

REGIONE PUGLIA  
PROVINCIA DI FOGGIA

Comune:  
Troia

Località "Perazzone - S. Andrea - Convegna"

PROGETTO DEFINITIVO DI UN IMPIANTO AGROVOLTAICO E RELATIVE OPERE  
DI CONNESSIONE ALLA RTN NEL COMUNE DI TROIA AVENTE POTENZA  
NOMINALE PARI A 40 MW E POTENZA DI CONNESSIONE PARI A 34,825 MW

Sezione 0:

**RELAZIONI GENERALI**

Titolo elaborato:

STUDIO DI COMPATIBILITA' IDROLOGICA E IDRAULICA  
RELAZIONE IDROLOGICA

N. Elaborato: 0.7

Scala: -

Committente

**ENGIE NDT S.r.l.**

Via Chiese, 72 -  
20126 MILANO  
PART.IVA/CF: 12112940965

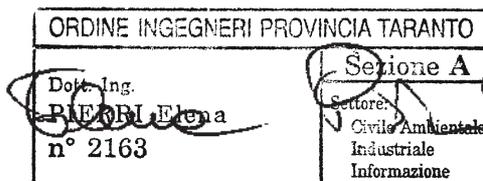
Progettazione



**sede legale e operativa**  
San Giorgio Del Sannio (BN) via de Gasperi 61  
**sede operativa**  
Lucera (FG) Via Alfonso La Cava 114  
P.IVA 01465940623  
Azienda con sistema gestione qualità Certificato N. 50 100 11873



Progettista  
**Geo Tecnologie srl**  
Via della Resistenza 48/g2  
70125 Bari



Rev.	Data	Elaborazione	Approvazione	Emissione	DESCRIZIONE
00	GENNAIO 2022	EP sigla	EP sigla	EP sigla	Emissione Progetto Definitivo
Nome File sorgente		FV.TRO03.PD.0.7.R00.doc	Nome file stampa	FV.TRO03.PD.0.7.R00.pdf	Formato di stampa A4

<b>1</b>	<b>INQUADRAMENTO GENERALE .....</b>	<b>3</b>
1.1	Premessa.....	3
<b>2</b>	<b>STUDIO IDROLOGICO .....</b>	<b>4</b>
2.1	Caratteristiche generali dell'assetto idraulico dell'area .....	4
2.2	Inquadramento ai sensi del PAI.....	6
2.3	Studio idrologico .....	14
2.3.1	Impostazione metodologica .....	14
2.3.2	Analisi geomorfologica.....	14
2.4	Analisi pluviometrica .....	17
2.5	Caratterizzazione del tempo di risposta e della potenzialità al deflusso dei bacini .....	23
2.5.1	Metodo del CN.....	23
<b>3</b>	<b>STUDIO IDRAULICO .....</b>	<b>27</b>
3.1	Analisi delle criticità .....	27
3.2	Analisi della sicurezza idraulica dell'area relativamente alle criticità a), b), c) e d) .....	27
3.2.1	Software di calcolo.....	28
3.3	Criticità a) – Ampliamento SE Troia-Cavidotto - Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale- BACINO A e BACINO B .....	33
3.3.1	Implementazione del modello per il Bacino A .....	33
3.3.2	Implementazione del modello bidimensionale bacino B .....	38
3.4	Criticità b) – Parallelismo cavidotto-reticolo idrografico -Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale.....	42
3.4.1	Implementazione del modello bidimensionale bacino C .....	42
3.5	Criticità c) – Intersezioni cavidotto-reticolo idrografico Area CAMPO 4-Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale .....	46
3.5.1	Implementazione del modello bidimensionale bacino D.....	46
3.6	Criticità d) – Intersezioni cavidotto-reticolo idrografico Area CAMPI 1, 2 e 3-Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale .....	50
3.6.1	Implementazione del modello bidimensionale bacino E .....	50
3.6.2	Implementazione del modello bidimensionale bacino F.....	53
3.6.3	Implementazione del modello bidimensionale bacino G.....	56
3.6.4	Analisi della pericolosità dell'area.....	59
3.7	Criticità e) – Intersezioni viabilità interna - reticolo idrografico -Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale.....	60

---

3.7.1	Dati di riferimento.....	61
3.7.2	Calcolo del profilo di moto .....	66
3.7.3	Coefficiente di scabrezza .....	67
3.7.4	Condizioni al contorno e condizioni iniziali .....	67
3.7.5	Sintesi dei risultati.....	67
3.7.6	Studio idraulico post operam .....	69
3.7.7	Coefficiente di scabrezza .....	70
3.7.8	Condizioni al contorno e condizioni iniziali .....	70
3.7.9	Sintesi dei risultati.....	70
<b>4</b>	<b>ATTRAVERSAMENTI DEL RETICOLO IDROGRAFICO .....</b>	<b>72</b>
<b>5</b>	<b>ATTRAVERSAMENTI DELLE AREE PERIMETRATE E DELLE AREE ALLAGABILI TR 200 ANNI.....</b>	<b>74</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>74</b>
	<b>ALLEGATO 1 BACINO E REPORT HEC RAS ANTE OPERA.....</b>	<b>76</b>
	<b>ALLEGATO 2 BACINO E REPORT HEC RAS POST OPERA .....</b>	<b>77</b>

## 1 INQUADRAMENTO GENERALE

### 1.1 Premessa

La presente relazione si riferisce allo studio di un'area che verrà destinata alla realizzazione di un impianto per la produzione di energia elettrica attraverso l'utilizzazione dell'energia solare, e viene redatta ai fini della valutazione dell'impatto del parco fotovoltaico sul regime idrologico ed idraulico dell'area interessata e, nondimeno, delle eventuali problematiche idrauliche che potrebbero riscontrarsi nell'esercizio delle attività connesse all'impianto.

Nello specifico, la società ENGIE NDT S.r.l. con sede in Via Chiese, 72 - 20126 MILANO, intende realizzare, nel territorio comunale di Troia (FG), un impianto agrovoltaico di potenza nominale pari a 40 MW e potenza nominale di connessione pari a 34,825 MW da installare nelle località "Perazzone - S. Andrea – Convegna".

L'impianto è organizzato in cinque campi: un campo è previsto in adiacenza alla SP 114 in località "Perazzone"; un secondo campo è localizzato in adiacenza alla SP 109 in località "Convegna"; i restanti campi sono localizzati in prossimità dell'incrocio tra la SP112 e la SP109 in località "S. Andrea".

I cinque campi sono delimitati da recinzione perimetrale provvisti di cancello di accesso. All'esterno della recinzione è prevista una fascia a verde di ampiezza pari a 10 m per garantire la mitigazione ambientale e paesaggistica dell'intervento.

L'impianto agrovoltaico è costituito da 60704 moduli in silicio monocristallino ognuno di potenza pari a 660Wp. Tali moduli sono collegati tra di loro in modo da costituire:

- 122 strutture 2x14 moduli;
- 1023 strutture 2x28 moduli.

Le strutture sono in acciaio zincato ancorate al terreno. L'impianto è organizzato in gruppi di stringhe collegati alle cabine di campo.

L'energia elettrica viene prodotta da ogni gruppo di moduli fotovoltaici in corrente continua e viene trasmessa agli inverter ubicati nelle cabine di campo, che provvedono alla conversione in corrente alternata.

Le linee MT in cavo interrato collegano tra loro le cabine di campo, nelle quali sono ubicati i trasformatori MT/BT, e quindi proseguono alla cabina di raccolta prevista all'interno dell'area di impianto ubicata Convegna. Dalla cabina di raccolta si sviluppano due linee 30 kV interrate per il

trasferimento dell'energia alla stazione elettrica di utente 30/150 kV. Da quest'ultima una volta innalzata alla tensione di 150 kV, l'energia viene trasferita mediante un cavidotto a 150 KV allo stallo di consegna previsto nel futuro ampliamento della seziona a 150 kV della stazione elettrica esistente 380/150 kV di Troia di proprietà TERNA S.p.A.

La proposta progettuale presentata è stata sviluppata in modo da ottimizzare al massimo il rapporto tra le opere di progetto e il territorio, limitare al minimo gli impatti ambientali e paesaggistici e garantire la sostenibilità ambientale dell'intervento.



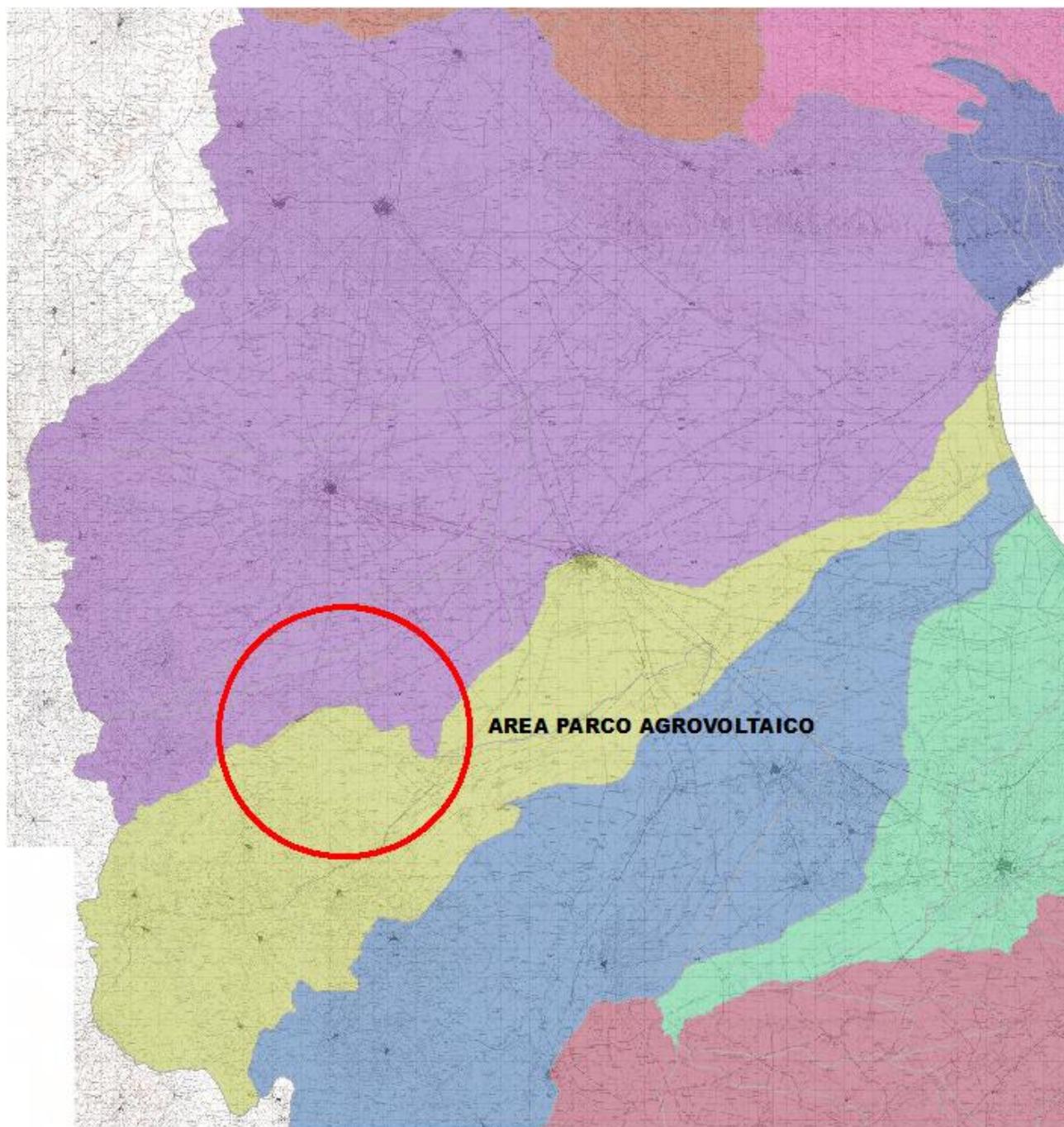
Figura 1 Inquadramento dell'impianto su fotopiano

Per i dettagli tecnici si rimanda agli elaborati progettuali di riferimento.

## 2 STUDIO IDROLOGICO

### 2.1 *Caratteristiche generali dell'assetto idraulico dell'area*

Come anticipato in precedenza la zona di studio ricade nella Provincia di Foggia ed è sita nel Comune di Troia. Rispetto al reticolo idrografico riguardante l'area di interesse, il parco agrovoltatico, si sviluppa a ridosso dei bacini del T. Cervaro e del T. Candelaro.



**Figura 2 Bacini idrografici area vasta**

Il bacino del torrente Candelaro, è quasi esclusivamente impostato sul tipico ambiente geomorfologico del Tavoliere di Puglia. Solo le parti più montane dei corsi d'acqua risultano essere incise, peraltro per brevi tratti, nei terreni flyshoidi appartenenti alle Unità del bordo orientale esterno della Catena appenninica. Il torrente scorre ai piedi del Gargano, con direzione Nord-Ovest Sud-Est, in corrispondenza di una faglia distensiva generatasi durante l'emersione del promontorio del Gargano; essa ha una lunghezza complessiva di 67 Km e accoglie le acque di un bacino di 2.050

Kmq. Il versante sinistro risulta poco sviluppato a differenza del versante destro che è solcato da vari affluenti. I principali sono i torrenti Triolo, Salsola e Celone che hanno origine nel Subappennino dauno e, dopo aver ricevuto numerosi subaffluenti, quali il canale S. Maria per il Triolo, il Vulgano e il Casanova per il Salsola lo Jorenzo, per il Celone, attraversano la Capitanata in direzione SudOvest-NordEst, confluendo nel Candelaro all'altezza del suo medio corso.

Il Torrente Cervaro, invece, nasce dal Monte Le Felci (m 853 slm), nel territorio del Comune di Monteleone di Puglia, poi attraversa brevemente la provincia di Avellino per ritornare in quella di Foggia fra Panni e Montaguto. Ha una lunghezza di km 93. Sfocia nel mar Adriatico a nord di Zapponeta. Il torrente forma una grande ansa soprattutto in corrispondenza del Bosco dell'incoronata e questo permette alle acque di rallentare il proprio corso e di alimentare questo ecosistema. Il percorso attraversa un tratto di bosco con querce maestose e si dirige verso il torrente Cervaro che con le sue acque rende fertile il suolo. Lungo il torrente si è formato un fitto bosco di salici e pioppi di dimensioni notevoli che creano un ecosistema tipico degli corsi d'acqua: la foresta a galleria. Il microclima diventa anch'esso nettamente diverso da quello con clima arido che caratterizza il territorio circostante il Parco, la pianura ormai priva di una copertura di alberi.

L'analisi dei dati idrometrografici, rilevabili per il torrente Cervaro alla stazione di Cervaro ad Incoronata, evidenzia un regime torrentizio.

## **2.2 Inquadramento ai sensi del PAI**

Il Piano di Bacino stralcio Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino Interregionale della Puglia (PAI) oggi Distretto Idrografico dell'Appennino meridionale è finalizzato al miglioramento delle condizioni di regime idraulico e della stabilità dei versanti necessari a ridurre gli attuali livelli di pericolosità e consentire uno sviluppo sostenibile del territorio nel rispetto degli assetti naturali, della loro tendenza evolutiva e delle potenzialità d'uso.

Il PAI costituisce Piano Stralcio del Piano di Bacino, ai sensi dell'articolo 17 comma 6 ter della Legge 18 maggio 1989, n° 183; ha valore di piano territoriale di settore ed è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa e alla valorizzazione del suolo ricadente nel territorio di competenza dell'Autorità di Bacino della Puglia.

Le finalità del PAI sono realizzate, dall'Autorità di Bacino della Puglia e dalle altre Amministrazioni competenti, mediante:

- la definizione del quadro della pericolosità idrogeologica in relazione ai fenomeni di esondazione e di dissesto dei versanti;

- la definizione degli interventi per la disciplina, il controllo, la salvaguardia, la regolarizzazione dei corsi d'acqua e la sistemazione dei versanti e delle aree instabili a protezione degli abitati e delle infrastrutture, indirizzando l'uso di modalità di intervento che privilegino la valorizzazione ed il recupero delle caratteristiche naturali del terreno;
- l'individuazione, la salvaguardia e la valorizzazione delle aree di pertinenza fluviale;
- la manutenzione, il completamento e l'integrazione dei sistemi di difesa esistenti;
- la definizione degli interventi per la difesa e la regolazione dei corsi d'acqua;
- la definizione di nuovi sistemi di difesa, ad integrazione di quelli esistenti, con funzioni di controllo della evoluzione dei fenomeni di dissesto e di esondazione, in relazione al livello di riduzione del rischio da conseguire.

#### Prescrizioni del PAI

Le Norme Tecniche di Attuazione (NTA) del PAI, in relazione alle condizioni idrauliche e geomorfologiche, alla tutela dell'ambiente e alla prevenzione di presumibili effetti dannosi prodotti da interventi antropici, dettano norme per le aree di cui agli artt. 6, 7, 8, 9 e 10 (relativamente all'assetto idraulico) e agli artt. 13, 14 e 15 (relativamente all'assetto geomorfologico).

In particolare, le aree di cui sopra sono definite:

- Alveo fluviale in modellamento attivo ed aree golenali (art. 6);
- Aree ad alta pericolosità idraulica (A.P.) (art. 7);
- Aree a media pericolosità idraulica (M.P.) (art. 8);
- Aree a bassa pericolosità idraulica (B.P.) (art. 9);
- Fasce di pertinenza fluviale (art. 10);
- Aree a pericolosità geomorfologica molto elevata (P.G.3) (art. 13);
- Aree a pericolosità geomorfologica elevata (P.G.2) (art. 14);
- Aree a pericolosità geomorfologica media e moderata (P.G.1) (art. 15).

Relativamente alle aree a diversa pericolosità idraulica e geomorfologia (A.P., M.P., B.P., P.G.3, P.G.2, P.G.1), queste risultano realmente individuate nelle "Carte delle aree soggette a rischio idrogeologico" allegate al PAI, mentre, relativamente alle aree definite Alveo fluviale in modellamento attivo ed aree golenali (art. 6) e Fasce di pertinenza fluviale (art. 10), la loro ubicazione segue i seguenti criteri:

- Quando il reticolo idrografico e l'alveo in modellamento attivo e le aree golenali non sono arealmente individuate nella cartografia in allegato al PAI e le condizioni morfologiche

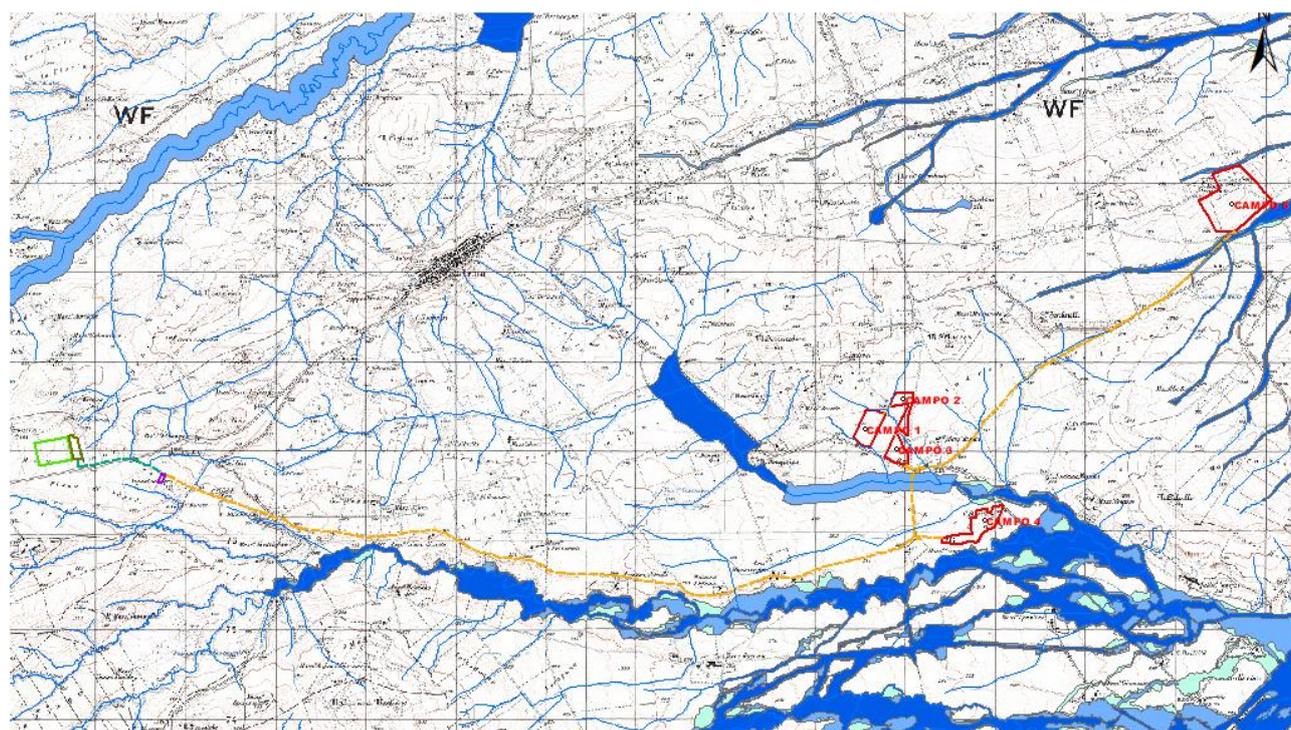
non ne consentano la loro individuazione, le norme si applicano alla porzione di terreno a distanza planimetrica, sia in destra che in sinistra, dall'asse del corso d'acqua, non inferiore a 75 m.

- Quando la fascia di pertinenza fluviale non è arealmente individuata nelle cartografie in allegato al PAI, le norme si applicano alla porzione di terreno, sia in destra che in sinistra, contermina all'area golenale, come individuata al punto precedente, di ampiezza comunque non inferiore a 75 m.

Ad oggi i Piani Stralcio di Assetto Idrogeologico risultano in fase di aggiornamento, pertanto il Segretario Generale dell'Autorità di bacino ha adottato con Decreto n. 540 del 13/10/2020 le Misure di Salvaguardia sulle aree indicate nelle "proposte di aggiornamento" dei Piani Stralcio di Assetto Idrogeologico Rischio idraulico, vigenti nel Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale.

Le Misure di Salvaguardia hanno efficacia dal 14/10/2020, data di pubblicazione del succitato Decreto sul sito dell'AdB Distrettuale.

Di seguito si riporta uno stralcio del PGRA.



#### Legend

 Cavidotto esterno AT	 Reticolo Idrografico Carta idrogeomorfologica Puglia
 Ampliamento SE Troia	 Aree ad alta pericolosità idraulica
 Attraversamento	 Aree a media pericolosità idraulica
 Campi fotovoltaici	 Aree a bassa pericolosità idraulica
 SE Troia	
 SE Utente	

Figura 3 Perimetrazioni PAI-PGRA

Secondo le perimetrazioni vigenti l'area del parco agrovoltaico non ricade in aree perimetrare. Tuttavia, dalla consultazione degli elaborati grafici si può notare che le aree del parco fotovoltaico ricadono parzialmente all'interno di aree definite come alveo fluviale in modellamento attivo ed aree golenali - fasce di pertinenza fluviale.

In particolare si rilevano le seguenti criticità:

**Criticità a) – Ampliamento SE Troia-Cavidotto - Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale**



Figura 4 Criticità a) →

**Criticità b) – Parallelismo cavidotto-reticolo idrografico -Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale**

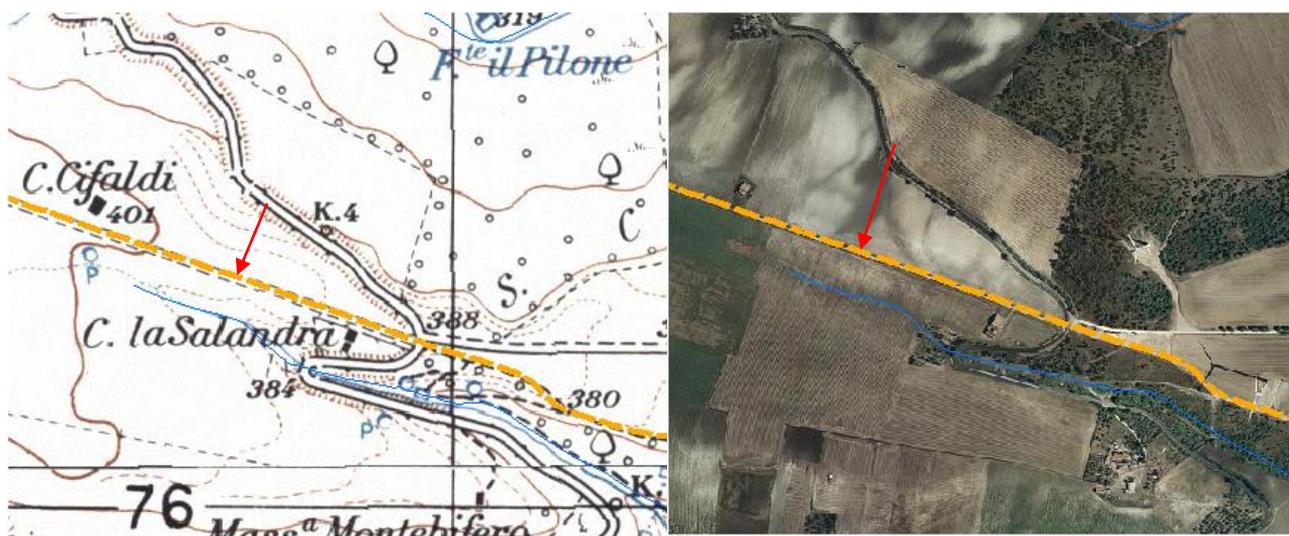
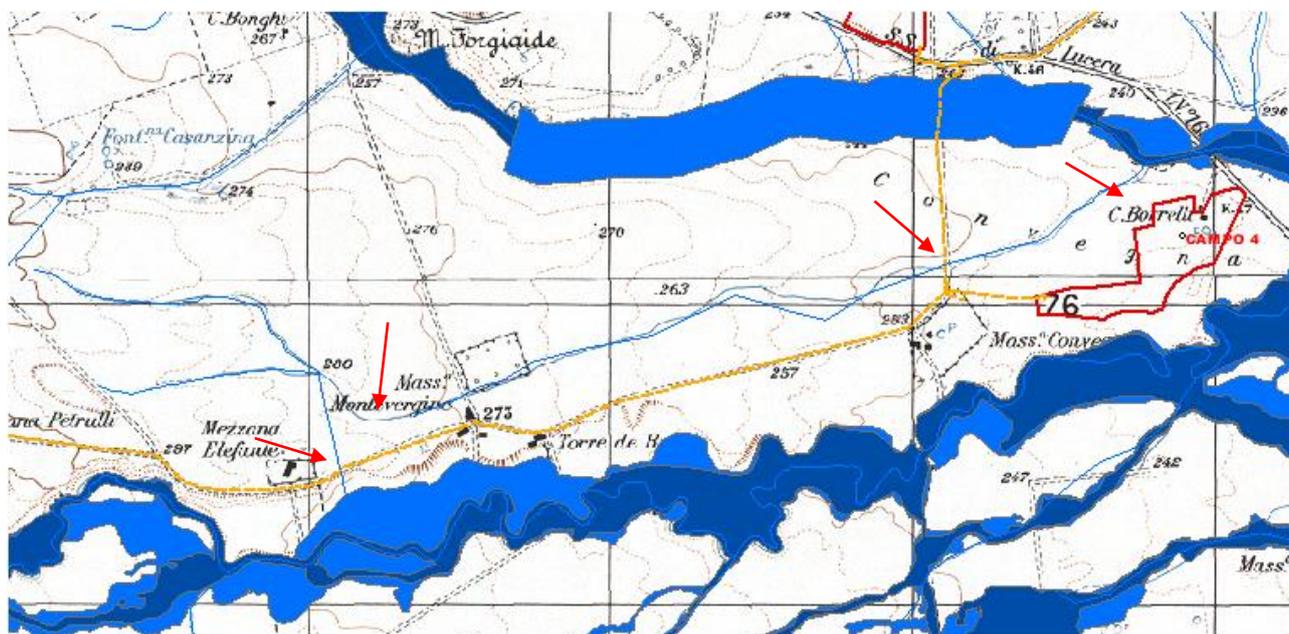
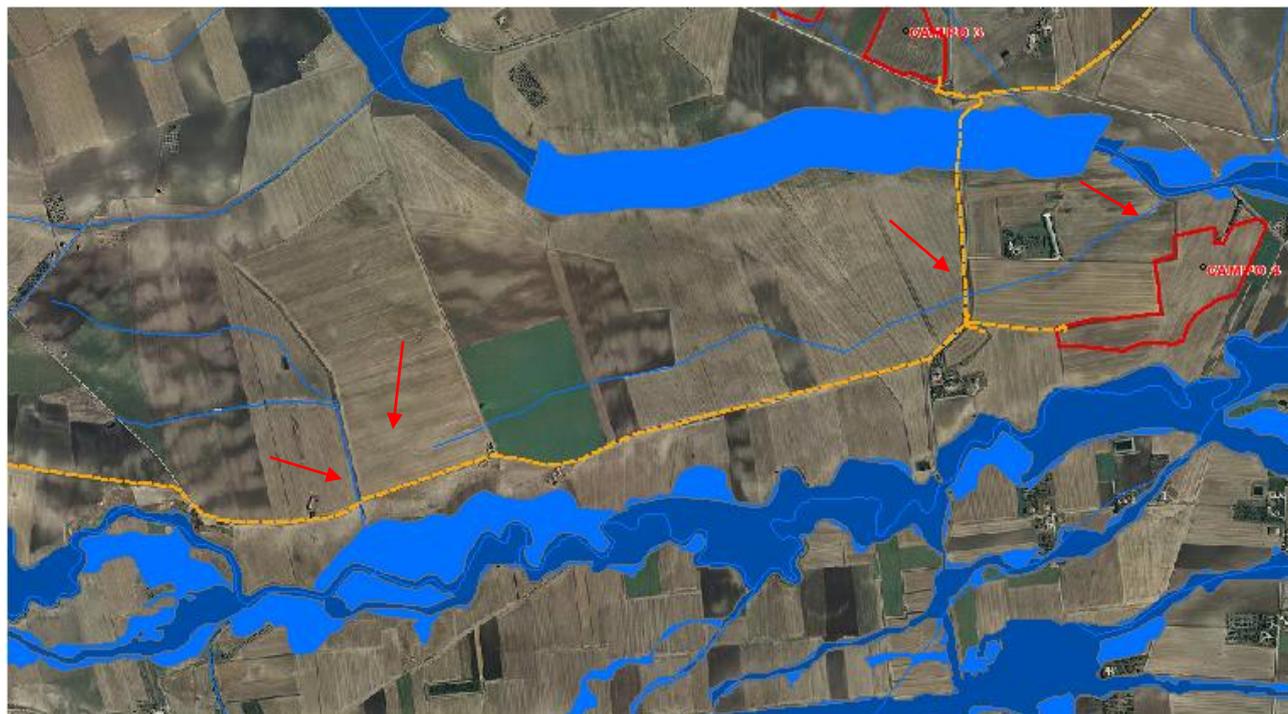


Figura 5 Criticità b) →

**Criticità c) – Intersezioni cavidotto-reticolo idrografico Area CAMPO 4-Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale**





- Reticolo Idrografico Carta idrogeomorfologica Puglia
- - - Cavidotto esterno MT
- Campi fotovoltaici

**PAI-PGRA**

- Aree ad alta pericolosità idraulica
- Aree a media pericolosità idraulica

Figura 6 Criticità c) →

**Criticità d) – Intersezioni cavidotto-reticolo idrografico Area CAMPI 1, 2 e 3-Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale**

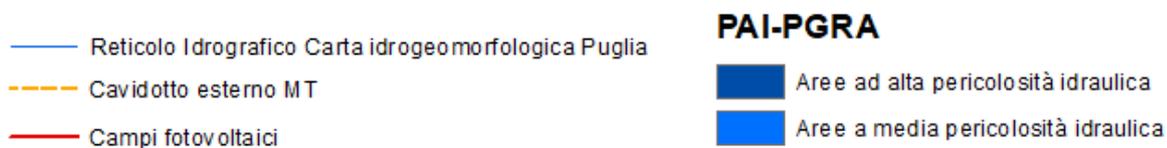
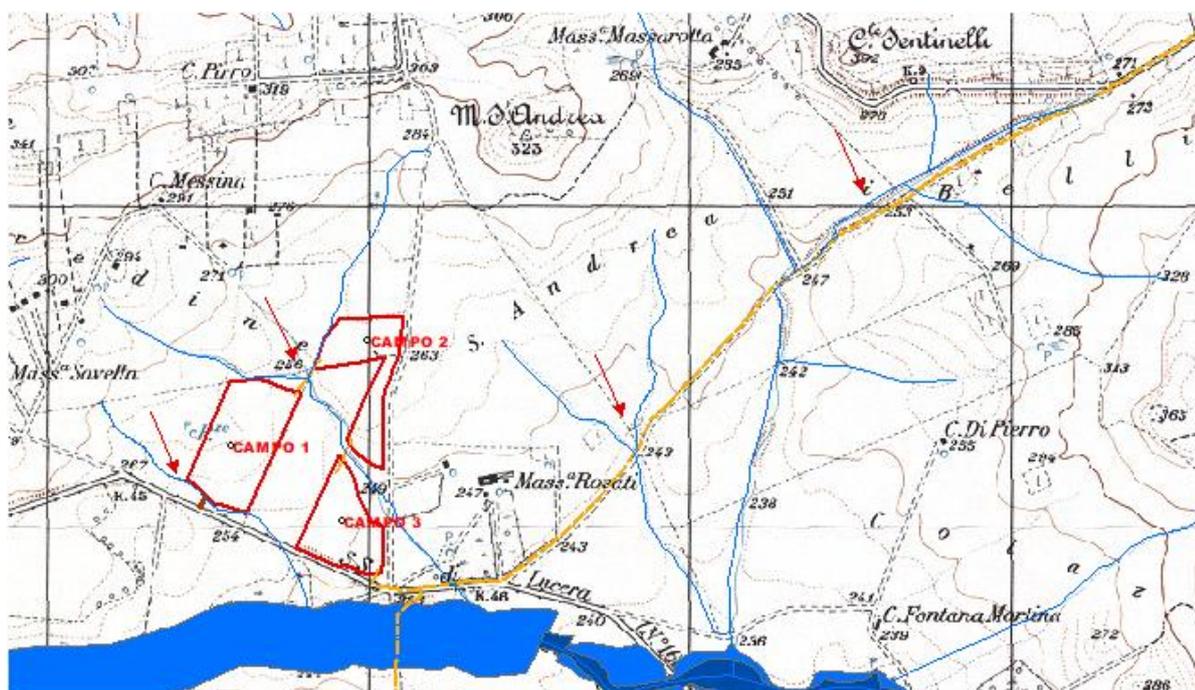
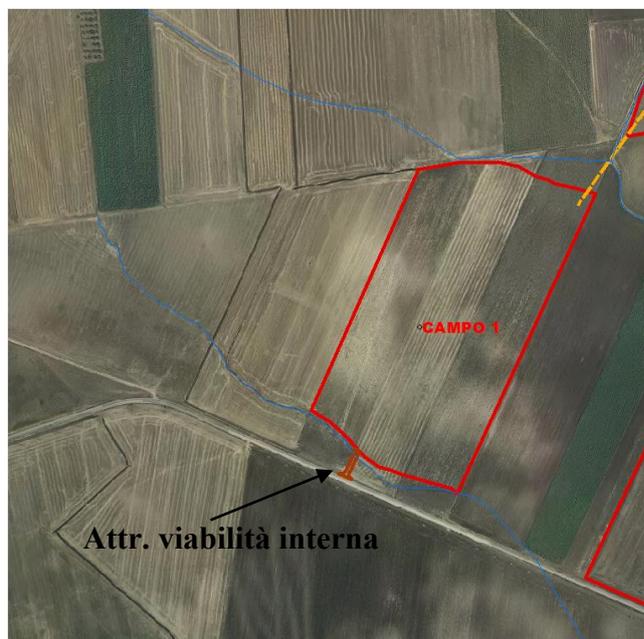
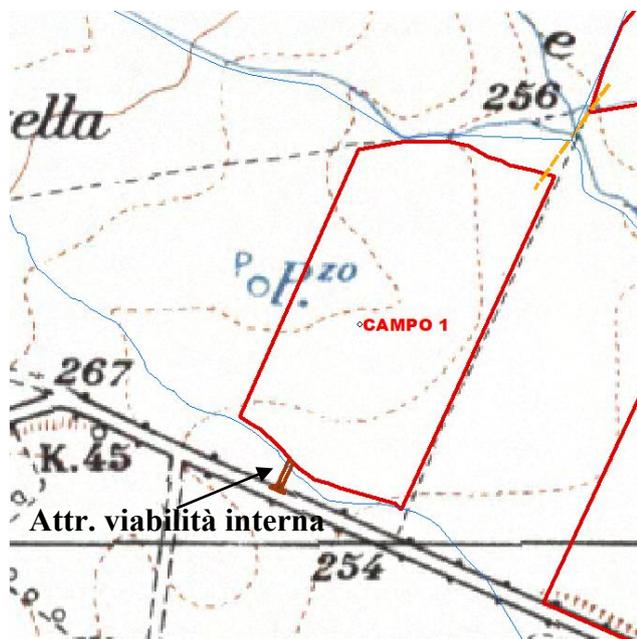


Figura 7 Criticità d) →

**Criticità e) – Intersezioni viabilità interna - reticolo idrografico -Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale**



**Legend**

- |   |                      |   |                      |
|---|----------------------|---|----------------------|
|  | Cavidotto esterno AT |  | Cavidotto esterno MT |
|  | Ampliamento SE Troia |  | SE Troia             |
|  | Attraversamento      |  | SE Utente            |
|  | Campi fotovoltaici   |   |                      |

Figura 8 Criticità e)

## 2.3 *Studio idrologico*

### 2.3.1 *Impostazione metodologica*

Il criterio per affrontare lo studio idrologico dell'area in esame è stato scelto in conformità con le N.T.A. del PAI dell'Autorità di Bacino della Puglia, che attribuiscono ad eventi con tempo di ritorno di 200 anni la verifica per il requisito della "sicurezza idraulica".

