



Engineering & Construction



WE ENGINEERING

EGP CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15066.00.058.00

PAGE

1 di/of 40

TITLE: Relazione idraulica

AVAILABLE LANGUAGE: IT

IMPIANTO EOLICO SINDIA

RELAZIONE IDRAULICA

Il Tecnico

Ing. Leonardo Sblendido

File: GRE.EEC.R.25.IT.W.15066.00.058.00_Relazione idraulica

00	15/12/2021	PRIMA EMISSIONE	F. Greco	G. Alfano	L. Sblendido
REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED

EGP VALIDATION

	G. Buonomo	A. Puosi
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROGETTO / IMPIANTO SINDIA	EGP CODE																		
	GROUP	FUNCION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT	SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION									
	GRE	EEC	R	2	5	I	T	W	1	5	0	6	6	0	0	0	5	8	0

CLASSIFICATION	Company	UTILIZATION SCOPE	Preliminary
----------------	---------	-------------------	-------------

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 PowerS.p.A.

INDICE

INTRODUZIONE	3
1 METODI AFFLUSSI – DEFLUSSI	3
1.1 Metodo Razionale.....	3
1.2 Metodo SCS-Curve Number.....	4
2 ANALISI IDRAULICA E VERIFICA AREE ESONDABILI.....	9
2.1 Inquadramento aree di intervento.....	9
2.2 Individuazione dei bacini di interesse	15
2.3 Calcolo del tempo di corrivazione	17
2.4 Stima curva di possibilità pluviometriCa.....	19
2.5 Applicazione metodo SCS Curve Number	20
2.6 Verifica delle aree esondabili	23
2.6.1 Analisi idraulica area WTG 02.....	24
2.6.2 Analisi idraulica area WTG 08.....	26
3 DIMENSIONAMENTO DELLE CUNETTE STRADALI	28
3.1 Individuazione dei bacini di influenza.....	29
3.2 Stima della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all’ora (BELL).....	31
3.3 Calcolo della portata al colmo di piena.....	33
3.4 Dimensionamento cunette stradali	35
4 CONCLUSIONI.....	39

INTRODUZIONE

La presente relazione si propone di effettuare, nell'ambito della progettazione di un impianto eolico da realizzarsi nei comuni di Sindia, Scano di Montiferro e Santu Lussurgiu in Sardegna, lo studio idraulico, sulla scorta dello studio idrologico, al fine di effettuare la verifica ad esondazione delle aree oggetto di intervento e il predimensionamento delle cunette per la regimazione delle acque.

1 METODI AFFLUSSI – DEFLUSSI

1.1 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 (m^3/s)
- S = sottobacino imbrifero a monte della sezione di chiusura (m^2)
- 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 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.

1.2 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 di uso del suolo	Tipo di 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 e sottobosco 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 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 - 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 [$m^3/sec \cdot mm$];

P_e = pioggia efficace [mm];

S = estensione del bacino [km^2];

t_a = tempo di accumulo [ore].

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

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



Engineering & Construction



EGP CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15066.00.058.00

PAGE

8 di/of 40

Dove:

Q = portata al colmo [m^3/s];

Q_p = portata di picco dell'idrogramma unitario [$m^3/sec*mm$];

$h_{T_c, T}$ = 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).

2 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.

2.1 INQUADRAMENTO AREE DI INTERVENTO

L'area oggetto di intervento ricade nei comuni di Sindia, Scano di Montiferro e Santu Lussurgiu e in particolare si tratta di n. 13 aree destinate a WTG e un'area destinata a Sottostazione. L'area è compresa nel Bacino idrografico denominato Coghinas-Mannu-Temo.

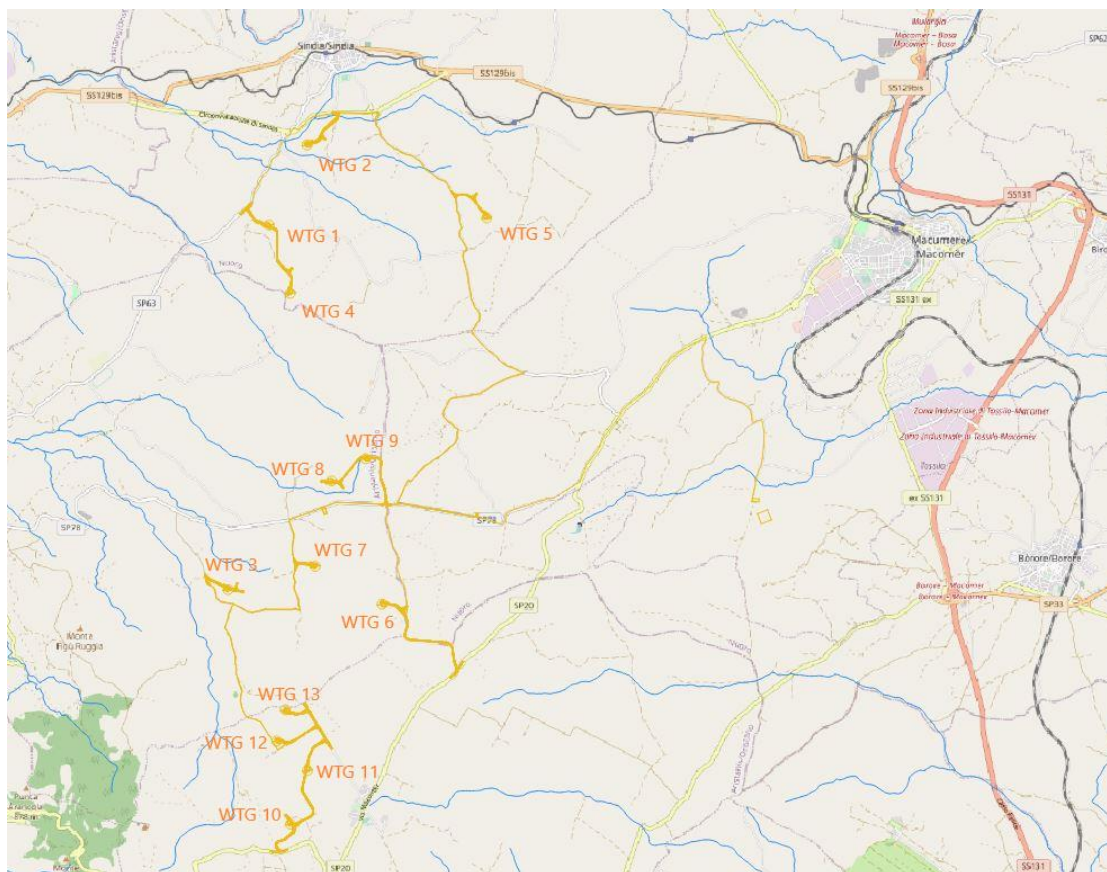


Figura 1- Inquadramento su Google Map aree d'intervento

Dallo studio della rete idrografia nazionale scaricata dal Geoportale Nazionale sono state individuate le aste fluviali che interessano le aree in esame.

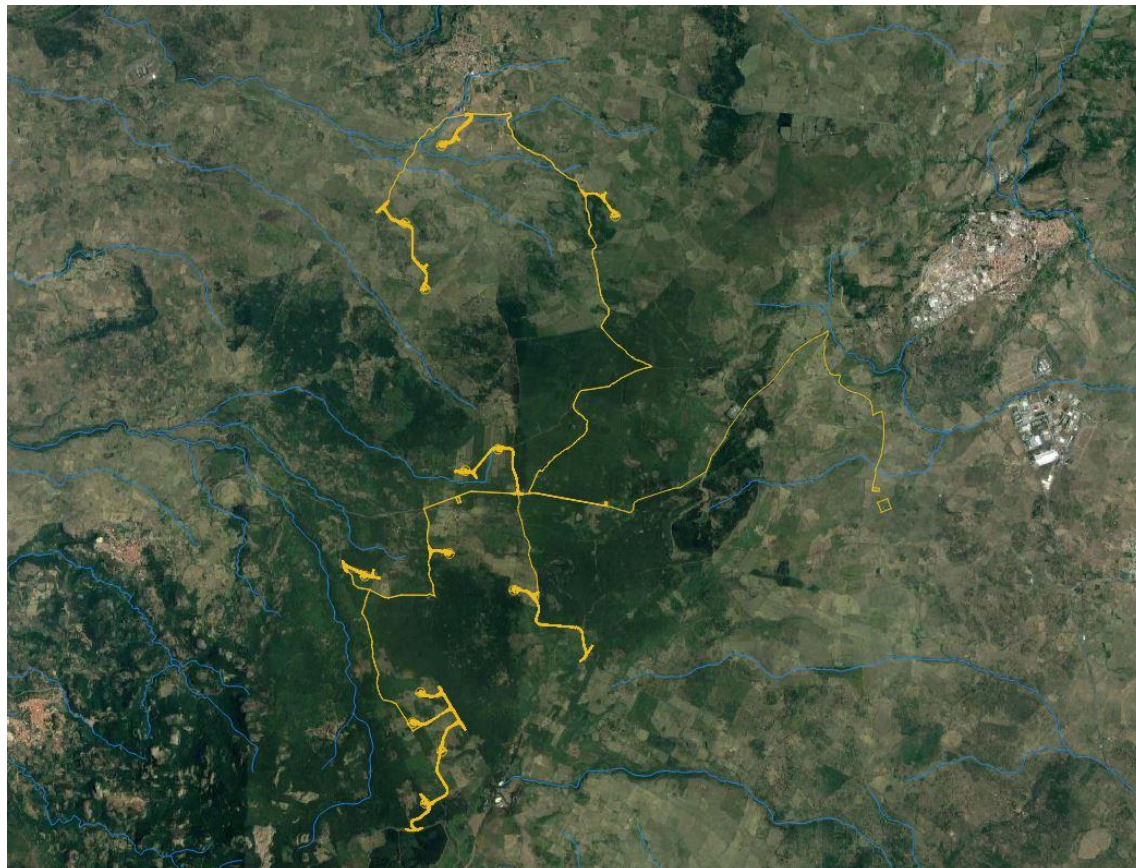


Figura 2- Inquadramento su ortofoto e indicazione delle principali aste

Dallo studio del DTM e dal relativo tracciamento dei bacini idrografici, attraverso l'ausilio del software Google Earth è emerso che le aree di impianto nonché l'area destinata alla sottostazione non necessitano della verifica ad esondazione ad eccezione della WTG02 e WTG08, . Tutta l'area in esame è caratterizzata dalla presenza di impluvi naturali di modeste dimensioni e di canali destinati allo scolo delle acque piovane di piccole dimensioni; i siti che non devono essere studiati,(P01, P03, P04, P05, P06, P07, P09, P10, P11, P12 e P13) sono situati in aree dove non ci sono corsi d'acqua rilevanti nelle vicinanze e sono anche in aree elevate, non necessitando pertanto della verifica ad esondazione.

