



Green Power
Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.73.IT.W.15235.12.011.05

PAGE

1 di/of 46

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

IMPIANTO EOLICO ACQUAVIVA COLLECROCE

(Comuni di Acquaviva Collecroce (CB), Palata (CB), San Felice del Molise (CB), Castelmauro (CB), Tavenna (CB) e Montecilfone (CB))

Relazione idraulica

Il Tecnico

Ing. Leonardo Sblendido



File: GRE.EEC.R.73.IT.W.15235.12.011.05_ Relazione idraulica

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
05	03/06/2022	EMISSIONE PER ITER AUTORIZZATIVO	V.Bertucci	E.Speranza/ M.Cianfarani	L.Sblendido
04	12/11/2021	QUINTA EMISSIONE	F.Greco	E.Speranza/ M.Cianfarani	L.Sblendido
03	05/07/2021	QUARTA EMISSIONE	F.Greco	E.Speranza/ M.Cianfarani	L.Sblendido
02	01/06/2021	TERZA EMISSIONE	F.Greco	E.Speranza/ M.Cianfarani	L.Sblendido
01	27/02/2021	SECONDA EMISSIONE	F.Greco	E.Speranza/ M.Cianfarani	L.Sblendido
00	21/12/2020	PRIMA EMISSIONE	F.Greco	E.Speranza/ M.Cianfarani	L.Sblendido

GRE VALIDATION

Giuliano Cavarzan	Marco Tomei	Luciano Iacofano
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT ACQUAVIVA COLLECROCE AO	GRE CODE																		
	GROUP	FUNCION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT			SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION							
	GRE	EEC	R	7	3	I	T	W	1	5	2	3	5	1	2	0	1	1	0

CLASSIFICATION: COMPANY

UTILIZATION SCOPE

This document is property of Enel Green Power S.p.a. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by Enel Green Power Spa.

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. METODI AFFLUSSI-DEFLUSSI	4
2.1. Metodo Razionale	4
2.2. Metodo SCS-Curve Number	4
3. ANALISI IDRAULICA E VERIFICA AREE ESONDABILI	9
3.1. Inquadramento aree di intervento	9
3.2. Individuazione dei bacini di interesse	15
3.3. Calcolo del tempo di Corrivazione.....	17
3.4. Stima curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora (Bell)	18
3.5. Applicazione metodo SCS - Curve number	20
3.6. Verifica delle aree esondabili	23
3.6.1. Analisi idraulica area Wtg6.....	24
3.6.2. Analisi idraulica area Wtg9.....	27
4. DIMENSIONAMENTO CUNETTA PER DRENAGGIO STRADE	30
4.1. Individuazione dei bacini di influenza	30
4.2. Stima curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora (Bell)	35
4.3. Calcolo della portata al colmo di piena	36
4.4. Dimensionamento cunette stradali	38
5. ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI DEI CAVIDOTTI	43
6. CONCLUSIONI	45

1. INTRODUZIONE

La presente relazione contiene l'analisi idraulica con verifica delle aree esondabili per i siti interessati dal progetto dell'impianto eolico, comprensivo delle opere di connessione, proposto da Enel Green Power S.p.A., nei Comuni di Acquaviva Collecroce, San Felice del Molise, Castelmauro, Palata, Tavenna e Montecilfone, in provincia di Campobasso e descrive il dimensionamento della cunetta di raccolta delle acque piovane stradali verificandone le velocità della corrente con i limiti descritti all'interno delle specifiche tecniche.

Il parco eolico è costituito da N.10 aerogeneratori, di potenza nominale singola pari a 6 MW, per una potenza nominale complessiva di 60 MW. L'energia elettrica prodotta sarà convogliata, dall'impianto, mediante cavi interrati di tensione 33 kV, alla Stazione multiutente di trasformazione 150/33 kV, ubicata nel Comune di Montecilfone.

In conformità alla STMG emessa con codice pratica 202002009 da Terna SpA e fornita al proponente con numero di protocollo P20210012806 del 15/02/2021, la Sottostazione di trasformazione 150/33 kV sarà collegata in antenna a 150 kV con la sezione 150 kV di una nuova stazione di trasformazione 380/150 kV della RTN (ubicata nel Comune di Montecilfone) da inserire in entra - esce sulla linea RTN a 380 kV "Larino - Gissi".

Ai sensi dell'allegato A alla deliberazione Arg/elt 99/08 e s.m.i. dell'Autorità di Regolazione per Energia, Reti e Ambiente, il nuovo elettrodotto in antenna a 150 kV per il collegamento della sottostazione multiutente di trasformazione e la nuova Stazione Elettrica di trasformazione 380/150 kV costituisce impianto di utenza per la connessione, mentre lo stallo arrivo a 150 kV nella suddetta stazione costituisce impianto di rete per la connessione.

La stazione multiutente risulta costituita da due stalli trasformatori (uno facente capo ad altra iniziativa analoga a quella dell'impianto in trattazione) ed uno stallo di linea. La condivisione dello stallo all'interno della futura Stazione RTN comporta la condivisione del cavidotto AT con il produttore facente capo ad altra iniziativa. Il cavidotto AT in uscita dalla stazione multiutente, si sviluppa fino alla futura Stazione RTN per una lunghezza di circa 460 m.

L'energia elettrica prodotta dall'impianto concorrerà al raggiungimento dell'obiettivo di incrementare la produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili, coerentemente con gli accordi siglati a livello comunitario dall'Italia.

L'impianto sarà destinato a funzionare in parallelo alla rete elettrica nazionale in modo da immettere energia da fonte rinnovabile in rete; l'iniziativa contribuirà al potenziamento della produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile su territorio nazionale.

2. METODI AFFLUSSI-DEFLUSSI

2.1. METODO RAZIONALE

Il metodo razionale è un procedimento particolarmente semplice ed efficace per calcolare la portata al colmo di piena Q con un tempo di ritorno T assegnato alla sezione di chiusura di un bacino. Generalmente utilizzato nel caso di bacini di estensione inferiore a 10 kmq si fonda sulla seguente formula:

$$Q = C \cdot S \cdot a \cdot T_c^{n-1}$$

Dove:

- Q = portata di progetto in (mc/s)
- S = sottobacino imbrifero a monte della sezione di chiusura (mq)
- C = coefficiente di deflusso medio del sottobacino imbrifero [adimensionale];
- T_c = tempo di corrivazione del bacino [sec];
- a = parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), funzione del T_r , coincidente con l'inclinazione della retta di tendenza della curva su scala logaritmica [mm/(secn)]
- n = parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), funzione del T_r , coincidente con l'intercetta della retta di tendenza della c.p.p. su scala logaritmica [adimensionale].

Il modello adottato assume le seguenti ipotesi:

- Piogge caratterizzate da un tempo di ritorno T_r generano portate al picco di identico tempo di ritorno T_r ;
- A parità di tempo di ritorno T_r , la portata al colmo maggiore è quella determinata dall'evento di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione (T_c , che diventa quindi tempo critico);
- La portata al colmo Q , determinata da una pioggia di intensità costante e durata T_c , è proporzionale al prodotto dell'intensità di pioggia ragguagliata all'area e dell'area del bacino S , attraverso un coefficiente C che comprende l'effetto delle perdite per infiltrazione.

La prima ipotesi risulta abbastanza aderente alla realtà, mentre la seconda e la terza assunzione possono giustificarsi schematizzando opportunamente il fenomeno della trasformazione afflussi – deflussi assumendo che le perdite siano proporzionali all'intensità di pioggia e che il tempo impiegato dall'acqua a raggiungere la sezione di chiusura dipenda soltanto dalla lunghezza del percorso compiuto.

2.2. METODO SCS-CURVE NUMBER

Il modello afflussi-deflussi nel caso di sottobacini di estensione superiore a 10 kmq, adotta il modello sviluppato dall'SCS (Soil Conservation Service), secondo il metodo del Curve Number

(CN) che permette di determinare la frazione della pioggia totale che in maniera diretta e preponderante contribuisce alla formazione dell'evento di piena, tenendo conto di perdite iniziali costituite da alcuni processi quali l'intercettazione della pioggia da parte delle chiome della vegetazione, dall'accumulo nelle locali depressioni del terreno e dall'imbibizione iniziale del terreno.

La procedura di calcolo che viene prevista dal metodo in trattazione viene illustrata nei seguenti passaggi, sintetizzati per punti:

- Stima del Curve Number, relativo a condizioni di elevata umidità (CN(III)), utilizzando la seguente formula:

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{(0.43 + 0.0057 \cdot CN(II))}$$

Dove:

CN(II) = Curve Number, relativo a condizioni di umidità media, desumibile dalla seguente tabella in funzione di diversi tipi di suolo e copertura:

Tipologie dl uso del suolo	Tipo dl suolo			
	A	B	C	D
Suoli coltivati	62-72	71-81	78-88	81-91
Pascoli	39-68	61-79	74-86	80-89
Prati	30	58	71	78
Boschi e foreste con copertura modesta	45	66	77	83
Boschi e foreste con buona copertura dall'erosione e sottobosco	25	55	70	77
Aree a parco e di fruizione ricreativa:				
- con copertura erbacea superiore al 75%	39	61	74	80
- con copertura erbacea dal 50 al 75%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabili per il 85%)	89	92	94	95
Aree industriali (impermeabili per il 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali con percentuale media impermeabile:				
65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
30%	57	72	81	86
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
Parcheggi, aree coperte (impermeabili)	98	98	98	98
Strade:				
- asfaltate	98	98	98	98
-inghiaiate	76	85	89	91

Tabella 2-1 Valori del parametro CN per diverse combinazioni di suolo e copertura, considerando condizioni di media umidità CN(II) (Fonte: "Handbook of Hydrology, D.R. Maidment, 1992)

Tipo idrologico di suolo	Descrizione
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza delle superfici.

Tabella 2-2 - Tipi idrologici di suolo da considerare nella scelta del parametro CN

- Stima del volume specifico di saturazione del terreno con la seguente formula:

$$V_s = 25.4 \left(\frac{1000}{CN(III)} - 10 \right)$$

Dove:

V_s = volume specifico di saturazione del terreno (mm);

CN(III) = parametro numerico precedentemente calcolato.

- Stima della pioggia efficace con la seguente formula:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \cdot V_s)^2}{(P + 0.8 \cdot V_s)}$$

Dove:

P_e = pioggia efficace (mm)

P = pioggia totale (mm), esprimibile sulla base delle curve di probabilità pluviometrica risultanti dall'analisi idrologica e riferibile ad una durata pari al tempo di corrivazione del bacino (t_c);

V_s = volume specifico di saturazione del terreno [mm], precedentemente calcolato.

- Calcolo del tempo di accumulo nel bacino (t_a) in ore, in funzione del tempo efficace (t_{eff}) in ore e del tempo di ritardo (t_r) in ore, usando le seguenti formule:

$$t_a = 0.5 \cdot t_{eff} + t_r$$

$$t_{eff} = T_c \left(1 - \frac{0.2 S}{h_{T_c, T}} \right)$$

$$t_r = 0.6 \cdot T_c$$

Dove:

$h_{T_c,T}$ (mm) = altezza di pioggia esprimibile sulla base delle curve di possibilità pluviometrica in funzione del tempo di ritorno (T) e del tempo totale di pioggia assunto pari al tempo di corrivazione del bacino (T_c);

T_c (ore) = tempo di corrivazione del bacino considerato.

- Calcolo dell'idrogramma unitario, usando la seguente formula:

$$Q_p = 0.208 \cdot \frac{P_e \cdot S}{t_a}$$

Dove:

Q_p = portata di picco dell'idrogramma unitario [mc/sec*mm];

P_e = pioggia efficace [mm];

S = estensione del bacino [kmq];

t_a = tempo di accumulo [ore].

- Calcolo della portata al colmo, usando la seguente formula:

$$Q = Q_p \cdot h_{T_c,T}$$

Dove:

Q = portata al colmo [mc/s];

Q_p = portata di picco dell'idrogramma unitario [mc/sec*mm];

$h_{T_c,T}$ = altezza di pioggia calcolata sulla base della curva di probabilità pluviometrica in relazione ad un evento di durata pari al tempo di corrivazione (T_c) e di fissato tempo di ritorno (T).

3. ANALISI IDRAULICA E VERIFICA AREE ESONDABILI

Nell'analisi idraulica si è proceduto con la simulazione della portata al colmo di piena al fine di individuare le aree inondabili e stabilire la sicurezza idraulica delle aree. L'output dello studio idrologico-idraulico, simulando eventi con tempo di ritorno di 200 anni, consente di individuare la parte di territorio allagabile al fine di definire il livello di pericolosità: Alta, Media e Bassa.

3.1. INQUADRAMENTO AREE DI INTERVENTO

Le aree oggetto di intervento ricadono nei Comuni di:

- Palata: WTG7;
- Montecilfone: Stazione multiutente di trasformazione 150/33 kV;
- Acquaviva Collecroce: WTG 2-3-4-5-6-8-10 e site camp
- San Felice del Molise: WTG1
- Castelmauro: WTG 9.

I comuni fanno parte della provincia di Campobasso e le aree in esame sono delimitate a Nord dal Torrente di Castellelce, a Est dal Vallone di Acquaviva e a Ovest dal Torrente Canniviere.

Oggetto del presente studio idraulico sono le aree occupate dalle WTG1, WTG2, WTG3, WTG4, WTG5, WTG6, WTG7, WTG8, WTG9, WTG10, l'area destinata alla realizzazione della stazione multiutente di trasformazione 150/33 kV ed il site camp.

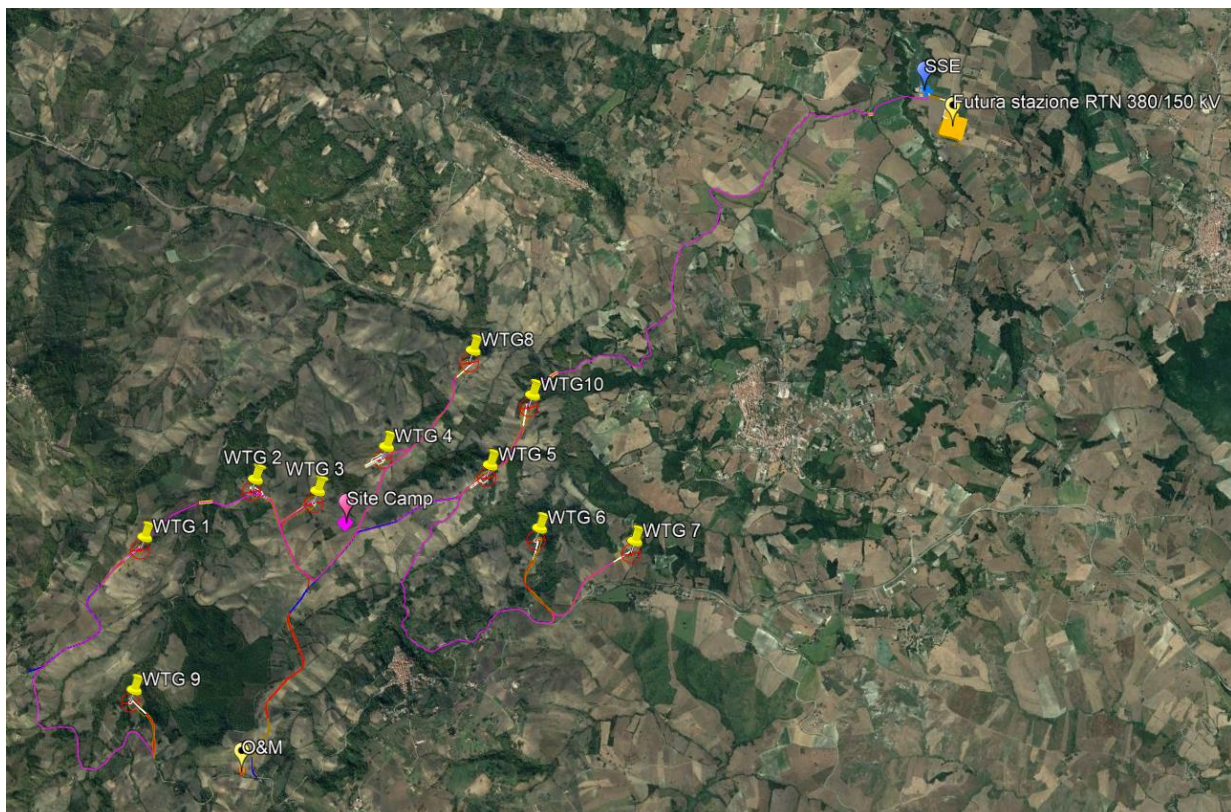


Figura 3-1 Inquadramento su ortofoto

Dallo studio del DTM e dal relativo tracciamento dei bacini idrografici, attraverso l'ausilio del software Google Earth è emerso che tutte le aree di impianto, l'area destinata alla realizzazione della stazione multiutente di trasformazione 150/33 kV e il site camp non necessitano della verifica ad esondazione ad eccezione delle aree WTG9 e WTG6. Tutta l'area in esame è caratterizzata dalla presenza di impluvi naturali; in particolare le aree WTG1, WTG2, WTG3, WTG4, WTG5, WTG7, WTG8, WTG10 e le aree destinate alla stazione multiutente e al site camp, trovandosi sulla linea di displuvio dei bacini idrografici (del vallone Acquaviva, del torrente di Castellelce, del torrente Canniviere e dei loro rispettivi affluenti) e dunque ad una quota altimetrica molto elevata rispetto agli impluvi che costituiscono il reticolo idrografico, non necessitano della verifica ad esondazione.

Di seguito si riportano delle immagini ottenute dal software Google Earth dalle quali emerge chiaramente quanto affermato poc'anzi.



