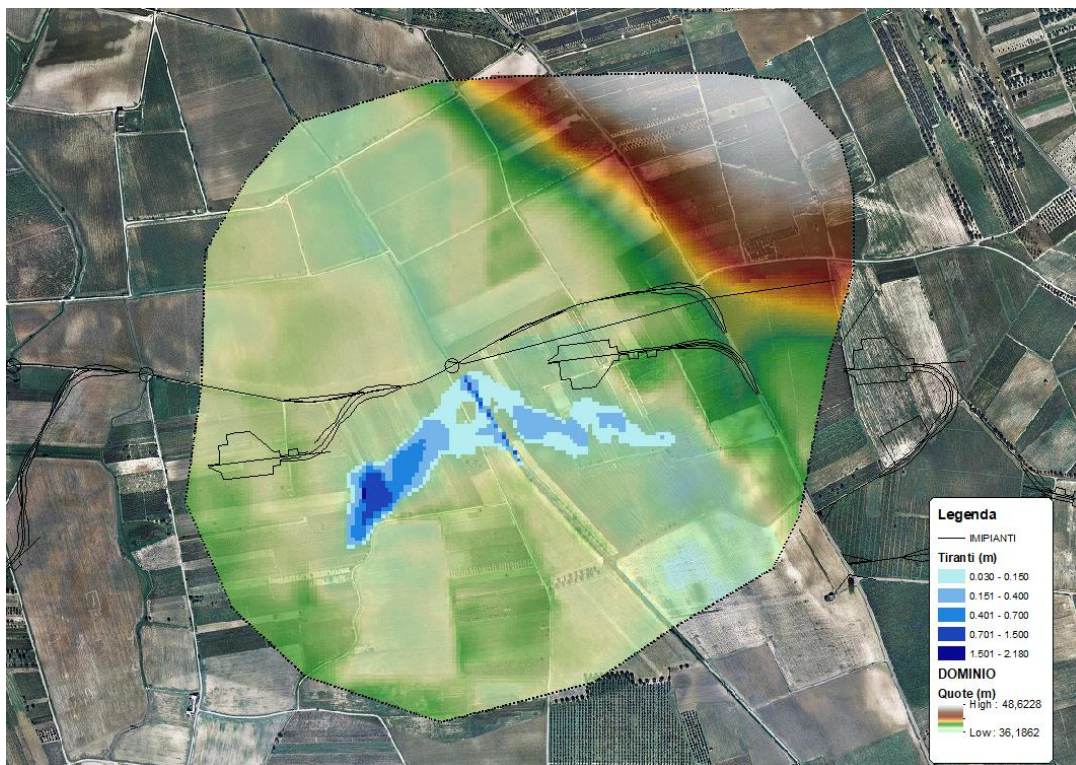


Figura 49 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – $t = 3$ ore).

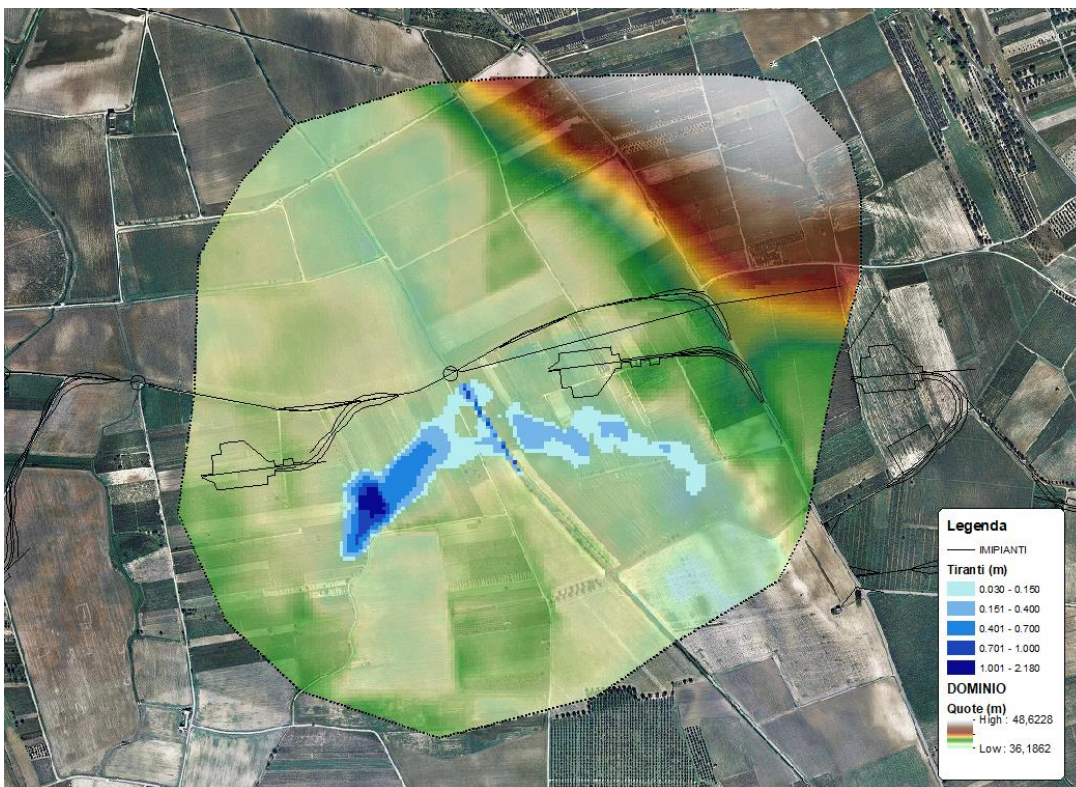


Figura 50 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – $t = 3.5$ ore).



Figura 51 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – $t = 4$ ore).

