



Engineering & Construction



WE ENGINEERING

EGP CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15012.00.060.00

PAGE

1 di/of 40

TITLE: Relazione idraulica

AVAILABLE LANGUAGE: IT

IMPIANTO EOLICO CARBONIA

RELAZIONE IDRAULICA

Il tecnico

Ing. Leonardo Sblendido

File: GRE.EEC.R.25.IT.W.15012.00.060.00_Relazione idraulica

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
01	15/12/2021	SECONDA EMISSIONE	F. Greco	G. Alfano	L. Sblendido

EGP VALIDATION

	<i>G. Buonomo</i>	<i>A. Puosi</i>
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROGETTO / IMPIANTO	EGP CODE																			
IMPIANTO EOLICO	GROUP	FUNCTION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT	SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION										
CARBONIA	GRE	EEC	R	2	5	I	T	W	1	5	0	1	2	0	0	0	6	0	0	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 Power S.p.A.

INDICE

INTRODUZIONE	3
1 METODI AFFLUSSI – DEFLUSSI	3
1.1 Metodo Razionale.....	3
1.2 Metodo SCS-Curve Number.....	4
2 INQUADRAMENTO OPERE NEL PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO	8
3 VERIFICA DELLE OPERE IN PROGETTO RISPETTO AI VINCOLI AMBIENTALI.....	9
4 ANALISI IDRAULICA E VERIFICA AREE ESONDABILI.....	11
4.1 Inquadramento aree di intervento.....	11
4.2 Individuazione dei bacini di interesse	17
4.3 Calcolo del tempo di corrivazione	19
4.4 Stima curva di possibilità pluviometria per durate inferiore all’ora (BELL).....	20
4.5 Applicazione metodo SCS Curve Number	22
4.6 Verifica delle aree esondabili	24
4.6.1 Analisi idraulica area Riu sergiu.....	26
5 DIMENSIONAMENTO DELLE CUNETTE STRADALI	29
5.1 Individuazione dei bacini di influenza.....	29
5.2 Stima della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all’ora (BELL).....	31
5.3 Calcolo della portata al colmo di piena.....	33
5.4 Dimensionamento cunette stradali	34
6 CONCLUSIONI.....	39

INTRODUZIONE

La presente relazione si propone di effettuare, nell'ambito della progettazione di un impianto eolico da realizzarsi nei ~~il comune comuni~~ di Portoscuso, Gonnesa e Carbonia 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 (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.

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 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 185%)	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 [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:

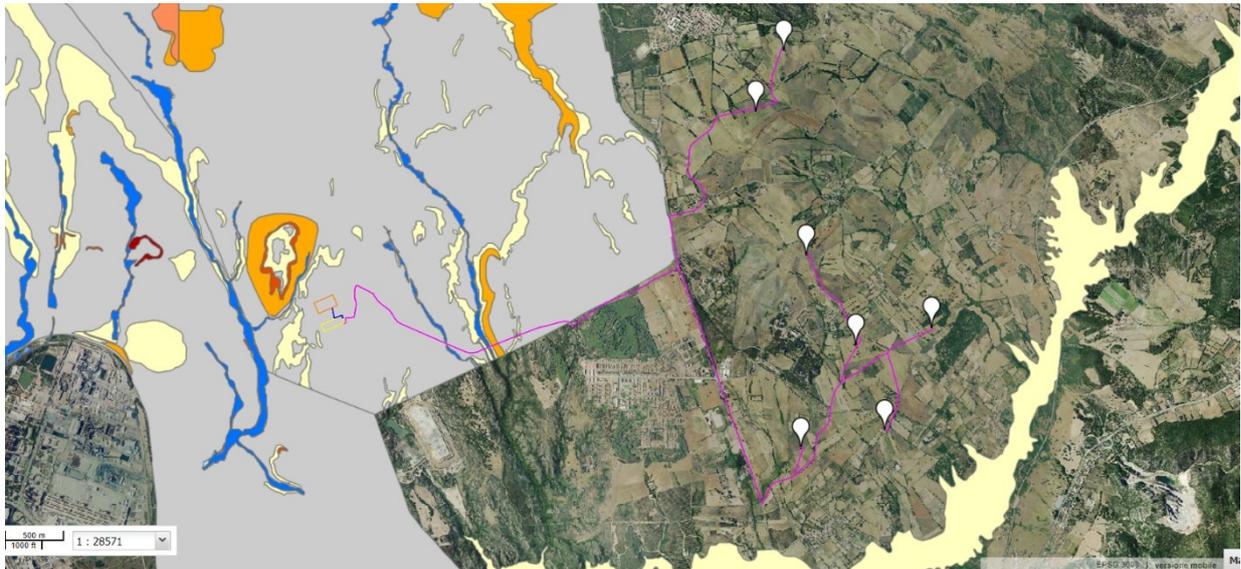
Q = portata al colmo [mc/s];

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

$h_{Tc, T}$ = 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 INQUADRAMENTO OPERE NEL PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO

Al fine di verificare e individuare la presenza di restrizioni legate alla pericolosità idrogeologica del sito, è stato effettuato l'inquadramento delle opere da realizzare con il PAI della Regione Sardegna sul sito <https://www.sardegnaigeoportale.it/webgis2/sardegnamappe/?map=pai>, attivando il layer Piano Assetto Idrogeologico Sardegna del 31.01.2018.



PSFF 2015 (Piano Stralcio delle Fasce Fluviali) Art.8 Hg V.09 (Pericolo Frana Art.8)

■ A2: Tr < 2 anni

■ A50: Tr = 2 - 50 anni

■ B100: Tr = 50 - 100 anni

■ B200: Tr = 100 - 200 anni

■ C: Fascia Geomorfologica

■ Hg0

■ Hg1

■ Hg2

■ Hg3

■ Hg4

Art. 8 Hi V.09 (Pericolo Alluvioni Art.8)

■ Hi1

■ Hi2

■ Hi3

■ Hi4

Figura 1- Inquadramento PAI

Dall'analisi dell'inquadramento, emerge chiaramente come le aree di impianto non interferiscano con aree a rischio idrogeologico, mentre il cavidotto attraversa aree a pericolo frana (colori panna Hg1 e arancio Hg2) e a pericolo alluvioni (colore azzurro Hi4). L'area in grigio ha una classe di pericolosità a rischio frana (Hg0) nulla. L'intervento in progetto prevede la realizzazione di un cavidotto lungo una strada esistente e pertanto l'intervento è realizzabile in quanto trattasi di manutenzione straordinaria di infrastrutture a rete esistente ai sensi degli art. 27 e 31 delle norme di attuazione.

Dall'analisi emerge inoltre che il cavidotto interferisce con aree classificate Hi4 (intensità molto alta). Si specifica che in tali aree si prevede lo staffaggio dei cavidotti lungo il lato di valle dei ponti esistenti in maniera tale da non interferire con il deflusso delle acque.

3 VERIFICA DELLE OPERE IN PROGETTO RISPETTO AI VINCOLI AMBIENTALI

Attraverso il sito della Regione Sardegna disponibile al seguente link https://www.sardegnaigeoportale.it/webgis2/sardegnamappe/?map=aree_tutelate, è stata verificata l'eventuale presenza di aree di maggior tutela interferenti con le opere previste in progetto e il rispetto delle eventuali restrizioni imposte.

Il primo inquadramento è stato effettuato rispetto ai beni ai sensi dell'art. 136 157 e 142 del D. Lgs 42/2004 per il quale non risultano aree di interesse nella zona d'intervento.