Figura 3-2 Inquadramento territoriale aree di impianto WTG8 WTG WTG5 WTG10

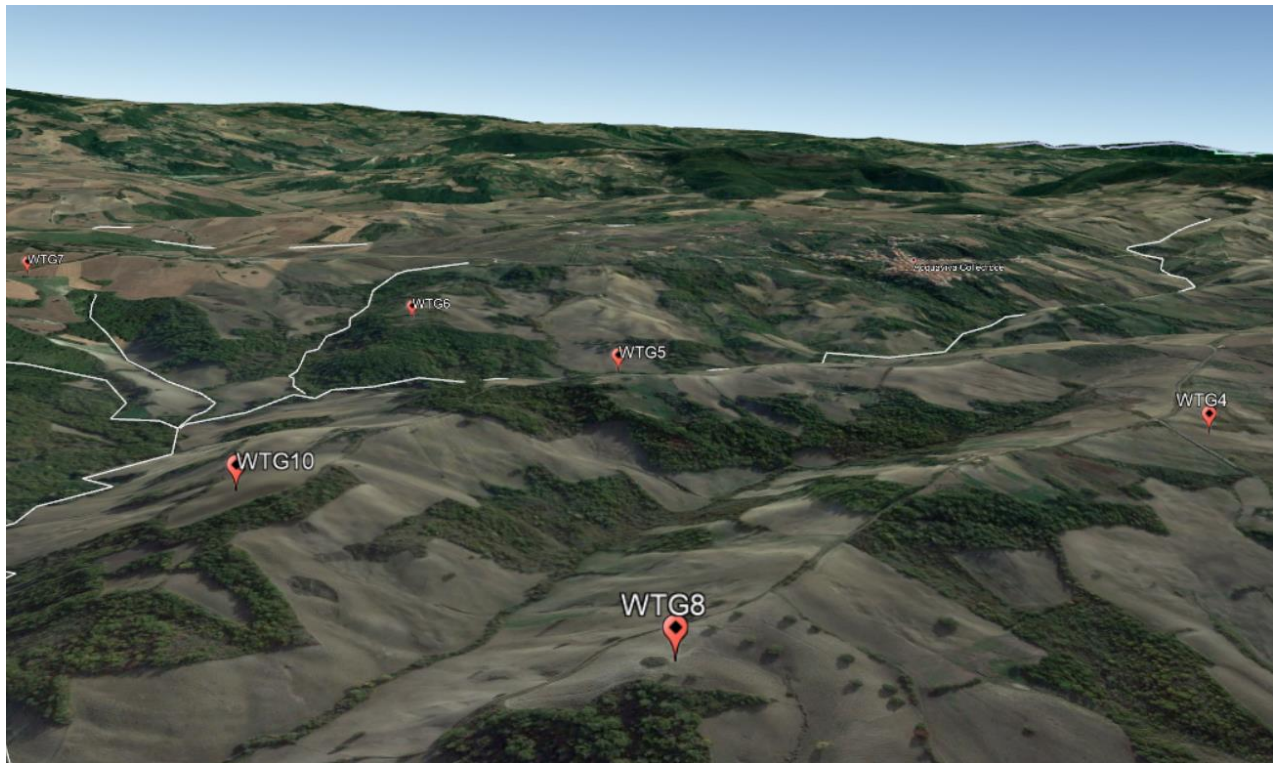


Figura 3-3 Inquadramento territoriale aree di impianto WTG8 WTG WTG5 WTG10

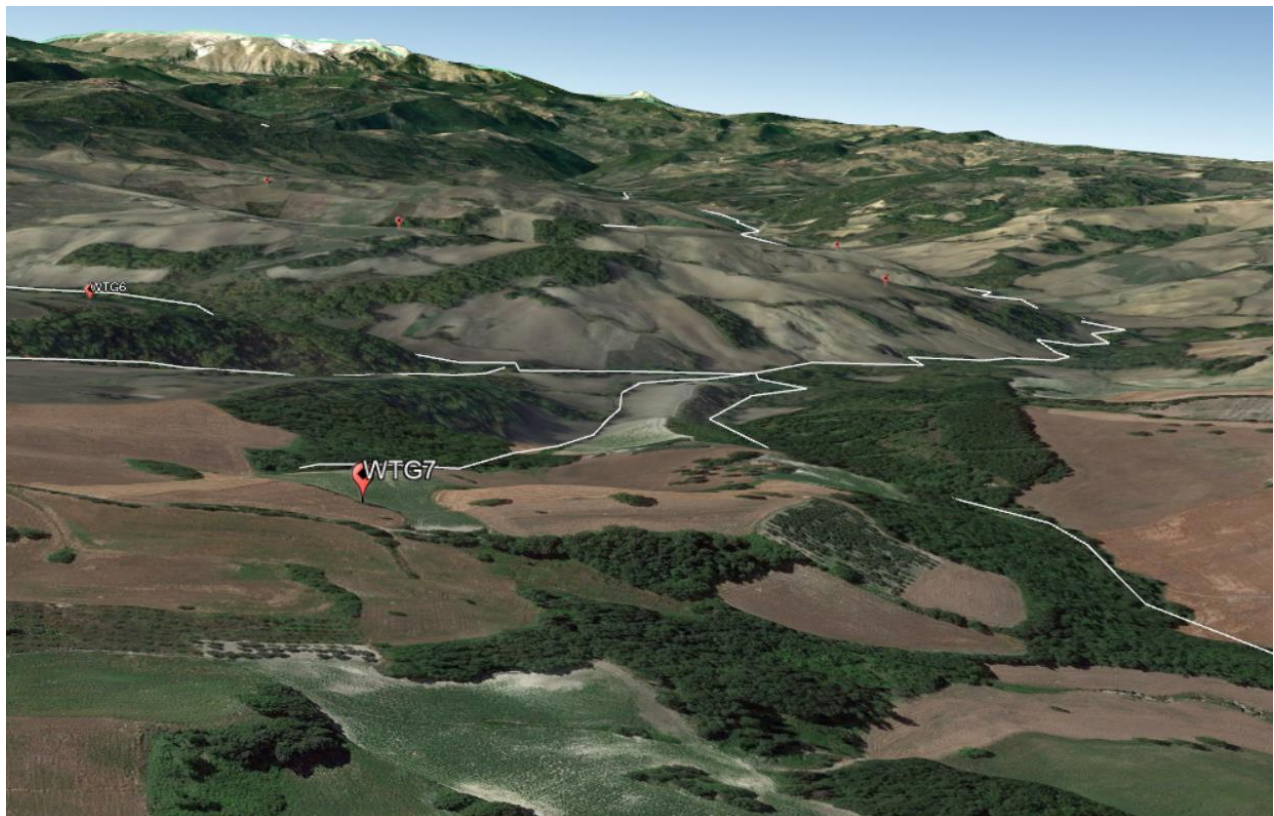


Figura 3-4 Inquadramento territoriale area di impianto WTG7

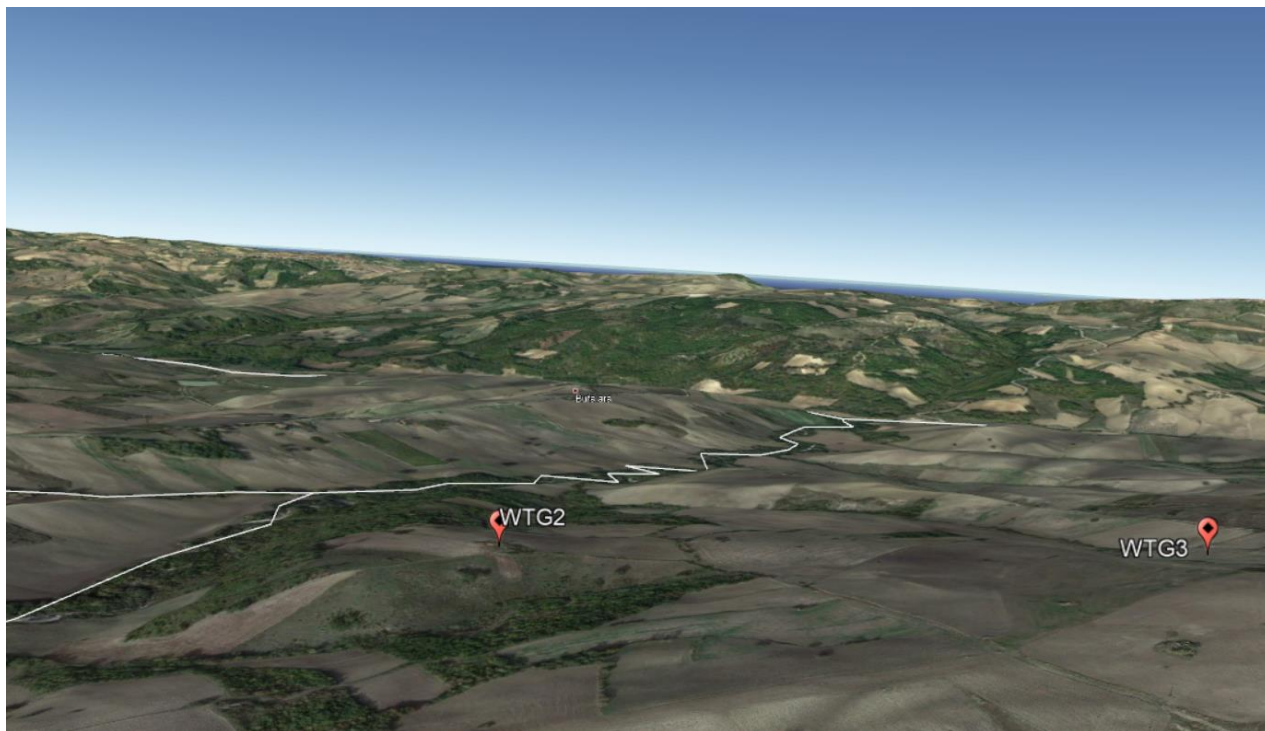


Figura 3-5 Inquadramento territoriale aree di impianto WTG2 WTG3

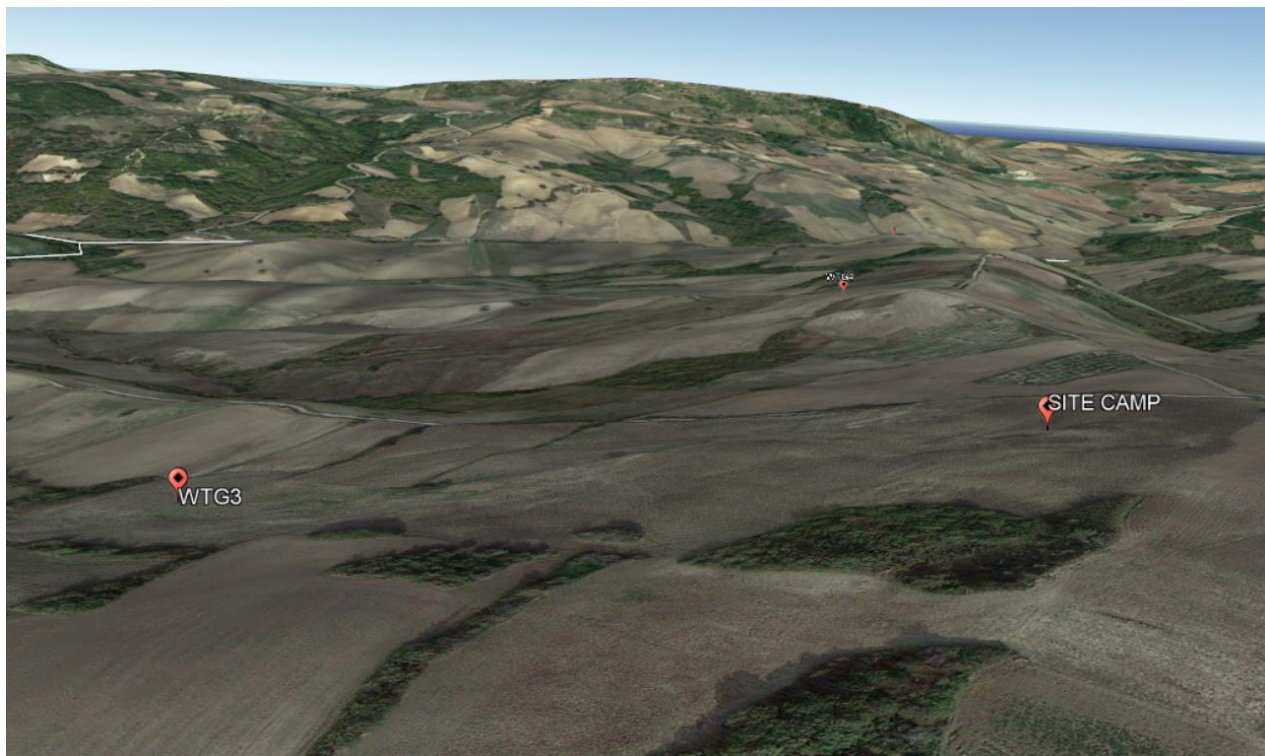


Figura 3-6 Inquadramento territoriale area di impianto WTG3 e site camp

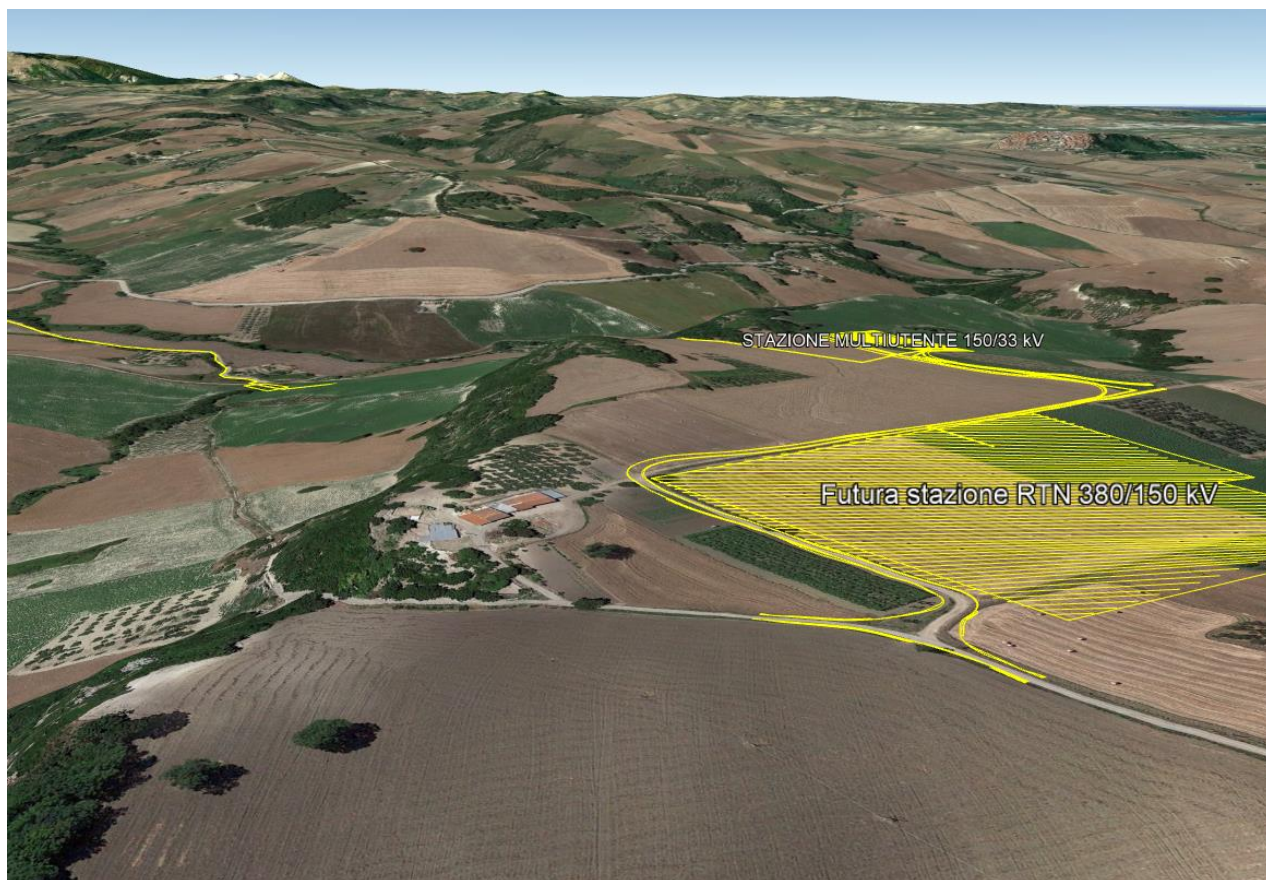


Figura 3-7 Inquadramento territoriale stazione multiutente



Figura 3-8 Inquadramento territoriale WTG1

Per quanto riguarda invece le aree di impianto WTG6 e WTG9 è stata condotta l'analisi idraulica per la verifica delle aree esondabili.