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

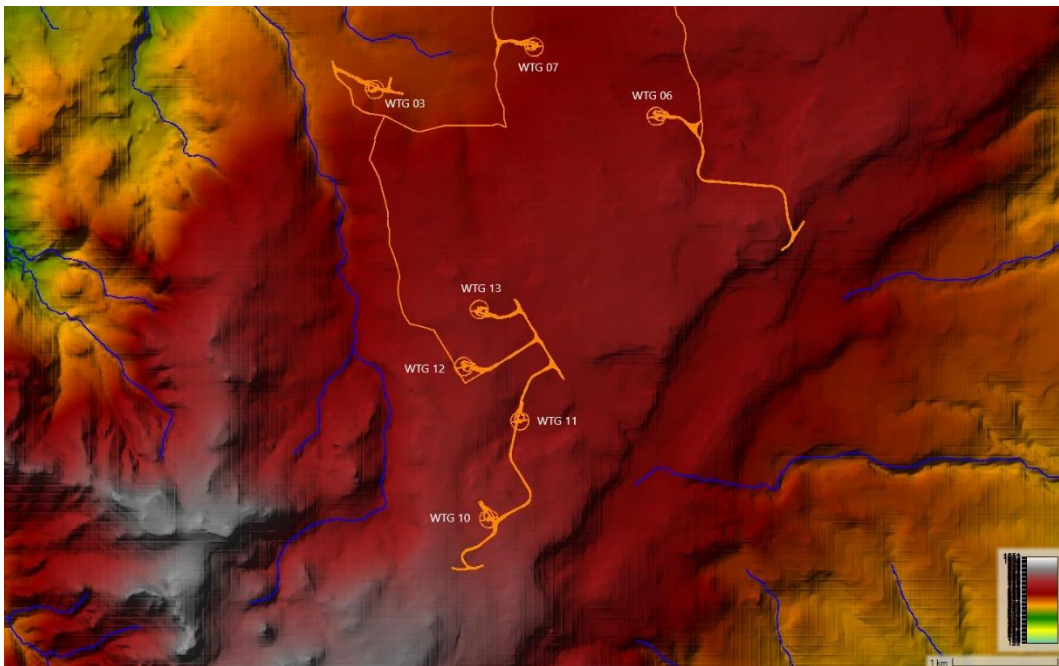


Figura 3- Localizzazione area sud

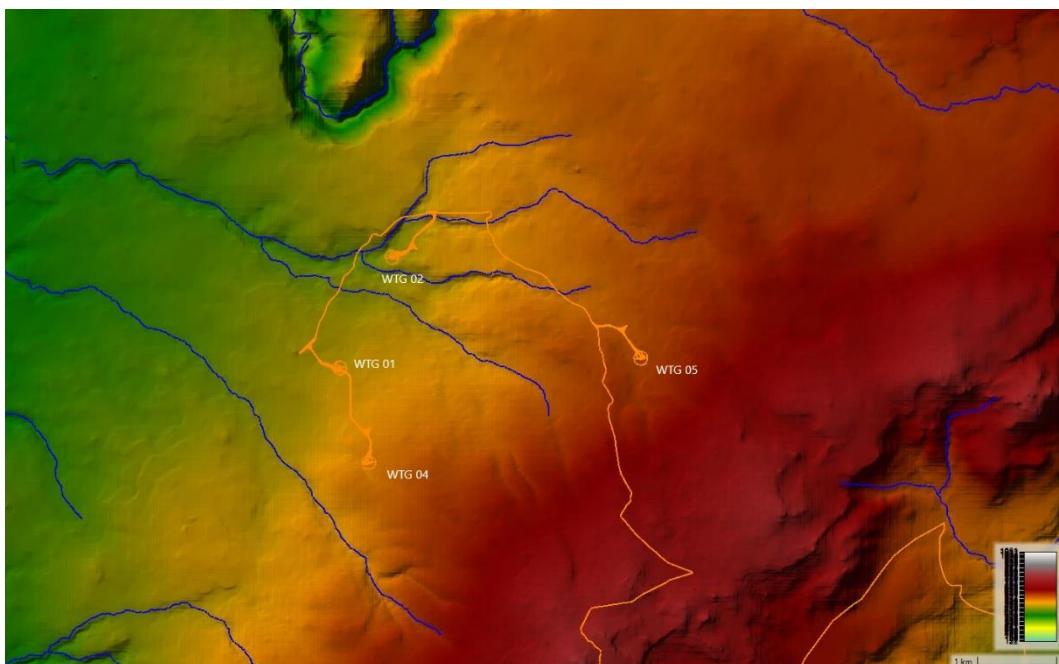


Figura 4- Localizzazione area nord

Le seguenti immagini mostrano i siti che possono essere a rischio.

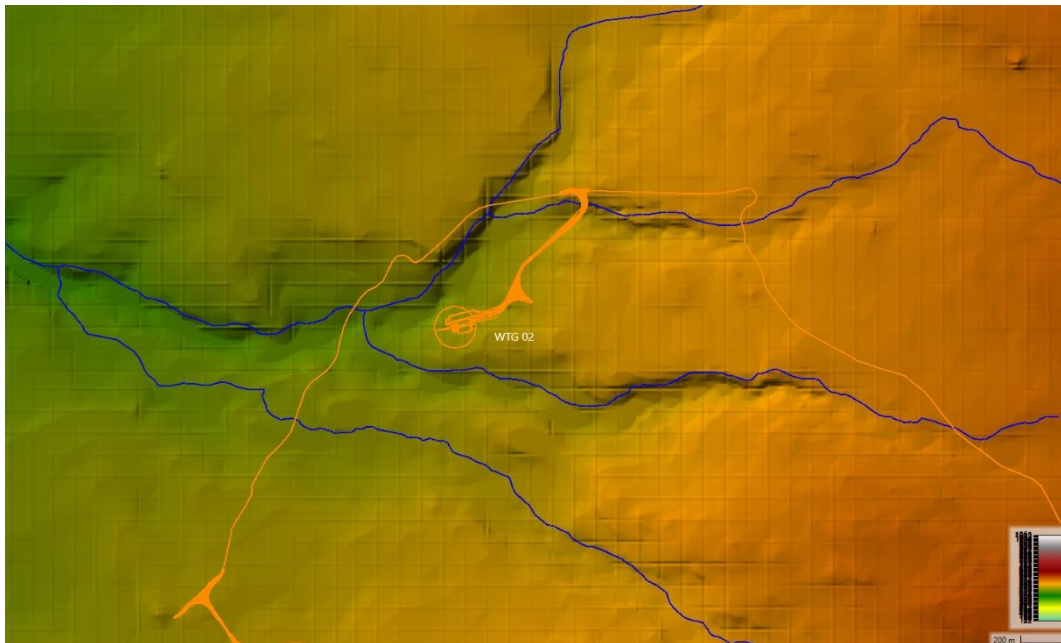


Figura 5- Localizzazione area WTG 02

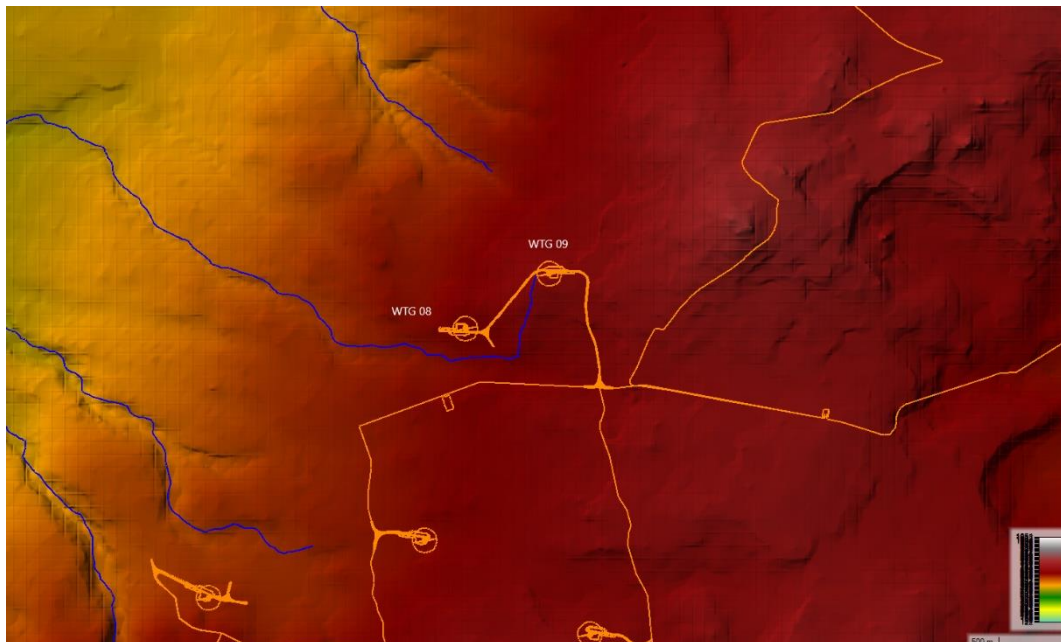


Figura 6- Localizzazione area WTG 08 e WTG 09

Si può vedere che WTG 09 è sopra l'inizio del canale, che sarebbe la zona di delimitazione dello spartiacque. È quindi a rischio di inondazioni.

Per corroborare quanto sopra, le aree a rischio idraulico sono mostrate qui sotto, classificate secondo il livello di rischio nei seguenti livelli:

- R1: Rischio moderato o nullo.
- R2: Rischio medio;
- R3: Rischio elevato;
- R4: Rischio molto elevato.