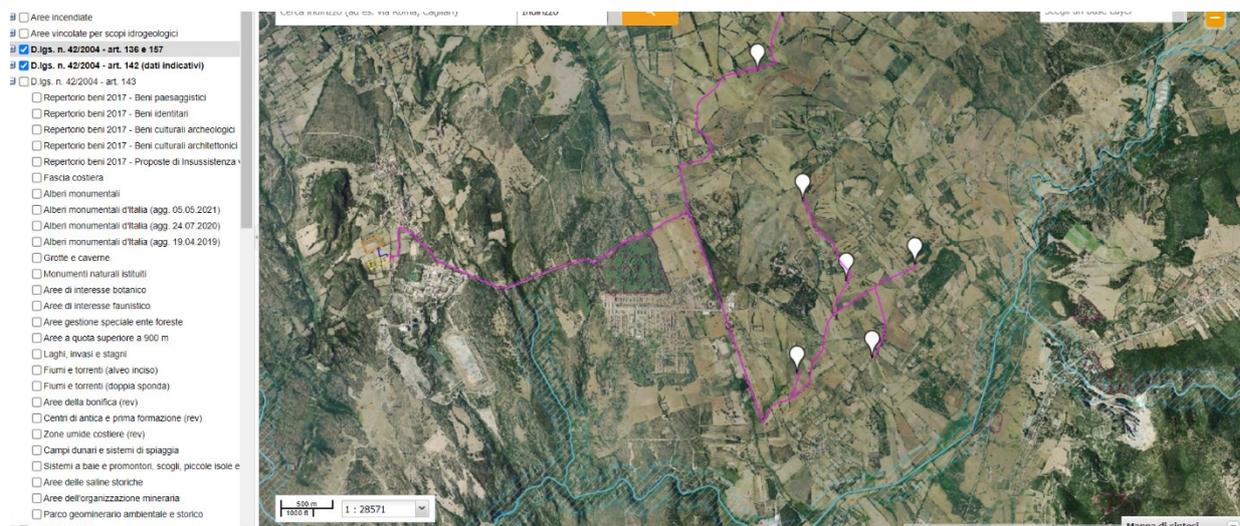


Figura 2- Inquadramento aree di maggior tutela

Allo stesso modo, la verifica è stata effettuata per le aree ai sensi dell'art. 143 del D. Lgs 42/2004

e verifica del Piano Paesaggistico Regionale che prevede una fascia di rispetto di 150 m dai beni vincolati. Le opere previste in progetto prevedono tutti una distanza superiore ai 150 metri rispetto ai corsi d'acqua individuati.

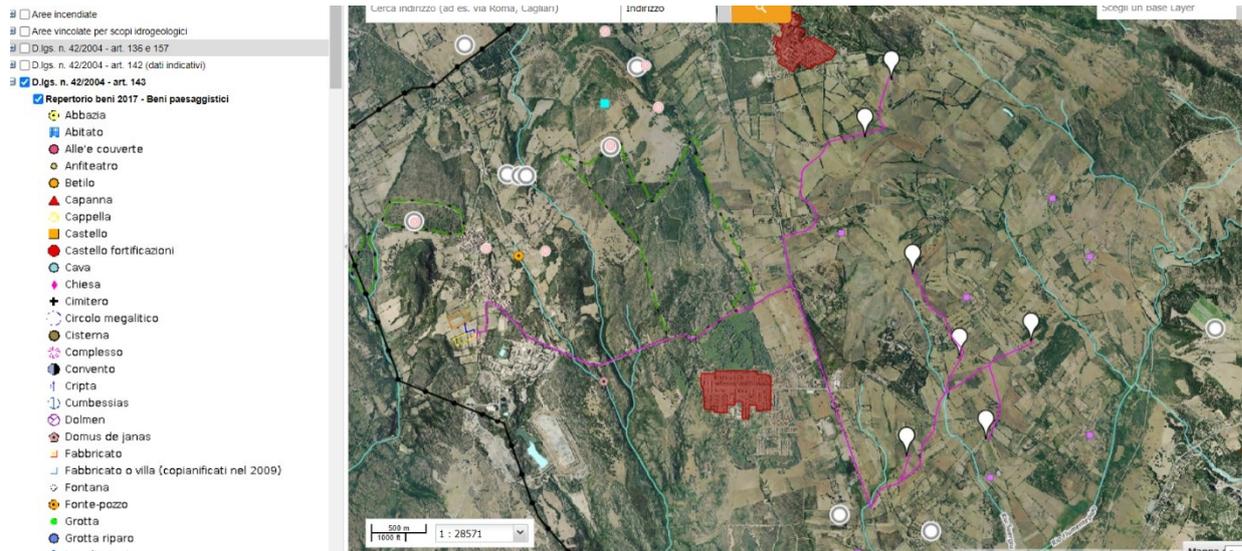


Figura 3- Inquadramento aree art. 143

Non risultano inoltre interferenze rispetto ad altre aree soggette a vincolo idrogeologico e ad altri vincoli di tipo ambientale.

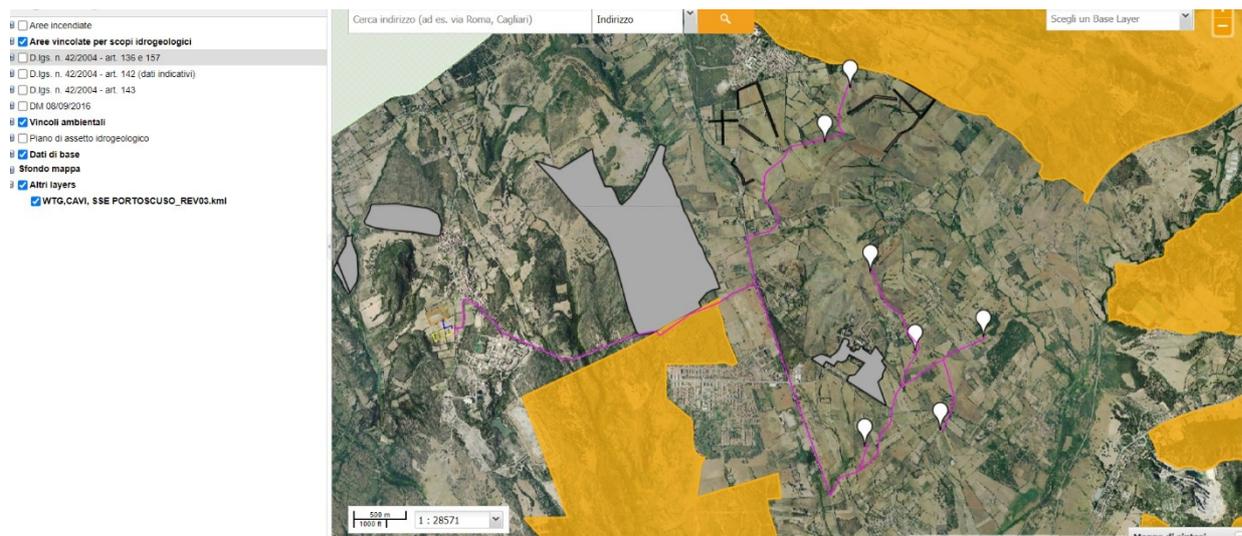


Figura 4- Altri vincoli



Engineering & Construction



EGP CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15012.00.060.00

PAGE

11 di/of 40

4 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.

4.1 INQUADRAMENTO AREE DI INTERVENTO

L'area oggetto di intervento ricade nei comuni di Portoscuso, Gonnesa, Carbonia e in particolare si tratta di n. 7 aree destinate a WTG e un'area destinata a Sottostazione. L'area è compresa nel Bacino idrografico del Sulcis.

