

COMUNE DI TROIA (FG)

Progettazione della Centrale Solare "Frutti Antichi Troia" da 24.570 kWp



Proponente:

PACIFICO

Pacifico Ametista s.r.l.

Piazza Walther-von-der-Vogelweide,8 - 39100 (BZ)

Titolo: Relazione idrologica

 **progetto
verde**
studio di architettura del paesaggio

N° Elaborato: 07bis

Progetto dell'inserimento paesaggistico e mitigazione

Cod: VR_05bis

Progettista:

Agr. Fabrizio Cembalo Sambiasi
Arch. Alessandro Visalli

Collaboratori:

Agr. Rosa Verde
Urb. Patrizia Ruggiero
Arch. Anna Sirica
Urb. Sara De Rogatis
Paes. Rosanna Annunziata

 **AEDES GROUP**
ENGINEERING

Progettazione elettrica e civile

Progettista:

Ing. Rolando Roberto
Ing. Marco Balzano

Collaboratori:

Ing. Simone Bonacini
Ing. Giselle Roberto

Consulenza geologia

Geol. Gaetano Ciccarelli

Consulenza archeologia

Archeol. Concetta Claudia Costa

 **MARE
RINNOVABILI**

tipo di progetto:

- RILIEVO
 PRELIMINARE
 DEFINITIVO
 ESECUTIVO

Dr. geol. Gaetano Ciccarelli



Rev.	descrizione	data	formato	elaborato da	controllato da	approvato da
		Luglio 2021	A4	Gaetano Ciccarelli	Alessandro Visalli	Fabrizio Cembalo Sambiasi

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	4
2.1	Localizzazione dell'area d'intervento.....	4
2.2	Pianificazione di assetto idrogeologico.....	5
3	QUADRO NORMATIVO.....	7
4	LOCALIZZAZIONE DELLE OPERE.....	10
5	STUDIO IDROLOGICO.....	11
5.1	Metodologia di calcolo della portata.....	13
5.1.1	Metodo VaPi.....	14
5.1.2	Analisi dei dati pluviometrici della stazione più prossima.....	18
5.2	Metodo di trasformazione in deflusso.....	22
5.2.1	Metodo razionale o cinematico.....	22
5.3	Metodo HEC-HMS.....	27
6	STUDIO IDRAULICO.....	38
6.1	Software HEC-RAS.....	38
6.1.1	Codice di calcolo.....	38
6.1.2	Coefficiente di scabrezza.....	41
6.2	Modellazione idraulica.....	42

7	INVARIANZA IDRAULICA	48
8	Conclusioni	49
9	Indice delle figure.....	53
10	Indice delle tabelle	55

1 PREMESSA

La presente relazione riporta lo studio idrologico e la stima delle portate al colmo calcolate in corrispondenza delle sezioni di chiusura incidenti sull'area di interesse, finalizzate alla realizzazione di un impianto fotovoltaico in località San Girolamo, comune di Troia (FG).

Questo studio, come stabilito nelle prescrizioni del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Regione Puglia, è stato realizzato per tre tempi di ritorno significativi: 30, 200 e 500 anni.

Lo studio idraulico effettuato ha consentito di evidenziare le aree di allagamento e di conseguenza le eventuali criticità dell'area.

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

2.1 Localizzazione dell'area d'intervento

L'area oggetto di studio interessa il comune di Troia in provincia di Foggia.



Figura 1 – Inquadramento generale

Il comune di Troia è situato a ridosso del Tavoliere delle Puglie, alle pendici del Subappennino Dauno. Dei sei ambiti territoriali omogenei di competenza dell' AdB pugliese, rientra nei Fiumi Settentrionali e l'area oggetto di studio in particolare sottende un reticolo affluente al fiume Cervaro.

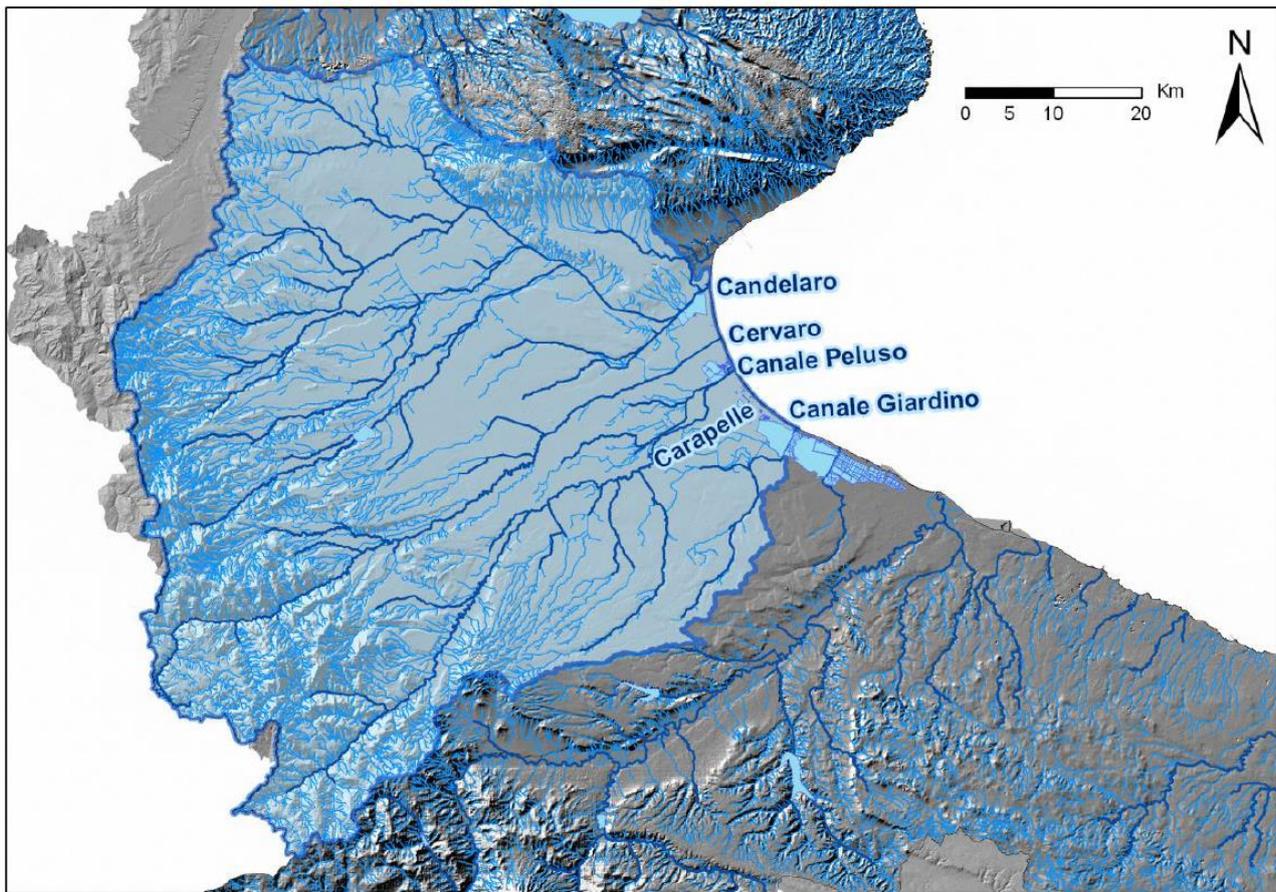


Figura 2 – Ambito territoriale Fiumi Settentrionali

2.2 Pianificazione di assetto idrogeologico

La Legge 183/1989 sulla difesa del suolo stabilisce che il bacino idrografico debba essere l'ambito fisico di pianificazione che consente di superare le frammentazioni e le separazioni finora prodotte dall'adozione di aree di riferimento aventi confini meramente amministrativi.

Il bacino idrografico è inteso come "il territorio dal quale le acque pluviali o di fusione delle nevi e dei ghiacciai, defluendo in superficie, si raccolgono in un determinato corso d'acqua direttamente o a mezzo di affluenti, nonché il territorio che può essere allagato dalle acque del medesimo corso d'acqua, ivi compresi i suoi rami terminali con le foci in mare ed il litorale marittimo prospiciente" (art. 1).

L'intero territorio nazionale è pertanto suddiviso in bacini idrografici classificati di rilievo nazionale, interregionale e regionale.

Strumento di governo del bacino idrografico è il Piano di Bacino, che si configura quale documento di carattere conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, difesa e valorizzazione del suolo e alla corretta utilizzazione delle acque, sulla base delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio interessato.

Ai sensi dell'art. 17 comma 4 della L. 183/89 i Piani Stralcio di Bacino sono coordinati con i programmi nazionali, regionali e sub-regionali di sviluppo economico e di uso del suolo. Di conseguenza, le autorità competenti, in particolare, provvedono, entro dodici mesi dall'approvazione del Piano di Bacino, ad adeguare i piani territoriali e i programmi regionali previsti dalla L. 27 dicembre 1977, n. 984; i piani di risanamento delle acque previsti dalla L. 10 maggio 1976, n. 319; i piani di smaltimento di rifiuti di cui al D.P.R. 10 settembre 1982, n. 915; i piani di cui all'articolo 5, L. 29 giugno 1939, n. 1497, e all'articolo 1-bis, D.L. 27 giugno 1985, n. 312, convertito, con modificazioni, dalla L. 8 agosto 1985, n. 431; i piani di disinquinamento di cui all'articolo 7, L. 8 luglio 1986, n. 349; i piani generali di bonifica.

Il Piano di Bacino, Stralcio di Assetto Idrogeologico per la regione Puglia, è stato approvato da parte del Comitato Istituzionale il 30 novembre 2005.

Dall'analisi dei documenti di riferimento per la pianificazione di assetto idrogeologico regionale (P.A.I.) i corsi d'acqua non rientrano in zone individuate a pericolosità idraulica.

3 QUADRO NORMATIVO

Tra i Distretti Idrografici individuati in Italia ai sensi dell'art. 64 del D Lgs 152/2006 in attuazione di quanto disposto dalla Direttiva 2000/60/CE il Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale, assume particolare e significativa valenza estendendosi in sette Regioni e coinvolgendo ben sette Autorità di Bacino tra le quali, per quanto di interesse nel presente studio, l' Autorità di Bacino della Puglia.

La pianificazione, già attuata in Italia a seguito della allora vigente L. 183/89, ha conseguito la redazione dei Piani Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) che hanno normato i principali aspetti relativi, anche, alla pericolosità e rischio idraulico connessi alle dinamiche fluviali.

La Direttiva 2007/60/CE, recepita in Italia con D. Lgs 49/2010, si inserisce a completamento ed aggiornamento del precedente quadro pianificatorio richiedendo, tra l'altro la redazione, a livello di Distretto Idrografico (art.63 D Lgs 152/2006), di un Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (in seguito PGRA) finalizzato in via prioritaria a:

1. Valutare preliminarmente il rischio di alluvioni;
2. Individuare le aree potenzialmente inondabili da alluvioni e redigere le mappe della pericolosità da alluvione e del rischio di alluvioni;
3. Predisporre il Piano di Gestione del rischio di alluvioni in relazione alle mappe di pericolosità individuate.

Le Autorità di Distretto sono state costituite con L. 221/2015 e conseguentemente all'Autorità di Bacino Nazionale sono state assegnate le funzioni di Autorità di Bacino Distrettuale, da assolvere con il contributo delle coordinate Autorità di Bacino Regionali e Interregionali per i territori di rispettiva competenza.

Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA), a partire dalle caratteristiche del bacino idrografico interessato riguarda tutti gli aspetti della gestione del rischio di alluvioni: la prevenzione, la protezione e la preparazione, comprendendo al suo interno anche la fase di previsione delle alluvioni e i sistemi di allertamento, oltre alla gestione in fase di evento.

Una parte del Piano è dedicata agli aspetti di protezione civile ed è redatta dalle Regioni, che in coordinamento tra loro e con il Dipartimento Nazionale di Protezione Civile, provvedono alla predisposizione ed attuazione del sistema di allertamento nazionale, statale e regionale per il rischio idraulico.

Il PGRA individua gli obiettivi di gestione del rischio di alluvioni ed il sistema di misure di tipo strutturale e non strutturale, in cui le azioni di mitigazioni dei rischi connessi alle esondazioni dei corsi d'acqua, alle mareggiate e più in generale al deflusso delle acque, si interfacciano con le forme di urbanizzazione e infrastrutturazione del territorio, con le attività economiche, con l'insieme dei sistemi ambientali, paesaggistici e con il patrimonio storico-culturale. Gli **Obiettivi Strategici** della Gestione del Rischio di Alluvioni sono:

- salvaguardia della vita e della salute umana;
- protezione dell'ambiente;
- tutela del patrimonio culturale;
- difesa delle attività economiche.

Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni è stato sottoposto alla procedura di **Valutazione Ambientale Strategica** da parte dell'Autorità di Bacino Nazionale Liri-Garigliano e Volturno, ai sensi della Dir. 2001/42/CE, allo scopo di garantire un elevato livello di protezione dell'ambiente e di contribuire all'integrazione di considerazioni ambientali all'atto dell'elaborazione e dell'adozione del Piano.

Il processo di partecipazione, informazione e consultazione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni si è sviluppato sia a livello di Distretto che a livello delle singole Autorità di Bacino operanti nel Distretto. L' AdB Puglia ha preso parte attiva alle azioni di partecipazione, informazione e consultazione poste in essere in ambito del Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale previste ai fini dell'attuazione della Direttiva 2007/60/CE.

Le Mappe della pericolosità (art. 6 D.L.gs 49/2010) individuano le aree geografiche che potrebbero essere interessate da alluvioni in base ai dati conoscitivi disponibili all'atto della loro elaborazione secondo tre scenari di pericolosità idraulica:

- **Alluvioni FREQUENTI - Elevata probabilità di accadimento:** Tempo ritorno eventi alluvionali $20 = T = 50$ anni e Livello di Pericolosità P3;
- **Alluvioni POCO FREQUENTI - Media probabilità di accadimento:** Tempo ritorno eventi alluvionali $100 = T = 200$ anni e Livello di Pericolosità P2;
- **Alluvioni RARE DI ESTREMA INTENSITA' - Bassa probabilità di accadimento:** Tempo ritorno eventi alluvionali $200 < T = 500$ anni e Livello di Pericolosità P1.