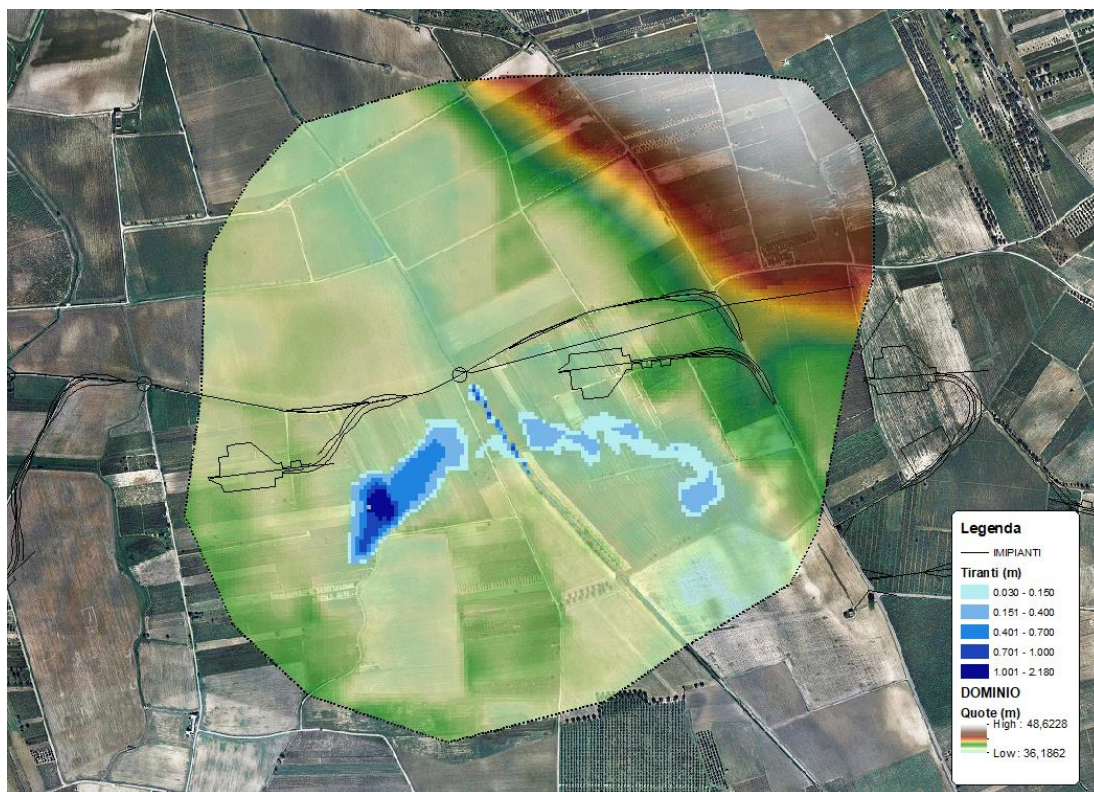


Figura 52 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 200 anni – $t = 5$ ore).

L'analisi dei profili di inviluppo dei livelli idrici ottenuti, in corrispondenza della portata di piena relativa al tempo di ritorno di 200 anni, nonché i dati riportati nelle figure precedenti, permettono di sviluppare

alcune considerazioni in merito alle caratteristiche idrauliche dell'evento di piena dell'area di intervento oggetto del presente studio.

Le aree inondabili, tracciate considerando i dati di output del software FLO-2D noti i livelli idrici nelle varie celle del sistema, sono riportate nell'elaborato grafico "All.1 – Planimetria con individuazione delle aree inondabili duecentennali".

Dalla consultazione delle simulazioni, un cui stralcio è riportato nella immagine seguente, si evince che la piena, in prossimità delle opere di progetto (piazzola, torre, ecc..), ha un tirante medio di 7 cm e una velocità media di circa 0,02 m/s.

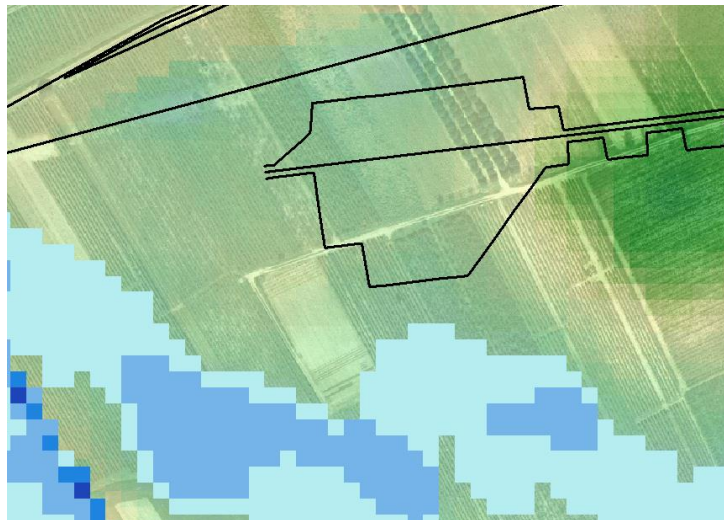


Figura 53 – Vista delle aree inondabili con indicazione del tirante idrico in prossimità della torre GU-05.

Pertanto, come si può evincere dalle figure precedenti, **la presenza delle opere di progetto non comporta nessuna variazione significativa del livello idrico della piena e quindi alcuna variazione del livello di sicurezza delle aree adiacenti.**

6.4.3. Tempo di ritorno 500 anni

Con riferimento ai dati di input, di seguito si riporta l'idrogramma di piena utilizzato nel modello idraulico.