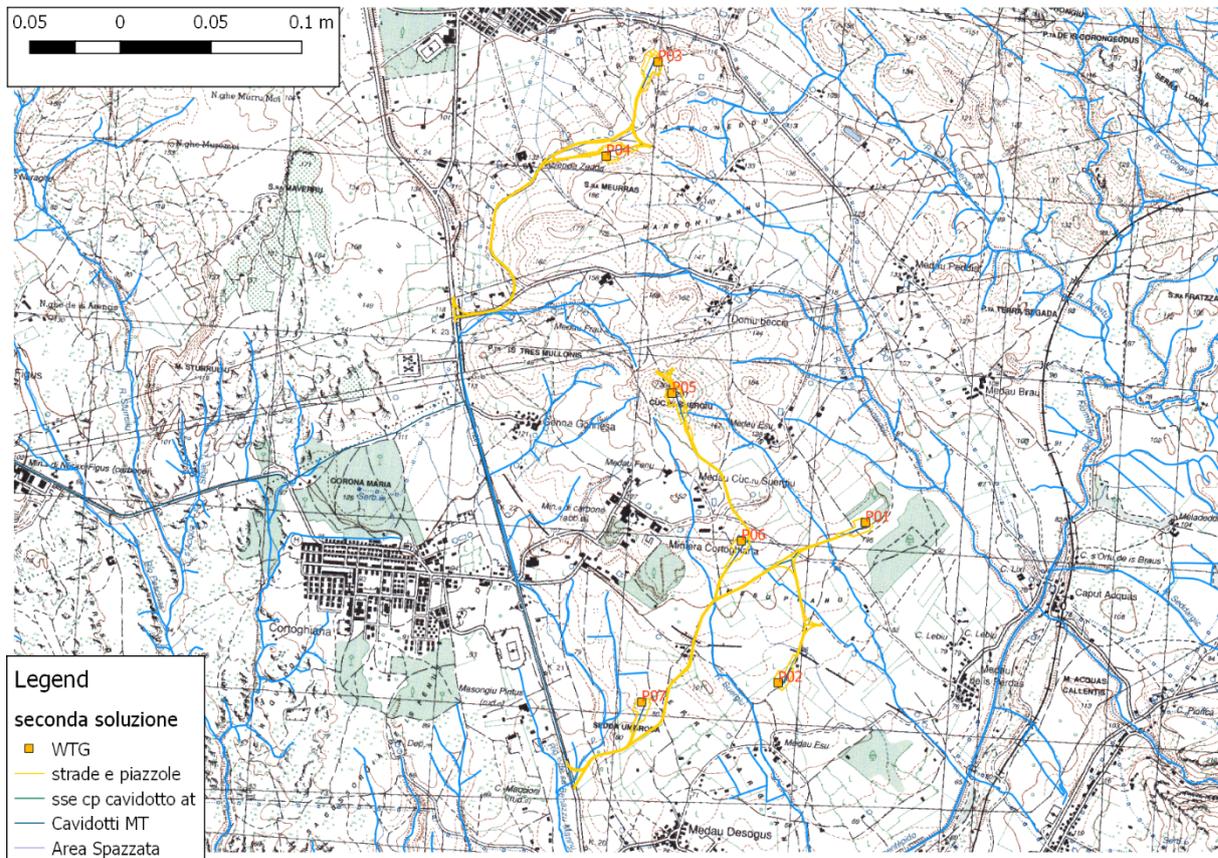


Figura 5- Inquadramento su IGM aree d'intervento

Dallo studio dell'IGM e dalla rete idrografia nazionale scaricata dal Geoportale Nazionale sono state individuate le aste fluviali che interessano le aree in esame.

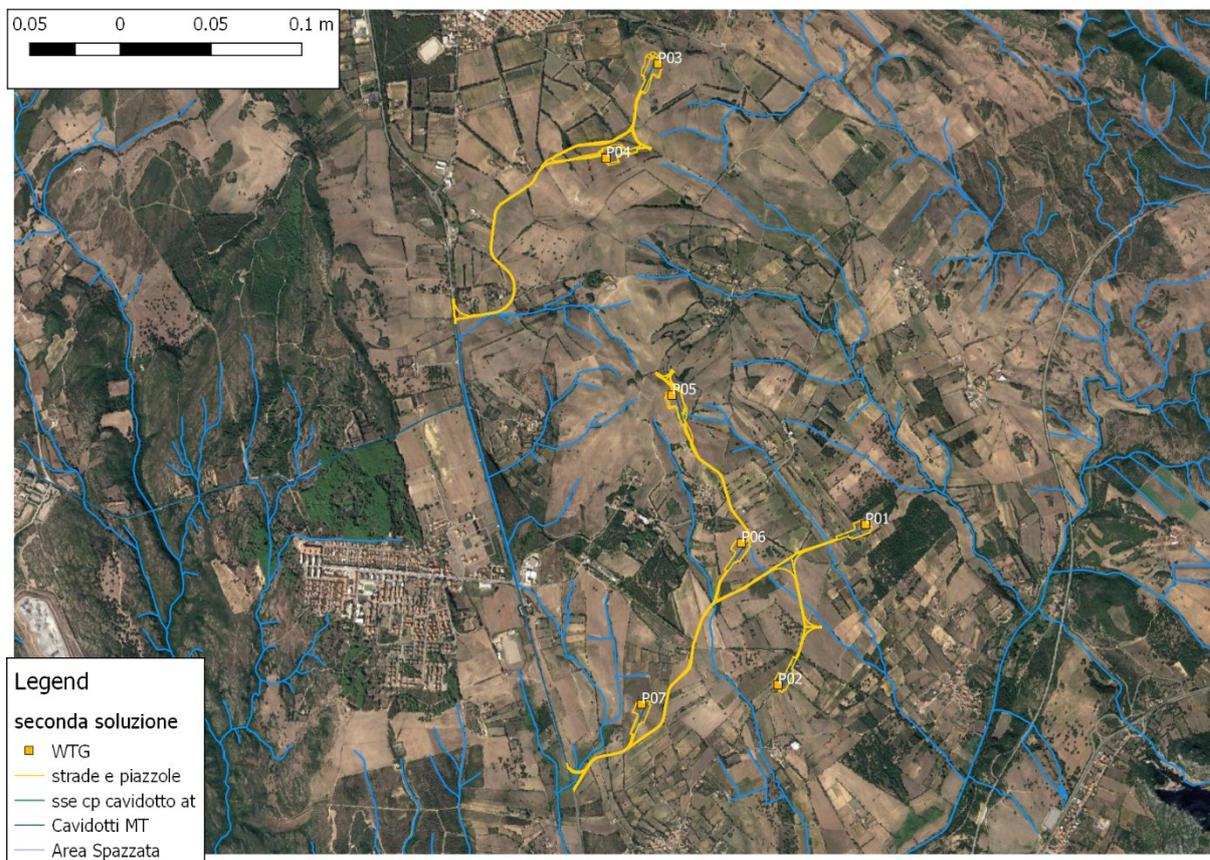


Figura 6- Inquadramento su ortofoto e indicazione delle principali aste

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 WTG06. 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; in particolare alcuni siti (P01, P02, P07) sono collocati in aree nelle quali non si registra la presenza di corsi d'acqua rilevanti ma solo di canali di bonifica di modeste dimensioni per i quali non risulta necessario effettuare la verifica a esondazione mentre altri siti (P03, P04 e P05 nonché la sottostazione) si trovano sulla linea di displuvio dei bacini idrografici e dunque ad una quota altimetrica molto elevata rispetto agli impluvi che costituiscono il reticolo idrografico, non necessitando pertanto della verifica ad esondazione.

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



Figura 7- Localizzazione area P03



Figura 8- Localizzazione area P04



Engineering & Construction



EGP CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15012.00.060.00

PAGE

15 di/of 40

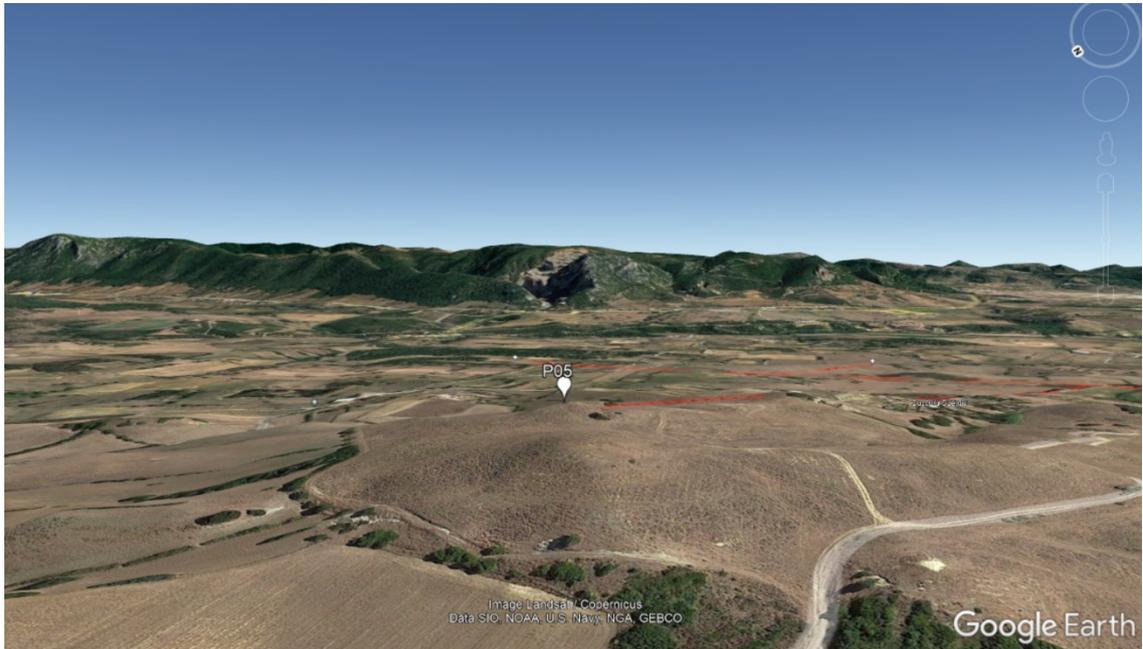


Figura 9- Localizzazione area P05



Figura 10- Localizzazione aree P01 e P02



Figura 11- Localizzazione area P07

La WTG06 in una prima soluzione progettuale era stata collocata in prossimità del Riu Sergiu e per tale ragione è stata effettuata la verifica ad esondazione che comunque non ha mostrato fenomeni esondativi. La nuova soluzione progettuale, oggetto della presente relazione, ha previsto lo spostamento verso EST della WTG producendo dunque un ulteriore distanziamento del sito dal Riu Sergiu. Di seguito si riporta l'inquadramento su Earth della WTG06.



