



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00

PAGE

1 di/of 54

TITLE: Relazione idrologica-idraulica

AVAILABLE LANGUAGE: IT

Impianto idroelettrico di Pizzone II - Connessione alla RTN Comuni di Pizzone (IS) e Montenero Val Cocchiara (IS)

Relazione idrologica-idraulica

Il Tecnico

Ing. Leonardo Sblendido



File: GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00_Relazione idrologica-idraulica.pdf

00	20/03/2023	Prima emissione	D. Baratta	E. Speranza	L. Sblendido
REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED

GRE VALIDATION

-	-	
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT Pizzone II opera di connessione	GRE CODE																			
	GROUP	FUNCION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT	SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION										
	GRE	EEC	R	1	4	I	T	H	1	6	0	7	1	0	0	3	0	6	0	0
CLASSIFICATION	Company				UTILIZATION SCOPE	Basic Design														

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.

 Engineering & Construction		<i>GRE CODE</i> GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00
		<i>PAGE</i> 2 di/of 54

Sommario

1. PREMESSA	3
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE	3
2.1. Individuazione del bacino idrografico	6
3. INQUADRAMENTO VINCOLISTICO DEI PIANI DI SETTORE.....	9
3.1. PAI e PGRA	9
4. ANALISI IDROLOGICA	13
4.1. Caratterizzazione climatica	13
4.2. Distribuzione statistica TCEV secondo la metodologia VAPI	16
4.3. Trasformazione afflussi – deflussi: Metodo CN - SCS.....	20
5. ANALISI IDRAULICA	24
5.1. Individuazione del sottobacino di interesse	24
5.2. Calcolo del tempo di corrivazione	25
5.3. Applicazione del metodo CN – SCS	26
5.4. Stima dello ietogramma di progetto.....	29
5.5. Risultati della simulazione idraulica.....	30
6. PREDIMENSIONAMENTO RETE DI DRENAGGIO	39
6.1. Metodo Razionale.....	39
6.2. Metodologia di calcolo.....	40
7. DIMENSIONAMENTO RETE DI DRENAGGIO STRADALE	46
7.1. Stima della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all’ora (Bell).....	46
7.2. Calcolo della portata al colmo di piena	48
7.3. Dimensionamento della cunetta stradale	49
7.4. Dimensionamento della condotta di drenaggio	51
8. CONCLUSIONI	53
ALLEGATO 1 – SCHEMA DI REGIMAZIONE DELLE ACQUE.....	54

 Engineering & Construction		<i>GRE CODE</i> GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00
		<i>PAGE</i> 3 di/of 54

1. PREMESSA

La società Green & Green S.r.l. in qualità di Consulente Tecnico, è stata incaricata da Enel Green Power S.p.A. per la fornitura di servizi di ingegneria, finalizzati alla redazione della documentazione progettuale delle opere di connessione, richieste per la realizzazione della nuova centrale idroelettrica di generazione e pompaggio, denominata Pizzone II, ubicata nel territorio del Comune di Pizzone, in provincia di Isernia.

Le opere di connessione della centrale idroelettrica di Pizzone II alla RTN richieste dalla Soluzione Tecnica Minima Generale elaborata da Terna, si riferiscono al collegamento in antenna a 220 kV con una nuova Stazione elettrica della RTN a 220 kV da inserire in entra – esce alla linea a 220 kV “Capriati – Popoli”, situata nel comune di Montenero Val Cocchiara (IS).

Il nuovo elettrodotto in antenna a 220 kV per il collegamento della centrale alla Stazione Elettrica della RTN costituirà impianto di utenza per la connessione, mentre lo stallo arrivo produttore a 220 kV nella suddetta stazione costituirà impianto di rete per la connessione.

La presente relazione è finalizzata alla determinazione delle caratteristiche idrologiche-idrauliche relative al territorio su cui incidono le seguenti opere di connessione (impianto di rete ed in parte impianto di utenza):

- IMPIANTO DI RETE
 - Futura Stazione RTN a 220 kV;
 - raccordi aerei alla linea esistente a 220 kV “Capriati – Popoli”.

- PARTE DELL'IMPIANTO DI UTENZA
 - Elettrodotto aereo 220 kV con sostegni a doppia terna, per il collegamento tra la Sottostazione Utente ubicata nel comune di Pizzone (IS) e la futura Stazione RTN a 220 kV ubicata nel comune di Montenero Val Cocchiara (IS). La Sottostazione Utente, a servizio della nuova centrale idroelettrica, è esclusa dalla presente trattazione.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area interessata dagli interventi progettuali è situata nel territorio comunale di Pizzone (IS) e di Montenero Val Cocchiara (IS) in una zona prevalentemente montuosa.

Di seguito si mostrano gli inquadramenti del layout di progetto su base ortofoto e IGM.

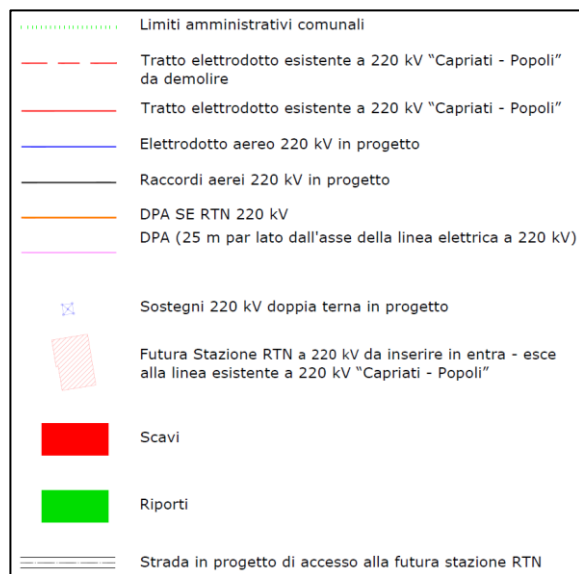
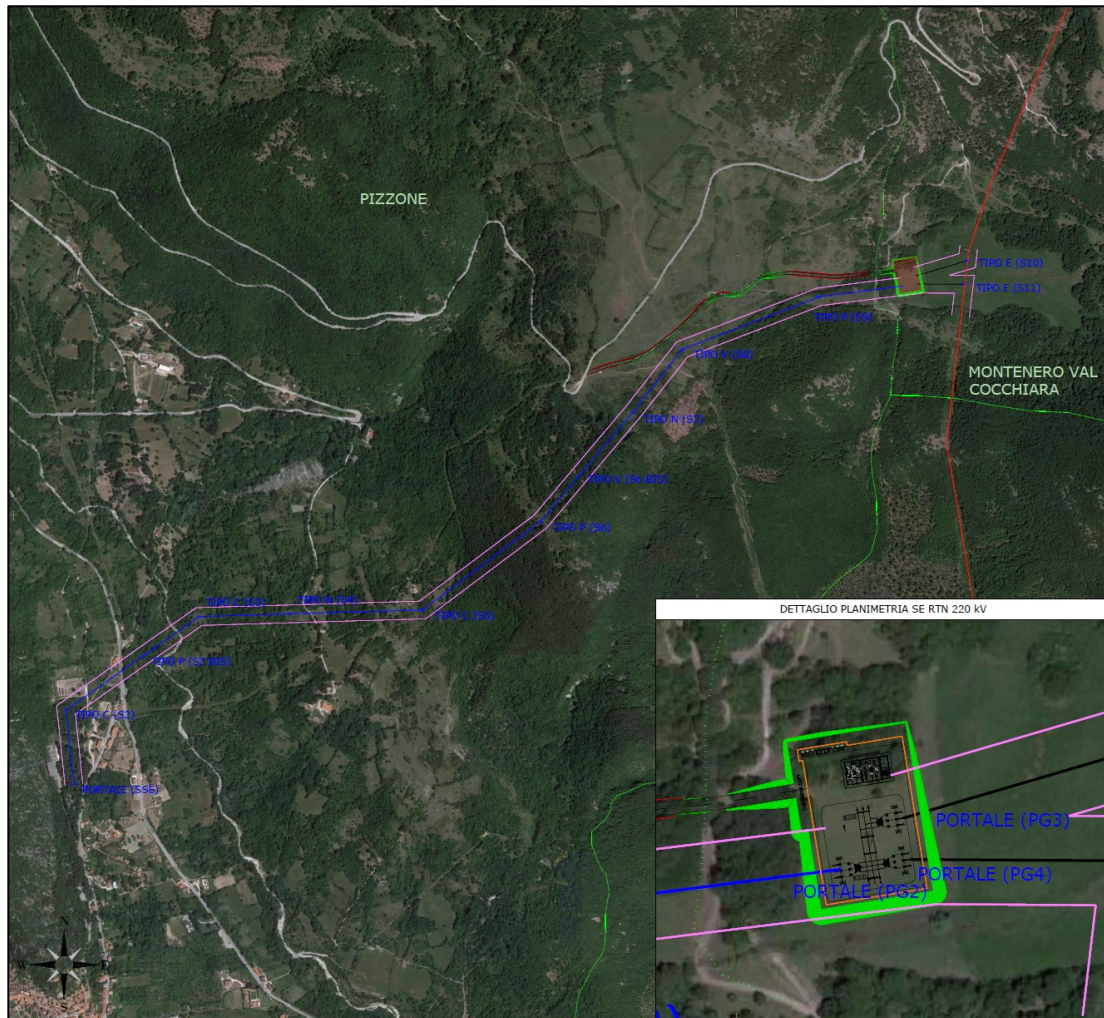


Figura 1: Inquadramento del layout di progetto su base ortofoto.

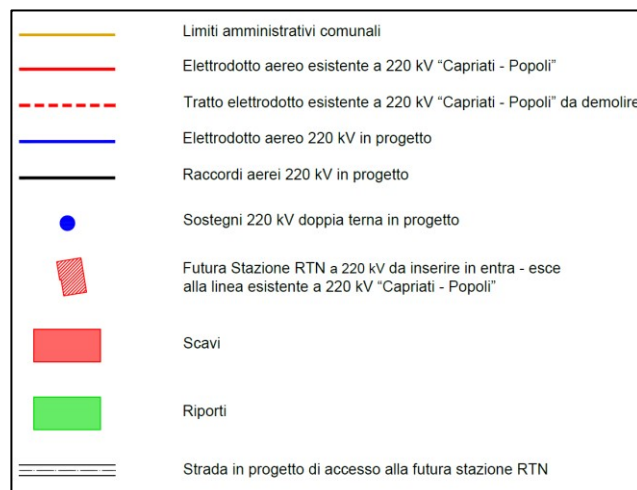
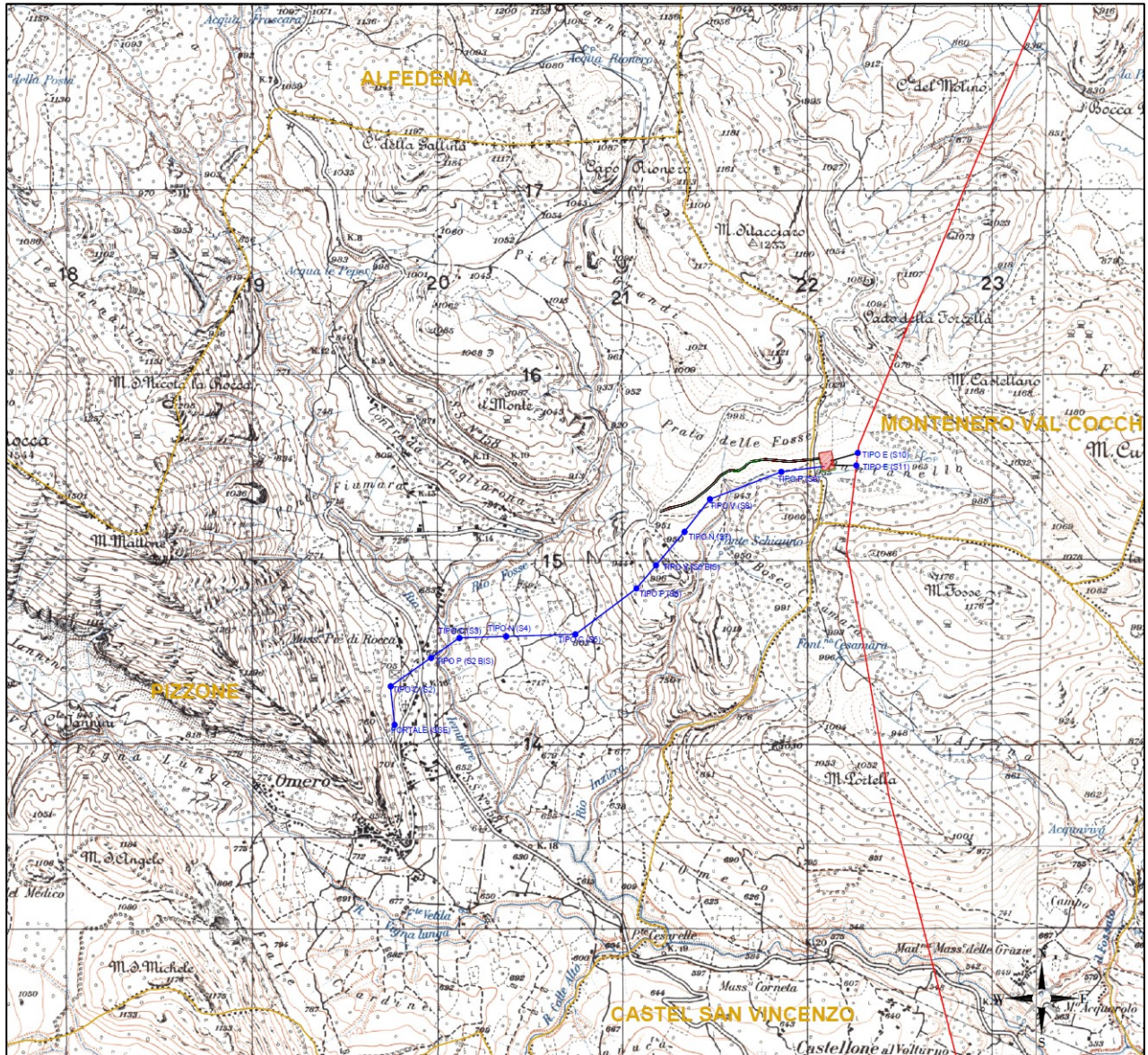


Figura 2: Inquadramento del layout di progetto su base IGM 25.000.

 Engineering & Construction		<i>GRE CODE</i> GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00
		<i>PAGE</i> 6 di/of 54

2.1. Individuazione del bacino idrografico

L'area oggetto di studio ricade all'interno del bacino idrografico del fiume Volturno.

Il Volturno (*Vulturnus, Olotronus*, in latino) è il più lungo fiume dell'Italia meridionale, con una lunghezza di 175 km e un bacino esteso per 5.550 km² è il principale per portata. Nasce in Molise presso Rocchetta a Volturno, in provincia di Isernia, e attraversa le province di Caserta e Benevento, in Campania, sfociando nel Mar Tirreno presso Castel Volturno.