Lo studio è stato condotto secondo le seguenti fasi:

- reperimento della cartografia di base (I.G.M. in scala 1:25.000, rilievi aerofotogrammetrici in scala 1:5.000 ed ortofoto) e del modello digitale del terreno (DEM) della Regione Puglia;
- individuazione del bacino idrografico;
- definizione delle caratteristiche fisiografiche del bacino (superficie, altitudine media, minima e massima, lunghezza massima e pendenza media dei versanti);
- analisi della piovosità sulla base delle curve di possibilità pluviometrica relative alle zone omogenee di pioggia in cui i bacini, definite negli studi "VAPI-Puglia" attraverso le procedure di regionalizzazione dei dati osservati delle precipitazioni intense, ed indicate come metodologia di riferimento nel PAI;
- determinazione della portata di piena con tempo di ritorno di 200 anni.

### 2.3.2 *Analisi geomorfologica*

Lo studio geomorfologico è stato affrontato, come già rappresentato, con l'ausilio della carta I.G.M. in scala 1:25000 e delle Ortofoto CGR in scala 1:2000. Sono state poi acquisite le carte tecniche aereofotogrammetriche delle zone di interesse in scala 1:5000, delle quali si sono utilizzati tutti i dati vettorializzati utili ai fini di una completa rappresentazione del territorio indagato. I dati a disposizione sono stati elaborati tramite l'applicazione di software GIS. Infine, si è fatto uso della carta geolitologica della Puglia e della carta dell'uso del suolo. Come già evidenziato in precedenza, tutta l'area in esame si vede interessata da una certa rete drenante che consente l'allontanamento ed il collettamento delle acque meteoriche.

Al fine di assicurare la necessaria rappresentatività allo studio, il criterio inizialmente stabilito per estrapolare la significatività delle modellazioni idrologiche ed idrauliche con specifico riguardo alla zona di cui trattasi, è stato quello di indagare, ad una scala di dettaglio spinto, su un'area molto più ampia di quella strettamente interessata dagli interventi. L'area di studio è interessata dalla presenza

di una vasta rete idrografica esoreica in parte già studiata e perimetrata dall'Autorità di bacino competente.

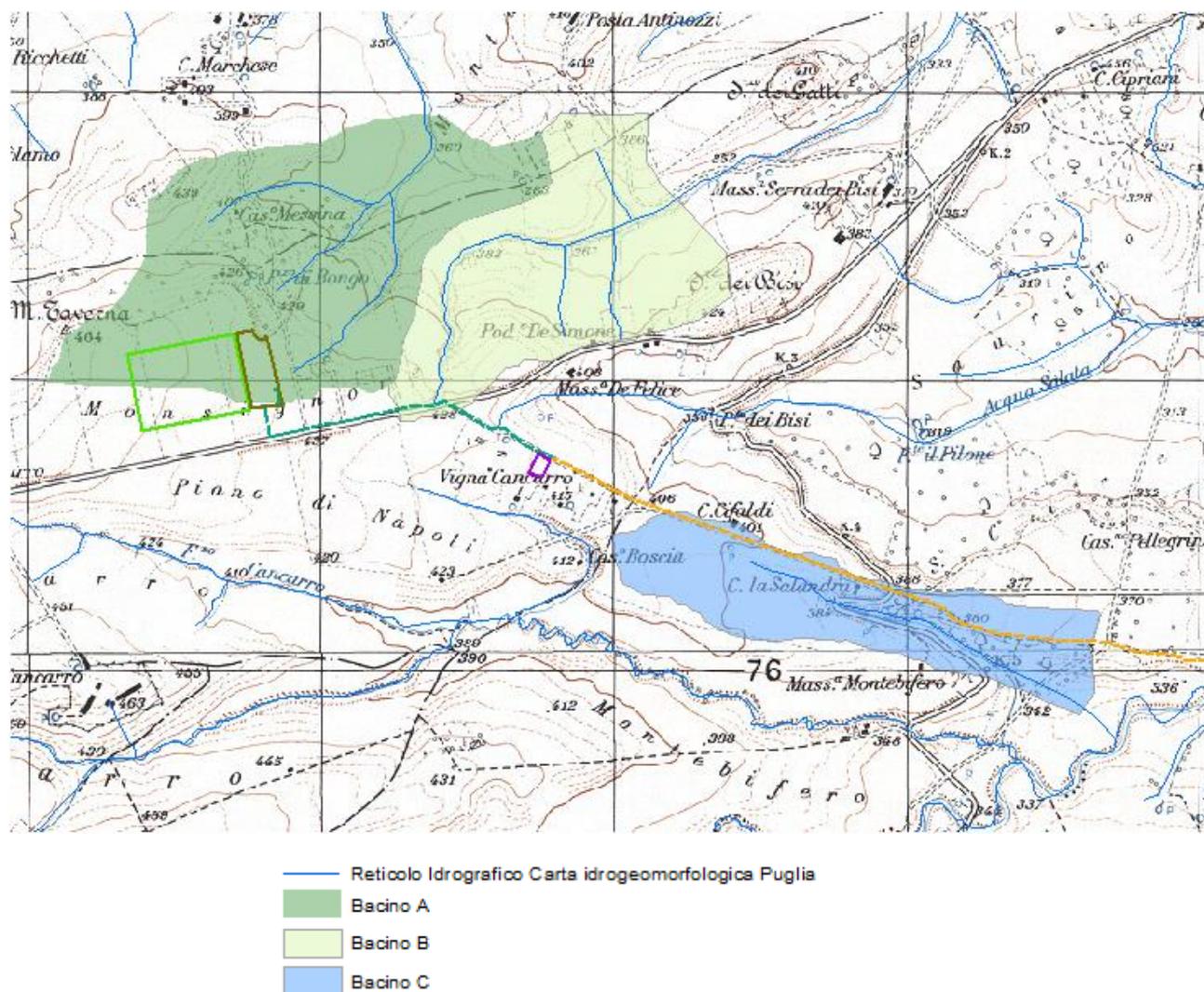
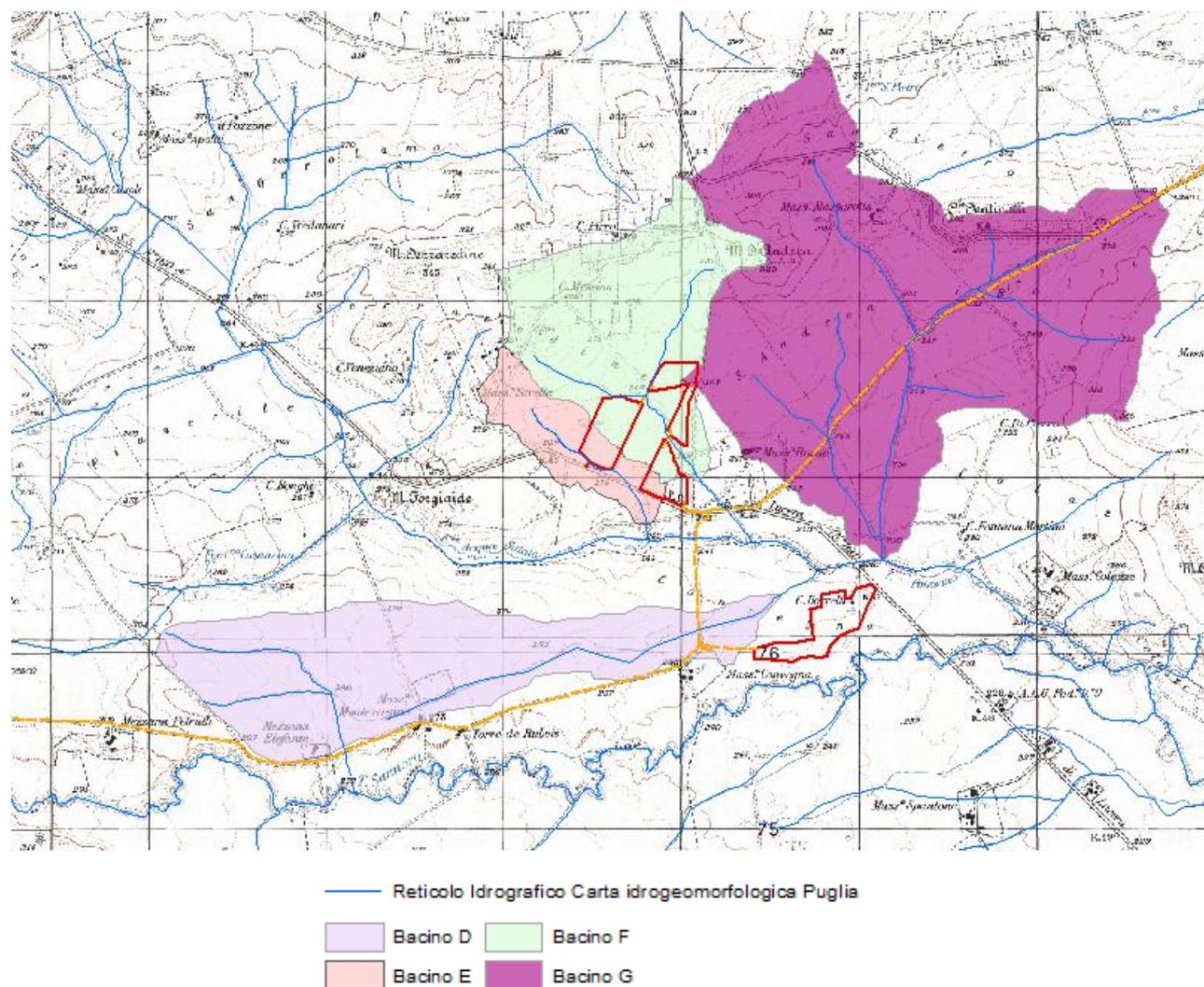


Figura 9 Individuazione bacini idrografici



**Figura 10 Individuazione bacini idrografici**

Le caratteristiche fisiografiche dei bacini idrografico individuati, in cui ricade l'area di interesse (nell'ordine: pendenza media dei versanti, quota minima, massima e media s.l.m., lunghezza totale dell'asta alla cresta spartiacque), sono riportate nella tabella a seguire.

CARATTERISTICHE FISIOGRAFICHE BACINI IDROGRAFICI						
Bacino	Area (Km <sup>2</sup> )	Slave (%)	H <sub>min</sub> (m s.l.m.)	H <sub>max</sub> (m s.l.m.)	H <sub>ave</sub> (m s.l.m.)	L <sub>max</sub> (Km)
<b>A</b>	1.00	17.2	376	501	449.97	2.04
<b>B</b>	0.67	21.3	376	469	428.19	1.67
<b>C</b>	0.48	16.38	353	445	419.73	1.86
<b>D</b>	1.23	1.88	241	299	267.05	3.74
<b>E</b>	0.38	4.08	245	299	265.78	1.48
<b>F</b>	1.32	7.5	249	338	279.70	2.09
<b>G</b>	4.06	12.2	249	399	308.81	3.58

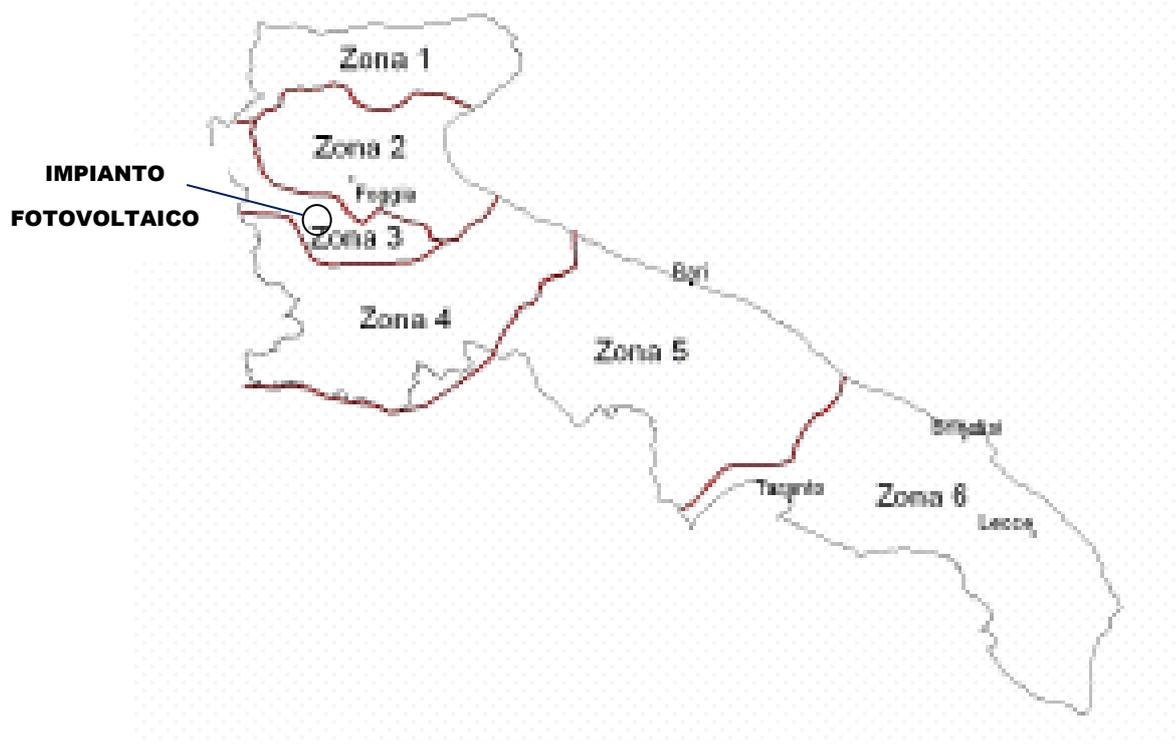
Effettuato lo studio morfologico dei bacini in esame, è ora possibile individuare, in base alle caratteristiche che gli stessi presentano, la metodologia più idonea per le successive analisi idrologiche con l'approccio più oggettivo.

#### **2.4 Analisi pluviometrica**

In linea con quanto stabilito in merito agli indirizzi forniti dal D.P.C.M 29.09.1998, si è deciso di effettuare la determinazione della curva di possibilità pluviometrica (C.P.P.) dei bacini in studio, con riferimento agli eventi di pioggia di breve durata, attraverso la metodologia propria del progetto Va. Pi. Puglia, progetto all'interno del quale ricade anche l'area di studio.

A conforto di tale posizione i risultati forniti dal rapporto sintetico desunti e tarati dalle elaborazioni effettuate sui dati pluviometrici delle stazioni presenti nell'area considerata.

Il metodo Va.Pi. effettua la regionalizzazione delle piogge su sei zone omogenee, in cui è stata suddivisa la Puglia, con formulazioni diverse per ognuna di esse.



Nel VAPI l'analisi idrologica è basata sulla legge di distribuzione statistica TCEV (Rossi et al 1984); la peculiarità di questo modello è quella di riuscire a considerare anche gli estremi idrologici, che sono di fatto gli eventi che inducono un livello di pericolosità più elevato, riconducendosi al prodotto di due funzioni di distribuzione di probabilità tipo Gumbel, una che riproduce l'andamento degli eventi ordinari e l'altra che riproduce l'andamento degli eventi eccezionali. La TCEV (two components extreme value - legge di distribuzione di probabilità del Valore Estremo a Doppia Componente) ha la caratteristica di conferire al modello idrologico maggiore flessibilità e capacità di adattamento alle serie di dati disponibili, tuttavia occorre disporre di una serie storica di dati sufficientemente lunga per non incorrere in errori di campionatura. Tale legge rappresenta la distribuzione del massimo valore conseguito, in un dato intervallo temporale, da una variabile casuale distribuita secondo la miscela di due leggi esponenziali, nell'ipotesi che il numero di occorrenze di questa variabile segua la legge di Poisson (Rossi e Versace, 1982; Rossi et al 1984).

Il modello proposto ammette che le due componenti, quella straordinaria e quella ordinaria, appartengano a popolazioni diverse ma tuttavia interferiscono tra loro seguendo un processo poissoniano. Il processo individua una variabile  $X$  che rappresenta il massimo valore in una certa durata  $D$ , di una variabile casuale  $Y$  distribuita secondo la miscela di due esponenziali ( $Y1$  e  $Y2$ ) con funzione di probabilità cumulata (CDF):

$$FY(y) = [Y \leq y] = p(1 - e^{-y/\Theta_1}) + (1-p)(1 - e^{-y/\Theta_2}); Y \geq 0 \quad 0 < p \leq 1$$

dove gli indici 1 e 2 si riferiscono alla componente ordinaria e straordinaria e  $p$  indica la proporzione della prima componente nella miscela.

Il numero di occorrenze  $K$ , cioè il numero di superamenti della variabile  $Y$ , in una durata  $D$ , è distribuito secondo la legge di Poisson con parametri uguali a  $\Lambda_1$  e  $\Lambda_2$  tali che:

$$\Lambda = \Lambda_1 + \Lambda_2 = E[Kt]$$

in cui  $\Lambda$  rappresenta la funzione parametro del processo, espressa come la media dei superamenti. Ipotizzando che  $Y_1$  e  $Y_2$  siano distribuite esponenzialmente con valori medi:

$$\Theta_1 = E[Y_1] \quad \Theta_2 = E[Y_2]$$

l'equazione diventa:

$$F_{kt}(k) = \exp[-\Lambda_1 \exp(-k/\Theta_1) - \Lambda_2 \exp(-k/\Theta_2)]$$

che definisce la distribuzione TCEV.

La probabilità  $p_2$  che un certo valore della  $X$  provenga dalla componente straordinaria è espresso dalla relazione:

$$p_2 = -\Lambda^* / \Theta^* \sum_j (-1)^j / j! \Lambda^{*j} \Gamma(j+1 / \Theta^*)$$

nella quale  $\Gamma$  è la funzione speciale e:

$$\Theta^* = \Theta_2 / \Theta_1, \quad \Lambda^* = \Lambda_2 / (\Lambda_1^{1/\Theta^*})$$

Se si dispone di un campione  $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$  della variabile  $X$  (massimo annuale delle  $Y$ ) osservato in  $n$  anni, la stima dei parametri della distribuzione può essere effettuata utilizzando le serie dei massimi annuali applicando il metodo della massima verosimiglianza (ML).

L'identificazione dei parametri della distribuzione TCEV consente di costruire un modello regionale con struttura gerarchica, basata su tre livelli di regionalizzazione, grazie a cui è possibile

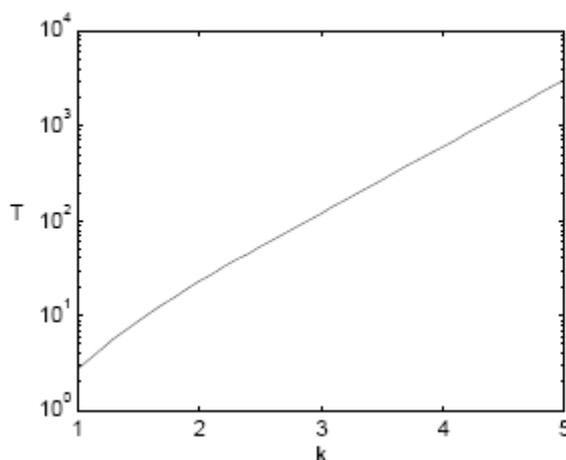
individuare regioni in cui risulta costante il coefficiente di asimmetria ( $G$ ), quindi risultano costanti i due parametri  $\Theta^*$  e  $\Lambda^*$  ad esso legati (primo livello di regionalizzazione), e sottoregioni di queste, più limitate, in cui sia costante anche il coefficiente di variazione, e quindi il parametro  $\Lambda_1$  che da esso dipende (secondo livello di regionalizzazione). Il terzo livello è poi finalizzato alla ricerca di eventuali relazioni esistenti, all'interno di più piccole aree, tra il parametro di posizione della distribuzione di probabilità della  $X$  e le caratteristiche morfologiche. In particolare si nota che, all'interno di dette aree, i valori medi dei massimi annuali delle precipitazioni di diversa durata sono o costanti o strettamente correlati alla quota del sito di rilevamento. L'analisi condotta per l'intero territorio pugliese suggerisce la presenza di una unica zona omogenea di primo livello (cioè caratterizzate dalla costanza di  $\Theta^*$  e  $\Lambda^*$ ), comprensiva di tutte le stazioni della Puglia, e di due sottozone omogenee al secondo livello.

L'analisi regionale dei dati di precipitazione al primo e al secondo livello di regionalizzazione è finalizzata alla determinazione delle curve regionali di crescita della grandezza in esame. In particolare per utilizzare al meglio le caratteristiche di omogeneità spaziale dei parametri della legge TCEV ( $CV$  e  $G$ ), è utile rappresentare la legge  $F(Xt)$  della distribuzione di probabilità cumulata del massimo annuale di precipitazione di assegnata durata  $Xt$  come prodotto tra il suo valore medio  $\mu(Xt)$  ed una quantità  $K_{T,t}$ , detta fattore probabilistico di crescita, funzione del periodo di ritorno  $T$  e della durata  $t$ , definito dal rapporto:

$$K_{t,T} = X_{t,T} / \mu(Xt) \quad (a)$$

La curva di distribuzione di probabilità del rapporto  $(a)$  corrisponde alla curva di crescita, che ha caratteristiche regionali, in quanto è unica nell'ambito della regione nella quale sono costanti i tre parametri della TCEV.

È possibile rappresentare graficamente la funzione  $K_T = K_T(T)$  al variare del tempo di ritorno  $T$ ; si riporta nel grafico successivo tale legge di variazione.



**Fattore di crescita al variare del tempo di ritorno**

In alternativa alle rappresentazioni grafiche delle curve di crescita, il valore di  $KT$  può essere ricavato direttamente in funzione di  $T_r$  attraverso una approssimazione asintotica (Rossi e Villani, 1995) della legge di crescita. È utile sottolineare che l'uso di questa approssimazione comporta una leggera sottostima del fattore di crescita, con valori che sono superiori al 5% solo per  $T < 40$  anni. La relazione è la seguente:

$$KT = a + b \ln T \quad (1)$$

in cui:

$$a = (\Theta \ln \Lambda^* + \ln \Lambda_1) / \eta$$

$$b = \Theta^* / \eta$$

$$\eta = \ln \Lambda_1 + C - T_0$$

$T_0$  è una funzione il cui valore è stato ottenuto grazie a un programma di calcolo iterativo.

Pertanto nella tabella seguente sono riportati i valori dei parametri  $a$  e  $b$ , e i relativi valori  $\eta$  e  $T_0$ , che consentono di determinare nella forma (1) le leggi di crescita relative all'area in esame:

Zona omogenea	a	b	$T_0$	$\eta$
Puglia centro merid.	0.0183	0.6219	-0.8256	4.2673

**Coefficienti utilizzabili per l'uso dell'espressione asintotica (1)**

Le aree omogenee individuate al primo e secondo livello di regionalizzazione si parzializzano al terzo livello, nel quale si analizza la variabilità spaziale del parametro di posizione (media, moda, mediana) delle serie storiche in relazione a fattori locali.

Nell'analisi delle piogge orarie, in analogia ai risultati classici della statistica idrologica (Viparelli, 1964), per ciascuna stazione e stato possibile correlare il valore medio  $x_t$  dei massimi annuali della precipitazione media di diversa durata  $t$  alle durate stesse, attraverso la relazione:

$$x_t = a \cdot t^n \quad (2)$$

essendo  $a$  ed  $n$  due parametri variabili da sito a sito. Ad essa si dà il nome di curva di probabilità pluviometrica.

Si riporta la relazione tra l'altezza media di precipitazione al variare della durata, in dipendenza con la quota del sito oggetto dello studio:

$$x_t = a \cdot t^{(C \cdot h + D + \log a - \log a) / \log 24} \quad (4)$$

dove:

$a$  è il valor medio, pesato sugli anni di funzionamento, dei valori di  $x_t$  relativi alle serie con  $N \geq 10$  anni ricadenti nella zona omogenea;

$\alpha = x_g / x_{24}$  è rapporto fra le medie delle piogge giornaliere e di durata  $t=24$  ore per serie storiche relative ad uno stesso periodo di misura. Per la Puglia il valore del coefficiente  $a$  è risultato in pratica costante sull'intera regione e pari a 0.89.

$C$  e  $D$  sono i coefficienti della regressione lineare fra il valore medio dei massimi annuali delle piogge giornaliere e la quota del sito di riferimento.

I valori delle stime dei parametri sono riportati nel prospetto seguente:

$\alpha$	$a$	$C$	$D$
0.89	33.7	0.0022	4.1223

*Valori delle stime dei parametri utilizzati nella relazione (4)*

I bacini di interesse ricadono completamente nell'area omogenea di pioggia denominata "zona 4".

La curva di possibilità pluviometrica di base (C.P.P.) utilizzata per le valutazioni idrologiche è la seguente:

$$\text{zona 3: } x(t, z) = 25.325 t^{[(0.0696 + 0.0053 z) / 3.178]}$$

appare evidente che la C.P.P. media dipende esclusivamente dalla durata dell'evento (t) . A queste andranno poi applicati coefficienti moltiplicativi relativamente al Fattore di Crescita  $K_T$ , funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto ed al Fattore di Riduzione Areale  $K_A$  che tiene conto della non contemporaneità dell'evento sull'intera estensione dei bacini. Nel caso in esame il fattore di riduzione delle piogge all'area  $K_A$  è stato posto uguale a 1.

Per quanto concerne il Fattore di Crescita esso è espresso come:

$$K_T = 0,5648 + 0,415 \ln T$$

Di seguito si riportano i valori singolari tabellati dal rapporto sintetico e, in corsivo, i valori ricavati dalla formula su esposta il cui uso consente una stima del fattore di crescita con errore inferiore al 3% per tempi di ritorno superiori a 5 anni:

	Tempo di Ritorno (anni)									
	5	10	20	30	40	50	100	200	500	1000
$K_T$	1.26	1.53	1.81	<i>1.98</i>	2.1	2.19	2.48	2.77	3.15	3.43

TAB 1- valori di  $K_T$  al variare del Tempo di Ritorno

## 2.5 Caratterizzazione del tempo di risposta e della potenzialità al deflusso dei bacini

Effettuato lo studio morfologico dei bacini in esame, è ora possibile individuare, in base alle caratteristiche che gli stessi presentano, la metodologia più idonea per le successive analisi idrologiche con l'approccio più oggettivo.

### 2.5.1 Metodo del CN

Nell'individuazione delle caratteristiche pluviometriche, riveste particolare importanza la scelta della durata dell'evento, che di norma si assume pari al tempo critico di risposta del bacino oggetto di studio, assimilabile al tempo di corrivazione. È quindi fondamentale la determinazione di detta grandezza che, deve essere desunta attraverso procedure appropriate alla tipologia del bacino. Le peculiarità dei sottobacini in esame spingono la scelta verso il metodo SCS, secondo il quale, il tempo di ritardo del bacino idrografico viene calcolato con la formula di Mockus, per cui:

$$t_r = 0.342 * (((L)^{0.8}) / ((s)^{0.5})) * (((1000/CN) - 9))^{0.7}$$

in cui  $s$  è la pendenza (%) del bacino ed  $L$  è la lunghezza massima dell'asta principale (Km).

Il passaggio dal tempo di ritardo al tempo di corrivazione del bacino avviene attraverso la seguente formula:

$$t_c = t_r / 0,6$$

Il metodo citato si basa innanzi tutto sulla determinazione del Curve Number (CN), parametro adimensionale decrescente in funzione della permeabilità, intesa come caratteristica globale del tipo e dell'uso del suolo. La sua determinazione è ottenuta in base al grado di umidità del terreno prima dell'evento meteorico esaminato, alla tipologia pedologica e litologica dei suoli ed all'uso del suolo. Il suo valore è compreso tra 0 e 100 ed è diffusamente tabulato.

Nell'applicazione del metodo sono previste tre classi, rispettivamente la I, la II, e la III del grado di umidità del terreno, in funzione dell'altezza di pioggia caduta nei 5 giorni precedenti l'evento esaminato (Antecedent Moisture Condition): molto asciutto (<50 mm), standard (tra 50 e 110 mm) e molto umido (oltre 110 mm). Poiché lo studio è rivolto al calcolo delle portate di piena relative ad eventi estremi, considerato che in occasione di queste ultime molto spesso il terreno del bacino soggetto all'evento meteorico si presenta in condizioni di elevato imbibimento e che il bacino in esame, nella parte di monte, ha pendenze elevate, si è preferito adottare il valore di CN corrispondente alla classe AMC-tipo III, legato alla classe standard dalla relazione:

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

La classificazione dei tipi di suolo è funzione delle caratteristiche di permeabilità secondo la suddivisione proposta dal Soil Conservation Service che prevede quattro classi aventi, rispettivamente, potenzialità di deflusso scarsa (A), moderatamente bassa (B), moderatamente alta (C) e molto alta (D). La suddivisione in base al tipo di copertura o uso del suolo comprende, invece, diverse situazioni di aree caratterizzate da differenti morfologie (pascoli, terrazzamenti, etc.) varie coperture vegetali (boschi, praterie, parchi), condizioni di conservazione e destinazione d'uso (coltivazioni, parcheggi, distretti industriali o altro).

Il bacino scolante viene analizzato suddividendo l'intera superficie, in base al tipo e all'uso del suolo, in zone omogenee caratterizzate dal medesimo valore del parametro stesso; si ottengono così varie sub-aree isoparametriche la cui somma fornisce la superficie complessiva del sottobacino. Per ogni sottobacino viene ricavato poi un valore medio pesato sulle sub aree del parametro CN:

$$CN = p_1 CN_1 + p_2 CN_2 + \dots + p_n CN_n$$

dove  $p_1, p_2, \dots, p_n$  sono le percentuali dell'area totale del bacino caratterizzate da un valore del parametro rispettivamente pari a  $CN_1, CN_2, \dots, CN_n$ .

Nella individuazione e caratterizzazione delle zone omogenee si fa riferimento alla Carta dell'uso del suolo ed alle Carte litologiche.

**Tabella 2** Tabella di sintesi che indica il valore del parametro  $CN_{II}$  riferito alle varie zone omogenee.

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

Infine, i valori dei parametri  $CN_{II}$  e quelli dei derivati parametri  $CN_{III}$ , determinati come sopra descritto, sono riportati nella tabella a seguire, dove sono indicati anche il tempo di ritardo ed il tempo di corrivazione del bacino calcolato come specificato prima.

Bacino	$CN_{II}$	$CN_{III}$	Tempo di ritardo (ore)	Tempo di corrivazione (ore)
<b>A</b>	85.78	94.47	0.28	0.48
<b>B</b>	86.05	94.62	0.22	0.36
<b>C</b>	73.77	87.04	0.4	0.67
<b>D</b>	71.88	85.78	2.18	3.63
<b>E</b>	76.16	88.59	0.62	1.04
<b>F</b>	79.18	90.51	0.55	0.93
<b>G</b>	75.65	88.26	0.74	1.24

Ai fini dello studio della propagazione dei deflussi, il metodo di trasformazione afflussi – deflussi utilizzato per effettuare la separazione delle piogge, di tipo concettuale, è quello del SCS (Soil Conservation Service) – CN. Il procedimento consente di ricavare il valore delle portate al colmo di piena  $Q_p$  attraverso la determinazione del volume  $V$  di deflusso della piena stessa così espresso:

$$V = (h - 0,2S)^2 / (h + 0,8S)$$

ove  $h$  è l'altezza di pioggia prima calcolata in corrispondenza di un evento con assegnato tempo di ritorno ed  $S$ , che rappresenta il massimo volume di invaso del suolo, è calcolato come:

$$S = 25,4(1000/CN-10)$$

Per il calcolo della portata al colmo si considera un diagramma di piena 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).

$$t_a = 0,5 t_c + t_r$$

l'area sottesa da tale triangolo definisce la portata al colmo di piena, che, pertanto, assume la formulazione seguente:

$$Q_p = 0,208 V A / t_a$$

di seguito si riportano i valori significativi per i bacini studiati per eventi con tempi di ritorno pari a 30, 200 e 500 anni e per un valore del CN coincidente con quello del CNIII.

Bacino	$Q_{30}$ (mc/s)	$Q_{200}$ (mc/s)	$Q_{500}$ (mc/s)
A	10.57	16.53	19.46
B	8.47	13.32	15.70
C	2.49	4.41	5.39
D	2.35	3.91	4.69
E	1.74	2.99	3.54
F	7.33	12.02	14.36
G	16.61	27.89	33.56

Bacino	$V_{30}$ (mm)	$V_{200}$ (mm)	$V_{500}$ (mm)
A	26.94	42.14	49.59
B	24.53	38.54	45.44
C	18.43	32.62	39.90
D	36.80	61.22	73.43
E	25.39	42.73	51.46
F	27.25	44.67	53.36
G	26.83	45.05	54.21

### 3 STUDIO IDRAULICO

#### 3.1 *Analisi delle criticità*

Come già detto nei precedenti paragrafi, le problematiche idrauliche da affrontare derivano dalle seguenti previsioni di progetto prima evidenziate:

**Criticità a) – Ampliamento SE Troia-Cavidotto - Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale**

**Criticità b) – Parallelismo cavidotto-reticolo idrografico -Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale**

**Criticità c) – Intersezioni cavidotto-reticolo idrografico Area CAMPO 4-Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale**

**Criticità d) – Intersezioni cavidotto-reticolo idrografico Area CAMPI 1, 2 e 3-Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale**

**Criticità e) – Intersezioni viabilità interna - reticolo idrografico -Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale**

Questa sezione dello studio contiene indicazioni progettuali volte a definire opere d'arte e modalità di esecuzione atte ad assicurare il mantenimento del naturale deflusso delle acque su tutto il territorio in esame, garantendo la continuità e la sicurezza idraulica per tutte le parti interessate dal parco agrovoltaiico e per il parco agrovoltaiico stesso.

Tutte le criticità di cui ai punti a), b), c) e d) sono state studiate e approfondite attraverso l'implementazione di modelli bidimensionali, diversamente per la criticità di cui al punto e) per la quale è stata condotta una doppia analisi, una di moto bidimensionale e l'altra in moto permanente al fine di definire in dettaglio le dimensioni della necessaria opera di attraversamento.

#### 3.2 *Analisi della sicurezza idraulica dell'area relativamente alle criticità a), b), c) e d)*

Rilevate le criticità nei paragrafi precedenti, per il bacino di studio è stato implementato un modello idraulico di calcolo bidimensionale a parametri distribuiti. Il metodo assunto, attraverso un applicativo implementato nel modello di calcolo che si utilizzerà, consente di inserire lo ietogramma funzione della pioggia netta bicentenaria individuata come descritto nei paragrafi precedenti e di propagare i corrispondenti deflussi sulle aree individuate dal dominio, simulando quanto accade per effetto di un evento dopo l'infiltrazione nel terreno di quota parte degli afflussi meteorici. In questo modo sarà possibile definire il comportamento dei bacini quando sono sollecitati da un evento estremo, osservando lo scorrimento dei deflussi idrici prima calcolati.

Di seguito vengono meglio descritte le varie fasi delle attività svolte e quindi presentati i principali risultati delle modellazioni eseguite.

### 3.2.1 Software di calcolo

Il software utilizzato è il FLO-2D, il codice di calcolo bidimensionale FLO-2D è un modello commerciale distribuito dalla FLO-2D Inc. che rappresenta un punto di riferimento nell'ambito dei software per la modellazione bidimensionale, essendo accreditata presso la FEMA e la Corps Engineers tra i modelli idraulici per gli studi dei fiumi e dei fenomeni di inondazione. È un modello basato su processi fisici in grado di combinare gli aspetti idrologici (quantità di pioggia, ruscellamento, infiltrazione, etc.) con aspetti idraulici (effetti delle strade, degli edifici e di ostruzioni in genere sul flusso, variazione della velocità del flusso tra due elementi di calcolo), al fine di delineare il rischio da inondazione ed assistere nella scelta dei processi di mitigazione di quest'ultimo.

Pertanto, si presta sia a simulazione monodimensionali, come ad esempio canali con una geometria naturale o con sezioni schematizzate (rettangolari o trapezoidali), sia alla simulazione di un flusso non confinato in una piana inondabile, sia la modellazione dell'impatto dell'inondazione sugli edifici in base a parametri fisici come pressione e velocità.