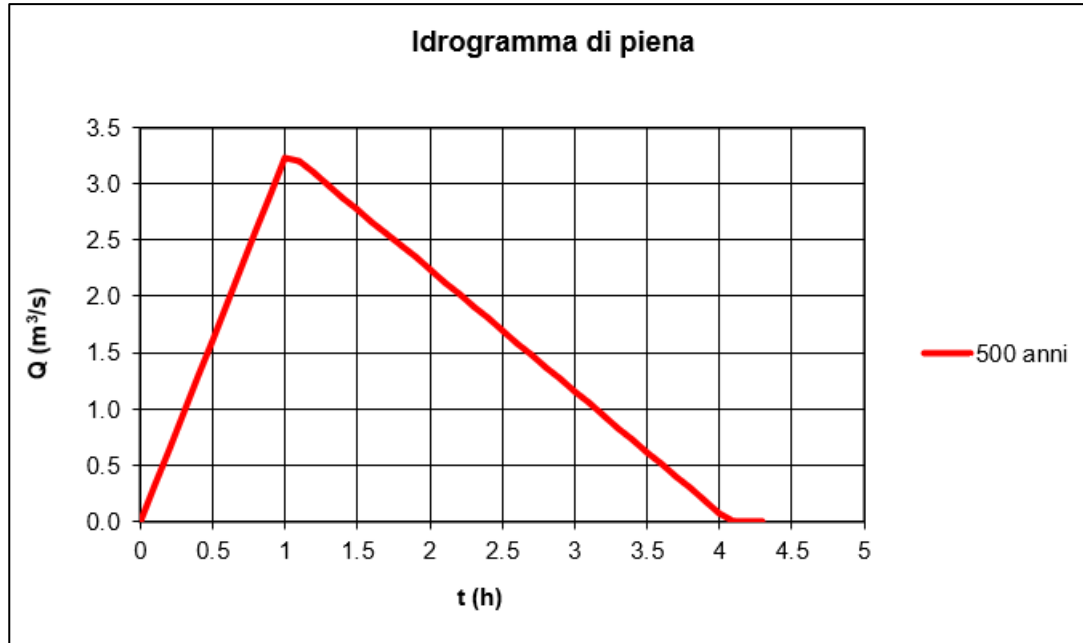


Figura 54: Idrogramma di piena del bacino GU-11 con $Tr=500$ anni.

Nelle figure seguenti sono riportate le aree inondabili e l'andamento delle velocità al passaggio dell'onda di piena cinquecentennale.

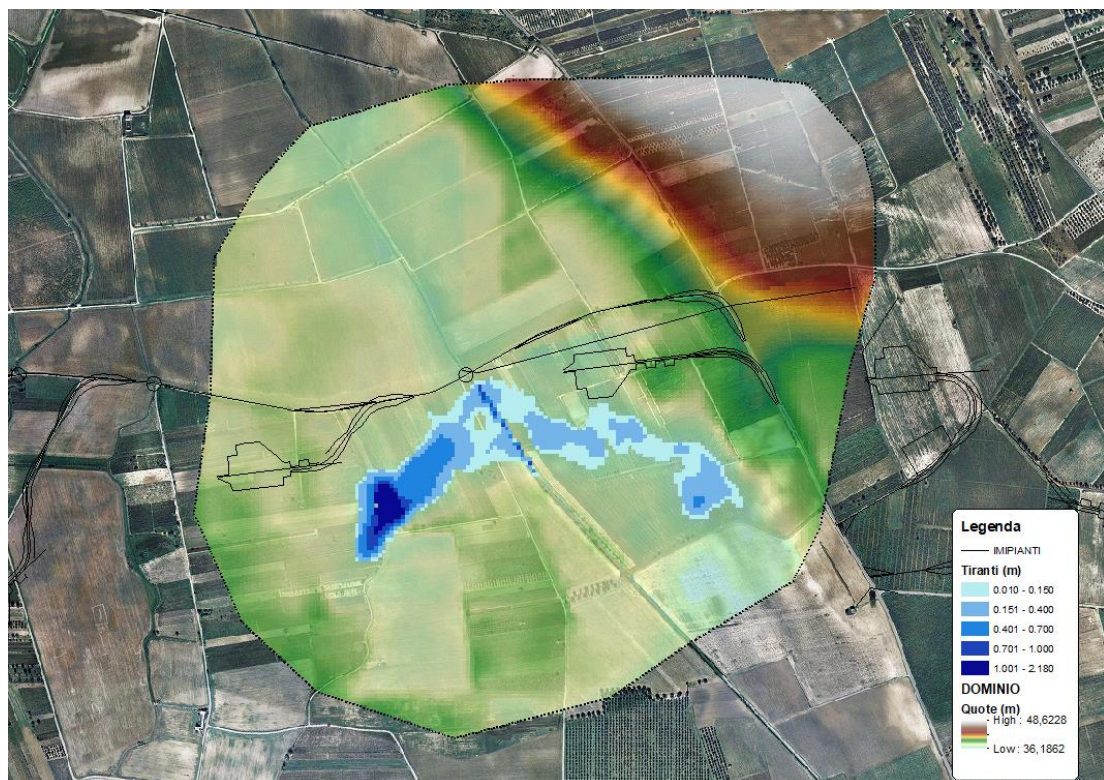


Figura 55 – Aree inondabili con indicazione del tirante massimo per ogni cella (tempo di ritorno 500 anni).