Subito ricco di acque, bagna Cerro al Volturno ricevendo da sinistra il Rio dell'Omero. Da qui assume direzione verso Sud bagnando Colli a Volturno e ricevendo molti altri piccoli tributari che ne accrescono sensibilmente la portata: da sinistra il fiume Cavaliere, da destra il Rio Chiaro e il Rio Rava. Dopo il Ponte 25 Archi, presso Roccaravindola, il fiume segna il confine tra il Molise e la Campania, attraversando la fertile piana di Venafro e ricevendo le acque del fiume San Bartolomeo e del torrente Rava. Subito dopo la strettoia di Sesto Campano entra definitivamente in Campania. In territorio campano riceve da sinistra il fiume Lete, il torrente l'Aduento e il torrente Titerno e da destra il Rivo Tella.

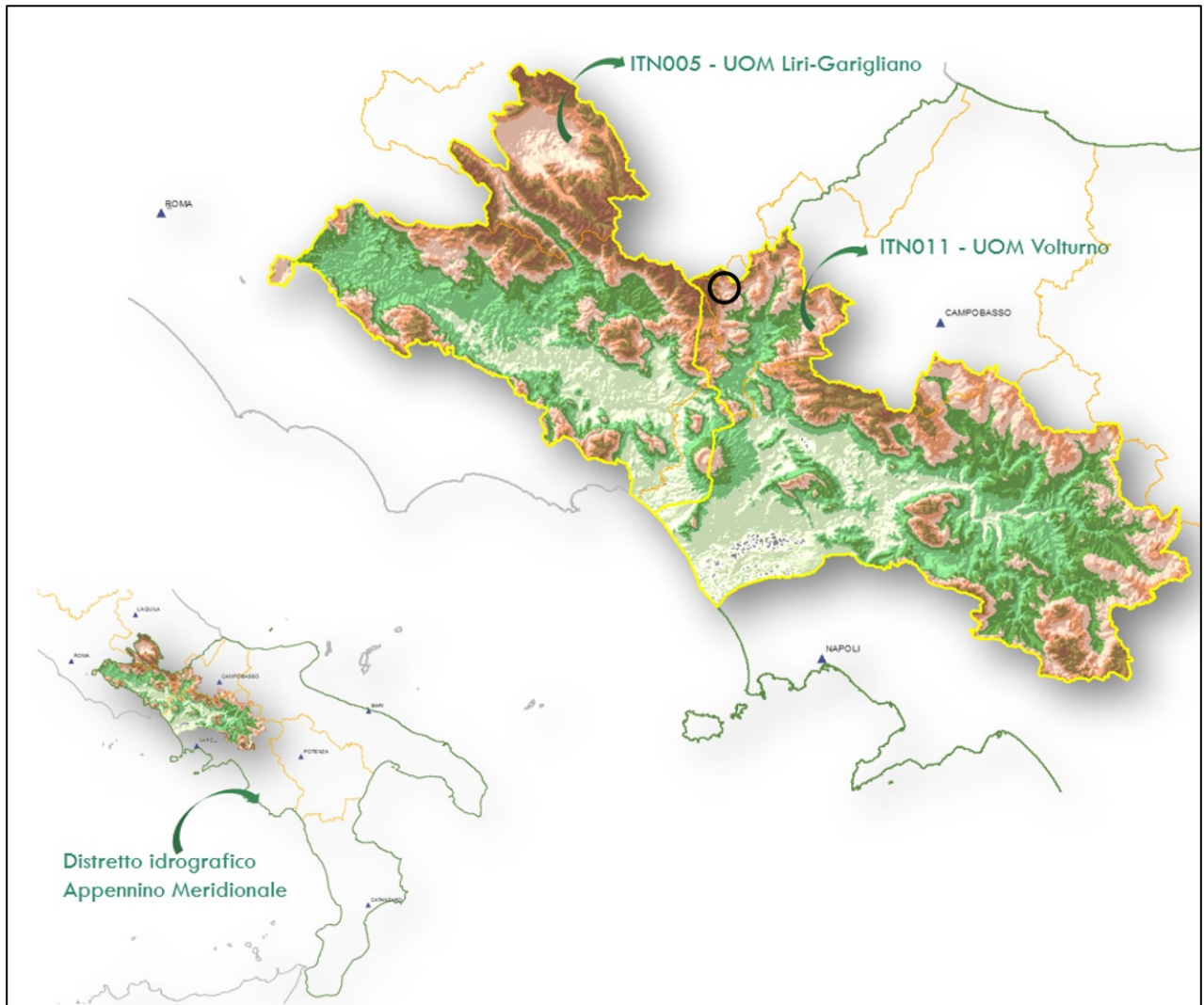


Figura 3: Posizionamento dell'area di progetto (cerchio nero) rispetto all'inquadramento del bacino idrografico del Volturno. (Fonte: <https://www.distrettoappenninomeridionale.it/index.php/elaborati-di-piano-menu/ex-adb-liri-garigliano-e-volturno-menu>)

Per l'individuazione del sottobacino idrografico di interesse si è fatto uso degli algoritmi *r.watershed* e *r.water.outlet* presenti all'interno del software QGis. Questi, partendo dalle informazioni del DTM con risoluzione 20 metri hanno permesso l'estrazione di un bacino imbrifero, ossia il luogo dei punti della superficie terrestre che raccolgono le acque che, scorrendo in superficie, raggiungono la sezione di chiusura del bacino. Per definire la sezione di chiusura è stata scelta una sezione del reticolo idrografico posto a valle dell'area del progetto in esame.

I risultati ottenuti sono riportati nell'immagine seguente:



Figura 4: Inquadramento satellitare del sottobacino idrografico di interesse (in blu, il layout di progetto).

Area Bacino [km ²]	Quota max [m.s.l.m.]	Quota min [m.s.l.m.]	Quota media [m.s.l.m.]	Pendenza media bacino [%]	Lunghezza asta principale [km]	Pendenza media asta principale [%]
23,7	1908	605	1066,1	33,4	10	12,8

Tabella 1: Caratteristiche principali del sottobacino considerato.

 Engineering & Construction		GRE CODE
		GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00
		PAGE
		9 di/of 54

3. INQUADRAMENTO VINCOLISTICO DEI PIANI DI SETTORE

3.1. PAI e PGRA

Il Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (in seguito denominato PAI), del D.L. 279/2000, convertito con modificazioni della L. 365/2000, ha valore di Piano Territoriale di Settore ed è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni, gli interventi e le norme d'uso riguardanti la difesa del rischio idrogeologico del territorio campano.

Il PAI persegue l'obiettivo di garantire al territorio di competenza dell'ABR adeguati livelli di sicurezza rispetto all'assetto geomorfologico, relativo alla dinamica dei versanti e al pericolo di frana, all'assetto idraulico, relativo alla dinamica dei corsi d'acqua e al pericolo di inondazione e all'assetto della costa, relativo alla dinamica delle linee di rive e al pericolo dell'erosione costiera.

Con il DM 25 ottobre 2016, n. 294 e con il DPCM 4 aprile 2018 è stato disposto il trasferimento delle competenze dalle Autorità di Bacino Regionali alle Autorità di Bacino Distrettuali, che ne hanno mutuato compiti e in parte Norme di Attuazione con documentazione cartografica e digitale. Usualmente le Autorità di Bacino identificano le aree a rischio da frana e le aree a rischio idraulico. Per quanto riguarda queste ultime si ricorda che le Autorità di Bacino devono provvedere all'allineamento dei loro tematismi con quanto previsto dai Piani di Gestione del Rischio Alluvione (PGRA), che in caso di contrasto con quanto riportato nei PAI, risultano cogenti.

Per l'area di progetto (ricadente nell'ex UoM Liri-Garigliano-Volturno) sono disponibili i file vettoriali (shapefile), che consentono la visualizzazione della pericolosità e del rischio, nonché le cartografie in formato immagine, che di seguito si riportano; in particolare risultano disponibili il file denominato LGV_PSAI_RF_311220_ED50 (che fa riferimento al Rischio Frana) e il file PAI-RI LGV rischio idraulico (bacino Liri-Garigliano-Volturno) - UTM ED50 fuso 33.shp (che fa riferimento al rischio alluvione).

Per quanto riguarda il rischio da frana vengono definiti i livelli di rischio per i fenomeni franosi mappati, con livelli di rischio crescenti da R2 a R4 associate alle aree di alta attenzione, che corrispondono agli areali di pericolo, con livello di attenzione crescente da A1 ad A4.

Sono anche definite aree Rpa (aree a rischio potenzialmente alto), Apa (aree di attenzione potenzialmente alta) e Apb (aree di attenzione potenzialmente bassa).

Vengono inoltre definiti degli "ambiti di rischio", C1, C2 e C3. Di questi ambiti le aree di progetto ricadono in parte nell'ambito C1, definito "Aree di possibile ampliamento dei fenomeni franosi cartografati all'interno, ovvero di fenomeni di primo distacco".

Di seguito si riporta, per ciascun elemento di progetto, la collocazione rispetto alle perimetrazioni PAI appena citate.

Portale SSE (PG1) Ambito di rischio C1



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00

PAGE

10 di/of 54

Sostegno S2	Ambito di rischio C1
Sostegno S2bis	Area di media attenzione A2
Sostegno S3	Area di media attenzione A2
Sostegno S4	Area di media attenzione A2
Sostegno S5	Area di media attenzione A2
Sostegno S6	Nessun elemento
Sostegno S6bis	Nessun elemento
Sostegno S7	Nessun elemento
Sostegno S8	Ambito di rischio C1
Sostegno S9	Ambito di rischio C1
Stazione RTN	Ambito di rischio C1
Sostegno S10	Nessun elemento
Sostegno S11	Nessun elemento
Area cantiere	Nessun elemento
Nuova viabilità Stazione RTN	Ambito di rischio C1 - Area di media attenzione A2

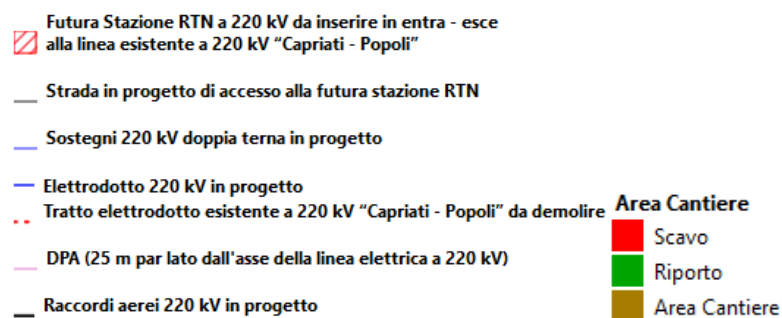
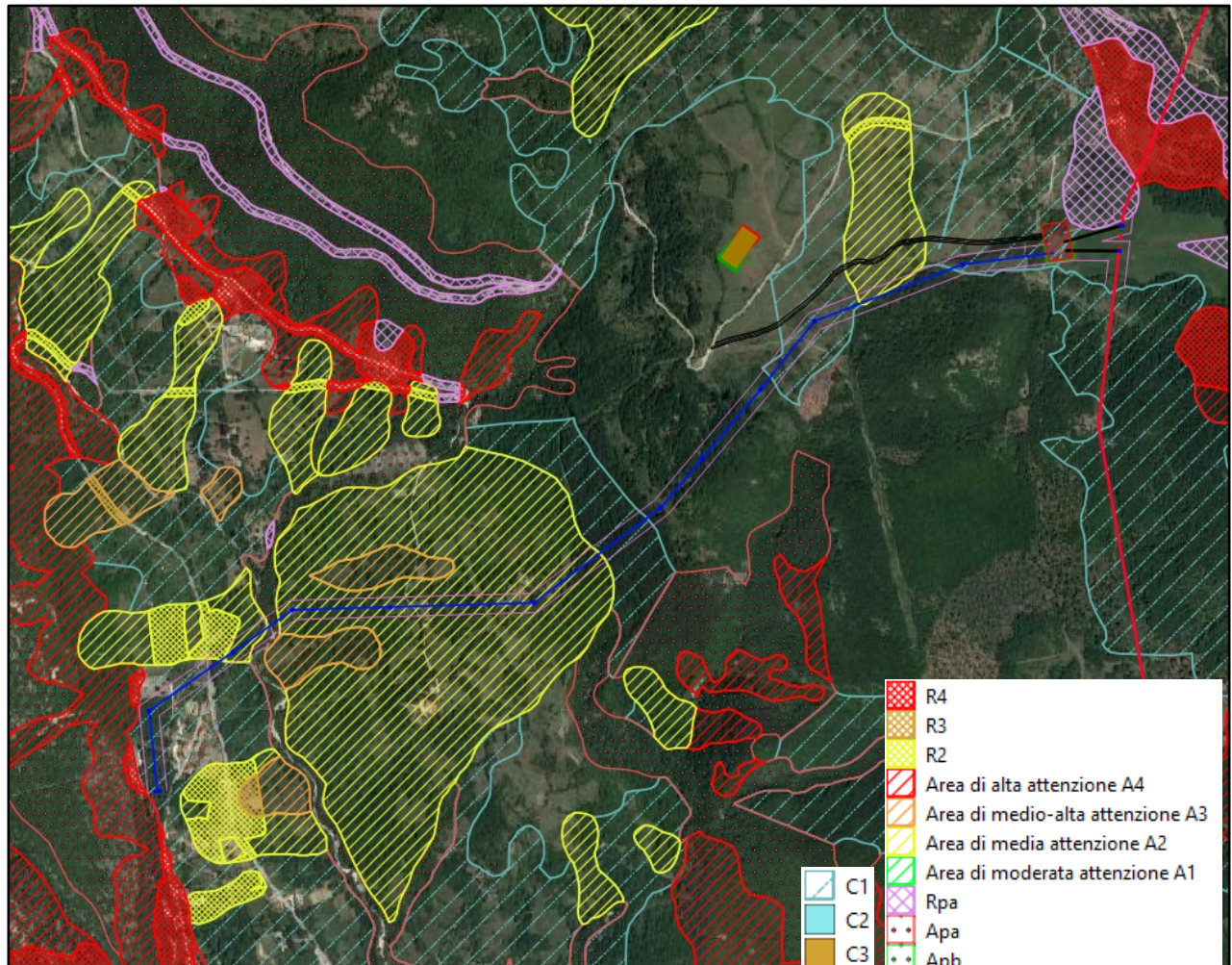


Figura 5: Rischio associato indicato alle perimetrazioni della figura precedente. Non sono presenti aree considerate a rischio di nessun genere, benchè il cavidotto sia prossimo ad un'Area di Alta Attenzione A4.

Per quanto attiene il rischio idraulico il PAI e il PGRA condividono le medesime perimetrazioni e i medesimi livelli di rischio. In tutto il settore in cui si inserisce il progetto non sono presenti perimetrazioni di rischio, eccetto il tratto terminale del Rio Inziera, con rischio associato R1 e il tratto del Rio Iemmare in corrispondenza della confluenza con il citato Rio Inziera, cui viene associato un livello di rischio R3. In definitiva non vi è alcun elemento del progetto in corrispondenza di perimetrazioni per rischio alluvione del PAI e del PGRA.













-  Futura Stazione RTN a 220 kV da inserire in entra - esce alla linea esistente a 220 kV "Capriati - Popoli"
 -  Strada in progetto di accesso alla futura stazione RTN
 -  Sostegni 220 kV doppia terna in progetto
 -  Elettrodotta 220 kV in progetto
 -  Tratto elettrodotta esistente a 220 kV "Capriati - Popoli" da demolire
 -  DPA (25 m par lato dall'asse della linea elettrica a 220 kV)
 -  Raccordi aerei 220 kV in progetto
- Area Cantiere**
-  Scavo
 -  Riporto
 -  Area Cantiere

Figura 6: PGRA e PAI, che per tale zona coincidono (fonte Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale).