Tutto ciò è reso possibile grazie allo schema di calcolo del flusso non confinato in otto direzioni con la conservazione di massa, utilizzando un passo tempo variabile che può aumentare o diminuire a seconda delle necessità, ricorrendo ad efficienti criteri di stabilità con la possibilità di avere un numero illimitato di elementi calcolo.

FLO-2D è un modello basato sulla semplice conservazione dei volumi, in cui i flussi di acqua sul dominio di calcolo sono controllati dalla topografia e dai fattori di resistenza alla propagazione.

La modellazione bidimensionale si realizza attraverso un'integrazione numerica delle equazioni del moto e con la conservazione dei volumi, sia per fenomeni alluvionali che per flussi di sedimenti iperconcentrati. Le equazioni che governano questi processi sono l'equazione di continuità e l'equazione del moto nella forma completa includendo anche il termine dell'accelerazione:

equazione di continuità:

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

equazione del moto:

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

dove:

- h è l'altezza idrica,
- $V_x$  è la componente x della velocità media della corrente,
- $S_{fx}$  è la cadente,
- $S_{ox}$  è la pendenza del fondo
- g è l'accelerazione di gravità (FLO-2D User Manual, 2007).

L'eccesso dell'intensità di pioggia (i) può causare un flusso superficiale diverso da zero. La componente  $S_{fx}$  dell'attrito è funzione della pendenza ed è ricavata dall'equazione di Manning, mentre  $S_{ox}$  è la pendenza di fondo, e gli altri termini sono il gradiente della pressione ed il termine di accelerazione locale. Le equazioni del moto possono essere definite come quasi bidimensionali, poiché l'equazione del momento è risolta calcolando la velocità media del flusso in un determinato tempo per le componenti al contorno della griglia di calcolo. Esistono otto potenziali direzioni di flusso, le quattro direzioni cardinali più le altre quattro diagonali, ed ogni velocità è essenzialmente calcolata con una natura monodimensionale risolvendo lo schema in maniera indipendente alle altre sette direzioni. La stabilità dello schema numerico esplicito è basata su un criterio specifico per controllare la dimensione del passo temporale. In ogni singola cella della griglia di calcolo sono stoccate le informazioni inerenti la quota, la profondità di flusso, il valore di attrito di Manning (n), le dimensioni della cella e le portate nelle otto possibili direzioni pertanto la zona di flusso è descrivibile come il prodotto della larghezza della cella per la profondità media del flusso.

Con un sistema appropriato di stima delle resistenze al flusso, FLO-2D distribuisce numericamente il volume di liquido in blocchi (quelli della griglia di calcolo), per imitare i fenomeni di propagazione spazio-temporale di un'onda di piena. Concettualmente, FLO-2D non ha un approccio Lagrangiano al moto del fluido, poiché il movimento di questo ultimo nella griglia di calcolo è unicamente controllato dai criteri di stabilità. Ricorrendo a otto direzioni di flusso si risolve il problema di quei modelli che usano l'approssimazione diffusiva, la quale obbliga il flusso a seguire la massima pendenza anche quando il flusso non ha una propria pendenza e la sua direzione non è allineata con la griglia di calcolo. Quest'ultimo problema viene risolto tramite un riallineamento artificiale, che consente di eliminare il problema della perdita dell'accelerazione convettiva. Certamente in un modello con otto direzioni di flusso, la diagonale di flusso può incrociarsi in verso opposto con quella della cella adiacente, ma questo non viola il principio di conservazione del volume. La conservazione del volume è un criterio di stabilità numerica e di accuratezza. I volumi

in entrata, quelli in uscita, il cambiamento della capacità di accumulo, di infiltrazione e la perdita per evapotraspirazione, sono sommati alla fine di ogni passo temporale. Il volume conservato si esprime come la differenza totale tra i volumi in entrata, quelli in uscita e quelli persi per evapotraspirazione.

L'inserimento di dati errati, fenomeni d'instabilità numerica e tecniche di simulazione inappropriate causano la perdita della conservazione dei volumi; pertanto la conservazione dei volumi può essere usata per discernere quale elemento della modellazione conduce all'instabilità, e più in generale come parametro di bontà della simulazione. È importante sottolineare come in nessuna simulazione la conservazione del volume sia esatta; per valori intorno allo 0.001 per cento o meno sarà sufficientemente accurata.

Lo schema risolutore delle equazioni differenziali della continuità e del momento è quello delle differenze centrali. La soluzione della forma differenziale dell'equazione del momento è il risultato di una sua rappresentazione discreta in un punto. Questo schema numerico è di semplice formulazione, ma presenta l'inconveniente che deve essere limitato da un passo temporale piccolo e da ristretti criteri di stabilità numerica. Infatti, lo schema delle differenze finite può richiedere un elevato tempo di calcolo quando sono simulate onde di sommersione in lenta crescita o canali con sezioni molto variabili. È importante considerare un altro aspetto: le equazioni complete usate da FLO-2D sono equazioni differenziali di secondo ordine non lineari, in cui la velocità viene inizialmente calcolata con un'approssimazione diffusiva usando la pendenza media della superficie dell'acqua. La velocità è successivamente usata nel metodo della tangente di Newton – Raphson per determinare le radici dell'equazione completa. L'equazione di Manning è applicata per calcolare l'attrito dovuto alla pendenza. Se la soluzione di Newton-Raphson fallisce la convergenza dopo tre iterazioni, l'algoritmo passa automaticamente all'utilizzo della soluzione diffusiva.

Volendo riassumere l'algoritmo risolutore include i seguenti passi:

- il flusso medio, la rugosità, e la pendenza tra due celle vengono calcolati;
- la profondità di flusso ( $d$ ) per calcolare la velocità attraverso gli elementi di contorno della griglia di calcolo al passo temporale  $i+1$  è stimato al precedente passo temporale  $i$  usando una relazione lineare;

$$d_x^{i+1} = d_x^i + d_{x+1}^i$$

- la prima stima della velocità è calcolata usando l'approssimazione diffusiva; infatti l'unica variabile non nota in tale semplificazione è la velocità. Questo è il caso di flussi non confinati, canali e strade;

- il risultato al determinato passo temporale con approssimazione diffusiva è usato nella soluzione di Newton-Raphson per risolvere le equazioni complete ed ottenere la velocità;
- la portata Q attraverso le celle di contorno è calcolata moltiplicando la velocità per l'area di flusso;
- l'incremento di portata ad un determinato tempo, nelle otto direzioni calcolo, è il risultato della seguente somma:

$$\Delta Q_x^{i+1} = Q_n + Q_e + Q_s + Q_w + Q_{ne} + Q_{se} + Q_{sw} + Q_{nw}$$

la variazione di volume (portata netta per il passo temporale) è distribuita sull'area di accumulo disponibile all'interno della griglia per determinare l'aumento della profondità del flusso.

$$\Delta d^{i+1} = \Delta Q_x^{i+1} \Delta t / SurfaceArea$$

I criteri di stabilità numerica sono testati per la nuova griglia della profondità precedentemente calcolata;

- se un qualunque criterio di stabilità viene superato, il tempo di simulazione viene azzerato e riportato al precedente passo temporale, il passo viene ridotto e tutti i calcoli sono cancellati e si riprende dal calcolo della velocità;
- la simulazione procede con l'aumento del passo temporale fino a che i criteri di stabilità sono superati.

Per quanto concerne i criteri di stabilità numerica, FLO-2D garantisce la stabilità con passo temporale sufficientemente piccolo. La chiave per una modellazione funzionale alle differenze finite sono i criteri di stabilità numerica, che sono condizionati dal rapporto tra la variazione di volume degli elementi della griglia e il passo temporale in base alla relazione:

$$\Delta V / \Delta t \cong 0$$

Inoltre, un brusco aumento delle portate in ingresso su una griglia di calcolo con elementi molto piccoli può produrre una forte instabilità. La stabilità numerica viene controllata per ogni elemento della griglia ad ogni intervallo temporale per assicurare la stabilità della soluzione. Se i criteri di stabilità numerica sono superati, il passo temporale diminuisce e tutti i calcoli idraulici precedenti sono cancellati.

Esistono tre metodi per i criteri di stabilità numerica:

- Specificare la percentuale di variazione della profondità dal precedente passo temporale;

- CFL (Courant-Friedrich-Lewy), mette in relazione la celerità dell'onda di sommersione con la suddivisione temporale e spaziale. L'interpretazione fisica del CFL asserisce che una particella del fluido non deve compiere un percorso superiore all'incremento spaziale  $N_x$  in un passo temporale  $N_t$  (Fletcher,1990). FLO-2D usa le condizioni CFL per le piane inondabili, i canali e le strade. Il passo temporale può essere limitato secondo la relazione:

$$\Delta t = C^* \Delta x / (v + c)$$

dove C è il numero di Courant ( $C \leq 1.0$ ),  $N_x$  è la dimensione dell'elemento della griglia, v è la velocità media calcolata lungo la sezione trasversale, c è la celerità calcolata dell'onda;

- Dynamic Wave Stability Criteria, sviluppato da Ponce e Theurer (1982). Questo criterio è funzione della pendenza di fondo, delle portate e delle dimensioni degli elementi della griglia. Infatti in base alla seguente relazione:

$$\Delta t < \zeta^* \Delta x^2 / q_0$$

Dove  $q_0$  è la portata unitaria,  $S_0$  è la pendenza di fondo e z è un coefficiente empirico con valori compresi tra 0.10 e 1.0.

Gli effetti di una possibile instabilità numerica si manifestano con elevati valori di velocità e livelli degli idrometrici in uscita molto elevati. Come si può notare il fattore fondamentale è quello del passo temporale che generalmente si colloca in un intervallo di valori tra 0.1 secondi e 30 secondi. Il modello inizia la sua simulazione con un passo temporale minimo, cioè uguale ad 1 secondo e aumenta fino a che una delle tre condizioni di stabilità non viene superata, e successivamente il passo temporale torna a diminuire. Se i criteri di stabilità continuano ad essere superati, il passo temporale diminuisce fino al minimo valore. Se il minimo intervallo temporale non è sufficientemente piccolo per conservare il volume o la stabilità numerica si presentano tre possibili soluzioni: a) riduzione del passo temporale; b) il coefficiente C di stabilità numerica viene adattato; c) vengono modificati i dati di input. I tre parametri fondamentali per la stabilità sono: le dimensioni della griglia, la portata di picco in ingresso ed il passo temporale. Piccole dimensioni degli elementi della griglia con un aumento delle portate dell'idrogramma in ingresso ed un'ampia portata di picco, necessitano di un passo temporale molto ridotto.

Nel caso in esame, trattandosi di overland flow, è sufficiente applicare il criterio di stabilità di Courant.

### 3.3 Criticità a) – Ampliamento SE Troia-Cavidotto - Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale- BACINO A e BACINO B

#### 3.3.1 Implementazione del modello per il Bacino A

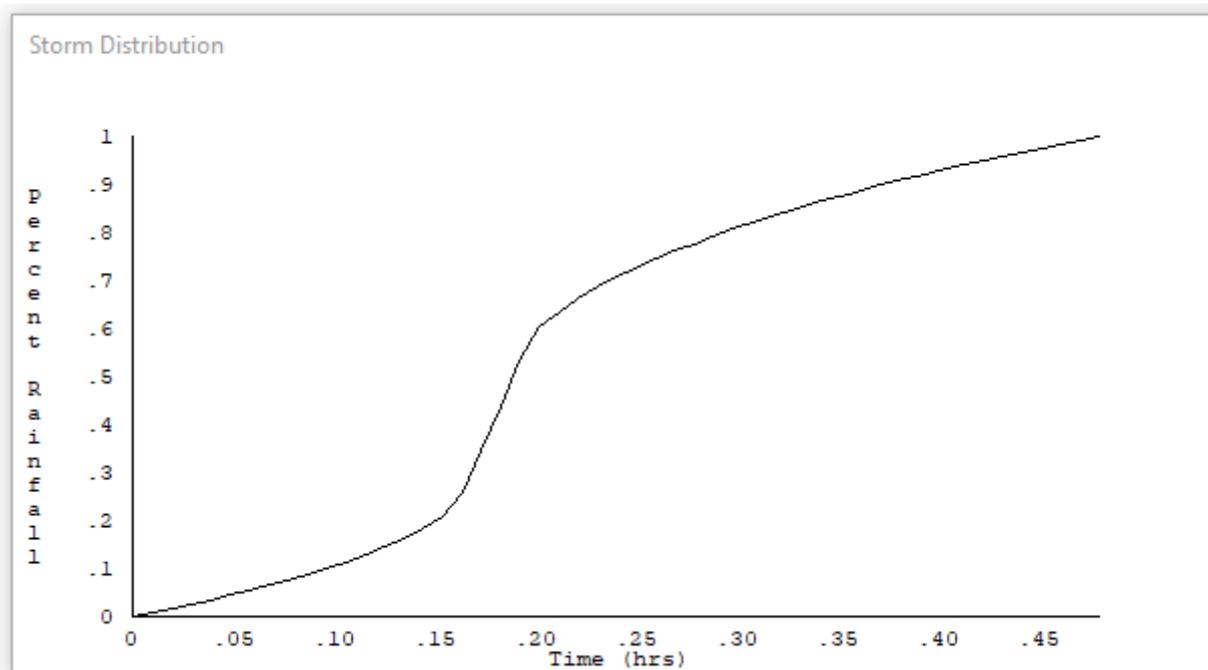
Come già detto nel paragrafo precedente è stato implementato un modello bidimensionale puro.



**Figura 11** Dominio di studio

Il dominio di calcolo, coincidente con l'estensione del bacino idrografico A, è stato creato in ambiente di pre-processamento GDS; lo stesso è stato discretizzato con celle di 5 m, la quota di ogni cella è stata ottenuta sulla base delle quote del DEM proveniente dai dati di rilievo, CTR regionale e dati di tipo LIDAR.

La valutazione delle dinamiche idrauliche sull'area di interesse è stata effettuata inserendo nel dominio di calcolo bidimensionale lo ietogramma netto di pioggia sulla base del volume specifico di deflusso prima definito con la metodologia dell'SCS-CN, per una durata dell'evento pari al tempo di corrivazione.



**Figura 12 Ietogramma Tr 200 anni**

Come condizioni al contorno di valle sono state semplicemente impostate come outflow tutte le celle a ridosso della sezione di chiusura immediatamente a monte della sezione di chiusura.

### 3.3.1.1 Risultati ottenuti

Le valutazioni idrauliche condotte, come meglio dettagliato nel seguito, hanno consentito di definire il comportamento del bacino stesso quando è sollecitato da un evento estremo.

L'indicazione di allagamento di una superficie non è di per sé un fattore di pericolosità; d'altronde, particolari condizioni di allagamento, possono generare condizioni di pericolo per persone e/o cose presenti nelle aree in cui esse si verificano.

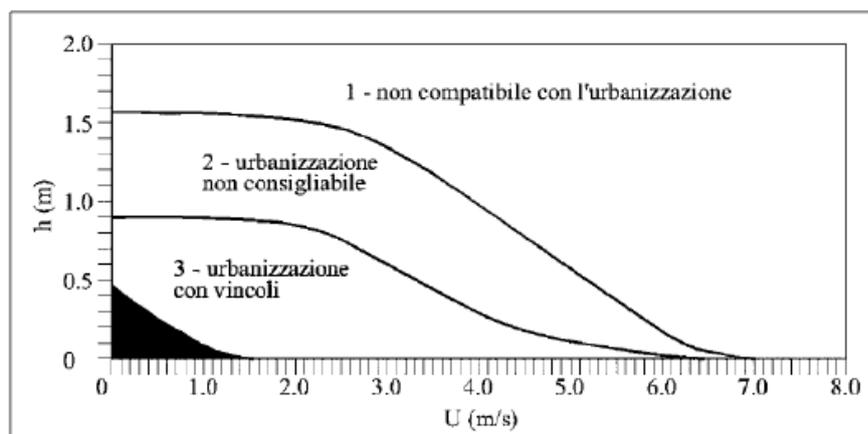
Oltre al tirante idrico, i fattori che influiscono sul livello di pericolo sono la velocità di scorrimento idrico e la persistenza del fenomeno. A tal proposito, l'Autorità di Bacino del Tevere propone una serie di approcci per la delimitazione delle fasce fluviali, definendo tre differenti tipologie di inondazione:

1. Aree di inondazione diretta, in immediata comunicazione con il corso d'acqua, dove l'inondazione è rapida e le velocità di deflusso sono relativamente elevate;
2. Aree di inondazione indiretta, inondate solo attraverso passaggi ristretti che limitano drasticamente la rapidità di allagamento;

3. Aree di inondazione marginale, in cui la velocità e l'altezza idrica sono talmente basse da non causare seri pericoli alle persone.

Per la determinazione delle aree marginali, l'AdB del Fiume Tevere ha fatto riferimento al diagramma rappresentato nella figura seguente, diagramma velocità - tirante, in cui tramite curve a uguale spinta totale sono determinate combinazioni di diversa pericolosità.

Vengono così definite aree "marginali", quelle ricadenti nella porzione 4 del grafico della figura sottostante o al disotto della retta di figura 11.



fonte: A.B. Tevere, 2002

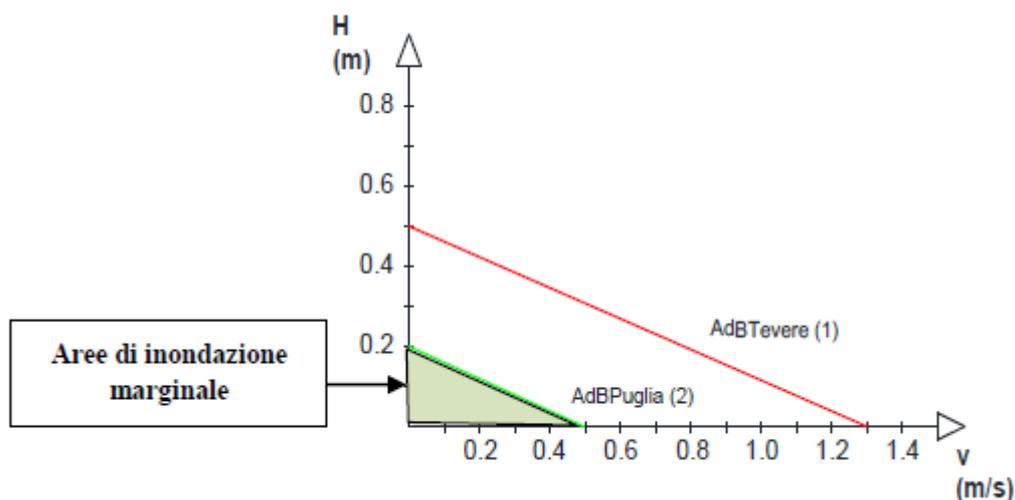


Figura 13 Diagramma della vulnerabilità delle persone in funzione della violenza dell'evento

In definitiva viene messo in evidenza il fatto che le condizioni di rischio non dipendono solo dalla presenza/assenza d'acqua e dell'entità del tirante idrico ma anche il fattore velocità di scorrimento (valutata localmente) gioca un ruolo nell'attribuzione del livello di danno effettivo.

Ciò detto, secondo una prassi in uso presso la stessa Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, Sede Operativa della Puglia con l'AdB Puglia, i valori soglia adottati risultano essere pari a 0,2 m per i tiranti e 0,5 m/s per le velocità

Pertanto, le aree inondabili generate dai modelli di calcolo utilizzati per la definizione delle aree a diversa pericolosità idraulica, sono state “depurate” dalle suddette “aree di inondazione marginale”, ossia da quelle aree che, per combinazione tra tiranti e velocità raggiunte nella singola cella di calcolo, non rappresentano fonte di pericolo per persone o cose, ricercando le aree con potenziale di pericolosità sono state ricercate attraverso l'intersezione tra la mappa dei tiranti e la mappa delle velocità, utilizzando la seguente espressione:

$$h+0,5/1,3 \cdot v > 0,2$$

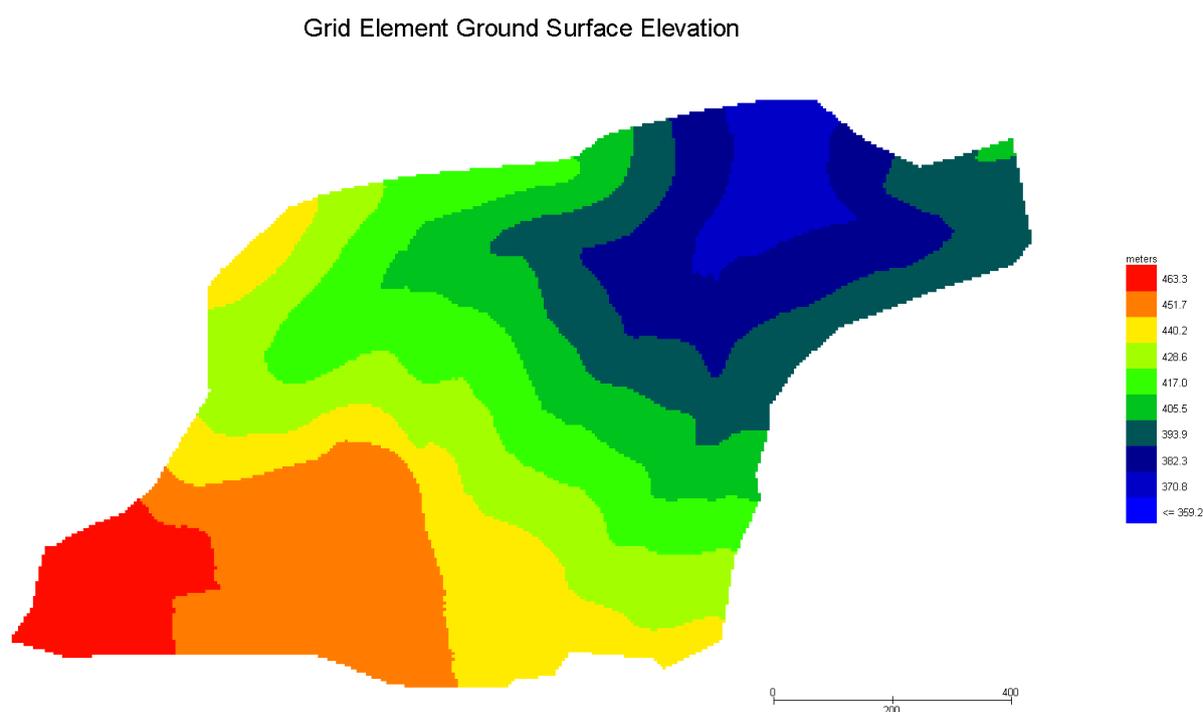
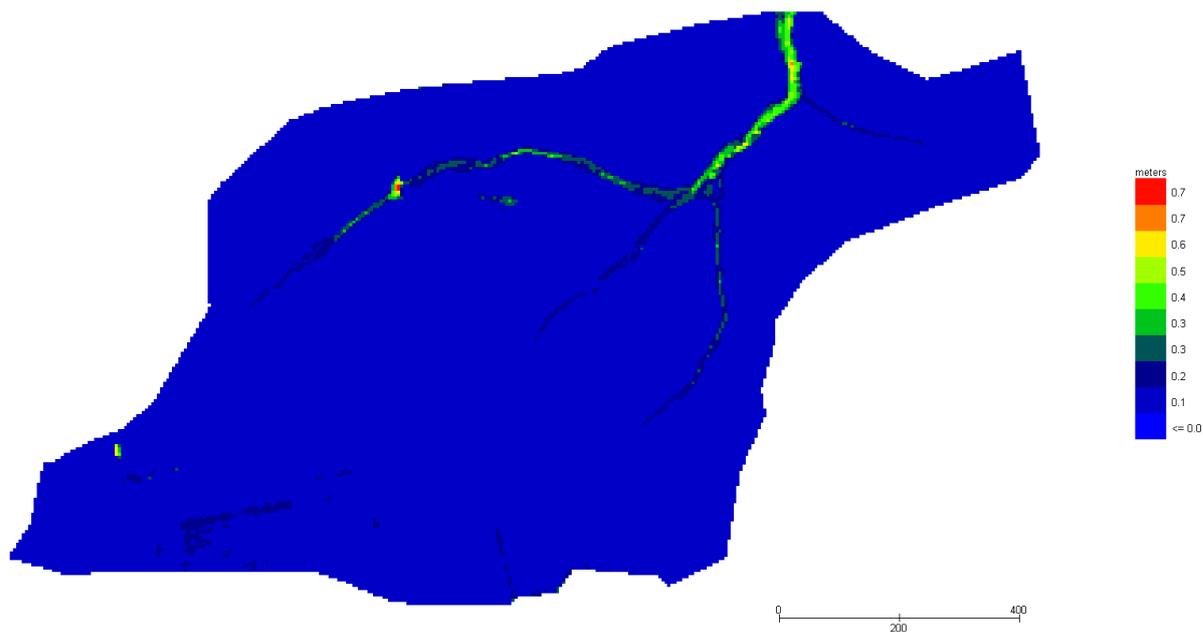
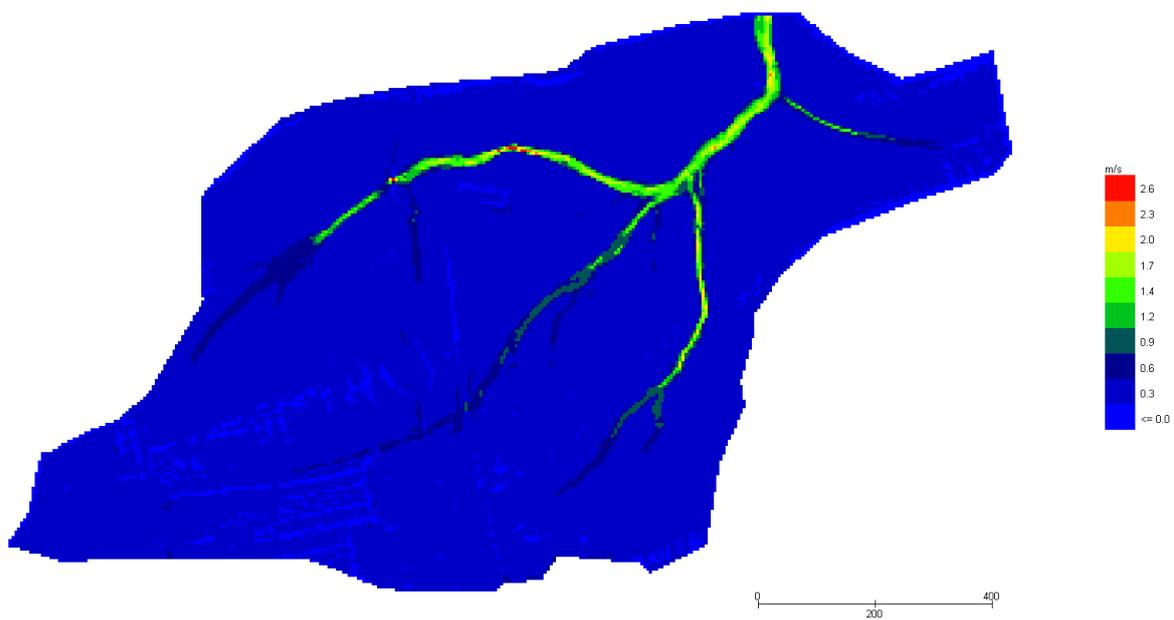


Figura 14 Modello Bacino A DTM

Grid Element Maximum Flow Depth

**Figura 15 Modello Bacino A Tiranti Tr 200 anni**

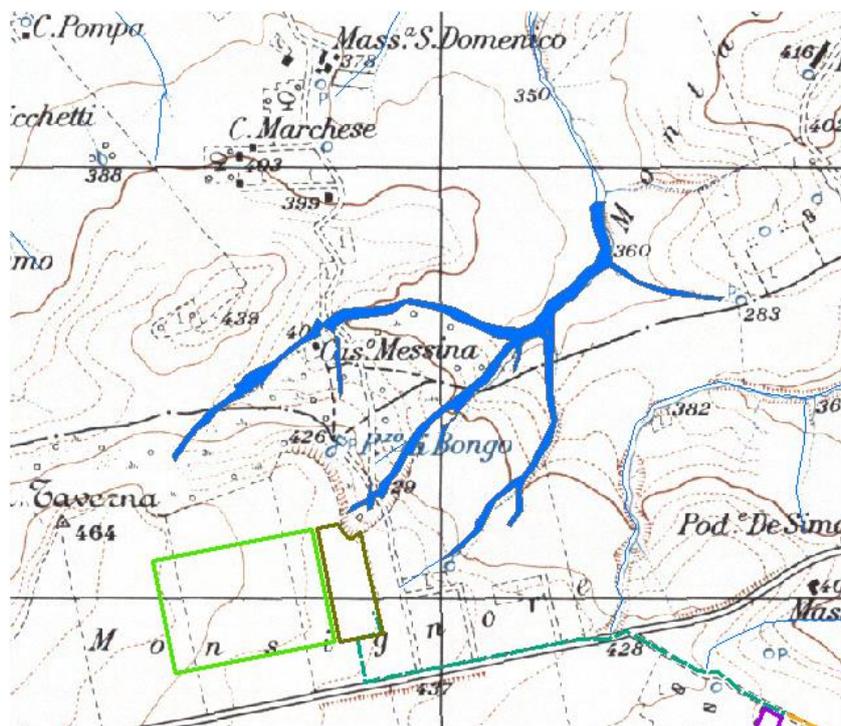
Grid Element Maximum Velocity

**Figura 16 Modello Bacino A Velocità Tr 200 anni**

Dall'applicazione dell'espressione prima indicata:

$$h+0,5/1,3 \cdot v > 0,2$$

si ottiene:



**Figura 17 Aree allagabili bacino A Tr 200 anni**

Dall'analisi svota risulta che il l'ampliamento della sottostazione non ricade in area allagabile.

### 3.3.2 Implementazione del modello bidimensionale bacino B

Analogamente a quanto fatto per il bacino A si riportano di seguito le analisi svolte per il Bacino B.



**Figura 18 Dominio di studio**

Il dominio di calcolo, coincidente con l'estensione del bacino idrografico B, è stato creato in ambiente di pre-processamento GDS; lo stesso è stato discretizzato con celle di 5 m, la quota di ogni cella è stata ottenuta sulla base delle quote del DEM proveniente dai dati di rilievo, CTR regionale e dati di tipo LIDAR.

La valutazione delle dinamiche idrauliche sull'area di interesse è stata effettuata inserendo nel dominio di calcolo bidimensionale lo ietogramma netto di pioggia sulla base del volume specifico di deflusso prima definito con la metodologia dell'SCS-CN, per una durata dell'evento pari al tempo di corrivazione.

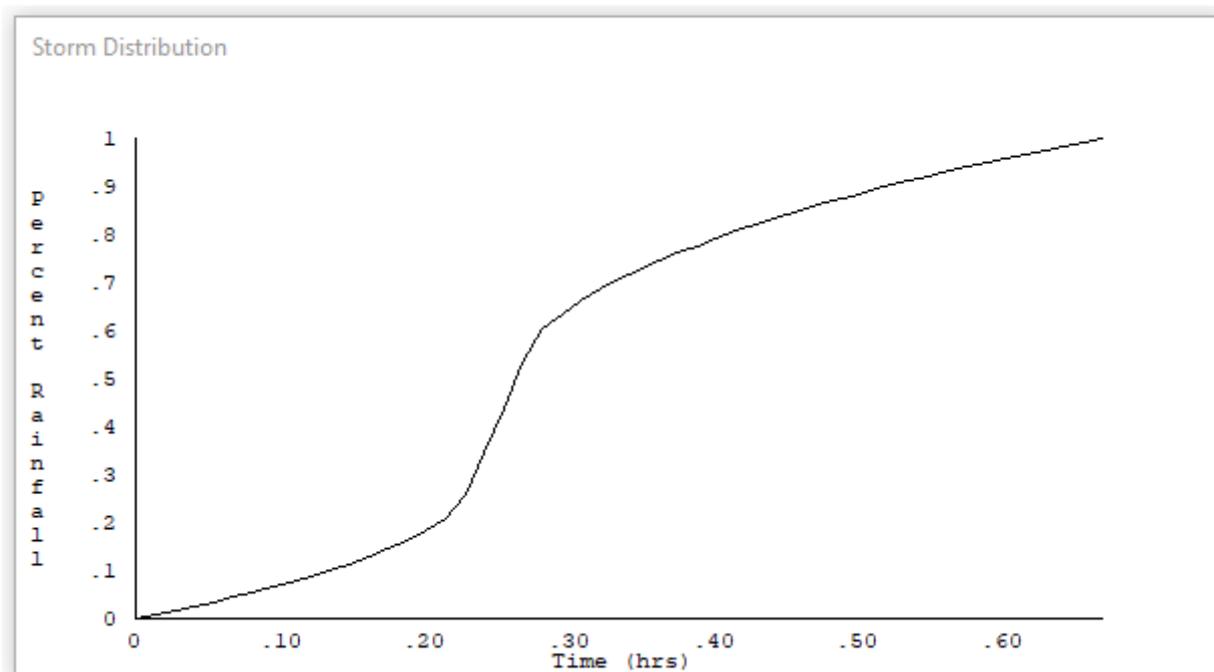


Figura 19 Ietogramma Tr 200 anni

Come condizioni al contorno di valle sono state semplicemente impostate come outflow tutte le celle a ridosso della sezione di chiusura immediatamente a monte della sezione di chiusura.