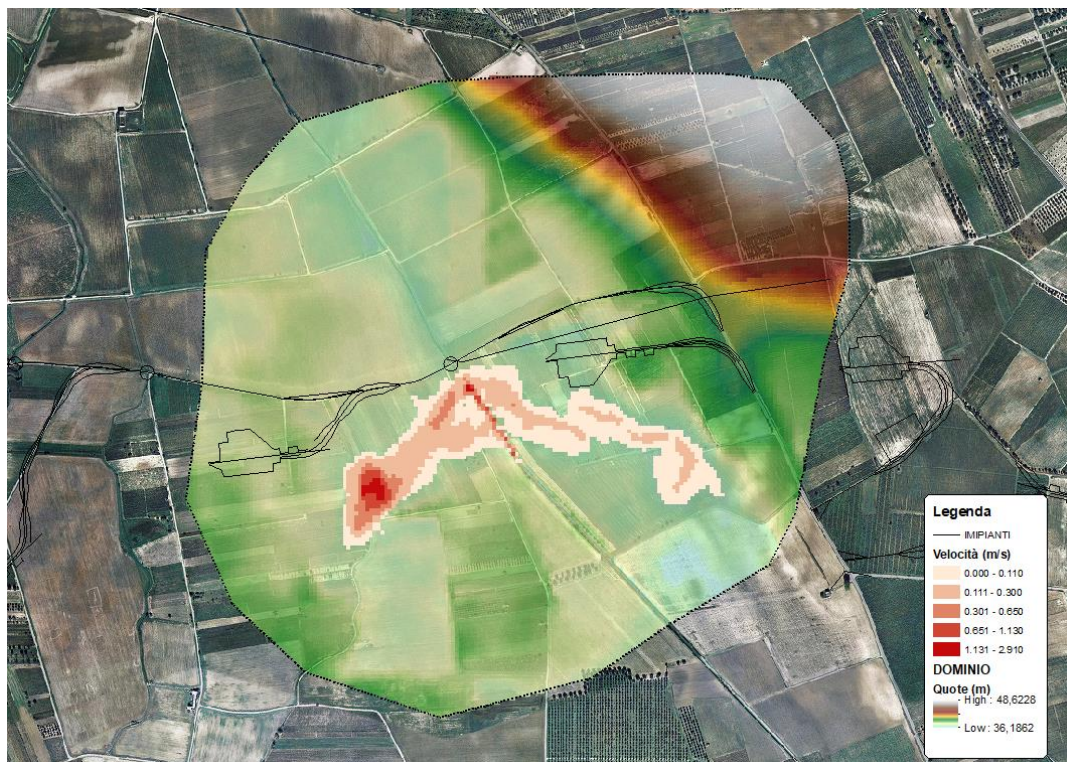


Figura 56 – Aree inondabili con indicazione della velocità massima per ogni cella (tempo di ritorno 500 anni).

Nelle figure seguenti sono riportate le diverse **fasi temporali del deflusso della portata di piena** in prossimità dell'area di intervento, estrapolate nel corso del funzionamento del software, dalle quali è possibile evincere il sistema di formazione dei volumi di piena e delle conseguenti aree inondabili.



Figura 57 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – $t = 0.5$ ore).



Figura 58 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – $t = 1$ ore).

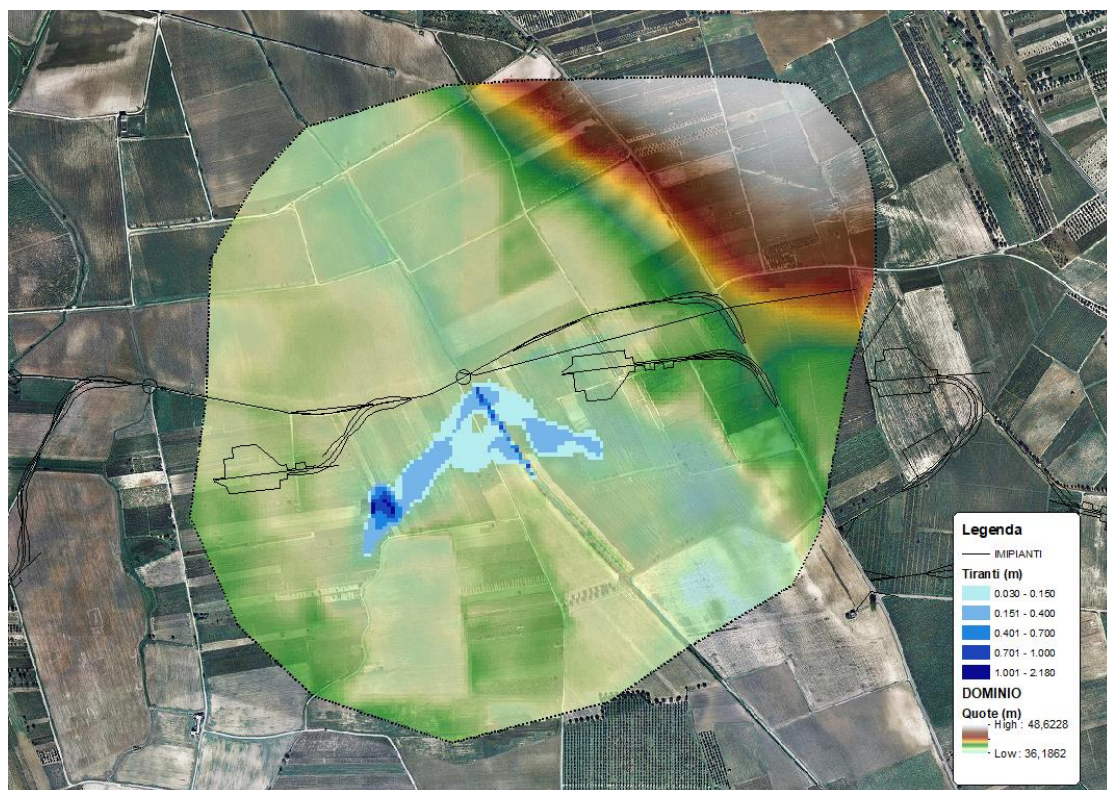


Figura 59 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – $t = 1.5$ ore).