4. ANALISI IDROLOGICA

4.1. Caratterizzazione climatica

Il territorio del comune di Montenero Val Cocchiara è caratterizzato da una stagione calda che dura 2,8 mesi, dal 16 giugno al 9 settembre, con una temperatura giornaliera massima oltre 22 °C. Il mese più caldo dell'anno è *luglio*, con una temperatura media massima di 26 °C e minima di 15 °C.

La stagione fredda dura 4,0 mesi, da 19 novembre a 18 marzo, con una temperatura massima giornaliera media inferiore a 9 °C. Il mese più freddo dell'anno è *gennaio*, con una temperatura media massima di -2 °C e minima di 5 °C.

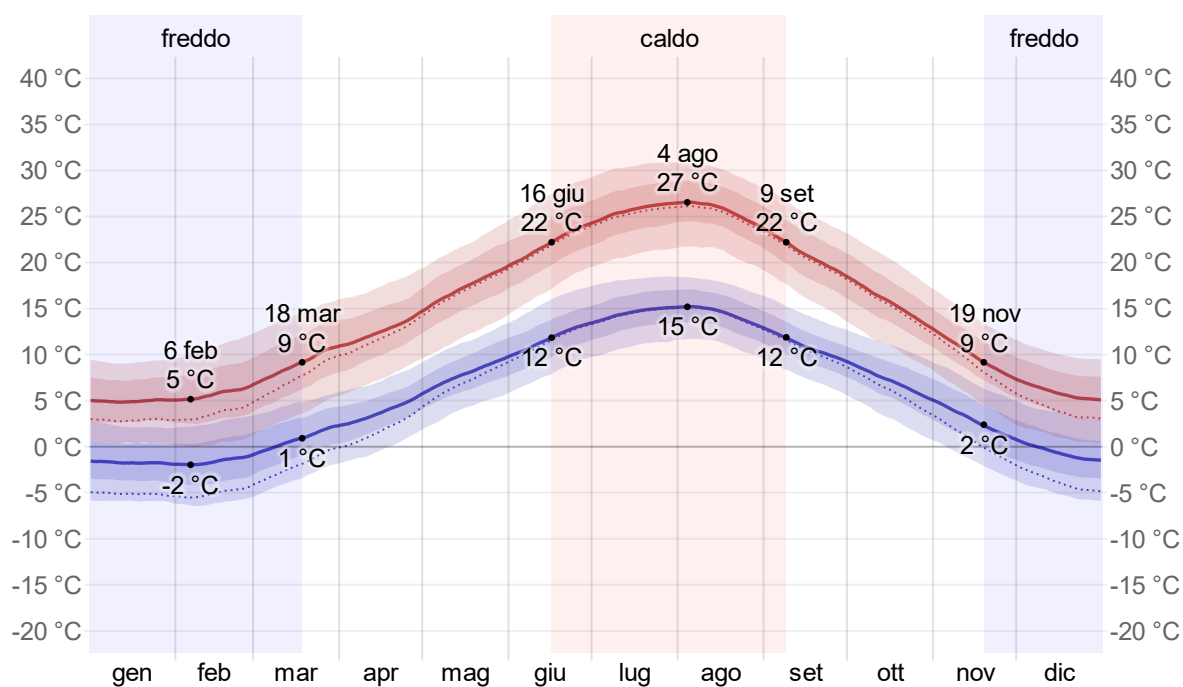


Figura 7: Temperatura massima (riga rossa) e temperatura minima (riga blu) giornaliere medie, con fasce del 25° - 75° e 10° - 90° percentile. Le righe sottili tratteggiate rappresentano le temperature medie percepite. (Fonte: <https://it.weatherspark.com/y/76900/Condizioni-meteorologiche-medie-a-Montenero-Val-Cocchiara-Italia-tutto-l'anno>)

La figura a seguire mostra una caratterizzazione compatta delle temperature medie orarie per tutto l'anno. L'asse orizzontale rappresenta il giorno dell'anno, l'asse verticale rappresenta l'ora del giorno, e il colore rappresenta la temperatura media per quell'ora e giorno.

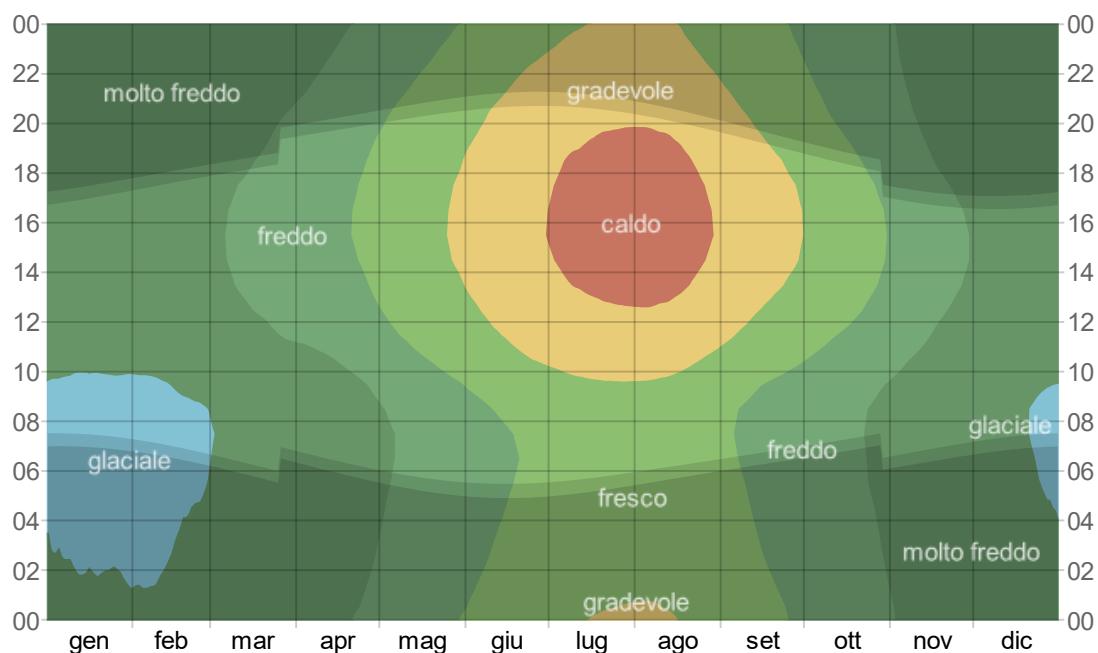


Figura 8: Temperatura oraria media, con fasce di diversi colori. L'ombreggiatura indica la notte e il crepuscolo civile. (Fonte: <https://it.weatherspark.com/y/76900/Condizioni-meteorologiche-medie-a-Montenero-Val-Cocchiara-Italia-tutto-l'anno>)

Per quanto riguarda le precipitazioni, la possibilità di giorni piovosi a Montenero Val Cocchiara varia durante l'anno.

La stagione *più piovosa* dura 7,5 mesi, dal 13 settembre al 28 aprile, con una probabilità di oltre 23% che un dato giorno sia piovoso. Il mese con il maggiore numero di giorni piovosi è *novembre*, con in media 9,7 giorni di almeno 1 millimetro di precipitazioni.

La stagione *più asciutta* dura 4,5 mesi, dal 28 aprile al 13 settembre. Il mese con il minor numero di giorni piovosi è *luglio*, con in media 4,0 giorni di almeno 1 millimetro di precipitazioni.

Fra i giorni piovosi, si fa la differenza fra giorni con solo pioggia, solo neve, o un misto dei due. Il mese con il numero maggiore di giorni di solo pioggia è *novembre*, con una media di 8,7 giorni. In base a questa categorizzazione, la forma più comune di precipitazioni durante l'anno è solo pioggia, con la massima probabilità di 31% il 17 novembre.

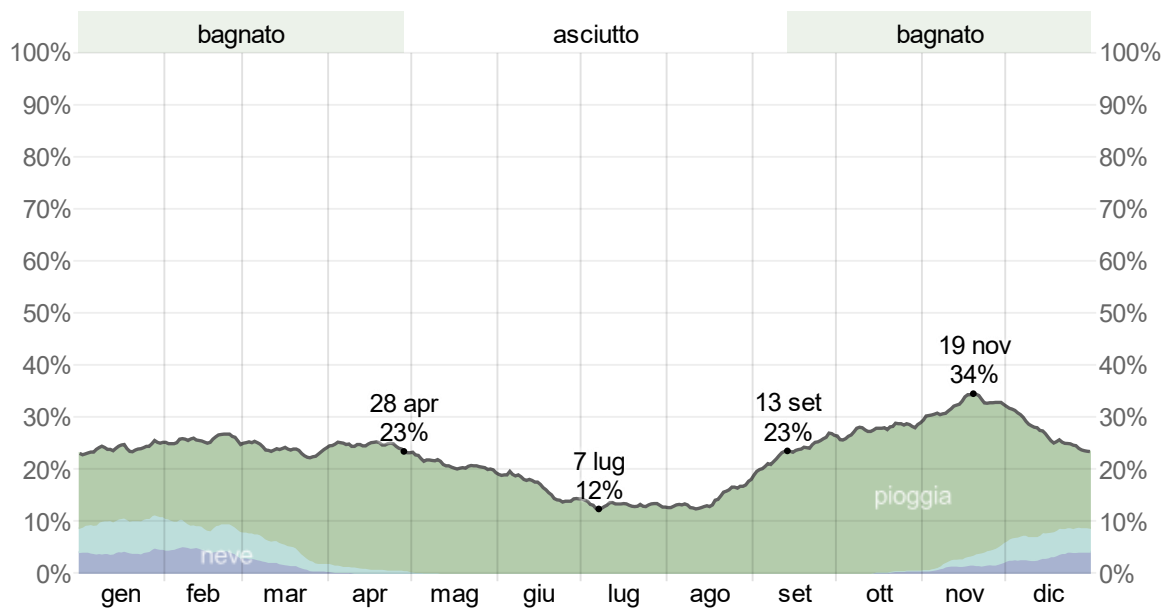


Figura 9: Percentuale di giorni i cui vari tipi di precipitazione sono osservati, tranne le quantità minime: solo pioggia, solo neve, e miste (pioggia e neve nella stessa ora). (Fonte: <https://it.weatherspark.com/y/76900/Condizioni-meteorologiche-medie-a-Montenero-Val-Cocchiara-Italia-tutto-l'anno>)

Per mostrare le variazioni nei mesi e non solo il totale mensile, si mostra la pioggia accumulata in un periodo mobile di 31 giorni centrato su ciascun giorno. Montenero Val Cocchiara ha *significative* variazioni stagionali di piovosità mensile.

La pioggia cade in tutto l'anno. Il mese con la maggiore quantità di pioggia è *novembre*, con piogge medie di *78 millimetri*.

Il mese con la minore quantità di pioggia è *luglio*, con piogge medie di *20 millimetri*.

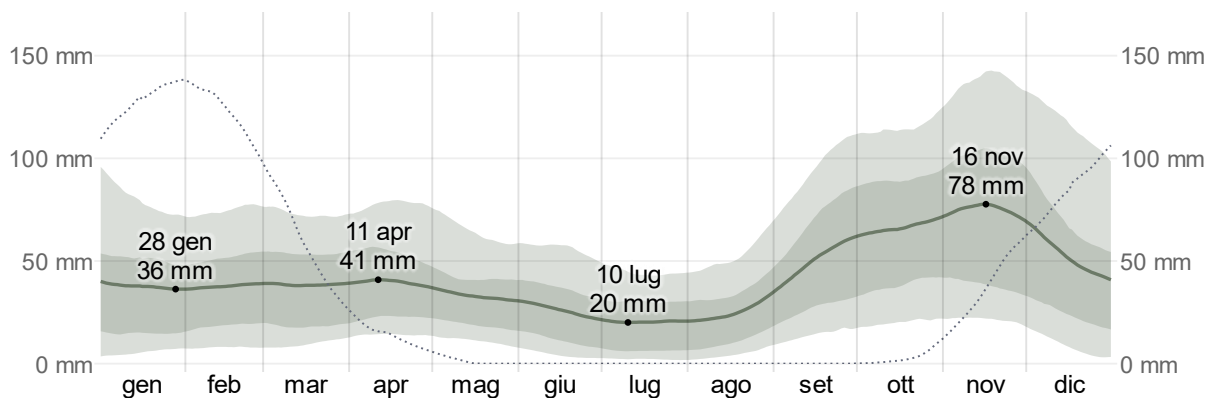


Figura 10: Pioggia media (riga continua) accumulata durante un periodo mobile di 31 giorni centrato sul giorno in questione, con fasce del 25° - 75° e 10° - 90° percentile. La riga tratteggiata sottile indica le nevicate medie corrispondenti. (Fonte: <https://it.weatherspark.com/y/76900/Condizioni-meteorologiche-medie-a-Montenero-Val-Cocchiara-Italia-tutto-l'anno>)

 Engineering & Construction		GRE CODE
		GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00
		PAGE
		16 di/of 54

4.2. Distribuzione statistica TCEV secondo la metodologia VAPI

L'analisi statistica degli estremi idrologici è stata condotta attraverso la distribuzione statistica TCEV secondo al metodologia VAPI, che consente la valutazione dell'altezza di pioggia anche in bacini non strumentati o comunque in aree dove i dati misurati risultano insufficienti.

Nel VAPI si fa riferimento ad un approccio di tipo probabilistico per la valutazione degli estremi idrologici. Non esiste, quindi, un valore massimo assoluto, ma ad ogni valore (di altezza e/o di portata) viene associata una probabilità che si verifichino eventi con valori superiori. In termini probabilistici, nella metodologia VAPI viene adottata una distribuzione di probabilità a doppia componente, la TCEV (*Two Component Extreme Value Distribution*), che traduce in termini statistici la differente provenienza degli estremi idrologici, interpretando gli eventi massimi annuali come il valore estratto da una miscela di due popolazioni distinte (che avrebbero come massimo annuale due diverse funzioni di probabilità di tipo Gumbel). La prima produce gli eventi massimi ordinari, componente ordinaria, più frequenti e meno intensi in media; la seconda produce gli eventi massimi straordinari, componente straordinaria, meno frequenti e più intensi.

Per la stima della legge di probabilità pluviometrica, che definisce appunto la variazione della media del massimo annuale dell'altezza di pioggia con la durata, il territorio in esame fa riferimento al Rapporto VAPI Campania, come da classificazione del "Progetto Speciale VAPI".

Il Rapporto VAPI Campania fa riferimento ad una legge a quattro parametri del tipo:

$$m[I(d)] = \frac{m(I_0)}{\left(1 + \frac{d}{d_c}\right)^{C-D \cdot z}}$$

dove:

- $m[I(d)]$ = Valore dell'altezza di pioggia media in funzione della durata dell'evento [mm];
- $m[I_0]$ = Limite dell'intensità di pioggia per d che tende a 0 il cui valore è costante per ogni area pluviometrica omogenea;
- d = Durata dell'evento [h];
- d_c , C e D = Parametri costanti per ogni area pluviometrica omogenea;
- z = Altezza media del sito (nel caso in esame z è pari a circa 1066.1 m.s.l.m.)