### 3.3.2.1.1 Risultati ottenuti

Di seguito si riportano gli output del modello:

Grid Element Ground Surface Elevation

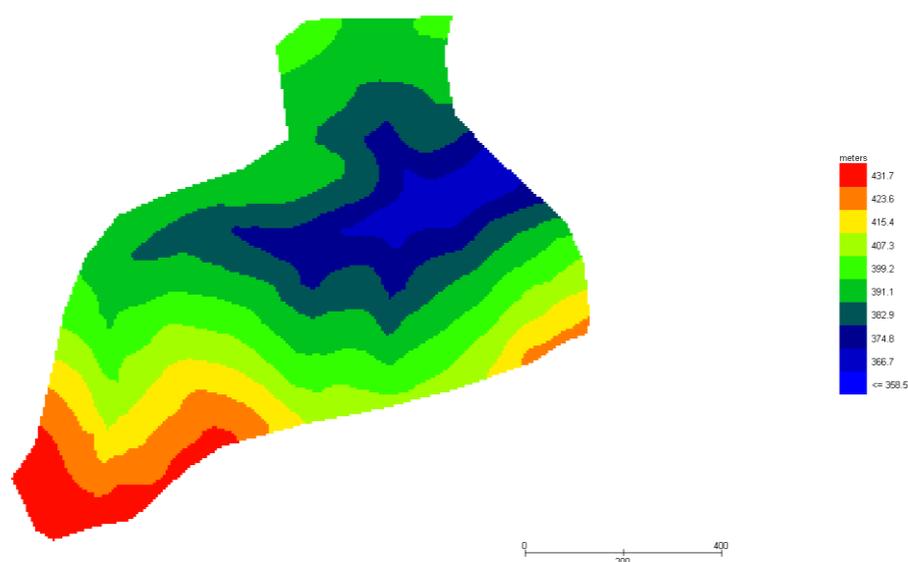


Figura 20 Modello Bacino B DTM

Grid Element Maximum Flow Depth

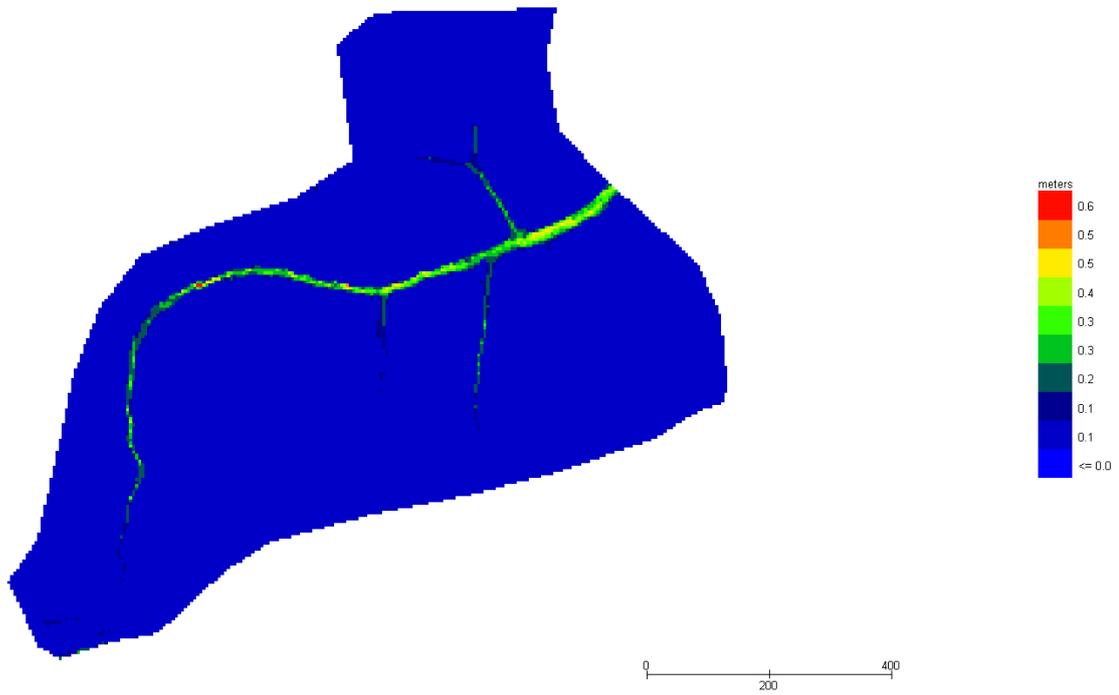


Figura 21 Modello Bacino B Tiranti Tr 200 anni

Grid Element Maximum Velocity

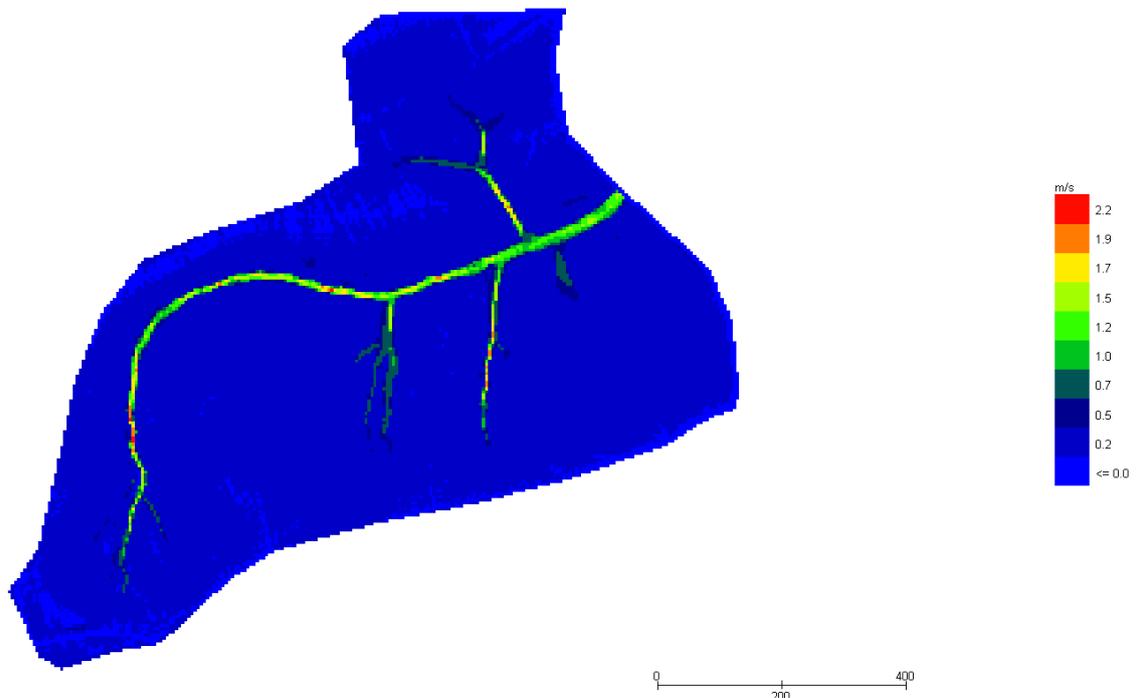
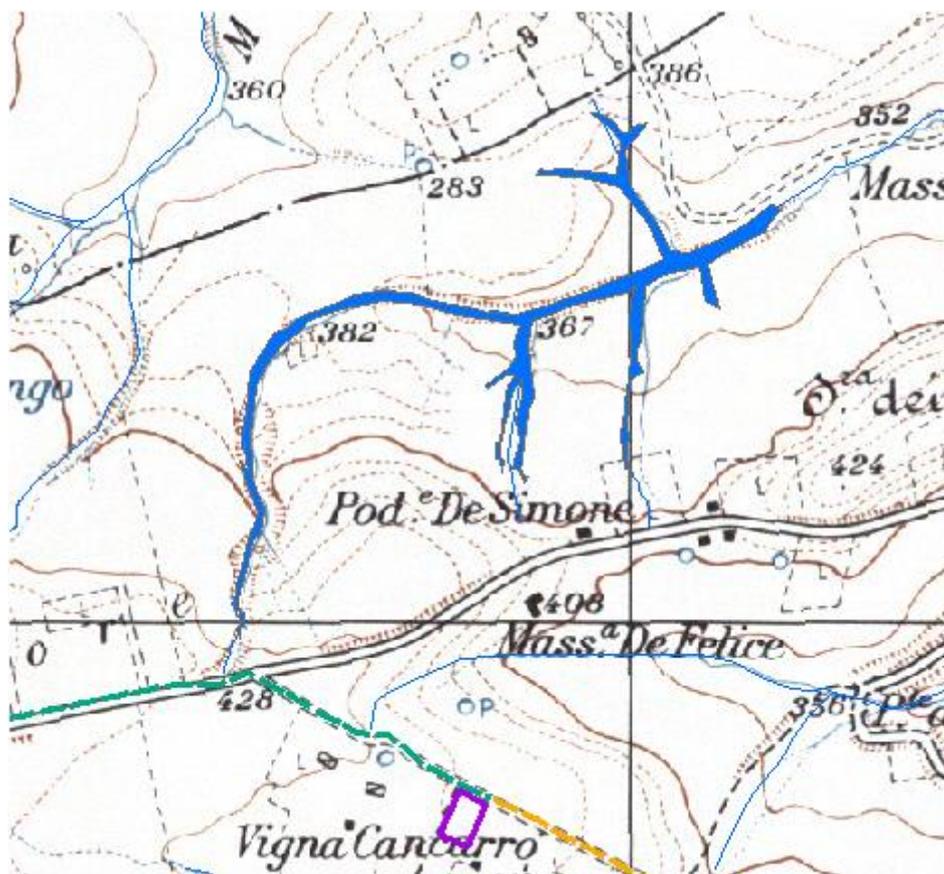


Figura 22 Modello Bacino B Velocità Tr 200 anni

Dall'applicazione dell'espressione prima indicata:

$$h+0,5/1,3 \cdot v > 0,2$$

si ottiene:



**Figura 23 Aree allagabili bacino B Tr 200 anni**

Le aree allagabili non interessano il cavidotto, tuttavia nel tratto di intersezione con la linea blu il cavidotto verrà posato tramite TOC (Trivellazione orizzontale controllata).

### **3.4 Criticità b) – Parallelismo cavidotto-reticolo idrografico -Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale**

#### **3.4.1 Implementazione del modello bidimensionale bacino C**

Analogamente a quanto fatto precedentemente di seguito le analisi svolte per il Bacino C.



**Figura 24 Dominio di studio**

Il dominio di calcolo, coincidente con l'estensione del bacino idrografico C, è stato creato in ambiente di pre-processamento GDS; lo stesso è stato discretizzato con celle di 5 m, la quota di ogni cella è stata ottenuta sulla base delle quote del DEM proveniente dai dati di rilievo, CTR regionale e dati di tipo LIDAR.

La valutazione delle dinamiche idrauliche sull'area di interesse è stata effettuata inserendo nel dominio di calcolo bidimensionale lo ietogramma netto di pioggia sulla base del volume specifico di deflusso prima definito con la metodologia dell'SCS-CN, per una durata dell'evento pari al tempo di corrivazione.

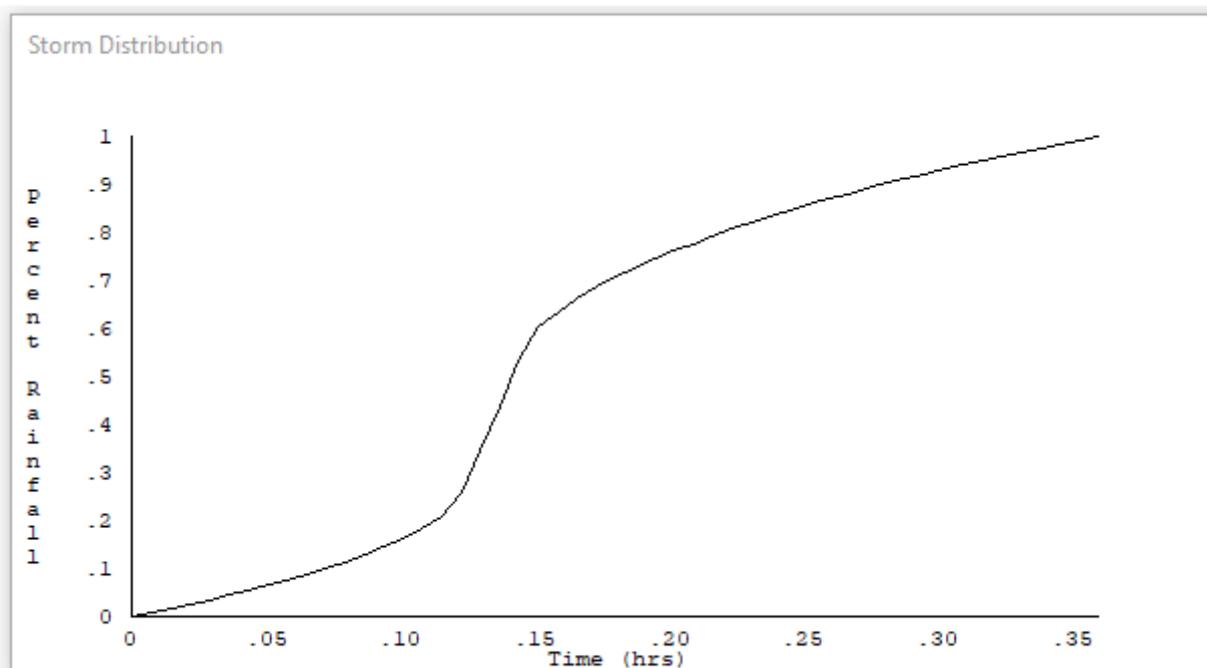


Figura 25 Ietogramma Tr 200 anni

Come condizioni al contorno di valle sono state semplicemente impostate come outflow tutte le celle a ridosso della sezione di chiusura immediatamente a monte della sezione di chiusura.

#### 3.4.1.1.1 Risultati ottenuti

Di seguito si riportano gli output del modello:

Grid Element Ground Surface Elevation

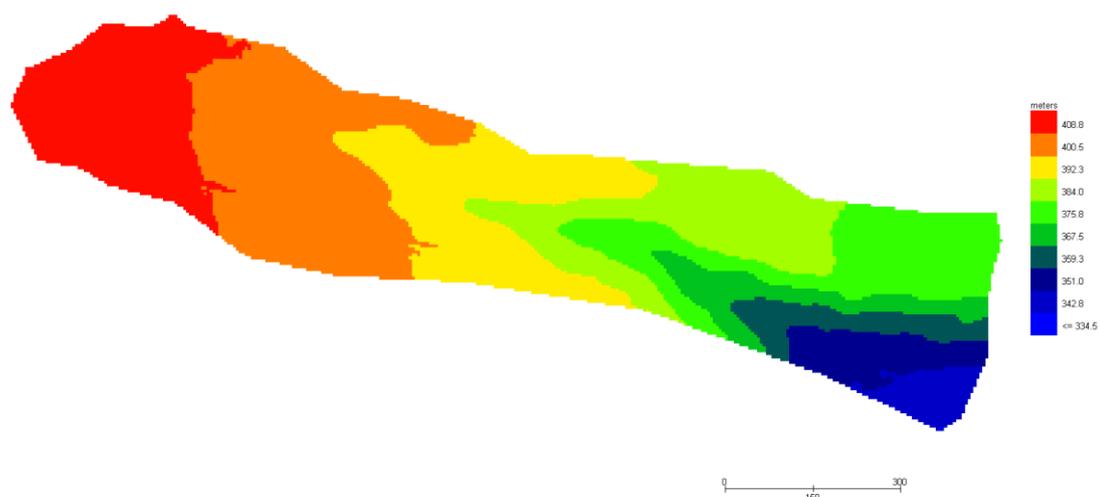
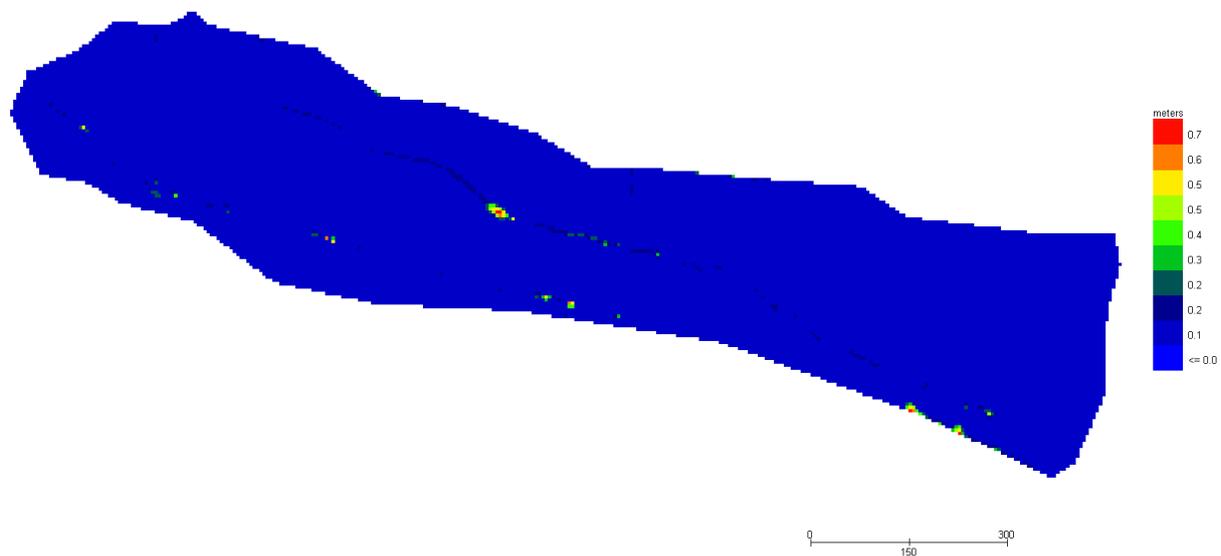
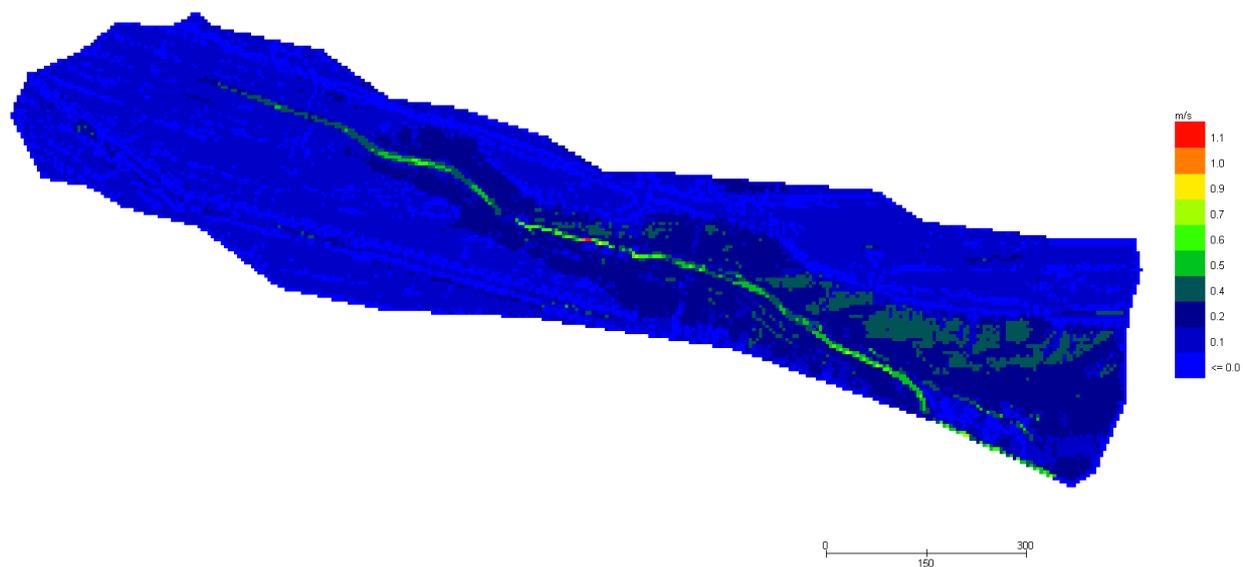


Figura 26 Modello Bacino C DTM

Grid Element Maximum Flow Depth

**Figura 27 Modello Bacino C Tiranti Tr 200 anni**

Grid Element Maximum Velocity

**Figura 28 Modello Bacino C Velocità Tr 200 anni**

Dall'applicazione dell'espressione prima indicata:

$$h + 0,5/1,3 \cdot v > 0,2$$

si ottiene:

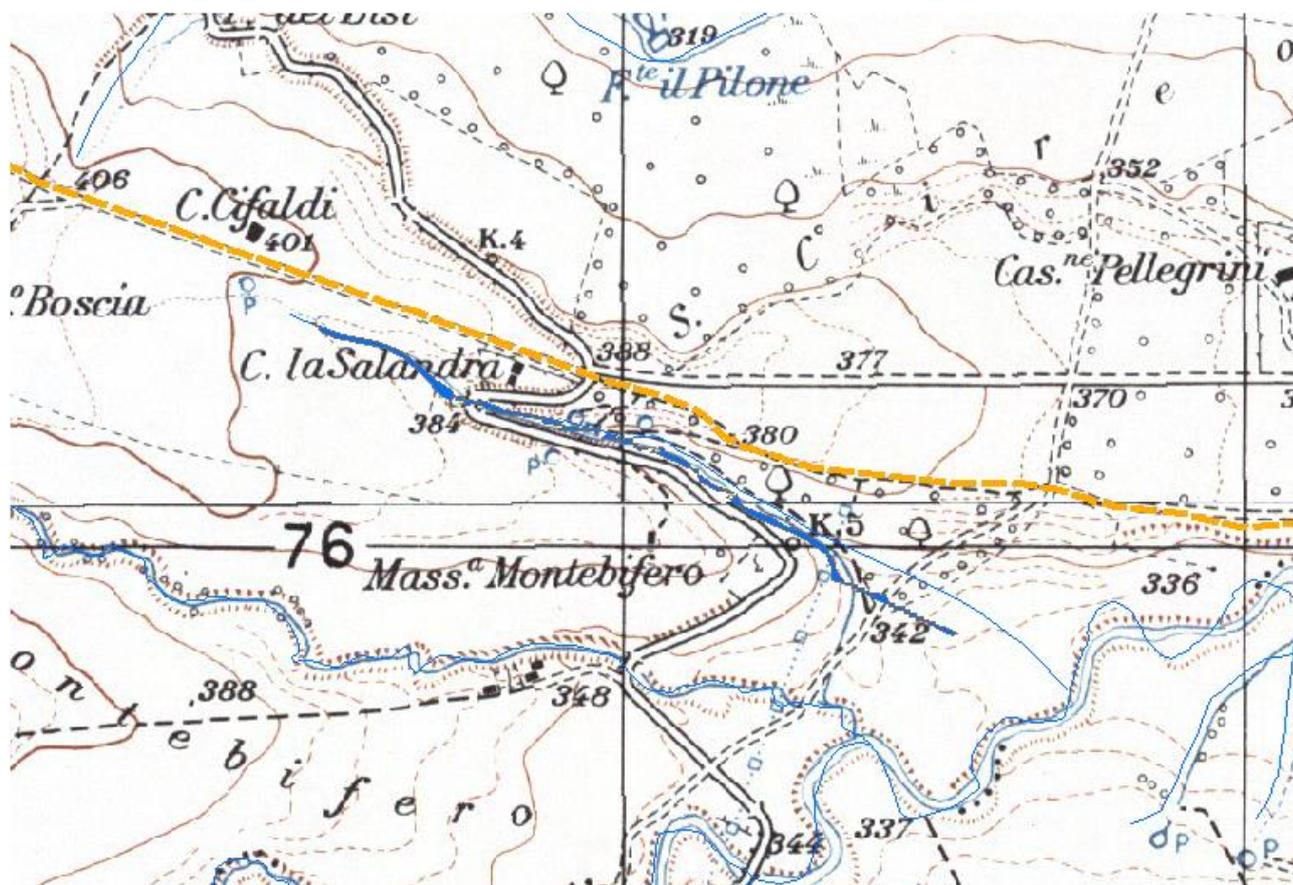


Figura 29 Aree allagabili bacino C Tr 200 anni

Le aree allagabili non interessano il cavidotto.

### 3.5 Criticità c) – Intersezioni cavidotto-reticolo idrografico Area CAMPO 4-Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale

#### 3.5.1 Implementazione del modello bidimensionale bacino D

Analogamente a quanto fatto precedentemente di seguito le analisi svolte per il Bacino D.



**Figura 30** Dominio di studio

Il dominio di calcolo, coincidente con l'estensione del bacino idrografico C, è stato creato in ambiente di pre-processamento GDS; lo stesso è stato discretizzato con celle di 5 m, la quota di ogni cella è stata ottenuta sulla base delle quote del DEM proveniente dai dati di rilievo, CTR regionale e dati di tipo LIDAR.

La valutazione delle dinamiche idrauliche sull'area di interesse è stata effettuata inserendo nel dominio di calcolo bidimensionale lo ietogramma netto di pioggia sulla base del volume specifico di deflusso prima definito con la metodologia dell'SCS-CN, per una durata dell'evento pari al tempo di corrivazione.

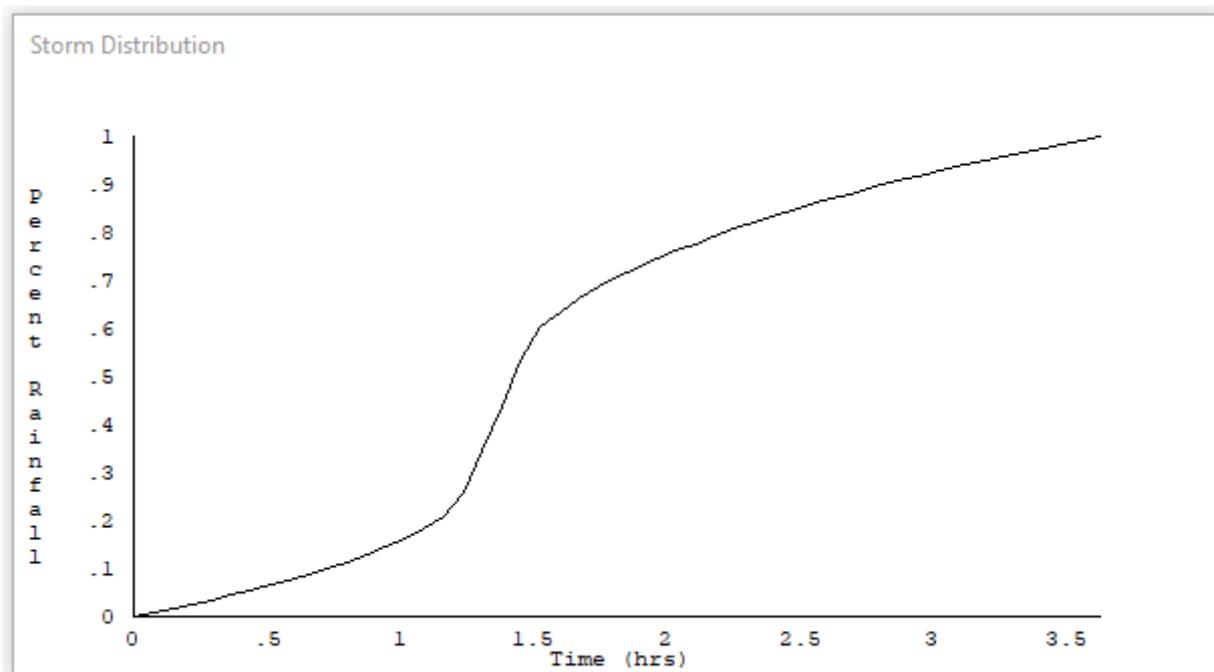


Figura 31 Ietogramma Tr 200 anni

Come condizioni al contorno di valle sono state semplicemente impostate come outflow tutte le celle a ridosso della sezione di chiusura immediatamente a monte della sezione di chiusura.

#### 3.5.1.1.1 Risultati ottenuti

Di seguito si riportano gli output del modello:

Grid Element Ground Surface Elevation

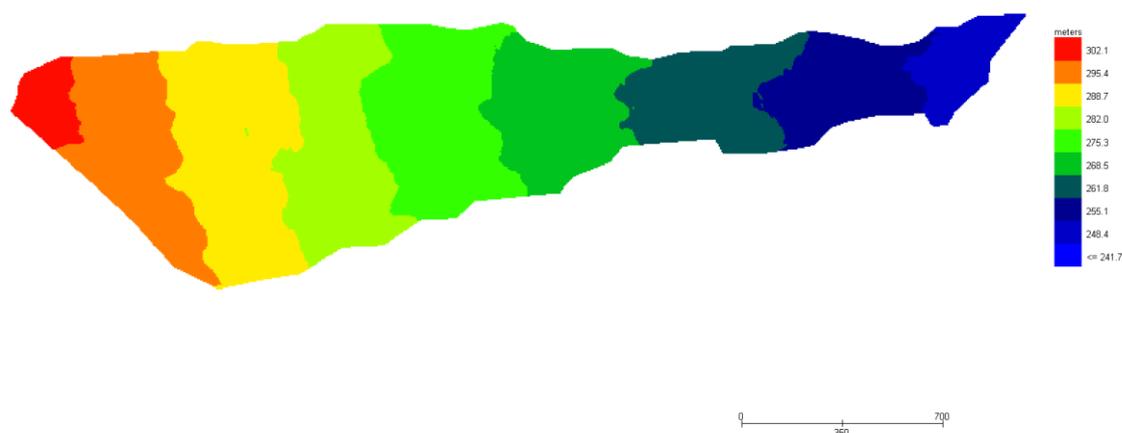
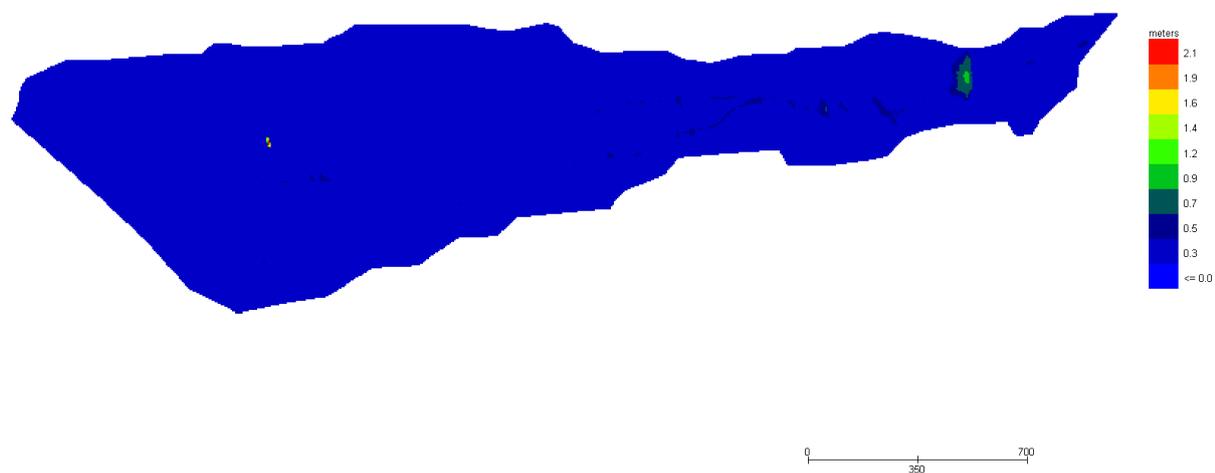
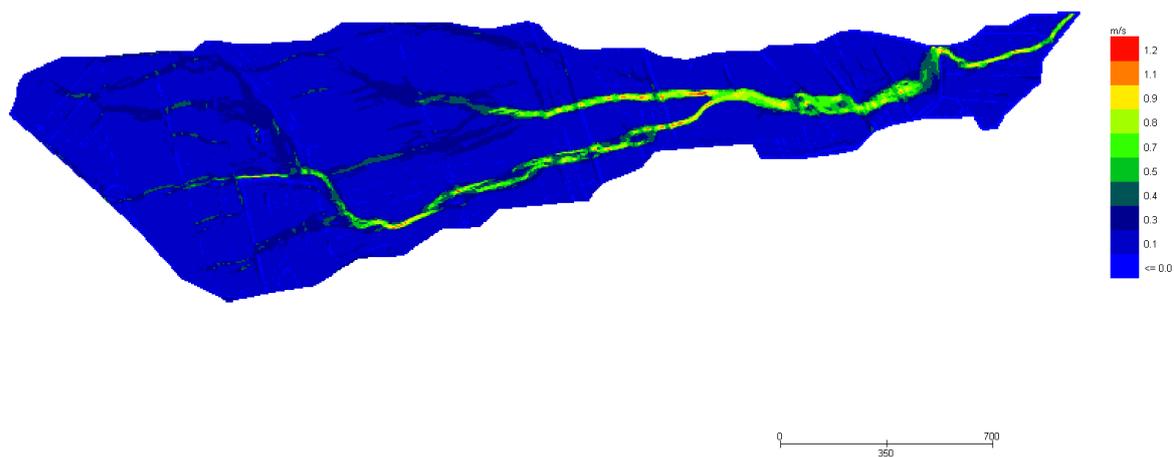


Figura 32 Modello Bacino D DTM

Grid Element Maximum Flow Depth

**Figura 33 Modello Bacino D Tiranti Tr 200 anni**

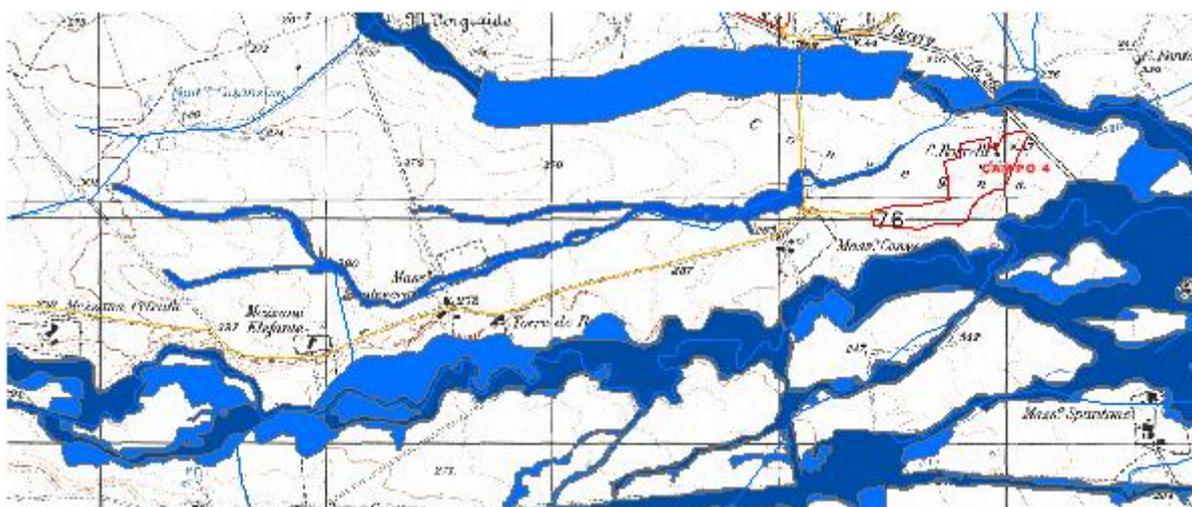
Grid Element Maximum Velocity

**Figura 34 Modello Bacino D Velocità Tr 200 anni**

Dall'applicazione dell'espressione prima indicata:

$$h+0,5/1,3 \cdot v > 0,2$$

si ottiene:



**Figura 35 Aree allagabili bacino D Tr 200 anni**

Le aree allagabili non interessano l'area del CAMPO 4, per quel che riguarda invece le intersezioni cavidotto-reticolo idrografico, le stesse verranno realizzate mediante la tecnica della trivellazione orizzontale TOC.

### **3.6 Criticità d) – Intersezioni cavidotto-reticolo idrografico Area CAMPI 1, 2 e 3-Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale**

#### **3.6.1 Implementazione del modello bidimensionale bacino E**

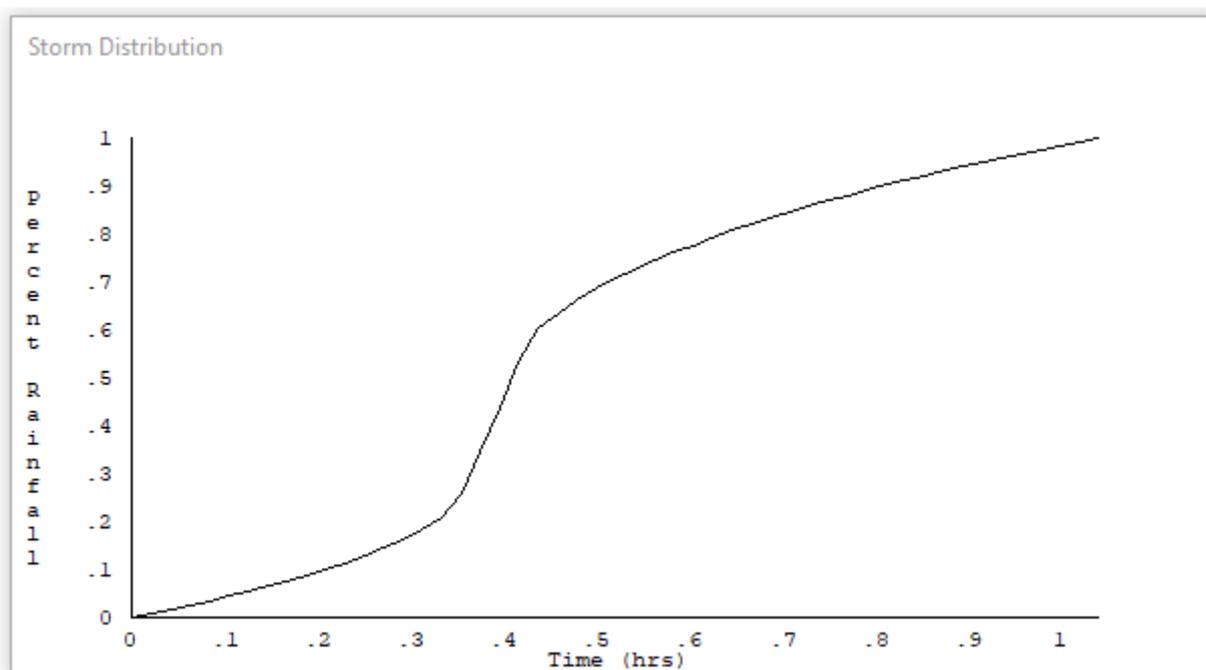
Analogamente a quanto fatto precedentemente di seguito le analisi svolte per il Bacino E.



**Figura 36 Dominio di studio**

Il dominio di calcolo, coincidente con l'estensione del bacino idrografico C, è stato creato in ambiente di pre-processamento GDS; lo stesso è stato discretizzato con celle di 5 m, la quota di ogni cella è stata ottenuta sulla base delle quote del DEM proveniente dai dati di rilievo, CTR regionale e dati di tipo LIDAR.

La valutazione delle dinamiche idrauliche sull'area di interesse è stata effettuata inserendo nel dominio di calcolo bidimensionale lo ietogramma netto di pioggia sulla base del volume specifico di deflusso prima definito con la metodologia dell'SCS-CN, per una durata dell'evento pari al tempo di corrivazione.



**Figura 37 Ietogramma Tr 200 anni**

Come condizioni al contorno di valle sono state semplicemente impostate come outflow tutte le celle a ridosso della sezione di chiusura immediatamente a monte della sezione di chiusura.