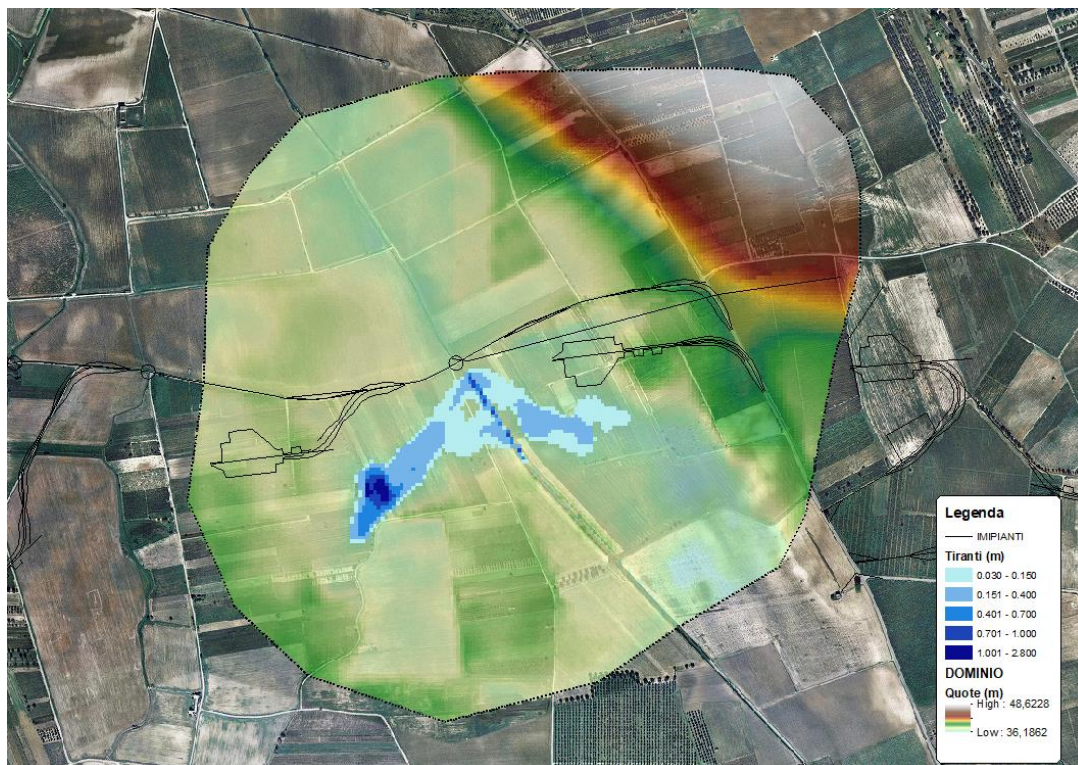


Figura 60 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – $t = 2$ ore).

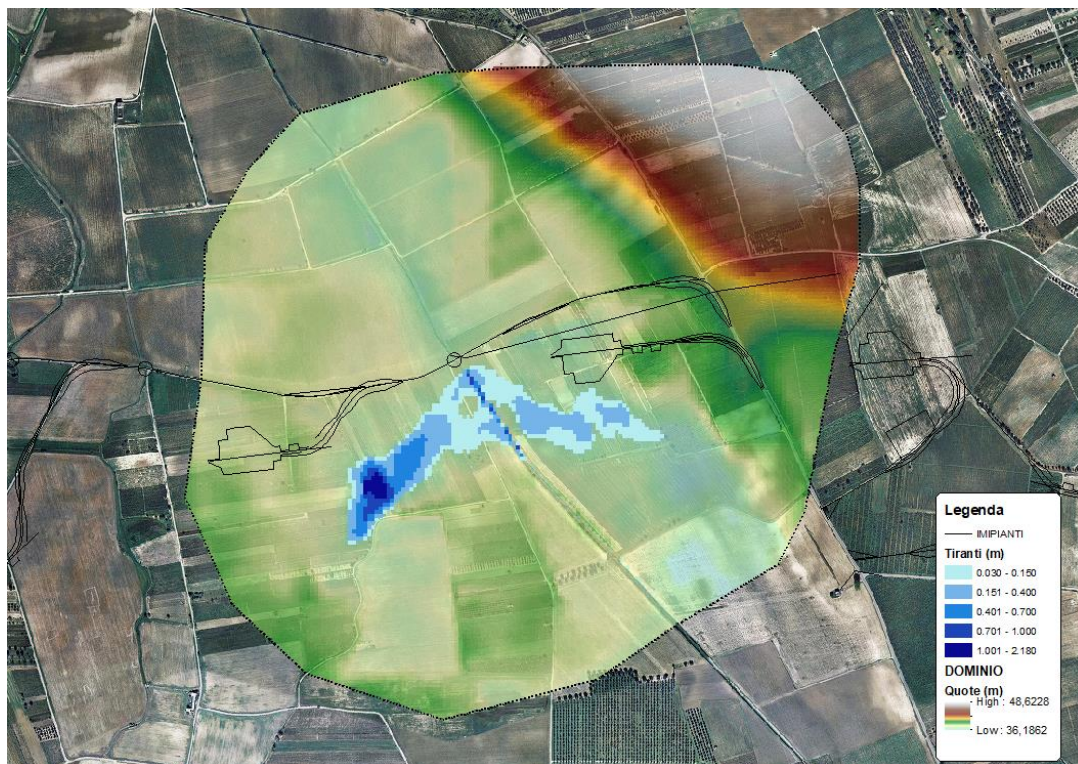


Figura 61 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – $t = 2.5$ ore).

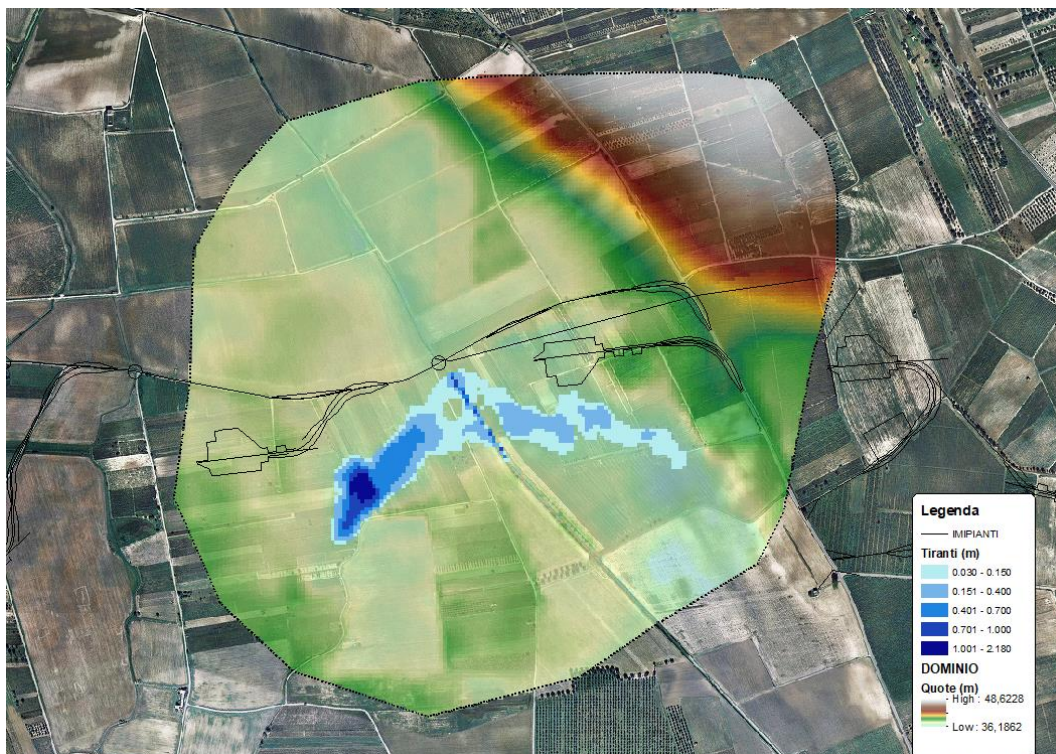


Figura 62 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – $t = 3$ ore).