Nel Rapporto VAPI Campania il territorio regionale è stato suddiviso in sei zone pluviometriche omogenee per ognuna delle quali i parametri della suddetta legge sono costanti e sono stati determinati attraverso una procedura di stima regionale utilizzando i dati di 44 stazioni

pluviografiche con più di 10 anni di osservazioni, ed in particolare:

- i massimi annuali delle altezze di pioggia in intervalli di 1, 3, 6, 12 e 24 ore;
- le altezze di pioggia relative ad eventi di notevole intensità e breve durata, che il SIMN non certifica come massimi annuali.

Nell'immagine a seguire si riporta la suddivisione della Regione Campania in aree pluviometriche omogenee e l'individuazione dell'area d'intervento:

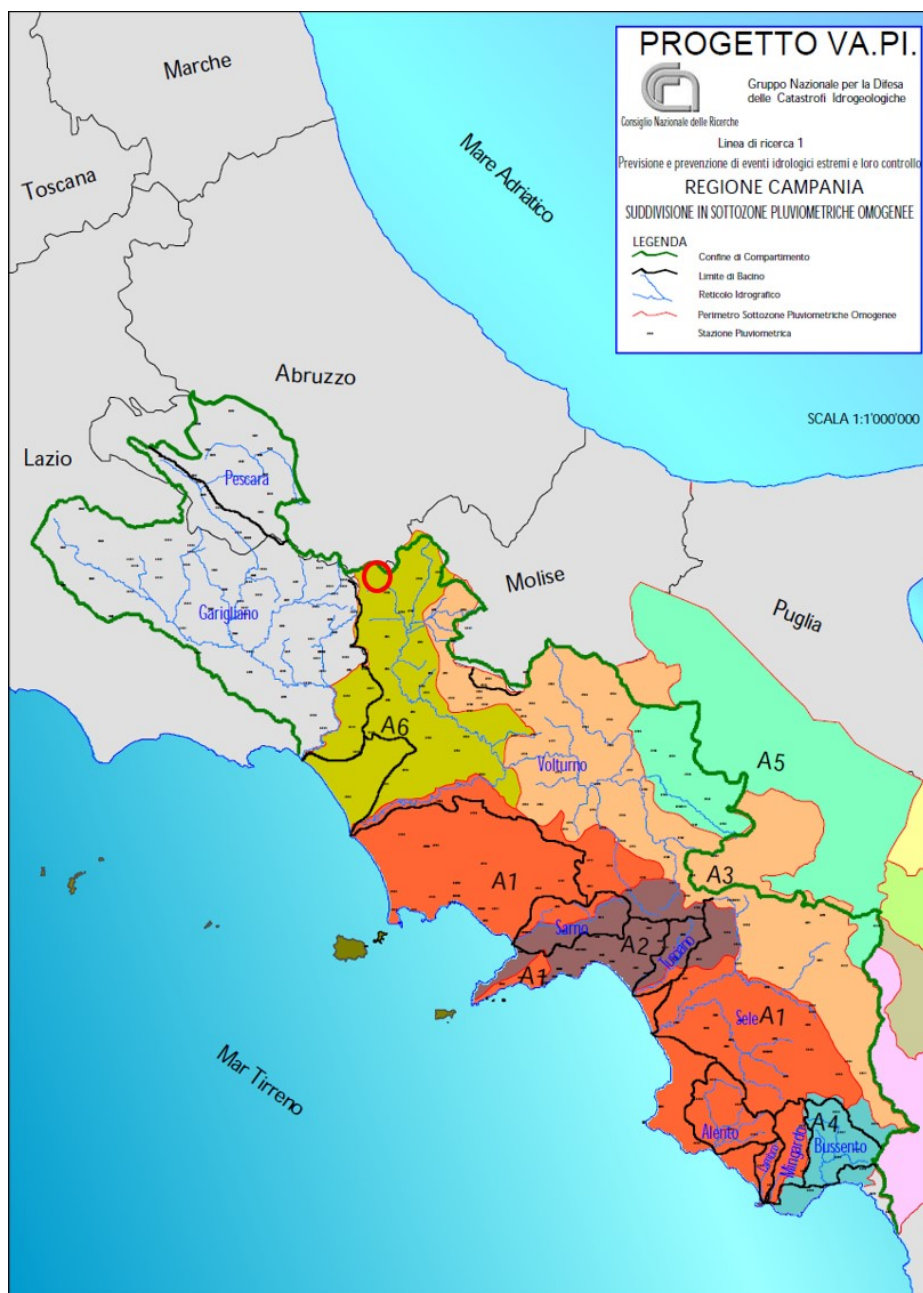


Figura 11: Inquadramento dell'area di indagine (cerchio rosso) sulla "Suddivisione sottozone pluviometriche omogenee – Regione Campania". (Fonte: <http://www.idrologia.polito.it/gndci/rapporti/Napoli.htm>)

Dalla figura precedente si evince che la zona interessata dall'intervento ricade nella zona omogenea di tipo A6.

Di seguito se ne riportano i parametri:

A6			
m[10] [mm/ora]	dc [ore]	C	D
87,87	0,2205	0,7265	0,000088476

Il valore dell'altezza di pioggia in funzione del periodo di ritorno viene calcolato a partire dal valore dell'altezza di pioggia media moltiplicando quest'ultima per il fattore di crescita che dipende dal periodo di ritorno e dai parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge in Campania.

Il legame tra il fattore di crescita e i parametri della distribuzione è dato dall'espressione:

$$T = \frac{1}{1 - F_k(k)} = \frac{1}{1 - \exp(-\Lambda_1 e^{-\eta k} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\theta_*} e^{-\eta k/\theta_*})}$$

I valori dei parametri della distribuzione validi per la Campania sono riportati nella tabella a seguire:

Piogge	$\theta_* = 2.136$	$\Lambda_* = 0.224$	$\Lambda_1 = 41$	$\eta = 4.688$
--------	--------------------	---------------------	------------------	----------------

Tabella 2: Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge in Campania. (Fonte: <http://www.idrologia.polito.it/gndci/rapportiPdf/Napoli.pdf>)

In funzione di questi parametri sono stati ricavati i seguenti valori del fattore di crescita:

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
K_T (piogge)	0.93	1.22	1.43	1.65	1.73	1.90	1.98	2.26	2.55	2.95	3.26

Tabella 3: Valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita K_T per le piogge in Campania, per alcuni valori del periodo di ritorno T. (Fonte: <http://www.idrologia.polito.it/gndci/rapportiPdf/Napoli.pdf>)

Con riferimento alla zona esaminata (appartenente alla zona omogenea A6), la legge di probabilità pluviometrica dei massimi di pioggia in funzione della durata e del periodo di ritorno per il sito in esame diventa:

$$h_{d,T} = K_T \cdot \frac{87.87}{\left(1 + \frac{d}{0.2205}\right)^{0.6321}}$$

I risultati ottenuti sono stati raccolti nella seguente tabella:

	d [ore]	Tr [anni]					
		10	20	25	50	100	200
h[mm]	1	41,4	47,9	50,1	57,4	65,3	73,7
	3	67,6	78,1	81,7	93,6	106,6	120,3
	6	89,4	103,4	108,1	123,9	141,0	159,2
	12	117,0	135,3	141,6	162,2	184,6	208,5
	24	152,3	176,2	184,3	211,1	240,3	271,4

Tabella 4: Calcolo dei valori ($h_{d,T}$, T)

Una volta ottenute le coppie ($h_{d,T}$, T) per ogni valore di durata considerato, si passa all'interpolazione dei punti ottenendo le curve di possibilità pluviometrica:

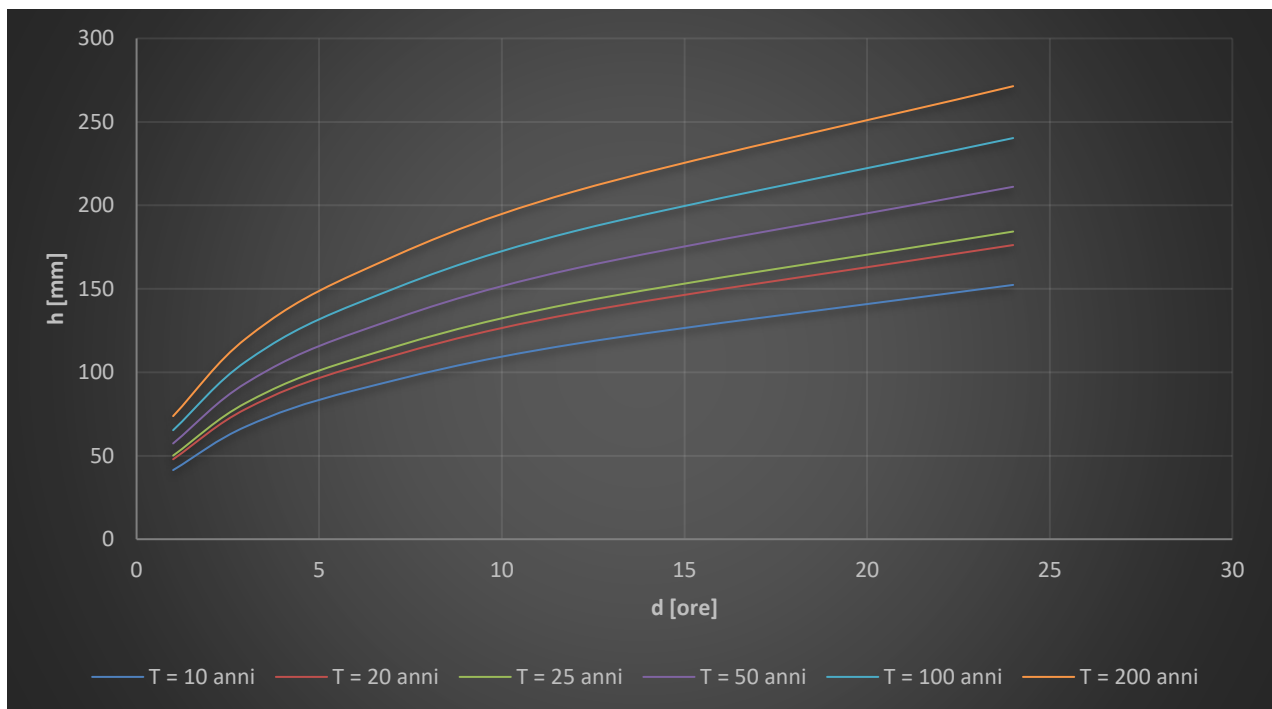


Figura 12: Curve di possibilità pluviometrica ottenute con la metodologia VAPI.

 Engineering & Construction		GRE CODE
		GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00
		PAGE
		20 di/of 54

4.3. Trasformazione afflussi – deflussi: Metodo CN - SCS

La stima della portata di piena per un assegnato tempo di ritorno viene condotta attraverso l'impiego di modelli afflussi-deflussi che trasformano l'input pluviometrico in deflusso superficiale.

Tra i modelli afflussi-deflussi disponibili in letteratura si farà riferimento in particolare al metodo proposto dal *Soil Conservation Service* americano (1972), nel seguito indicato come Metodo S.C.S.

Questo metodo, messo a punto dal Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti (*Soil Conservation Service*, S.C.S.), nel 1972, è una procedura con ampia diffusione in ambiente americano e che consente la ricostruzione delle piene in bacini idrografici di superficie medio piccola, in genere non superiore a 20-30 km². Il metodo, noto anche come metodo "del numero di curva" dalla denominazione inglese di *Curve Number*, terminologia che deriva dal simbolo usato per la sua parametrizzazione, consente sia la determinazione del volume della piena e della sua portata al colmo sia, qualora di interesse, la completa ricostruzione dell'idrogramma.

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:

Valori del parametro CN (adimensionale)	← Tipo idrologico Suolo →			
	A	B	C	D
↓ Tipologia di Uso del Territorio				
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area imperm. 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m ² (area imperm. 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500÷1000 m ² (area imperm. 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000÷1500 m ² (area imperm. 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali, lotti di 1500÷2000 m ² (area imperm. 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000÷5000 m ² (area imperm. 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000÷10000 m ² (area imperm. 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade,	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terra	72	82	87	89

Tabella 5: Valori del parametro CN per diverse combinazioni di suolo e copertura, considerando condizioni di media umidità CN(II). (Fonte:

http://www.idrologia.polito.it/didattica/Idrologia/2011/Argomento_7/produz_deflusso_superficiale.pdf)

 Engineering & Construction		GRE CODE
		GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00 PAGE 22 di/of 54

Tipo 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. 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 superficie.

Tabella 6: Tipi idrologici di suolo da considerare nella scelta del parametro CN. (Fonte: http://www.idrologia.polito.it/didattica/Idrologia/2011/Argomento_7/produdz_deflusso_superficiale.pdf)

- 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:

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

dove:

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

Q_p = Portata di picco dell'idrogramma unitario [$m^3/sec \cdot mm$];

$h_{T_c, T}$ = 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).

5. ANALISI IDRAULICA

La verifica delle aree esondabili è stata effettuata con il software HEC-RAS 6.2, sviluppato all'*Hydrologic Engineering Center* (HEC) della *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE), utilizzato per la modellazione mono e bidimensionale di reti di canali naturali e artificiali.

5.1. Individuazione del sottobacino di interesse

Come riportato precedentemente, l'individuazione del sottobacino idrografico di interesse si è fatto uso degli algoritmi *r.watershed* e *r.water.outlet* presenti all'interno del software QGIS. Questi, attraverso le informazioni del DTM con risoluzione 20 metri e la definizione della sezione di chiusura, hanno permesso l'estrazione del sottobacino di interesse.

Attraverso il software HEC-HMS 4.9, anch'esso sviluppato all'*Hydrologic Engineering Center* (HEC) della *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE), è stato possibile generare una rappresentazione più dettagliata del sottobacino di interesse scomponendo lo stesso in sei aree (Sub-x).