Le mappe della pericolosità idraulica riportano indicazioni relative a:

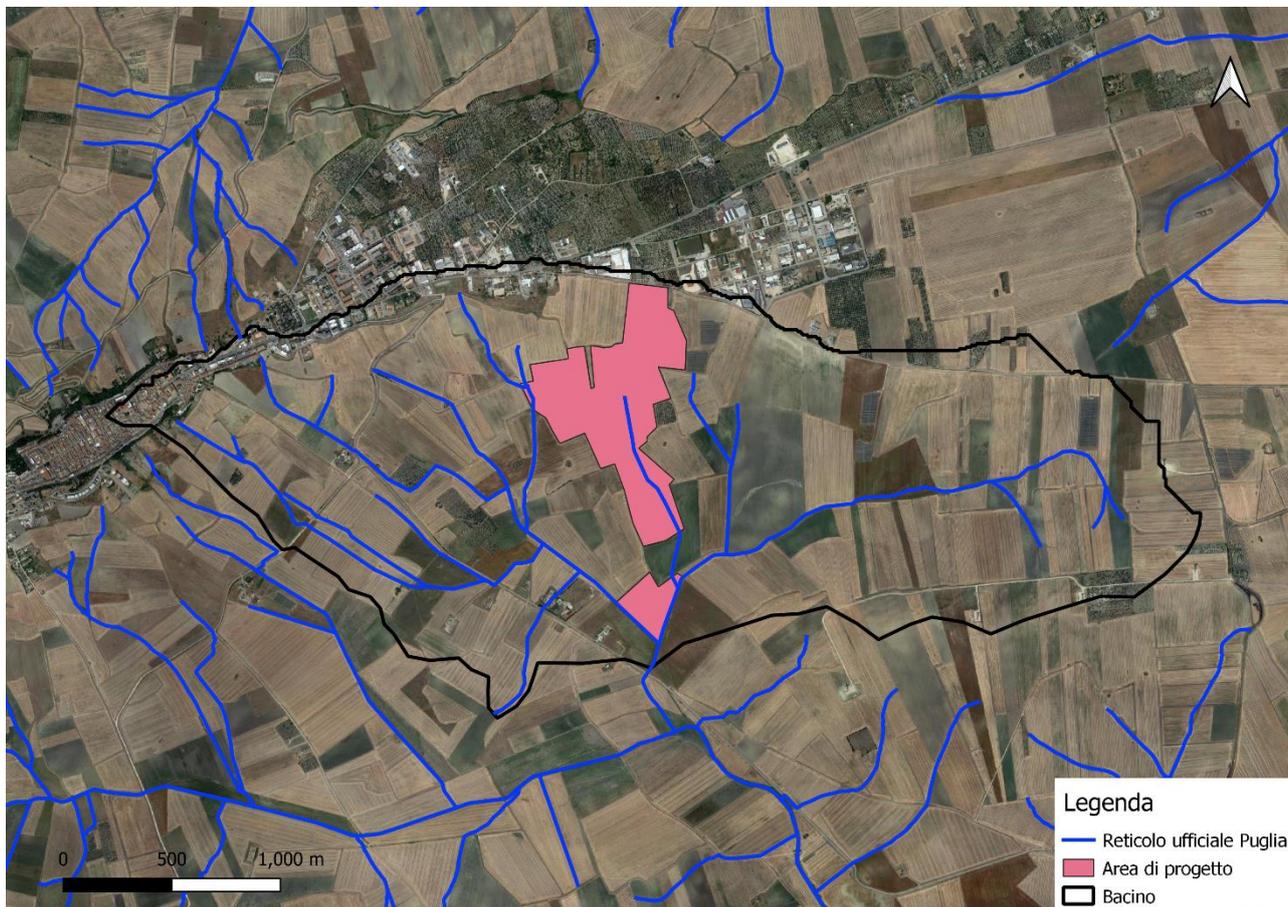
- a) estensione dell'inondazione;
- b) altezza idrica o livello;
- c) caratteristiche del deflusso (velocità e portata).

Le mappe del rischio idraulico sono state elaborate tenuto conto delle mappe della pericolosità e delle mappe del danno potenziale dei beni esposti alle alluvioni. Tali mappe riportano indicazione sul numero di abitanti a rischio ed eventuale presenza di industrie a rischio potenziale di inquinamento.

Il PGRA del Distretto dell'Appennino Meridionale è stato adottato in data 17 dicembre 2015 dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino Liri-Garigliano e Volturno integrato con i rappresentanti delle ulteriori Regioni presenti nel Distretto, come previsto dalla Direttiva europea 2007/60/CE, ed approvato dallo stesso in data 21/12/2016; l'elaborazione, l'aggiornamento e la revisione del Piano di Gestione del Rischio di alluvioni sono stati condotti con il coinvolgimento del pubblico e delle parti interessate, incoraggiandone la partecipazione attiva.

4 LOCALIZZAZIONE DELLE OPERE

Le opere in progetto sono localizzate in due aree parzialmente attraversate da piccoli canali artificiali.



5 STUDIO IDROLOGICO

Il bacino è definito come quella porzione di territorio il cui deflusso idrico superficiale viene convogliato verso una fissata sezione di un corso d'acqua definita sezione di chiusura del bacino. I limiti del bacino sono delineati da uno spartiacque che consiste in una linea di displuvio che attraversa la sommità dei rilievi e che lo separa dai bacini adiacenti. Lo spartiacque viene tracciato considerando le curve di livello di una carta topografica, individuando le culminazioni topografiche con maggiore quota.

Si è proceduto, innanzitutto, alla delimitazione del bacino idrografico tramite software GIS con l'ausilio dei Modelli Digitali del Terreno (DTM) con risoluzione a 8 metri.

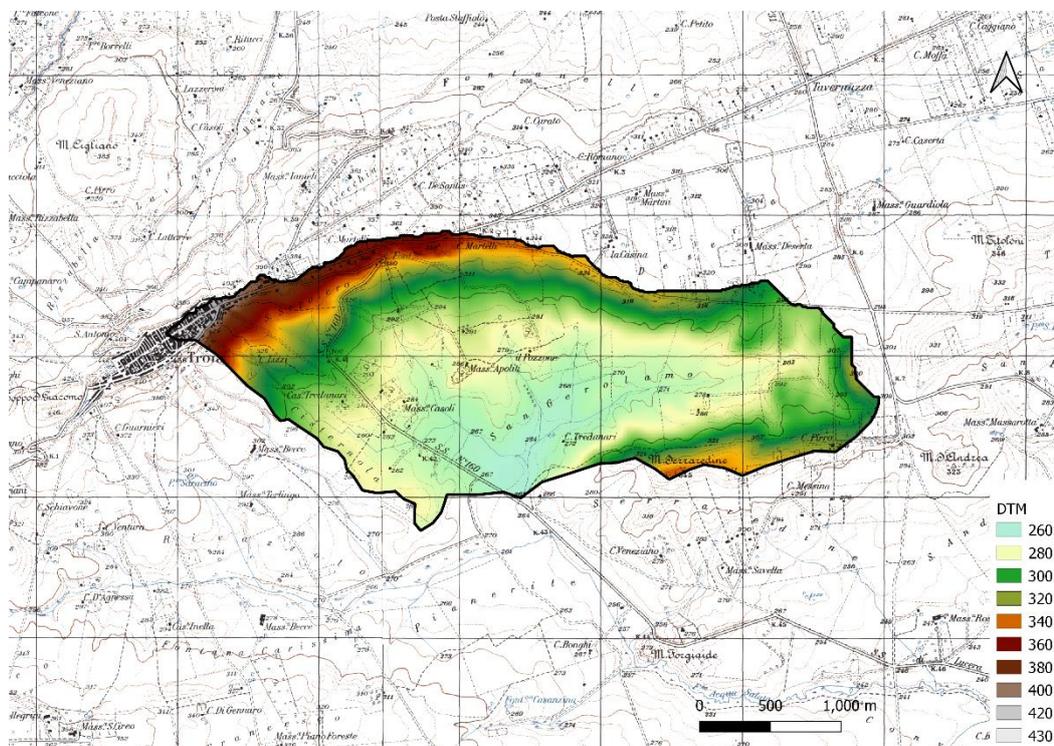


Figura 3 – Bacino idrografico

La direzione di flusso delle singole celle è stata classificata per colori secondo il seguente schema:

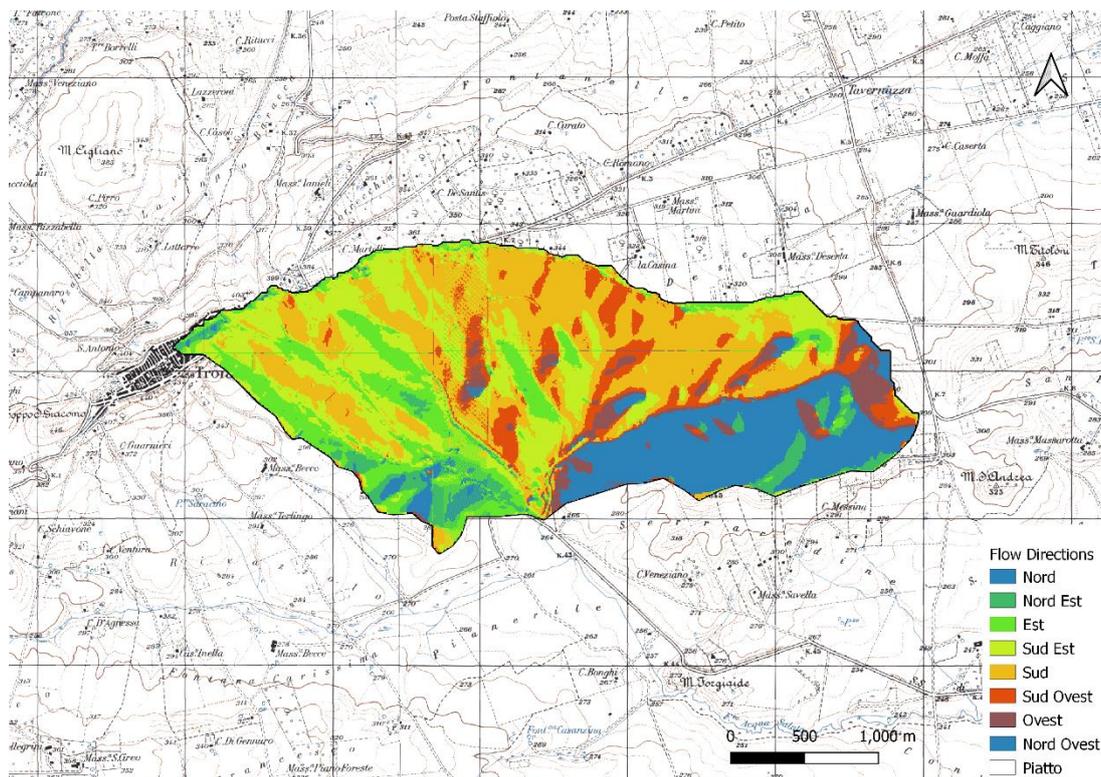


Figura 4 – Direzione di flusso

Successivamente, con l’analisi delle intensità di precipitazione sono stati estratti i dati relativi alle curve di probabilità pluviometrica per il tempo di ritorno associato. Gran parte dei metodi che l’idrologia propone in merito alla determinazione di eventi di piena, utilizzano modelli di trasformazione pioggia/portata.

Il calcolo delle portate di deflusso meteorico è stato effettuato con due dei metodi più affidabili ed accreditati disponibili in letteratura che sono il metodo razionale e il Curve Number del Soil Conservation Service, di seguito analizzati in dettaglio.

Tabella 1. Caratteristiche geometriche bacino

Area [km ²]	Asta [km]	q med [m]	q min [m]	q max [m]	Pendenza media %
6.41	2.81	298.5	260.6	432.8	1.12%

5.1 Metodologia di calcolo della portata

Dato il carattere aleatorio degli eventi di pioggia, la descrizione del regime delle piogge intense si deve fondare su una analisi statistica delle osservazioni pluviometriche. In particolare, per ricercare la durata della pioggia critica e quindi l'intensità critica della pioggia è necessario conoscere la legge di variazione dell'intensità di pioggia al variare della durata. Per caratterizzare il grado di rarità (ovvero di probabilità che un evento si ripeta) dei valori di altezza pioggia h si fa ricorso al concetto di tempo di ritorno T_R . Per stimare un evento di piena di fissato tempo di ritorno, ovvero l'intervallo di tempo in anni per il quale un valore di altezza di pioggia assegnato è mediamente superato una volta, è indispensabile costruire un algoritmo che definisca l'evento di pioggia in funzione del tempo di ritorno; la determinazione di tale evento di precipitazione si ottiene attraverso l'elaborazione dei dati storici di eventi di pioggia misurati che portano alla definizione di una relazione detta "curva di probabilità pluviometrica" che si rappresenta usualmente con l'espressione monomia:

$$h = a \cdot t^n$$

dove h è l'altezza di pioggia (mm), t è la durata (ore) ed a ed n sono parametri che variano a seconda della serie storica delle precipitazioni registrata nel bacino e si ricavano dall'analisi statistica delle precipitazioni di forte intensità e breve durata.

I dati storici di precipitazione non sono altro che i dati relativi a piogge di breve durata e di massima intensità che annualmente vengono registrati dalle stazioni pluviometriche di durata pari a 1 – 3 – 6 – 12 - 24 ore.

La determinazione delle altezze di pioggia è stata condotta in conformità a quanto previsto dal Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico e dal Piano Gestione Rischio Alluvioni PGRA.

In particolare, si è scelto di effettuare due analisi di precipitazione:

- Metodo di Valutazione delle Piene (Va.Pi.);
- Analisi dei dati pluviometrici della stazione più prossima.

5.1.1 Metodo VaPi

L'utilizzo della TCEV ha consentito di ricostruire un modello regionale con struttura gerarchica, basata su tre livelli di regionalizzazione, mediante il quale è possibile individuare regioni in cui risulta costante il coefficiente di asimmetria (primo livello di regionalizzazione), e sottoregioni in cui risulta costante anche il coefficiente di variazione (secondo livello di regionalizzazione).

In definitiva il territorio di competenza della regione Puglia è stato suddiviso in 6 aree pluviometriche omogenee, per ognuna delle quali è possibile calcolare la Curva di Possibilità Pluviometrica sulla base delle seguenti equazioni:

- Zona 1: $h(t,z)=26.8 t^{[(0.720+0.00503 z)/3.178]}$
- Zona 2: $h(t,z)=22.23 t^{0.247}$
- **Zona 3: $h(t,z)=25.325 t^{[(0.0696+0.00531 z)/3.178]}$**
- Zona 4: $h(t,z)=24.70 t^{0.256}$
- Zona 5: $h(t,z)=28.2 t^{[(0.628+0.0002 z)/3.178]}$
- Zona 6: $h(t,z)=33.7 t^{[(0.488+0.0022 z)/3.178]}$

dove:

- $h(t,z)$ = altezza di pioggia lorda;
- t = durata della precipitazione;
- z = quota media del bacino.

Il comune di Troia (FG) ricade nella sottozona 3.

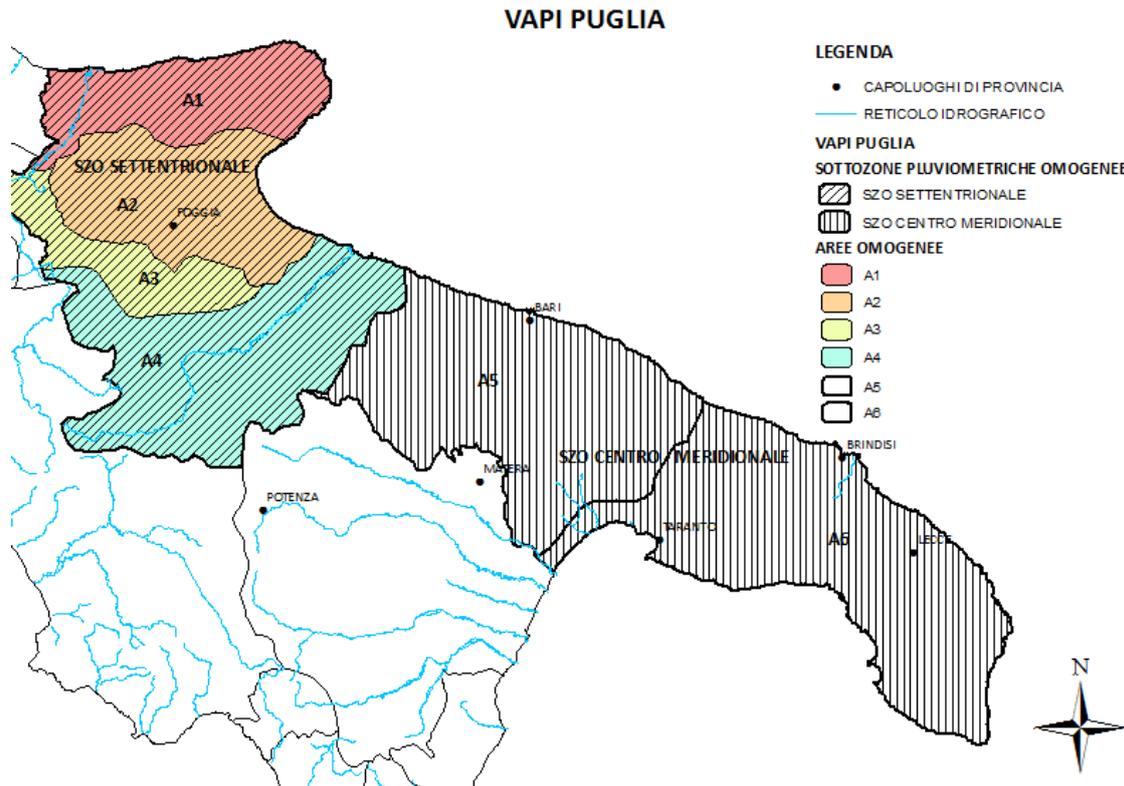


Figura 5 – Sottozone omogenee

Ai valori così ottenuti, è stato applicato il coefficiente moltiplicativo legato al Fattore di Crescita K_T (funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto, espresso in anni) ricavato con i parametri della distribuzione TCEV.