Figura 3-9 Inquadramento territoriale WTG6

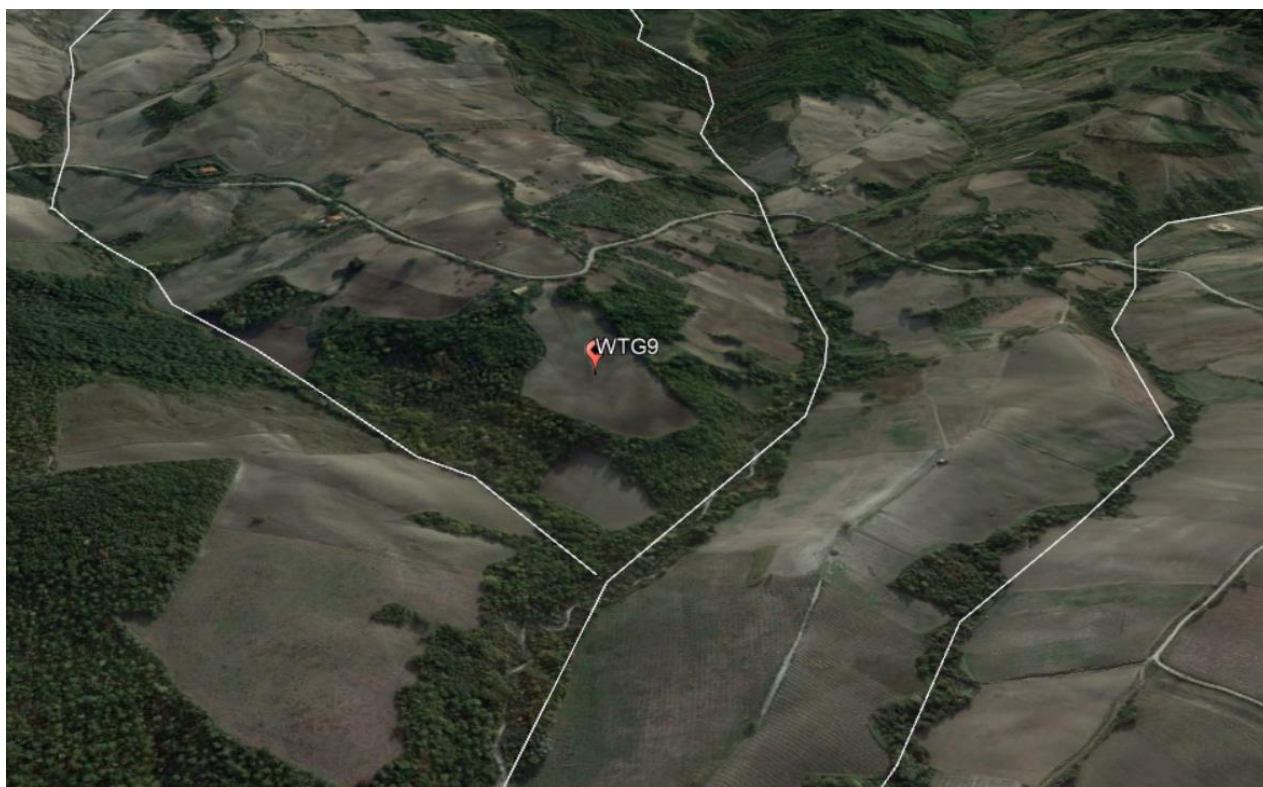


Figura 3-10 Inquadramento territoriale WTG9

3.2. INDIVIDUAZIONE DEI BACINI DI INTERESSE

La delimitazione dei sottobacini di interesse è stata ottenuta studiando la morfologia del terreno e l'analisi delle pendenze mediante l'uso del DTM (Digital Terrain Model). Fissata una sezione del corso d'acqua, che si indica come sezione di chiusura del bacino, è stato definito il bacino idrografico o imbrifero relativo alla sezione considerata, ossia il luogo dei punti della superficie terrestre che raccoglie le acque che scorrendo in superficie raggiungono tale sezione. La delimitazione del bacino è stata effettuata individuando su carta topografica base CTR il cosiddetto spartiacque sotteso dalla sezione di chiusura. Lo spartiacque individua il luogo dei punti da cui hanno origine le linee di massima pendenza che finiscono per raggiungere la sezione di chiusura e si traccia in base alle isoipse e al reticolo dei canali imponendo il passaggio per le vette e le selle. Di seguito si riporta lo studio condotto per la delimitazione dei bacini idrografici dei corsi d'acqua di interesse.

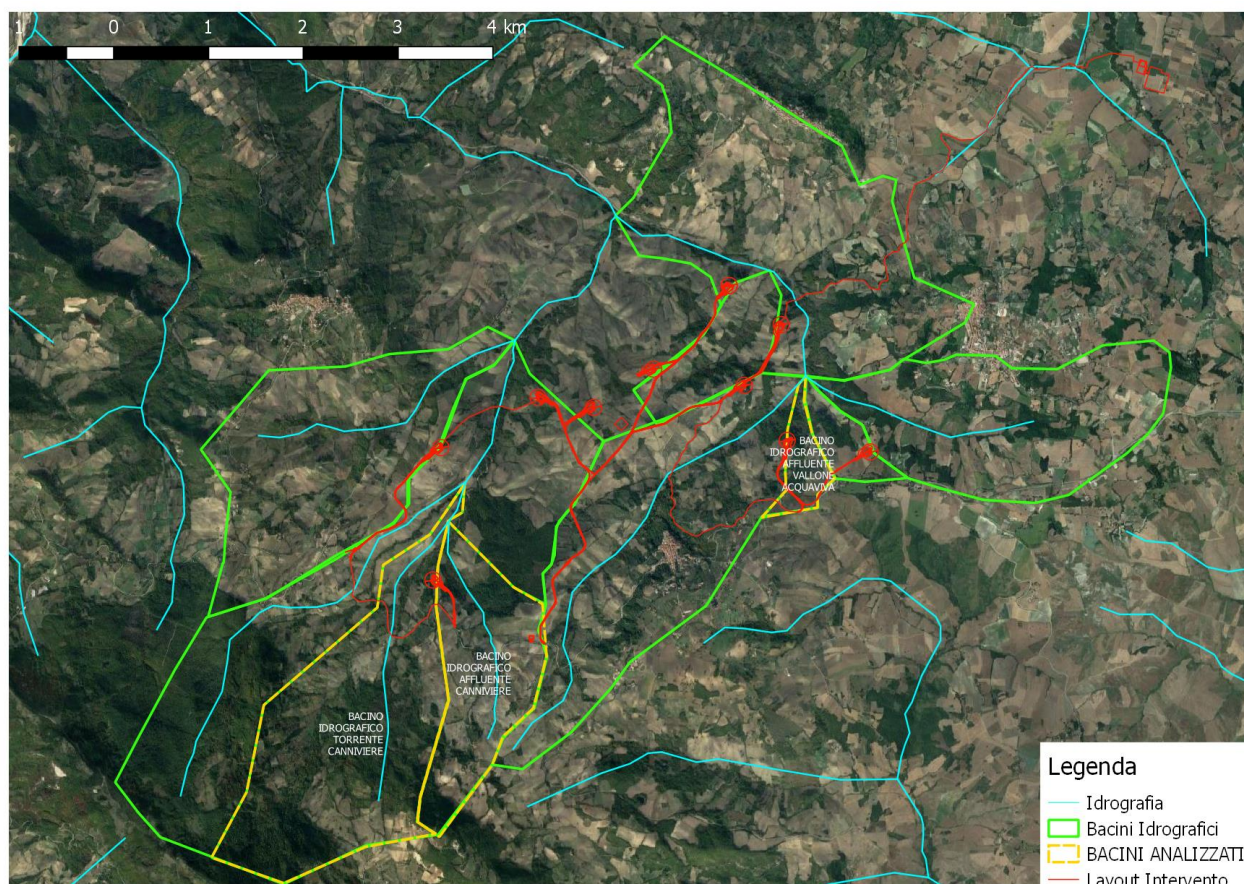


Figura 3-11 Tracciamento bacini idrografici

Nello specifico:

- Per l'area WTG6 il bacino idrografico è stato tracciato considerando il corso d'acqua che costeggia ad est l'area oggetto di intervento. Di seguito si riportano le principali caratteristiche del bacino in esame.

Bacino WTG6	
Pendenza media (%)	13.32
Area (Km ²)	0.43
Lunghezza asta (m)	14126

Tabella 3-1 Caratteristiche bacino WTG6

- Per quanto riguarda l'area Wtg9 lo studio è stato condotto sui corsi d'acqua che lambiscono l'area da entrambi i lati, il torrente Canniviere (con sezione di chiusura del bacino idrografico in prossimità dell'area WTG9) a Ovest e il suo affluente a est. Nello specifico sono stati individuati i due bacini idrografici per le due aste fluviali. Entrambi i bacini risultano interessare una superficie limitata, le cui principali caratteristiche sono riassunte nelle tabelle seguenti:

Bacino Wtg9 Est	
Pendenza media (%)	9.61
Area (Km ²)	2.39
Lunghezza asta (m)	2435

Bacino Wtg9 Ovest	
Pendenza media (%)	10.10
Area (Km ²)	4.98
Lunghezza asta (m)	2900

Tabella 3-2 – Caratteristiche bacini Wtg9 Est e Wtg9 Ovest

Per quanto riguarda l'area interessata dalla stazione multiutente, trovandosi in prossimità della linea spartiacque derivante dalla morfologia del territorio e dall'andamento dei corsi d'acqua, si può ritenere che non ci saranno problemi derivanti dall'esondazione dei corsi d'acqua prossimi al sito in esame.

3.3. CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Il tempo di corrivazione del bacino coincide con il tempo di durata della pioggia. Tale parametro indica il tempo che impiega una goccia d'acqua dal punto idraulicamente più svantaggiato a raggiungere la sezione di chiusura del bacino.

Per il calcolo del tempo di corrivazione sono state utilizzate le seguenti formule presenti in letteratura:

– **Formula di Pezzoli**

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i_k}} \quad (\text{ore})$$

– **Formula di Pasini**

$$t_c = \frac{0.108 \sqrt[3]{A_b \cdot L}}{\sqrt{i_k}} \quad (\text{ore})$$

– **Formula di Viparelli**

$$t_c = \frac{L}{3600 \cdot V} \quad (\text{ore})$$

– **Formula di Ventura**

$$t_c = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{A_b}{i}} \quad (\text{ore})$$

Dove:

A_b è l'area del bacino espressa in km^2

i è la pendenza media del bacino

L è la lunghezza dell'asta principale

i_k è la pendenza media dell'asta principale

V è la velocità media della corrente assunta pari a 1.5 m/s

I valori del tempo di corrivazione sono stati ottenuti per il bacino WTG6 e per i due bacini (Est e Ovest) dell'area d'intervento WTG9.

Di seguito si riportano i valori di t_c per le aree oggetto di intervento:

	Tc (ore)		
	WTG6	WTG9 Ovest	WTG9 Est
Pezzoli	0.1698	0.50188	0.4322
Pasini	0.2325	0.8276	0.6270
Viparelli	0.2085	0.5370	0.4510
Ventura	0.2287	0.8932	0.6347
Tc medio	0.2099	0.6899	0.6362

Tabella 3-3 Valori del tempo di corrivazione calcolato per i bacini in esame

Il tempo di corrivazione finale è stato ottenuto come media dei tempi di corrivazione calcolati con le formule di letteratura. Si è poi passati dal tempo di corrivazione in ore al tempo di corrivazione in minuti.

Come si evince dalla tabella, per i sottobacini di riferimento, il tempo di corrivazione risulta essere ampiamente inferiore all'ora. Ciò comporta che l'analisi delle Curve di Possibilità pluviometrica come imposta dal PAI, cioè l'analisi TCEV del VAPI, debba essere modificata in base alla durata espressa in minuti del tempo caratteristico, perché per eventi brevi, ($t < 60$ minuti) le curve di possibilità pluviometrica ottenute elaborando dati di pioggia con durata maggiore o uguale a 1 ora, non danno valori affidabili, infatti i valori ottenuti risultano essere sovrastimati rispetto a quelli che effettivamente si possono verificare.

3.4. STIMA CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA PER DURATE INFERIORE ALL'ORA (BELL)

In base a quanto sopra detto, si procede alla determinazione della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora applicando la formula di Bell. Bell ha osservato che i rapporti r_δ tra le altezze di durata τ molto breve ed inferiori alle due ore e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località in cui si verificano. Lo U.S. Water Bureau raccomanda per tempi di pioggia inferiore a mezz'ora l'adozione di una relazione empirica, derivata interamente da dati di breve durata; tale relazione mostra che il tempo in minuti in pioggia ha un rapporto costante con la pioggia della durata di 1 ora per lo stesso tempo di ritorno così come segue:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0.54 \cdot t^{0.25} - 0.50$$

Dove:

- $h_{t,T}$ è l'altezza di pioggia espressa in mm di una durata t e tempo di ritorno T ;
- $h_{60,T}$ è l'altezza di pioggia di durata 1 ora con determinato tempo di ritorno T ;
- t è la durata di pioggia espressa in minuti.

Questa formula consente di calcolare l'altezza di pioggia di durata inferiore ai 60 minuti e tempo di ritorno a partire dal valore di $h_{60,T}$ ottenuto dalla curva di probabilità pluviometrica relativa allo stesso tempo di ritorno T .

Pertanto prendendo in considerazione la curva di possibilità pluviometrica $h_{60,T} = h_{1,200} = 63.68$ relativa alla durata di 1 ora e al tempo di ritorno $T=200$ anni ottenuta con la distribuzione di tipo TCEV e applicando la formula di Bell si ottengono i valori di pioggia inferiori all'ora di seguito riportati:

T=200					
t(min)	10	15	30	45	60
ht,T	29.3114	35.8353	48.640	57.2262	63.8680

Tabella 3-4 Valori di pioggia inferiori all'ora

I parametri della curva di possibilità pluviometrica per tempo di ritorno pari a $T=200$ e durata inferiore ad un'ora sono riportati di seguito, con tempo t espresso in minuti:

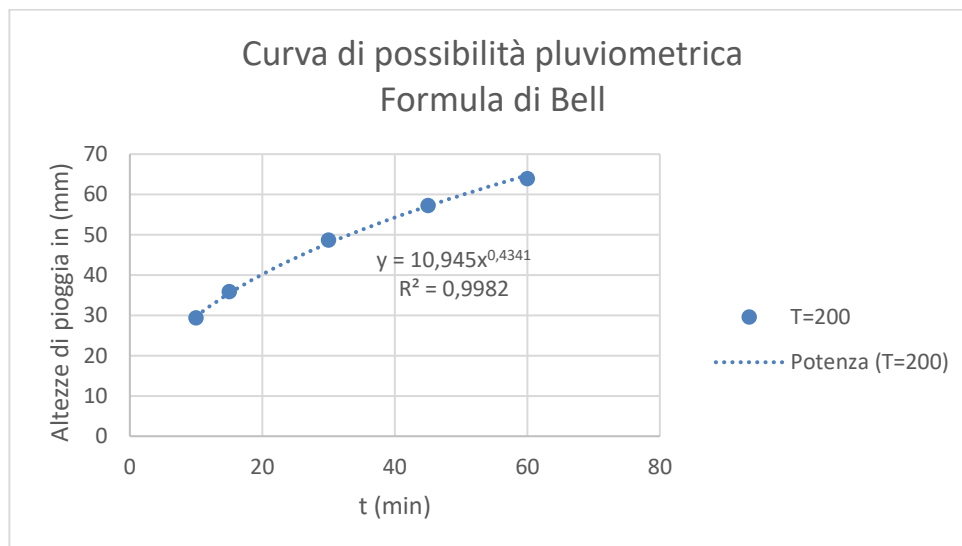


Figura 3-12 Curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora.

T	a	n
200	10.945	0.4341

Tabella 3-5 Parametri della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora

3.5. APPLICAZIONE METODO SCS – CURVE NUMBER

Nonostante i sottobacini WTG6 e WTG9 siano di dimensioni inferiori a 10 kmq, e pertanto basterebbe l'applicazione del metodo razionale per la determinazione della portata al colmo di piena, si è deciso comunque di eseguire il calcolo della portata di picco con il metodo del SCS Curve Number.

Dal momento che il processo di trasformazione afflussi-deflussi è composto da una prima fase, che consiste nella determinazione delle piogge nette e in una seconda fase che consiste nella trasformazione delle piogge nette in deflussi superficiali, al fine di poter effettuare tale trasformazione è stato utilizzato il software HEC-HMS, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Service del US Army Corps of Engineers e che permette appunto di simulare la risposta di un bacino idrografico investito da un evento meteorico di caratteristiche note.

In particolare, utilizzando le informazioni ricavate dalla curva di possibilità pluviometrica stimata dalla distribuzione probabilistica TCEV al II livello di regionalizzazione ricalcolata con la formula di Bell per tempi di pioggia inferiore all'ora, si è ricavato il pluviogramma di progetto per un tempo di ritorno di 200 anni.

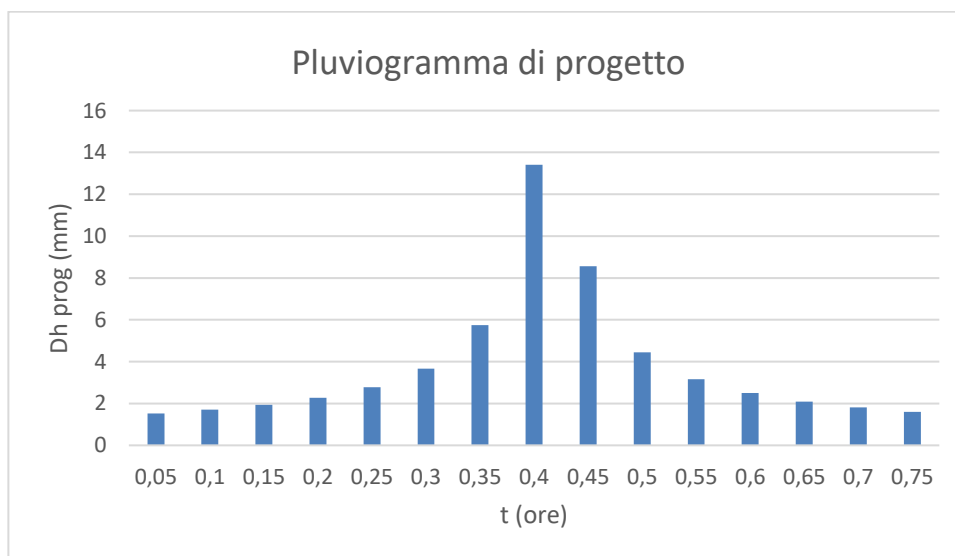


Figura 3-13 Pluviogramma di progetto

Il pluviogramma così determinato è stato caricato sul software HEC-HMS nel quale, per i bacini in esame, sono stati inseriti ulteriori dati relativi alla geometria. Il valore del curve number assunto pari a $CN(II) = 70$ è stato ricavato tenendo in considerazione sia la tabella di letteratura relativa alla classificazione del territorio che la carta geologica del territorio di Acquaviva Collecroce, grazie al quale è stato possibile calcolare il $CN(III) = 84$ con la formula vista in precedenza.

Inseriti i dati necessari si è passati ad effettuare la simulazione idrologica dei bacini idrografici con la possibilità di selezionare diverse durate e intervalli di simulazione, nel caso specifico si è scelto di far durare la simulazione per 4 ore con intervallo di 3 minuti.