Figura 12- Localizzazione area P06

4.2 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.

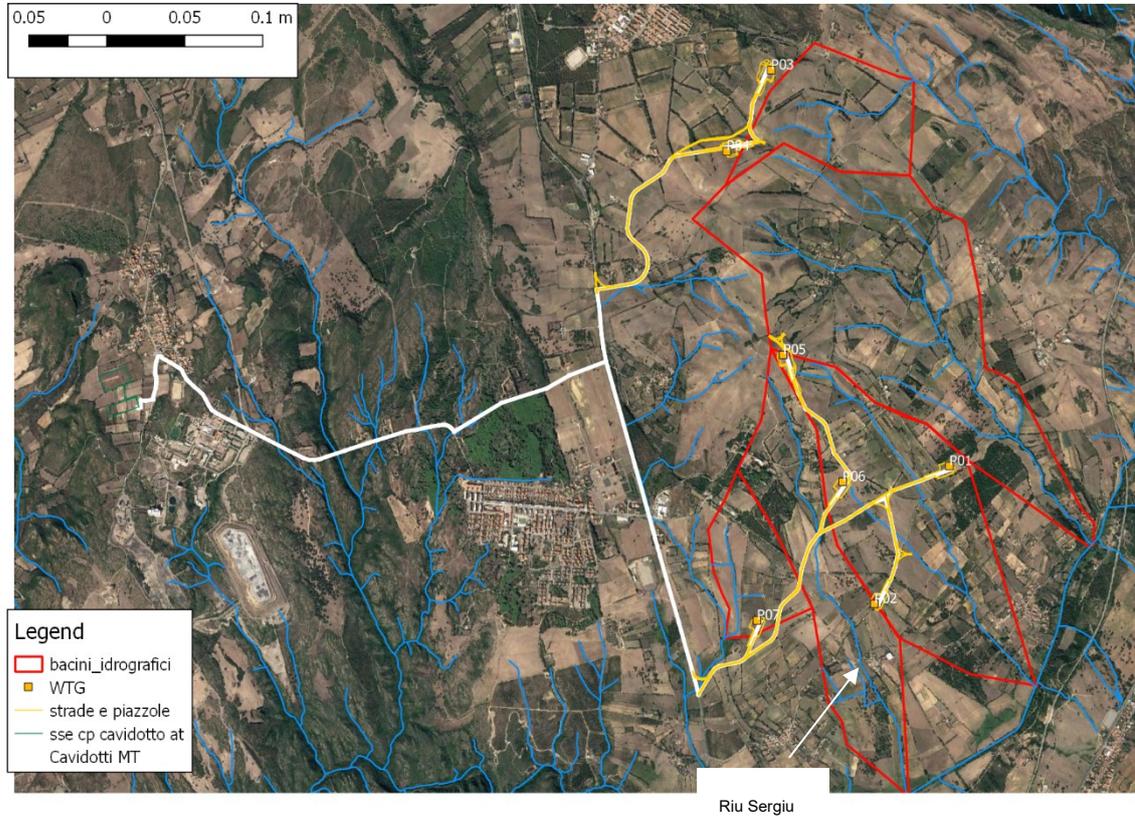


Figura 13- Delimitazione bacini idrografici di interesse

Nello specifico, è stato preso in esame il bacino idrografico denominato Riu Suergiu che costeggia a ovest il sito in oggetto. Ai fini del calcolo della portata al colmo di piena la sezione di chiusura è stata posta poco a valle dell'area di interesse. Di seguito si riportano le principali caratteristiche del bacino Riu Sergiu alla sezione di chiusura considerata:

Bacino Riu Sergiu	
Pendenza media (%)	6.60
Area (Km ²)	0.40
Lunghezza asta (m)	1200

Tabella 3- Caratteristiche bacino in esame

4.3 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**

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

– **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 km²

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 Riu Sergiu alla sezione di chiusura considerata.

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

<i>Formule</i>	<i>T_c</i>
Pezzoli	0.2569
Pasini	0.3292
Viparelli	0.2222
Ventura	0.3131
Tc medio	0.2804

Tabella 4- Tempo di corrivazione calcolato

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 il sottobacino 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.

4.4 STIMA CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRIA PER DURATE INFERIORE ALL'ORA (BELL)

In base a quanto sopra detto, 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 $h_{60,T} = h_{1,200} = 55.5$ 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	25.3853	31.0353	42.1251	49.5610	55.3132

Tabella 5- 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:

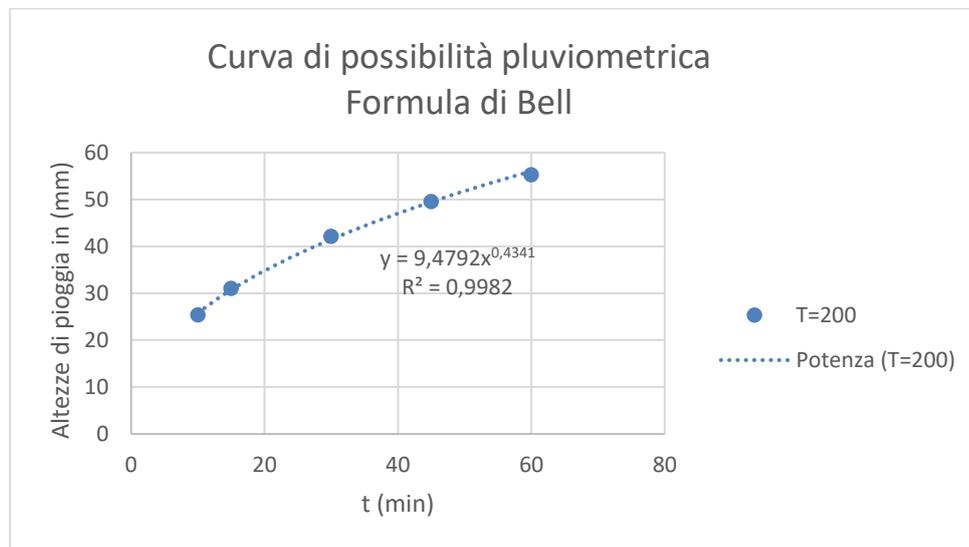


Figura 14- Curva di possibilità pluviometrica di Bell

T	a	n
200	9.479	0.4341

Tabella 6- Parametri della curva di possibilità pluviometrica

4.5 APPLICAZIONE METODO SCS CURVE NUMBER

Nonostante il sottobacino Riu Sergiu sia 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.

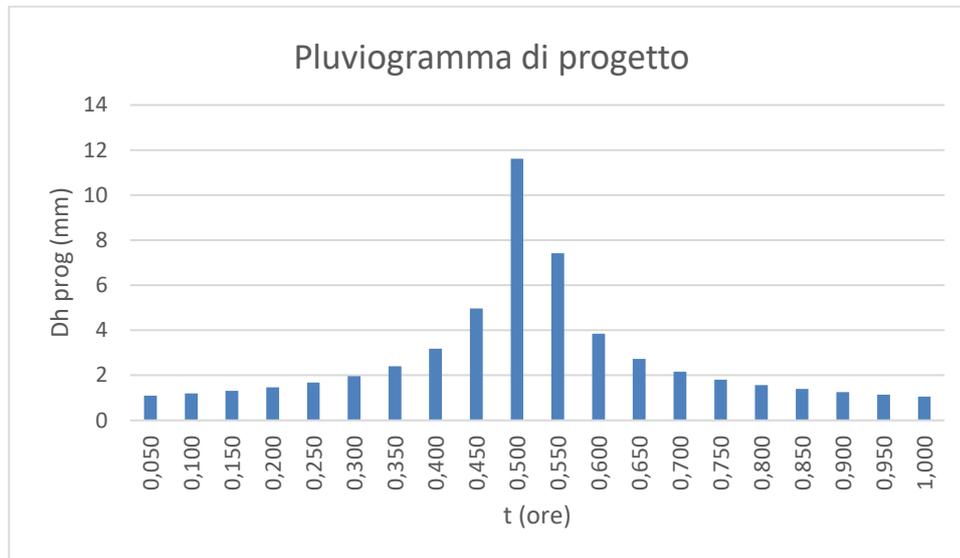


Figura 15- Pluviogramma di progetto

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 Portoscuso, 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 del bacino idrografico con la possibilità di selezionare diverse durate e intervalli di simulazione, nel caso specifico si è scelto di far durare la simulazione per 2 ore con intervallo di 3 minuti. Nello specifico si riportano di seguito i risultati ottenuti:

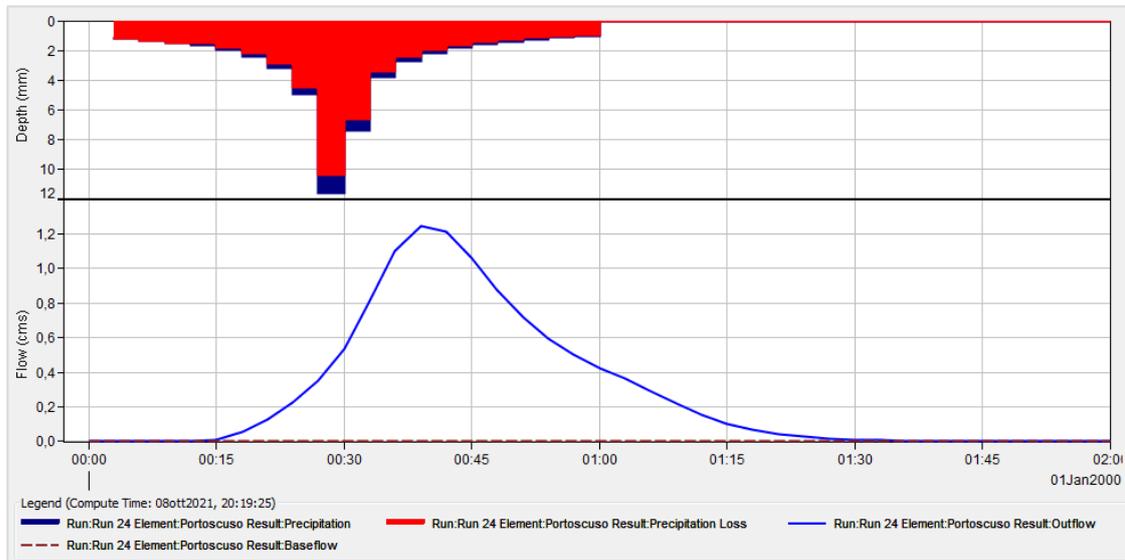


Figura 16- Idrogramma di piena

Come si evince dall'idrogramma di piena la portata di picco per il bacino alla sezione di chiusura poco a valle del sito oggetto di intervento per un tempo di ritorno pari a 200 anni è pari $1.2 \text{ m}^3/\text{s}$ e si verifica dopo circa 39 minuti dall'inizio dell'evento di pioggia.

4.6 VERIFICA DELLE AREE ESONDABILI

La verifica delle aree esondabili è stata effettuata sul fiume Riu Suergiu che si trova in prossimità dell'area di impianto P06. 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 6.1 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 0.03 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 7- Valori del coefficiente 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.

4.6.1 ANALISI IDRAULICA AREA RIU SERGIU

Per poter effettuare l'analisi idraulica con verifica delle aree esondabili dell'area P06 il Riu Suergiu è stato schematizzato tracciando le sezioni con passo pari a 100 metri e larghezza pari a 150 metri rappresentative dell'asta fluviale.

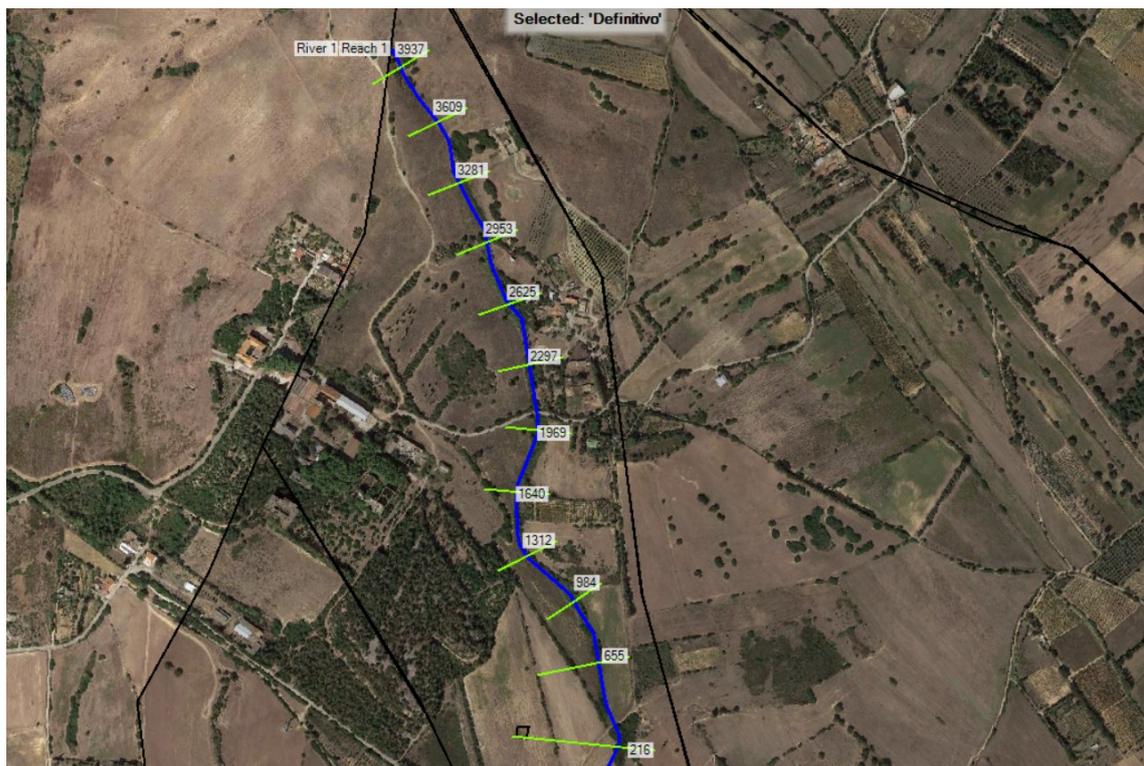


Figura 17- Schematizzazione asta su HEC-RAS

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

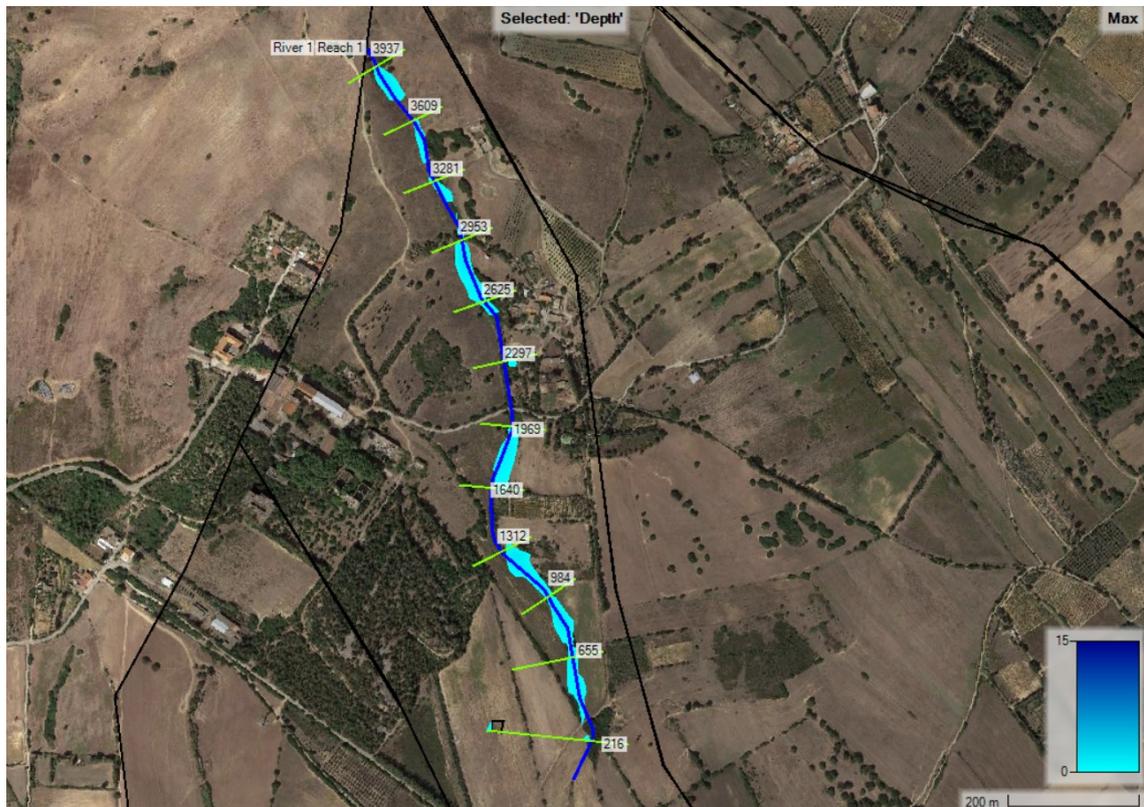


Figura 18- Altezza (Depth) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r = 200$ anni