Per la distribuzione TCEV tale relazione non è analiticamente ottenibile. Si riportano di seguito i valori di K_T tabellati.

Tabella 2 – Valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita K_T

T_R [anni]	2	5	10	20	25	30	40	50	100	200	500	1000
K_T	0.91	1.26	1.53	1.81	1.9	1.98	2.1	2.19	2.48	2.77	3.15	3.43

Il valore in grassetto, non presente tra i valori tabellati, è stato ricavato dalla seguente.

$$K_T = 0.5648 + 0.415 \ln T$$

Per le piogge, per valori del periodo di ritorno superiori a 5 anni, l'errore nell'uso della formula precedente in luogo della tabella è sempre inferiore al 3 %.

La procedura di estrazione dei valori di stima è stata effettuata tramite il foglio di calcolo AUTOIDRO realizzato da professori universitari delle regioni Basilicata, Campania e Puglia.

COMUNE DI TROIA (FG)
PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN CAMPO FOTOVOLTAICO IN LOCALITÀ SAN GIROLAMO
STUDIO IDROLOGICO ED IDRAULICO FINALIZZATO ALLA COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Caratteristiche Bacino		Definire la sottocategoria omogenea di riferimento (2° livello di regionalizzazione) Puglia Settentrionale		ESEGUI						
Definire l'area di studio (3° livello di regionalizzazione) Area 3				APRI IMMAGINE SZO						
Definire l'area e la quota del bacino idrografico										
A (Kmq) =	6.41	kmq								
Z (m s.l.m.) =	298	m s.l.m.	Si assume l'ipotesi che il fattore probabilistico di crescita sia costante al variare della durata.							
Calcolo del fattore di crescita										
d (ore)	1.8									
APRI PARAMETRI DISTRIBUZIONE		$T = \frac{1}{1 - \exp(-\Lambda_1 e^{-\tau/K_1} - \Lambda_2 \Lambda_1^{1/8} e^{-\tau/K_2})}$ Valida per tutti i compartimenti	$T = \frac{1}{1 - \exp\left\{-\left[1 - \frac{k}{\alpha}(K_1 - e)\right]^{1/k}\right\}}$ Valida solo per Italia Nord Occidentale							
T (anni)	500									
K ₁ (giornaliere)	3.15									
T (anni)	2	5	10	30	50	100	200	300	500	1000
K ₁ (giornaliere)	0.91	1.26	1.53	1.98	2.19	2.48	2.77	2.93	3.15	3.43
Calcolo della pioggia indice										
Parametri		a (mm/ora)	n(Z)							
		25.30	0.190							
m(h _d) = a · d ⁿ		28.29	mm							
Calcolo del fattore di riduzione areale										
$ARF [1] = 1 - e^{(-1.1d^{1/4})} + e^{(-1.1d^{1/4} - 0.01A)}$		$ARF [2] = 1 - (1 - e^{(-c_1 \cdot A)}) \cdot e^{(-c_2 \cdot d^{c_3})}$		$ARF [3] = a + (1 - a) \cdot e^{(-b \cdot A)}$						
Parametri		c ₁	c ₂	c ₃						
		0.0021	0.53	0.25						
ARF [2]		0.99								
Massima altezza di pioggia annuale										
T (anni)		500								
h _d (T,d) (mm)		88.38								
T (anni)	2	5	10	30	50	100	200	300	500	1000
h _d (T,d) (mm)	25.60	35.41	43.02	55.57	61.51	69.59	77.68	82.41	88.38	96.47
Curva di possibilità pluviometrica										
d (ore)	0	1	3	6	9	12	15	18	21	24
m(h _d) (mm)	0.00	25.30	31.18	35.58	38.44	40.60	42.36	43.86	45.16	46.33

Figura 6 – Codice di calcolo AUTOIDRO – VAPI

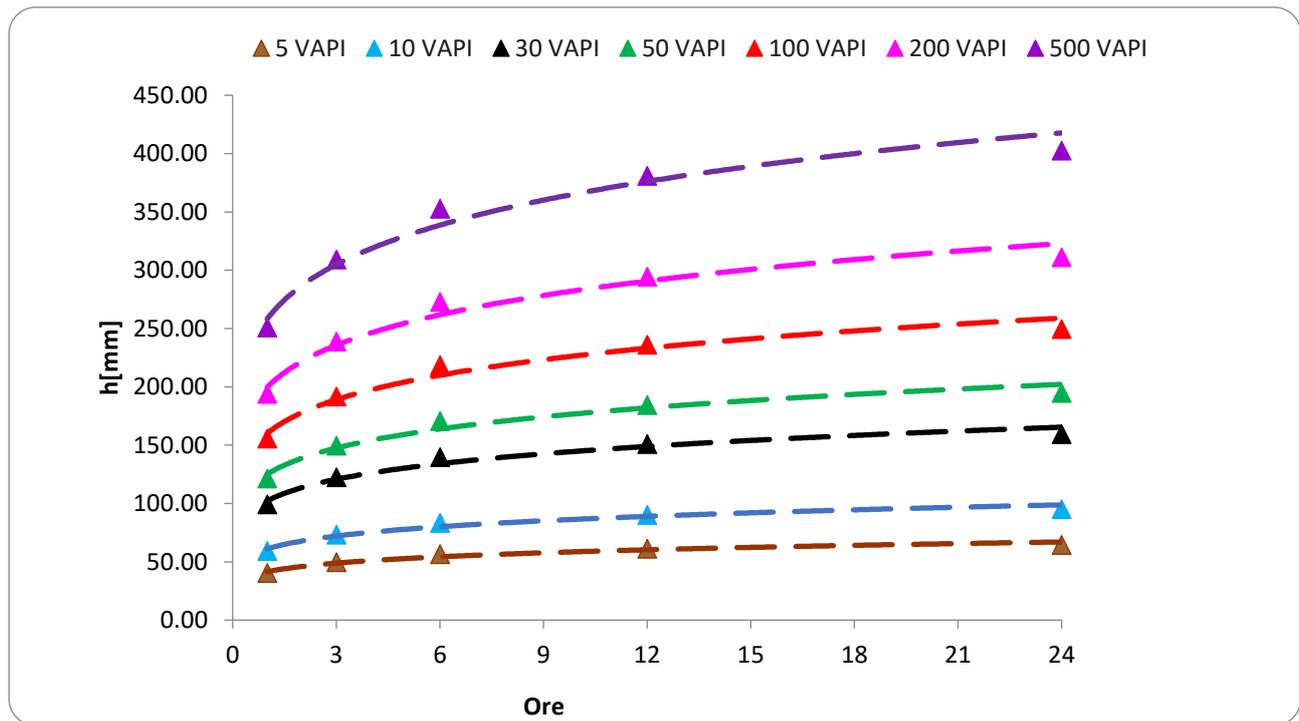


Figura 7 – Curve di Possibilità Pluviometriche per i Tr più significativi

5.1.2 Analisi dei dati pluviometrici della stazione più prossima.

Il secondo metodo si basa sull'analisi di regressione delle piogge registrate dalla stazione pluviometrica più prossima all'area in esame.

Il calcolo del quantitativo di pioggia relativa all'area in esame è stato effettuato utilizzando i dati di precipitazione registrati dalla stazione pluviometrica più vicina, sia in termini spaziali, sia in termini idrologici.

Tabella 3 - Dati di pioggia stazione di Troia - FG

anno	h ₁	h ₃	h ₆	h ₁₂	h ₂₄
1956	23.2	28.6	35.6	58.0	86.2
1957	23.2	46.0	65.0	78.0	111.8
1958	22.0	30.4	38.8	38.8	50.6
1959	20.8	30.2	35.0	38.6	44.6
1960	18.4	21.4	27.2	27.8	30.4
1961	21.0	32.0	35.4	36.0	65.0
1962	18.6	36.0	48.0	51.6	53.0
1963	44.6	82.4	82.4	82.4	82.4
1964	30.2	41.4	41.4	41.4	48.4
1965	23.4	23.4	31.4	41.6	51.6

1967	34.0	43.0	49.8	52.4	60.0
1970	20.0	25.0	37.0	38.6	51.2
1971	20.0	33.0	55.8	73.8	103.4
1974	26.4	30.4	42.6	47.6	63.0
1975	20.8	36.8	51.6	52.8	53.4
1977	19.6	21.8	22.2	24.6	25.4
1978	18.4	21.4	32.8	38.8	54.6
1979	15.4	30.8	39.8	47.2	56.6
1980	20.0	40.8	49.2	49.4	53.6
1981	15.8	20.4	24.4	25.6	29.8
1983	17.0	29.4	30.4	41.4	49.0
1984	13.0	22.0	32.0	53.2	77.8
1989	35.6	54.4	58.4	58.4	58.4
1990	21.8	25.0	33.2	46.6	65.4
1991	49.6	54.4	54.4	54.4	74.8
1992	20.0	24.6	25.2	37.8	43.2
1995	22.6	25.0	25.0	39.0	40.2
1997	34.2	34.4	34.4	34.4	34.4
1998	34.2	46.2	74.6	75.8	75.8
1999	35.2	36.8	46.6	46.6	46.8
2000	19.8	21.8	30.8	39.4	48.6
2001	18.2	34.6	63.4	68.4	69.2
2002	20.6	21.8	23.8	30.2	50.6
2003	16.4	30.0	46.0	78.8	118.6
2004	28.6	34.8	58.6	63.0	63.4
2005	65.2	79.0	80.0	80.2	80.2
2006	16.6	19.0	25.4	36.6	67.0
2007	12.8	16.0	16.0	19.8	26.4
2008	16.8	19.8	24.8	27.4	38.4
2009	71.4	73.4	75.2	85.0	100.2
2010	34.6	35.2	35.2	35.2	37.8
2011	26.4	15.8	29.4	30.4	45.0
2012	32.8	54.6	54.6	54.6	54.6
2013	31.0	31.0	43.2	68.0	90.2
2014	49.2	55.0	58.2	58.4	63.8
2015	45.4	66.2	105.8	110.0	112.4
2016	26.6	31.4	33.0	41.6	54.2
2017	17.6	27.6	35.0	35.0	39.0
2018	44.8	61.0	62.4	62.6	72.2
2019	47.6	47.6	47.6	48.0	48.0
2020	18.6	24.4	37.4	47.4	54.0

Da questi valori, tramite l'analisi di distribuzione di Gumbel sono stati ricavati i seguenti:

Tabella 4 - Altezze di pioggia per tempi > 1 ora

T	H₁	H₃	H₆	H₁₂	H₂₄
5	36.94	47.58	57.35	63.65	76.60
10	44.50	56.94	67.95	74.48	89.59
20	51.74	65.91	78.12	84.86	102.05
25	54.04	68.76	81.35	88.16	106.00
30	55.91	71.08	83.97	90.84	109.21
50	61.12	77.53	91.29	98.31	118.17
100	68.15	86.24	101.15	108.38	130.26
200	75.15	94.91	110.98	118.42	142.30
500	84.39	106.35	123.95	131.66	158.18

Tabella 5 – Altezze di pioggia per tempi < 1 ora

T	H₅	H₁₀	H₁₅	H₂₀	H₂₅	H₃₀
5	10.27	16.07	19.84	23.35	26.19	28.00
10	12.37	19.36	23.89	28.12	31.55	33.73
20	14.38	22.51	27.79	32.70	36.69	39.22
25	15.02	23.51	29.02	34.15	38.32	40.96
30	15.54	24.32	30.02	35.34	39.64	42.38
50	16.99	26.59	32.82	38.63	43.34	46.33
100	18.95	29.65	36.60	43.07	48.32	51.66
200	20.89	32.69	40.36	47.50	53.28	56.97
500	23.46	36.71	45.32	53.34	59.83	63.97

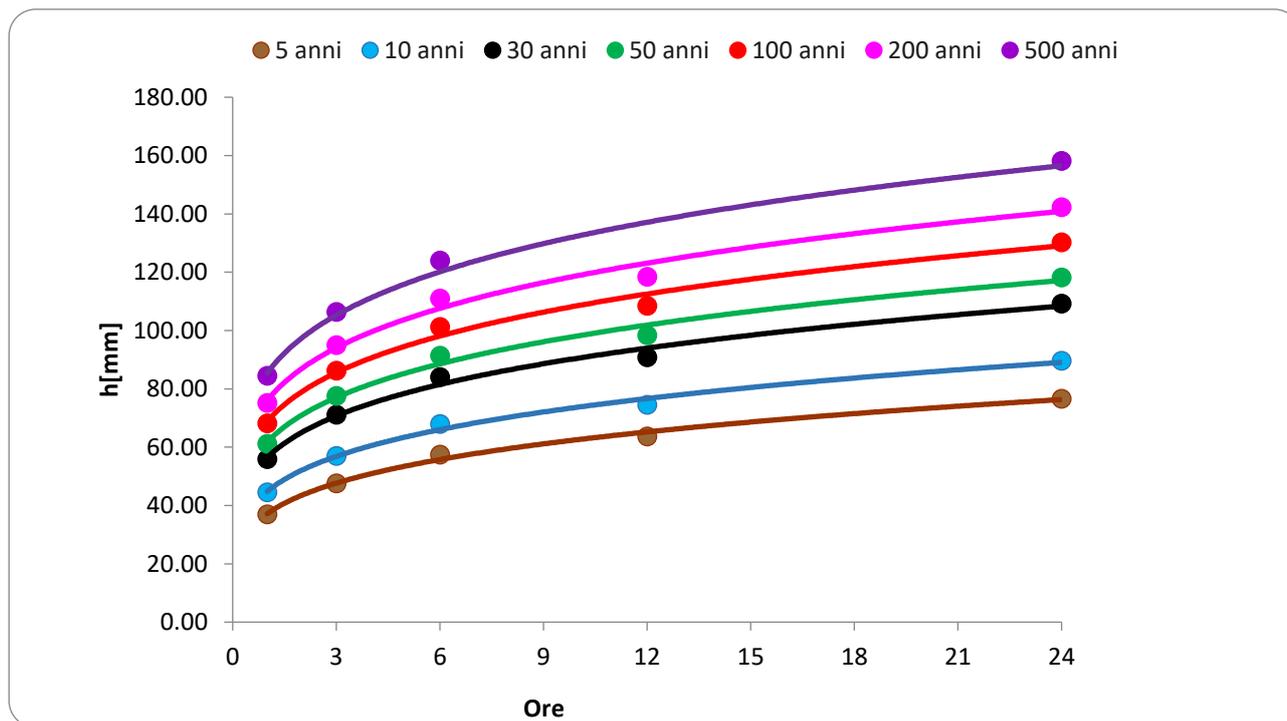


Figura 8 – Curve di Possibilità Pluviometriche per i tempi di ritorno più significativi