Nello specifico:

- Si riportano di seguito i risultati ottenuti per il **bacino WTG6**:

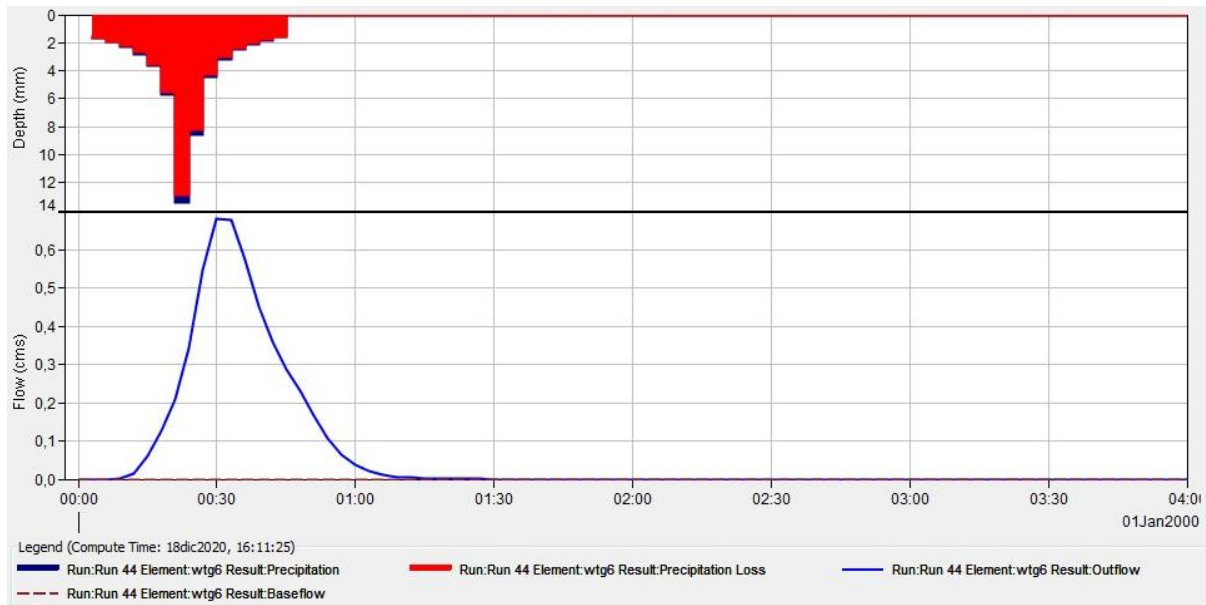


Figura 3-14– Idrogramma di piena per $Tr=200$ anni per il Sottobacino WTG6 (Fonte: Elaborazione HEC-HMS)

- Per il **bacino WTG9 - Ovest** si sono conseguiti invece i seguenti risultati:

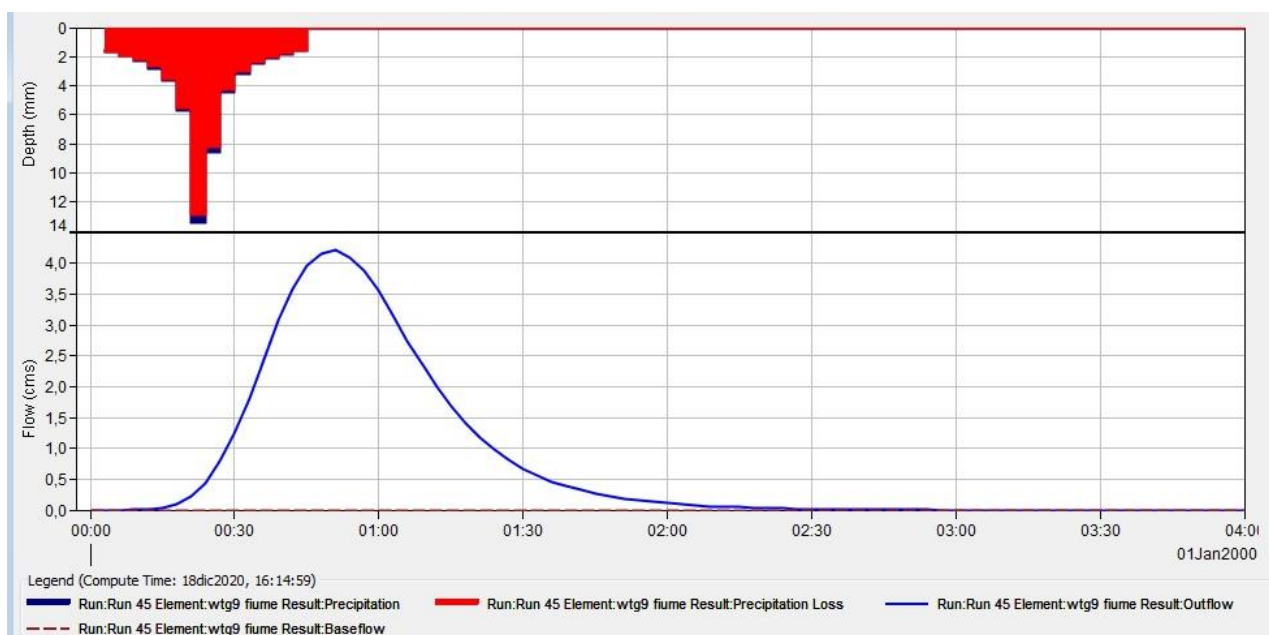


Figura 3-15– Idrogramma di piena per $Tr=200$ anni per il Sottobacino WTG9 – Ovest (Fonte: Elaborazione HEC-HMS)

- Infine per il bacino **WTG9 – Est** si è ottenuto quanto segue:

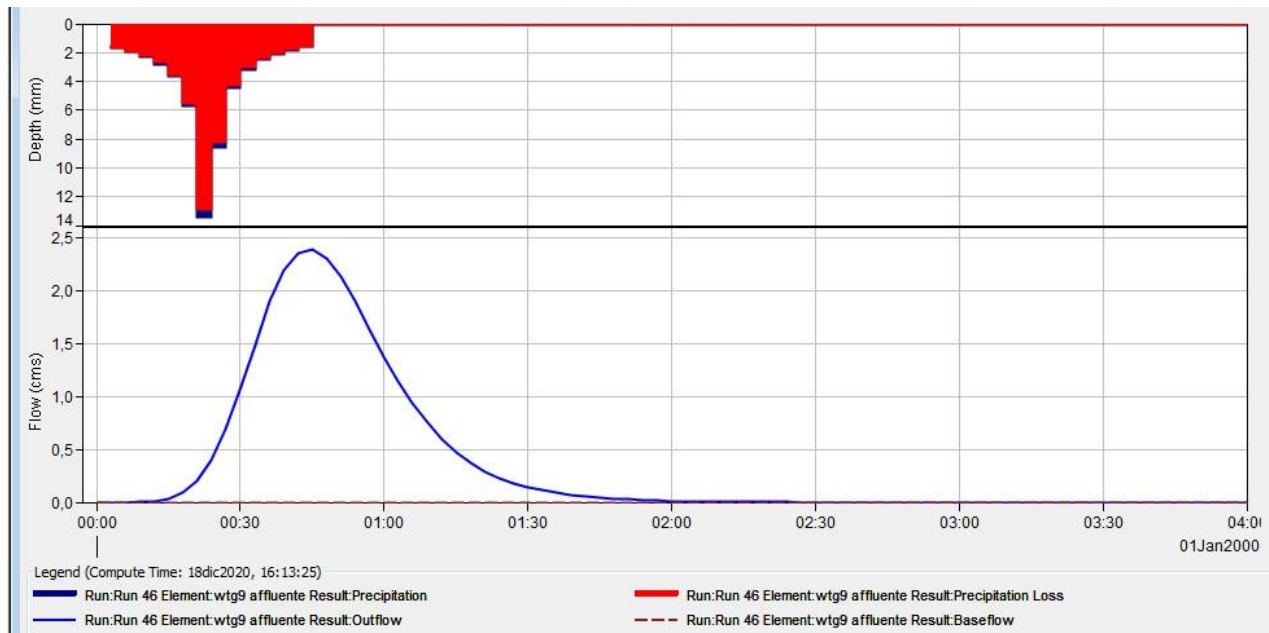


Figura 3-16– Idrogramma di piena per $T_r=200$ anni per il Sottobacino WTG9 – Est (Fonte: Elaborazione HEC-HMS)

Come si evince dall'idrogramma di piena la portata di picco per il bacino WTG6 è pari $0.70 \text{ m}^3/\text{s}$ e si verifica dopo circa 30 minuti dall'inizio dell'evento di pioggia; per quanto riguarda il bacino WTG9 – Ovest si ha una portata di picco di $4.20 \text{ m}^3/\text{s}$ e si verifica dopo circa 50 minuti dall'inizio dell'evento di pioggia, mentre per il bacino WTG9 – Est si ha una portata di picco pari a $2.40 \text{ m}^3/\text{s}$ e si verifica dopo circa 40 minuti dall'inizio dell'evento di pioggia.

La bontà del risultato è confermata dal calcolo della portata con la formula razionale. Nel caso del bacino WTG9-Ovest ad esempio, con la formula razionale e una portata di picco pari a 4.20 mc/s corrisponde un coefficiente di deflusso pari a 0.22. Il coefficiente di deflusso è per definizione nell'ambito del bacino idrografico di un corso d'acqua, il rapporto fra deflussi (volume d'acqua defluito alla sezione di chiusura del bacino) e afflussi (precipitazioni). I valori del coefficiente di deflusso sono stimabili da tabelle presenti letteratura in funzione della tipologia di suolo e della destinazione d'uso. Nel caso in esame dall'analisi della carta geologica del Molise e più precisamente dell'area oggetto di verifica (foglio 154), questi terreni risultano permeabili e principalmente incolti o seminativi adibiti principalmente a pascolo. Pertanto dal confronto con i valori proposti dalla guida F.A.O. per la formula razionale, per questa tipologia di terreni risulta corretto assegnare un coefficiente di deflusso compreso tra 0.2-0.25.

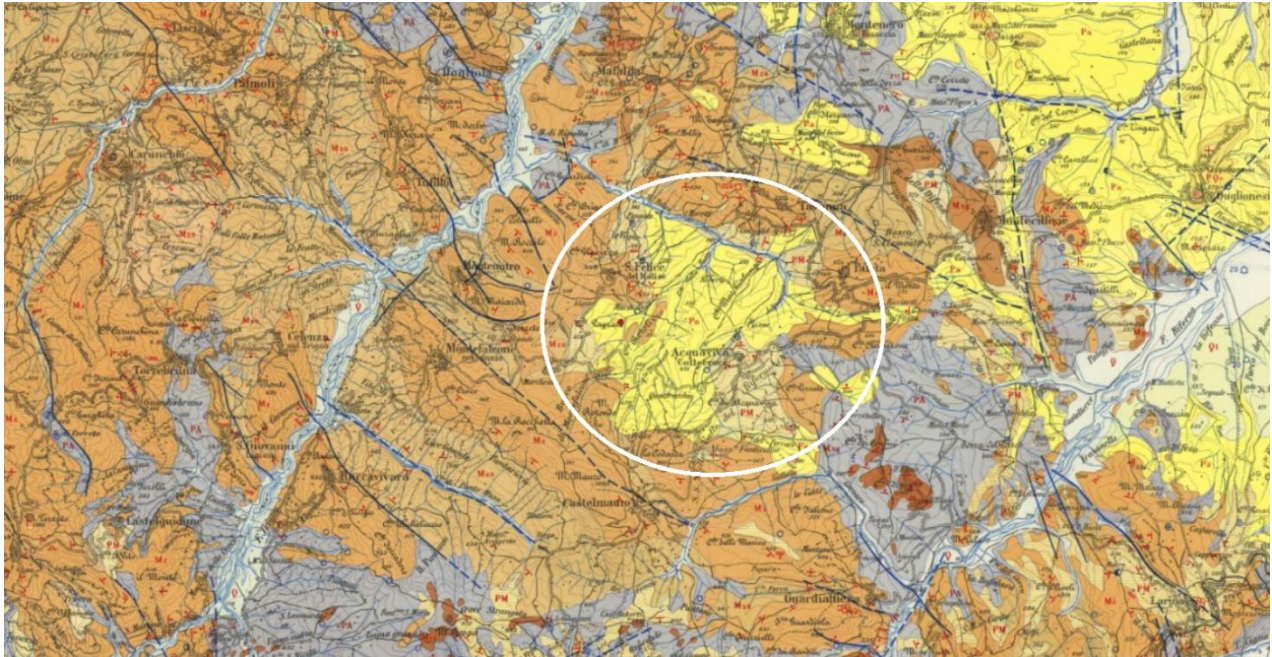


Figura 3-17 Estratto della carta geologica- Con il simbolo PA la legenda rappresenta delle sabbie argillose

3.6. VERIFICA DELLE AREE ESONDABILI

La verifica delle aree esondabili è stata effettuata sui corsi d'acqua che sono in prossimità delle aree di impianto WTG6 e WTG9. Nello specifico per l'area WTG6 il corso d'acqua è un affluente del Vallone Acquaviva mentre per l'area WTG9 il fiume che costeggia l'area a Ovest è il Torrente Canniviere mentre quello a Est è un suo affluente.

L'analisi idraulica è stata condotta in condizioni di moto vario, utilizzando l'idrogramma di piena calcolato con il metodo SCS curve – number.

La verifica è stata effettuata considerando un tempo di ritorno di 200 anni.

Il primo passaggio è stato quello di costruire un modello geometrico dell'area di intervento, al fine di comprendere l'andamento del flusso lungo l'asse dei corsi d'acqua nonché su tutta la piana alluvionale dei corsi d'acqua stessi, modellizzando il processo esondativo.

La verifica delle aree esondabili è stata condotta utilizzando il software HEC-RAS 5.0.5 ed effettuando quindi la schematizzazione idraulica del fenomeno indagato come di seguito descritto:

- schematizzazione dello sviluppo longitudinale dei corsi d'acqua studiato sulla base del DTM;
- schematizzazione di sezioni trasversali dei corsi d'acqua:
- non essendo stato possibile effettuare dei rilievi puntuali delle sezioni dei corsi d'acqua da analizzare, le caratteristiche geometriche sono state desunte dalla Carta Tecnica Regionale e dal modello digitale del terreno.

- Inserimento del valore della scabrezza in termini di coefficiente di Manning che per la tipologia dei corsi d'acqua da analizzare è stato assunto un valore cautelativo pari a 0.04 determinato sulla base della tabellazione di Chow V.T., 1959

tipo di superficie	Minimo	Normale	Massimo
ALVEI DI PIANURA			
non vegetati, rettilinei, corrente regolare	0.025	0.030	0.033
come sopra ma con pietre e alghe	0.030	0.035	0.040
non vegetati, tortuosi con molienti e rapide	0.033	0.040	0.045
come sopra ma con pietre e alghe	0.035	0.045	0.050
come sopra, in magra	0.040	0.048	0.055
non vegetati, tortuosi, pietre, molienti e rapide	0.045	0.050	0.060
molto irregolari e alghe molto fitte	0.075	0.100	0.150
ALVEI DI MONTAGNA (SPONDE CON ALBERI E CESPUGLI)			
sul fondo: ghiaia, ciotoli e massi radi	0.030	0.040	0.050
sul fondo: ciotoli e grandi massi	0.040	0.050	0.070
GOLENE E PIANE INONDABILI			
prato senza cespugli, erba bassa	0.025	0.030	0.035
prato senza cespugli, erba alta	0.030	0.035	0.050
campi incolti	0.020	0.030	0.040
coltivazioni a filari	0.025	0.035	0.045
colture di cereali in pieno sviluppo	0.030	0.040	0.050
aree con cespugli sparsi e erba alta	0.035	0.050	0.070
aree con cespugli bassi e alberi, in inverno	0.035	0.050	0.060
aree con cespugli bassi e alberi, in estate	0.040	0.060	0.080
cespugli fitti, in inverno	0.045	0.070	0.110
cespugli fitti, in estate	0.070	0.100	0.160

Tabella 3-6 Valori del coefficiente di resistenza di Manning

- un elemento di fondamentale importanza è stato quello di definire le cosiddette “boundary conditions”, cioè le condizioni al contorno che hanno la capacità di influenzare le elaborazioni. Nello specifico per la sezione di monte è stato inserito l'idrogramma di piena, mentre per la sezione di valle è stata inserita la condizione di normal depth.

A questo punto è stato possibile eseguire una simulazione in condizioni di moto vario in quanto il modello afflussi-deflussi utilizzato è stato quello dell'SCS - Curve number.

3.6.1. ANALISI IDRAULICA AREA WTG6

Per poter effettuare l'analisi idraulica sull'area WTG6 il corso d'acqua è stato schematizzato tracciando le sezioni con passo pari a 30 metri e larghezza pari a 150 metri rappresentative dell'asta fluviale.