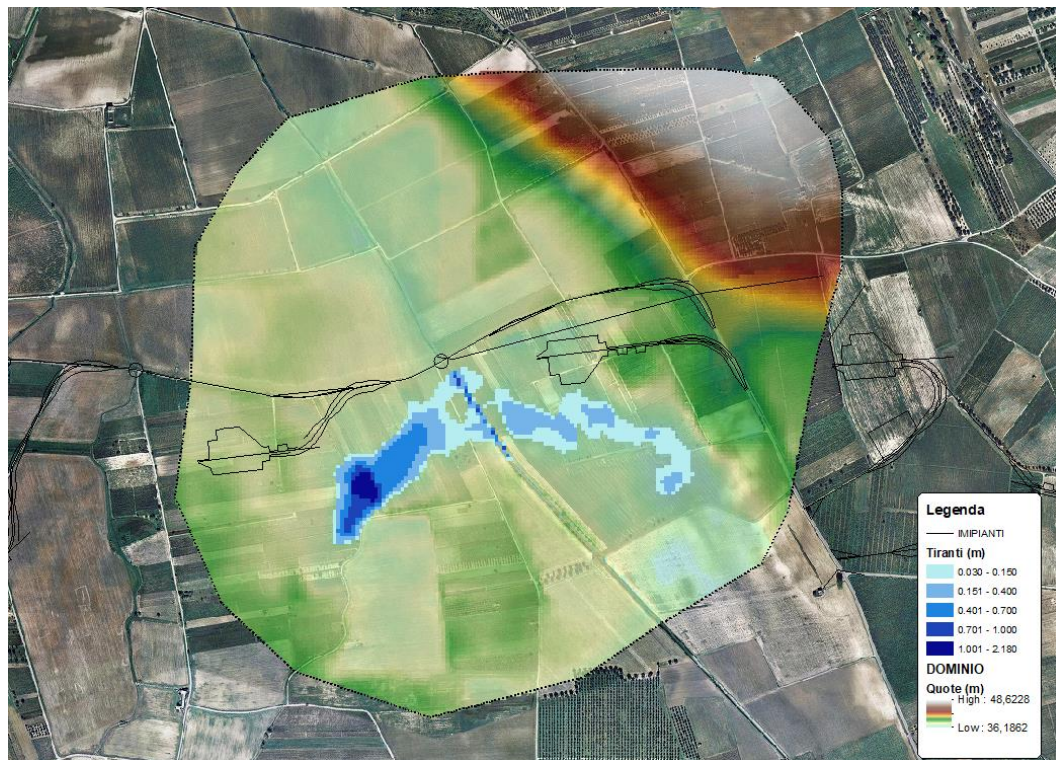


Figura 63 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – $t = 3.5$ ore).

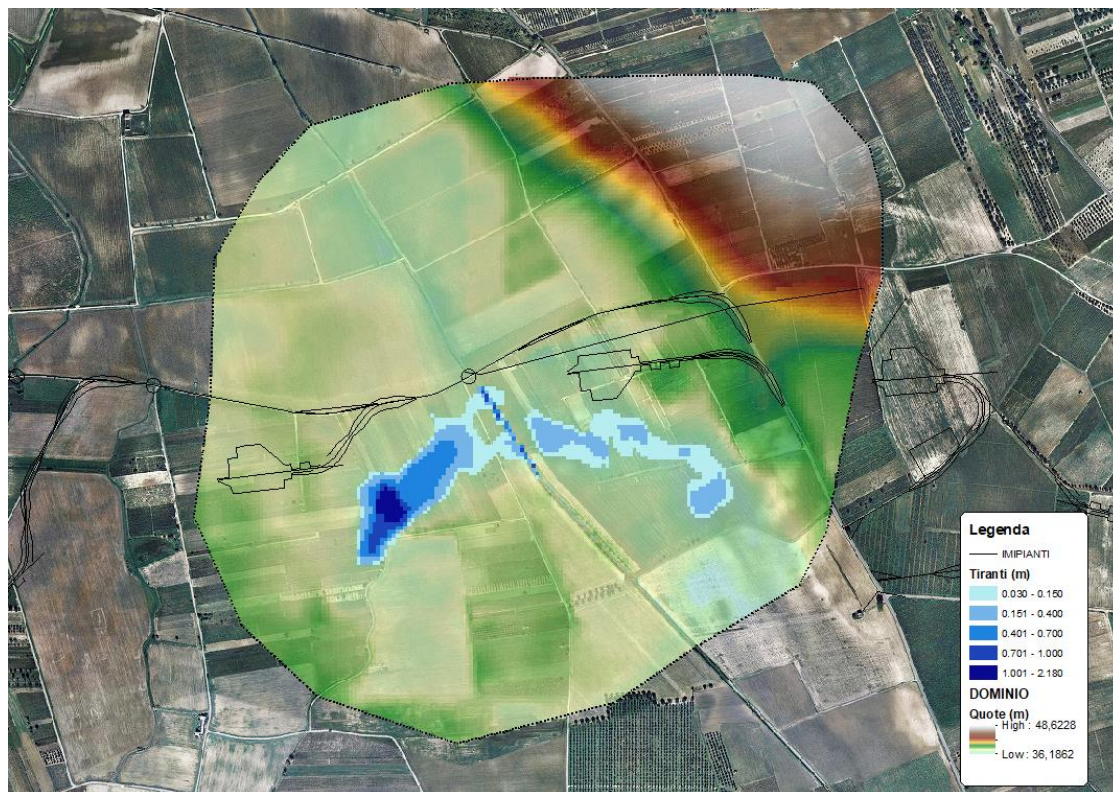


Figura 64 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – $t = 4$ ore).