Confrontando i due metodi sopra riportati si ottiene il seguente:

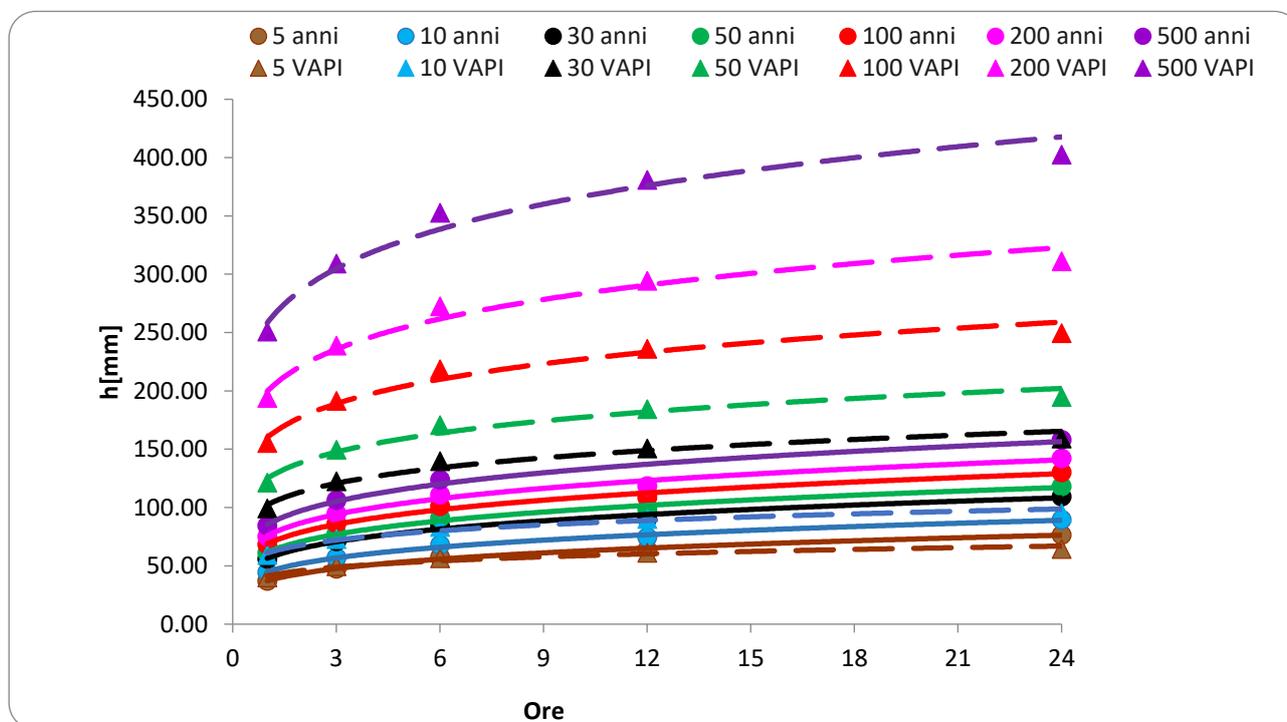


Figura 9 – Confronto CPP

5.2 *Metodo di trasformazione in deflusso*

5.2.1 *Metodo razionale o cinematico*

Il metodo razionale viene usato per il calcolo della massima portata defluente dalla sezione di chiusura del bacino, conseguente ad un'assegnata precipitazione incidente su tutta l'area in un certo intervallo di tempo. Alla base di tale metodologia vi è l'assunzione di una serie di ipotesi semplificative:

- 1) La pioggia critica ha durata pari al tempo di corrivazione;
- 2) La precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
- 3) Il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica.

Se la durata della pioggia t è minore di t_c , non tutto il bacino contribuirà contemporaneamente alla formazione del deflusso; alla fine della precipitazione (istante t) tutte le parti più distanti del bacino non avranno ancora contribuito al deflusso nella sezione di controllo e quando questo avverrà, dopo un intervallo di tempo $t_c - t$, le zone più vicine alla sezione di chiusura avranno cessato di impegnare la stessa. Viceversa, se la pioggia ha una durata $t > t_c$, tutto il bacino contribuirà contemporaneamente al deflusso per un intervallo di tempo $t - t_c$ in cui la portata resterà costante e pari al valore massimo.

Si riporta di seguito uno schema del funzionamento del modello cinematico con tre precipitazioni di diversa durata (minore, uguale e maggiore rispetto al tempo di corrivazione). Per un tempo di pioggia pari a quello di corrivazione, l'idrogramma di piena assume la forma triangolare.

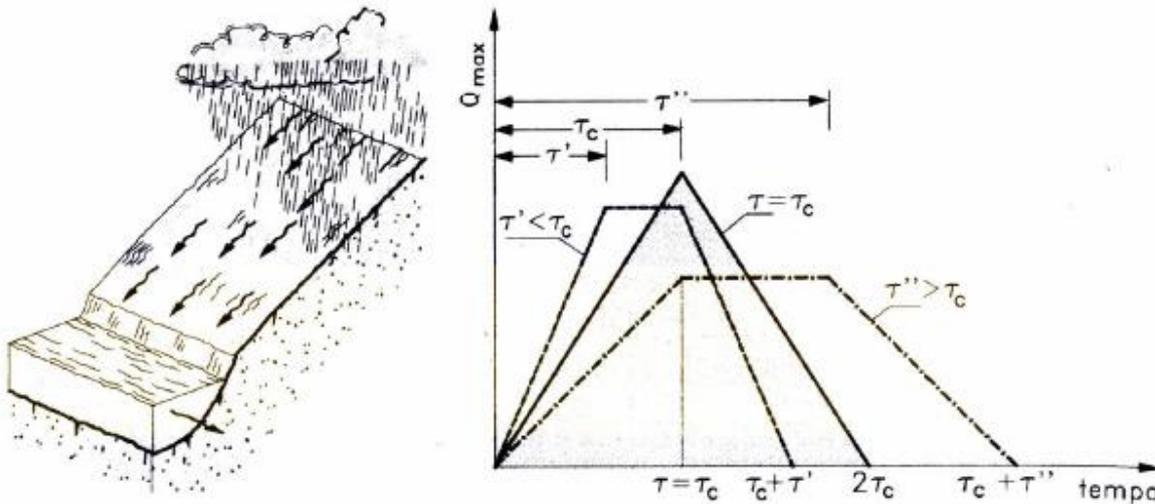


Figura 10 – Schema deflusso

Il tempo di corrivazione è inteso quale tempo intercorrente fra l'inizio della pioggia efficace (cioè che dà luogo ai deflussi superficiali) ed il colmo della piena, ritenuto uguale al tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino pervenga alla sezione di chiusura. Esso costituisce un parametro del modello indipendente dalla portata e dal tempo. Tale parametro risulta di difficile determinazione, ma come ampiamente consolidato in letteratura, si assume che la durata della precipitazione critica sul bacino coincida con il tempo di corrivazione del bacino stesso; nella letteratura tecnica vengono riportate numerose formulazioni, tutte legate alle caratteristiche morfologiche e fisiografiche del bacino. Tra le formule più comunemente usate, per piccoli bacini, ci sono:

Tabella 6 – Tempo di corrivazione

Tempo di corrivazione T_c [ore]	
Kirpich	$t_c = 0.0662 \cdot \left(\frac{L}{\sqrt{i_m}} \right)^{0.77}$
Pezzoli	$t_c = 0,055 \frac{L}{\sqrt{i_m}}$
Puglisi	$t_c = 6 \cdot L^{2/3} (h_{max} - h_{min})^{-1/3}$
Ventura	$t_c = 0,1272 \cdot \sqrt{\frac{A}{i_m}}$
Pasini	$t_c = 0,108 \cdot \frac{\sqrt[3]{L \cdot A}}{\sqrt{i_m}}$
Viparelli	$t_c = \frac{L}{3.6 \cdot V}$
Tournon	$t_c = 0.396 \cdot \frac{L}{\sqrt{i_m}} \left(\frac{A}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{i_m}{i_b}} \right)^{0.72}$

Dove:

- t_c = tempo di corrivazione [h];
- L = lunghezza asta principale;
- i_m = pendenza media asta;
- i_b = pendenza media del bacino idrografico;
- H_{max} = quota massima bacino;
- H_{min} = quota sezione di chiusura;
- A = area bacino;
- V = velocità media deflusso all'interno del canale [1÷1,5].

Tabella 7 - Tempi di corrivazione bacino

Metodi	Tempi di corrivazione [ore]	
	Tc accettato	Tc escluso
Pezzoli	1.46	
Puglisi	2.15	
Kirpick		0.83
Ventura	3.04	
Pasini	2.67	
Viparelli		0.52
Tournout		4.91
Tc medio	2.33	

Ottenuti i tempi di corrivazione con diversi metodi, sono state “tagliate le ali”, cioè sono stati esclusi i valori estremi per eccesso o per difetto.

L’espressione analitica per la valutazione della portata di piena assume la seguente forma, meglio conosciuta come formula di “Turazza” o “Razionale”:

$$Q = 0.2778 \frac{C \cdot h_c \cdot A}{t_c}$$

con:

- Q = portata di piena [m³/s];
- C = coefficiente di deflusso [adimensionale];
- h= altezza di pioggia [mm];
- A= superficie scolante [km²];
- tc= tempo di corrivazione [ore];
- 0.2778 = fattore di omogeneizzazione delle unità di misura.

Il valore del coefficiente di deflusso assume particolare importanza all'interno della modellazione, rappresentando la percentuale di portata che contribuirà al deflusso finale.

Il VaPi riporta una formula funzione della percentuale di bacino impermeabile per la stima del coefficiente di deflusso.

$$C = 0.09 + 0.47 * (1 - p.p.)$$

Il coefficiente di deflusso ipotizzato, posta una frazione frazione ad elevata permeabilità bacino pari a 0.1, è di 0.513.

Tabella 8 - Portate metodo razionale

Tc	h [ore]			C	Portata [m3/s]		
	h30	h200	h500		Q30	Q200	Q500
2.33	67.68	94.54	107.51	0.513	26.5	37.0	42.1

5.3 Metodo HEC-HMS

Il software di modellazione idrologica dell'Hydrologic Engineering Center sviluppato dal US Army Corps of Engineers permette la simulazione idrologica dei bacini idrografici tramite modelli di trasformazione afflussi-deflussi.

Il software ha permesso di analizzare il bacino a partire dal DTM 8x8 m.

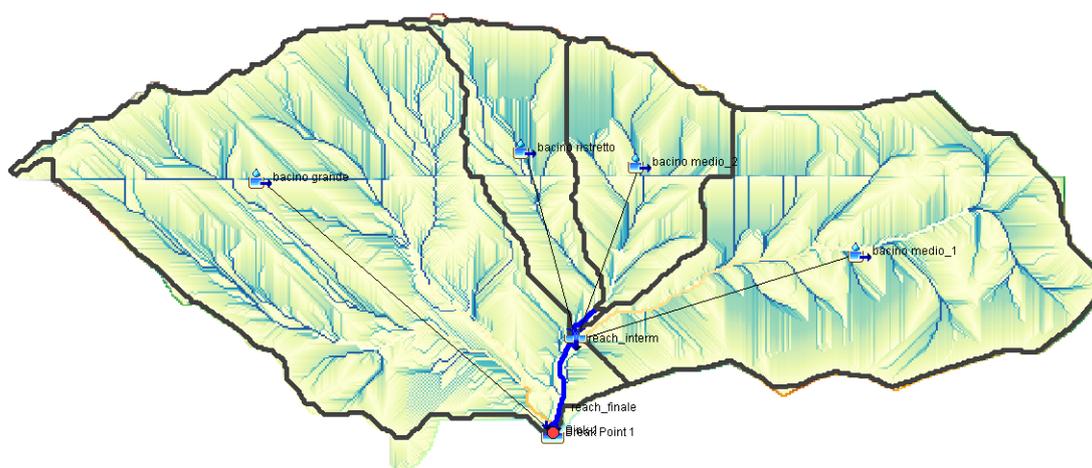


Figura 11 – Bacini HEC-HMS

Per definire la portata di progetto sono stati ricostruiti gli ietogrammi sintetici lordi a partire dalle CPP, utilizzando il modulo *Meteorological Models* del modello HEC-HMS. Tra i metodi proposti vi è la possibilità di considerare delle serie storiche di pioggia, registrate nelle stazioni pluviografiche ricadenti nell'area di studio, ovvero ricostruire ietogrammi sintetici a partire dai dati di altezze di pioggia di massima intensità e fissata durata registrati. Ai fini di quest'applicazione, il modello meteorologico scelto è il *Frequency Storm* che permette di ricostruire ietogrammi sintetici di progetto di tipo "Chicago" per fissato tempo di ritorno e fissata durata critica. Tale durata critica viene posta pari al tempo di corrivazione del bacino in esame.

I modelli di formazione del deflusso superficiale permettono di depurare lo ietogramma delle piogge lorde $i(t)$ dagli effetti dell'intercettazione da parte della copertura vegetale, della detenzione superficiale nei piccoli invasi naturali, dell'infiltrazione del terreno e dell'effetto di

saturazione dello stesso, per valutare l'intensità di pioggia netta $p(t)$ che contribuisce al deflusso di piena. Per quanto riguarda la scelta del modello di formazione del deflusso di piena, questa è stata effettuata utilizzando il modulo *Subbasin loss methods* di HEC-HMS. Tale modulo offre la possibilità di scegliere tra i più comuni modelli di pioggia netta. La scelta è caduta su di un modello empirico a base fisica che si presta ad un utilizzo con dati spazialmente distribuiti: il metodo Curve Number (CN-SCS) del Soil Conservation Center (U.S. Dept. Agric., Soil Conservation Service, 1972).

Il calcolo dell'idrogramma di piena in ogni sezione di interesse è stato effettuato utilizzando il modulo *SCS Unit Hydrograph* del modello HEC-HMS. I diversi sottobacini e, quindi, le diverse sezioni di chiusura, sono collegati tra loro da elementi che rappresentano dei canali lineari. Per semplicità si è ipotizzata una semplice traslazione delle onde di piena dalle sezioni di monte sino alla sezione a valle. Un tratto di alveo nel quale si verifica esclusivamente il fenomeno della traslazione dell'onda di piena si può schematizzare per mezzo di un canale lineare, che ha quindi l'effetto di ritardare la portata uscente rispetto a quella entrante di un intervallo di tempo detto lag (ritardo). A seguito di questa considerazione il calcolo dell'onda di piena risultante nella sezione di chiusura del bacino principale è stato effettuato utilizzando il modulo *Routing Method Lag* di HEC-HMS. In questo caso l'unico dato di input è costituito dal tempo di ritardo (lag), variabile in funzione delle caratteristiche del corso d'acqua (lunghezza, pendenza, scabrezza) e della corrente.

I dati necessari al modello sono stati calcolati come segue.