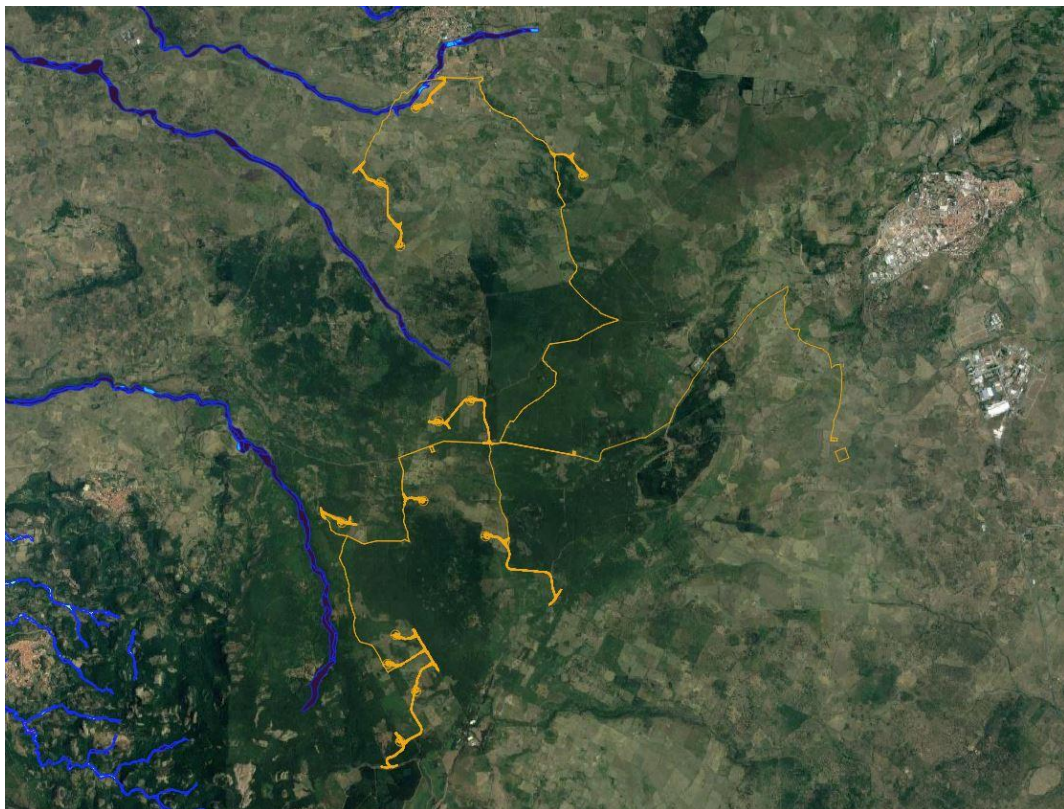


Figura 7- Rischio idraulico

Come si può vedere nell'immagine qui sopra, tutte le aree di studio sono al di fuori delle zone a rischio.

Nella zona nord si può identificare una zona di rischio vicino a WTG 02, che viene studiata più in dettaglio qui di seguito.

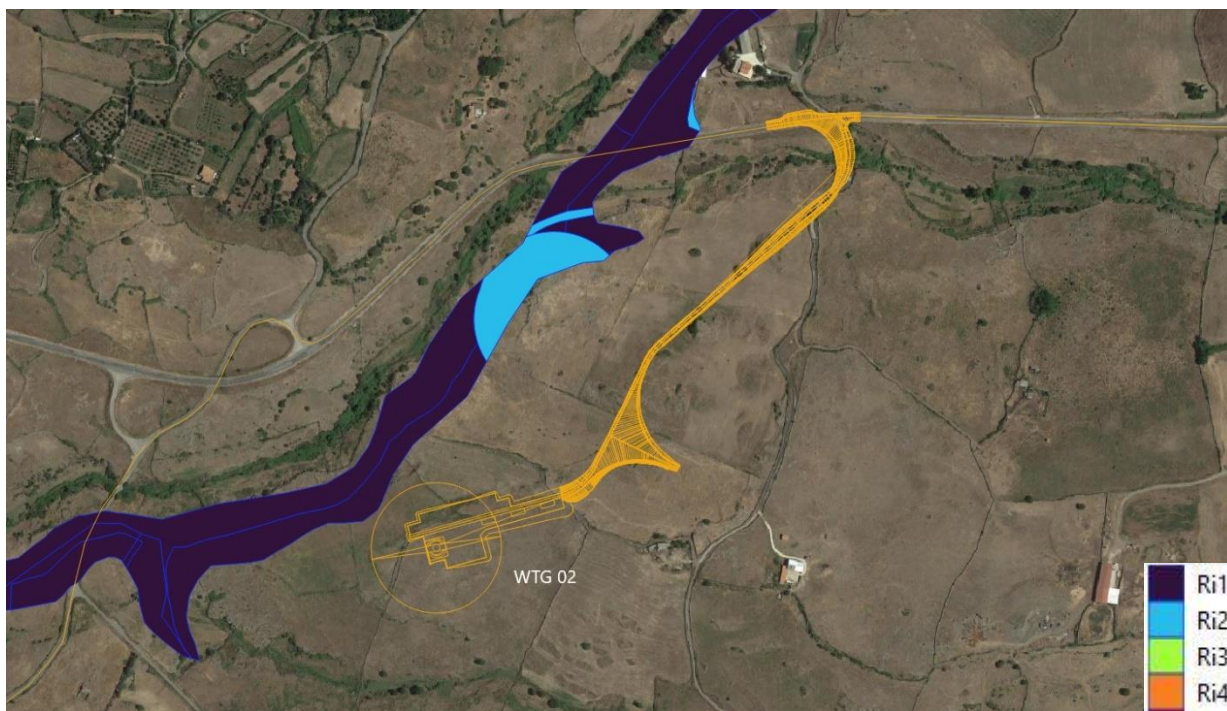


Figura 8- Rischio idraulico WTG 02

Si può vedere che l'area WTG 02 non entra in contatto con le aree a rischio. Anche così, le aree a rischio vicine sono a rischio medio o moderato/nullo.

Si può dedurre che, non essendo all'interno di alcuna area di rischio idraulico, non è necessario effettuare alcuna azione e non ci sono restrizioni amministrative.

2.2 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.

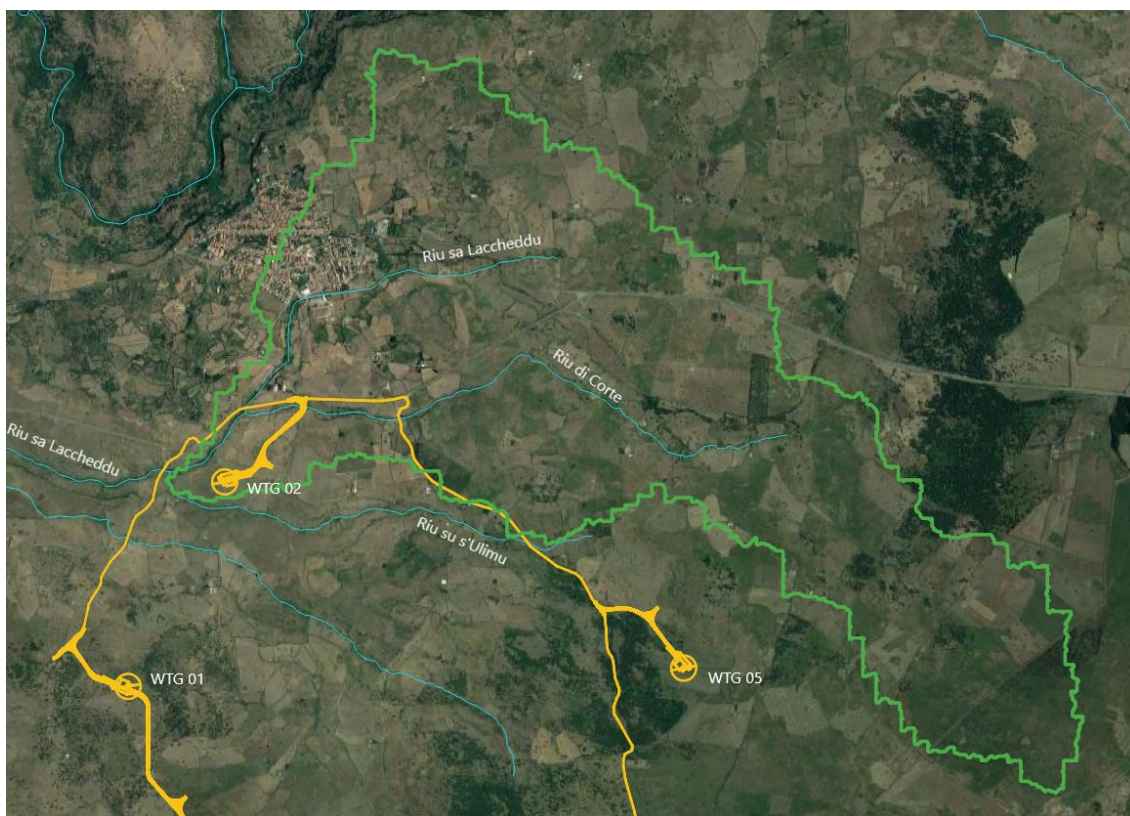


Figura 9- Delimitazione bacini idrografici di interesse WTG02



Figura 10- Delimitazione bacini idrografici di interesse WTG08

In particolare, sono stati esaminati i bacini che generano riu sa Laccheddu e riu da Corte per il sito WTG02 e anche il bacino che genera riu Trainu Badde Cannas per il sito WTG08. Di seguito si riportano le principali caratteristiche dei bacini WTG 02 e WTG 08 alla sezione di chiusura considerata:

Bacino WTG 02	
Pendenza media (%)	4.82
Area (Km ²)	11.242
Lunghezza asta (km)	4.876

Tabella 3- Caratteristiche bacino in esame

Bacino WTG 08	
Pendenza media (%)	5.97
Area (Km ²)	8.11
Lunghezza asta (km)	6.711

Tabella 4- Caratteristiche bacino in esame

2.3 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 Passini**

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

– **Formula di Viparelli**

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

– **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 (m/m)

L è la lunghezza dell'asta principale (km)

i_k è la pendenza media dell'asta principale (m/m)

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

I valori del tempo di corrivazione sono stati ottenuti per i bacini di interesse alla sezione di chiusura considerata.