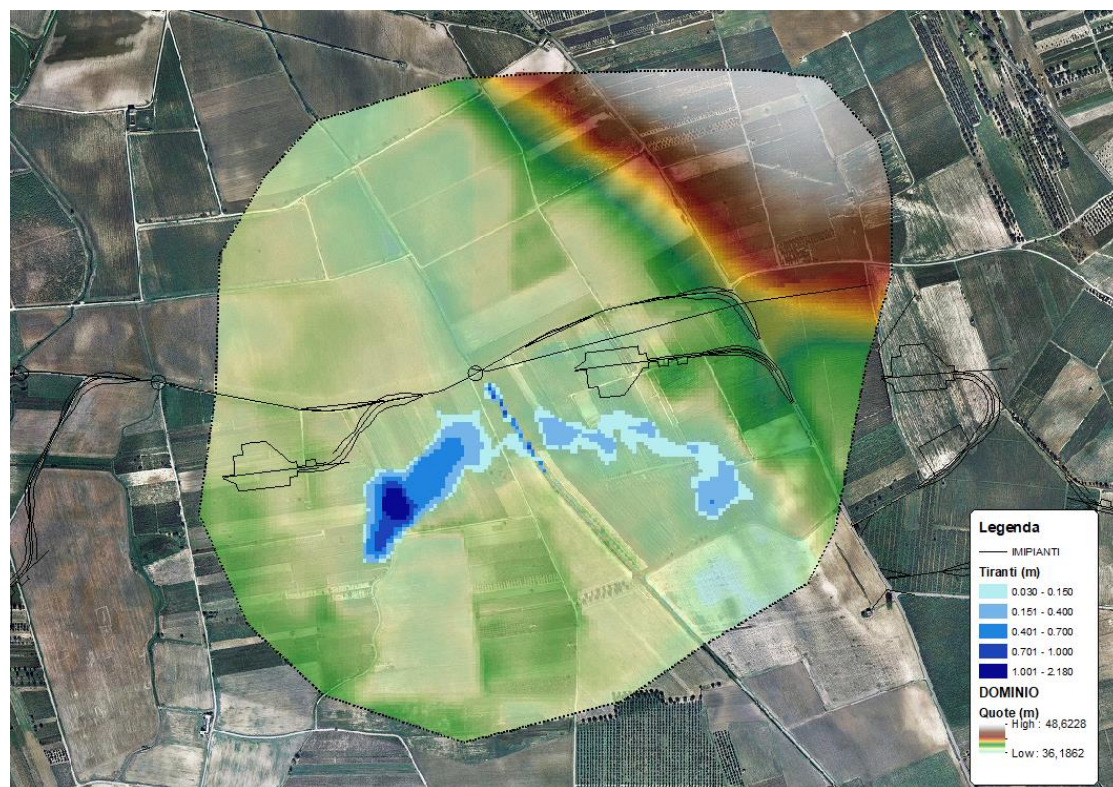


Figura 65 – Aree inondabili durante la progressione dell'onda di piena (tempo di ritorno 500 anni – $t = 5$ ore).

Dalla consultazione delle simulazioni, un cui stralcio è riportato nella immagine seguente, si evince che la piena, in prossimità delle opere di progetto (piazzola, torre, ecc..), ha un tirante medio di 10 cm

e una velocità media di circa 0.03 m/s.

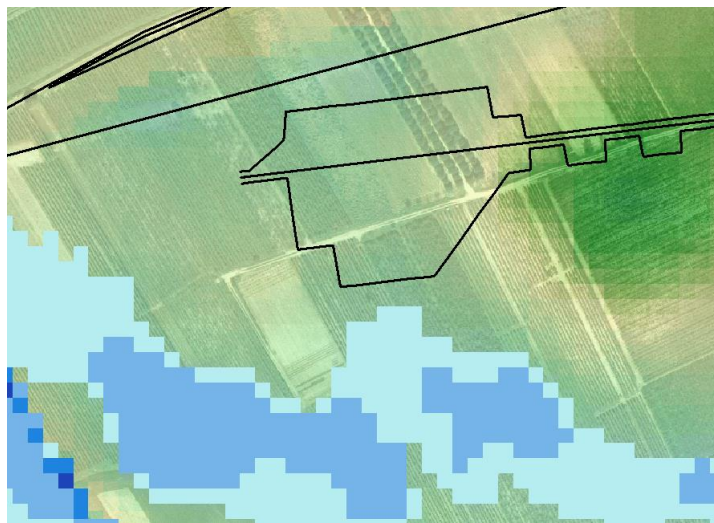


Figura 66 – Vista delle aree inondabili con indicazione del tirante idrico in prossimità della torre GU-05.

Pertanto, come si può evincere dalle figure precedenti, **la presenza delle opere di progetto non comporta nessuna variazione significativa del livello idrico della piena e quindi alcuna variazione del livello di sicurezza delle aree adiacenti.**

7. CONCLUSIONI

Nella presente relazione, seguendo due distinti approcci della letteratura tecnica di settore, si sono ricavate le massime portate di piena che, potenzialmente, potrebbero essere generate dal bacino idrografico la cui sezione di chiusura sono prossime all'impianto.

In ogni caso si è verificato che l'intervento proposto non ricade all'interno di aree perimetrate dal PAI nè interferisce con aree buffer di corsi d'acqua in modellamento attivo fatta eccezione per le torri GU-03 e GU-05 che distano a distanza inferiore a 150 m dal reticolo rappresentato sulla carta IGM 1:25.000.