Questo metodo si basa sulla semplificazione concettuale del processo idrologico assumendo che, in un evento di piena, il *volume di deflusso superficiale*, V , sia proporzionale alla *precipitazione al netto dell'assorbimento iniziale del terreno*, $P_n = P - I_a$, in ragione del rapporto tra *volume infiltrato nel terreno*, W e il *volume idrico effettivamente immagazzinato*, S , che caratterizza la *massima ritenzione potenziale* del terreno.

$$\frac{V}{P_n} = \frac{W}{S}$$

Le perdite iniziali del terreno possono essere stimate con la seguente:

$$I_a = \lambda S$$

Poiché l'assorbimento iniziale I_a , che rappresenta il volume specifico di pioggia che a priori non dà luogo a deflussi superficiali per effetto di complesse fenomenologie (quali l'imbibimento iniziale del terreno, l'intercettazione della vegetazione ed altri), è di stima assai problematica, tale rapporto è stato giustificato empiricamente sulla base di misurazioni in bacini di dimensioni inferiori a 10 acri, anche se esisteva una notevole dispersione nel grafico $I_a - S$ risultante (SCS, 1985). NEH-4 (SCS, 1985) ha riportato che il 50% dei punti di dati si trovano all'interno del range $0.095 \leq \lambda \leq 0.38$, portando ad un valore standard di $\lambda = 0.2$ (Ponce and Hawkins, 1996).

Nella detta ipotesi, posto che la pioggia netta si ripartisce tra il volume di deflusso superficiale e il volume invasato nel terreno $P_n = V - W$, il bilancio di massa consente di ottenere la relazione:

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

Che definisce la stima del volume specifico di ruscellamento in funzione di quello di pioggia e di due parametri caratteristici del bacino: la capacità di assorbimento iniziale, I_a , e la massima ritenzione potenziale, S .

Per un certo stato iniziale di imbibimento del bacino al verificarsi dell'evento di pioggia, la massima ritenzione superficiale, S , dipende fondamentalmente dalla combinazione di due fattori, la natura del terreno e l'uso del suolo; l'effetto combinato di questi due fattori viene rappresentato globalmente dal parametro adimensionale CN, legato a S dalla relazione:

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

Dove:

- CN è un parametro adimensionale che rappresenta l'attitudine del terreno a generare deflusso e varia nel seguente range $0 \leq CN \leq 100$;
- S_0 è una costante di scala, che riflette l'unità di misura adottata e che, per valori di S, V e P misurati in mm, è pari a 254 mm, ovvero 10 pollici.

Poiché il rifiuto del terreno è un fenomeno dinamico, che dipende dallo stato del sistema, si assume che il valore di CN possa variare in relazione alle condizioni iniziali di imbibimento all'atto della piena.

Lo stato di imbibimento viene espresso, in funzione di un indice di pioggia (ovvero la pioggia totale caduta nei cinque giorni precedenti l'evento di piena) API_5 ; a seconda del valore di API_5 vengono individuate tre classi AMC (Antecedent Moisture Condition) I, II e III, che rappresentano rispettivamente terreno: molto asciutto (<50 mm), standard (tra 50 e 110 mm) e molto umido (oltre 110 mm).

Noto il valore di CN per le condizioni medie di imbibimento, ossia CN_{II} , i valori relativi alle classi AMC I e III si valutano rispettivamente tramite le relazioni

$$CN_I = \frac{CN_{II}}{2.38 - 0.0138 \cdot CN_{II}}$$

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0.43 + 0.0057 \cdot CN_{II}}$$

Il valore di CN varia, a seconda sia delle caratteristiche idrologiche del suolo (in relazione alla permeabilità), sia della tipologia di uso del suolo stesso (copertura vegetale, grado di antropizzazione).

Tabella 9 - Gruppi di suolo in base alla capacità di assorbimento (Soil Conservation Service, 1972)

DEFINIZIONE	GRUPPO
<i>Suoli aventi scarsa potenzialità di deflusso.</i> Comprende sabbie profonde, con scarsissimo limo ed argilla e ghiaie profonde, molto permeabili. Capacità di infiltrazione in condizioni di saturazione molto elevata.	A
<i>Suoli aventi moderata potenzialità di deflusso.</i> Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi rispetto al gruppo A. Elevate capacità di infiltrazione anche in condizioni di saturazione.	B
<i>Suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta.</i> Suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali. Scarsa capacità di infiltrazione e saturazione.	C
<i>Potenzialità di deflusso molto elevata.</i> Argille con elevata capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie. Scarsissima capacità di infiltrazione a saturazione.	D

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori caratteristici di taratura del parametro CN_{II} , il cui valore si ottiene per incrocio delle caratteristiche di uso prevalente del suolo e della litologia del terreno.

I valori di CN utilizzati sono stati ottenuti dalle pubblicazioni dell'Autorità di Bacino della regione Puglia, in quanto ritenuti quelli con la maggiore affidabilità.

Tabella 10 - Determinazione dei valori di Curve Number per le categorie di uso del suolo della CTR Puglia (1)

Categorie di uso del suolo	Macrocategoria associata	A	B	C	D
Acquacolture	Superfici al 100 % impermeabili	100	100	100	100
Altre colture permanenti	Terre coltivate con trattamenti di conservazione del suolo	62	71	78	81
aree a pascolo naturale, praterie, incolti	Pascolo in cattive condizioni	68	79	86	89
aree a ricolonizzazione artificiale (rimboschimenti nella fase di novelleto)	Boschi con copertura rada	45	66	77	83
aree a ricolonizzazione naturale	Boschi con copertura rada	45	66	77	83
aree a vegetazione sclerofilla	Boschi con copertura rada	45	66	77	83
Aree aeroportuali ed eliporti	Aree residenziali (65 % impermeabili)	77	85	90	92
Aree agroforestali	Boschi con copertura rada	45	66	77	83
Aree archeologiche	Terreno incolto	77	86	91	94
Aree con vegetazione rada	Pascolo in cattive condizioni	68	79	86	89
Aree estrattive	Superfici al 100 % permeabili	0	0	0	0
Aree interessate da incendi o altri eventi dannosi	Boschi con copertura rada	45	66	77	83
Aree per gli impianti delle telecomunicazioni	Aree residenziali (65 % impermeabili)	77	85	90	92
Aree portuali	Parcheggi, tetti, strade carrabili	98	98	98	98
Aree prevalentemente occupate da coltura agrarie con presenza di spazi naturali	Terre coltivate con trattamenti di conservazione del suolo	62	71	78	81
Aree sportive (calcio, atletica, tennis, etc)	Spazi aperti e parchi in condizioni medie	49	69	79	84
Aree verdi urbane	Aree residenziali (12 % impermeabili)	46	65	77	82
Bacini con prevalentemente utilizzazione per scopi irrigui	Superfici al 100 % impermeabili	100	100	100	100
Bacini senza manifeste utilizzazioni produttive	Superfici al 100 % impermeabili	100	100	100	100
Boschi di conifere	Boschi con copertura media	36	60	73	79
Boschi di latifoglie	Boschi con copertura media	36	60	73	79
Boschi misti di conifere e latifoglie	Boschi con copertura media	36	60	73	79
Campeggi, strutture turistiche ricettive a bungalows o simili	Spazi aperti e parchi in condizioni medie	49	69	79	84
Canali e idrovie	Superfici al 100 % impermeabili	100	100	100	100
Cantieri e spazi in costruzione e scavi	Aree residenziali (65 % impermeabili)	77	85	90	92
Cespuglieti e arbusteti	Boschi con copertura rada	45	66	77	83
Cimiteri	Aree residenziali (38 % impermeabili)	61	75	83	87
Colture orticole in pieno campo in serra e sotto plastica in aree irrigue	Colture in filari, dritti in cattive condizioni	72	81	88	91
Colture orticole in pieno campo in serra e sotto plastica in aree non irrigue	Colture in filari, dritti in cattive condizioni	72	81	88	91
Colture temporanee associate a colture permanenti	Terre coltivate con trattamenti di conservazione del suolo	62	71	78	81
Depositi di rottami a cielo aperto, cimiteri di autoveicoli	Aree commerciali (85 % impermeabili)	89	92	94	95

Tabella 11 - Determinazione dei valori di Curve Number per le categorie di uso del suolo della CTR Puglia (2)

Categorie di uso del suolo	Macrocategoria associata	A	B	C	D
Discariche e depositi di cave, miniere, industrie	Terreno incolto	77	86	91	94
Estuari	Superfici al 100 % impermeabili	100	100	100	100
Fiumi, torrenti e fossi	Superfici al 100 % impermeabili	100	100	100	100
Frutteti e frutti minori	Colture in filari dritti in buone condizioni	67	78	85	89
Grandi impianti di concentrazione e smistamento merci	Aree commerciali (85 % impermeabili)	89	92	94	95
Insedimenti ospedalieri	Aree commerciali (72 % impermeabili)	81	88	91	93
Insedimenti produttivi agricoli	Aree residenziali (65 % impermeabili)	77	85	90	92
Insedimento commerciale	Aree commerciali (85 % impermeabili)	89	92	94	95
Insedimento degli impianti tecnologici	Aree commerciali (72 % impermeabili)	81	88	91	93
Insedimento dei grandi impianti di servizi pubblici e privati	Aree commerciali (85 % impermeabili)	89	92	94	95
Insedimento in disuso	Aree residenziali (38 % impermeabili)	61	75	83	87
Insedimento industriale o artigianale con spazi annessi	Aree commerciali (72 % impermeabile)	81	88	91	93
Lagune, laghi e stagni costieri	Superfici al 100 % impermeabili	100	100	100	100
Paludi interne	Superfici al 100 % impermeabili	100	100	100	100
Paludi salmastre	Superfici al 100 % impermeabili	100	100	100	100
Parchi di divertimento (acquapark, zoosafari e simili)	Spazi aperti e parchi in condizioni medie	49	69	79	84
Prati alberati, pascoli alberati	Pascolo in condizioni medie	49	69	79	84
Reti ed aree per la distribuzione, la produzione e il trasporto dell'energia	Aree commerciali (85 % impermeabili)	89	92	94	95
Reti ferroviarie comprese le superfici annesse	Strade in ghiaia	76	85	89	91
Reti stradali e spazi accessori	Strade pavimentate con cordoli e fognature	98	98	98	98
Rocce nude, falesie e affioramenti	Terreno incolto	77	86	91	94
Saline	Superfici al 100 % impermeabili	100	100	100	100
Seminativi semplici in aree irrigue	Grano in buone condizioni (filari dritti)	63	75	83	87
Seminativi semplici in aree non irrigue	Grano in cattive condizioni (filari dritti)	65	76	84	88
Sistemi colturali e particellari complessi	Terre coltivate senza trattamenti di conservazione del suolo	72	81	88	91
Spiagge, dune, sabbie	Spazi aperti e parchi in condizioni medie	49	69	79	84
Suoli rimaneggiati e artefatti	Terreno incolto	77	86	91	94
Superfici a copertura erbacea densa	Pascolo in condizioni medie	49	69	79	84
Tessuto residenziale continuo antico e denso	Aree commerciali (85 % impermeabili)	89	92	94	95
Tessuto residenziale continuo, denso più recente e basso	Aree commerciali (85 % impermeabili)	89	92	94	95
Tessuto residenziale continuo, denso, recente e alto	Aree commerciali (85 % impermeabili)	89	92	94	95
Tessuto residenziale discontinuo	Aree residenziali (65 % impermeabile)	77	85	90	92
Tessuto residenziale rado e nucleiforme	Aree residenziali (38 % impermeabili)	61	75	83	87
Tessuto residenziale sparso	Aree residenziali (30 % impermeabili)	57	72	81	86
Uliveti	Colture in filari dritti in buone condizioni	67	78	85	89
Vigneti	Colture in filari dritti in buone condizioni	67	78	85	89

La variabilità spaziale del suolo porta alla valutazione a scala di bacino del valore medio di S, partendo dai singoli valori di S, a causa della relazione non lineare che intercorre tra S e CN. In particolare, la media della massima ritenzione potenziale S rispetto la media del CN è più corretta, in quanto il primo metodo è più razionale del secondo per ragioni di equilibrio idrico. Mishra e Singh (2003) hanno sottolineato che il deflusso calcolato con i due approcci di cui sopra si discosterebbe significativamente per un'ampia gamma di CN. In generale, il metodo CN pesato è meno dispendioso in termini di tempo, ma tende ad essere meno accurato rispetto all'effettivo deflusso misurato.

Per la trasformazione afflussi-deflussi, si è scelto di utilizzare il metodo dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH) del Soil Conservation Service.

Tale metodo utilizza, per ogni bacino, un tempo di ritardo o di lag, 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; ed il Curve Number calcolato in precedenza per la stima della pioggia efficace.

Il tempo di ritardo del bacino si calcola attraverso la formula di Mockus (SCS 1972):

$$t_L = 0.342 \frac{L^{0.8}}{s^{0.5}} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}$$

Dove:

- s = pendenza del bacino espressa in %;
- L = lunghezza dell'asta principale [km].

Poiché la precipitazione critica per il bacino è quella avente una durata pari al tempo di corrivazione t_c , la durata dell'evento meteorico di riferimento t_p viene imposta pari a t_c .

Il SCS ha dedotto empiricamente che il rapporto tra il tempo di lag ed il tempo di corrivazione è pari a 0.6, quindi:

$$t_c = \frac{t_L}{0.6}$$

Possiamo calcolare, quindi, il tempo di accumulo come:

$$t_a = 0.5t_p + t_L$$

Gli idrogrammi nella sezione di chiusura per i diversi tempi di ritorno sono i seguenti.