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

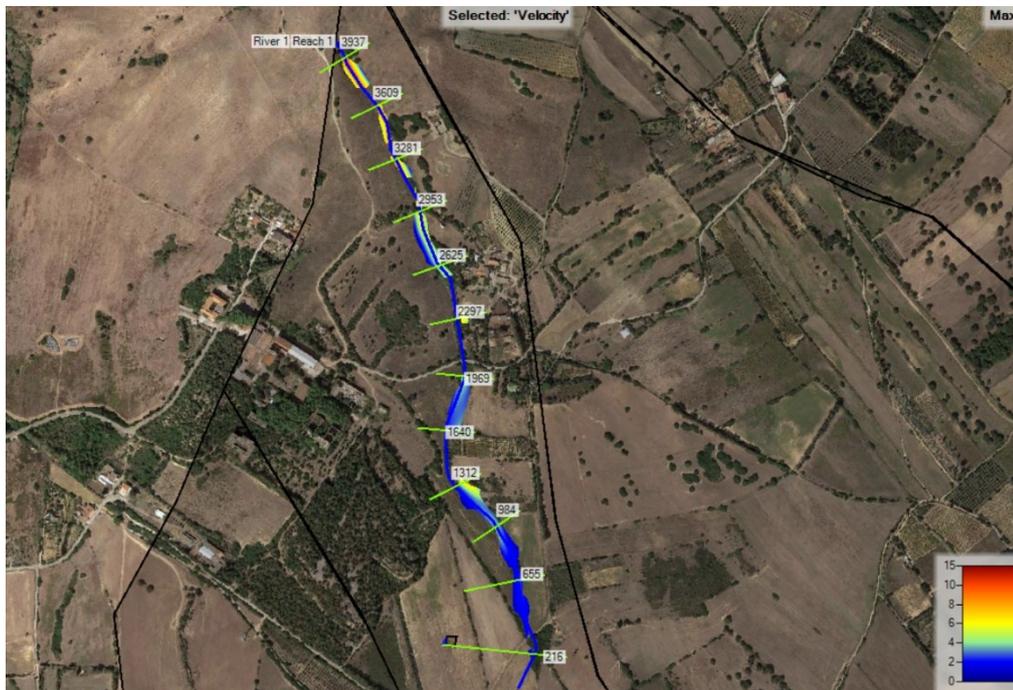


Figura 19- Velocità della corrente (velocity) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r = 200$ anni

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.

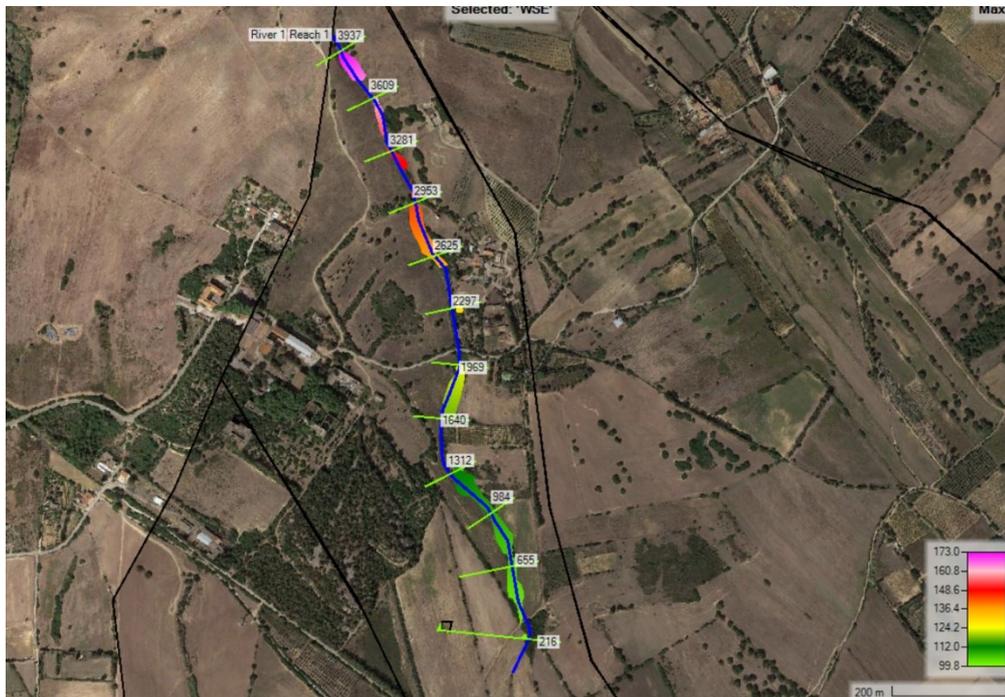


Figura 20- WSE per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r=200$

5 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.

5.1 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.