Di seguito viene riportato l'inquadramento delle aree (Sub-x) costituenti il sottobacino di interesse:

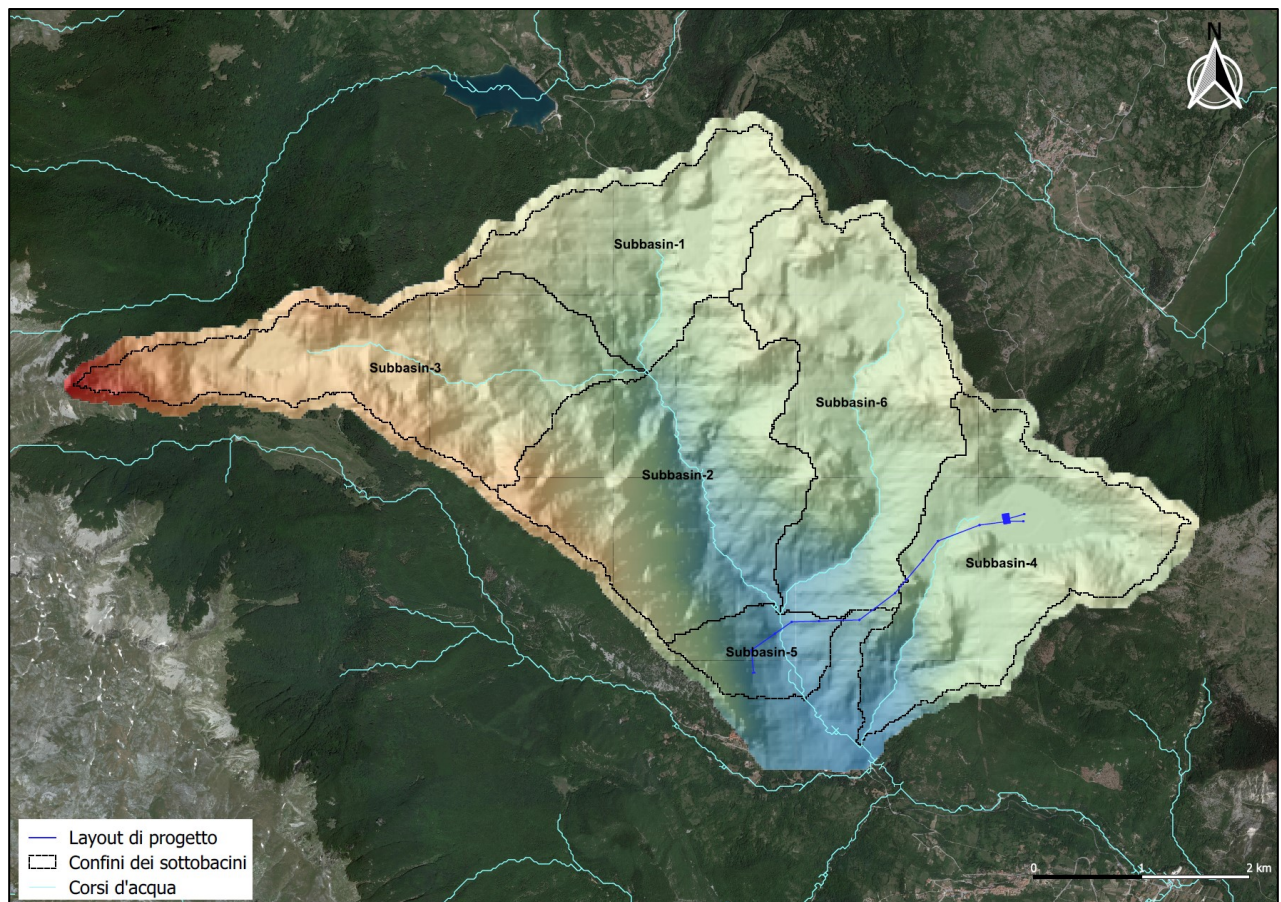


Figura 13: Inquadramento del sottobacino di interesse.

Sottobacino	Area [km ²]	Lunghezza asta principale [km]	Pendenza asta principale [-]	Pendenza media Bacino [-]
Sub-1	3,30	3,42	0,09	0,24
Sub-2	5,37	4,58	0,18	0,53
Sub-3	4,52	6,15	0,17	0,34
Sub-4	4,39	5,09	0,12	0,31
Sub-5	0,95	1,76	0,31	0,41
Sub-6	5,14	6,26	0,09	0,26

Tabella 7: Caratteristiche principali delle aree (Sub-x) costituenti il sottobacino di interesse.

5.2. 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**

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

- **Formula di Pasini**

$$t_c = \frac{0.108^8 \sqrt{A_b * L}}{\sqrt{i_k}} \text{ (ore)}$$

- **Formula di Viparelli**

$$t_c = \frac{L}{3.6 * V} \text{ (ore)}$$

- **Formula di Ventura**

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

 Engineering & Construction		GRE CODE
		GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00 PAGE 26 di/of 54

dove:

- A_b = Area del bacino [km²];
- i = Pendenza media del bacino [-];
- L = Lunghezza dell'asta principale [km];
- i_k = Pendenza media dell'asta principale [-];
- V = Velocità media della corrente assunta pari a 1,5 m/s.

Di seguito si riportano i valori di t_c per le aree (Sub-x) costituenti il sottobacino di interesse:

Sottobacino	Pezzoli	Pasini	Viparelli	Ventura	t_c medio [ore]	t_c medio [min]
Sub-1	0,62	0,79	1,47	0,76	0,91	54,51
Sub-2	0,59	0,73	1,96	0,69	0,99	59,61
Sub-3	0,82	0,79	2,63	0,65	1,22	73,48
Sub-4	0,80	0,87	2,18	0,76	1,16	69,31
Sub-5	0,18	0,23	0,75	0,22	0,35	20,79
Sub-6	1,15	1,15	2,68	0,96	1,49	89,13

Tabella 8: Valori di t_c per le aree (Sub-x) costituenti il sottobacino di interesse.

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.

5.3. Applicazione del metodo CN – SCS

Per calcolare il Curve Number per il sottobacino di interesse secondo il metodo SCS si considerano le tematiche relative all'uso del suolo e alla litologia dell'area in esame riportate nel seguito:

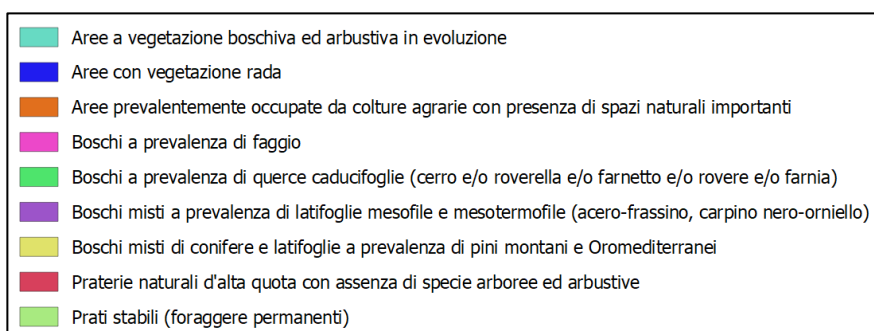
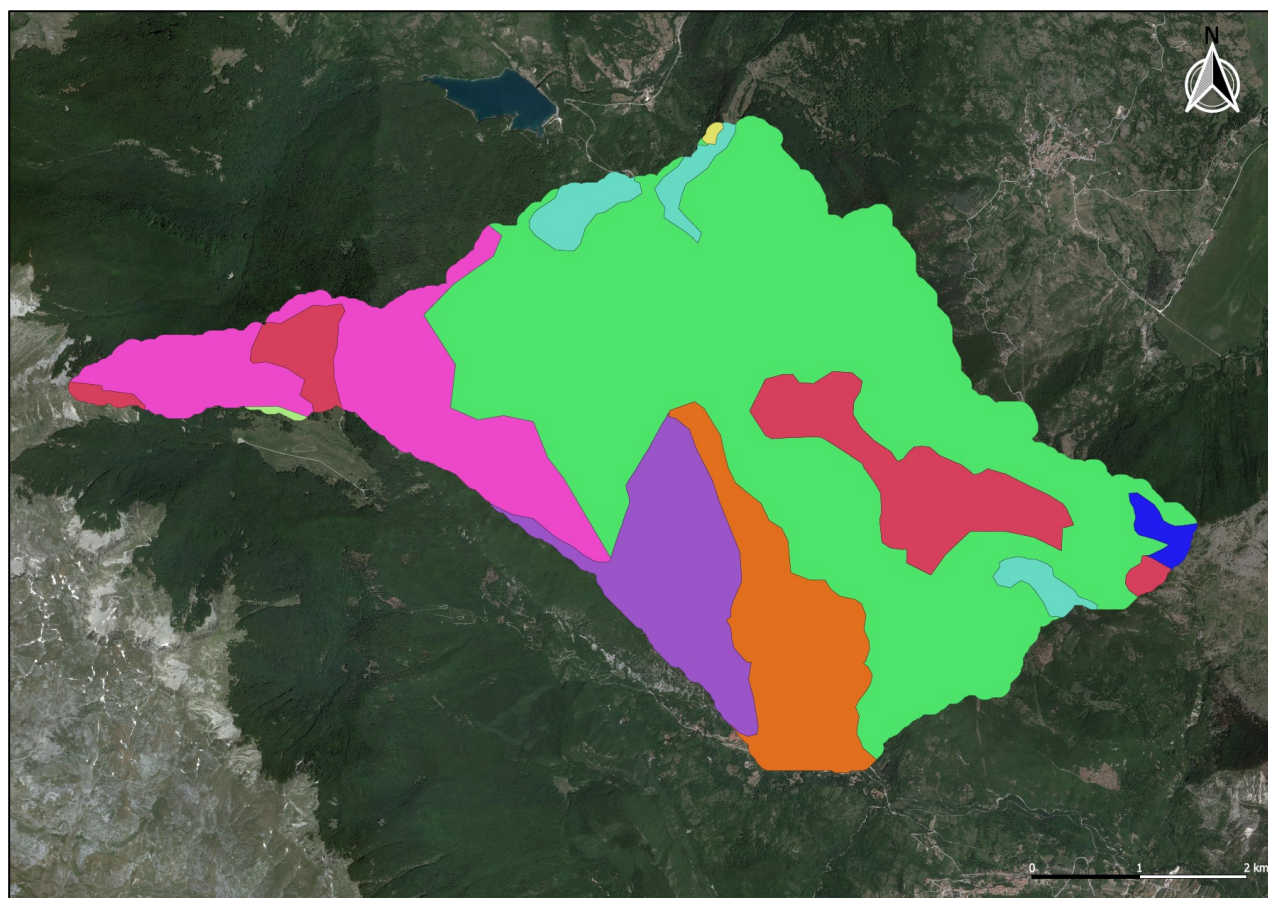
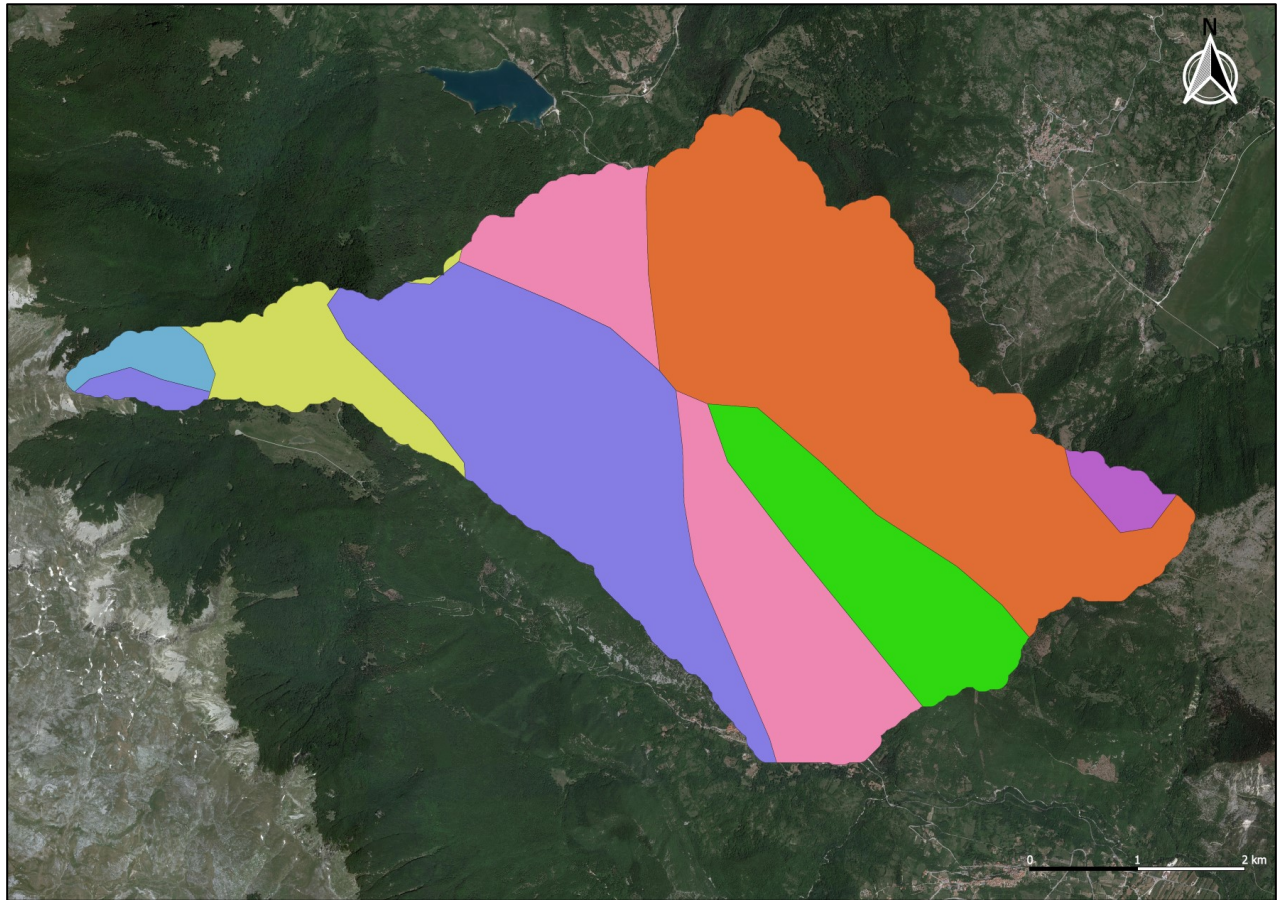


Figura 14: Uso del suolo del sottobacino in esame. (Fonte: Corine Land Cover 2012 – IV livello)










	Calcari e calcari marnosi detritici di scarpata
	Calcari e calcari marnosi pelagici
	Calcari micritici e micriti argillose di piattaforma
	Depositi glaciali
	Marne e marne calcaree detritiche di facies di scarpata
	Unita' arenacee e arenaceo-marnose
	Unita' calcareo-marnose (torbiditiche)

Figura 15: Tipologia del suolo del sottobacino in esame. (Fonte: Carta Geolitologica – Geoportale Nazionale)

Dalla combinazione delle informazioni sopra riportate, per come descritto nella Tabella 5, viene assegnato un valore univoco del Curve Number.