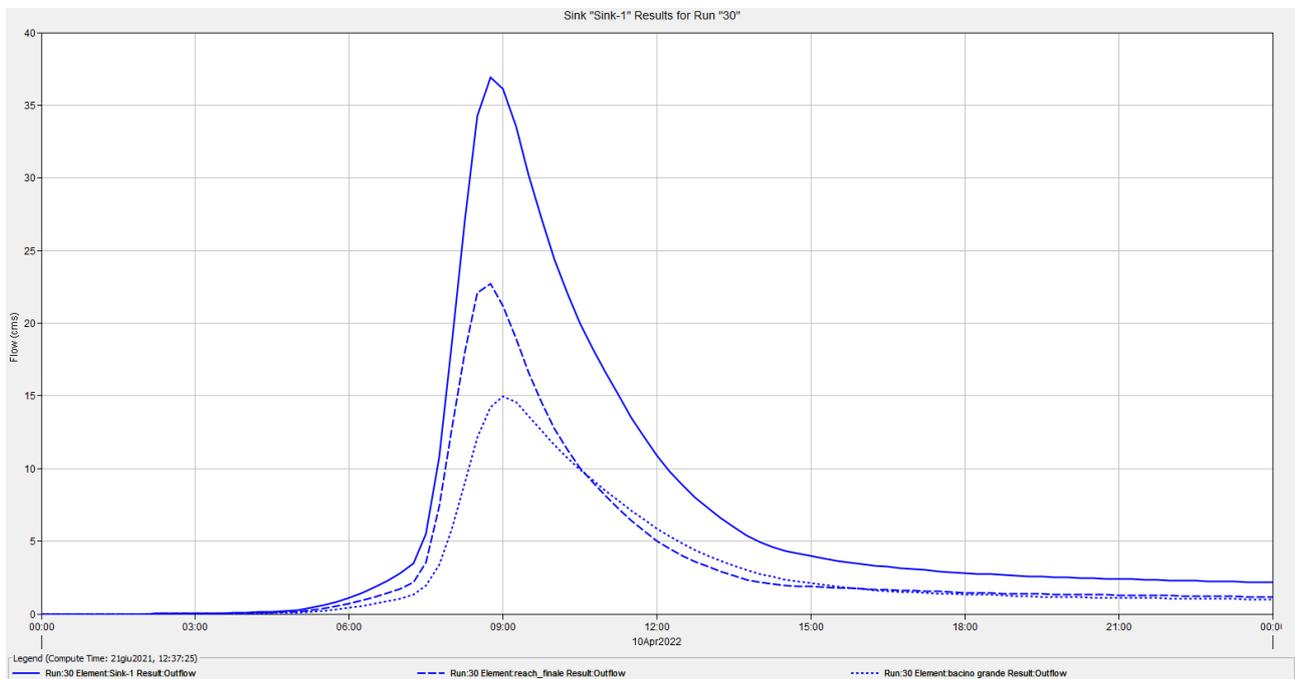


Figura 12 - Idrogramma di piena Tr 30 anni

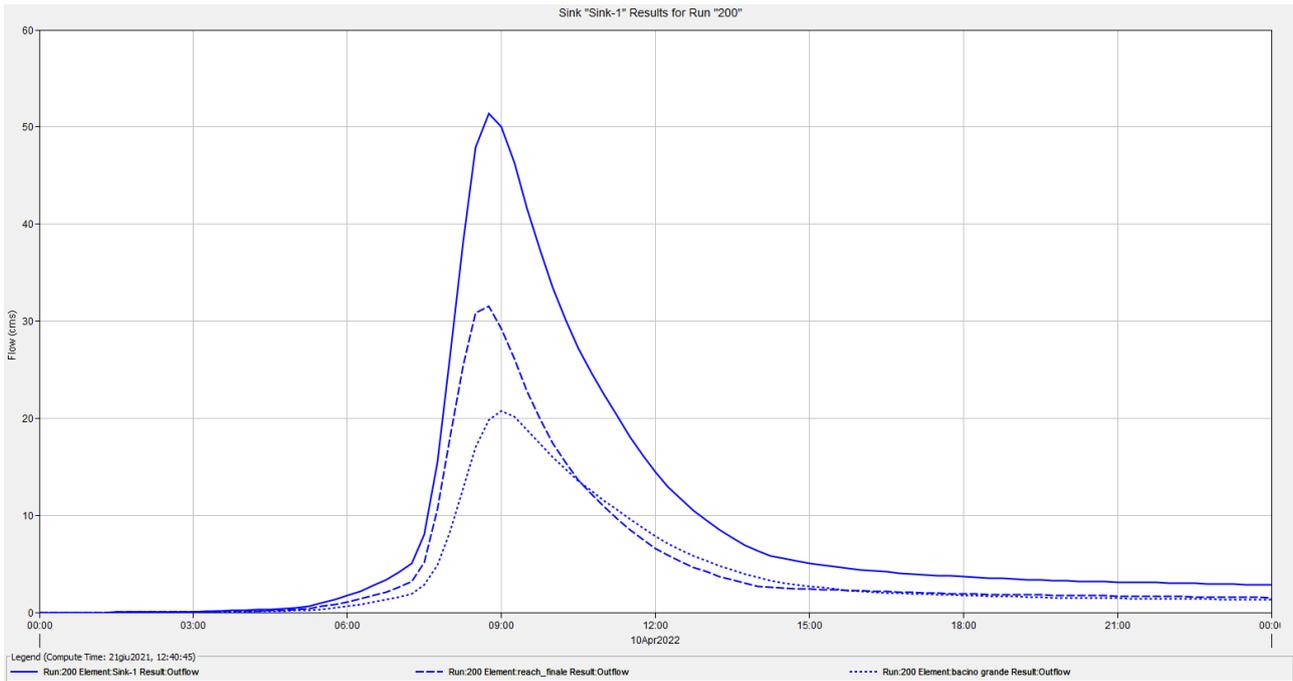


Figura 13 - Idrogramma di piena Tr 200 anni

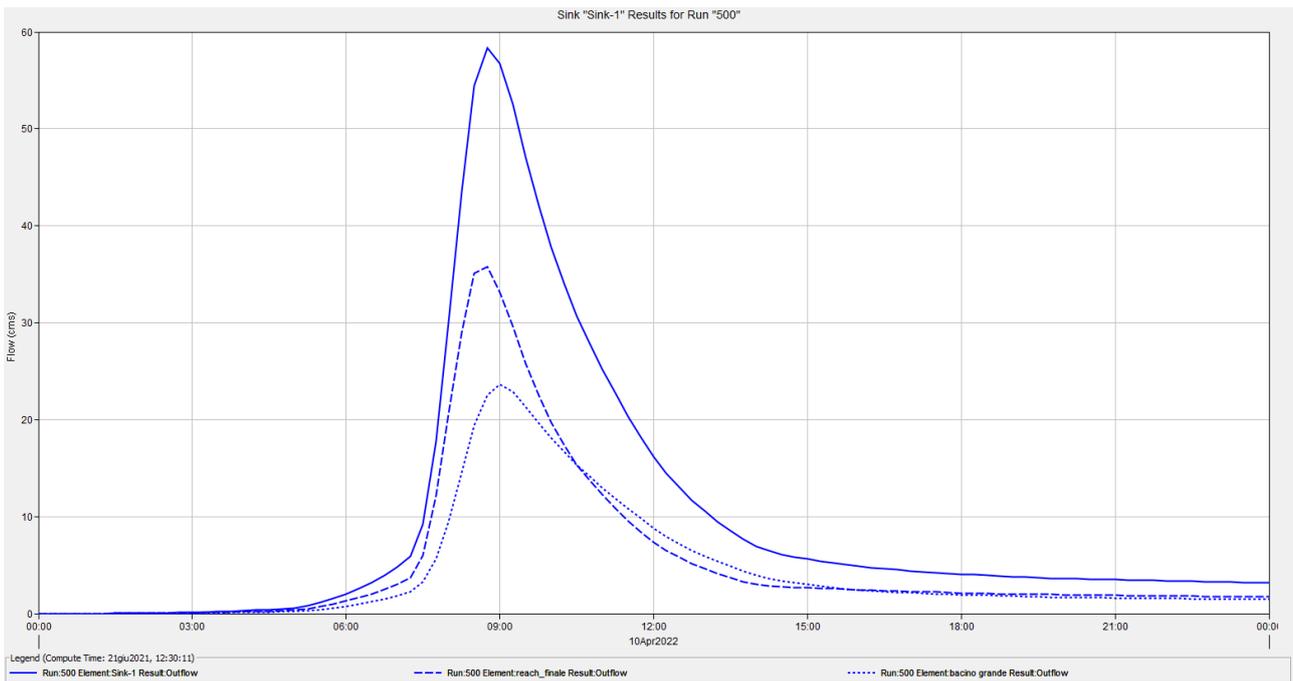


Figura 14 - Idrogramma di piena Tr 500 anni

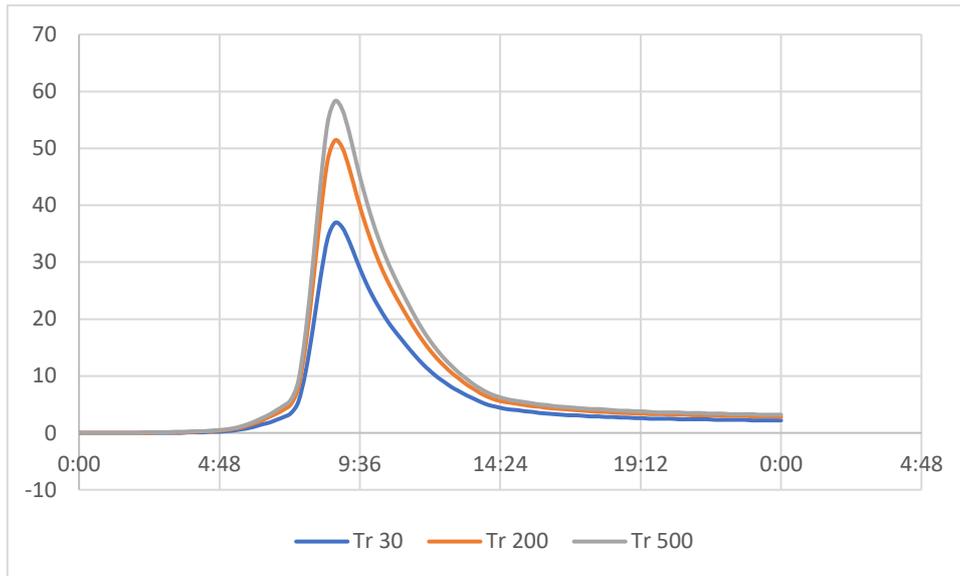


Figura 15 - Idrogramma di piena

Tabella 12 – Confronto risultati

Metodo	Portata [m³/s]		
	Q30	Q200	Q500
Razionale	26.51	37.03	42.11
HMS	36.90	51.40	58.30

Si è scelto di utilizzare i valori ricavati dal metodo SCS-CN tramite il software HEC-HMS in quanto più cautelativo.

6 STUDIO IDRAULICO

Lo studio della propagazione delle onde di piena, ricavate per i diversi tempi di ritorno fissati, è essenzialmente finalizzato alla determinazione della capacità di convogliamento dell'alveo e dei relativi manufatti di attraversamento. I modelli idraulici di propagazione giocano un ruolo fondamentale in questo tipo di analisi fornendo la possibilità di determinare l'andamento dei livelli idrici associati a differenti condizioni di moto.

Le verifiche idrauliche sono state condotte con un modello numerico bidimensionale implementato dal *U.S. Army Corps of Engineers* in un programma per elaboratore elettronico di ampia diffusione e di consolidata pratica d'uso quale *l'Hydrologic Engineering Center - River Analysis System (HEC-RAS)*.

6.1 Software HEC-RAS

HEC-RAS è progettato per eseguire calcoli idraulici monodimensionali e bidimensionali per una rete completa di canali naturali e artificiali, aree di esondazione, aree protette dagli argini, ecc. La procedura di calcolo è basata sulla soluzione dell'equazione dell'energia monodimensionale. Le perdite di energia sono valutate dall'attrito (equazione di Manning) e dalla contrazione/espansione (coefficiente moltiplicato per il cambiamento di velocità in testa). L'equazione della quantità di moto è utilizzata in situazioni in cui il profilo della superficie dell'acqua è rapidamente variato. Queste situazioni includono i calcoli del regime di flusso misto (cioè i salti idraulici), l'idraulica dei ponti e la valutazione dei profili alle confluenze dei fiumi.

6.1.1 Codice di calcolo

La procedura di calcolo di HEC-RAS si basa sulla soluzione delle equazioni dell'energia secondo lo schema monodimensionale, andando ad analizzare solamente la componente della velocità diretta secondo la direzione prevalente del moto (longitudinale).

Il calcolo dei profili di corrente viene effettuato all'interno del software attraverso la risoluzione dell'equazione dell'energia tra due sezioni consecutive, mediante un processo iterativo (standard step method).

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Dove:

Y_2, Y_1 sono i tiranti idrici;

Z_1, Z_2 sono le quote geodetiche;

V_1, V_2 sono le velocità medie;

α_1, α_2 sono i coefficienti di ragguglio delle altezze cinetiche;

g è l'accelerazione di gravità;

h_e è la perdita di carico totale nel tratto considerato.

Il valore di h_e è definito dalla somma delle perdite dovute all'attrito (perdite distribuite) e delle perdite di carico dovute alla contrazione o all'espansione della vena liquida (perdite localizzate).

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

con:

$$L = \frac{L_{lob} Q_{lob} + L_{rob} Q_{rob} + L_{ch} Q_{ch}}{Q_{lob} + Q_{rob} + Q_{ch}}$$

Dove:

- il pedice lob, rob e ch indica la golena sinistra, destra e il canale centrale, relativamente alle lunghezze e alle portate;
- S_f è la cadente della linea dei carichi totali;
- C è il coefficiente di espansione/contrazione compreso tra 0 e 1, che tiene conto delle perdite di carico dovute all'espansione e alla contrazione della vena fluida.

Tramite la formula di Chezy è possibile calcolare il valore delle conveyance considerando le singole porzioni di flusso (in golena destra e sinistra e nel canale centrale).

$$Q = K S_f^{1/2} e \qquad K = 1/n AR^{2/3}$$

con:

- K conveyance espressa in m³/s;
- n coefficiente di scabrezza di Manning espressa in m^{1/3}/s;
- A area relativa al deflusso espressa in m²;
- R raggio idraulico espresso in m.

Il valore della conveyance viene calcolato per le singole sezioni di deflusso, ottenendo quindi un valore totale della stessa, come somma dei contributi di K_{rob}, K_{lob} e K_{ch}.

Infine il coefficiente di ragguglio α viene calcolato considerando che l'altezza cinetica deriva dal valore medio pesato sulla portata sulle singole sezioni (golenali e centrale).

$$\frac{\alpha \bar{V}^2}{2g} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \frac{V_i^2}{2g}}{Q_{tot}} \qquad \text{con} \qquad \alpha = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i V_i^2}{Q_{tot} V^2}$$

Il valore relativo all'altezza della superficie libera incognita viene determinato in maniera iterativa a partire dai dati assegnati di portata e dalle caratteristiche geometriche delle singole sezioni.

La procedura di calcolo prevede la risoluzione dell'equazione dell'energia e delle perdite di carico in maniera iterativa, come di seguito descritto:

1. Scelta di un valore di primo tentativo per la quota della superficie libera WS₁, in corrispondenza della sezione di monte per correnti lente, o di valle per correnti veloci;
2. Calcolo a partire dal valore definito al punto 1, dei corrispondenti valori di conveyance totale e di altezza cinetica;
3. Stima di S_f e soluzione dell'equazione delle perdite di carico per il calcolo delle perdite di carico totali h_e;

4. Soluzione, a partire dai valori ottenuti al passo 2 e 3, dell'equazione dell'energia per il calcolo della superficie libera WS_2 ;
5. Confronto fra il valore di WS_2 calcolato ed il valore assunto al punto 1 e reiterazione dei passi da 1 a 5 fino al raggiungimento della convergenza, definita per default da una differenza fra i due valori inferiore a 0,003 m (o qualsiasi altra tolleranza definibile dall'utente).

6.1.2 *Coefficiente di scabrezza*

Il coefficiente di scabrezza in un alveo naturale rappresenta una misura globale della resistenza al moto della corrente, in cui si compendiano una molteplicità di fattori tra i quali la forma e la regolarità della sezione, la presenza quali-quantitativa di vegetazione e le caratteristiche litologiche del materiale d'alveo.

La sua determinazione deve quindi essere condotta con grande attenzione, valutando attentamente le caratteristiche specifiche dei materiali che compongono l'alveo e la copertura vegetale delle sponde e delle aree golenali adiacenti interessate al deflusso lungo tutto lo sviluppo dell'asta fluviale di interesse.

Nella pratica tecnica il valore numerico del coefficiente rappresentativo del termine di resistenza nell'equazione del moto può essere determinato facendo ricorso a relazioni e tabelle di natura sperimentale ampiamente disponibili in letteratura tecnica. Tali relazioni forniscono il valore del coefficiente di scabrezza sulla base di analogie delle caratteristiche morfologiche e vegetazionali dell'alveo di interesse ad una serie di situazioni tipiche dei corsi d'acqua naturali già investigate sperimentalmente.

Il coefficiente di Manning è stato stimato partendo dalla carta d'uso del suolo "Corine Land Cover 2012" disponibile sul sito del Ministero dell'Ambiente ed integrando con la conoscenza dei luoghi.



Figura 16 – Coefficienti di Manning

6.2 Modellazione idraulica

La modellazione idraulica è stata effettuata in ante operam per i tre tempi di ritorno.

Il terreno usato per la modellazione è il DTM disponibile sul SIT della regione Puglia con risoluzione 8x8 metri.

La modellazione scelta si basa su una pioggia diffusa equamente sull'intero bacino. Questa scelta è nata dall'assenza di alvei ben incisi.