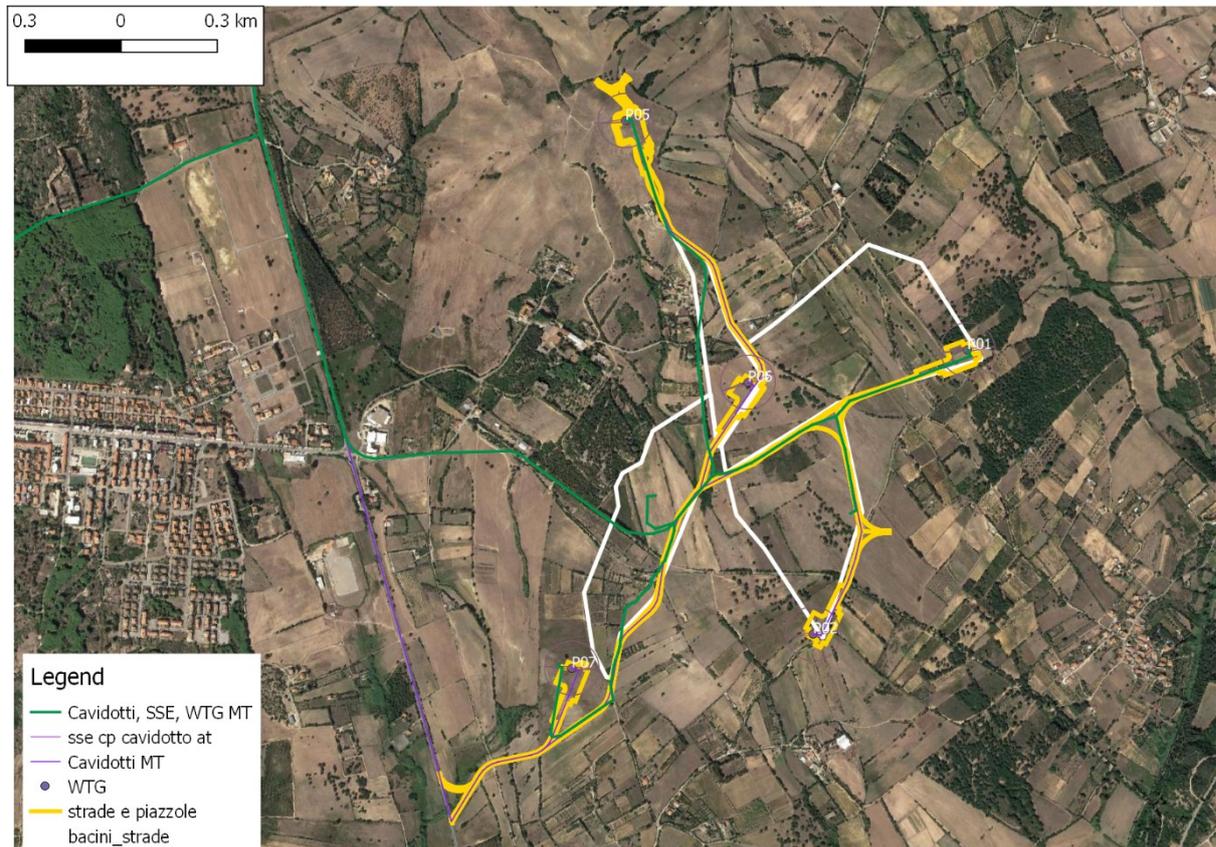


Figura 21- Bacini di scolo strade di collegamento P01 P02 P05 P06 P07

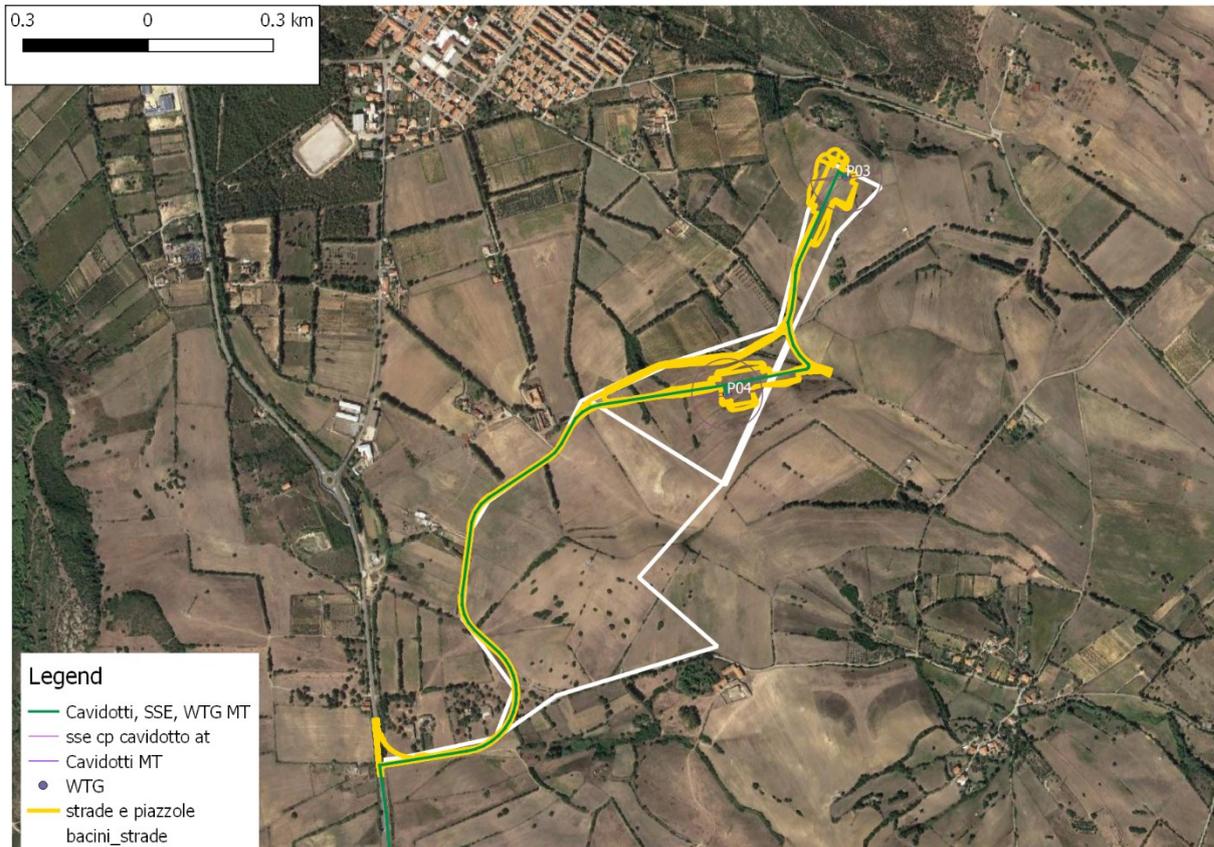


Figura 22- Bacino di scolo strade di collegamento P03 e P04

5.2 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 $h_{60,T} = h_{1,10} = 31.04$ 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	14.28680	17.46665	23.70796	27.8928	31.1301

Tabella 8- 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:

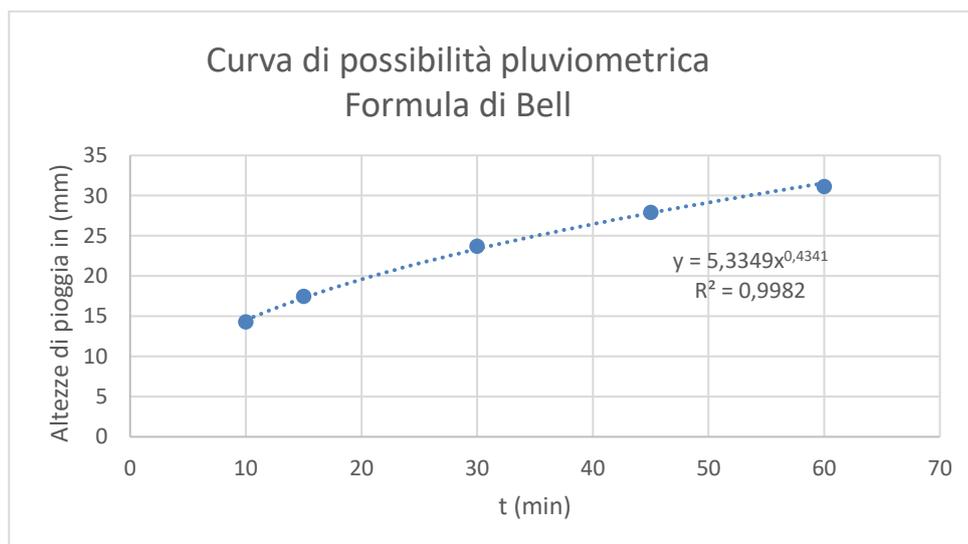


Figura 23- Curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora

T	a	n
10	5.33	0.4341

Tabella 9- Parametri della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora

5.3 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 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 (kmq)	L scolante(km)	Pendenza media versante
P01-P06	0.42	0.41	3.70%
P02	0.17	0.32	3.33%
P03	0.41	0.50	18.57%

P04	0.08	0.30	16.67%
P05	0.06	0.15	4.66%
P07	0.01	0.01	1.00%

Tabella 10- 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).

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) pezzoli	Qp (mc/s)
P01-P06	0.2	0.1172	0.4183
P02	0.2	0.0964	0.1891
P03	0.2	0.0638	0.5762
P04	0.2	0.0404	0.1456
P05	0.2	0.0382	0.1127
P07	0.2	0.0055	0.0563

Tabella 11- Calcolo della portata al colmo di piena

5.4 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;
- A_m=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 12- Caratteristiche geometriche cunetta di scolo

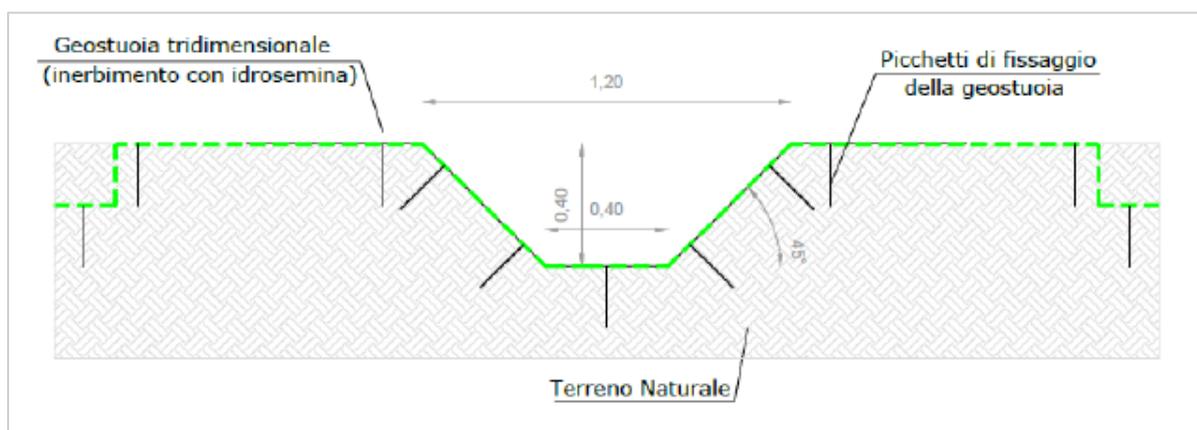


Figura 24- Sezione drenaggio – Canale trapezoidale in terra

- 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).