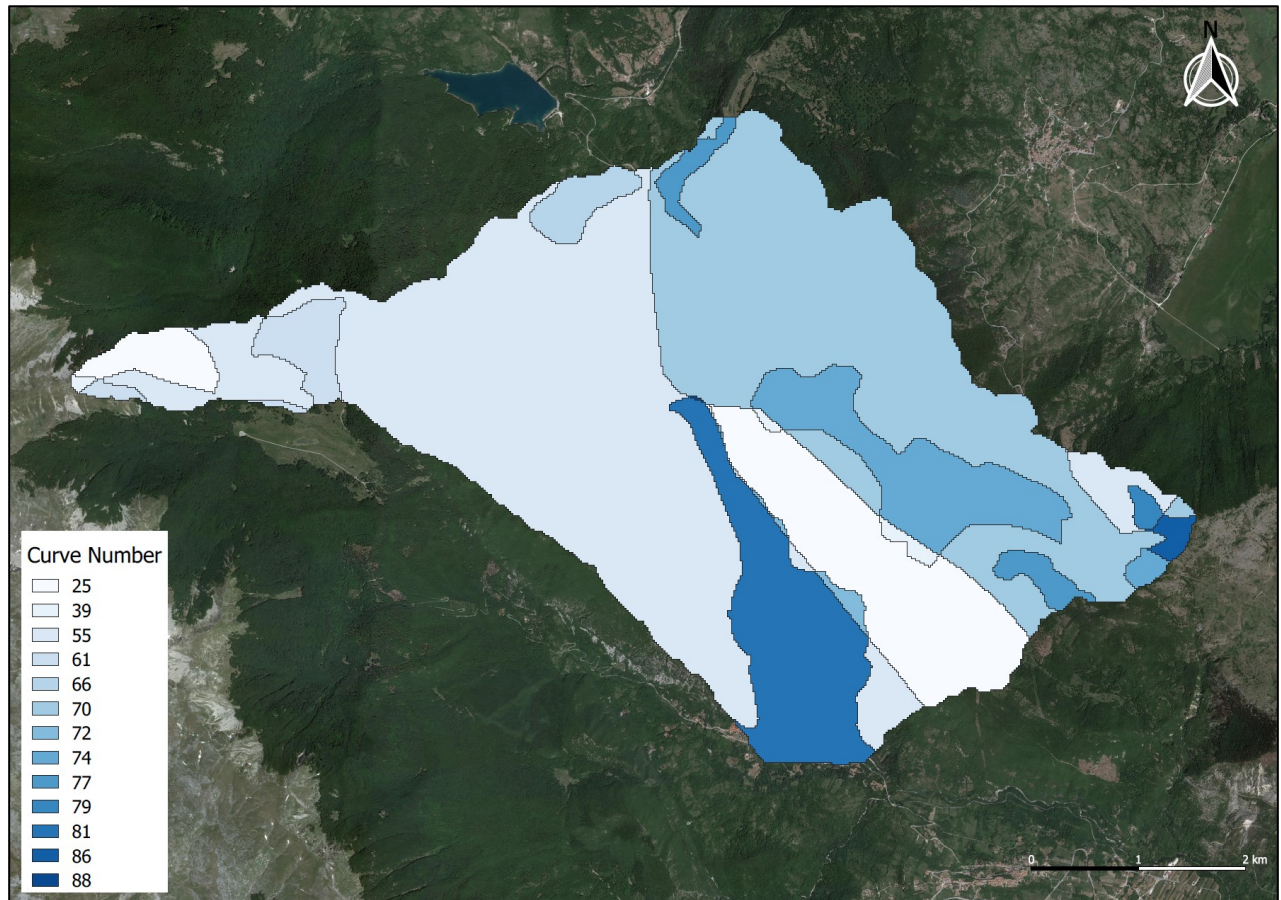


Figura 16: Curve Number del sottobacino in esame.

5.4. Stima dello ietogramma di progetto

Lo ietogramma di progetto è stato costruito seguendo il cosiddetto modello Chicago in base alla curva di possibilità pluviometrica estratta dal metodo VAPI con tempo di ritorno $T_r = 200$ anni e una durata di 3 ore:

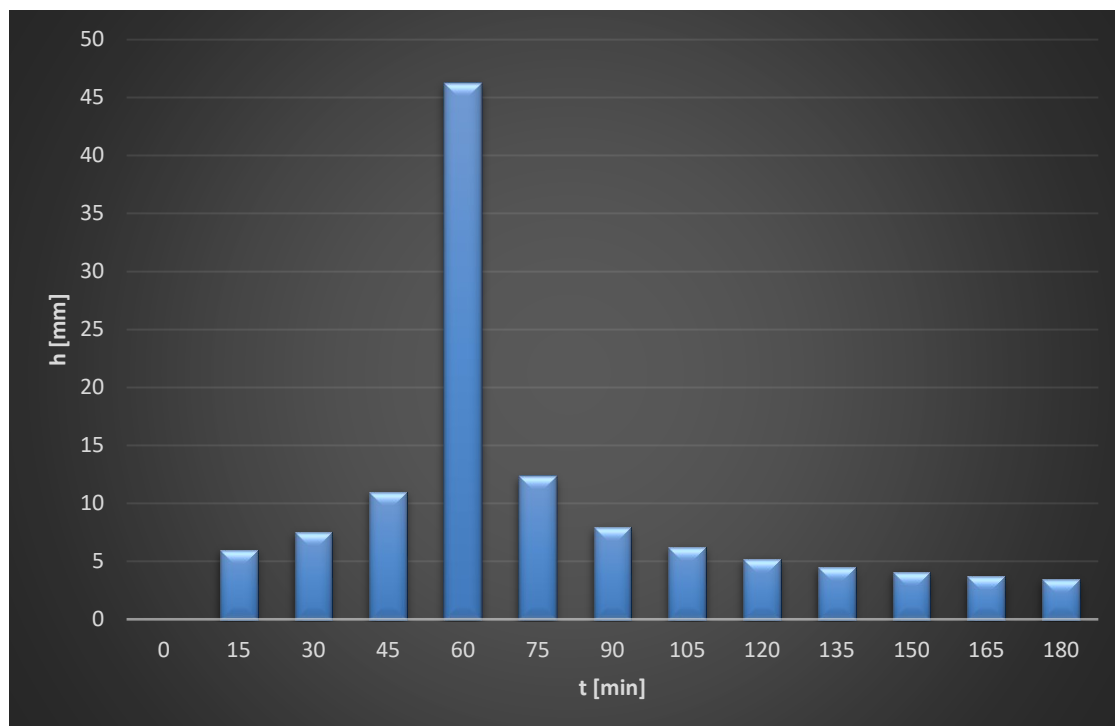


Figura 17: letogramma di progetto.

5.5. Risultati della simulazione idraulica

L'analisi idraulica è stata condotta in condizioni di moto vario e considerando un tempo di ritorno di 200 anni, come riportato nelle Specifiche Tecniche (*ENGINEERING SERVICES FOR RENEWABLE ENERGY INSTALLATIONS IN ITALY*) di Enel Green Power.

	Catchment basin area		
	0-20 ha	20-1000 ha	>1000 ha
T_R (years)	10	50	200
Calculation method	Analytical methods	Analytical methods	2-D numerical model

Figura 18: Classificazione dei tempi di ritorno e dei metodi di calcolo in funzione dell'area del bacino idrografico (Fonte: *TECHNICAL SPECIFICATION ENGINEERING SERVICES FOR RENEWABLE ENERGY INSTALLATIONS IN ITALY – Enel Green Power*)

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.

La verifica delle aree esondabili è stata condotta utilizzando il software HEC-RAS 6.2 utilizzando una modellazione bidimensionale ed effettuando quindi la schematizzazione idraulica del fenomeno indagato come di seguito descritto:

- Perimetrazione della superficie 2D e creazione delle *mesh* di calcolo;
- definizione del coefficiente di Manning sulla base delle informazioni ricavate dai tematismi relativi all'uso del suolo;
- definizione delle caratteristiche di infiltrazione del terreno secondo il Metodo CN -SCS;
- la verifica delle aree allagabili è stata eseguita inserendo come input gli idrogrammi di piena calcolati col metodo del SCS-Curve Number, in riferimento alle aste fluviali dei 3 sottobacini denominati: Subbasin-2, Subbasin-4 e Subbasin-6 (Tabella 7), in quanto più significativi per il layout di progetto.



Figura 19: Inquadramento su base satellitare dei corsi d'acqua principali.

Si riportano di seguito gli idrogrammi di piena per i sottobacini di interesse in relazione ai corsi d'acqua che interessano il layout di progetto:

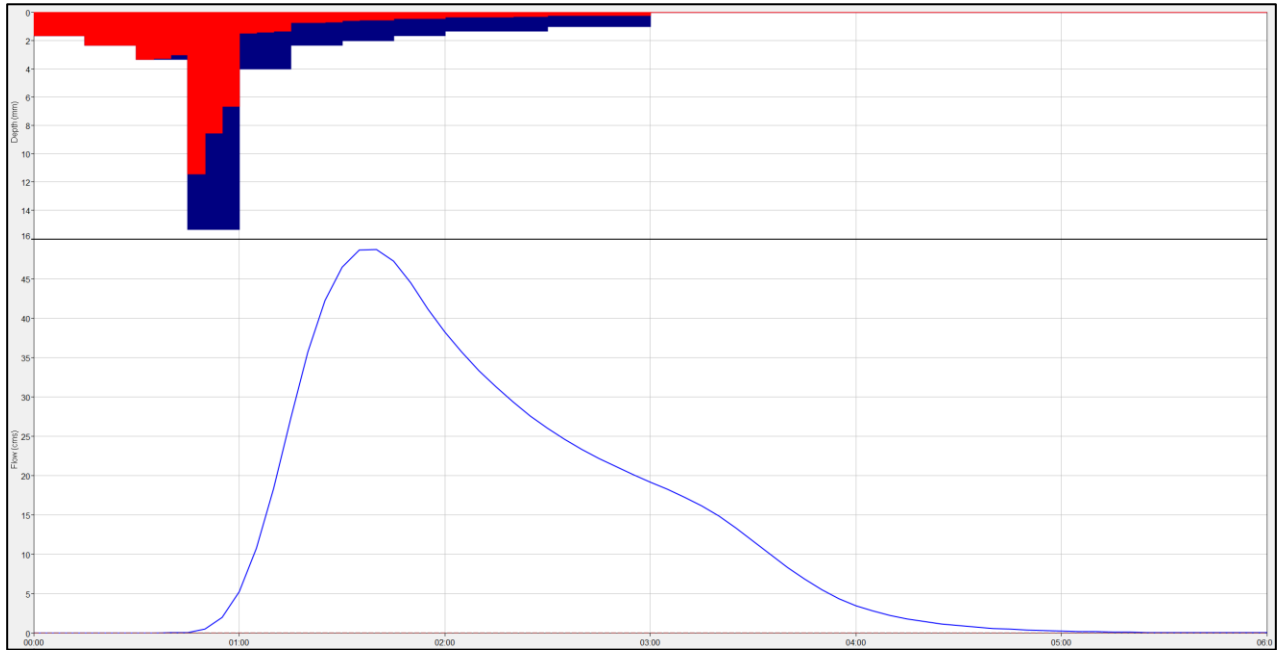


Figura 20: Idrogramma di piena del Subbasin-2.

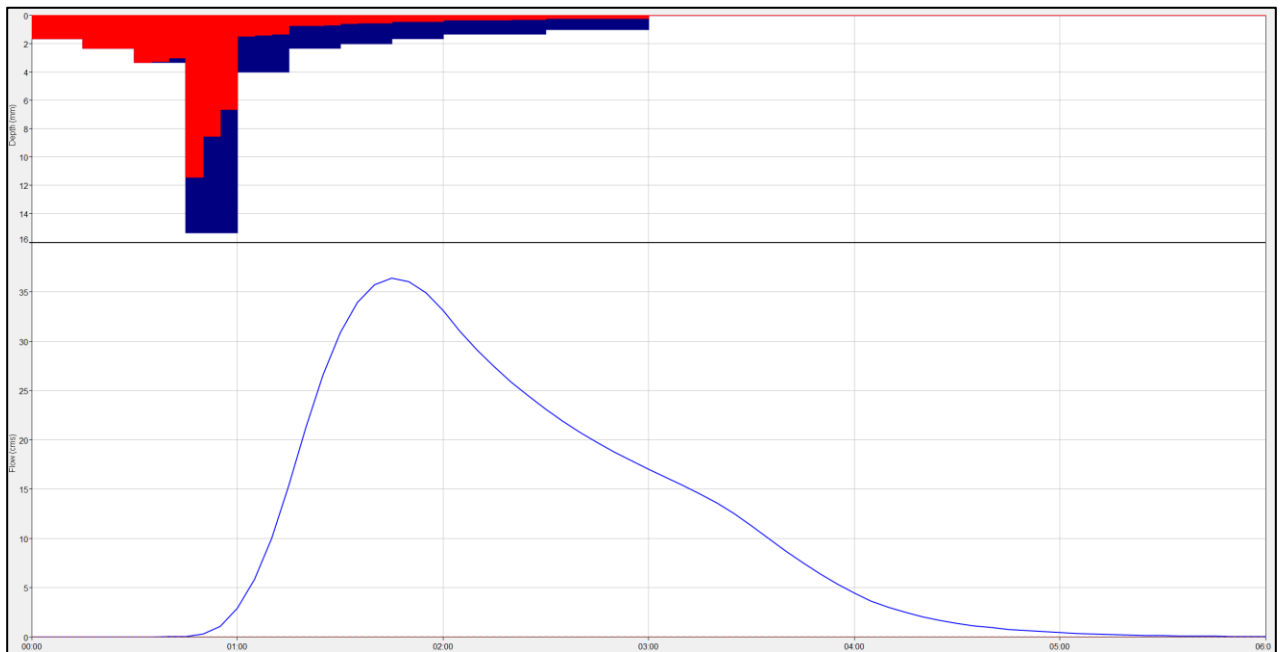


Figura 21: Idrogramma di piena del Subbasin-4.

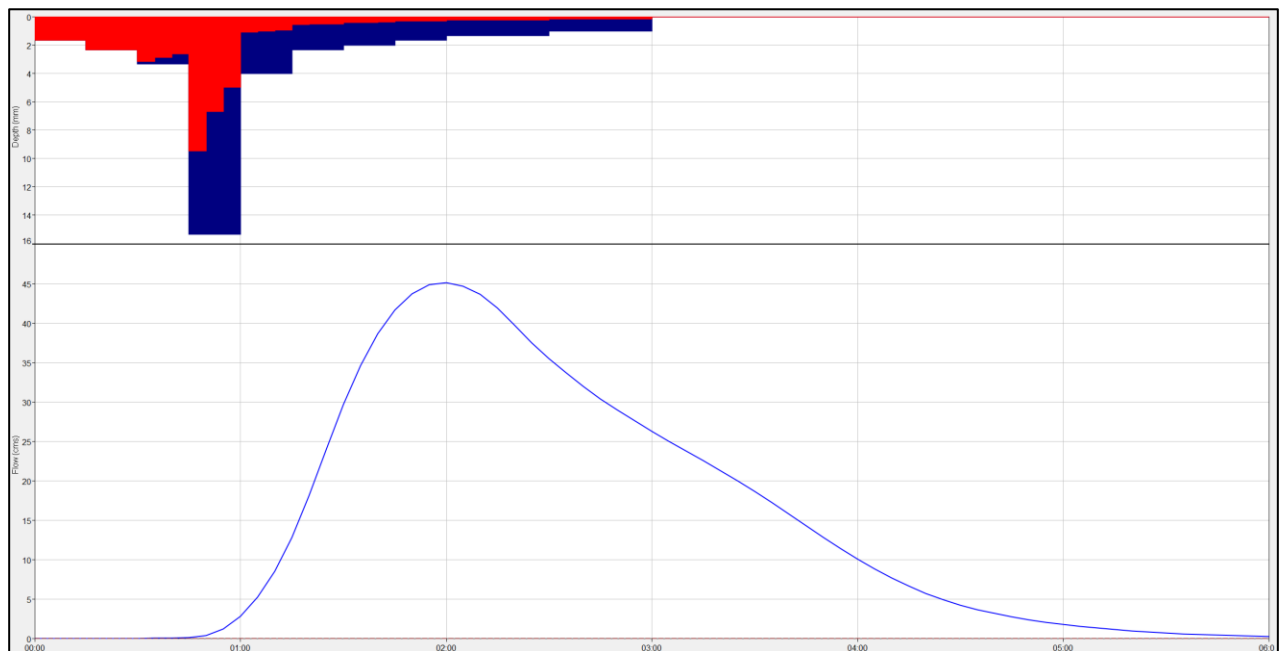


Figura 22: Idrogramma di piena del Subbasin-6.