Gli idrogrammi di pioggia usati sono stati estratti dal software HMS e tarati tramite confronto fra gli idrogrammi di piena in uscita per simulare l'infiltrazione.

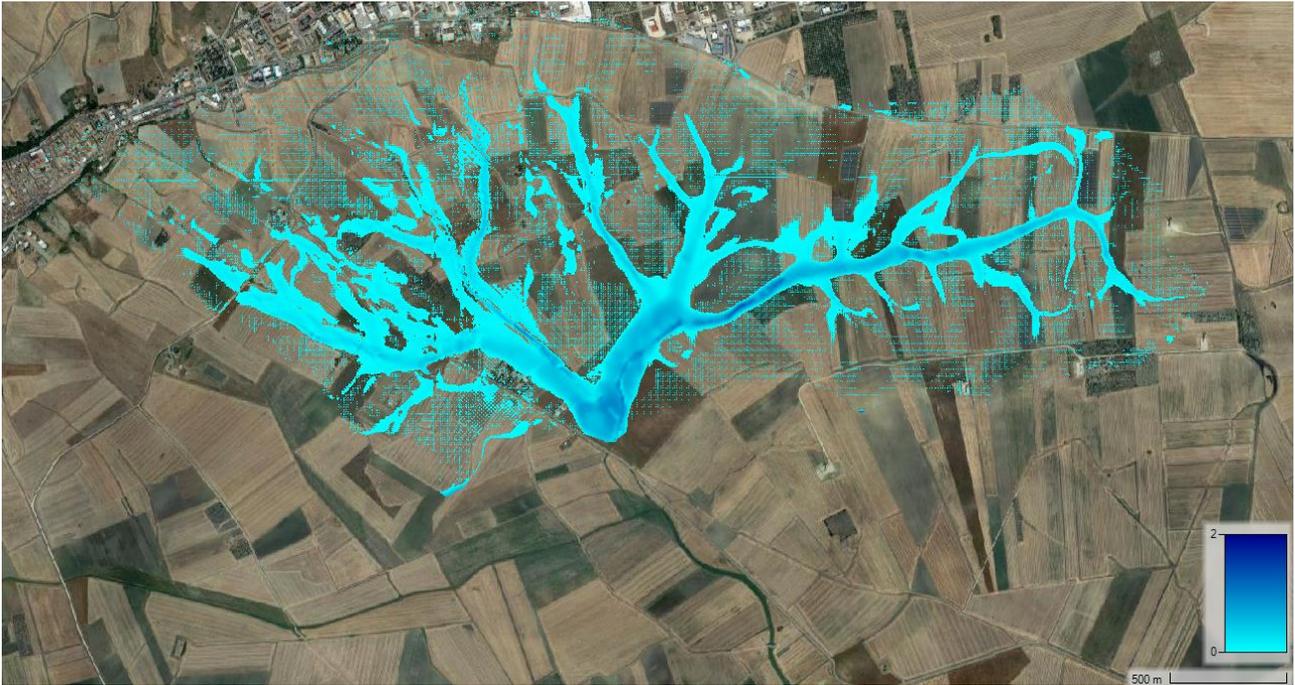


Figura 17 – Mappatura delle altezze d'acqua Tr 30

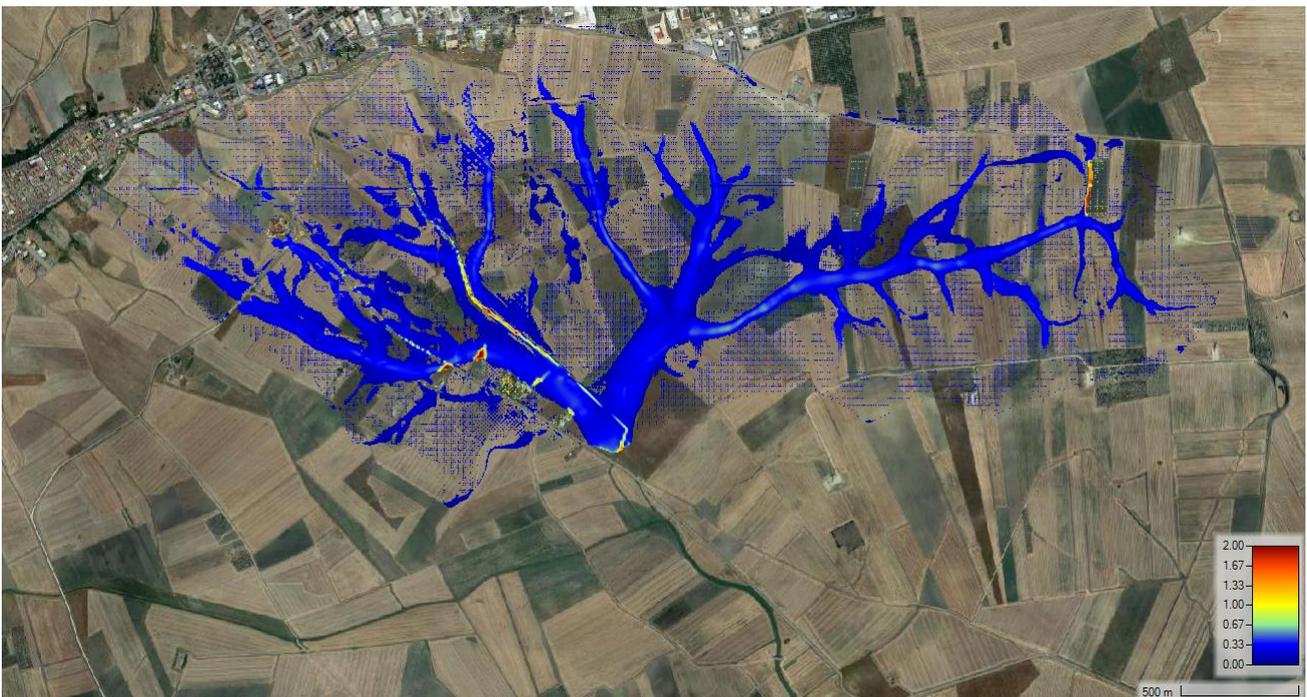


Figura 18 – Mappatura della velocità Tr 30

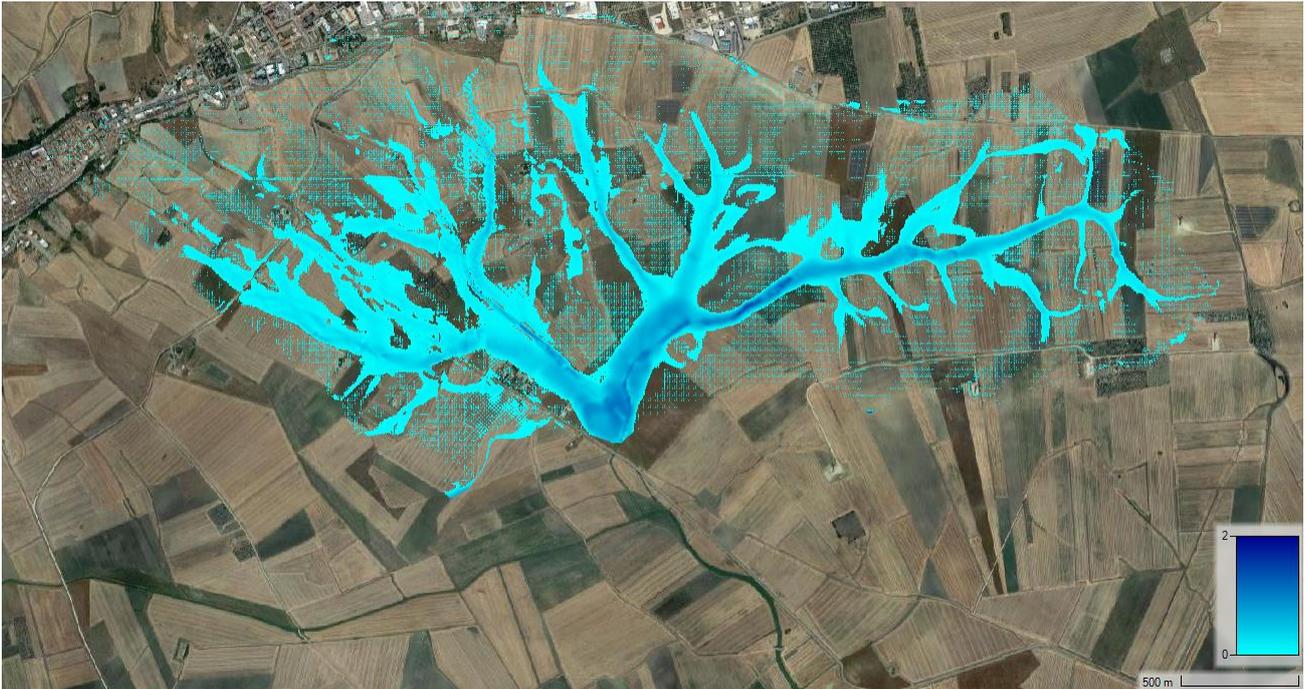


Figura 19 – Mappatura delle altezze d'acqua Tr 200

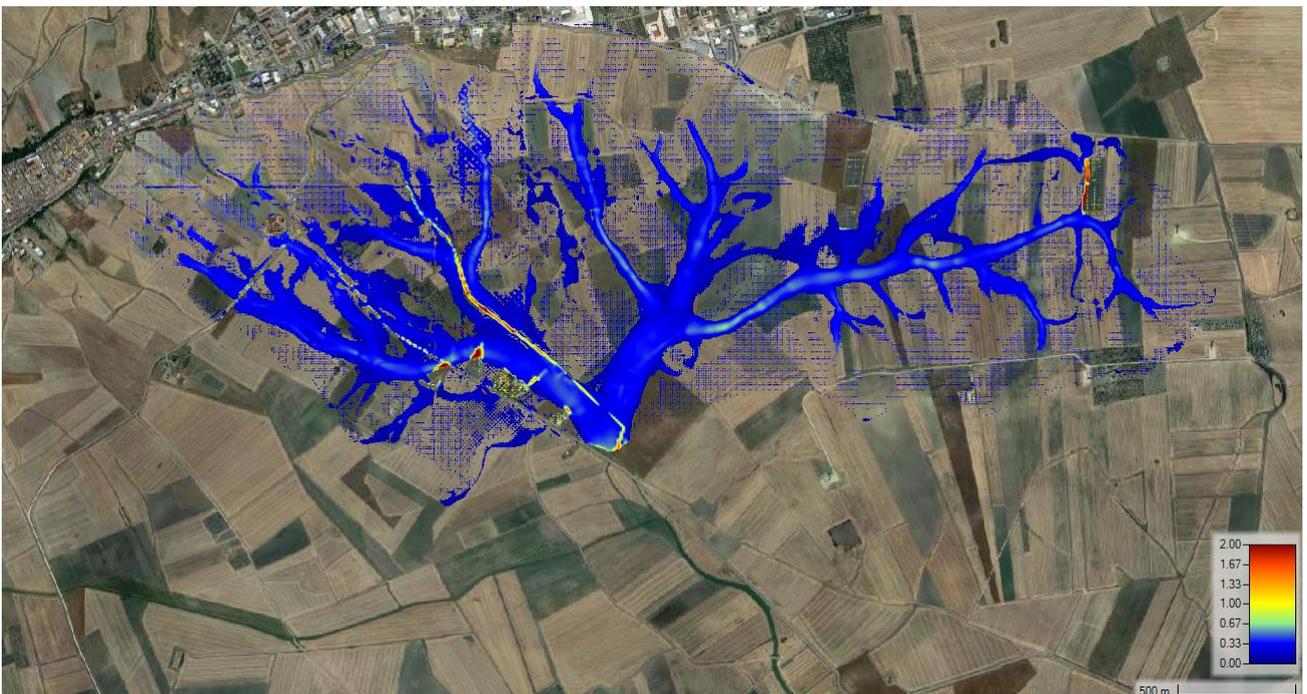


Figura 20 – Mappatura delle velocità Tr 200

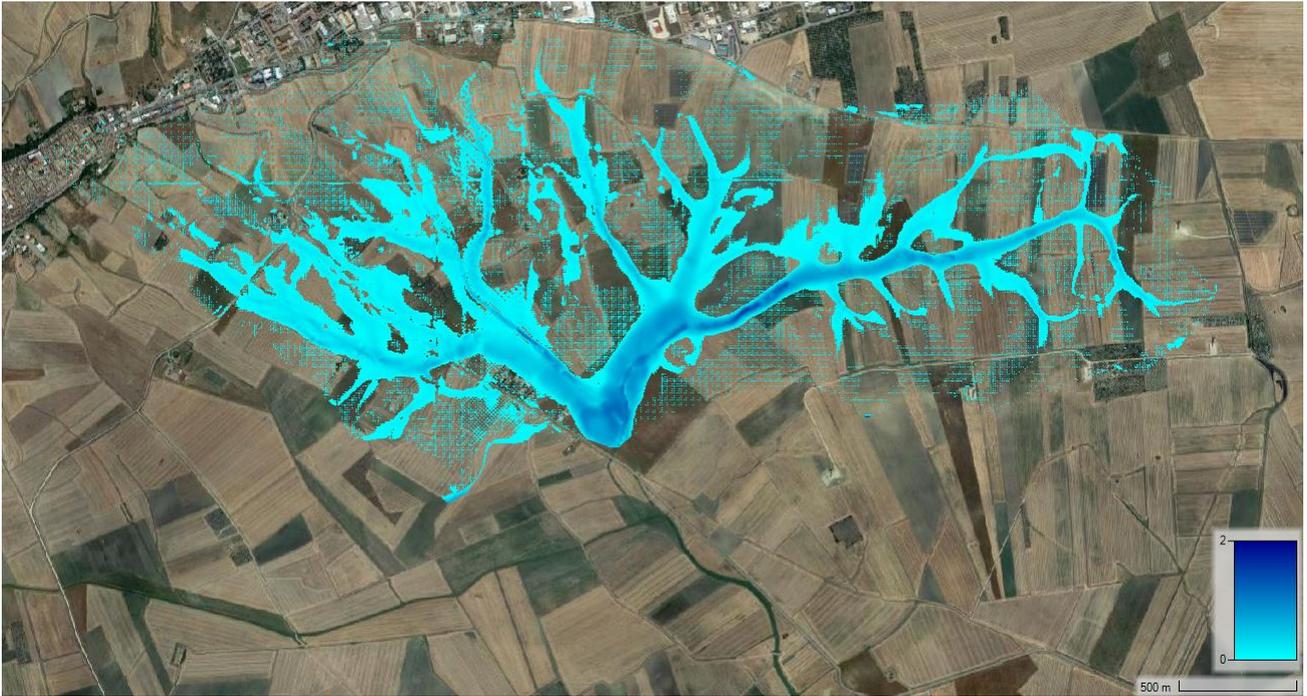


Figura 21 – Mappatura delle altezze d'acqua Tr 500

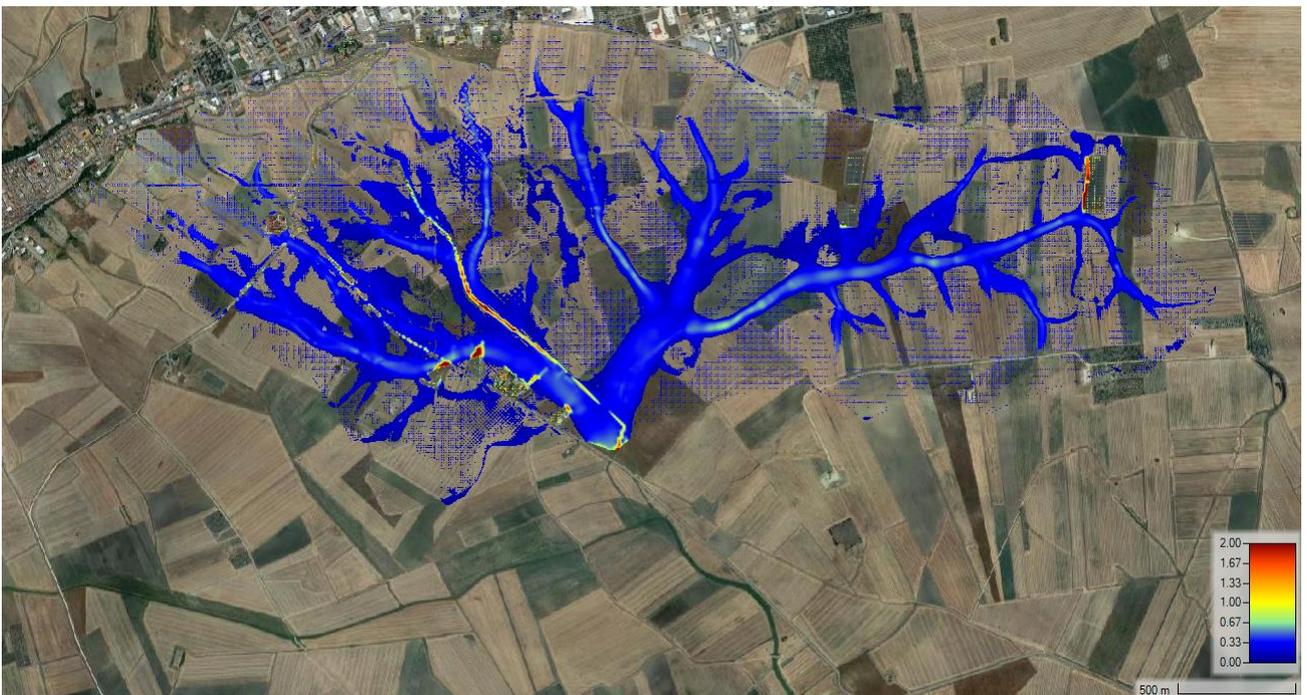


Figura 22 – Mappatura delle velocità Tr 500

Infine, sono state calcolate le altezze d'acqua decurtando le aree con altezze d'acqua minori di 20 centimetri e velocità minori di 0.5 m/s.