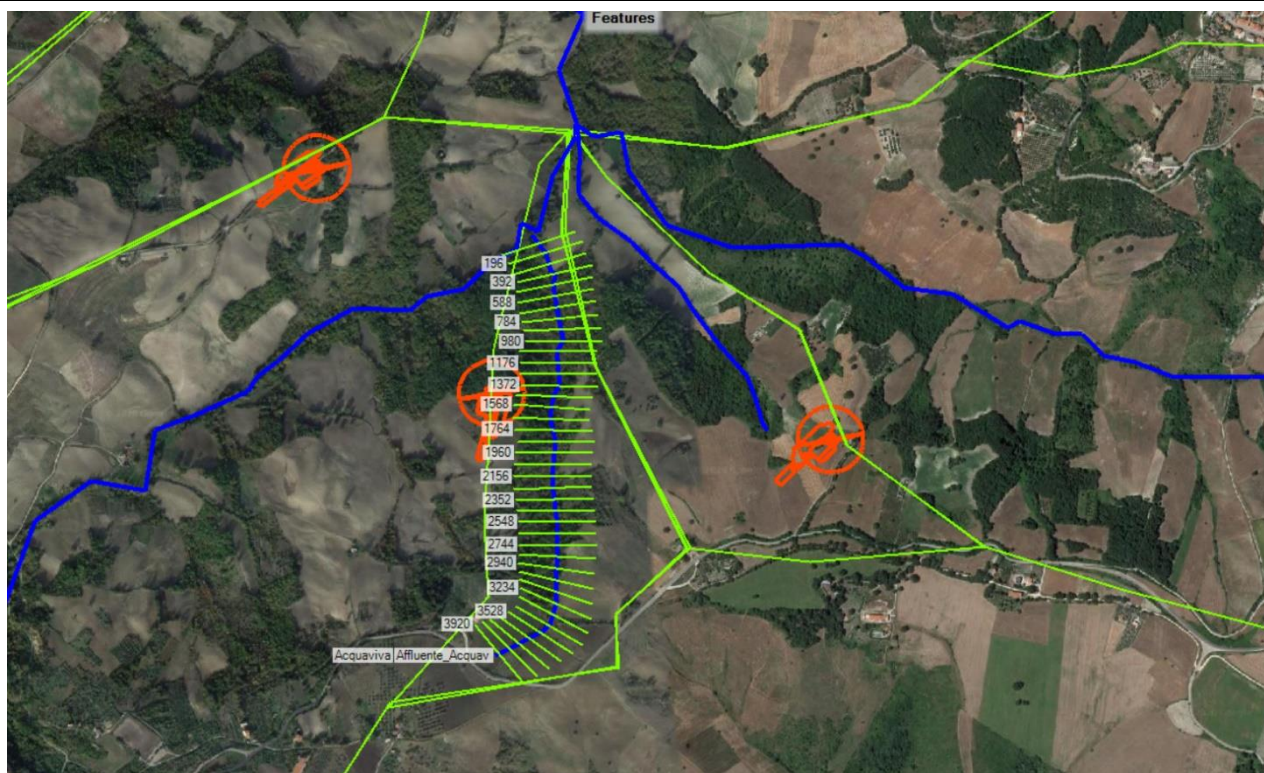


Figura 3-18 Schematizzazione delle sezioni sull'asta fluviale del bacino WTG6

Nelle figure che seguono è possibile desumere la verifica delle aree esondabili del corso d'acqua per il tempo di ritorno di 200 anni.

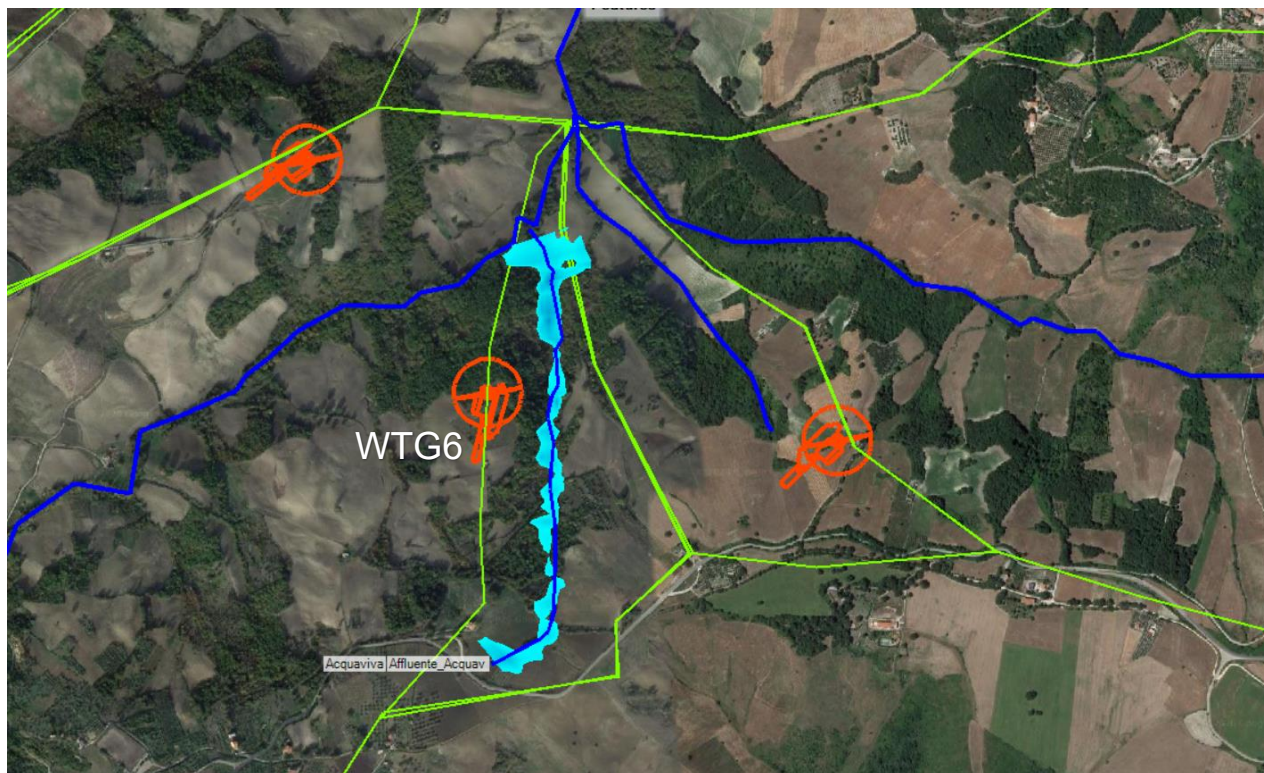


Figura 3-19 Altezza (Depth) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r = 200$ anni

Come si evince dall'immagine precedente il tirante idrico, ovvero la distanza dal pelo libero al fondo del canale, non supera la sezione dello stesso in nessuno dei tratti analizzati, pertanto a valle della simulazione effettuata non sono riscontrabili aree soggette ad allagamento.

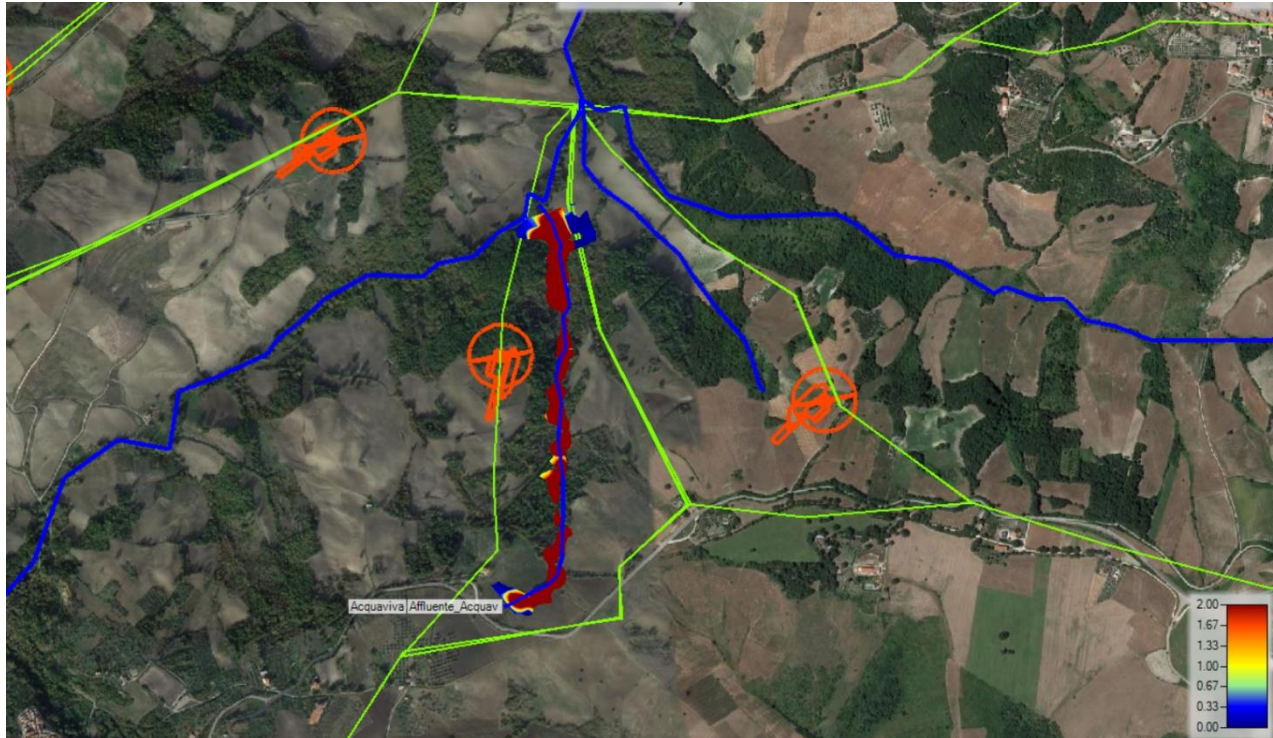


Figura 3-20 Velocità della corrente (velocity) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r = 200$ anni

Le massime velocità sono relativamente basse e oscillano intorno ai 2 m/s verificandosi dopo diversi minuti dall'inizio dell'evento di piena per rimanere tale fino alla fine dell'evento meteorico.

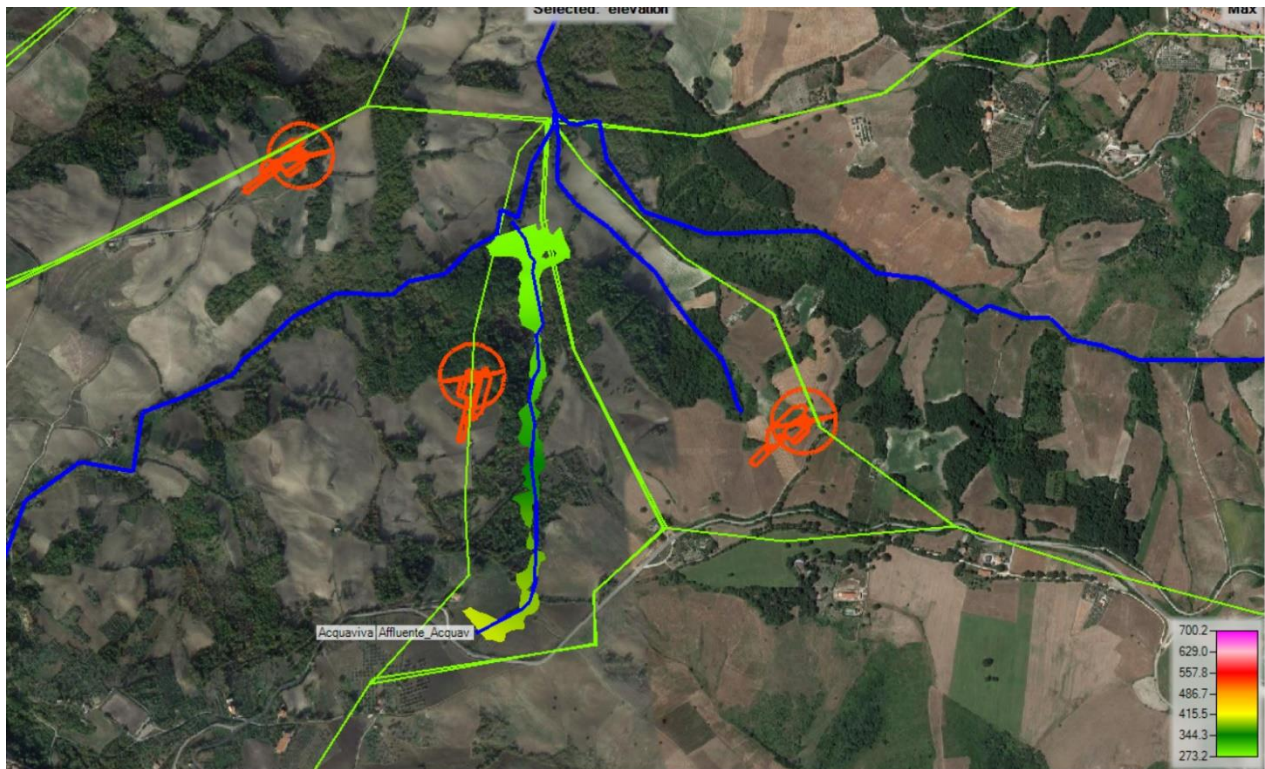


Figura 3-21 WSE per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $Tr=200$

3.6.2. ANALISI IDRAULICA AREA WTG9

Per poter effettuare l'analisi idraulica sull'area WTG9 sono stati analizzati idraulicamente il torrente Canniviere e il suo affluente che costeggia a est l'area oggetto di studio e ne sono state tracciate le sezioni rappresentative con passo 30 metri e larghezza pari a 200 metri per consentire la verifica ad esondazione rispetto alla localizzazione dell'area WTG9.



Figura 3-22 Schematizzazione delle sezioni sull'asta fluviale del bacino WTG9 – Ovest e WTG9 Est

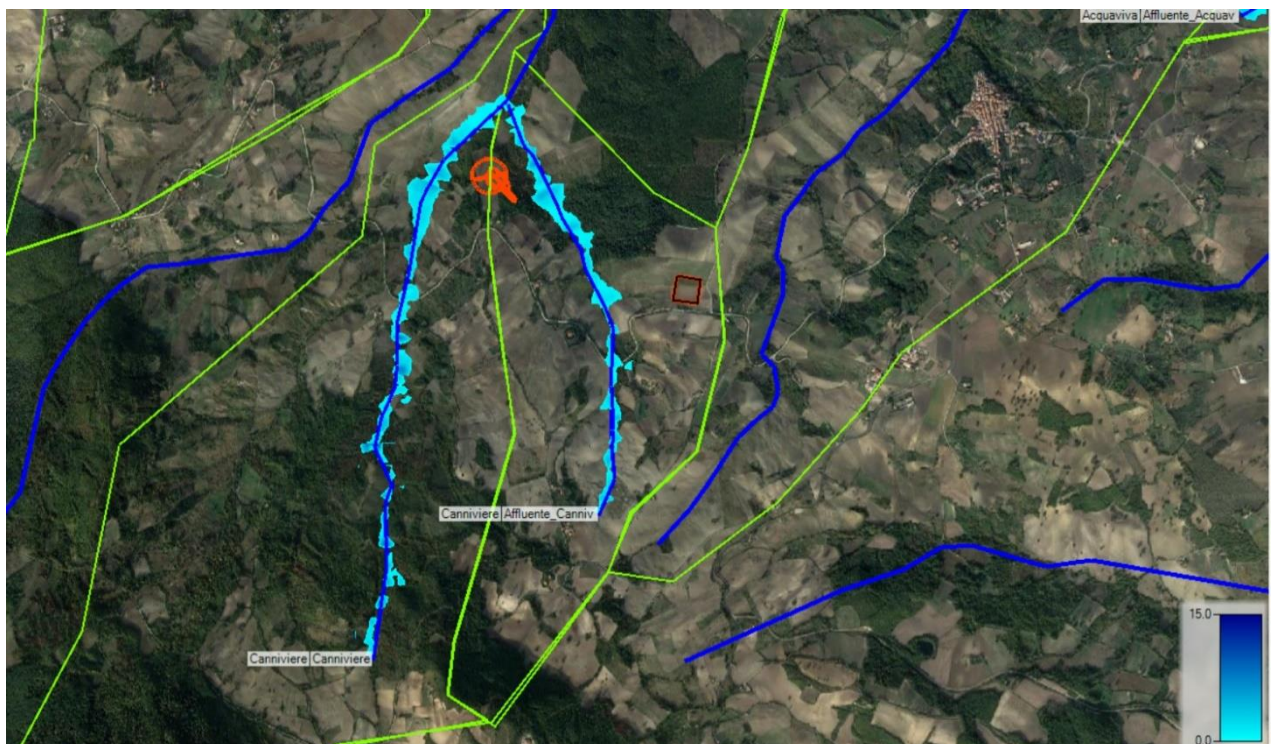


Figura 3-23 Altezza (Depth) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $Tr = 200$ anni

Come si evince dall'immagine precedente il tirante idrico, ovvero la distanza dal pelo libero al fondo del fiume, non supera la sezione dello stesso in nessuno dei tratti analizzati in quanto la conformazione morfologica del terreno fa sì che l'area WTG9 sia sul punto di displuvio dei due bacini. Pertanto a valle della simulazione effettuata non sono riscontrabili aree soggette ad allagamento.

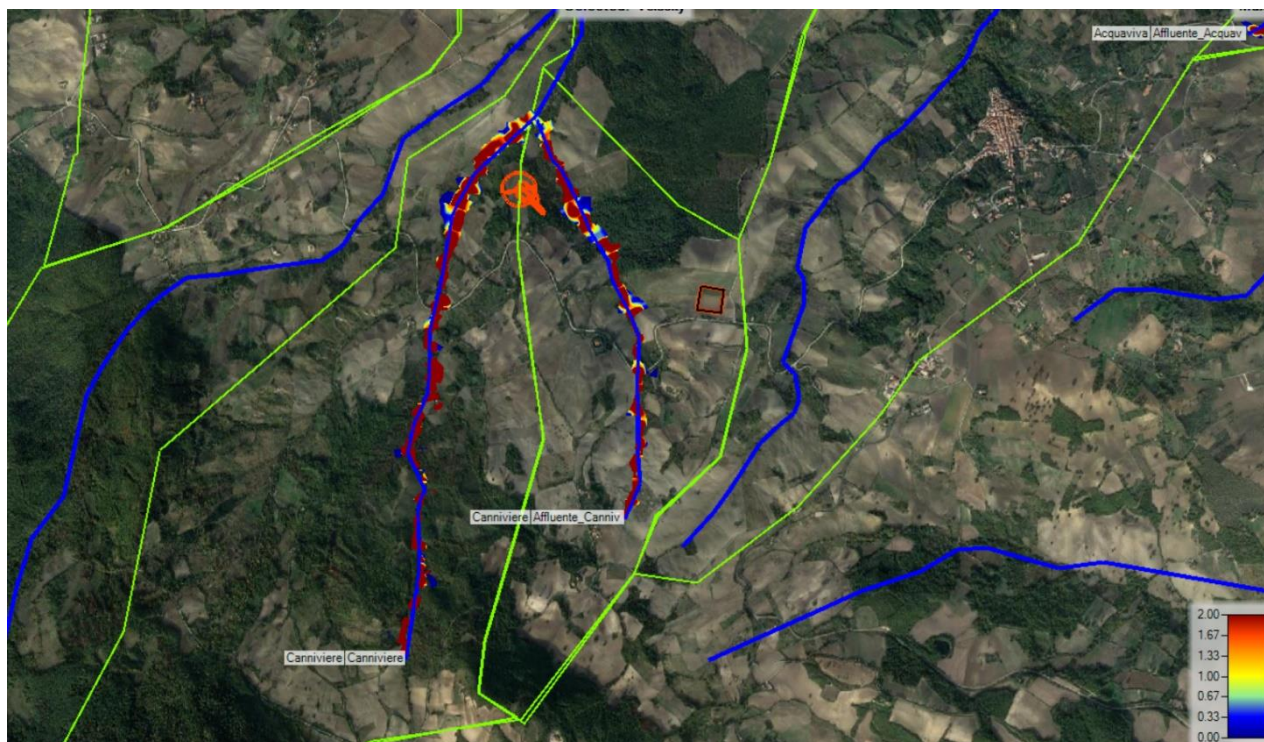


Figura 3-24 Velocità della corrente (velocity) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r = 200$ anni

Le massime velocità sono relativamente basse e oscillano intorno ai 2 m/s verificandosi dopo diversi minuti dall'inizio dell'evento di piena per rimanere tale fino alla fine dell'evento meteorico.