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

BACINO WTG 02	
<i>Formule</i>	<i>T_c</i>
Pezzoli	1.539
Pasini	2.310
Viparelli	0.903
Ventura	1.943
Tc medio	1.674

Tabella 5- Tempo di corrivazione calcolato

BACINO WTG 08	
<i>Formule</i>	<i>T_c</i>
Pezzoli	1.794
Pasini	2.465
Viparelli	1.243
Ventura	1.483
Tc medio	1.746

Tabella 6- Tempo di corrivazione calcolato

Il tempo di corrivazione finale è stato ottenuto come media dei tempi di corrivazione calcolati con le formule di letteratura.

2.4 STIMA CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Per il calcolo della curva di possibilità pluviometrica, sono stati utilizzati dati orari corrispondenti a un periodo di ritorno di 200 anni.

Con i dati di pioggia raccolti, per diversi periodi di tempo, i dati ottenuti sono approssimati a una curva potenziale, dove si ottengono i parametri a e n .

La seguente tabella mostra i dati sulle precipitazioni per diversi periodi orari:

T=200										
t (ore)	1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
ht, T	12.92									
	7	16.806	19.822	22.408	24.562	26.286	29.303	34.474	39.214	43.092

Tabella 7- Valori di pioggia

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

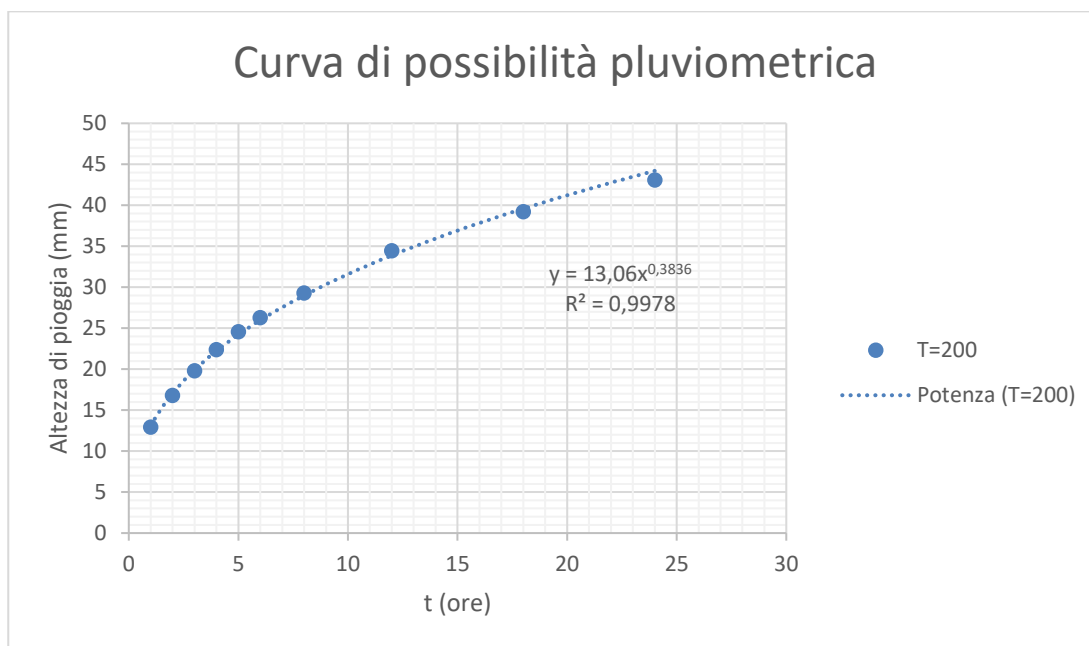


Figura 11- Curva di possibilità pluviometrica

T	a	n
200	13.06	0.3836

Tabella 8- Parametri della curva di possibilità pluviometrica

2.5 APPLICAZIONE METODO SCS CURVE NUMBER

Nonostante il fatto che uno dei bacini calcolati non superi il 10 km², 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 di GEV, si è ricavato il pluviogramma di progetto per un tempo di ritorno di 200 anni.

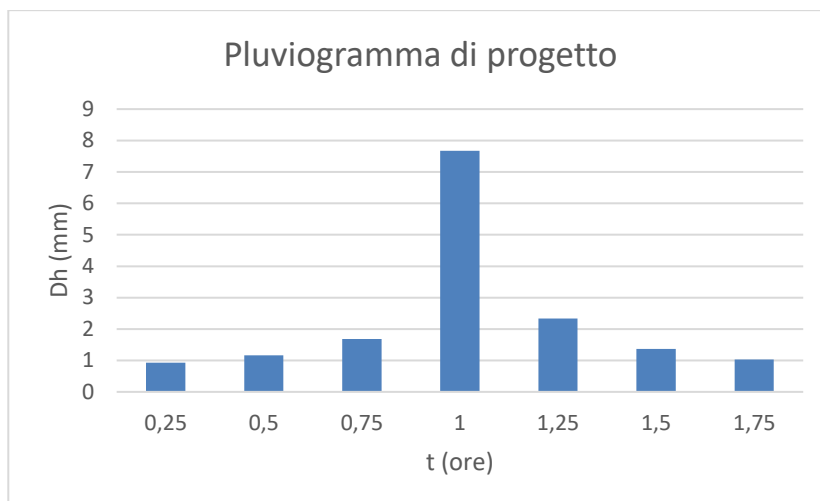


Figura 12- Pluviogramma di progetto

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 $CN(II) = 80$ (WTG 02) e $CN(II) = 77$ (WTG 08) sono stati ottenuti tenendo conto dei confini del bacino e della mappa dei numeri di curva fornita dalle risorse ufficiali della Sardegna.

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 7 ore con intervallo di 1 minuti. Nello specifico si riportano di seguito i risultati ottenuti:

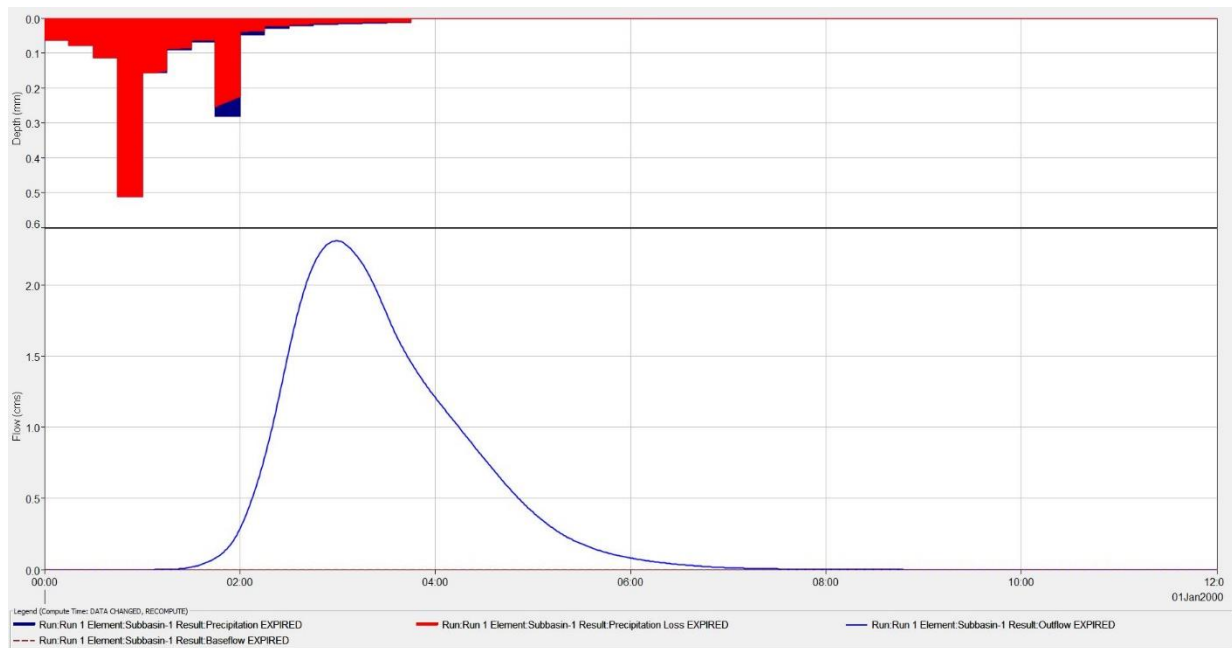


Figura 13- Idrogramma di piena WTG 02

Come si evince dall'idrogramma di piena la portata di picco per il bacino WTG 02 alla sezione di chiusura poco a valle del sito oggetto di intervento per un tempo di ritorno pari a 200 anni è pari $2.31 \text{ m}^3/\text{s}$ e si verifica dopo circa 3 ore dall'inizio dell'evento di pioggia.

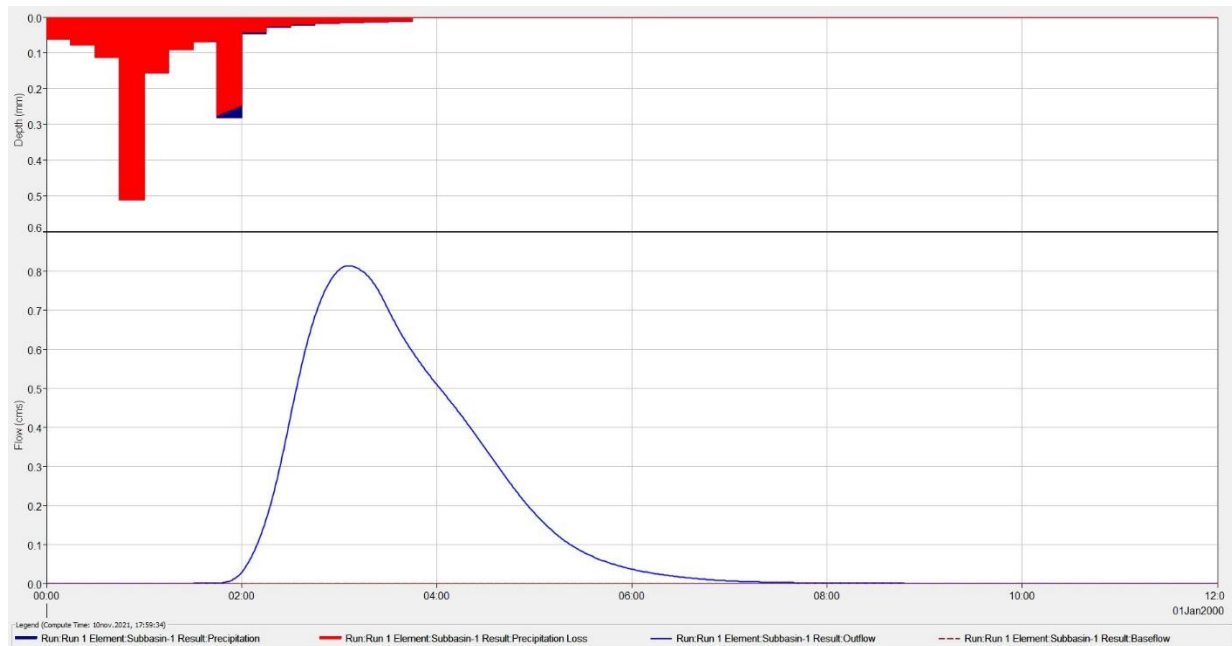


Figura 14- Idrogramma di piena WTG 08

Come si evince dall'idrogramma di piena la portata di picco per il bacino WTG 08 alla sezione di chiusura poco a valle del sito oggetto di intervento per un tempo di ritorno pari a 200 anni è pari $0.81 \text{ m}^3/\text{s}$ e si verifica dopo circa 3 ore dall'inizio dell'evento di pioggia.