Soil Type	Vmax (m/s)	Vmax (ft/s)
Grass firmly planted	1.65	5.5
Clay	1.10	3.6
Silt	0.90	2.7
Fine gravel	0.65	2.1
Sand	0.35	1.2

Velocity allowable on surface and unlined ditches per kind of soil

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

Strade di collegamento	b (m)	h (m)	Am (mq)	scarpa	Pm (m)	Manning	i (strada)	Velocità (m/s)
P01-P06	0.400	0.27	0.18	1.000	1.17	0.030	0.056	2.29
P02	0.400	0.22	0.14	1.000	1.05	0.030	0.022	1.32
P03	0.400	0.285	0.19	1.000	1.20	0.030	0.088	2.94
P04	0.400	0.152	0.08	1.000	0.83	0.030	0.057	1.73
P05	0.400	0.101	0.05	1.000	0.69	0.030	0.142	2.22
P07	0.400	0.095	0.05	1.000	0.67	0.030	0.043	1.18

Tabella 13-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 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 e le aree per i siti P01 e P03 sono state sovradimensionate non considerando gli scoli naturali presenti. Pertanto i calcoli e dunque anche i valori della velocità sono stati ottenuti per la sola condizione più gravosa.

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 valore della velocità pari a 1.65 m/s è rispettato per le strade di collegamento P07 P02.

Per tutte le altre strade di collegamento, 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 in accordo con le specifiche tecniche ENEL e riportate nella tabella che segue.

Coated ditches Type	Vmax (m/s)	Vmax (ft/s)
Concrete	4.50	15
Stone agglomerates	2.00	7
Stone tiles	3.00	10
Corrugated steel	3.00	10
Bituminous agglomerates	3.50	12

Velocity in ditches per type of surface lining

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 particolare si prevedono n. 2 interferenze significative.

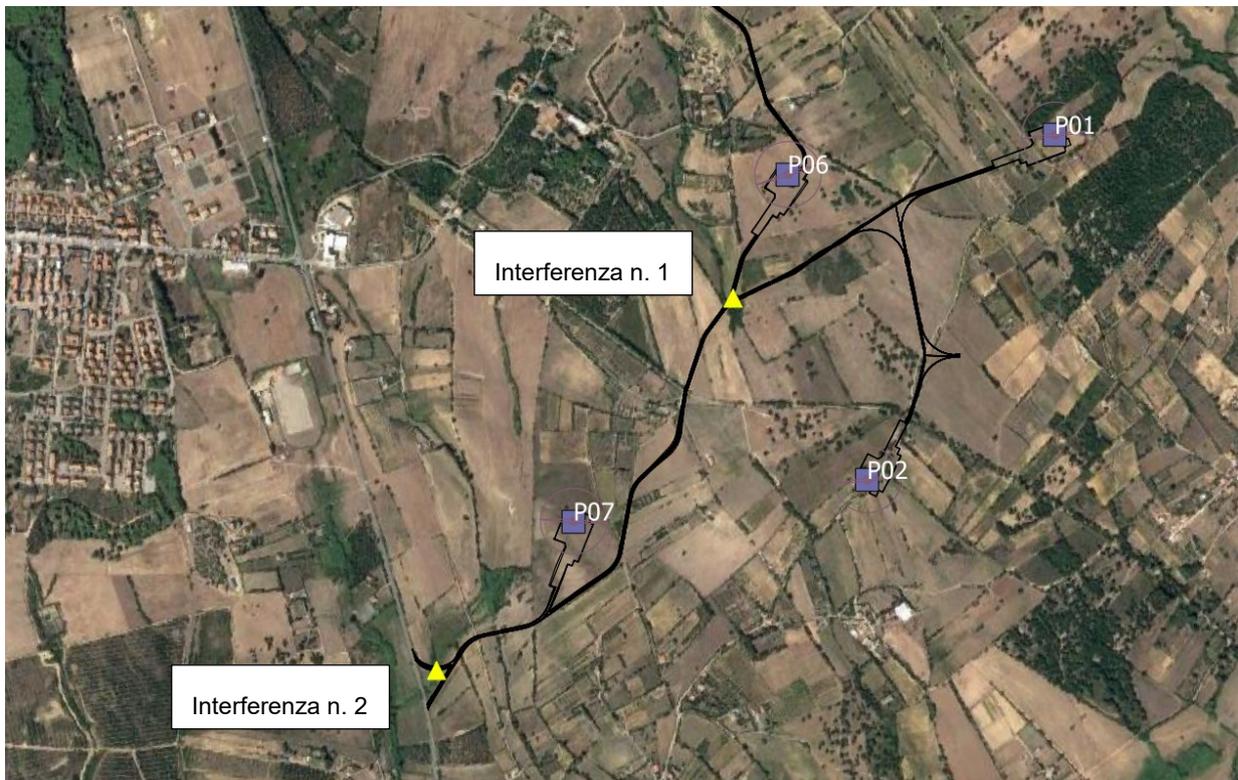


Figura 25- Interferenze con fiumi

La prima interferenza è con il fiume Riu Suergiu, in corrispondenza dell'incrocio con la strada di collegamento P06; lungo la strada è esistente non si riscontra la presenza di opere di attraversamento idraulico. In tale circostanza, sulla base dello stato dei luoghi non si prevedono ulteriori opere.

La seconda interferenza è tra la strada di nuova realizzazione e il Rigagnolo sa Benazzu Mannu. Si prevede il superamento dell'interferenza attraverso il dimensionamento di uno scatolare. Lo stesso verrà dimensionato nelle successive fasi di progettazione.

Qualora invece si riscontrassero linee di deflusso minori, è opportuno che si rispetti una delle seguenti metodologie di posa in opera di condotte circolari interrate al fine di garantire la durabilità della condotta.

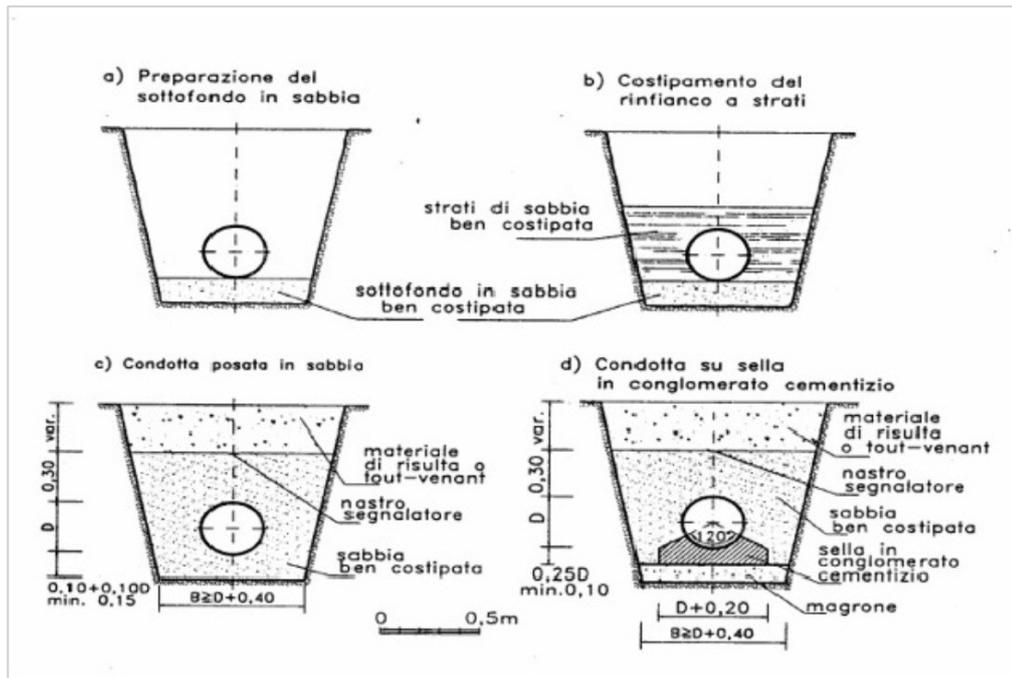


Figura 26- Metodologie posa in opera condotta interrata

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 che alcune aree di impianto nonché l'area destinata alla sottostazione non necessitano della verifica ad esondazione ad eccezione del sito P06;
- 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 il fiume Riu Suergiu, 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: 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 il sito risulta non allagabile;
- 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 soltanto in alcune aree. Inoltre, 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 le restanti strade di collegamento.

Il tecnico

Ing. Leonardo Sblendido



The stamp is circular and contains the following text: "INGEGNERE COSENZA", "Ingegnere LEONARDO SBLENDIDO", "Laurea in Ingegneria", "Sezione A.T. 1947", "Informazione", and "Settori: Civile - Ambientale - Industriale".