### 3.6.1.1 Risultati ottenuti

Di seguito si riportano gli output del modello:

Grid Element Ground Surface Elevation

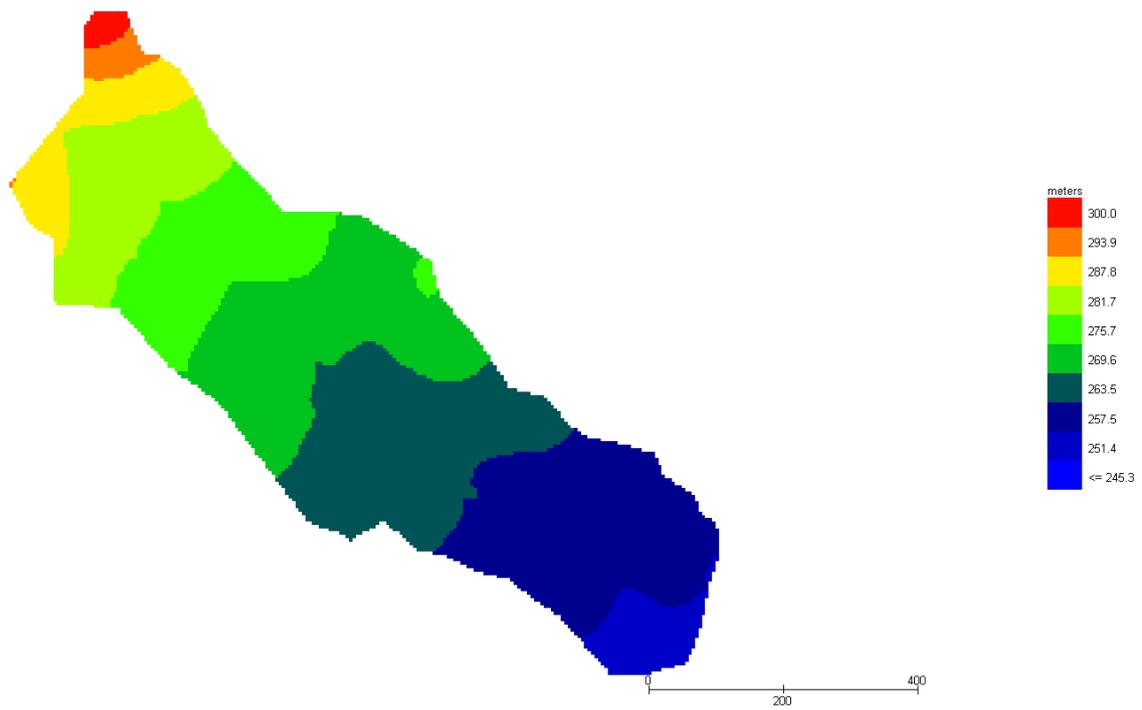


Figura 38 Modello Bacino E DTM

Grid Element Maximum Flow Depth

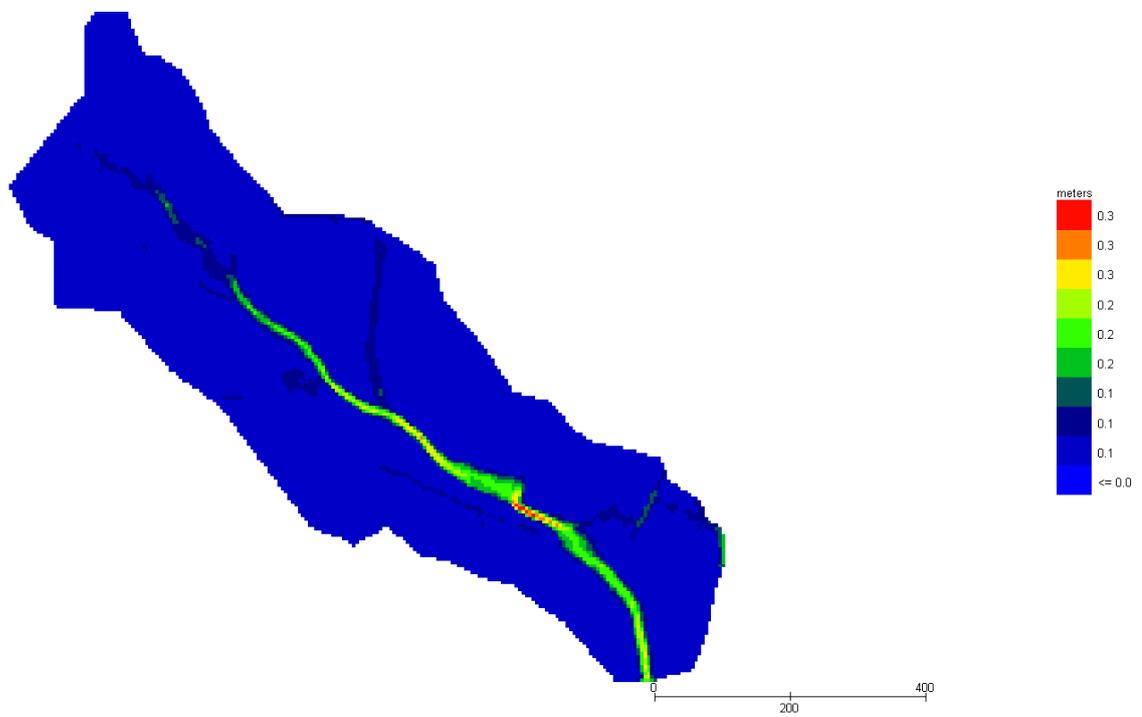
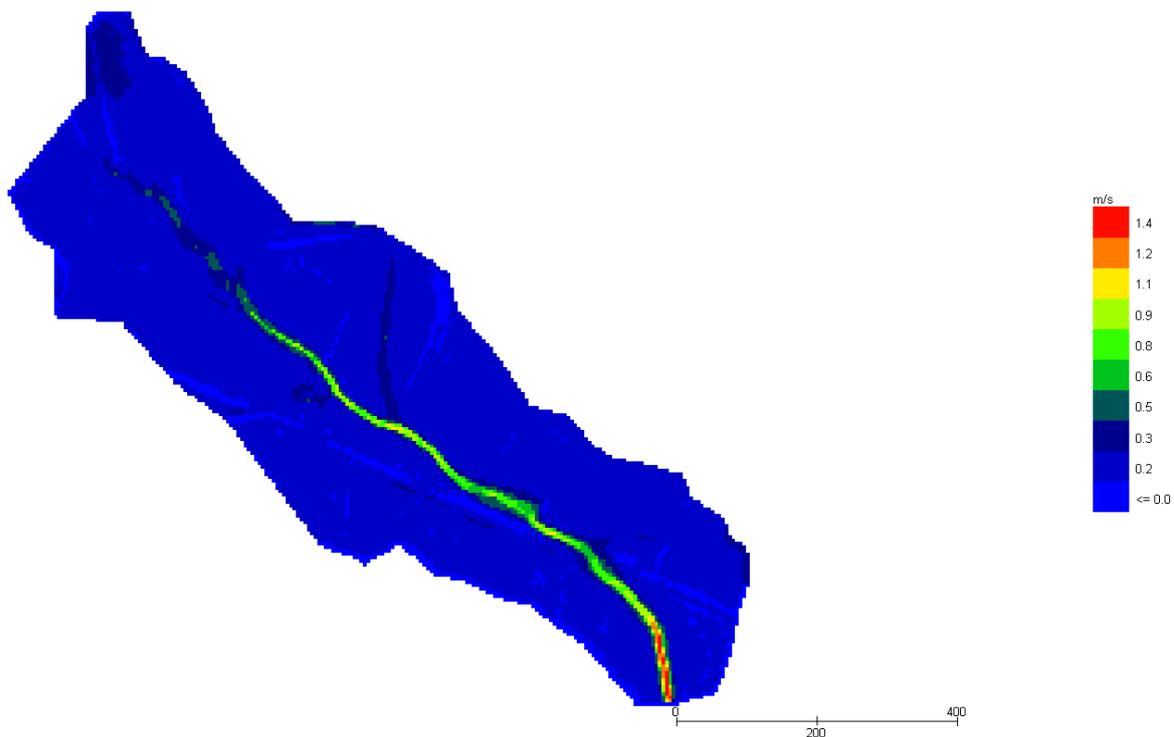


Figura 39 Modello Bacino E Tiranti Tr 200 anni

## Grid Element Maximum Velocity



**Figura 40** Modello Bacino E Velocità Tr 200 anni

### 3.6.2 Implementazione del modello bidimensionale bacino F

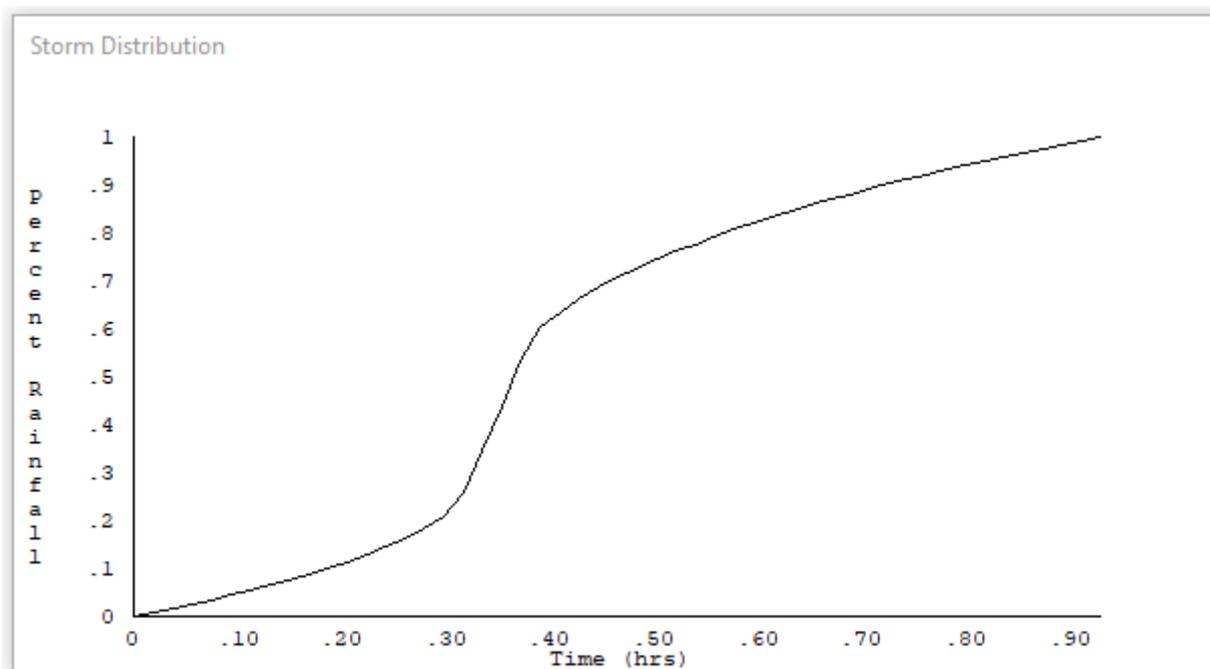
Analogamente a quanto fatto precedentemente di seguito le analisi svolte per il Bacino F.



**Figura 41** Dominio di studio

Il dominio di calcolo, coincidente con l'estensione del bacino idrografico F, è stato creato in ambiente di pre-processamento GDS; lo stesso è stato discretizzato con celle di 5 m, la quota di ogni cella è stata ottenuta sulla base delle quote del DEM proveniente dai dati di rilievo, CTR regionale e dati di tipo LIDAR.

La valutazione delle dinamiche idrauliche sull'area di interesse è stata effettuata inserendo nel dominio di calcolo bidimensionale lo ietogramma netto di pioggia sulla base del volume specifico di deflusso prima definito con la metodologia dell'SCS-CN, per una durata dell'evento pari al tempo di corrivazione.



**Figura 42 Ietogramma Tr 200 anni**

Come condizioni al contorno di valle sono state semplicemente impostate come outflow tutte le celle a ridosso della sezione di chiusura immediatamente a monte della sezione di chiusura.

### 3.6.2.1 Risultati ottenuti

Di seguito si riportano gli output del modello:

Grid Element Ground Surface Elevation

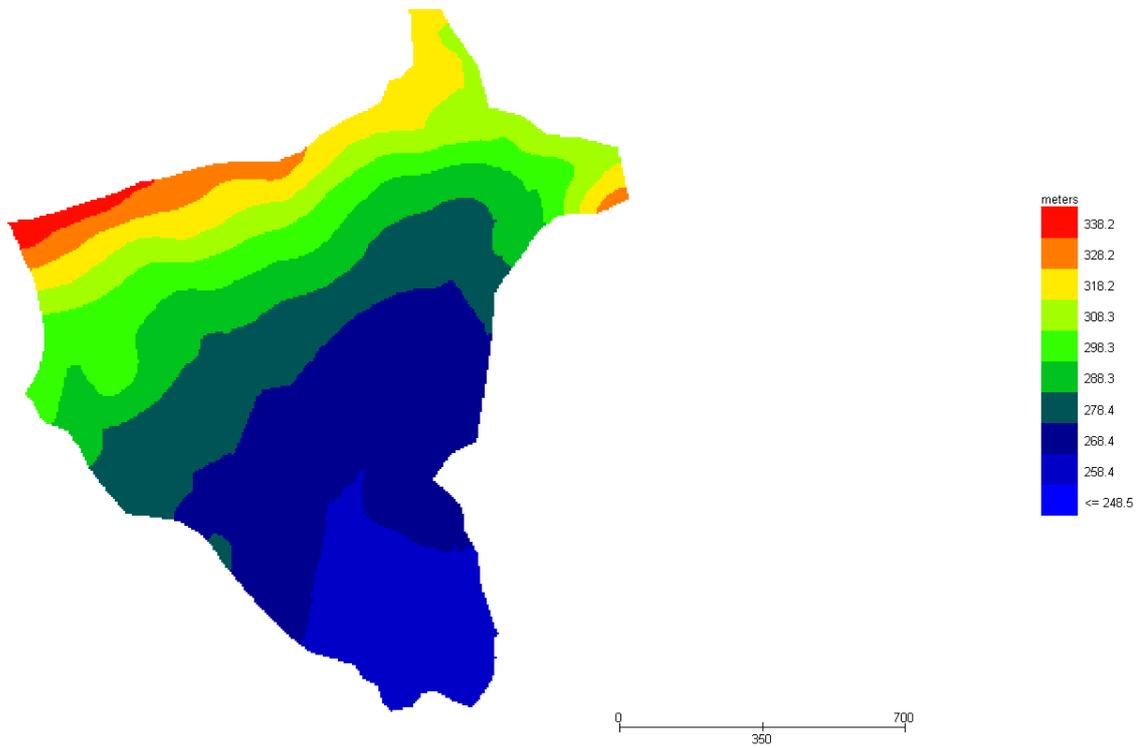


Figura 43 Modello Bacino F DTM

Grid Element Maximum Flow Depth

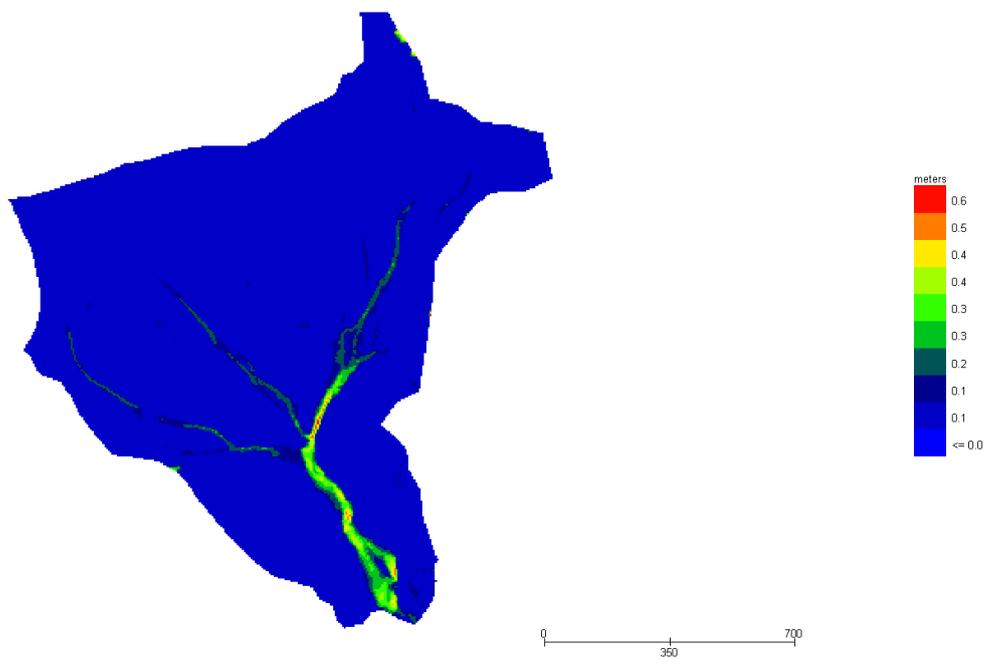
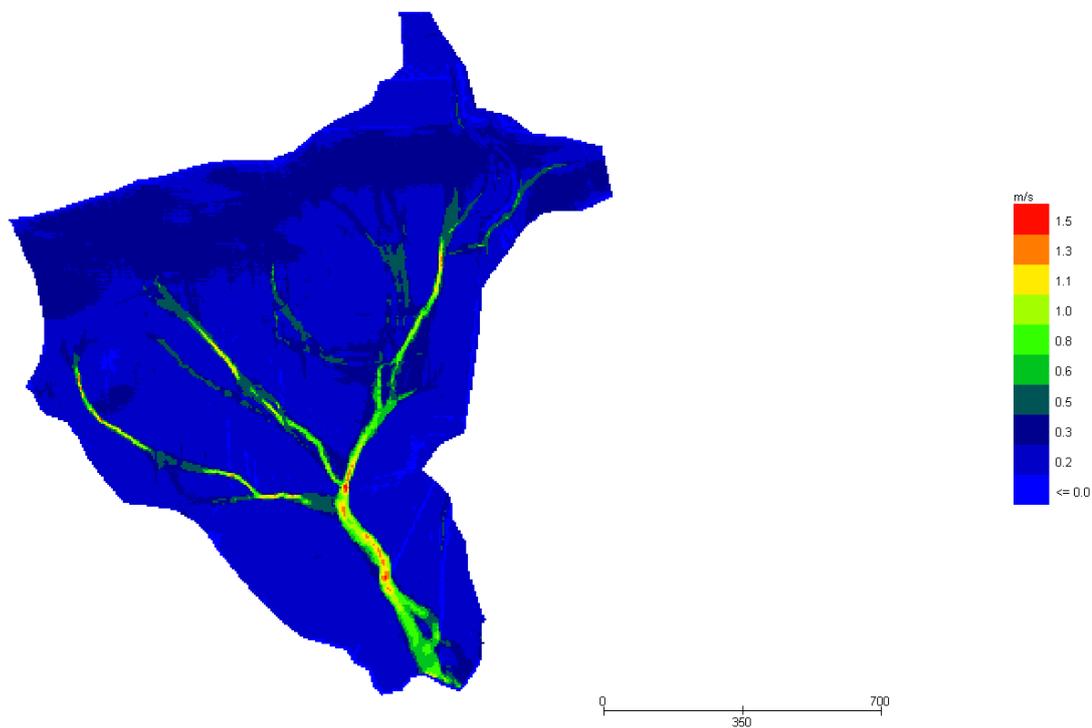


Figura 44 Modello Bacino F Tiranti Tr 200 anni

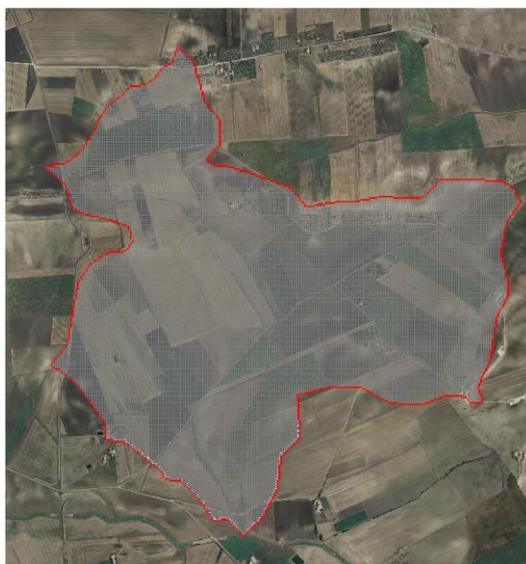
## Grid Element Maximum Velocity



**Figura 45** Modello Bacino F Velocità Tr 200 anni

### 3.6.3 Implementazione del modello bidimensionale bacino G

Analogamente a quanto fatto precedentemente di seguito le analisi svolte per il Bacino G.



**Figura 46** Dominio di studio

Il dominio di calcolo, coincidente con l'estensione del bacino idrografico G, è stato creato in ambiente di pre-processamento GDS; lo stesso è stato discretizzato con celle di 5 m, la quota di ogni cella è stata ottenuta sulla base delle quote del DEM proveniente dai dati di rilievo, CTR regionale e dati di tipo LIDAR.

La valutazione delle dinamiche idrauliche sull'area di interesse è stata effettuata inserendo nel dominio di calcolo bidimensionale lo ietogramma netto di pioggia sulla base del volume specifico di deflusso prima definito con la metodologia dell'SCS-CN, per una durata dell'evento pari al tempo di corrivazione.

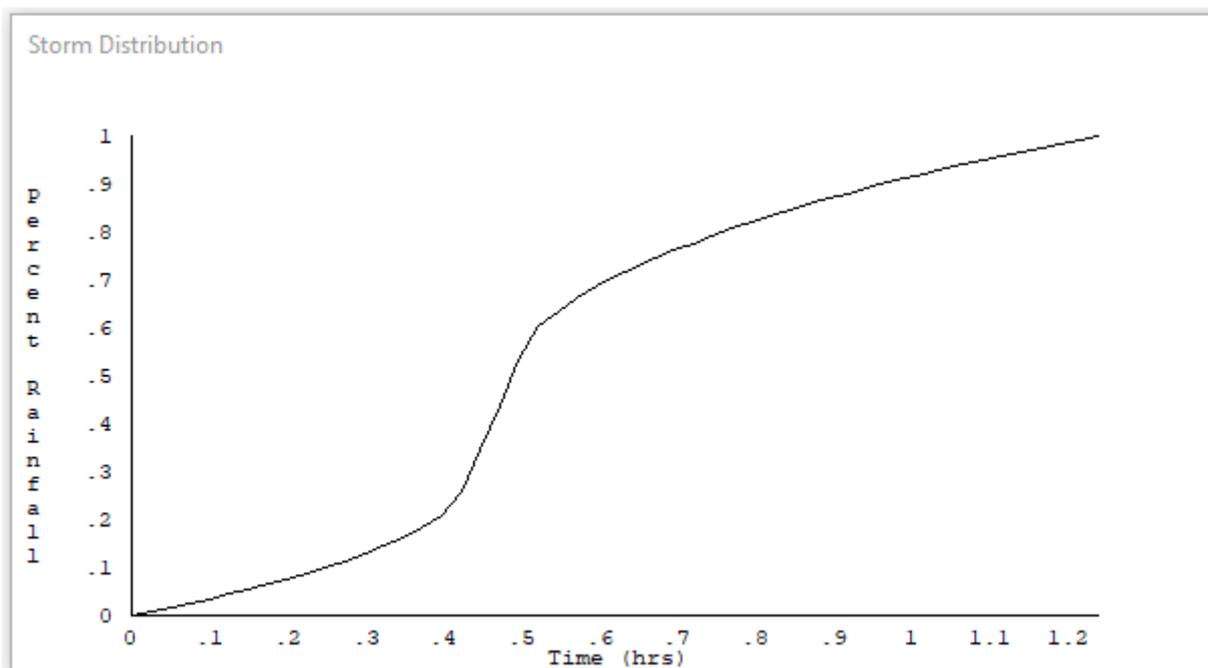


Figura 47 Ietogramma Tr 200 anni

Come condizioni al contorno di valle sono state semplicemente impostate come outflow tutte le celle a ridosso della sezione di chiusura immediatamente a monte della sezione di chiusura.

### 3.6.3.1 Risultati ottenuti

Di seguito si riportano gli output del modello:

Grid Element Ground Surface Elevation

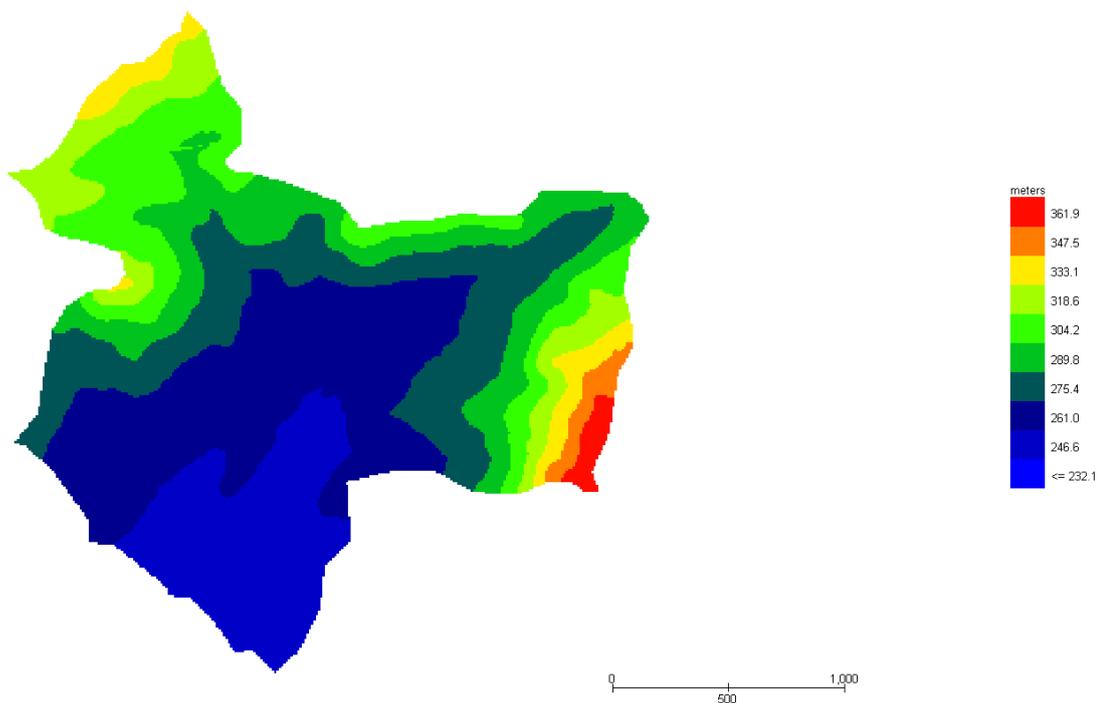


Figura 48 Modello Bacino G DTM

Grid Element Maximum Flow Depth

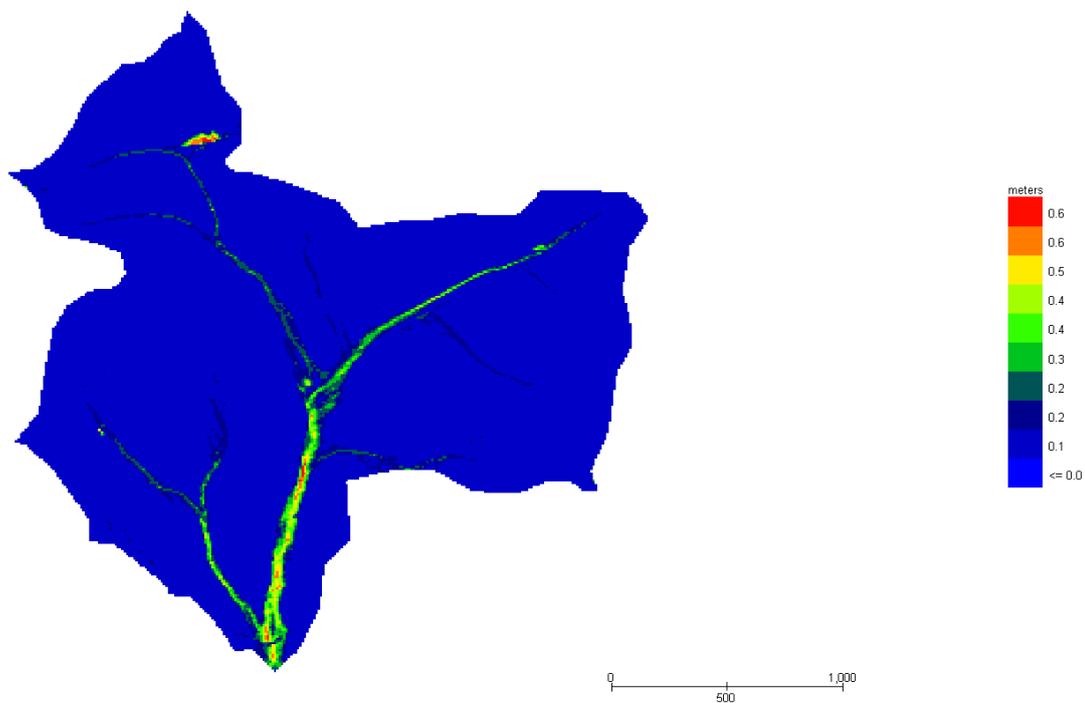
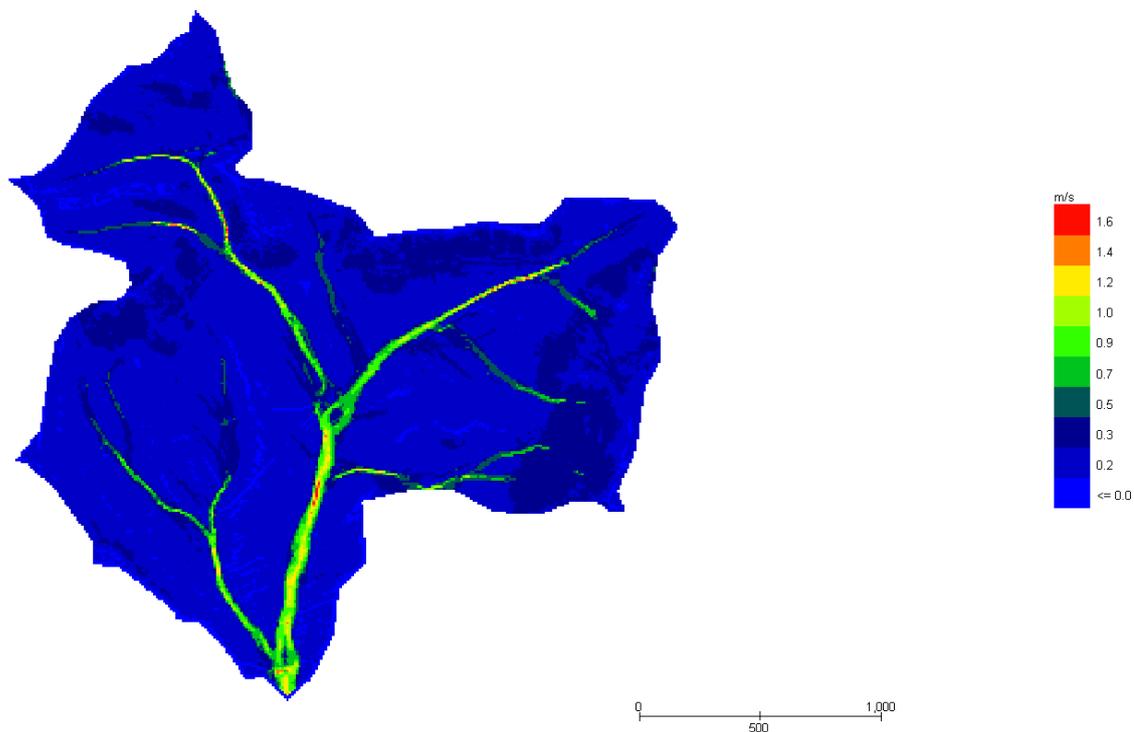


Figura 49 Modello Bacino G Tiranti Tr 200 anni

Grid Element Maximum Velocity

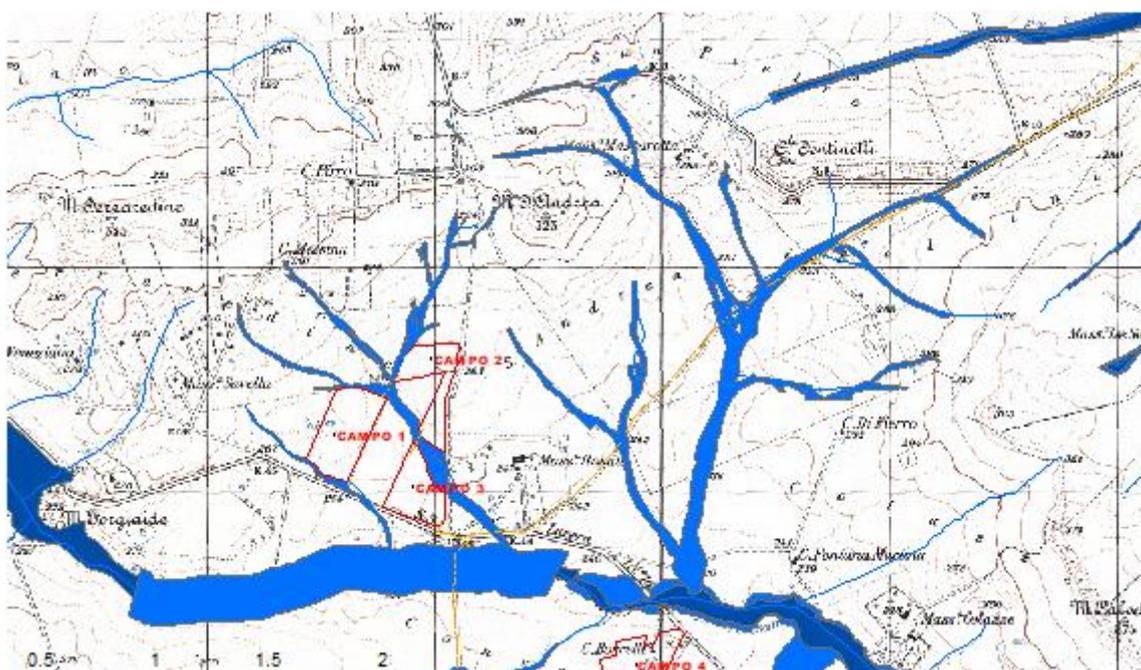
**Figura 50 Modello Bacino G Velocità Tr 200 anni**

### 3.6.4 Analisi della pericolosità dell'area

Dall'applicazione dell'espressione già esplicitata ai bacini E, F e G:

$$h+0,5/1,3 \cdot v > 0,2$$

si ottiene:



**Figura 51 Aree allagabili bacini E, F e G Tr 200 anni**

Le aree allagabili non interessano i campi fotovoltaici pur lambendoli, per quel che riguarda invece le intersezioni cavidotto-reticolo idrografico, le stesse verranno realizzate mediante la tecnica della trivellazione orizzontale TOC. Ove, invece presenti intersezioni con le aree allagabili in assenza di un reticolo evidenziato su IGM e/o Carta idrogeomorfologica, si adotterà la tecnica dello scavo a cielo aperto con particolari accorgimenti che saranno illustrati di seguito.

### ***3.7 Criticità e) – Intersezioni viabilità interna - reticolo idrografico -Alveo fluviale/Fascia di pertinenza fluviale***

Come anticipato nei paragrafi precedenti la viabilità interna di progetto di accesso al Campo 1 interseca un reticolo idrografico, al fine di definire le caratteristiche geometriche del necessario manufatto di attraversamento è stato implementato un modello monodimensionale in moto permanente mediante l'utilizzo del software HEC RAS.

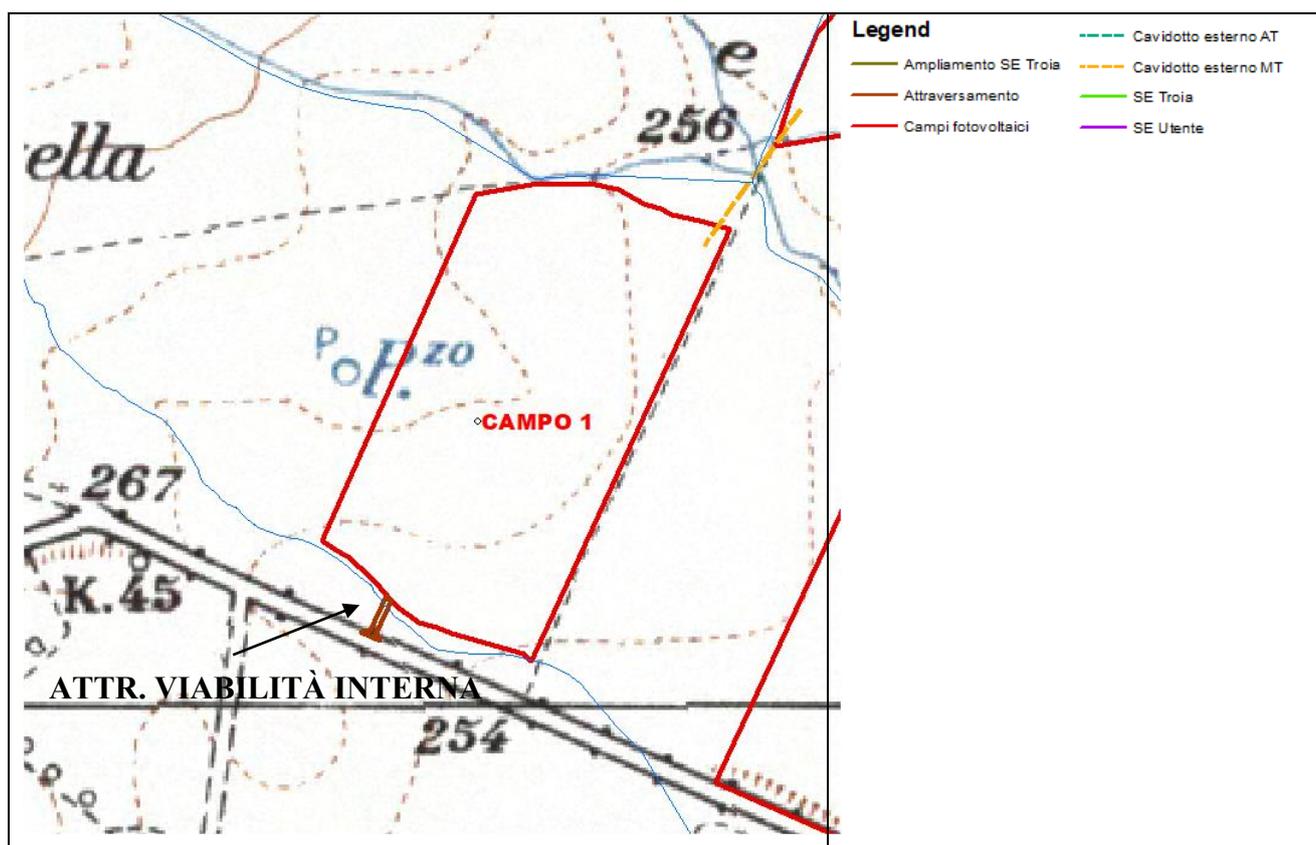


Figura 52 Dettaglio planimetrico intersezione viabilità-reticolo idrografico

Rilevate le criticità nei paragrafi precedenti, per il bacino di studio (Bacino E) è stato implementato un modello idraulico di calcolo monodimensionale in moto permanente atto a descrivere le condizioni di assetto idraulico attuali dell'area.