2.6 VERIFICA DELLE AREE ESONDABILI

La verifica delle aree esondabili è stata effettuata per i riu Trainu Badde Cannas che sono vicini alle aree di studio WTG 08 e riu sa Laccheddu e di Corte per l'area di studio di WTG 02. L'analisi idraulica è stata condotta in condizioni di flusso instabile, 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 6.1 ed effettuando quindi la schematizzazione idraulica del fenomeno indagato come di seguito descritto:

- Partendo dalla base del terreno fornita dal DTM, vengono generate le geometrie dei bacini di studio, definendo sia il perimetro che le linee di condizione limite;
- 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 0.05 determinato sulla base della tabellazione di Chow V.T., 1959. (Tabella 9);
- 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, che è stato effettuato con periodi di un minuto per una maggiore precisione nel calcolo delle zone di inondazione, mentre per la sezione di valle è stata inserita la condizione di normal depth.

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 9- Valori del coefficiente di Manning

2.6.1 ANALISI IDRAULICA AREA WTG 02

Per effettuare l'analisi idraulica dell'area, si modella la geometria del bacino calcolato, definendo le linee di condizione limite sia a monte che a valle.

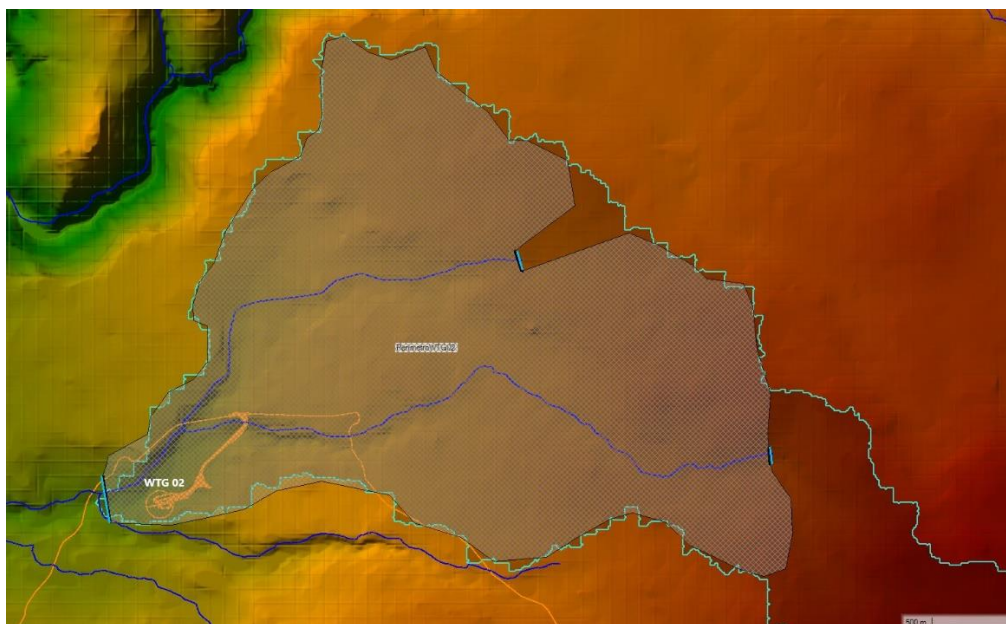


Figura 15- Geometria bacino WTG 02

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

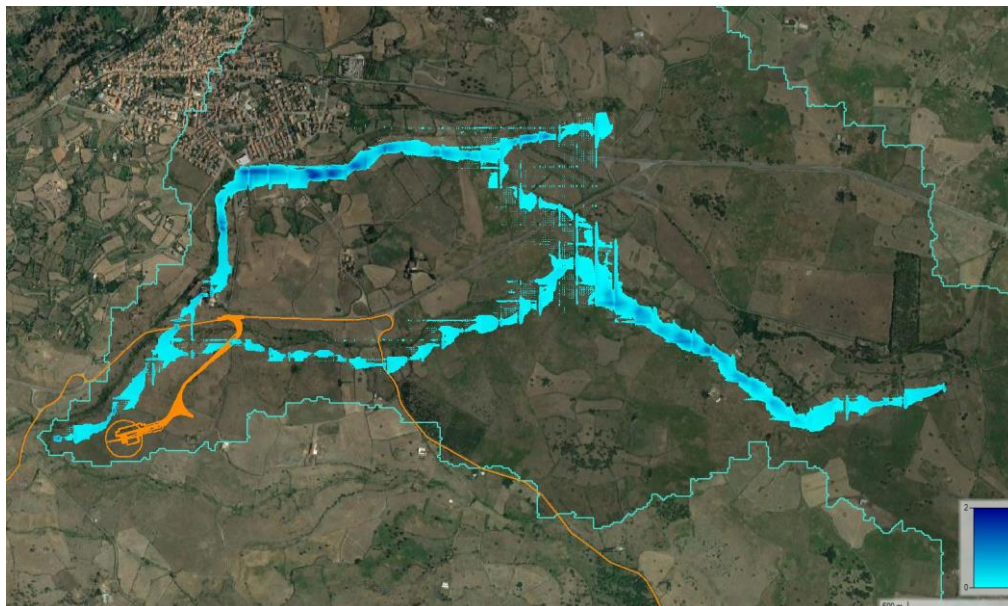


Figura 16- Altezza per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r = 200$ anni

Come si può vedere, il tiraggio generato nelle condizioni studiate non crea alcun pericolo nella zona di studio.

Nell'immagine seguente si può vedere più chiaramente che l'area di studio contrassegnata e

l'area inondata non sono interessate in nessun caso.

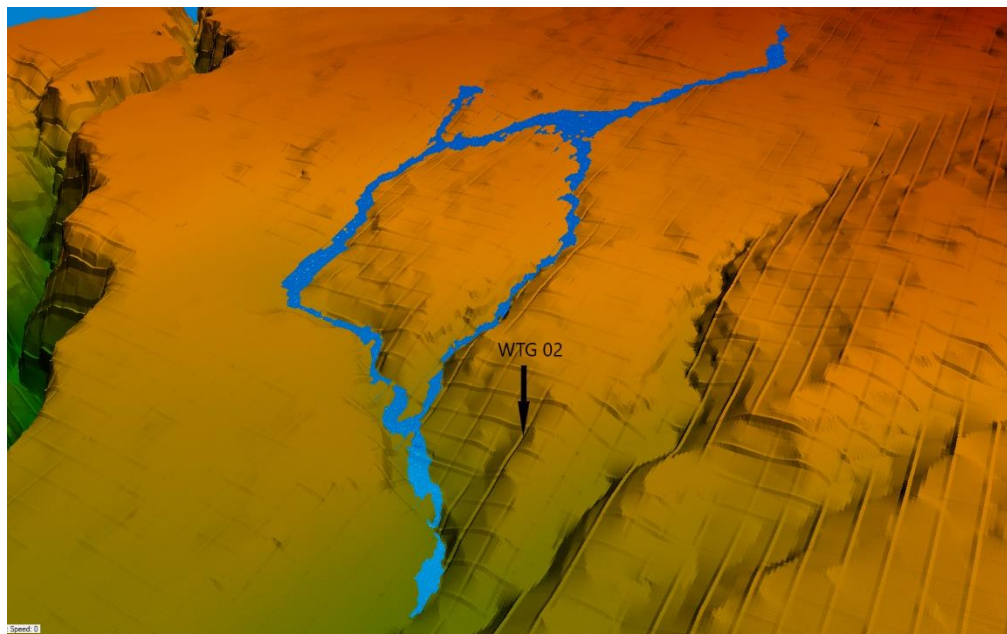


Figura 17- Area inondata 3D, per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $Tr = 200$ anni

2.6.2 ANALISI IDRAULICA AREA WTG 08

Come in WTG 02, per effettuare l'analisi idraulica dell'area, si modella la geometria del bacino calcolato, definendo le linee di condizione limite sia a monte che a valle.