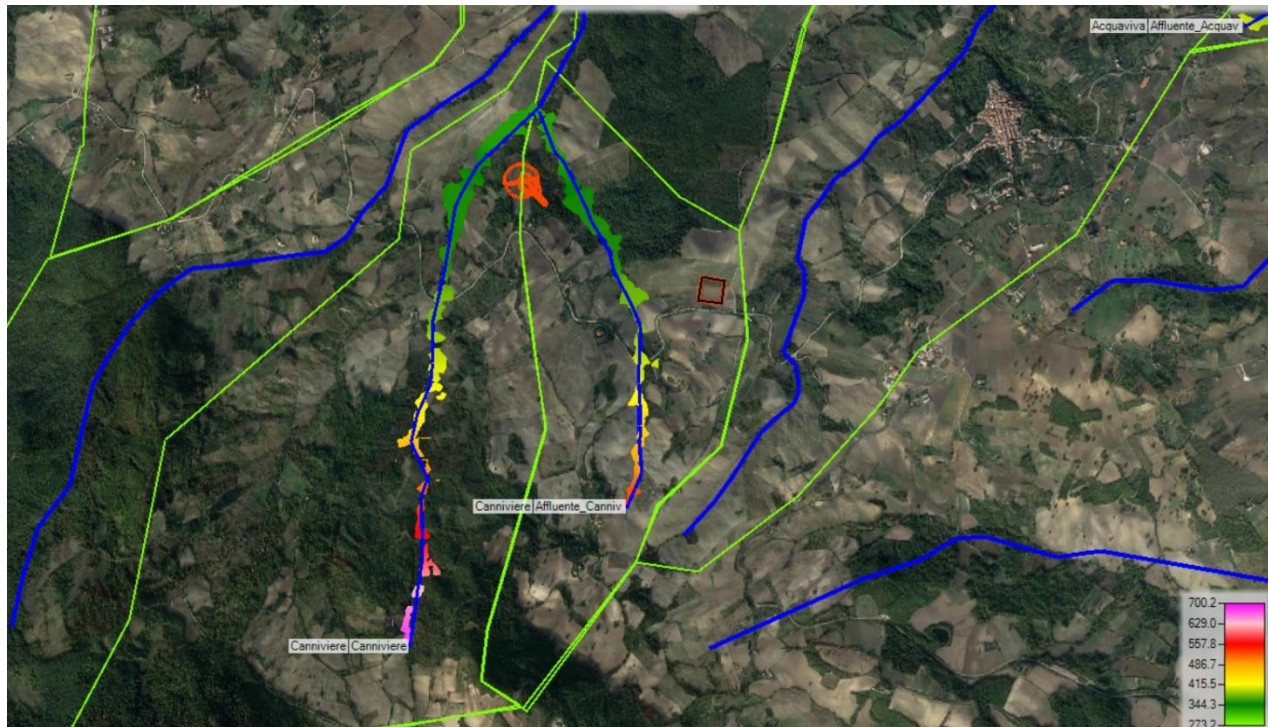


Figura 3-25 WSE per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r=200$

4. DIMENSIONAMENTO CUNETTA PER DRENAGGIO STRADE

La rete per l'evacuazione delle acque meteoriche dal corpo stradale, viene progettata in maniera da captare la totalità delle acque piovane che cadono all'interno dell'area scolante.

In sostanza la rete è costituita da una cunetta laterale, situata al bordo della carreggiata con pendenza trasversale dell'1%, che intercetta le acque piovane che vengono scaricate nelle scarpate laterali.

Gli elementi che costituiscono la rete sono quindi le cunette laterali alla carreggiata.

4.1. INDIVIDUAZIONE DEI BACINI DI INFLUENZA

La delimitazione dei bacini di influenza relativi alle cunette stradali da realizzare è stata ottenuta studiando la morfologia del terreno e l'analisi delle pendenze mediante l'uso del DTM (Digital Terrain Model).

Dall'analisi delle pendenze è emerso che le strade da realizzare per le aree WTG4 WTG8 WTG10 WTG5 e WTG1 seguono la linea di displuvio dei bacini idrografici e pertanto si è ritenuto opportuno considerare come area scolante la sola superficie di ingombro della carreggiata.

Per le strade di collegamento delle aree WTG2 WTG3 WTG6 WTG7 WTG9 e il nuovo tracciato della strada di collegamento per le WTG2 e WTG3 è stato tracciato il bacino scolante, seppur sia risultato di dimensioni molto limitate considerata l'orografia del territorio.

Di seguito si riportano le schematizzazioni ottenute.