### 3.7.1 Dati di riferimento

Determinate le portate di piena per ciascuna delle sezioni di riferimento, si tratta ora di osservarne la propagazione nelle aste oggetto di studio.

Al fine di aumentare ancora il criterio di sicurezza, e per conferire al modello idraulico la giusta rappresentatività nelle condizioni più gravose, si è assunto di applicare le portate calcolate come sopra, riferite alla chiusura del bacino individuato, già dalla sezione iniziale del tronco idrico, ovvero sia in sezioni poste a monte rispetto a quelle di calcolo.



**Figura 53 Planimetria Hec Ras, ante opera, sezioni di studio**

Al fine di assicurare correttezza nella lettura dei risultati, si sono considerati tratti di alveo di lunghezze tali da conferire alle analisi la giusta rappresentatività, partendo sufficientemente a monte e arrivando abbastanza a valle rispetto all'area indagata.

I dati sono stati quindi elaborati ancora con l'ausilio del software GIS e, con lo specifico applicativo Pre-Ras, pre-processore del codice di calcolo *HEC-RAS*, sviluppato dall'*Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers*, si è acquisita l'informazione geometrica, georeferenziata, sia delle sezioni di interesse che dell'esatto tracciato plano-altimetrico dell'alveo. Il modello è stato poi implementato con l'inserimento delle strutture di attraversamento.

Va da sé, dunque, l'applicazione dello stesso software HEC-RAS nell'affrontare lo studio idraulico. Difatti, la propagazione delle piene in regime permanente rappresenta al meglio il profilo di moto in relazione alle variazioni di pendenza degli alvei, alla diversa tipologia delle sezioni morfologiche ed alla presenza di interferenze sul flusso idrico.

Il tutto con particolare riguardo all'individuazione delle criticità idrauliche degli alvei ed alle relative aree di allagamento connesse ad eventi con i diversi tempi di ritorno di riferimento normativo attraverso una metodologia fisicamente basata.

Di seguito si illustrano brevemente i contenuti del modello applicato.

HEC-RAS è un programma realizzato per simulare la propagazione delle piene attraverso uno schema di calcolo monodimensionale; il software può lavorare in moto permanente o vario e, oltre che analizzare la singola asta fluviale, è possibile prevedere trasporto di sedimenti. Il software dispone di una interfaccia grafica attraverso cui inserire i necessari dati fisici (caratteristiche geometriche dell'asta) ed idraulici (condizioni al contorno e portate di verifica), ed applicare le differenti routine di modellazione, ovvero scegliere le metodologie di calcolo.

Nel caso di moto permanente, il software è in grado di modellare profili sia di correnti lente che veloci, ed inoltre è possibile valutare profili misti, con passaggio attraverso lo stato critico. Il profilo idraulico è calcolato normalmente (standard step method) attraverso la soluzione iterativa della equazione dell'energia, tra due sezioni consecutive. Le perdite relative al termine cinetico dell'equazione, sono calcolate aggiungendo alle perdite continue per attrito, "J", un coefficiente di contrazione/espansione, che viene moltiplicato per la differenza delle altezze cinetiche medie tra due sezioni successive.

L'equazione che esprime la perdita di energia è la seguente:

$$h_e = LJ' + C \left( \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right)$$

dove:

L = lunghezza del tratto di alveo compreso tra le due sezioni successive, "pesata" in funzione della portata defluente all'interno della sezione trasversale su zone con differente coefficiente di attrito (basato sulla equazione di Manning);

J' = pendenza di attrito "rappresentativa" (media) delle due sezioni successive (in caso di moto uniforme sarebbe parallela al fondo e costante);

C = coefficiente di contrazione o di espansione;

Occorre ribadire che il software è programmato per il calcolo di profili nell'ipotesi monodimensionale, e quindi fornisce, per ciascuna sezione trasversale, un'unica altezza del pelo libero e un'unica altezza della linea dell'energia. L'altezza della linea dell'energia è ottenuta calcolando un valore "pesato" dalla portata di ciascuna delle sottosezioni in cui si può suddividere la sezione trasversale.

Per calcolare quindi il valore dell'energia per l'intera sezione, bisogna ricavare la parte relativa alla altezza cinetica media, passando attraverso la valutazione del coefficiente di velocità (a sua volta "pesato"):

$$\alpha \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2}$$

In generale si ottiene, per  $Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_N$ :

$$\alpha = \frac{[Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_N V_N^2]}{Q \bar{V}^2}$$

Come detto, le perdite continue per attrito sono valutate come il prodotto di

$$J_f \times L$$

dove  $J_f$  è la pendenza media della linee dell'energia tra due sezioni consecutive distanti tra loro  $L$  (pesate in funzione delle "portate trasversali").

La pendenza della linea dell'energia è calcolata, per ciascuna sezione, tramite l'equazione di Manning, nel modo seguente:

$$J_f = \left( \frac{Q}{K} \right)^2$$

dove  $K$  rappresenta il termine di "trascinamento" e quindi influenza le perdite continue; il modello contiene espressioni alternative che possono essere scelte dall'utente.

In particolare l'espressione

$$J_f = \left( \frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

è quella di default nel programma.

Le *perdite per contrazione ed espansione*, rappresentative in un certo senso delle perdite localizzate, sono calcolate in HEC-RAS tramite la seguente equazione:

$$h_{ce} = C \left[ \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right]$$

dove:

$C$  = coefficiente di contrazione o espansione.

Il programma assume che vi sia una contrazione, ogni volta che l'altezza cinetica (velocity head) a valle è maggiore di quella immediatamente a monte. Al contrario si assume una espansione, quando la altezza cinetica a valle è minore di quella di monte.

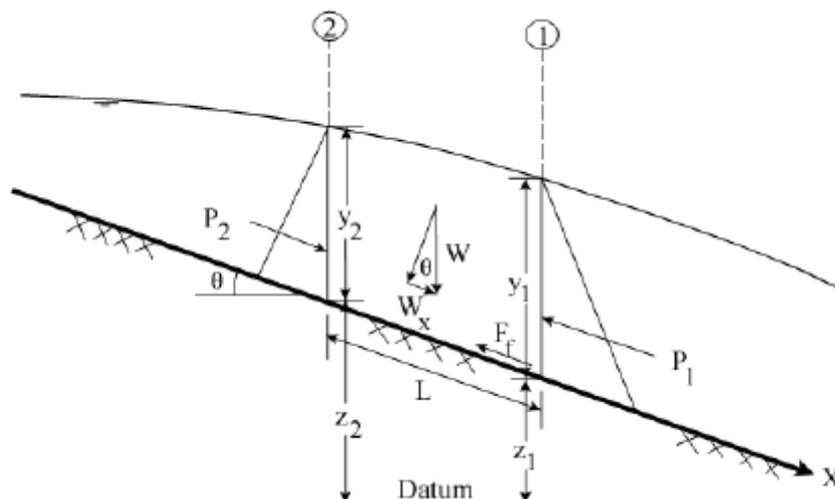
In definitiva l'equazione della energia, al fine della valutazione della incognita ovvero del tirante idrico nella singola sezione, viene applicata in maniera iterativa, secondo il seguente schema, assegnate che siano le condizioni al contorno:

1. viene assunta una altezza del pelo libero nella sezione a monte di quella ritenuta nota (o a valle a seconda se siamo in corrente lenta o veloce);
2. su questo valore ipotetico, si valutano i valori di K e della altezza cinetica;
3. viene calcolato il termine  $J_f$  e quindi è possibile valutare  $h_e$ ;
4. con i valori ricavati, si ricava la altezza del pelo libero nella sezione di monte;
5. si confrontano il valore appena ricavato, con quello assunto al punto 1 e si reitera il calcolo, sino ad una tolleranza di 0.003 m (valore predefinito, modificabile dall'utente).

Il criterio utilizzato per l'assunzione di una altezza iniziale del tirante, varia nell'ambito della procedura, man mano che si sviluppano passaggi successivi. Nel primo passaggio, relativo ai cinque punti descritti, il tirante si basa sulla proiezione di quello della sezione precedente nella sezione in studio. Nel secondo passaggio, invece, è utilizzato il tirante del primo passaggio, incrementata del 70% dell'errore risultante al primo passaggio (altezza calcolata – altezza assunta). Il terzo passaggio e i successivi, sono invece basati su un metodo di proiezione “secante”, tendente a limitare la discrepanza evidenziata.

In tutte le situazioni in cui non sia un profilo di corrente gradualmente variato, ma che prevedono risalti idraulici, passaggio attraverso lo stato critico (per bruschi cambi di pendenza, restringimenti, attraversamenti, ponti) e quindi si generano profili di corrente rapidamente variati, il programma utilizza in luogo della equazione dell'energia, l'equazione del momento, o dell'equilibrio dinamico. L'equazione deriva dalla seconda legge di Newton ( $F = m \cdot a$ , ovvero Forza=massa\*accelerazione), applicata ad una massa d'acqua compresa tra due sezioni; l'espressione della differenza dei momenti nell'unità temporale tra le sezioni 1 e 2, si esprime con la seguente equazione

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x$$



azioni esercitate sulla massa d'acqua

dove:

$P$  = spinta sulle sezioni 1 e 2

$W_x$  = forza peso nella direzione del moto

$F_f$  = forza dovuta alle perdite per l'attrito esterno tra 2 e 1

$Q$  = portata

$\rho$  = densità dell'acqua

$\Delta V_x$  = cambio di velocità tra 2 e 1 nella direzione del moto.

Risolviendo le varie componenti dell'equazione base, si perviene alla formulazione usata dal modello che la soluzione dell'equazione dei momenti, che risulta essere la seguente:

$$\frac{Q_2 \beta_2}{g A_2} + A_2 \bar{Y}_2 + \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 - \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_f = \frac{Q_1 \beta_1}{g A_1} + A_1 \bar{Y}_1$$

### 3.7.2 Calcolo del profilo di moto

Le ipotesi adottate contemplanò uno schematismo di moto monodimensionale in regime permanente. Ciò non soltanto al fine di valutare l'attitudine al deflusso dell'alveo indagato ma, anche, per stimare le eventuali problematiche legate alla mancata capacità di smaltimento.

Sulla scorta dello studio idrologico affrontato e delle portate di piena con tempi di ritorno 10 e 200 anni risultanti, si è definito il profilo idrico ed i tiranti corrispondenti con riferimento al tratto di alveo studiato ed alle relative sezioni geometriche.

### 3.7.3 Coefficiente di scabrezza

A vantaggio di sicurezza si sono scelti i valori più elevati dell'indice di scabrezza. Difatti, si è attribuito un coefficiente  $n$  di Manning pari a 0,03 ( $m^{-1/3} s$ ), corrispondente a “*Terra in cattive condizioni. Corsi d'acqua naturali con ciottoli e ghiaia.*” per l'alveo e le sponde.

### 3.7.4 Condizioni al contorno e condizioni iniziali

Non conoscendo a priori il regime di corrente idraulica presentato dai canali, si è condotto lo studio in regime di corrente mista, anche al fine di non precludere, all'eventuale passaggio a diversi stati critici, il cambiamento di regime stesso.

Il programma Hec-Ras dispone di quattro differenti opzioni per la definizione delle condizioni al contorno:

1. Known Water Surface Elevations: la condizione al contorno corrisponde ad un valore noto d'altezza d'acqua inserito per ciascuno dei profili da calcolare;
2. Critical Depth: la condizione al contorno viene posta uguale alla profondità critica che il programma calcola per ciascuno dei profili;
3. Normal Depth: la condizione al contorno è uguale alla profondità di moto uniforme che il programma calcola per ciascuno dei profili. In questo caso si deve inserire la pendenza della linea dei carichi totali, che può essere approssimata mediante la pendenza del tratto nel canale a monte;
4. Rating Curve: in questo caso occorre inserire una serie di valori noti di altezza d'acqua e delle relative portate. La condizione al contorno, per ciascun profilo, viene ottenuta interpolando le altezze d'acqua della scala di deflusso per il corrispondente valore di portata.

Nel nostro caso come condizione al contorno, sia di monte che di valle, si è imposta l'altezza critica. Le condizioni iniziali considerate, come prima definito, sono quelle di moto stazionario con portata di piena costante per eventi con tempo di ritorno di 200 anni, attribuendo, ancora a vantaggio di sicurezza, le portate calcolate rispetto alle sezioni di chiusura dei vari bacini, alle sezioni iniziali dei diversi tratti di aste fluviali, ovvero nei tronchi a monte rispetto alle sezioni di calcolo.

Il tutto risulta evidente consultando i report del modello di calcolo allegati.

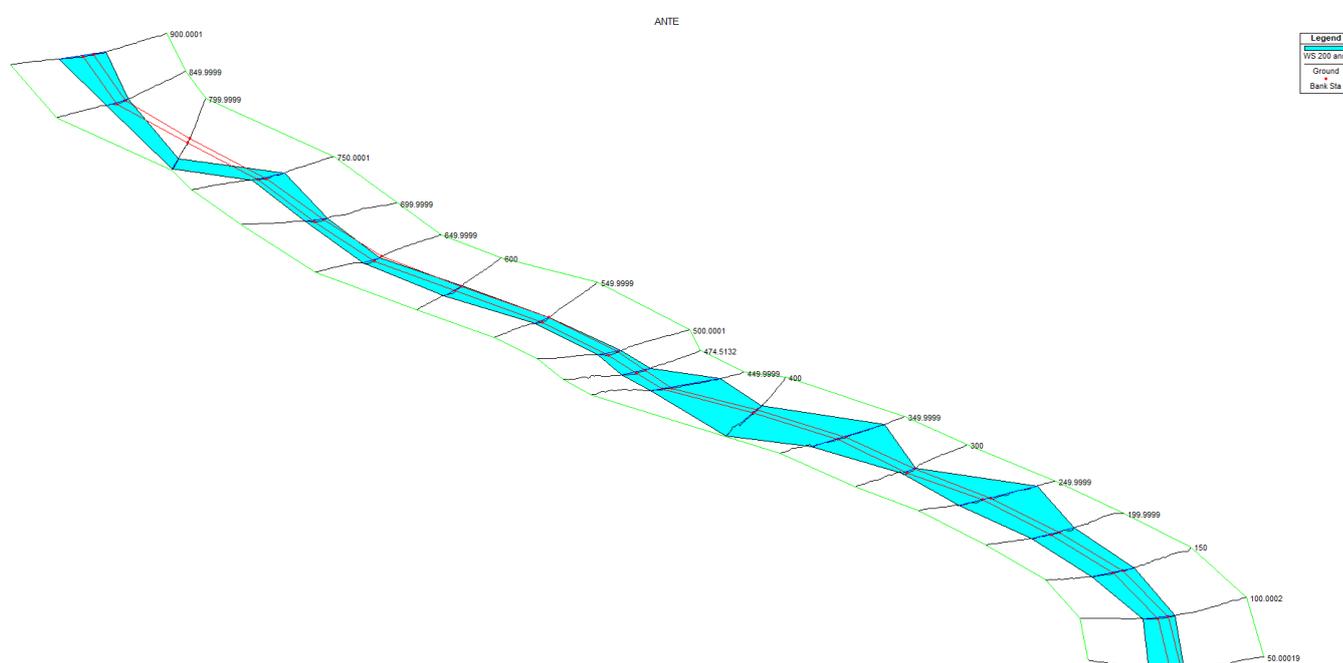
### 3.7.5 Sintesi dei risultati

Nell'allegato si mostrano le risultanze della modellazione idraulica monodimensionale di moto permanente lungo gli alvei indagati, da cui è possibile verificare i livelli idrici nelle diverse sezioni. Nello specifico, si riporta la restituzione del tracciato studiato con l'ubicazione delle sezioni rilevate, il profilo di moto permanente, i tiranti idrici raggiunti in ciascuna sezione e la tabella riassuntiva riportanti le grandezze idrauliche rilevanti.

Negli elaborati grafici allegati sono state rappresentate le aree di allagamento connesse agli eventi di riferimento, con tempi di ritorno pari a 200 anni, restituite tramite l'utilizzo dell'estensione GIS Post-Ras ed interpretati sulla geomorfologia desunta dai dati dei rilievi aerofotogrammetrici.

Dalla lettura dei dati prodotti nelle diverse fasi di analisi e, in maniera immediata, osservando gli ultimi stralci cartografici in cui si riportano i risultati complessivi dello studio fornito, ovverosia la mappa delle aree di impronta del passaggio della piena a 200 anni nelle zone in esame, è possibile rendere le seguenti constatazioni:

- i tratti di impluvio indagati, bene si prestano a rendere la necessaria significatività alle modellazioni idrauliche effettuate;
- la sezione idraulica risulta sufficiente in corrispondenza dell'area di progetto.



**Figura 54 Vista prospettica delle sezioni di studio**

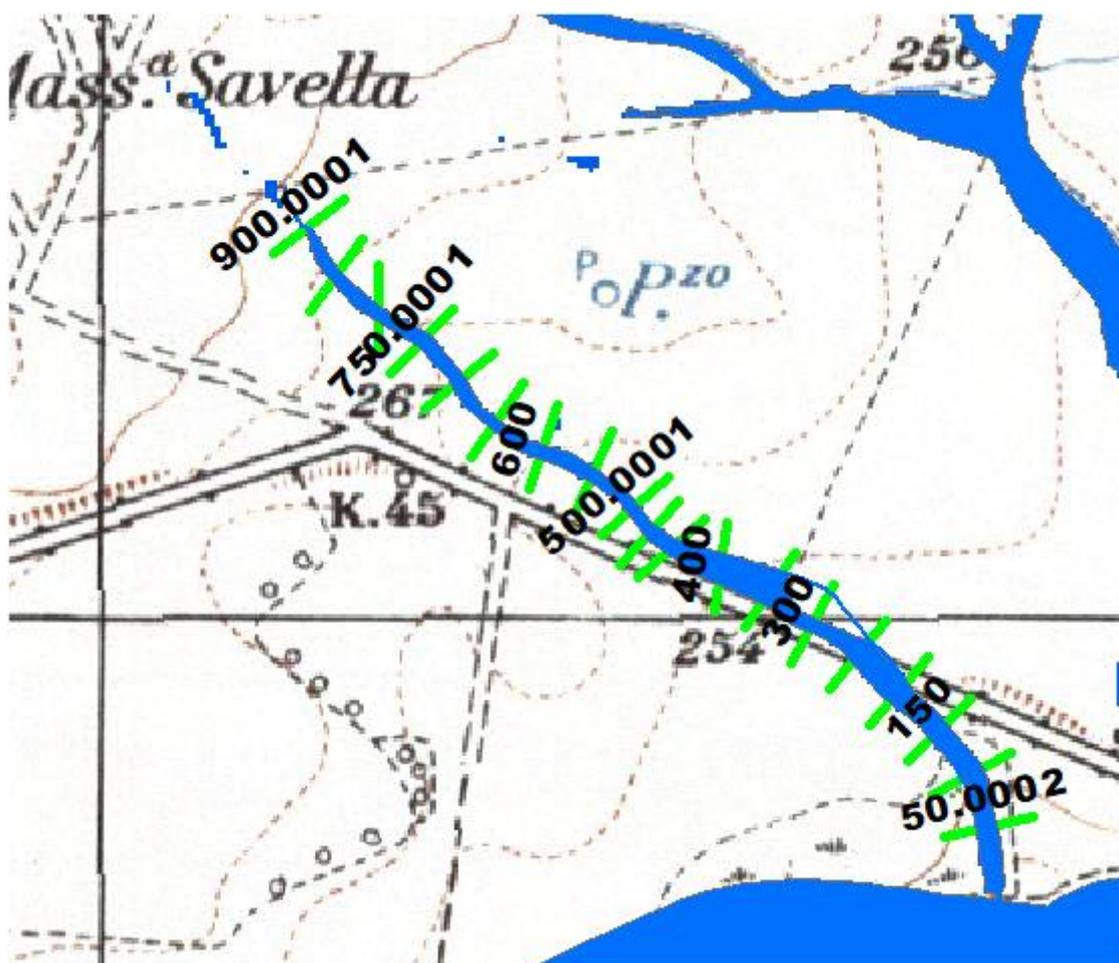


Figura 55 Planimetria aree allagabili ante operam

### 3.7.6 Studio idraulico post operam

Data la necessità di accedere al Campo 1 il progetto prevede la posa in opera di manufatto di attraversamento di forma rettangolare base 3 m e altezza 1.2 m.

***Per maggiori dettagli consultare gli elaborati di progetto.***

L'analisi idraulica post operam ha, quindi, previsto l'inserimento di tutte le opere elencate all'interno del modello monodimensionale già implementato per la simulazione delle condizioni ante operam.

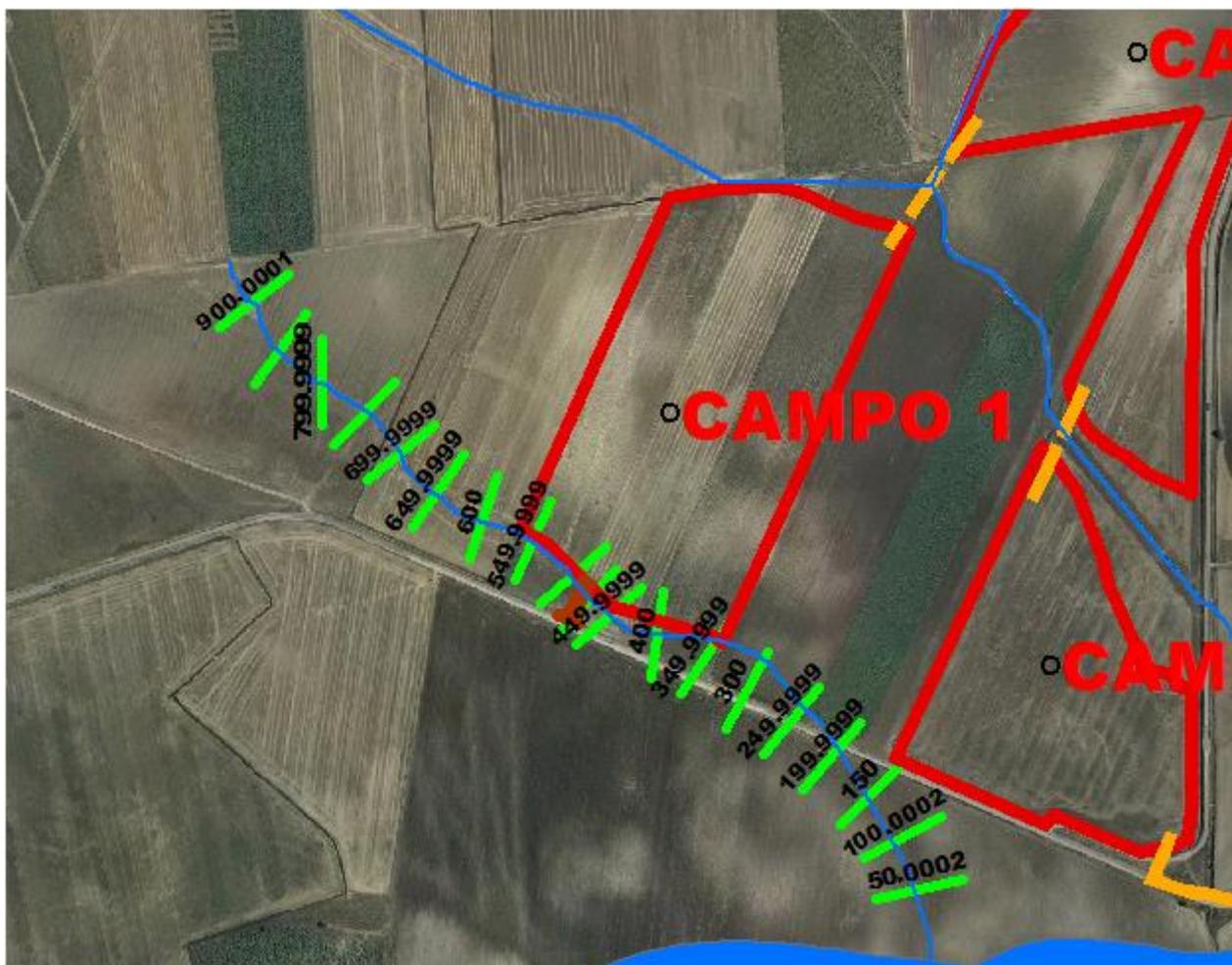


Figura 56 Planimetria modello Hec Ras (post operam)

### 3.7.7 Coefficiente di scabrezza

A vantaggio di sicurezza si sono mantenuti i valori più elevati dell'indice di scabrezza. Difatti, si è attribuito un coefficiente  $n$  di Manning pari a  $0,03 \text{ (m}^{-1/3} \text{ s)}$ , corrispondente a "Terra in cattive condizioni. Corsi d'acqua naturali con ciottoli e ghiaia." per l'alveo e le sponde, .

### 3.7.8 Condizioni al contorno e condizioni iniziali

Come condizione al contorno, sia di monte che di valle, si è imposta l'altezza critica.

Le condizioni iniziali considerate, come prima definito, sono quelle di moto stazionario con portata di piena costante per eventi con tempo di ritorno di 200 anni, attribuendo, ancora a vantaggio di sicurezza, le portate calcolate rispetto alle sezioni di chiusura dei vari bacini, alle sezioni iniziali dei diversi tratti di aste fluviali, ovvero nei tronchi a monte rispetto alle sezioni di calcolo.

Il tutto risulta evidente consultando i report del modello di calcolo allegati.

### 3.7.9 Sintesi dei risultati

In allegato sono riportati tutti i tabulati di calcolo delle verifiche idrauliche post operam.

Dalla lettura dei dati prodotti nelle diverse fasi di analisi, è possibile rendere le seguenti constatazioni:

- i tratti di impluvio indagati, bene si prestano a rendere la necessaria significatività alle modellazioni idrauliche effettuate;
- nelle condizioni post opera, è stato inserito un attraversamento idraulico in corrispondenza della sezione identificata come RS 474 in corrispondenza dell'attraversamento della viabilità interna prima descritto, al fine di garantire un adeguato franco di sicurezza rispetto al tirante calcolato alla sezione immediatamente a monte degli stessi relativo al transito della piena bicentenaria, sono state assegnate le dimensioni di cui alla seguente tabella:

Reach	River Station	Luce (m)	Fondo alveo (m)	H s.l.m. intradosso (m)	H <sub>200</sub>	Franco (m)
Unico	474	3	258.30	259.50	258	0.5

l'inserimento dell'attraversamento stradale non influisce sull'assetto idraulico dell'area in quanto le aree allagabili nelle condizioni ante e post opera non subiscono modifiche sostanziali.

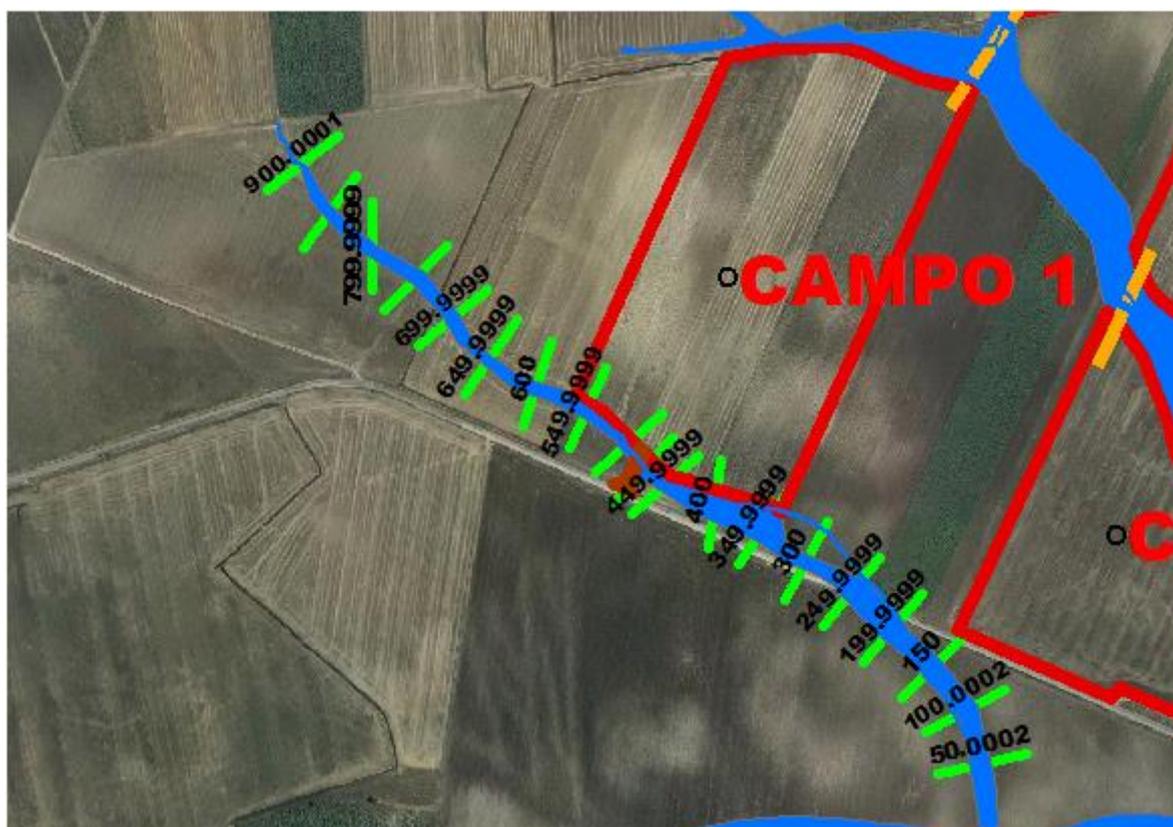


Figura 57 Planimetria aree allagabili post opera

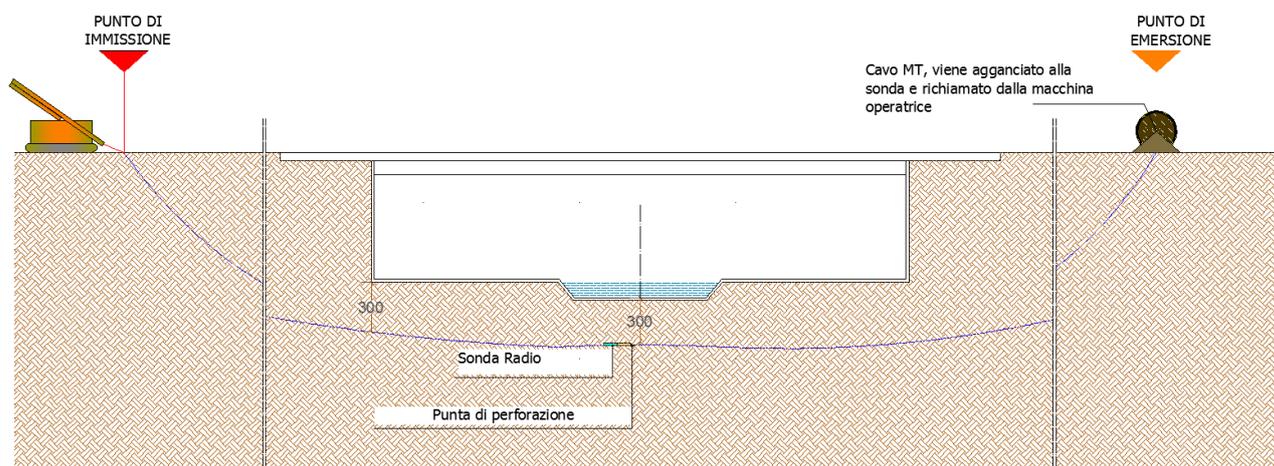
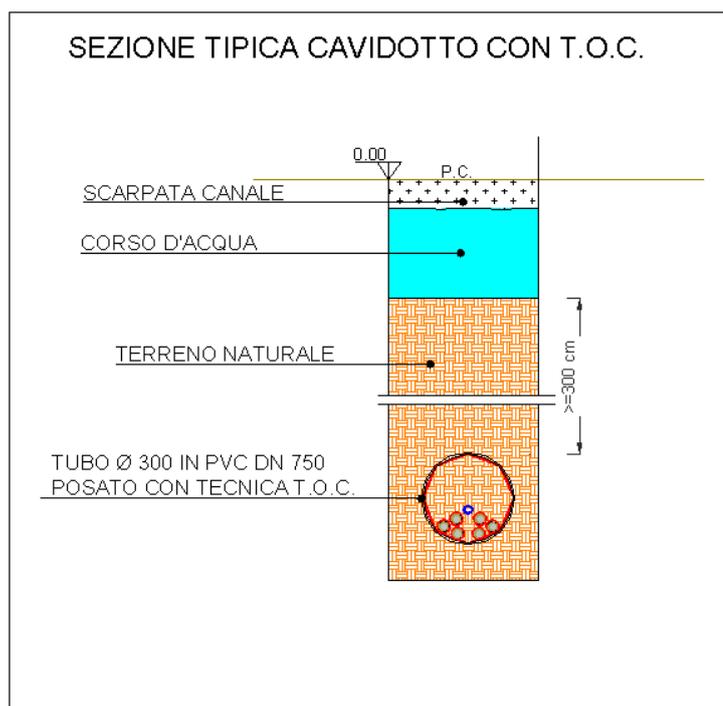
Alla luce di quanto esposto la soluzione individuata per l'attraversamento di progetto è conforme a quanto stabilito dalle NTC 2018 ed in particolare alla Circolare pubblicata in GU 1'11/02/2019, difatti per bacini con portate inferiori a 50 mc/s, quale quello di studio e analisi, la norma prescrive che: "...- nel caso di funzionamento a superficie libera, il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50 m".

#### 4 ATTRAVERSAMENTI DEL RETICOLO IDROGRAFICO

Il cavidotto, come già detto nei paragrafi precedenti, interseca il reticolo idrografico in più punti, al fine di assicurare che la posa dei cavi interrati non alteri l'attuale equilibrio dei materiali che costituiscono il fondo delle aree interessate dal transito delle piene, lungo i tratti di intersezione gli attraversamenti saranno realizzati con tecnica T.O.C., che si articola secondo tre fasi operative:

1. esecuzione del foro pilota: di piccolo diametro che si realizzerà mediante l'utilizzo dell'utensile fondo foro, il cui avanzamento all'interno del terreno è garantito dalla macchina perforatrice che trasmetterà il movimento rotatorio ad una batteria di aste di acciaio alla cui testa è montato l'utensile fresante. La posizione dell'utensile sarà continuamente monitorata attraverso il sistema di localizzazione.
2. trivellazione per l'allargamento del foro fino alle dimensioni richieste: una volta completato il foro pilota con l'uscita dal terreno dell'utensile fondo foro (exit point) verrà montato, in testa alla batteria di aste di acciaio, l'utensile per l'allargamento del foro pilota, di diametro superiore al precedente, e il tutto viene tirato verso l'impianto di trivellazione (entry point). Durante il tragitto di rientro del sistema di trivellazione, l'alesatore allargherà il foro pilota.
3. Tiro della tubazione o del cavo del foro: completata l'ultima fase di alesatura, in corrispondenza dell'exit point verrà montato, in testa alle condotte da posare già giuntate tra loro, l'utensile per la fase di tiro-posa e questo viene collegato con l'alesatore. Tale utensile ha lo scopo di evitare che durante la fase di tiro, il movimento rotatorio applicato al sistema dalla macchina perforatrice non venga trasmesso alle tubazioni. La condotta viene tirata verso l'exit point. Raggiunto il punto di entrata la posa della condotta si può considerare terminata.

In particolare l'attraversamento del reticolo avverrà in ogni punto ad una profondità di 2,00 m dal fondo dell'alveo e le operazioni di scavo direzionale avverranno a partire da una opportuna distanza dall'asse del compluvio in maniera tale da alterare il meno possibile le aree limitrofe.



In merito alla possibilità di delocalizzare il cavidotto si fa presente che data l'ubicazione della sottostazione elettrica, il tracciato scelto risulta essere il più razionale in quanto si sviluppa interamente lungo viabilità esistente, fatto questo che permette di evitare pesanti modifiche del tessuto territoriale laddove questo è destinato ad altro uso (terreni agricoli, etc).

## **5 ATTRAVERSAMENTI DELLE AREE PERIMETRATE E DELLE AREE ALLAGABILI TR 200 ANNI**

Per tutti gli attraversamenti del cavidotto in corrispondenza delle aree perimetrate AP, MP e BP si adotterà la tecnica di scavo a cielo aperto; trattandosi di scavi su sede stradale, non vi sono problemi di pericolo/erosione.