Figura 23 – Mappatura delle aree a deflusso critico Tr 30



Figura 24 – Mappatura delle aree a deflusso critico Tr 200



Figura 25 – Mappatura delle aree a deflusso critico Tr 500

7 INVARIANZA IDRAULICA

L'intervento previsto in progetto non comporta una variazione né di permeabilità dei terreni né del coefficiente di deflusso. Ciò è dovuto al fatto che le stringhe di pannelli da installare non rendono impermeabile il suolo, più di quanto non lo sia già in condizioni ante operam, poiché non si tratta di vera e propria urbanizzazione dove si creeranno superfici completamente impermeabili.

Ciò comporta che l'opera in progetto non crea incremento di deflusso superficiale delle acque, non alterando l'equilibrio idrologico ed idraulico, considerato che le stesse acque vengono drenate naturalmente nei fossi e negli impluvi naturali già esistenti. Si evidenzia che la presenza delle strutture di progetto (stringhe di pannelli inclinati e posti ad una prestabilita altezza dal suolo) garantisce una protezione al consumo di suolo in termini di erosione, in quanto l'energia posseduta dalla pioggia zenitale viene dissipata nell'urto con i pannelli.

Con la realizzazione del progetto, effettivamente, si ha una trasformazione dell'uso del suolo che, però, non comporta in alcun modo la riduzione della permeabilità superficiale, pertanto non sono previsti interventi relativi all'infiltrazione o alla ritenzione e accumulo delle acque, in quanto non si avrà alcuna significativa variazione del coefficiente udometrico tra la fase ante operam e post operam.

8 Conclusioni

Lo studio interessa un'area nel comune di Troia, provincia di Foggia, per la realizzazione di un impianto fotovoltaico.

Lo studio idraulico è stato condotto confrontando due metodi: quello basato sulla regressione di Gumbel partendo dai dati di pioggia della stazione pluviometrica più vicina e il metodo VaPi con il terzo livello di regionalizzazione.

Dal confronto dei metodi si è scelto di utilizzare il metodo VaPi, perché restituiva le altezze di pioggia maggiori.

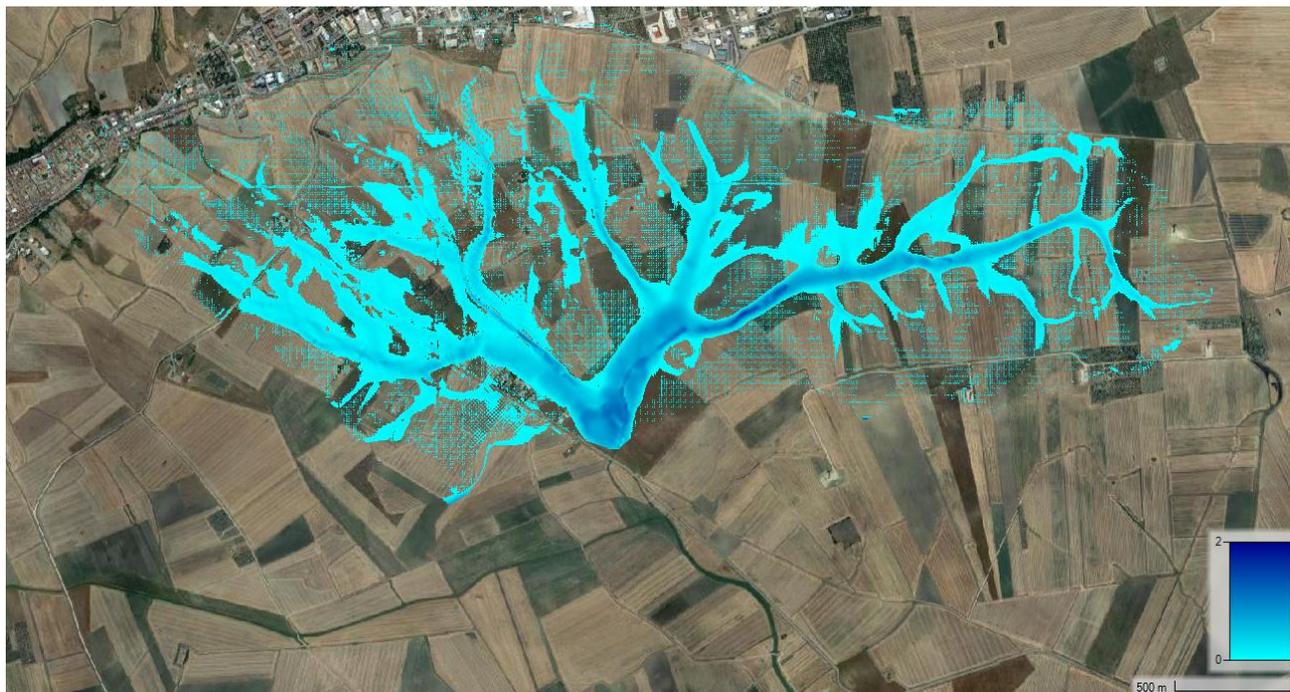
La trasformazione afflussi-deflussi è stata realizzata con l'utilizzo di due dei metodi più diffusi: il metodo Razionale e il metodo SCS-CN.

Il metodo SCS-CN realizzato tramite l'uso del software HEC HMS ha restituito le portate maggiori e quindi in via cautelativa si è scelto di utilizzarlo per la successiva modellazione idraulica.

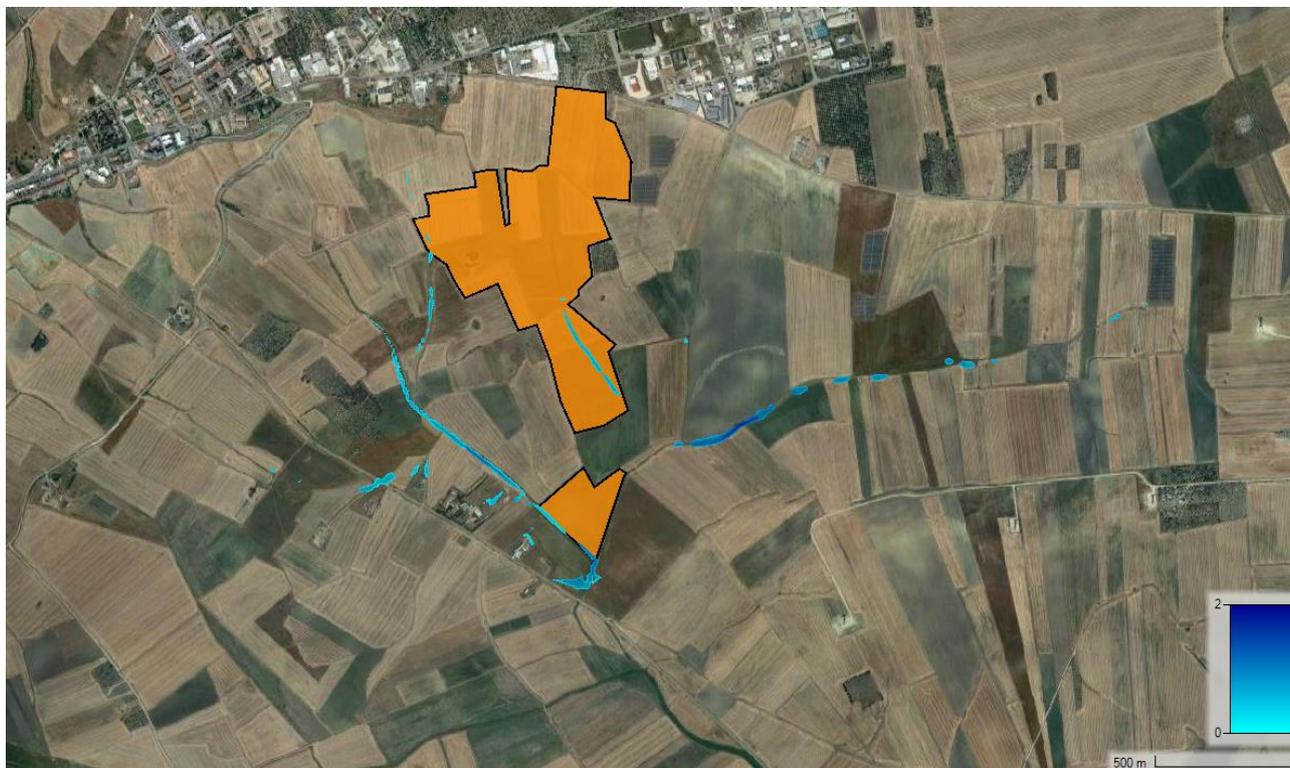
Metodo	Portata [m ³ /s]		
	Q30	Q200	Q500
Razionale	26.51	37.03	42.11
HMS	36.90	51.40	58.30

Lo studio idraulico, prodotto con il software HEC-RAS, è stato sviluppato partendo da un input di pioggia, invece che da una portata localizzata per restituire una più realistica distribuzione delle portate sul bacino.

Le distribuzioni delle altezze d'acqua per il tempo di ritorno cinquecentennale sono le seguenti:



Queste contengono anche altezze d'acqua e velocità trascurabili, quindi poco significative. È stata quindi realizzata una nuova mappatura che escludesse dall'output le altezze d'acqua minori di 0.2 metri e le velocità inferiori di 0.5m/s.



Come si vede nel confronto con le aree di progetto, le uniche superfici interessate da un deflusso significativo sono quelle all'interno dei canali. Per tale ragione, si ritiene appropriato mantenere una distanza di sicurezza tra i canali e le opere di non meno di 15 metri. Un'ulteriore misura di salvaguardia può essere quella di prevedere piantumazioni erbacee permanenti sottostanti le stringhe di pannelli, che garantiscano un'ulteriore protezione del suolo contro i fenomeni di erosione. Infine, risultano necessari interventi di manutenzione dei canali che mantengano una opportuna scabrezza ed una sufficiente sezione di deflusso. La distanza di 15 metri tra le opere ed i canali è funzionale anche ad una agevole manutenzione degli alvei.

In merito all'invarianza idraulica ed idrologica, l'intervento previsto non comporta una variazione né di permeabilità dei terreni né del coefficiente di deflusso. Ciò è dovuto al fatto che le stringhe di pannelli da installare non rendono impermeabile il suolo, più di quanto non lo sia già in condizioni ante operam, poiché non si tratta di vera e propria urbanizzazione dove si creano superfici completamente impermeabili. Si evidenzia che la presenza delle strutture di progetto (stringhe di pannelli inclinati e posti ad una prestabilita altezza dal suolo) garantisce una protezione al consumo di suolo in termini di erosione, in quanto l'energia posseduta dalla pioggia zenitale viene dissipata nell'urto con i pannelli.

Napoli, luglio 2021

CG Associati s.r.l.s
architettura ingegneria geologia

Il tecnico

Ing. Claudio Grillo

9 Indice delle figure

Figura 1 – Inquadramento generale.....	4
Figura 2 – Ambito territoriale Fiumi Settentrionali	5
Figura 3 – Bacino idrografico	11
Figura 4 – Direzione di flusso	12
Figura 5 – Sottozone omogenee.....	15
Figura 6 – Codice di calcolo AUTOIDRO – VAPI.....	17
Figura 7 – Curve di Possibilità Pluviometriche per i Tr più significativi	18
Figura 8 – Curve di Possibilità Pluviometriche per i tempi di ritorno più significativi	21
Figura 9 – Confronto CPP.....	21
Figura 10 – Schema deflusso	23
Figura 11 – Bacini HEC-HMS	27
Figura 12 - Idrogramma di piena Tr 30 anni.....	35
Figura 13 - Idrogramma di piena Tr 200 anni.....	36
Figura 14 - Idrogramma di piena Tr 500 anni.....	36
Figura 15 - Idrogramma di piena.....	37
Figura 16 – Coefficienti di Manning	42
Figura 17 – Mappatura delle altezze d’acqua Tr 30	43
Figura 18 – Mappatura della velocità Tr 30.....	43

Figura 19 – Mappatura delle altezze d’acqua Tr 200.....	44
Figura 20 – Mappatura delle velocità Tr 200.....	44
Figura 21 – Mappatura delle altezze d’acqua Tr 500.....	45
Figura 22 – Mappatura delle velocità Tr 500.....	45
Figura 23 – Mappatura delle aree a deflusso critico Tr 30.....	46
Figura 24 – Mappatura delle aree a deflusso critico Tr 200.....	46
Figura 25 – Mappatura delle aree a deflusso critico Tr 500.....	47

10 Indice delle tabelle

Tabella 1. Caratteristiche geometriche bacino	12
Tabella 2 – Valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita K_t	15
Tabella 3 - Dati di pioggia stazione di Troia - FG	18
Tabella 4 - Altezze di pioggia per tempi > 1 ora	20
Tabella 5 – Altezze di pioggia per tempi < 1 ora	20
Tabella 6 – Tempo di corrivazione	24
Tabella 7 - Tempi di corrivazione bacino	25
Tabella 8 - Portate metodo razionale	26
Tabella 9 - Gruppi di suolo in base alla capacità di assorbimento (Soil Conservation Service, 1972).....	31
Tabella 10 - Determinazione dei valori di Curve Number per le categorie di uso del suolo della CTR Puglia (1).....	32
Tabella 11 - Determinazione dei valori di Curve Number per le categorie di uso del suolo della CTR Puglia (2).....	33
Tabella 12 – Confronto risultati	37