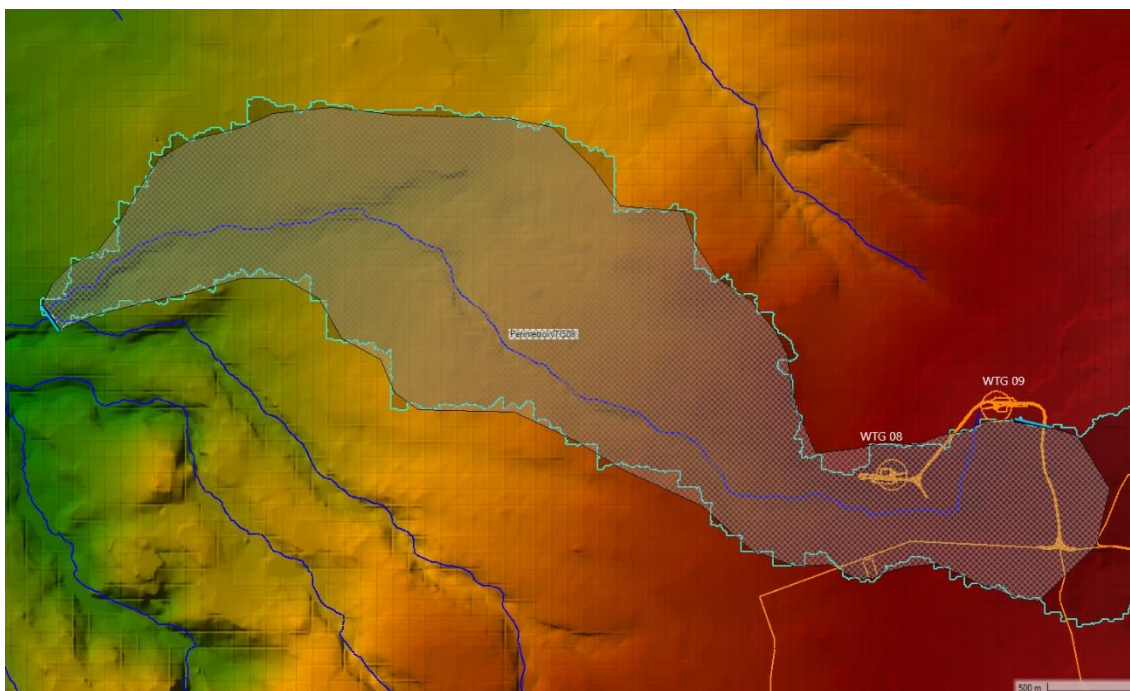


Figura 18- Geometria bacino WTG 08

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

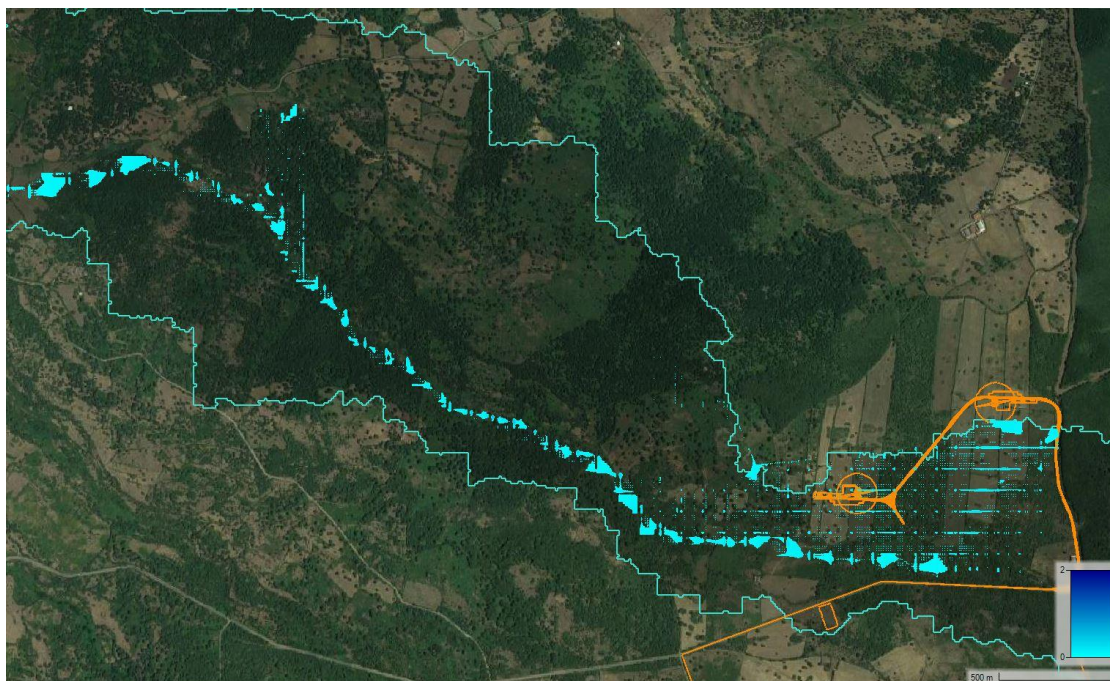


Figura 19- Altezza per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r = 200$ anni

Si può vedere nell'immagine che all'interno dell'area di studio WTG 08 si genera un allagamento diffuso, che è definito dalla sovrapposizione delle griglie DTM e genera errori.

Anche con questi errori generati dal terreno, le "inondazioni" che colpiscono l'area di studio sono trascurabili.

Nell'immagine seguente si può vedere più chiaramente che l'area di studio contrassegnata e l'area inondata non sono interessate in nessun caso.

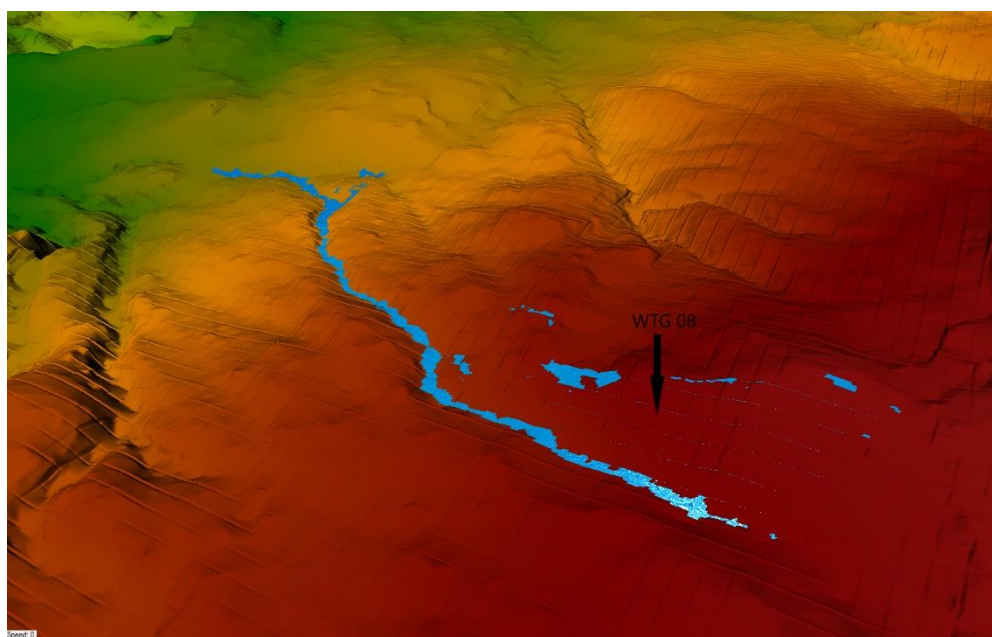


Figura 20- Area inondata 3D, per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $Tr = 200$ anni

3 DIMENSIONAMENTO DELLE CUNETTE STRADALI

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.

3.1 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).

I bacini sono stati tracciati a vantaggio di sicurezza, non considerando i canali di scolo e gli impluvi naturali presenti in sito e che di fatto garantiscono essi stessi l'allontanamento di un'aliquota delle acque piovane.

Di seguito si riportano le schematizzazioni ottenute.

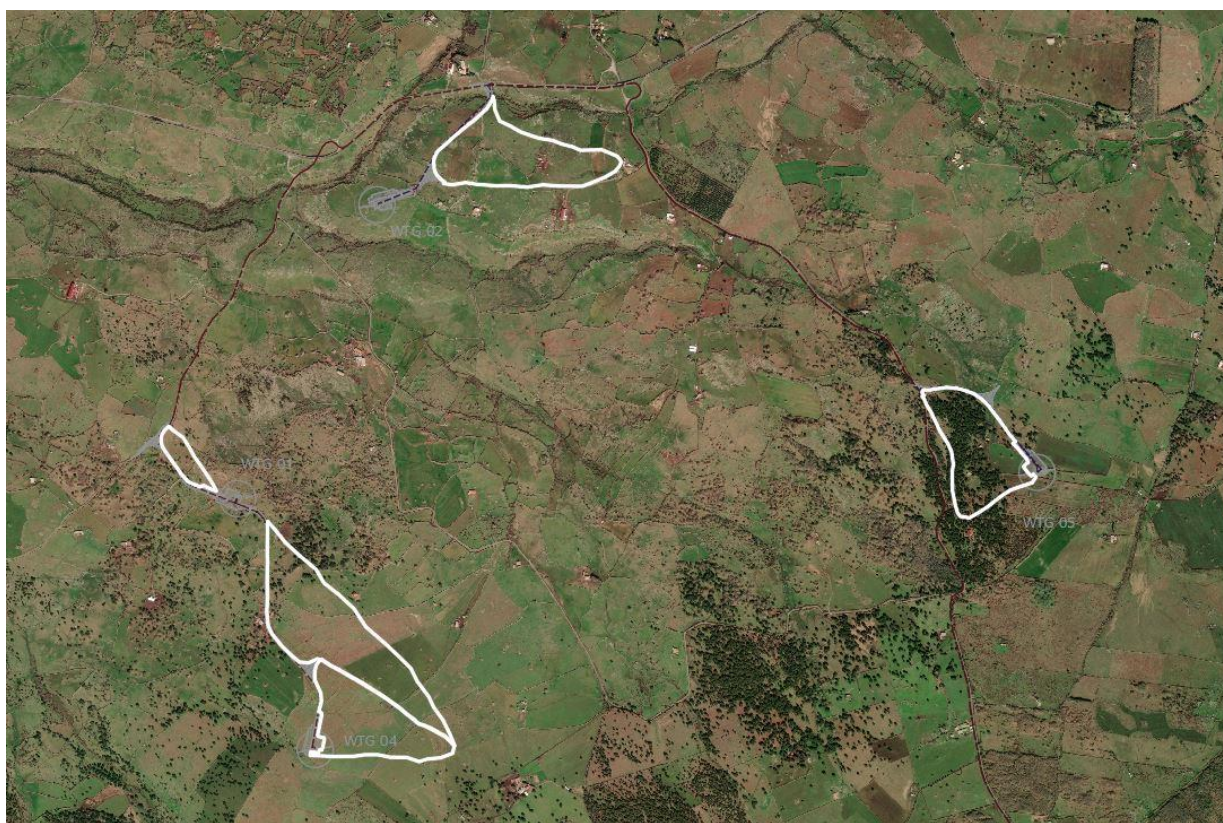


Figura 21- Bacini di scolo strade di collegamento WTG 01, WTG 02, WTG 04 e WTG 05