Ad ogni modo in fase di realizzazione degli scavi si adotteranno i seguenti accorgimenti:

- le operazioni di scavo e rinterro per la posa dei cavidotti non modificheranno il libero deflusso delle acque superficiali;
- saranno realizzate opere atte ad impedire il trasferimento nel sottosuolo di eventuali acque superficiali che si dovessero infiltrare nella trincea di scavo anche in funzione della pendenza longitudinale del fondo;
- durante l'esercizio delle opere si eviterà, in modo assoluto, l'infiltrazione delle acque piovane nelle trincee realizzate per la posa dei cavidotti;
- il materiale di risulta provenienti dagli scavi, non utilizzato, sarà portato nel più breve tempo possibile alle discariche autorizzate.

## **6 CONCLUSIONI**

Con riferimento al progetto per la realizzazione un impianto agrovoltaiico di potenza nominale pari a 40 MW e potenza nominale di connessione pari a 34,825 MW da installare nelle località "Perazzone - S. Andrea – Convegna", con il presente studio sono stati svolti approfondimenti riguardanti l'assetto idrologico ed idraulico della zona di intervento.

Dalla consultazione della cartografia IGM e della Carta Idrogeomorfologica è emerso che le aree del parco agrovoltaiico ricadono parzialmente all'interno di aree definite come alveo fluviale in modellamento attivo ed aree golenali - fasce di pertinenza fluviale.

Le verifiche idrauliche eseguite in corrispondenza dei punti d'interferenza dei reticoli idrografici hanno permesso di individuare le aree esondabili con tempo di ritorno 200 anni, così come richiesto dalle NTA del PAI redatto dall'AdB DAM Puglia.

Le aree dei parchi agrovoltaiici sono esterne alle aree allagabili calcolate e, pertanto risultano in condizioni di sicurezza idraulica.

Per il superamento delle interferenze cavidotto-reticolo idrografico si utilizzerà la tecnica della trivellazione orizzontale controllata (TOC), mentre per l'attraversamento di aree perimetrate e /o allagabili per la posa delle condotte si utilizzeranno opportune cautele.

Infine, l'attraversamento viabilità interna a servizio del Campo 1 sarà realizzato nel rispetto delle NTA del PAI e con franco come da NTC 2018.

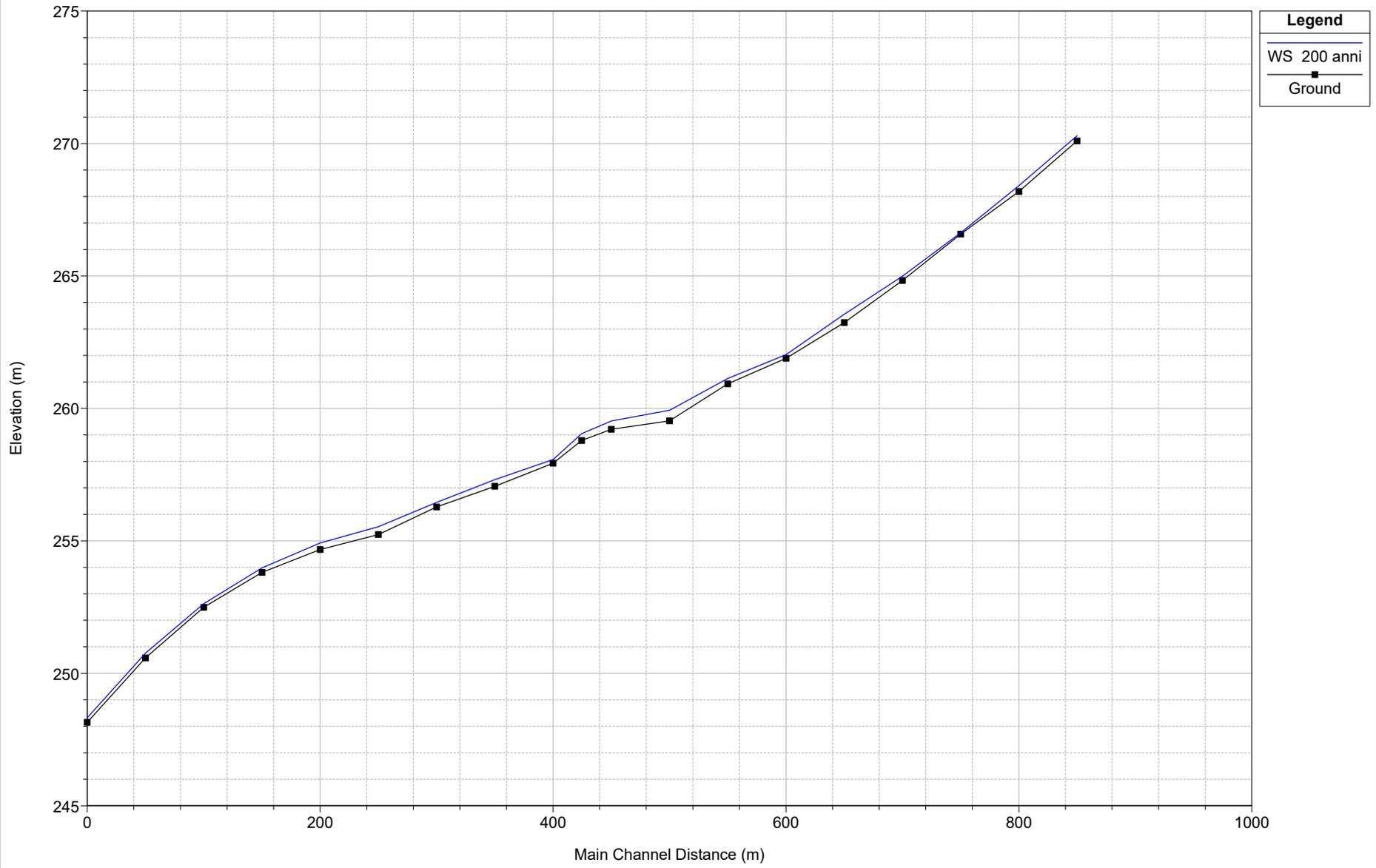
Date le caratteristiche idrologiche ed idrauliche dell'area, si consiglia, anche per le opere provvisorie, necessarie all'esecuzione dei lavori, il mantenimento del naturale deflusso superficiale e subsuperficiale delle acque, evitando sempre l'infiltrazione di acque piovane nelle trincee realizzate per la posa dei tubi. Sarà necessario garantire sempre il ruscellamento diffuso delle acque, ove queste siano intercettate dalle opere in progetto, ricolmando immediatamente gli scavi e procedendo alla compattazione del materiale di riporto, evitando così ogni ristagno o scorrimento d'acqua all'interno delle trincee di scavo ed ogni possibile fenomeno di incanalamento delle acque o di erosione sia durante le varie fasi di cantiere sia a completamento dei lavori.

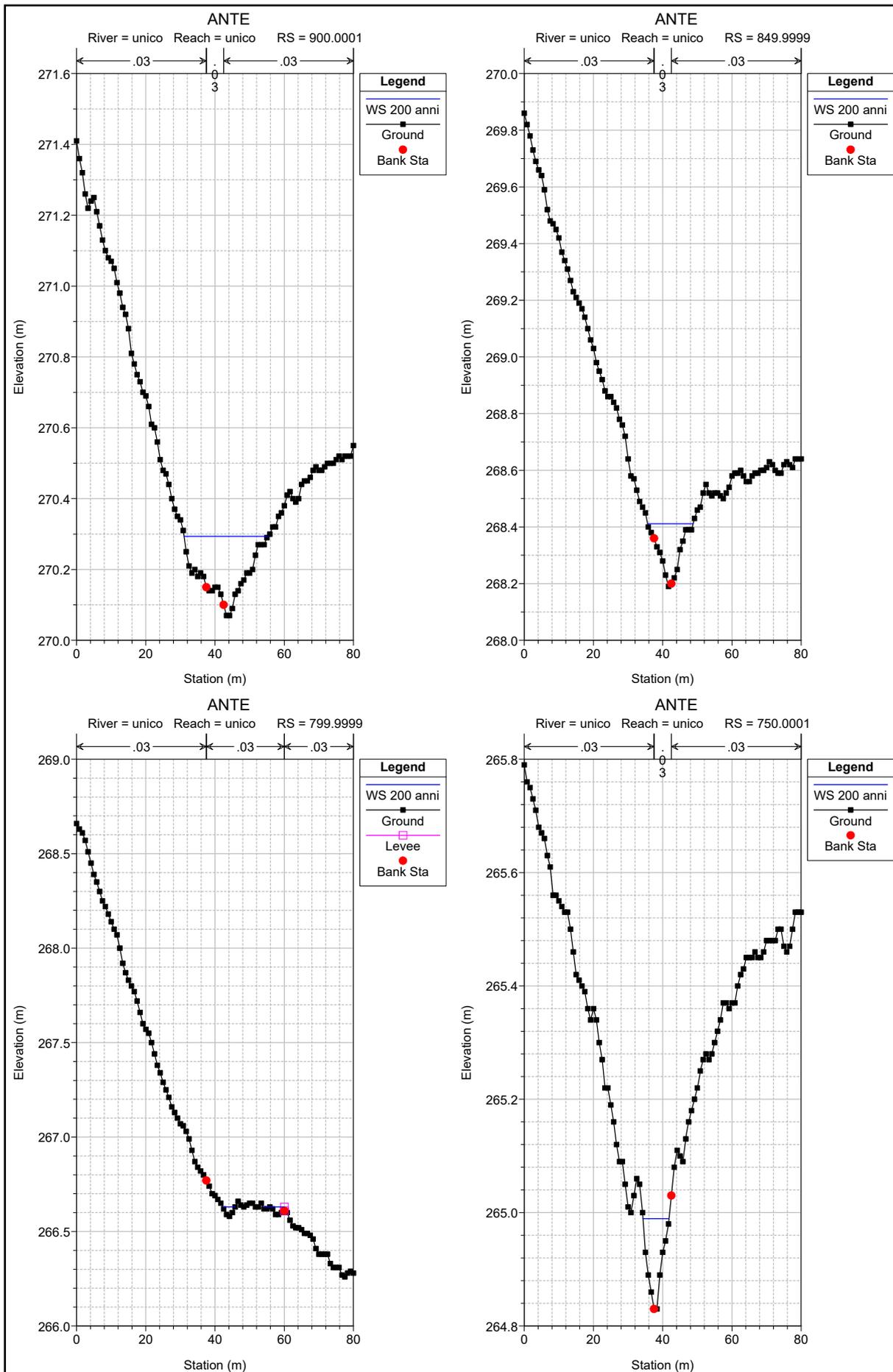
Infine, dovranno essere previste opere atte ad impedire il trasferimento nel sottosuolo di eventuali acque superficiali infiltratesi nelle trincee che, specie in presenza di pendenza longitudinale del fondo, possono dar luogo a circolazioni idriche artificiali nei primi strati al di sotto del piano campagna.

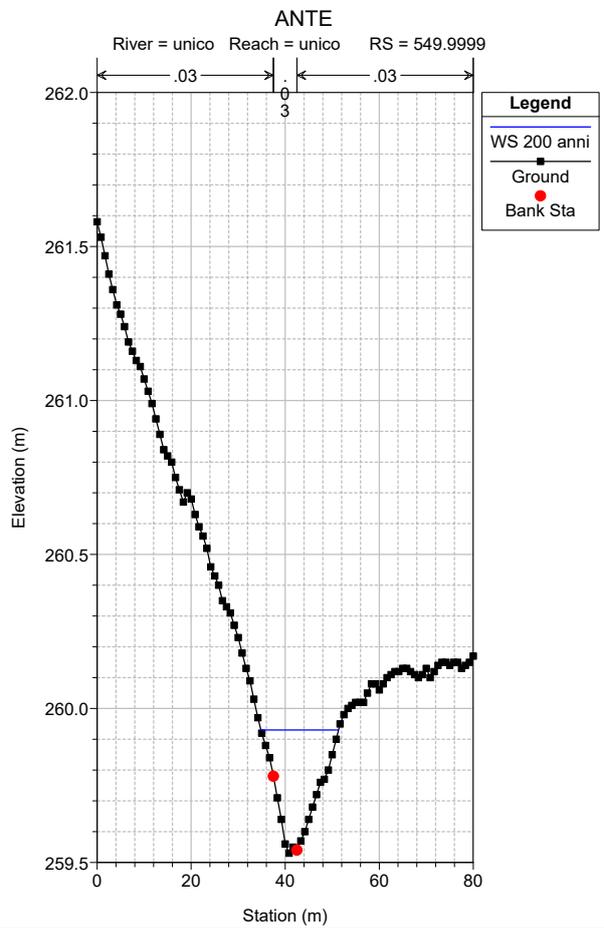
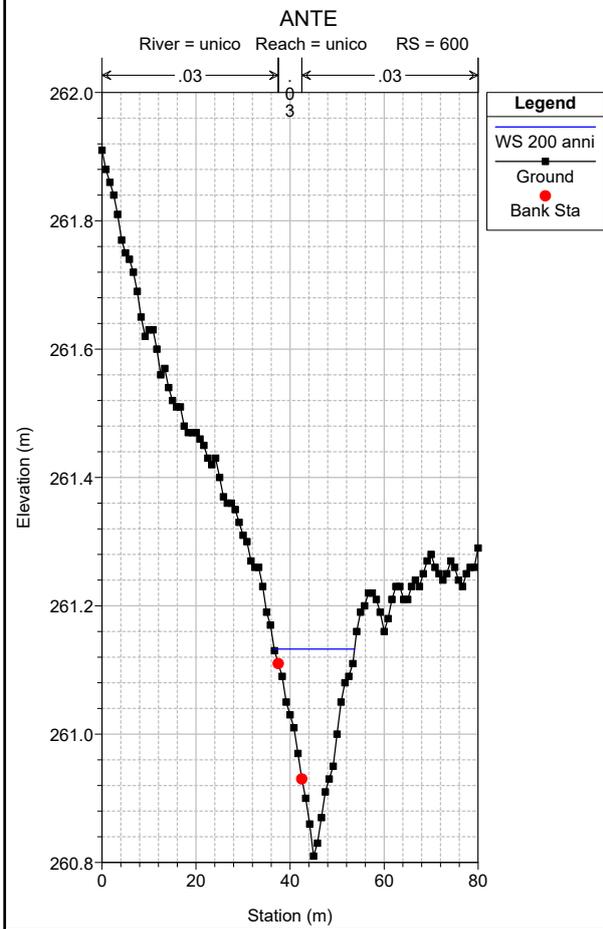
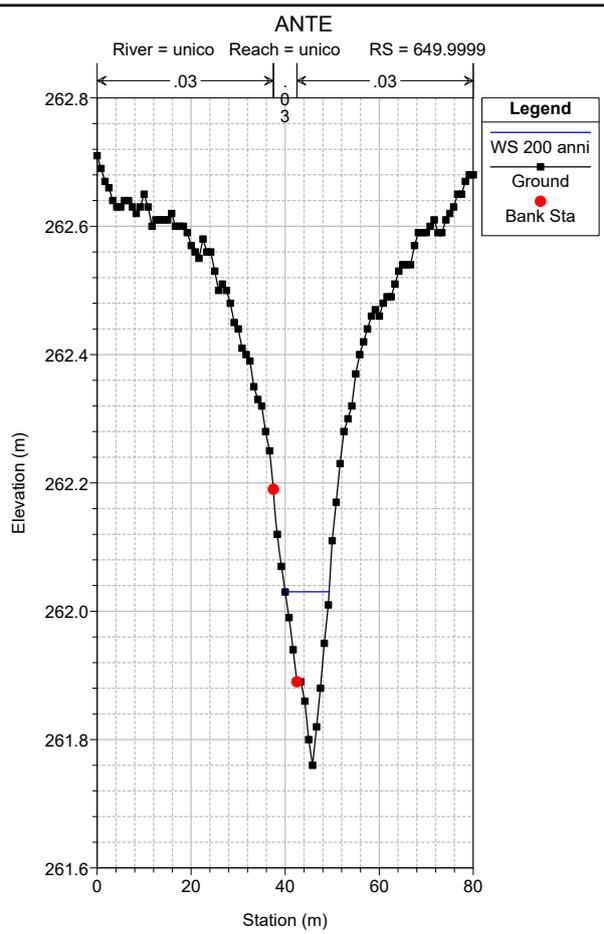
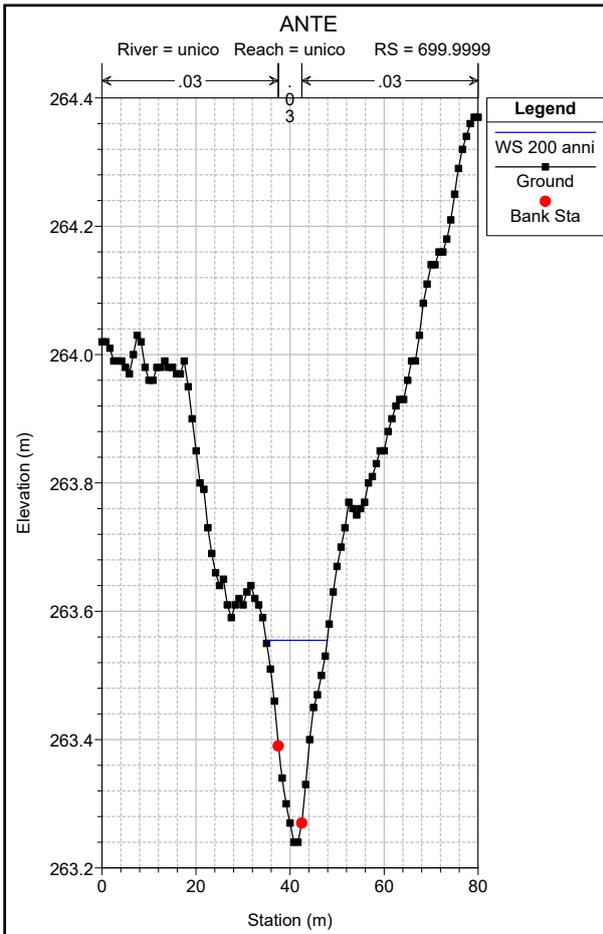
A seguito delle analisi svolte e degli accorgimenti progettuali previsti è possibile affermare che il parco agrovoltico nella sua interezza risulta essere in condizioni di sicurezza idraulica.

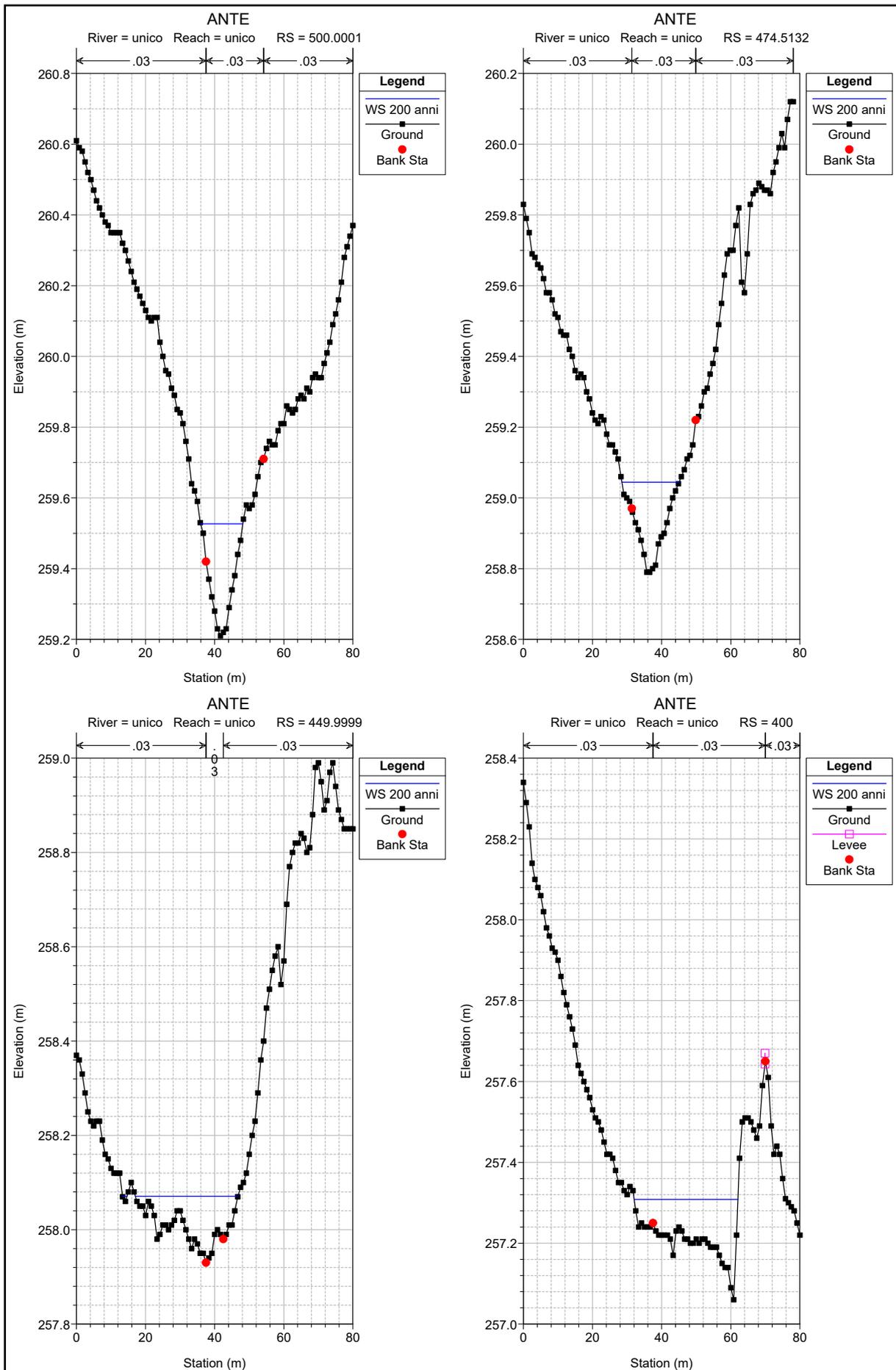
**ALLEGATO 1 BACINO E REPORT HEC RAS ANTE OPERA**

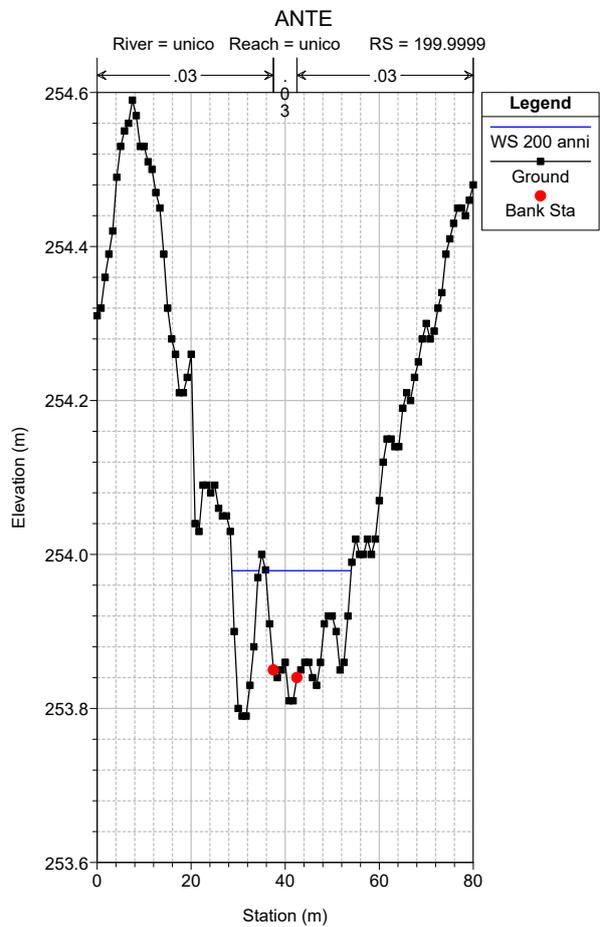
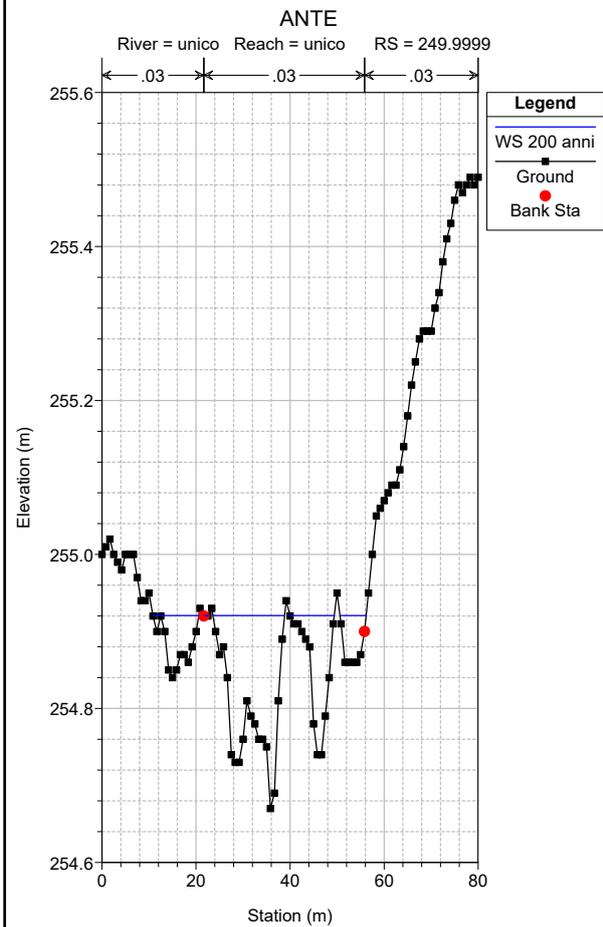
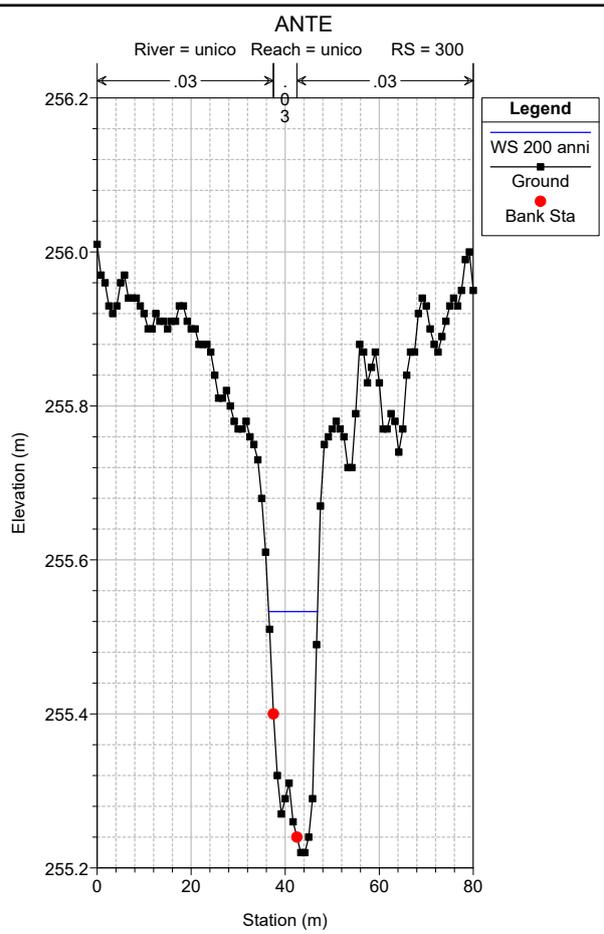
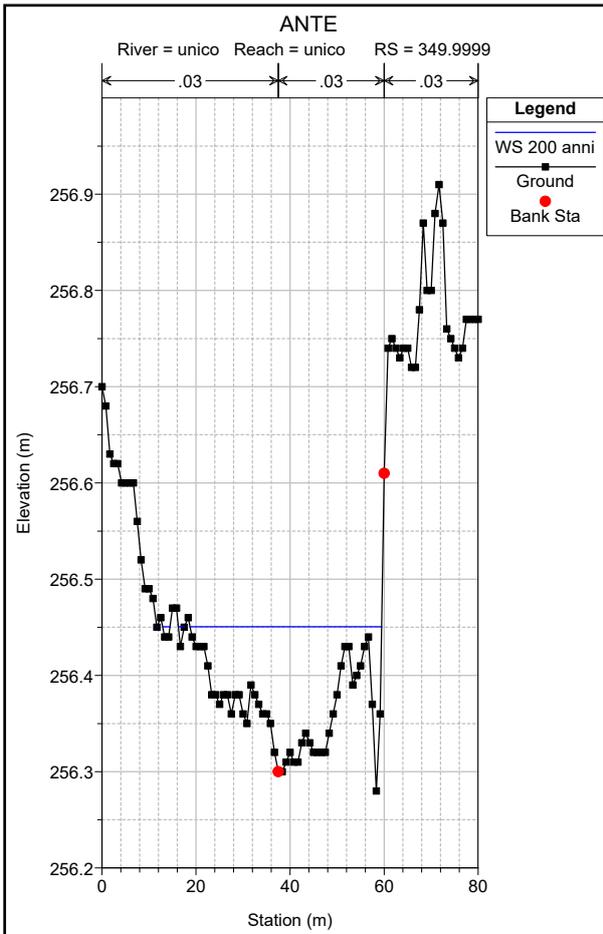
# ANTE

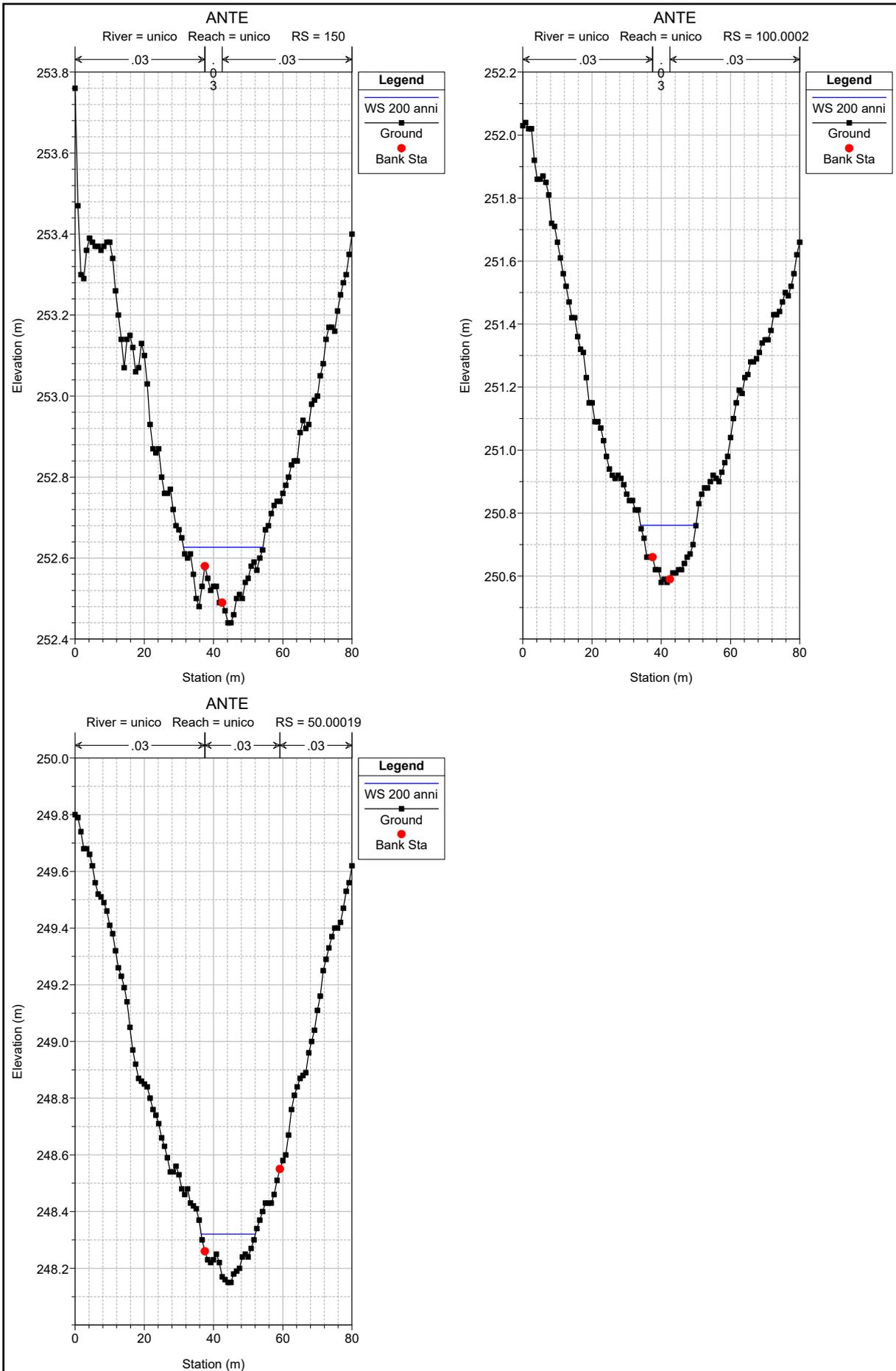










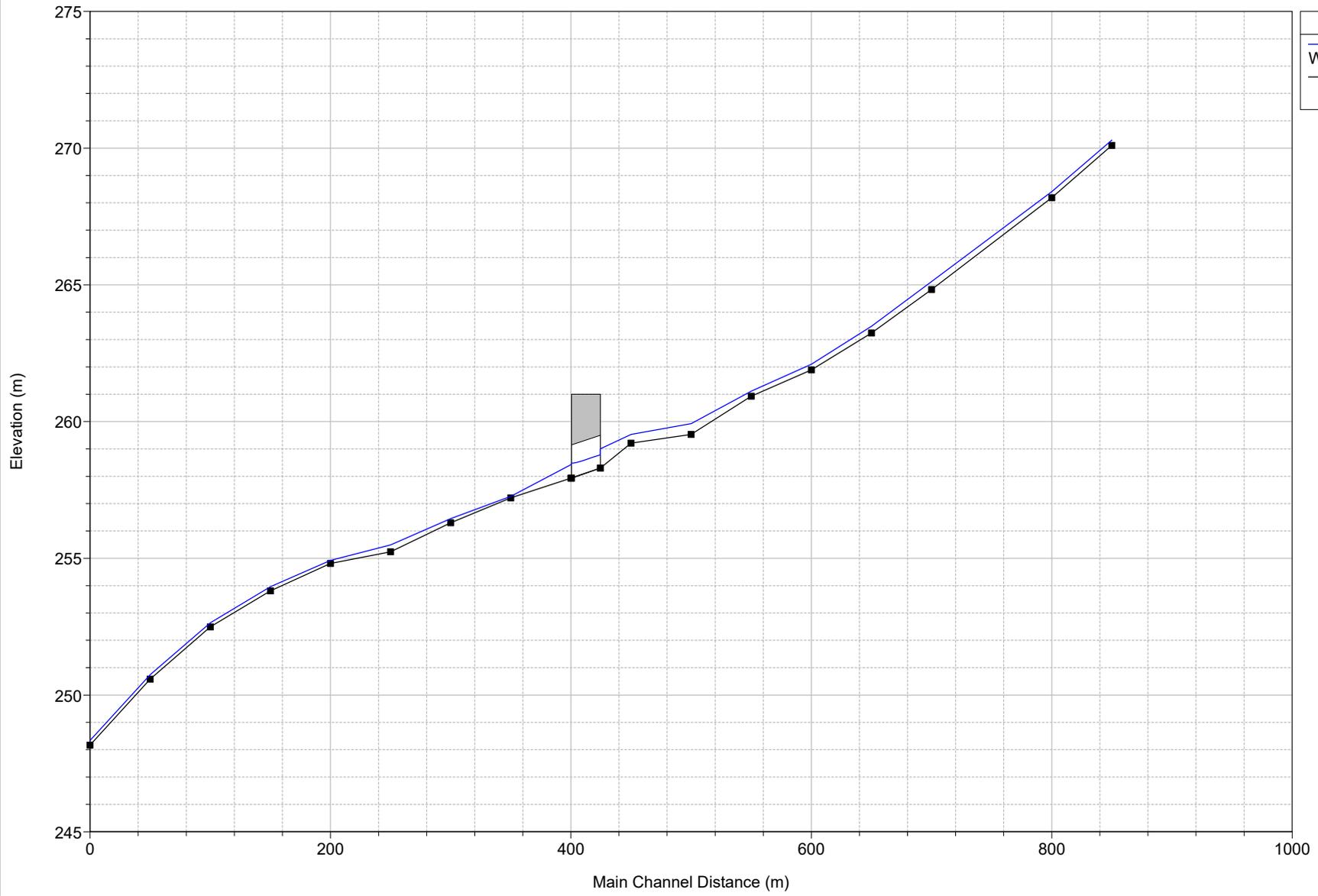


HEC-RAS Plan: ANTE River: unico Reach: unico Profile: 200 anni

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
unico	900.0001	200 anni	2.99	270.10	270.29	270.29	270.35	0.016982	1.25	2.83	24.24	1.02
unico	849.9999	200 anni	2.99	268.19	268.41	268.50	268.70	0.084716	2.63	1.32	13.14	2.23
unico	799.9999	200 anni	2.99	266.58	266.63	266.63	266.65	0.003253	0.15	4.58	30.57	0.32
unico	750.0001	200 anni	2.99	264.83	264.99	265.14	266.01	0.449179	4.32	0.67	7.53	4.73
unico	699.9999	200 anni	2.99	263.24	263.55	263.57	263.67	0.014338	1.66	2.18	13.01	1.02
unico	649.9999	200 anni	2.99	261.89	262.03	262.12	262.33	0.062742	1.37	1.28	9.35	1.70
unico	600	200 anni	2.99	260.93	261.13	261.13	261.21	0.013872	0.87	2.55	17.09	0.86
unico	549.9999	200 anni	2.99	259.53	259.93	259.84	259.97	0.003955	0.98	3.62	16.50	0.55
unico	500.0001	200 anni	2.99	259.21	259.53	259.53	259.62	0.014423	1.38	2.21	12.23	0.98
unico	474.5132	200 anni	2.99	258.79	259.04	259.07	259.15	0.024919	1.46	2.12	16.55	1.22
unico	449.9999	200 anni	2.99	257.93	258.07	258.11	258.19	0.069049	1.89	2.01	30.96	1.90
unico	400	200 anni	2.99	257.06	257.31	257.31	257.36	0.016129	0.99	3.12	30.02	0.94
unico	349.9999	200 anni	2.99	256.28	256.45	256.45	256.49	0.018440	0.94	3.44	43.68	0.97
unico	300	200 anni	2.99	255.24	255.53	255.51	255.62	0.009680	1.26	2.37	10.39	0.82
unico	249.9999	200 anni	2.99	254.67	254.92	254.92	254.96	0.017999	0.94	3.37	40.95	0.97
unico	199.9999	200 anni	2.99	253.81	253.98	253.98	254.04	0.018806	1.25	2.73	23.95	1.06
unico	150	200 anni	2.99	252.49	252.63	252.66	252.73	0.039174	1.43	2.16	22.96	1.44
unico	100.0002	200 anni	2.99	250.58	250.76	250.80	250.89	0.034555	1.81	1.91	16.00	1.45
unico	50.00019	200 anni	2.99	248.15	248.32	248.38	248.51	0.069728	1.95	1.55	15.67	1.93