Figura 4-1 Bacini di influenza WTG8 WTG10 WTG4 WTG5

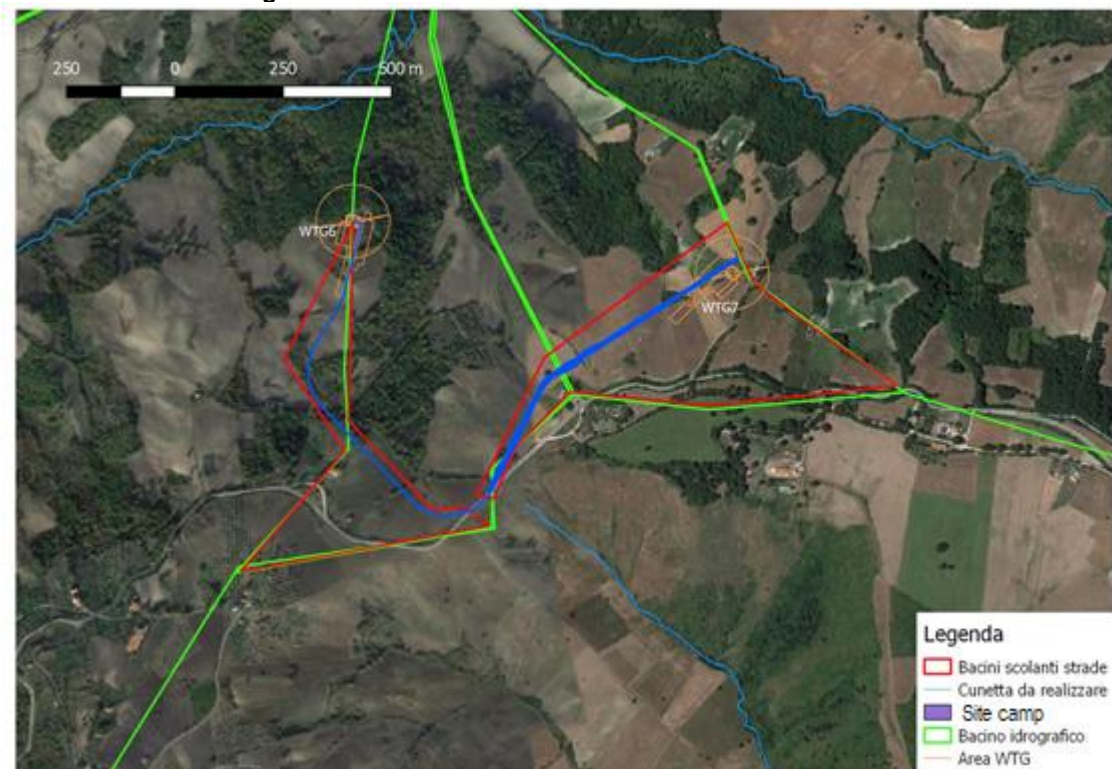


Figura 4-2 Bacini di influenza WTG6 WTG7

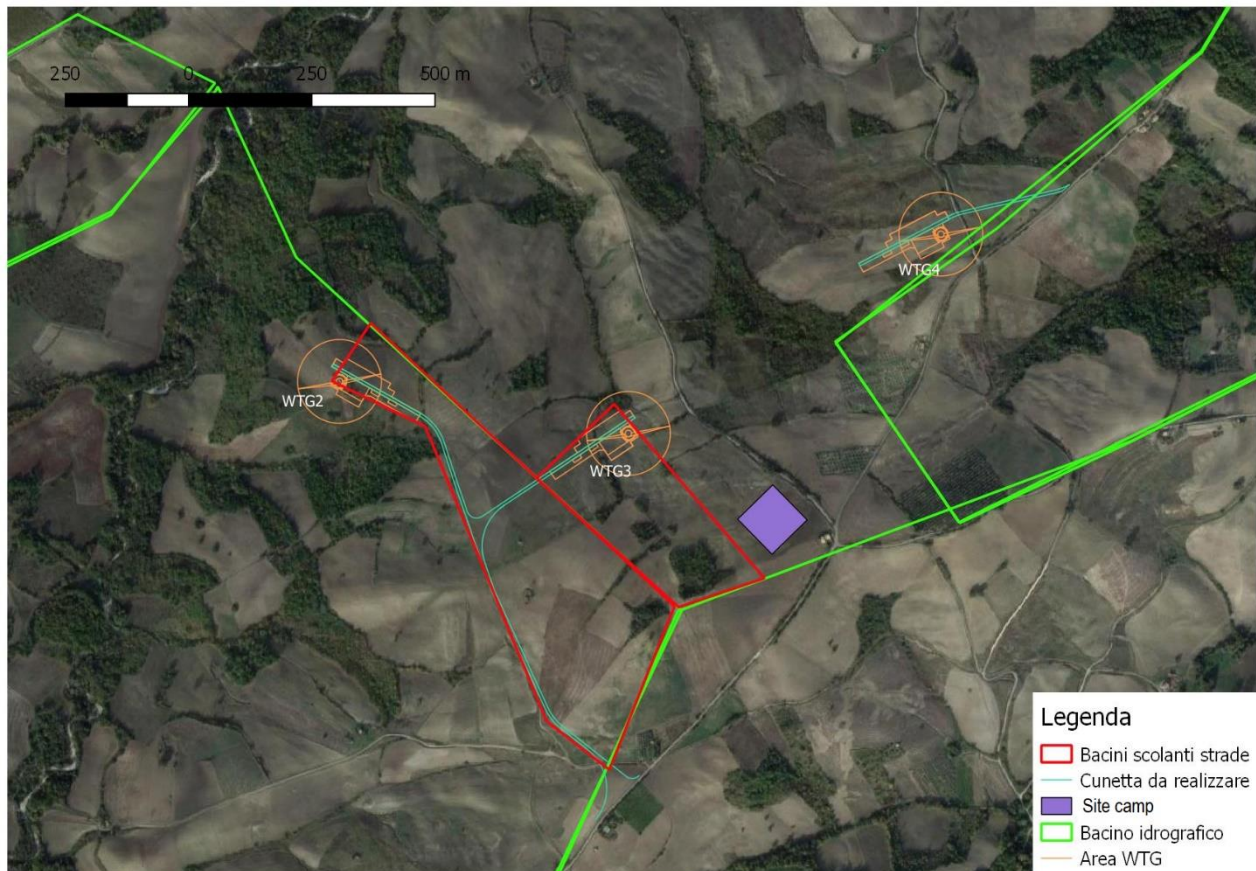


Figura 4-3 Bacini di influenza WTG2 WTG3

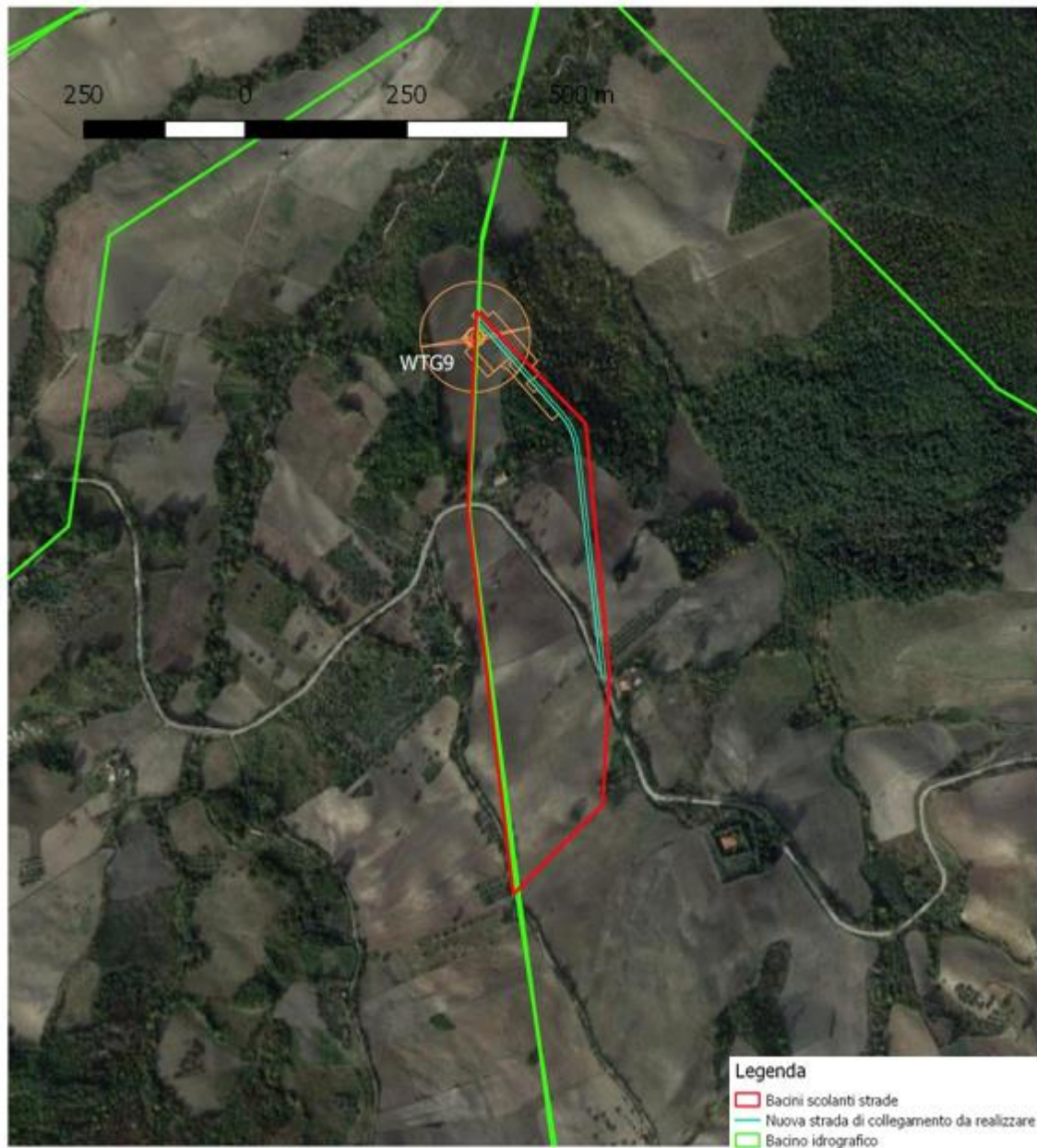


Figura 4-4 Bacino di influenza WTG9

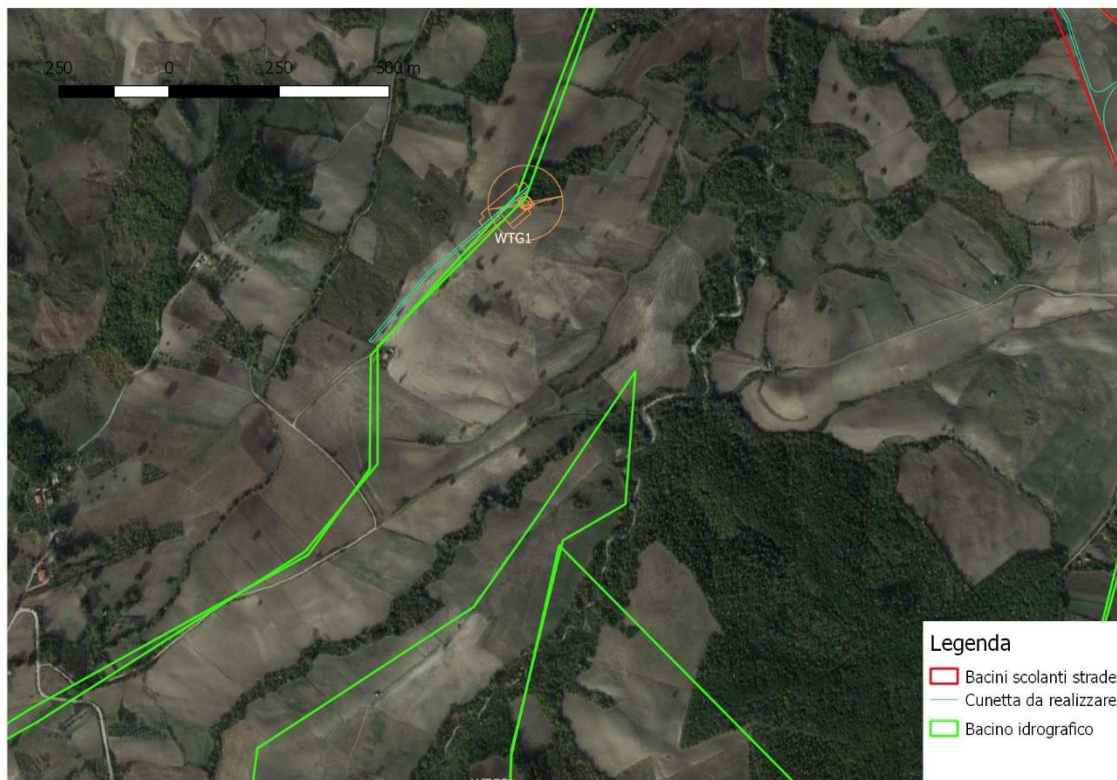


Figura 4-5 Bacino di influenza WTG1

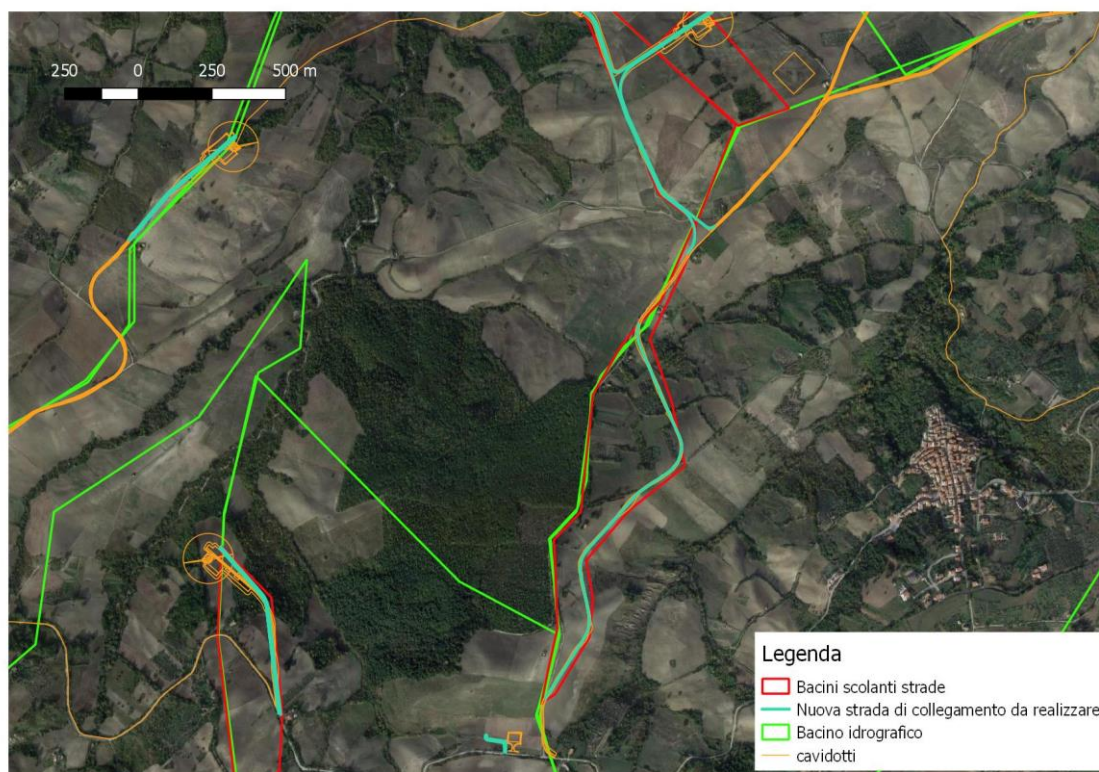


Figura 4-6 Bacino di influenza nuova strada di collegamento WTG2 WTG3

4.2. STIMA CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA PER DURATE INFERIORE ALL'ORA (BELL)

Si procede alla determinazione della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora applicando la formula di Bell. Bell ha osservato che i rapporti $r\delta$ tra le altezze di durata τ molto breve ed inferiori alle due ore e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località in cui si verificano. Lo U.S. Water Bureau raccomanda per tempi di pioggia inferiori a mezz'ora l'adozione di una relazione empirica, derivata interamente da dati di breve durata; tale relazione mostra che il tempo in minuti in pioggia ha un rapporto costante con la pioggia della durata di 1 ora per lo stesso tempo di ritorno così come segue:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0.54 \cdot t^{0.25} - 0.50$$

Dove:

- $h_{t,T}$ è l'altezza di pioggia espressa in mm di una durata t e tempo di ritorno T ;
- $h_{60,T}$ è l'altezza di pioggia di durata 1 ora con determinato tempo di ritorno T ;
- t è la durata di pioggia espressa in minuti.

Questa formula consente di calcolare l'altezza di pioggia di durata inferiore ai 60 minuti e tempo di ritorno a partire dal valore di $h_{60,T}$ ottenuto dalla curva di probabilità pluviometrica relativa allo stesso tempo di ritorno T .

Pertanto prendendo in considerazione la curva di possibilità pluviometrica $h_{60,T} = h_{1,10} = 34.53$ relativa alla durata di 1 ora e al tempo di ritorno $T=10$ anni ottenuta con la distribuzione di tipo TCEV e applicando la formula di Bell si ottengono i valori di pioggia inferiori all'ora di seguito riportati:

T=10					
t(min)	15	20	30	45	60
ht,T	19.4328	22.1695	26.6767	31.0327	34.6344

Tabella 4-1 Valori di pioggia inferiori all'ora

I parametri della curva di possibilità pluviometrica per tempo di ritorno pari a $T=10$ e durata inferiore ad un'ora sono riportati di seguito, con tempo t espresso in minuti:

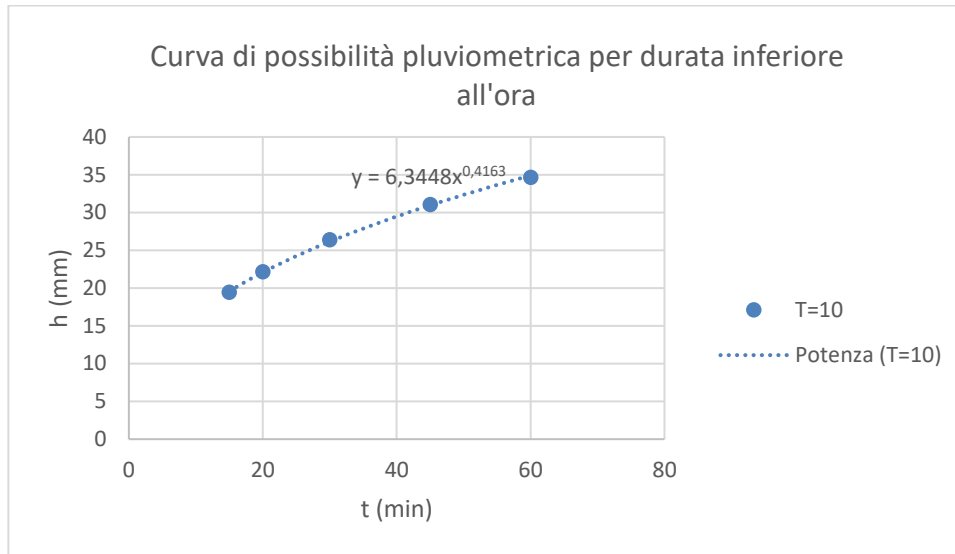


Figura 4-7 Curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora

T	a	n
10	6.3448	0.4163

Tabella 4-2 Parametri della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora

4.3. CALCOLO DELLA PORTATA AL COLMO DI PIENA

Il calcolo della portata al colmo di piena per i vari bacini di influenza è stata ottenuta applicando la formula del Metodo Razionale:

$$Q = C \cdot S \cdot a \cdot T_c^{n-1}$$

Dove:

- Q= portata di progetto in (mc/s)
- S= sottobacino imbrifero a monte della sezione di chiusura (mq)
- C = coefficiente di deflusso medio del sottobacino imbrifero [adimensionale];
- T_c = tempo di corrivazione del bacino [sec];
- a = parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), funzione del T_r , coincidente con l'inclinazione della retta di tendenza delle curve su scala logaritmica [mm/(secn)]
- n = parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), funzione del T_r , coincidente con l'intercetta della retta di tendenza della c.p.p. su scala logaritmica [adimensionale].

Le caratteristiche geometriche dei bacini di influenza sono riportate nella tabella seguente:

Area d'intervento	S scolante (kmq)	L scolante(km)	Pendenza media versante
WTG1	0.02	0.03	4.34%
WTG2	0.25	0.30	14.40%
WTG3	0.11	0.36	14.00%
WTG4	0.03	0.08	28.00 %
WTG5	0.04	0.07	2.00%
WTG6	0.15	0.30	17.00%
WTG7	0.25	0.49	7.14%
WTG8	0.02	0.07	1.50%
WTG9	0.18	0.15	12.40%
WTG10	0.02	0.04	5.00%
Nuova viabilità collegamento WTG2-WTG3	0.30	0.30	2.00%

Tabella 4-3 Caratteristiche geometriche bacini di influenza

Per quanto riguarda il coefficiente di deflusso è stato assunto per tutti i bacini di influenza un valore pari a $c = 0.2$ in base al tipo di suolo e alla copertura del bacino (cfr. valori del coefficiente ϕ proposti dalla guida F.A.O. per la formula razionale come già argomentato nel paragrafo 3.5 della presente relazione).

Per il calcolo del tempo di corrivazione si è fatto riferimento alla formula di Pezzoli. Di seguito si riportano i risultati ottenuti per il calcolo della portata al colmo di piena con tempo di ritorno pari a 10 anni come da specifiche Enel.

Area d'intervento	C	tc (ore) pezzoli	Qp (mc/s)
WTG1	0.2	0.0079	0.1188
WTG2	0.2	0.0435	0.5494
WTG3	0.2	0.0529	0.2156
WTG4	0.2	0.0083	0.1732
WTG5	0.2	0.0272	0.1155
WTG6	0.2	0.0400	0.3460
WTG7	0.2	0.1009	0.3362
WTG8	0.2	0.0314	0.0531
WTG9	0.2	0.0234	0.5675

Area d'intervento	C	tc (ore) pezzoli	Qp (mc/s)
WTG10	0.2	0.0098	0.1046
Nuova viabilità collegamento WTG2-WTG3	0.2	0.117	0.370

Tabella 4-4– Calcolo della portata al colmo di piena

4.4. DIMENSIONAMENTO CUNETTE STRADALI

Il dimensionamento viene condotto confrontando il valore di portata proveniente dal calcolo del Metodo Razionale, con il valore di portata ricavato dall'equazione di continuità di Manning, considerando il materiale di finitura e le caratteristiche geometriche della sezione idraulica della cunetta:

$$Q = A_m \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \sqrt{i}$$

con R, pari al raggio idraulico, così definito:

$$R = \frac{A_m}{P_m}$$

- Q=portata del canale in m³/s;
- Am=area bagnata in m²;
- n=coefficiente di resistenza di Manning in (s / m^{1/3});
- i=pendenza longitudinale del dreno.

I criteri con i quali è stata svolta l'analisi idraulica sono:

- Scelta di una sezione tipo trapezoidale con geostuoia e inerbimento con idrosemina di area pari a 0.32 mq con le seguenti caratteristiche dimensionali:

B	b	h	β	Sezione
1.20	0.40	0.40	45	Trapezia

Tabella 4-5– Caratteristiche geometriche cunetta di scolo

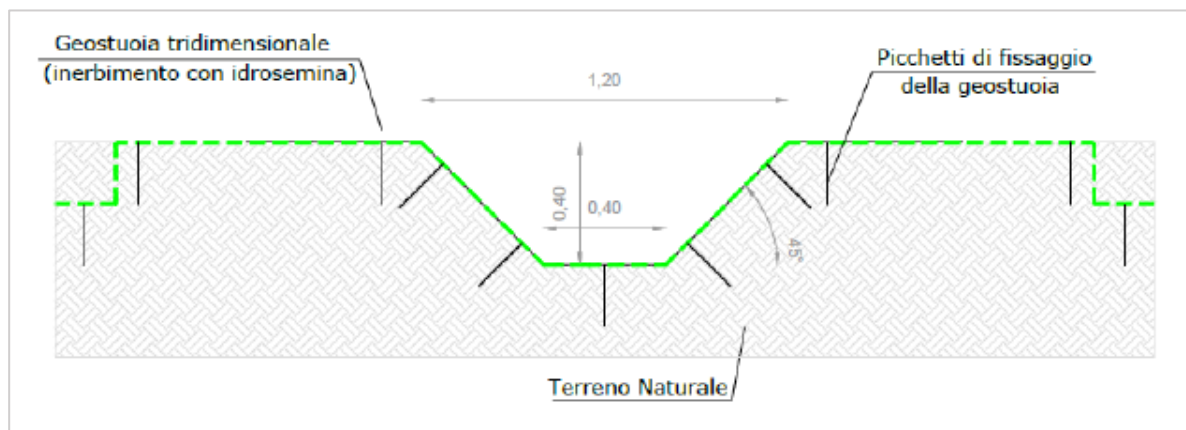


Figura 4-8– Sezione drenaggio – Canale trapezoidale in terra

- Rispetto della velocità pari a 1.65 m/s come indicato dalle specifiche tecniche del Cliente per la tipologia di cunetta scelta (cunetta trapezoidale in terra non rivestita).

Di seguito si riportano pertanto i calcoli idraulici utili ai fini del dimensionamento della cunetta.

Area	b (m)	h (m)	Am (mq)	scarpa	Pm (m)	Manning	i (strada)	Velocità (m/s)
WTG1	0.400	0.302	0.212	1.000	1.255	0.030	0.003	0.56
WTG2	0.400	0.251	0.164	1.000	1.111	0.030	0.130	3.36
WTG3	0.400	0.246	0.159	1.000	1.095	0.030	0.022	1.36
WTG4	0.400	0.286	0.197	1.000	1.210	0.030	0.008	0.88
WTG5	0.400	0.297	0.207	1.000	1.240	0.030	0.003	0.56
WTG6	0.400	0.196	0.117	1.000	0.954	0.030	0.130	2.96
WTG7	0.400	0.242	0.155	1.000	1.084	0.030	0.056	2.17
WTG8	0.400	0.197	0.117	1.000	0.957	0.030	0.003	0.45
WTG9	0.400	0.257	0.169	1.000	1.125	0.030	0.129	3.37
WTG10	0.400	0.010	0.050	1.000	0.681	0.030	0.129	2.10
Nuova Viabilità Collegamento WTG2-WTG3	0.4	0.204	0.123	1	0.977	0.030	0.129	3.01

Tabella 4-6 Dimensionamento cunette strade

Come si evince dai calcoli idraulici la soluzione ipotizzata di cunetta in terra non rivestita (delle dimensioni indicate in Tabella 31) è applicabile soltanto in alcune aree. È da precisare comunque che ai fini del dimensionamento è stata considerata, per le sole aree in scavo, la pendenza massima desunta dai profili delle strade onde simulare la condizione più gravosa per il moto.

In tutte le aree d'intervento si è dovuto procedere con un calcolo iterativo (per il rispetto dei criteri succitati) aumentando la base della sezione, non potendo intervenire né sui parametri della pendenza della strada e né sui valori di manning (il valore posto pari a 0.03 è caratteristico per canali in terra non rivestiti).

Il rispetto della velocità pari a 1.65 m/s richiede un aumento considerevole della larghezza di base della cunetta (in particolare nelle aree WTG2, WTG6, WTG7, WTG9, WTG10 e nella nuova strada di collegamento); pertanto, volendo confermare la sezione preliminare, che meglio si adatta alla funzione che andrà a svolgere in affiancamento alla viabilità, è necessario prevedere, nelle fasi successive della progettazione, un rivestimento dei canali che consenta di mantenere dei valori di velocità maggiori. Per una stima preliminare dei costi, riferiti alla tipologia di rete di drenaggio prevista (in terra e rivestita), si rinvia al computo metrico di progetto.

Inoltre saranno previsti opportuni sistemi di dissipazione all'uscita di canalette ed eventuali attraversamenti.

In questa fase della progettazione non si riscontrano linee di deflusso importanti che attraversano le nuove strade da realizzare (linee di colore magenta più spesse nelle immagini a seguire).