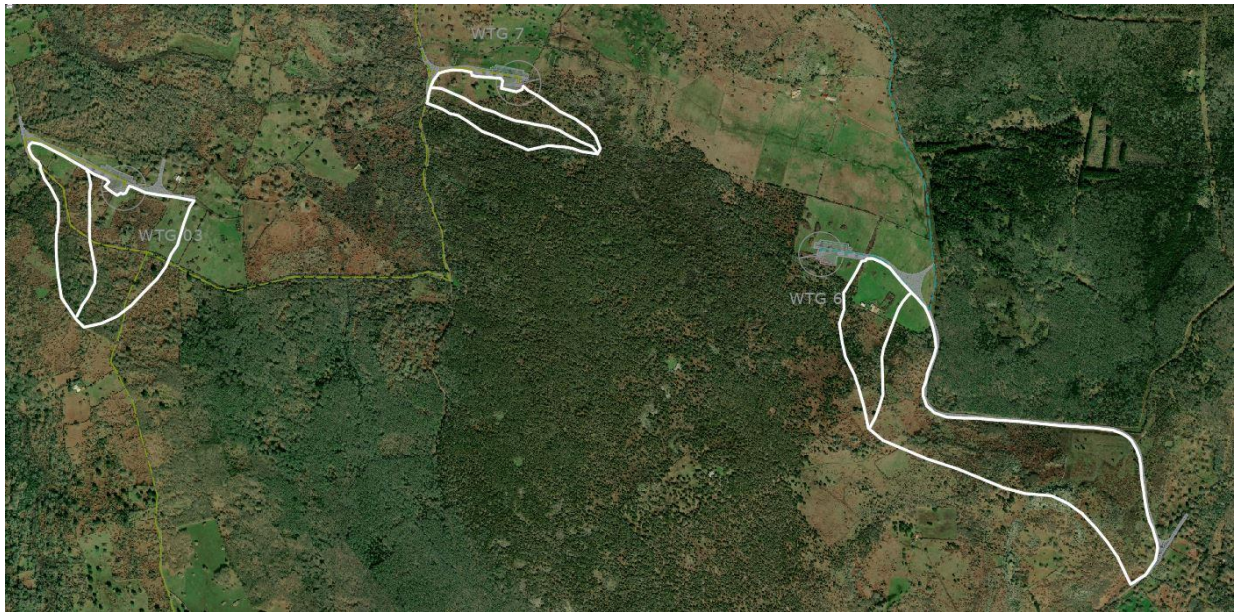


Figura 22- Bacino di scolo strade di collegamento WTG 03, WTG 06 e WTG 07

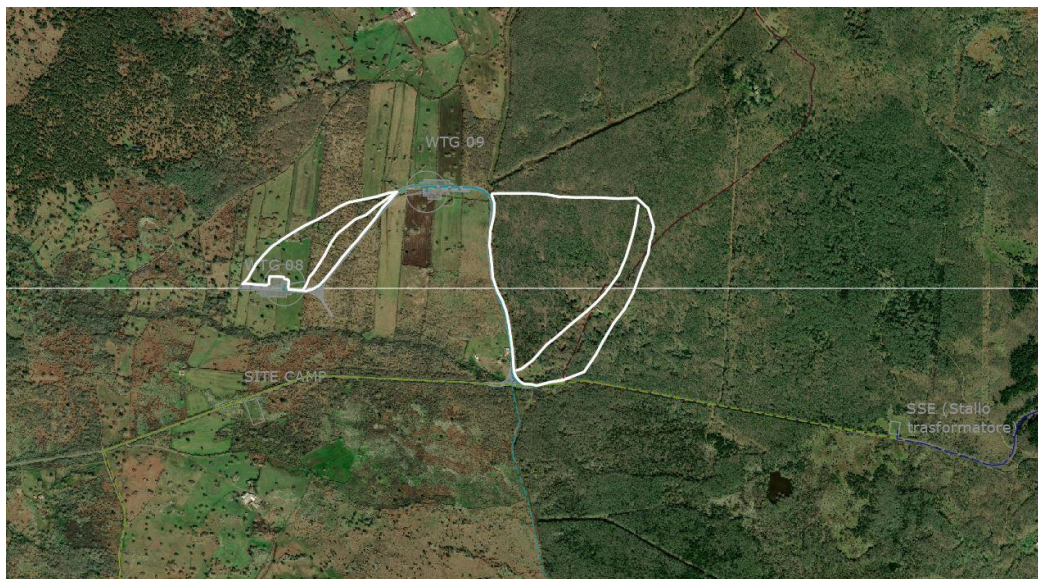


Figura 23- Bacino di scolo strade di collegamento WTG 08, e WTG 09



Figura 24- Bacino di scolo strade di collegamento WTG 10, WTG 11, WTG 12 e WTG 13

3.2 STIMA DELLA 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 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 $h_{60,T} = h_{1,10} = 8.514 \text{ mm}$, relativa alla durata di 1 ora e al tempo di ritorno $T=10$ anni ottenuta con la distribuzione di tipo GEV 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	4.791	5.466	6.503	7.651	8.539

Tabella 10- 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:

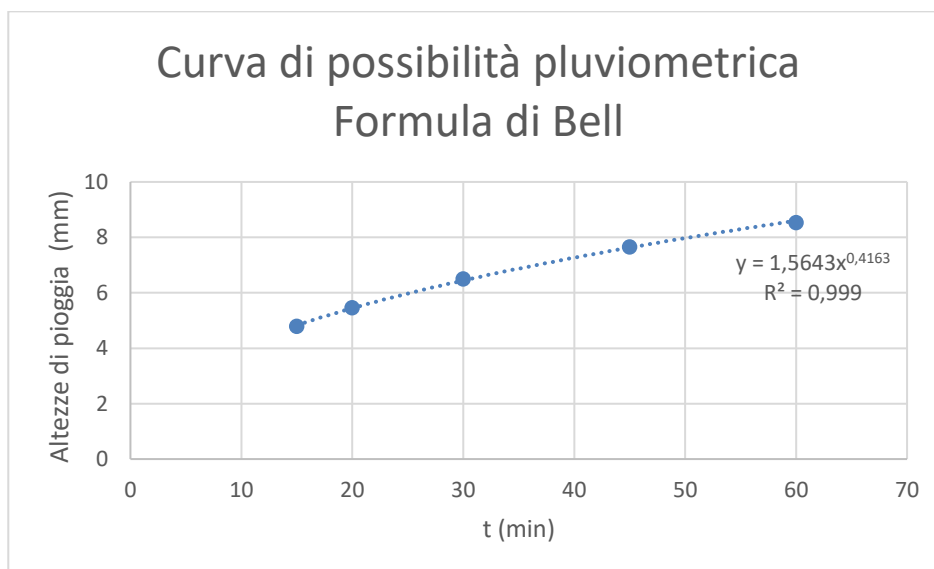


Figura 25- Curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora

T	a	n
10	1.5643	0.4163

Tabella 11- Parametri della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora

3.3 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:

$$Q = 0.277 \cdot C \cdot S \cdot a \cdot T_c^{n-1}$$

Dove:

- Q= portata di progetto in (m³/s)
- S= sottobacino imbrifero a monte della sezione di chiusura (m²)
- 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].

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

Strade di collegamento	S scolante (km ²)	L scolante(km)	Pendenza media versante
WTG 01	0.0299	0.371	3.78%
WTG 02	0.193	0.875	4.55%
WTG 03	0.226	0.577	7.10%
WTG 04	0.442	1.202	5.95%



Engineering & Construction



WE ENGINEERING

EGP CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15066.00.058.00

PAGE

34 di/of 40

WTG 05	0.172	0.508	4.85%
WTG 06	0.446	0.551	8.91%
WTG 07	0.107	0.686	4.86%
WTG 08	0.1	0.561	7.83%
WTG 09	0.395	0.877	5.74%
WTG 10	0.107	0.498	5.20%
WTG 11	0.189	0.887	7.83%
WTG 12	0.234	0.56	5.90%
WTG 13	0.176	0.562	5.91%

Tabella 12- Caratteristiche geometriche del bacino d'influenza

Per quanto riguarda il coefficiente di deflusso è stato assunto per tutti i bacini di influenza un valore pari a $c = 0.3$ 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).

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.

Strade di collegamento	C	tc (ore)	n	a	S (Km ²)	Q (m ³ /s)
WTG 01	0.3	0.105	0.4163	1.5643	0.0299	0.0145
WTG 02	0.3	0.226	0.4163	1.5643	0.193	0.0599
WTG 03	0.3	0.119	0.4163	1.5643	0.226	0.1021
WTG 04	0.3	0.271	0.4163	1.5643	0.442	0.1235
WTG 05	0.3	0.127	0.4163	1.5643	0.172	0.0748
WTG 06	0.3	0.102	0.4163	1.5643	0.446	0.2204
WTG 07	0.3	0.171	0.4163	1.5643	0.107	0.0391
WTG 08	0.3	0.11	0.4163	1.5643	0.1	0.0473

WTG 09	0.3	0.201	0.4163	1.5643	0.395	0.1314
WTG 10	0.3	0.12	0.4163	1.5643	0.107	0.0481
WTG 11	0.3	0.174	0.4163	1.5643	0.189	0.0684
WTG 12	0.3	0.127	0.4163	1.5643	0.234	0.1017
WTG 13	0.3	0.127	0.4163	1.5643	0.176	0.0765

Tabella 13- Calcolo della portata al colmo di piena

3.4 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;
- 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 14- Caratteristiche geometriche cunetta di scolo

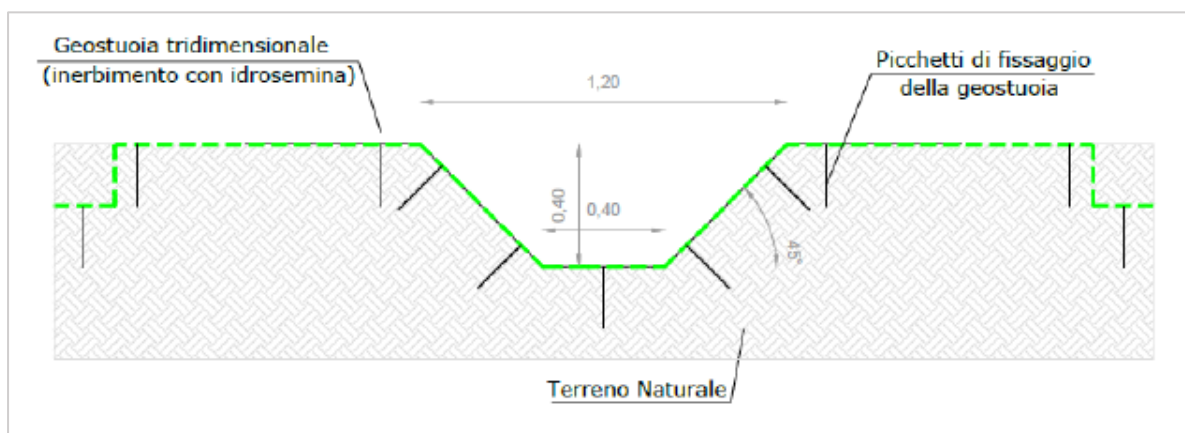


Figura 26- Sezione drenaggio – Canale trapezoidale in terra

- 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, con l'erba ben piantata).