Con riferimento all'**aerogeneratore GU-03**, dall'analisi dei risultati condotti con il presente Studio si è riscontrato che la posizione planimetrica della linea di impluvio, estrapolata dal DTM della Regione Puglia, si scosta leggermente da quello indicato dai Reticoli del Distretto. **Pertanto, si ritiene che per la torre eolica GU-03, situata ad una distanza maggiore dei 150 m (pari a 160 m), si esclude la necessità di effettuare una verifica idraulica in quanto non è soggetta alle direttive di tutela delle N.T.A. del P.A.I..**

Con riferimento all'**aerogeneratore GU-05**, dall'analisi dei risultati condotti con il presente Studio si è riscontrato che **le opere di progetto non comportano alcuna modifica della morfologia dell'alveo in quanto le opere di progetto non interferiscono con i deflussi superficiali.**

Si può, pertanto, asserire che **tutte le opere di progetto non comportano alcuna modifica al perimetro delle aree a media probabilità di inondazione (M.P.) e nessuna variazione del livello di sicurezza delle aree adiacenti.**

Con riferimento all'**aerogeneratore GU-10**, dall'analisi dei risultati condotti con il presente Studio si è riscontrato che la posizione planimetrica della linea di impluvio, estrapolata dal DTM della Regione Puglia, si delinea ad una quota inferiore rispetto a quella di posizionamento dell'aerogeneratore rispettivamente di 0.8 cm in sinistra e 1 m in destra ad una distanza planimetrica di 80 m. Tuttavia, questi reticoli si trovano alla quota in questione in una situazione embrionale in quanto sono prossimi alla linea di displuvio del bacino idrografico afferente. Si può quindi affermare che **le opere di progetto non interferiscono con i deflussi superficiali.**

Inoltre, la stessa opera (torri, piazzole, cavidotti, stazioni di raccolta e stazione di utenza) non comporta alcuna modifica della morfologia dei reticoli idrografici e delle caratteristiche naturali esistenti.

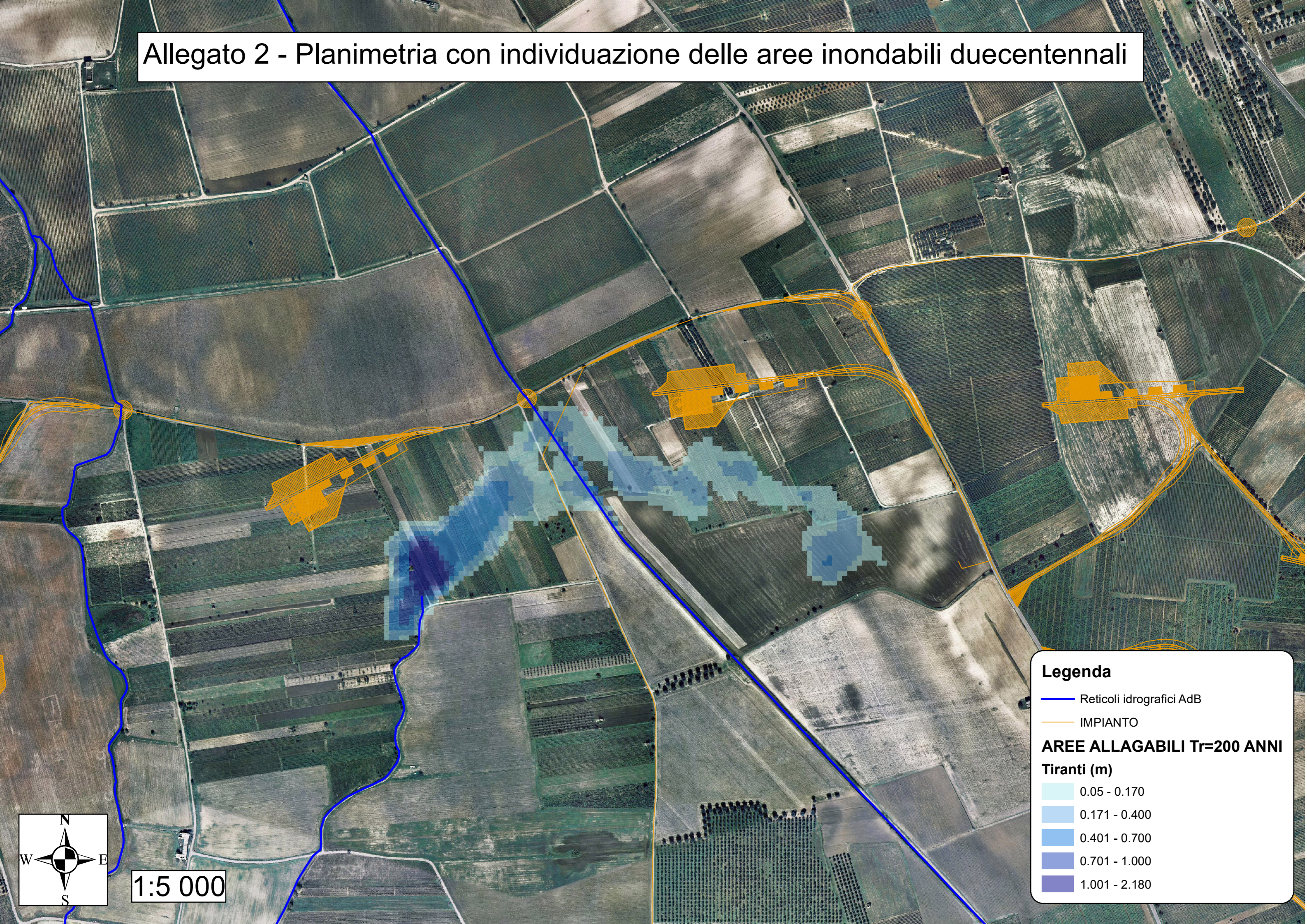
Relativamente alle **sette intersezioni del tracciato del cavidotto** con il reticolo idrografico, **si può asserire che la realizzazione mediante la tecnica della T.O.C., che prevede una posa del cavo ad una profondità di 1,50 m dal fondo alveo, non comporta alcuna modifica alla morfologia del reticolo idrografico, garantendo allo stesso tempo un ampio margine di sicurezza idraulica sia nei confronti dei deflussi superficiali che di quelli (eventuali) sotterranei.**

Pertanto, gli interventi di progetto risultano essere compatibili con le finalità e le prescrizioni del PAI.

IL TECNICO



Allegato 2 - Planimetria con individuazione delle aree inondabili duecentennali



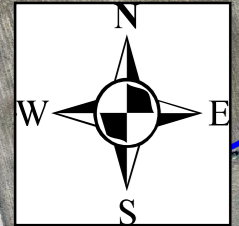
Legenda

- Reticoli idrografici AdB
- IMPIANTO

AREE ALLAGABILI Tr=200 ANNI

Tiranti (m)

0.05 - 0.170
0.171 - 0.400
0.401 - 0.700
0.701 - 1.000
1.001 - 2.180



1:5 000