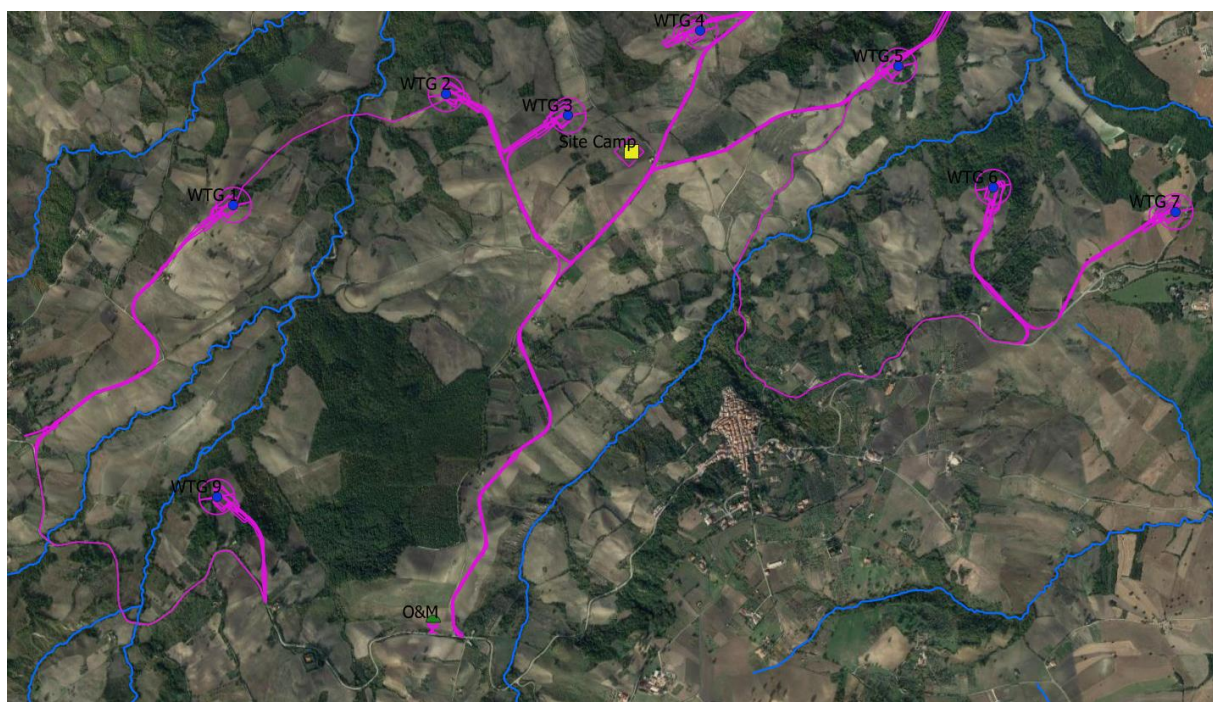


Figura 9: Sovrapposizione degli interventi in progetto (in magenta) sul reticolo idrografico (Fonte: Servizio WMS del Geoportale Nazionale)

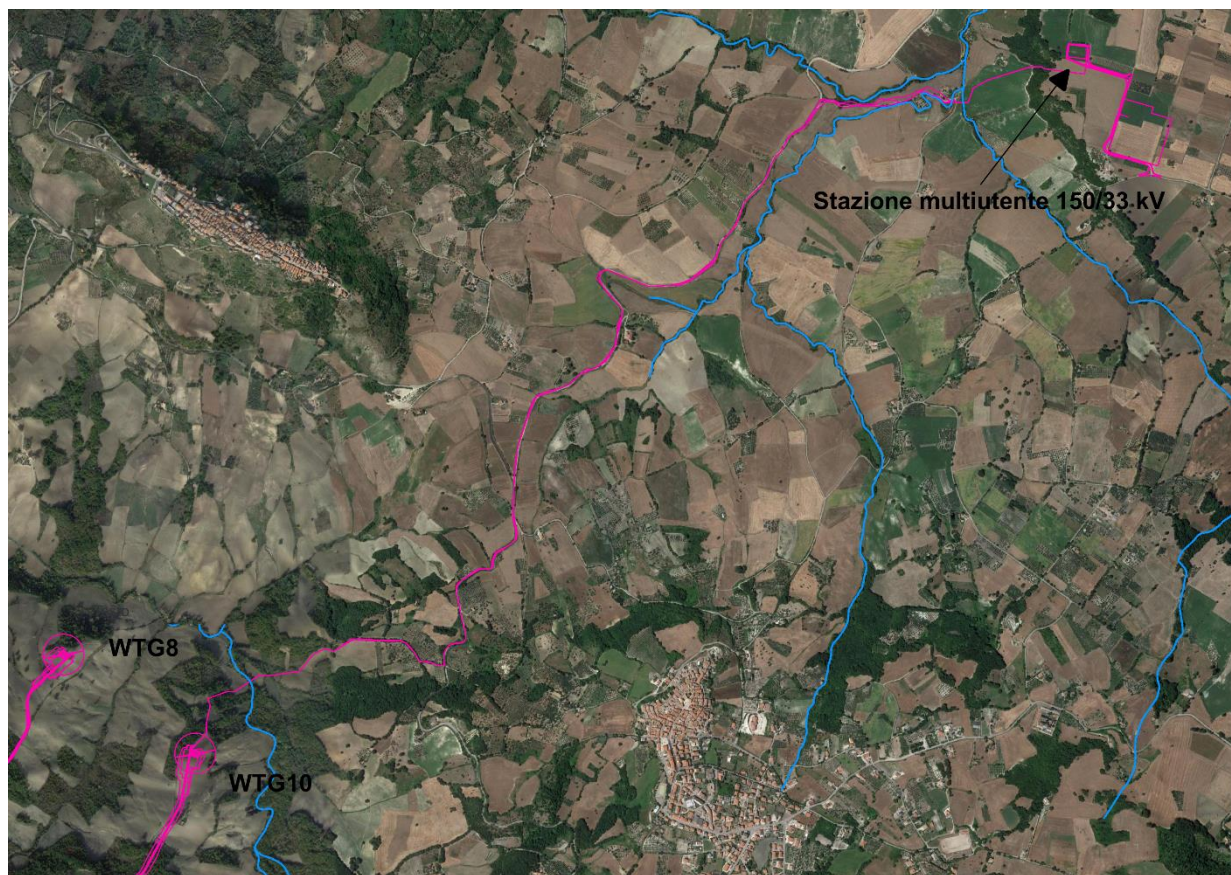


Figura 10: Sovrapposizione degli interventi in progetto (in magenta) sul reticolo idrografico (Fonte: Servizio WMS del Geoportale Nazionale)

Da quanto riportato in precedenza è prevista l'interferenza tra il reticolo idrografico ed i cavidotti interrati (linee in magenta meno spesse). Per maggiori approfondimenti sulla risoluzione delle interferenze si rinvia all'elaborato "GRE.EEC.R.73.IT.W.15235.12.008_ Relazione su censimento e risoluzione delle interferenze" ed alla trattazione del § successivo.

Non si riscontrano interferenze tra la viabilità in progetto ed il reticolo idrografico, qualora si dovesse verificare tale necessità è opportuno il rispetto di una delle seguenti metodologie di posa in opera di condotte circolari interrate al fine di garantire la durabilità della condotta.

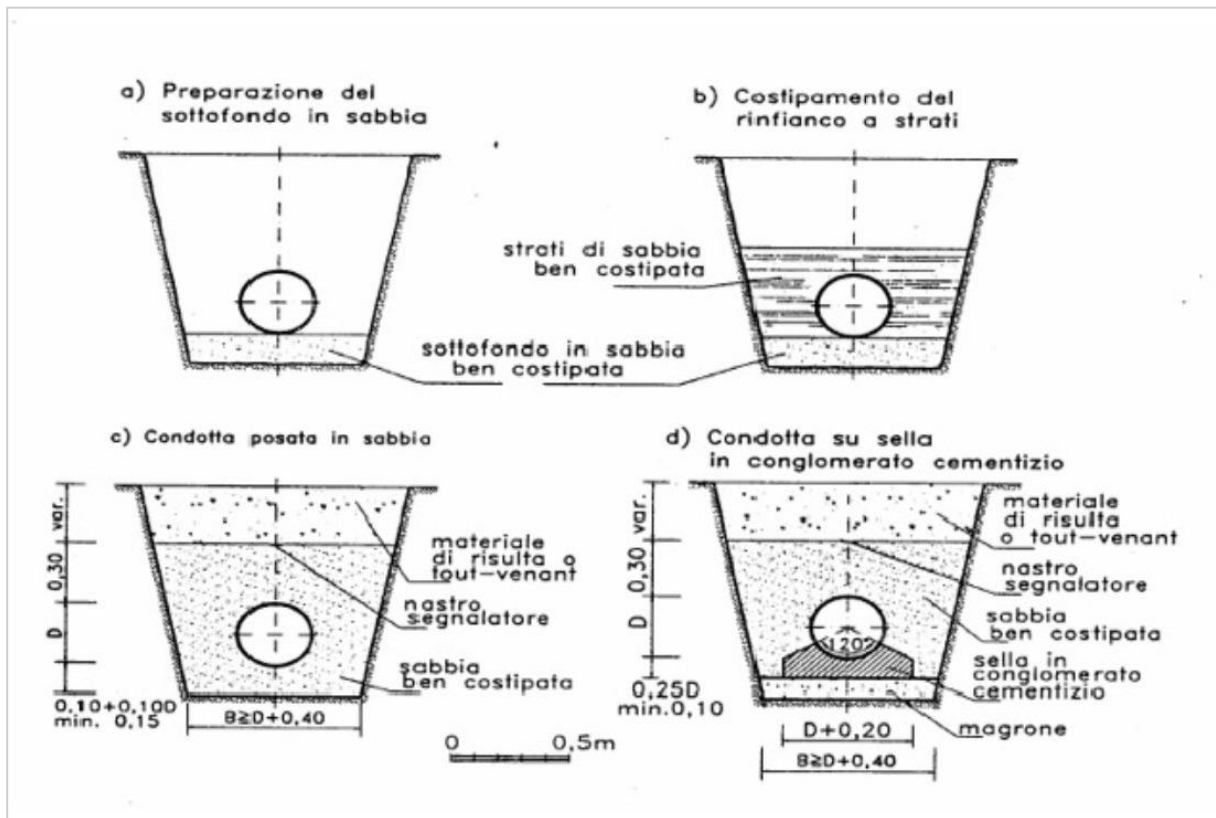


Figura 4-11– Metodologie posa in opera condotta interrata

5. ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI DEI CAVIDOTTI

I cavidotti in progetto interferiscono in più punti con il reticolo idrografico dell'area in esame, dove non è presente viabilità esistente o di progetto, e dove non sono presenti opere di attraversamento.

La soluzione progettuale proposta è quella di effettuare delle trivellazioni orizzontali controllate al fine di superare tali interferenze.

Tale attività meglio conosciuta come TOC è molto diffusa e permette il superamento e la posa delle tubazioni in condizioni dove sarebbe difficile se non impossibile intervenire con scavi a cielo aperto.

La tecnica TOC, supportata da precisi studi Geologici del sottosuolo, è molto utilizzata nei seguenti casi:

1. Superamento di alvei di fiumi;
2. Superamento di infrastrutture interferenti quali fognature e tubazioni idriche di grosse dimensioni, metanodotti, gasdotti;
3. Superamento di ferrovie;
4. Superamento di incroci e strade ad elevato traffico veicolare.

Le fasi operative per la posa di una tubazione mediante trivellazione controllata sono essenzialmente quattro:

1. Apertura buche di immersione e di emersione
2. esecuzione del foro pilota;
3. alesatura e pulizia del foro;
4. tiro e posa delle tubazioni.

L'esecuzione del foro pilota è la più delicata delle fasi di lavoro. La trivellazione avviene mediante l'inserimento nel terreno di una serie di aste flessibili rotanti, la prima delle quali collegata ad una testa di trivellazione orientabile. L'asportazione del terreno in eccesso avviene per mezzo di fanghi bentonitici e vari polimeri biodegradabili che, passando attraverso le aste di perforazione e fuoriuscendo dalla testa, asporta il terreno facendolo defluire a ritroso lungo il foro, fino alla buca di partenza (immersione) sotto forma di fango.

Il controllo della testa di trivellazione, generalmente, avviene ad onde radio o via cavo per mezzo di una speciale sonda che, alloggiata all'interno della testa, è in grado di fornire in ogni istante dati multipli su profondità, inclinazione e direzione sul piano orizzontale. Di frequente utilizzo, in casi in cui non è possibile guidare la testa della trivella con uno dei metodi descritti precedentemente, si ricorre ad un sistema di guida denominato Para Track. Tale sistema consiste nel guidare la testa

rotante tramite un segnale GPS di estrema precisione, permettendo così di ridurre ulteriormente eventuali deviazioni della trivellazione.

Una volta realizzato il foro pilota, la testa di trivellazione viene sostituita con particolari alesatori di diverso diametro che vengono trascinati a ritroso all'interno del foro, i quali, ruotando grazie al moto trasmesso dalle aste, esercitano un'azione fresante e rendono il foro del diametro richiesto, sempre coadiuvati dai getti di fango per l'asportazione del terreno e la stabilizzazione delle pareti del foro (generalmente il diametro dell'alesatura deve essere del 20- 30% più grande del tubo da posare).

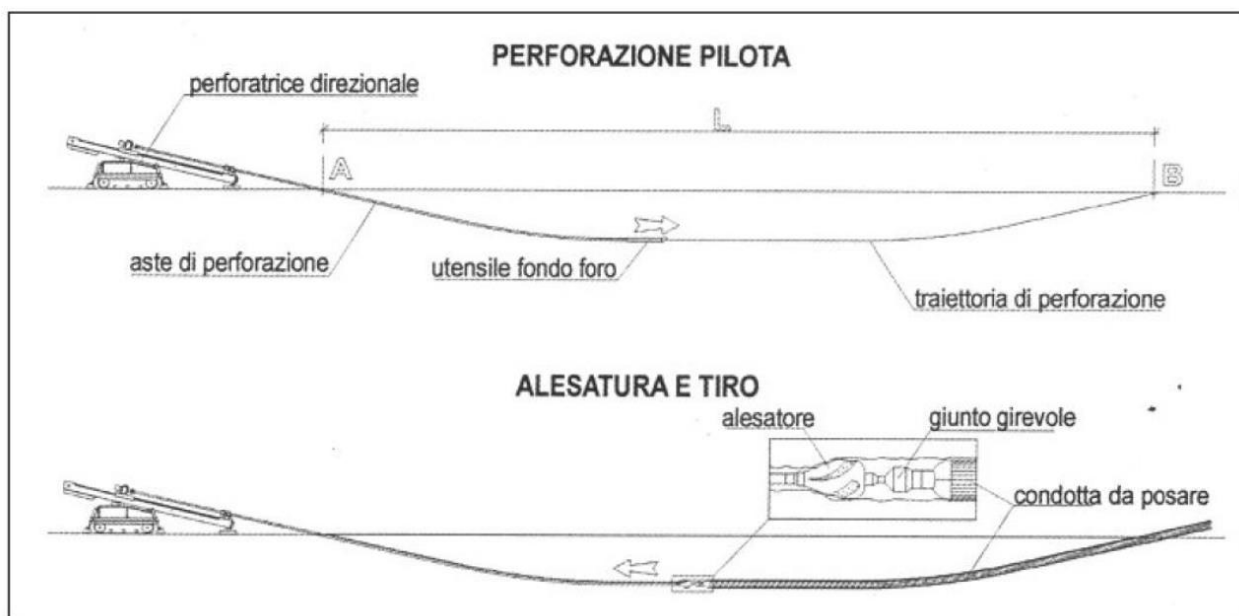


Figura 5-11– Fasi tipiche della realizzazione di una TOC

Terminata la fase di alesatura, viene agganciato il tubo o il fascio di tubi (PEAD) dietro l'alesatore stesso per mezzo di un giunto rotante (per evitare che il moto di rotazione sia trasmesso al tubo stesso) e viene trainato a ritroso fino al punto di partenza.

Per quanto riguarda la presente tipologia di lavorazione, sono necessarie delle specifiche aree di lavoro per il posizionamento della macchina per la realizzazione delle TOC. Le aree di lavoro consistono:

1. Ingombro della trivella
2. Buca di immersione delle aste
3. Area di lavoro degli operatori
4. Buca di emersione delle aste
5. Area per la termosaldatura delle tubazioni PEAD

Si rinvia alla fase di progettazione esecutiva per uno studio di dettaglio supportato da indagini al fine di stabilire la profondità di perforazione. Entrata e uscita della TOC devono essere esterne a

ad eventuali aree esondabili, per come individuabili nelle cartografie del PAI, al fine di non interferire con la sezione del corso d'acqua.

6. CONCLUSIONI

Sulla scorta di quanto illustrato nel presente studio è possibile affermare che:

- Dallo studio del DTM e dal relativo tracciamento dei bacini idrografici, attraverso l'ausilio del software Google Earth è emerso tutta l'area in esame è caratterizzata dalla presenza di impluvi naturali; in particolare le aree WTG1, WTG2, WTG3, WTG4, WTG5, WTG7, WTG8, WTG10 e le aree destinate alla stazione multiutente di trasformazione 150/33 kV e al site camp, trovandosi sulla linea di displuvio dei bacini idrografici (del vallone Acquaviva, del torrente di Castellelce, del torrente Canniviere e dei loro rispettivi affluenti) e dunque ad una quota altimetrica molto elevata rispetto agli impluvi che costituiscono il reticolo idrografico, non necessitano della verifica ad esondazione.
- La verifica delle aree esondabili dai corsi d'acqua è stata condotta utilizzando il software HEC-RAS 5.0.5 ed effettuando quindi la schematizzazione idraulica del fenomeno. Per i corsi d'acqua, sono state tracciate le varie sezioni trasversali effettuando il calcolo con portate al colmo di piena stimate in corrispondenza di un tempo di ritorno di 200 anni: come precedentemente specificato, la verifica non ha visto l'esondazione di nessun tratto di fiume per eventi di piena e tempi di ritorno di 200 anni e pertanto le aree destinate all'ubicazione delle WTG risultano non allagabili;
- dati e strumenti offerti nel presente studio e che costituiscono un predimensionamento dei canali di drenaggio dovranno essere opportunamente revisionati in una successiva fase esecutiva.
- Il dimensionamento delle cunette stradali per il drenaggio delle acque piovane ha previsto il tracciamento dei bacini d'influenza per l'individuazione delle caratteristiche geometriche dell'area. Successivamente è stata calcolata la curva di possibilità pluviometrica per tempi di ritorno pari a 10 anni e con l'applicazione di modelli afflussi – deflussi come il modello razionale (per sottobacini di estensione minore di 10 kmq) è stato possibile calcolare la portata di progetto con la quale dimensionare le cunette stesse. Dai calcoli idraulici la soluzione ipotizzata di cunetta in terra non rivestita (delle dimensioni indicate in Tabella 31) è applicabile soltanto in alcune aree. Il rispetto della velocità pari a 1.65 m/s richiede un aumento considerevole della larghezza di base della cunetta (in particolare nelle aree WTG2, WTG6, WTG7, WTG9, WTG10 e per la nuova strada di collegamento tra la WTG2 e la WTG3 (figura 4-6)); pertanto, volendo confermare la sezione preliminare, che meglio si adatta alla funzione che andrà a svolgere in fiancheggiamento

alla viabilità, è necessario prevedere, nelle fasi successive della progettazione, un rivestimento dei canali che consenta di mantenere dei valori di velocità maggiori.

- I cavidotti in progetto interferiscono in più punti con il reticolo idrografico dell'area in esame, dove non è presente viabilità esistente o di progetto, e dove non sono presenti opere di attraversamento. La soluzione progettuale proposta è quella di effettuare delle trivellazioni orizzontali controllate (TOC) al fine di superare tali interferenze.

Si rinvia alla fase di progettazione esecutiva per uno studio di dettaglio, supportato da indagini, al fine di stabilire la profondità di perforazione. Entrata e uscita della TOC devono essere esterne ad eventuali aree esondabili, per come individuabili nelle cartografie del PAI, al fine di non interferire con la sezione del corso d'acqua.

Il Tecnico

Ing. Leonardo Sblendido



The stamp is circular and contains the following text: "INGEGNERE COSENZA", "Ingegnere", "LEONARDO SBLENDIDO", "Laurea Specialistica", "Sezione A n. 1947", "Sezione Informazione", and "Ambientale - Industriale".