Come si evince dall'idrogramma di piena, la portata di picco inerente al sottobacino 2 è pari a 48,7 m³/s e si verifica dopo circa 1 ora e 40 minuti dall'inizio dell'evento; per quanto riguarda il sottobacino 4 si ha una portata di picco di 36,4 m³/s che si verifica dopo circa 1 ora e 45 minuti; per il sottobacino 6 invece, si ha una portata di picco di 45,1 m³/s che si verifica dopo circa 2 ore dall'inizio dell'evento.

Si riporta di seguito l'inquadramento delle aree allagate a seguito dell'evento meteorico di progetto:

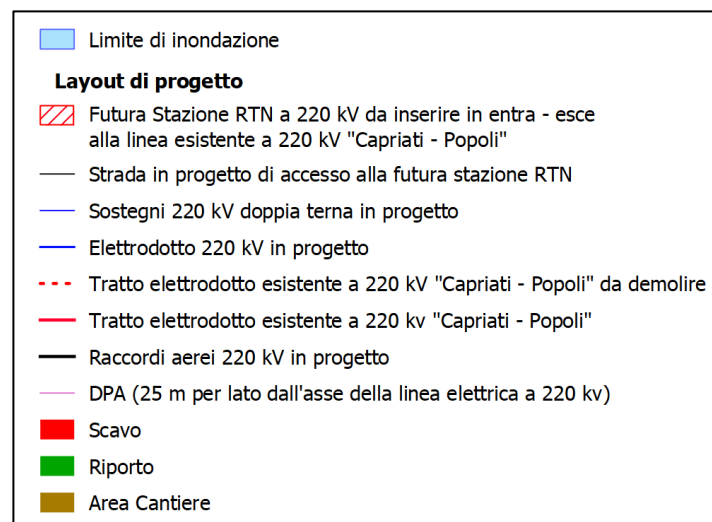
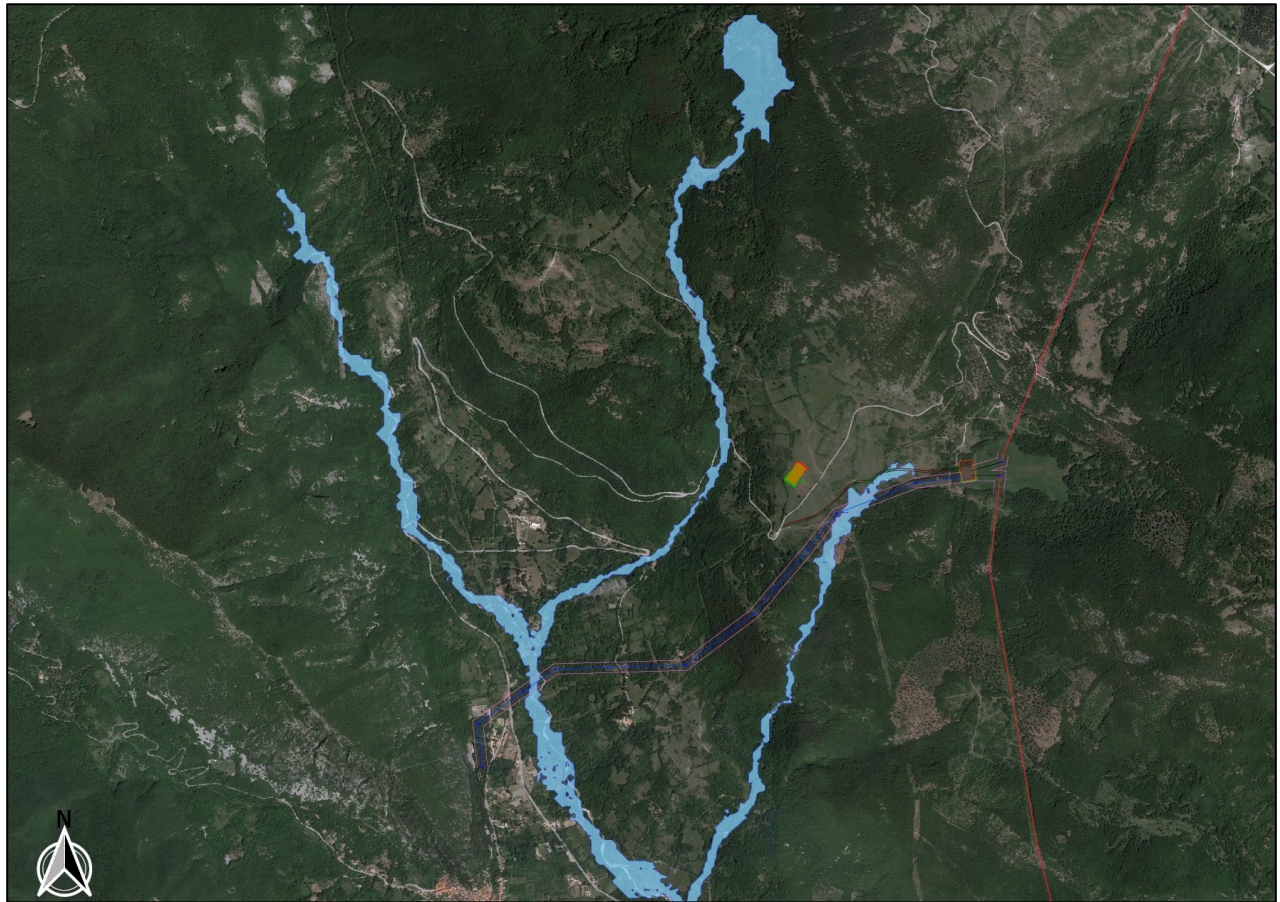





Figura 23: Inquadramento su base satellitare del limite di inondazione raggiunto durante l'evento di piena.



 Limite di inondazione

Layout di progetto

 Sostegni 220 kV doppia terna in progetto

 Elettrodotto 220 kV in progetto


 DPA (25 m per lato dall'asse della linea elettrica a 220 kv)

Figura 24: Inquadramento di dettaglio su base satellitare del layout di progetto in sovrapposizione con il limite di inondazione.

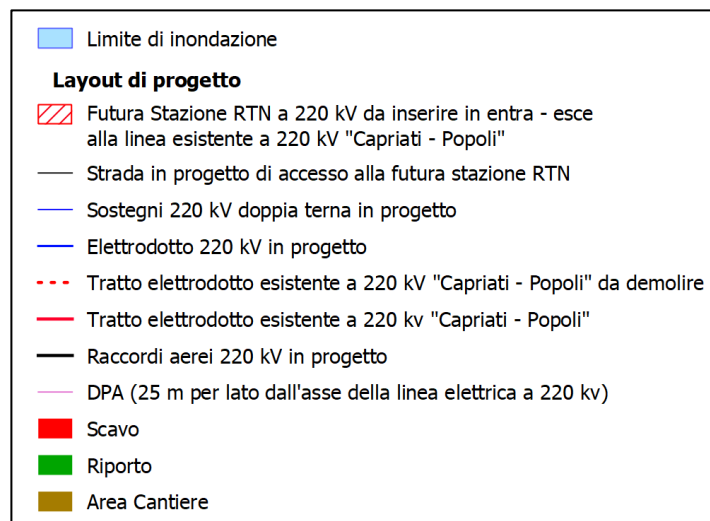
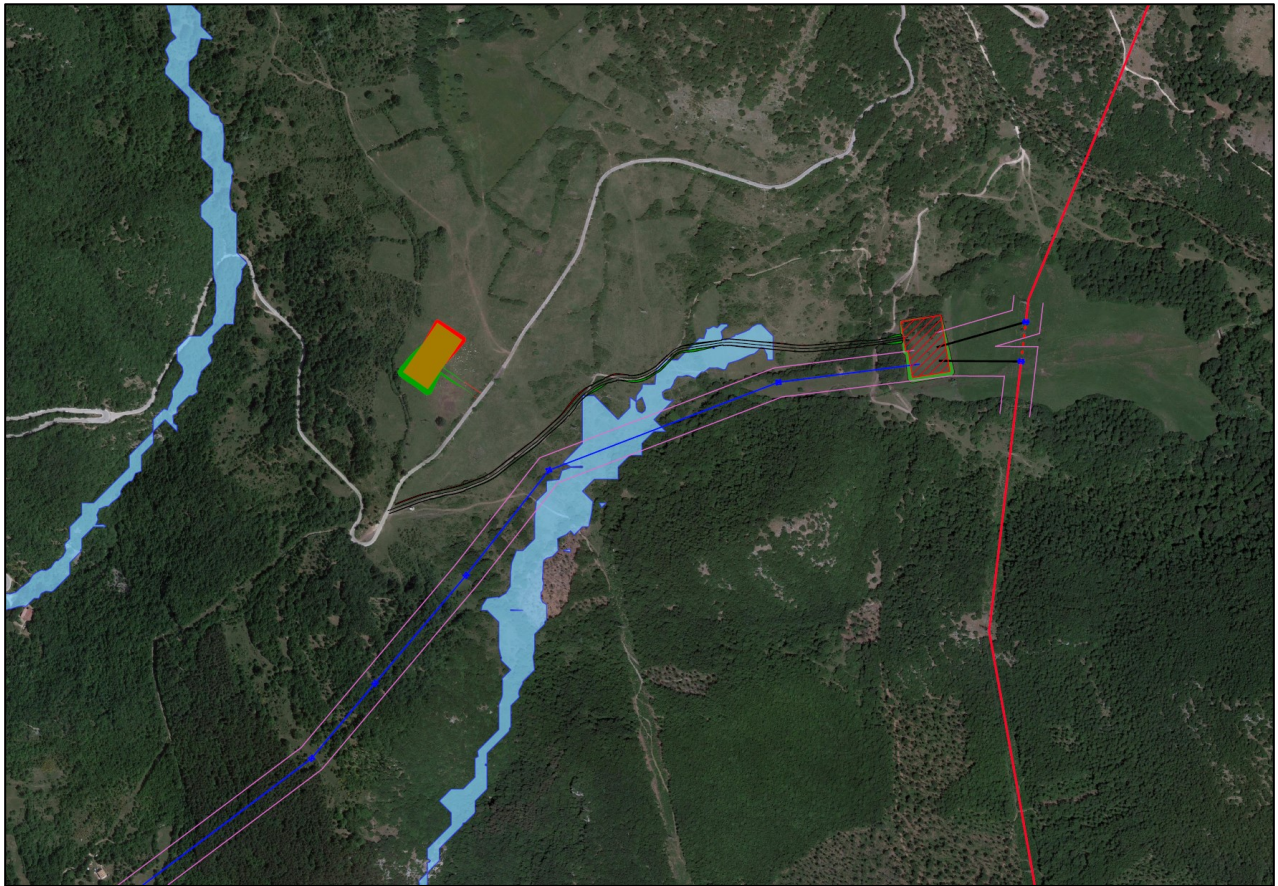


Figura 25: Inquadramento di dettaglio su base satellitare del layout di progetto in sovrapposizione con il limite di inondazione.

Secondo le Specifiche Tecniche - *ENGINEERING SERVICES FOR RENEWABLE ENERGY INSTALLATIONS IN ITALY* di Enel Green Power, il dimensionamento della rete di drenaggio stradale sarà effettuato per un tempo di ritorno di 10 anni. A tal fine, di seguito, si mostrano i risultati della simulazione idraulica con suddetto tempo di ritorno.

Per l'individuazione del sottobacino idrografico di interesse si è fatto uso dell'algoritmo *r.watershed* presente all'interno del software QGis. Questo, partendo dalle informazioni del DTM con risoluzione 20 metri ha permesso l'estrazione del bacino di influenza che incide sulla cunetta stradale da realizzare.

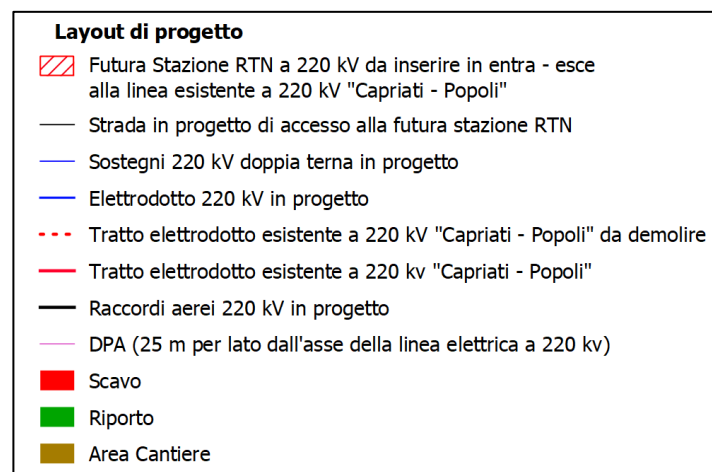
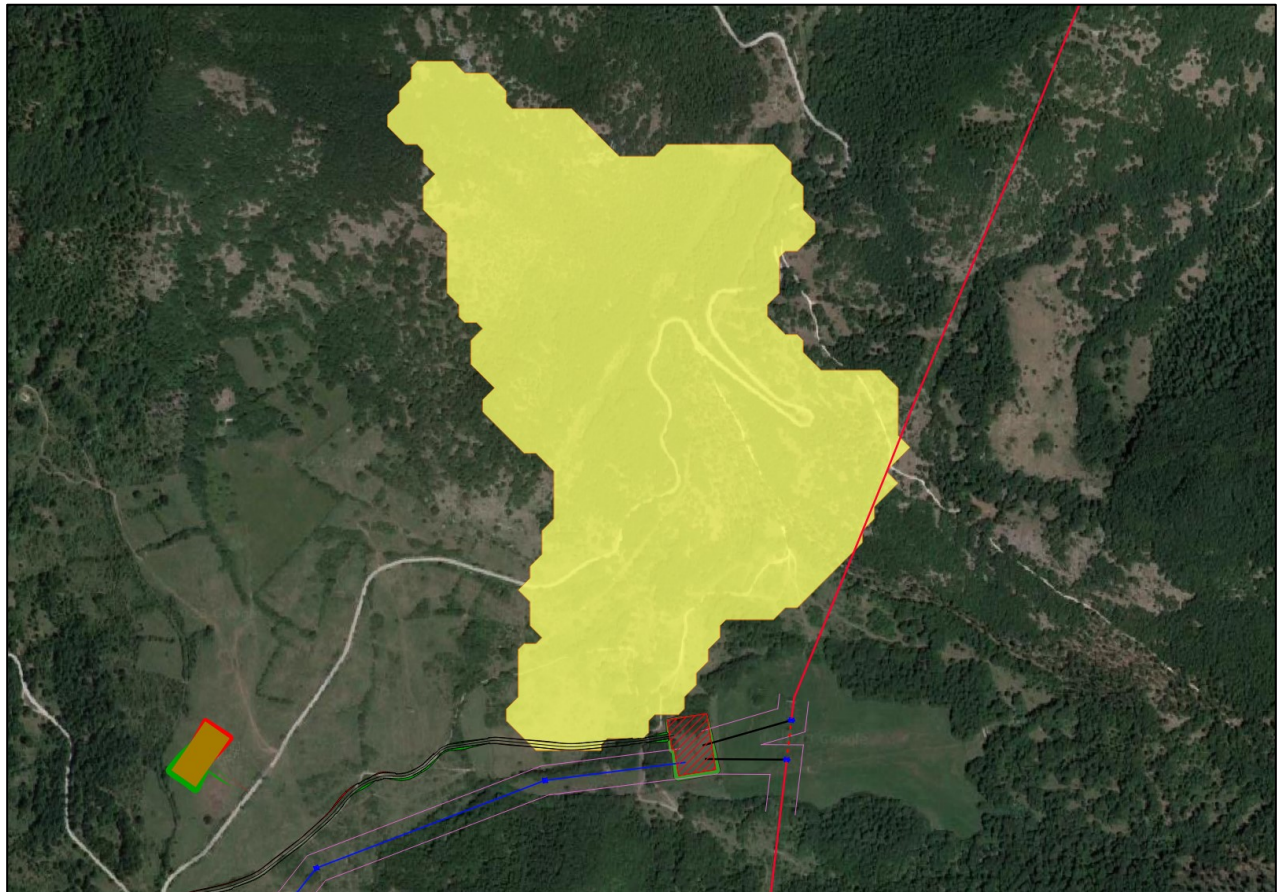
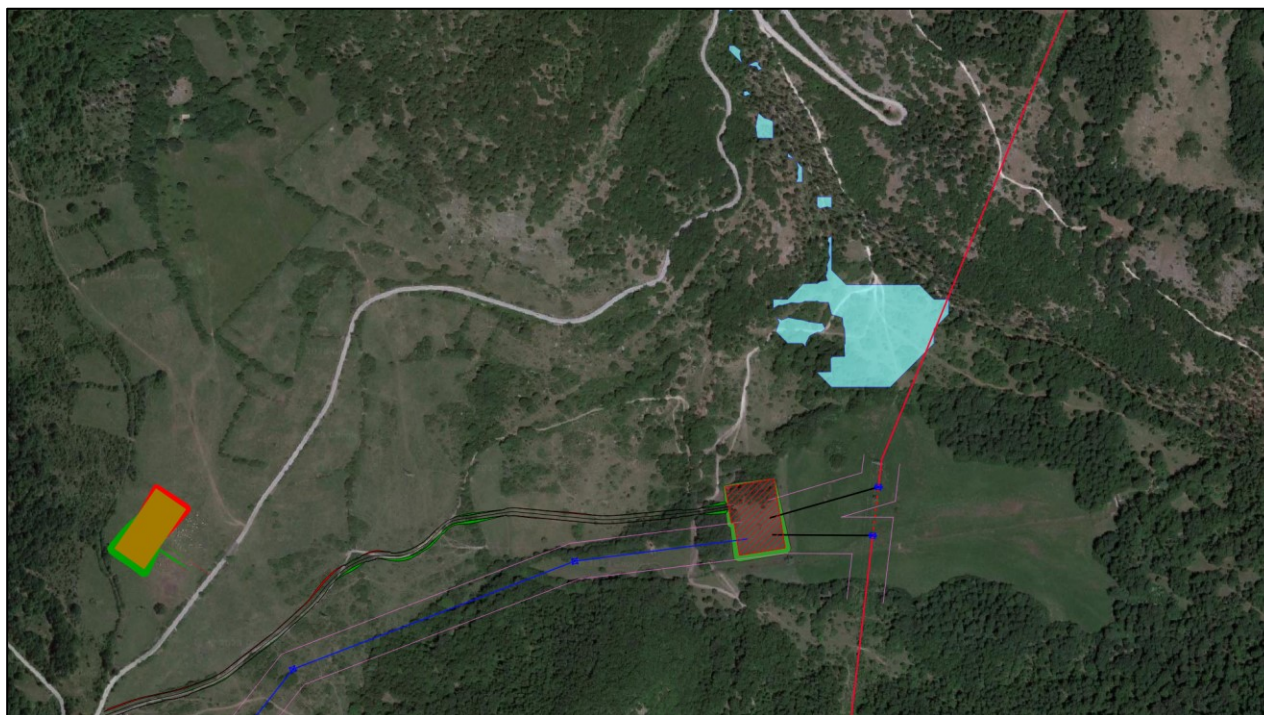