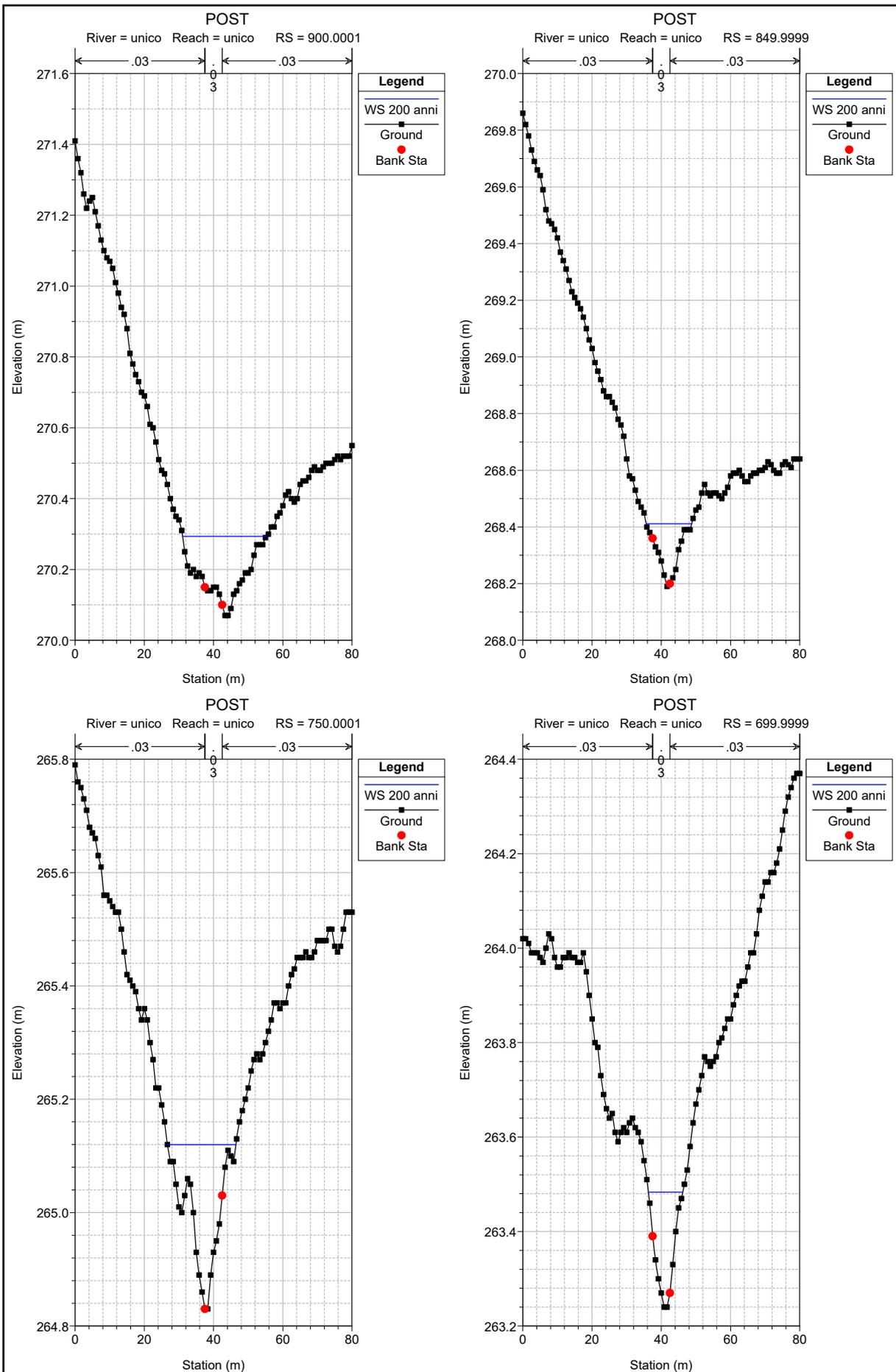
**ALLEGATO 2 BACINO E REPORT HEC RAS POST OPERA**

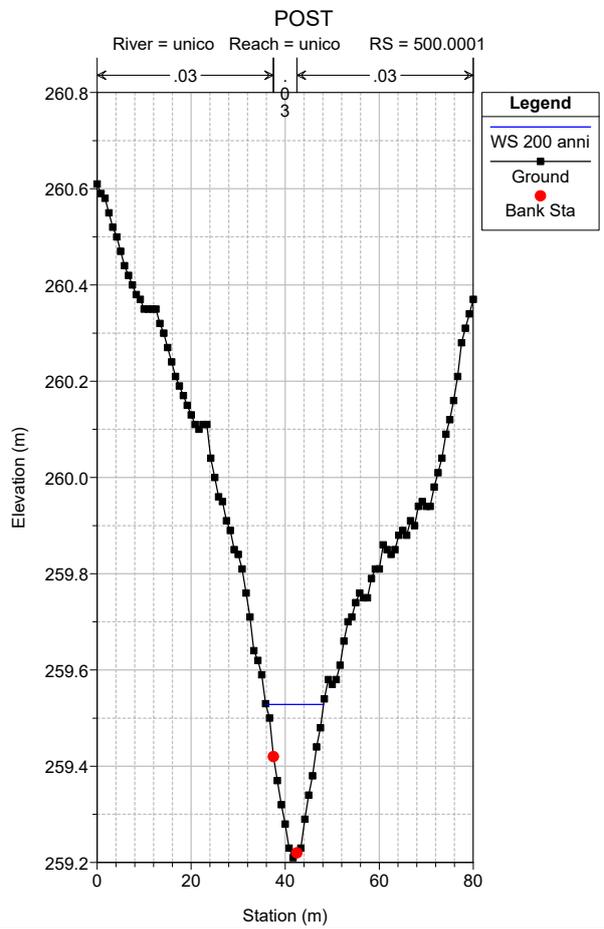
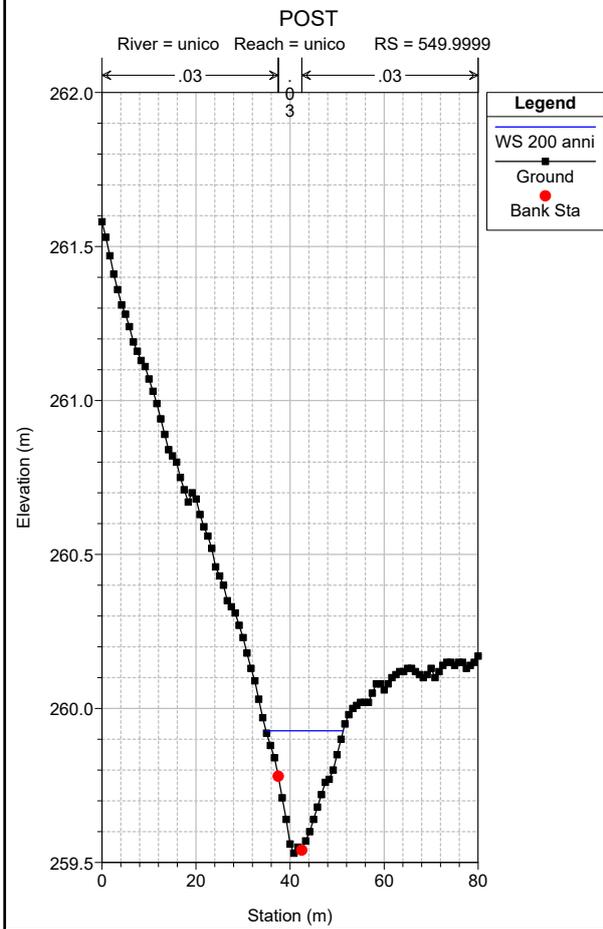
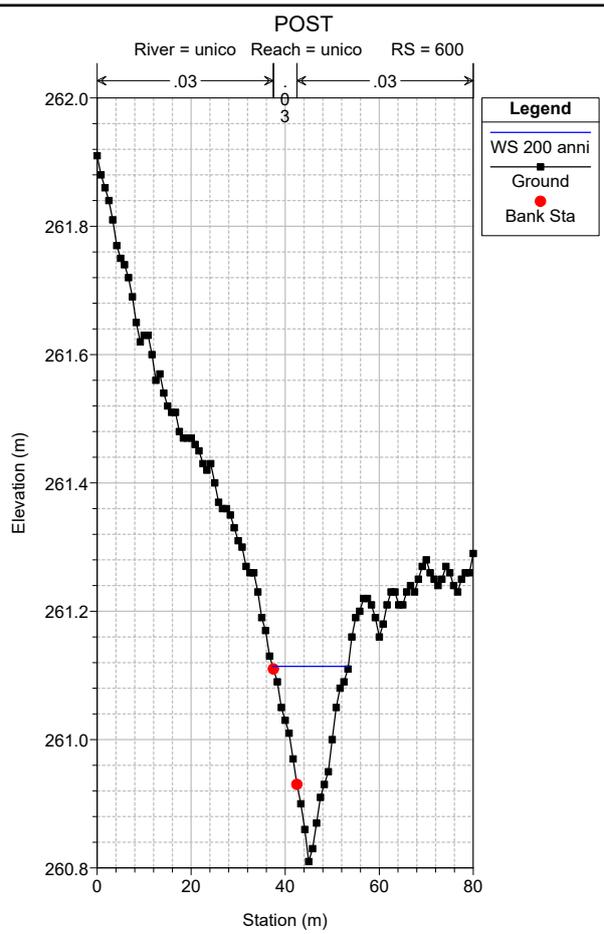
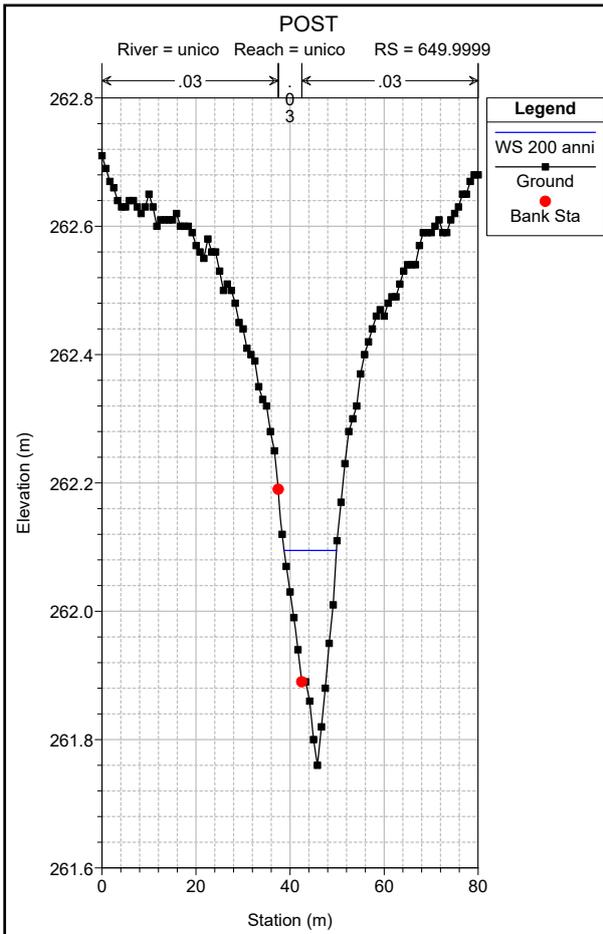
POST

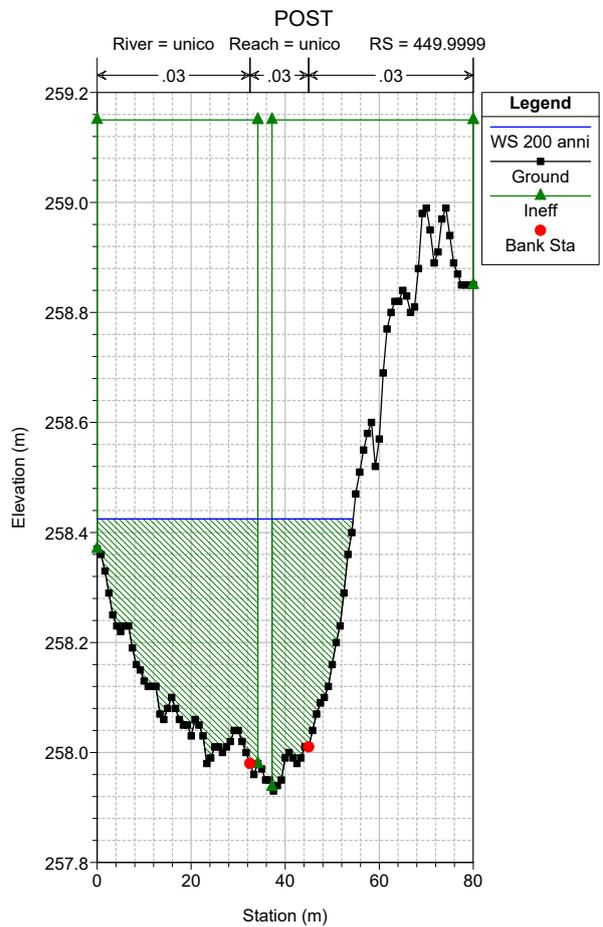
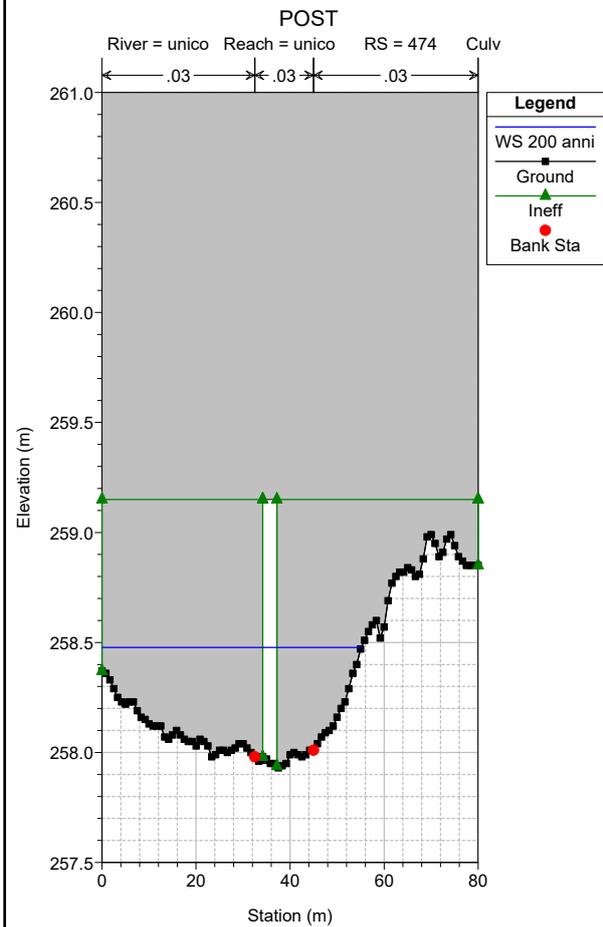
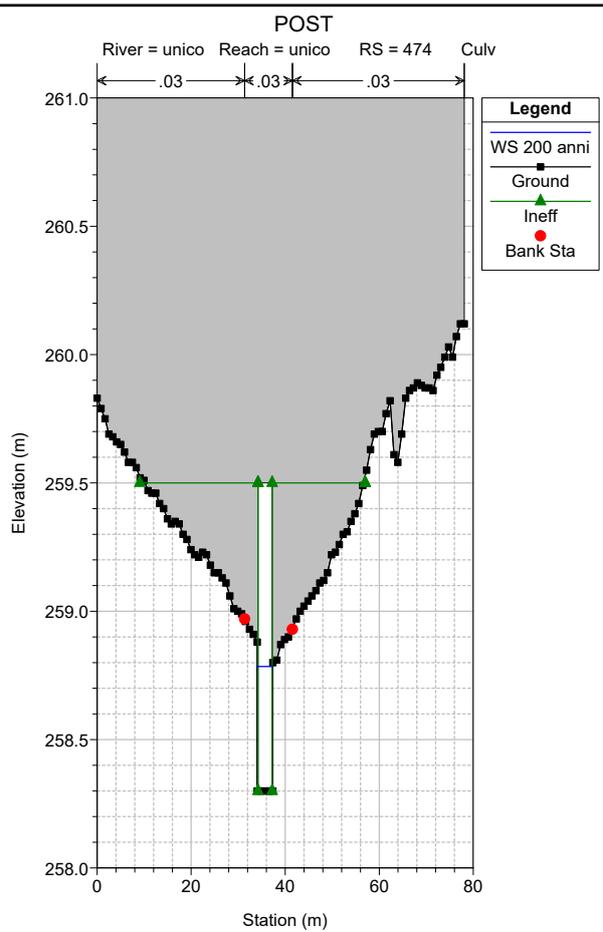
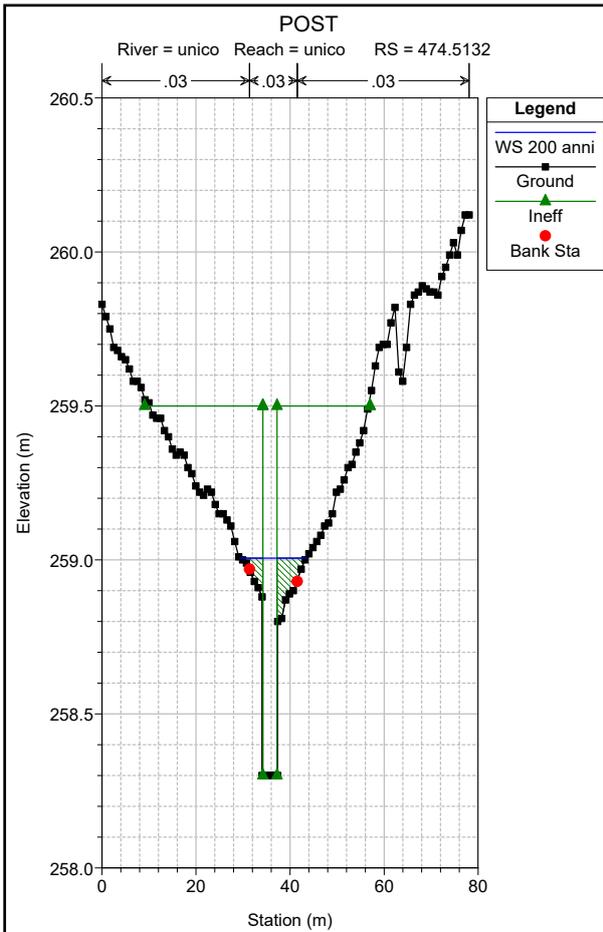


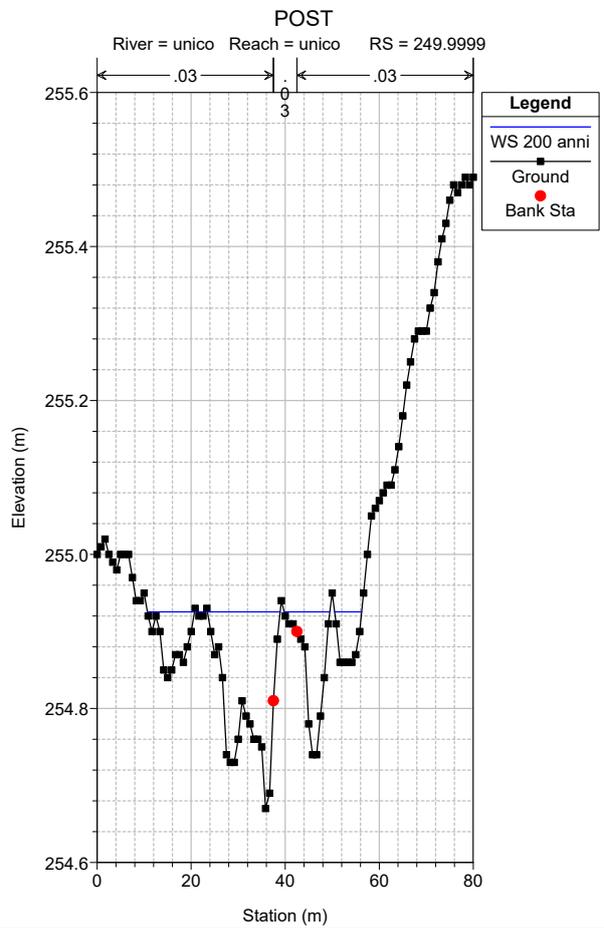
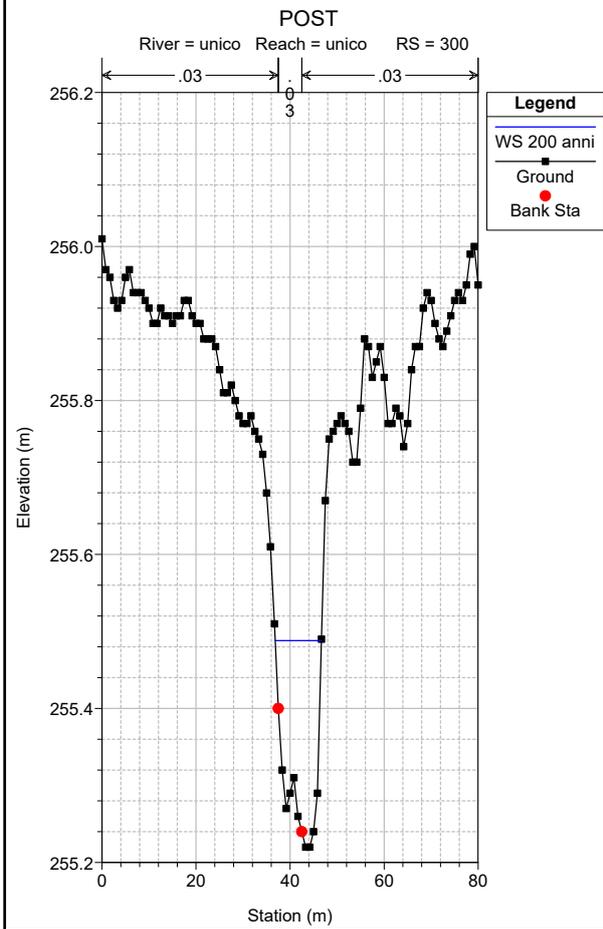
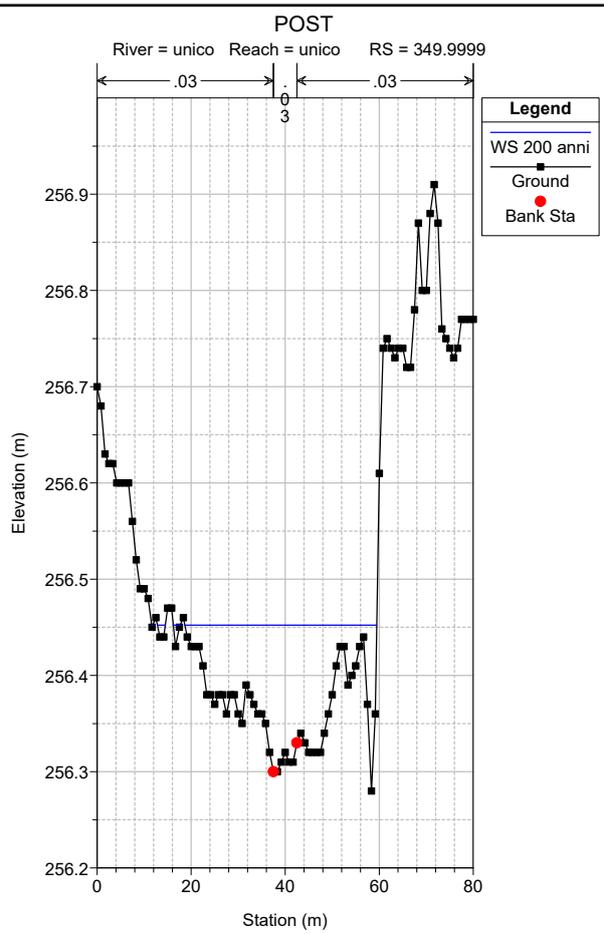
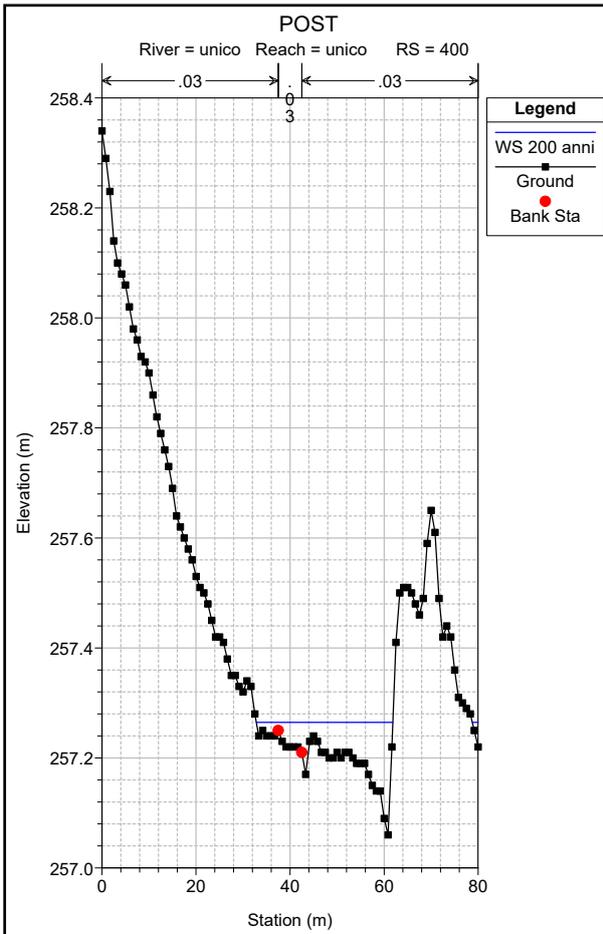
**Legend**

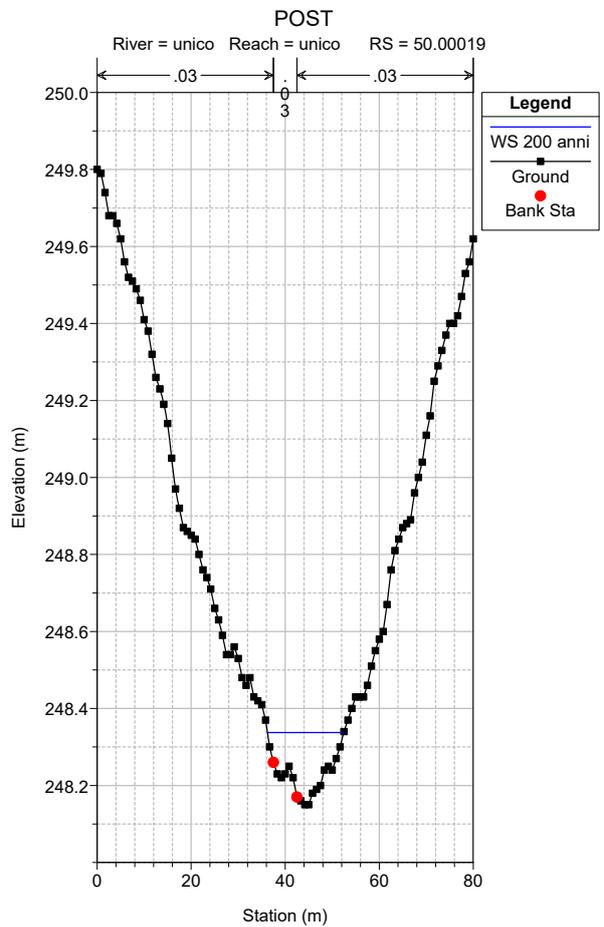
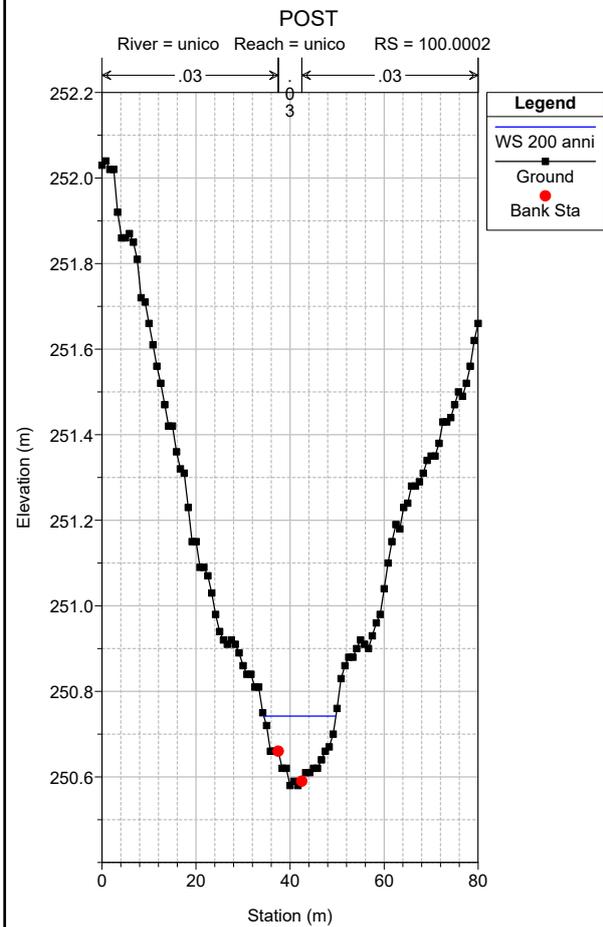
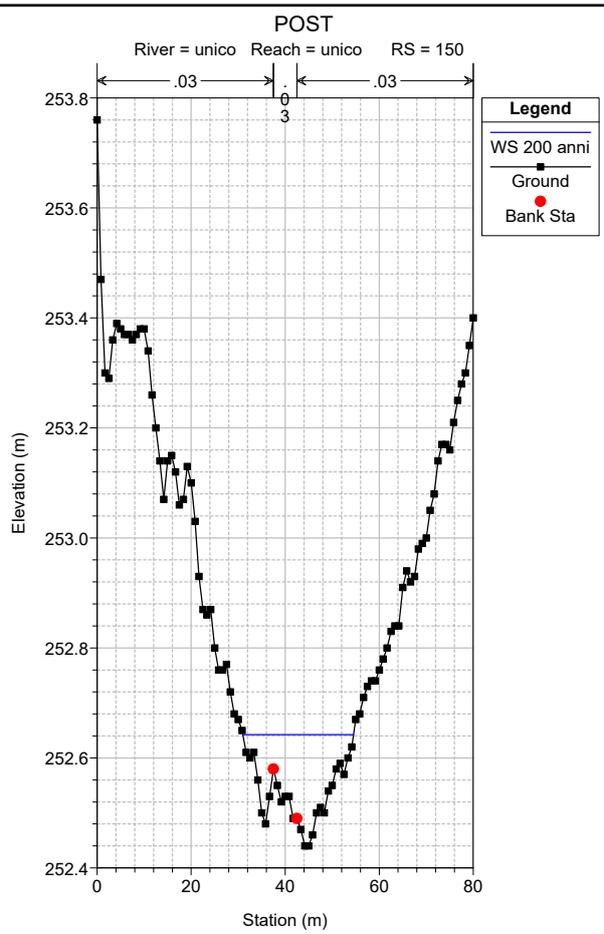
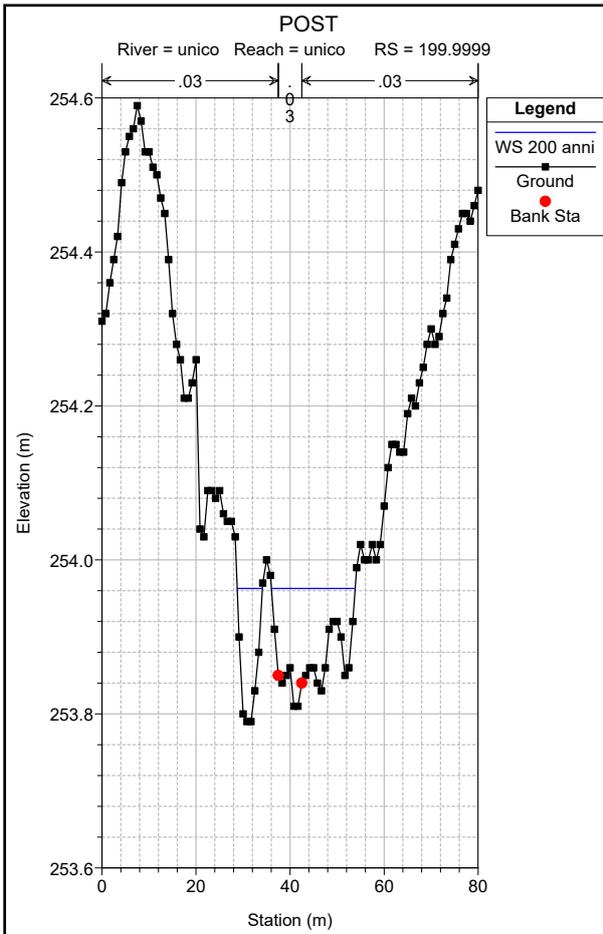
- WS 200 anni
- Ground











HEC-RAS Plan: POST River: unico Reach: unico Profile: 200 anni

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
unico	900.0001	200 anni	2.99	270.10	270.29	270.29	270.35	0.016982	1.25	2.83	24.24	1.02
unico	849.9999	200 anni	2.99	268.19	268.41	268.50	268.70	0.084716	2.63	1.32	13.14	2.23
unico	750.0001	200 anni	2.99	264.83	265.12	265.14	265.21	0.018440	1.55	2.39	19.78	1.11
unico	699.9999	200 anni	2.99	263.24	263.48	263.57	263.77	0.049669	2.51	1.36	9.93	1.81
unico	649.9999	200 anni	2.99	261.89	262.09	262.12	262.23	0.019725	1.00	1.94	11.12	1.02
unico	600	200 anni	2.99	260.93	261.11	261.13	261.21	0.019941	0.92	2.25	16.08	1.00
unico	549.9999	200 anni	2.99	259.53	259.93	259.84	259.97	0.004070	0.99	3.59	16.42	0.56
unico	500.0001	200 anni	2.99	259.21	259.53	259.53	259.63	0.013607	1.50	2.24	12.30	0.98
unico	474.5132	200 anni	2.99	258.30	259.01	258.77	259.11	0.002854	1.41	2.12	14.03	0.54
unico	474		Culvert									
unico	449.9999	200 anni	2.99	257.93	258.42	258.42	258.66	0.011381	2.14	1.40	54.46	1.00
unico	400	200 anni	2.99	257.21	257.26	257.30	257.41	0.080905	1.13	1.86	30.29	1.78
unico	349.9999	200 anni	2.99	256.30	256.45	256.45	256.49	0.016451	1.16	3.52	44.28	0.99
unico	300	200 anni	2.99	255.24	255.49	255.51	255.61	0.018383	1.51	1.92	9.83	1.10
unico	249.9999	200 anni	2.99	254.81	254.93	254.93	254.96	0.012444	0.34	3.56	42.71	0.65
unico	199.9999	200 anni	2.99	253.81	253.96	253.98	254.05	0.029274	1.44	2.35	23.15	1.29
unico	150	200 anni	2.99	252.49	252.64	252.66	252.72	0.024315	1.24	2.52	23.55	1.16
unico	100.0002	200 anni	2.99	250.58	250.74	250.80	250.93	0.057305	2.15	1.62	15.36	1.83
unico	50.00019	200 anni	2.99	248.17	248.34	248.38	248.48	0.042625	1.58	1.83	16.23	1.52