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

Strade di collegamento	b (m)	h (m)	Am (m ²)	scarpa	Pm (m)	Manning	i (strada)	Velocità (m ² /s)
WTG 01	0.4	0.0498	0.0224	1.00	0.5409	0.03	0.0264	0.6483
WTG 02	0.4	0.1773	0.0149	1.00	0.9015	0.03	0.0056	0.5849
WTG 03	0.4	0.1714	0.0979	1.00	0.8848	0.03	0.0184	1.0422
WTG 04	0.4	0.1482	0.0813	1.00	0.8192	0.03	0.0453	1.5201
WTG 05	0.4	0.1534	0.0849	1.00	0.8339	0.03	0.0147	0.8812
WTG 06	0.4	0.3675	0.2820	1.00	1.4394	0.03	0.0048	0.7813
WTG 07	0.4	0.0824	0.0398	1.00	0.6331	0.03	0.0348	0.9828
WTG 08	0.4	0.0745	0.0354	1.00	0.6107	0.03	0.0729	1.3465
WTG 09	0.4	0.2134	0.1309	1.00	1.0036	0.03	0.0137	1.004
WTG 10	0.4	0.0915	0.0450	1.00	0.6588	0.03	0.0369	1.0694



Engineering & Construction



WE ENGINEERING

EGP CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15066.00.058.00

PAGE

37 di/of 40

WTG 11	0.4	0.0957	0.0474	1.00	0.6707	0.03	0.0640	1.4421
WTG 12	0.4	0.2398	0.1534	1.00	1.0783	0.03	0.0053	0.663
WTG 13	0.4	0.273	0.1837	1.00	1.1722	0.03	0.0018	0.4166

Tabella 15-Dimensionamento cunette strade

Come si evince dai calcoli idraulici la soluzione ipotizzata di cunetta in terra non rivestita (delle dimensioni indicate in Tabella) è applicabile a tutte le aree.

In tutte le zone dell'intervallo è stato necessario procedere a un calcolo iterativo per conoscere il tiraggio dell'acqua per la portata data, 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 valore della velocità pari a 1.65 m/s è rispettato per tutti i strade di collegamento.

Inoltre, 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, che il rivestimento attuale è adatto, poiché i valori di velocità non superano il limite in ogni caso.

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

In questa fase della progettazione si riscontrano linee di deflusso che attraversano le nuove strade da realizzare. In questi casi è opportuno il rispetto di una delle seguenti metodologie di posa in opera di condotte circolari interrato al fine di garantire la durabilità della condotta.

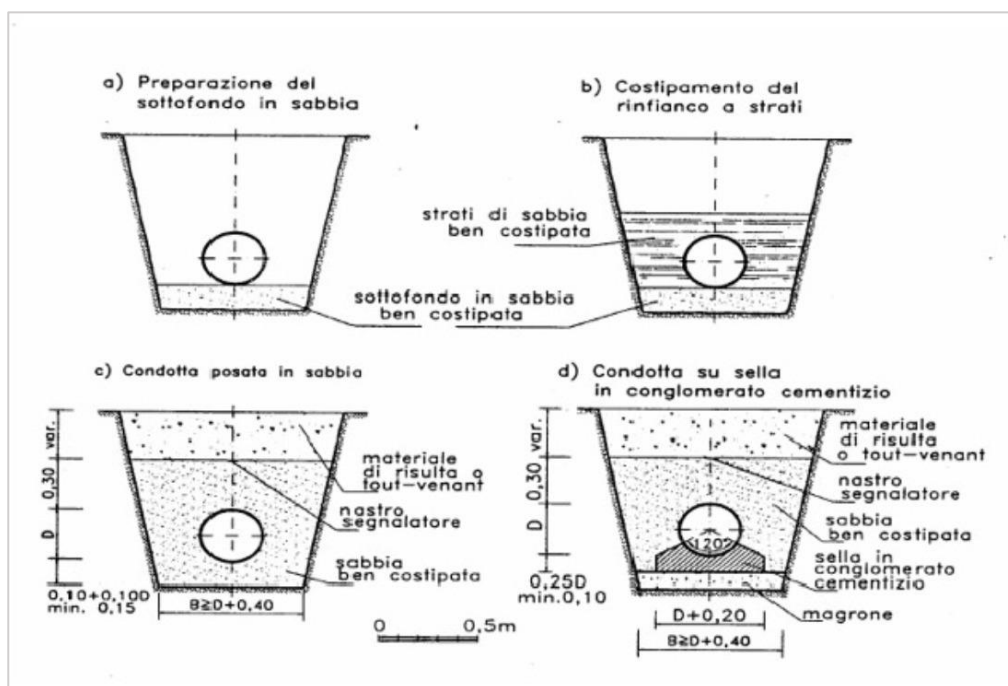


Figura 27- Metodologie posa in opera condotta interrata

È stato poi effettuato un predimensionamento dei condotti per gli attraversamenti dei canali con le opere lineari.

Tenendo conto dei corsi d'acqua principali esistenti nella zona e dell'opera lineare progettata, è stato trovato un incrocio tra i due nella zona di WTG 02.

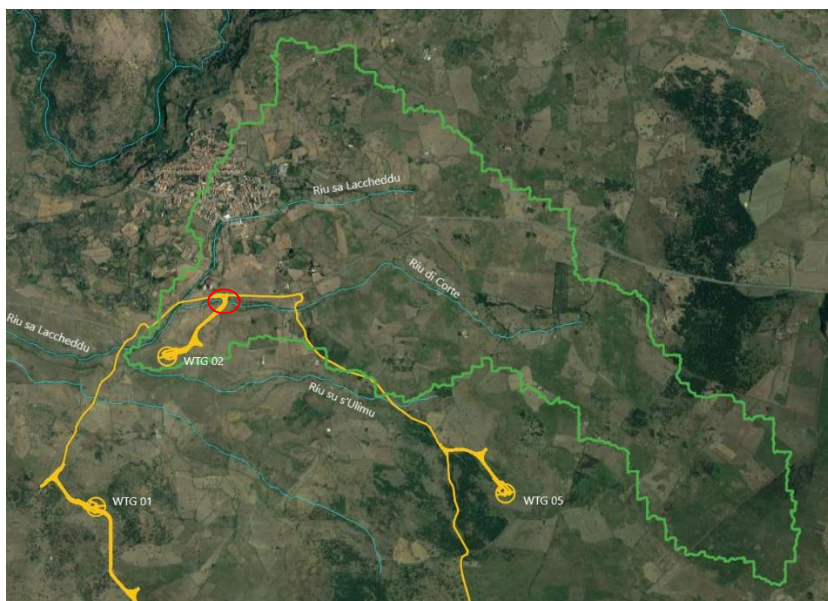


Figura 28- Attraversamento del canale principale con strada

Come si può vedere nell'immagine precedente, c'è un incrocio con il fiume da Corte, per il quale è stato effettuato un predimensionamento del condotto, tenendo conto delle dimensioni del bacino e del flusso per un periodo di ritorno di 200 anni.

I valori del predimensionamento possono essere visti nella seguente tabella:

Strade di collegamento	Q (m ³ /s)	Long (m)	Pendenza	h (m)	Manning	D (m)	V (m/s)
WTG 02	2.5615	24.846	0.03904049	0.69656	0.02	1.00	4.3855

Tabella 16-Dimensionamento conduttura

Sarebbe necessario un condotto con un diametro di 1 metro, con una lunghezza approssimativa di 25 metri.

Con queste caratteristiche del tubo, saremmo in grado di drenare il letto del fiume senza problemi, non superando il 70% della capacità del tubo e rispettando la velocità massima di 6 m/s.

4 CONCLUSIONI

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

- Dallo studio del DTM e dal relativo tracciamento dei bacini idrografici, è emerso che alcune aree di impianto nonché l'area destinata alla sottostazione non necessitano della verifica ad esondazione ad eccezione dei siti WTG 02 e WTG 08;
- La verifica delle aree esondabili dai corsi d'acqua è stata condotta utilizzando il software HEC-RAS 6.1 ed effettuando quindi la schematizzazione idraulica del fenomeno. Per i fiumi Trainu Badde Cannas, sa Lacchedu e di Corte, la geometria del bacino è stata realizzata sulla base del terreno DTM, effettuando il calcolo con portate al colmo di piena stimate in corrispondenza di un tempo di ritorno di 200 anni. Durante la verifica non sono stati osservati straripamenti che potrebbero interessare le aree di studio;

- 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 a seguito anche di opportuno studio delle pendenze con strumentazione idonea. 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) è applicabile in tutte le aree. Inoltre, 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, che il rivestimento attuale è adatto, poiché i valori di velocità non superano il limite in ogni caso.
- Dallo studio degli incroci delle strade con i corsi d'acqua primari, risulta il dimensionamento di un condotto nella zona WTG 02, che è predimensionato per le caratteristiche del suo bacino e rispettando i valori massimi consentiti.

Il Tecnico

Ing. Leonardo Sblendido