Figura 26: Individuazione del sottobacino di interesse (in giallo) per l'attraversamento stradale.

Attraverso il software HEC-RAS 6.2, utilizzando una modellazione bidimensionale relativa a un tempo di ritorno pari a 10 anni si è effettuata la schematizzazione idraulica del fenomeno indagato.

Si riporta di seguito l'inquadramento delle aree inondate:















	Limite di inondazione
Layout di progetto	
	Futura Stazione RTN a 220 kV da inserire in entra - esce alla linea esistente a 220 kV "Capriati - Popoli"
	Strada in progetto di accesso alla futura stazione RTN
	Sostegni 220 kV doppia terna in progetto
	Elettrodotto 220 kV in progetto
	Tratto elettrodotto esistente a 220 kV "Capriati - Popoli" da demolire
	Tratto elettrodotto esistente a 220 kv "Capriati - Popoli"
	Raccordi aerei 220 kV in progetto
	DPA (25 m per lato dall'asse della linea elettrica a 220 kv)
	Scavo
	Riporto
	Area Cantiere

Figura 27: Inquadramento di dettaglio su base satellitare del layout di progetto in sovrapposizione con il limite di inondazione.

Nel paragrafo 7, verrà descritta la metodologia di calcolo per il dimensionamento della rete di drenaggio stradale.

 Engineering & Construction		GRE CODE
		GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00
		PAGE
		39 di/of 54

6. PREDIMENSIONAMENTO RETE DI DRENAGGIO

6.1. 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 [mc/s];
- S = Sottobacino imbrifero a monte della sezione di chiusura [ha];
- C = Coefficiente di deflusso medio del sottobacino imbrifero [-];
- T_c = Tempo di corrivazione del bacino [min];
- 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/h];
- 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 [-].

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.

6.2. Metodologia di calcolo

Il progetto idraulico per la regimazione delle acque meteoriche dell'area della stazione è composto da quattro linee di raccolta che avranno il compito di collettare il deflusso superficiale della stazione e convogliarlo all'interno di un pozzetto di raccolta, il quale verrà successivamente indirizzato, per mezzo di una condotta, nell'impluvio prossimo all'area d'interesse.

Per il dimensionamento dei collettori e degli altri elementi del sistema idraulico, l'area in esame è stata suddivisa in sottobacini, ognuno afferente a un singolo collettore o componente del sistema. In particolare, il collettore B-F avrà la funzione di raccogliere le acque convogliate dai collettori A-B e C-D, come di seguito illustrato:

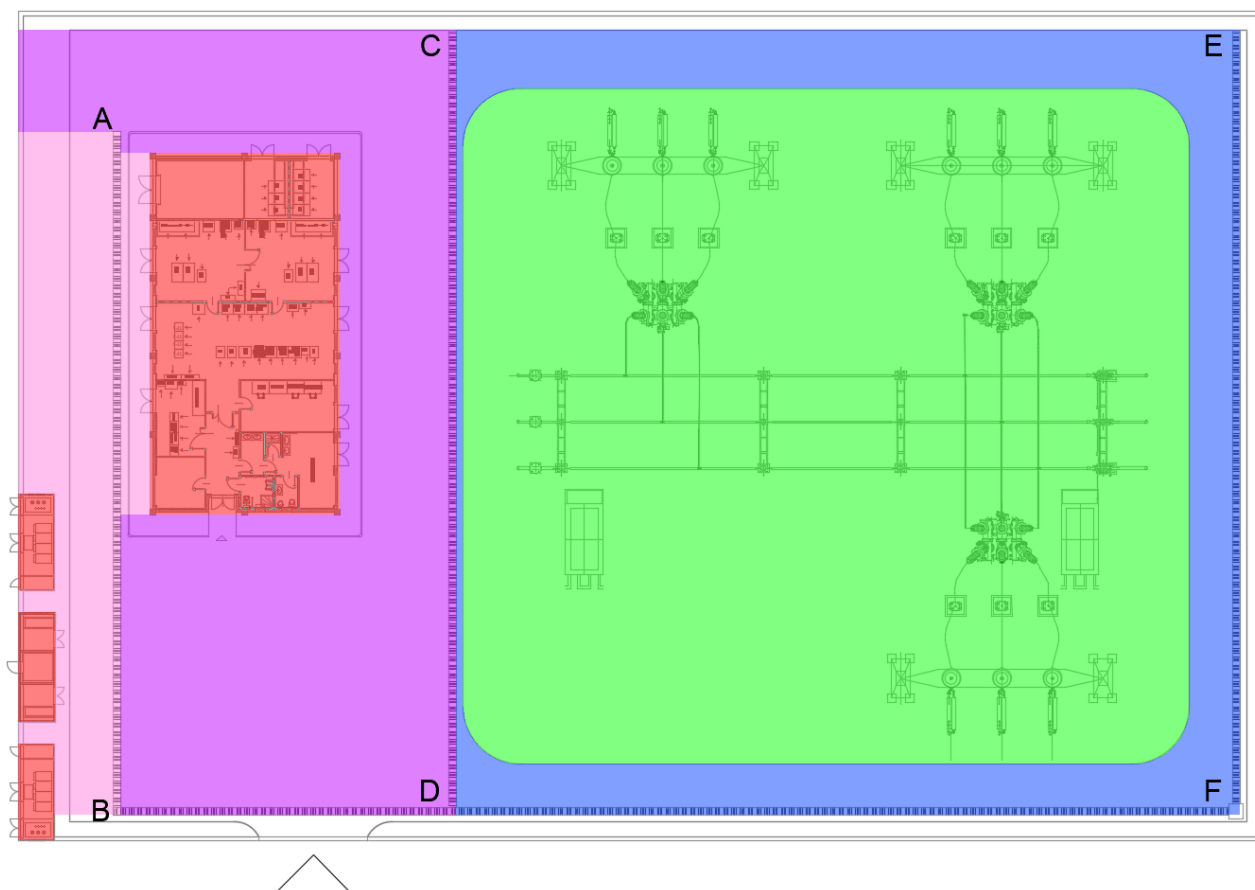


Figura 28: Suddivisione dell'area in esame nei sottobacini afferenti a ciascun componente del sistema di drenaggio.

Secondo le Specifiche Tecniche (*ENGINEERING SERVICES FOR RENEWABLE ENERGY INSTALLATIONS IN ITALY*) di Enel Green Power, per i drenaggi relativi alle sottostazioni e alle aree d'impianto (fossi perimetrali, attraversamenti stradali, ...) deve essere considerato un TR = 50 anni.

Il progetto idraulico è stato riferito, quindi, a un tempo di ritorno di 50 anni utilizzando le curve di

possibilità pluviometrica calcolate nel paragrafo 4.2.

Attraverso il metodo razionale, visto precedentemente, è stata effettuata l'analisi afflussi-deflussi relativa al sistema idraulico in esame, ai fini della stima delle massime portate di piena.

Considerata la sezione di un collettore, le portate defluenti dipendono dalle caratteristiche del bacino tributario sotteso dalla sezione stessa (estensione, lunghezza, pendenza media, natura del terreno, ecc.) e dalle caratteristiche dell'evento pluviometrico.

Il contributo di ruscellamento superficiale per una determinata quantità di pioggia viene espresso attraverso il coefficiente di deflusso φ , indice del volume meteorico efficace ai fini del deflusso.

I valori di φ (in funzione del tipo di superficie scolante) assunti nel presente progetto idraulico sono esposti nella seguente tabella:

Superficie	φ
Pavimentazioni asfaltate	0,85
Fabbricati e tettoie	0,95
Pavimentazioni permeabili (ghiaia)	0,5

Tabella 9: Coefficienti di deflusso φ in funzione del tipo di superficie.

L'influenza delle singole superfici S_i in funzione della specifica destinazione d'uso viene computata attraverso una media ponderata dei coefficienti di deflusso φ_i :

$$\bar{\varphi} = \sum \varphi_i S_i / S_{tot}$$

Collettore A-B	Superficie totale [m ²]	Coeff. Deflusso
Pavimentazioni asfaltate	335,23	0,85
Fabbricati e tettoie	217,32	0,95
Pavimentazioni permeabili (ghiaia)	0	0,5
Totale	552,55	
Coeff. Deflusso ponderato		0,89

Tabella 10: Calcolo della superficie totale e del coeff. di deflusso ponderato inerente al sottobacino afferente al collettore A-B.

Collettore C-D	Superficie totale [m ²]	Coeff. Deflusso
Pavimentazioni asfaltate	928,07	0,85
Fabbricati e tettoie	165	0,95
Pavimentazioni permeabili (ghiaia)	0	0,5
Totale	1093,07	
Coeff. Deflusso ponderato		0,87

Tabella 11: Calcolo della superficie totale e del coeff. di deflusso ponderato inerente al sottobacino afferente al collettore C-D.

Collettore E-F	Superficie totale [m ²]	Coeff. Deflusso
Pavimentazioni asfaltate	607,57	0,85
Fabbricati e tettoie	0	0,95
Pavimentazioni permeabili (ghiaia)	2333,73	0,5
Totale	2941,3	
Coeff. Deflusso ponderato		0,57

Tabella 12: Calcolo della superficie totale e del coeff. di deflusso ponderato inerente al sottobacino afferente al collettore E-F.

Il tempo di corrivazione per superfici scolanti di limitata estensione (come quelle in esame, non riferibili cioè ad aree confrontabili in estensione con quelle interessate da piani di bonifica idraulica) può essere calcolato attraverso la formula Kirpich:

$$t_c = 0.000325 \cdot L^{0.77} \cdot i_v^{-0.385}$$

dove:

- t_c = Tempo di corrivazione [h];
- L = Lunghezza dell'asta principale [m];
- i_v = Pendenza media del sottobacino [-].

	i_v [-]	L [m]	t_c [ore]
Collettore A-B	0,003	54,25	0,066
Collettore C-D	0,003	84,470	0,093
Collettore E-F	0,003	108,460	0,112

Tabella 13: Tempo di corrivazione per i collettori A-B, C-D e E-F

I risultati sono riportati nella seguente tabella:

	Area [ha]	C [-]	a [mm/h]	n [-]	Qc [m ³ /s]
Collettore A-B	0,055255	0,89	58,556	0,4091	0,04
Collettore C-D	0,109307	0,87	58,556	0,4091	0,06
Collettore E-F	0,29413	0,57	58,556	0,4091	0,10

Tabella 14: Calcolo delle portate massime defluenti inerente ai sottobacini afferenti ai collettori A-B, C-D e E-F.

I quattro collettori (a sezione rettangolare in calcestruzzo) convoglieranno le acque dapprima in un pozzetto di raccolta. Successivamente, le acque raccolte nel pozzetto verranno scaricate per mezzo di una tubazione in polietilene, nell'impluvio prossimo all'area d'interesse.

Il dimensionamento viene effettuato 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 dei collettori e delle tubazioni:

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

dove:

- Q = Portata del canale [m³/s];
- A_m = Area bagnata [m²];
- K_s = Coefficiente di resistenza di Strickler [m^{1/3}/s];
- i = Pendenza longitudinale dei collettori [-];
- R = Raggio idraulico, così definito:

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

dove:

- P_m = Perimetro bagnato [m].

Una volta ottenuta la portata di progetto, le dimensioni dei collettori e delle tubazioni di raccolta delle acque verranno scelti con un metodo iterativo, in modo da ottenere un grado di riempimento della sezione compresa tra il 40% e l'85%.

La verifica idraulica dei collettori viene eseguita ricercando il tirante idrico della sezione per il quale si verifica la portata nota.

In questo contesto, dunque si fa affidamento alla seguente espressione:

$$y(h) = A_m K_s R^{\frac{2}{3}} \sqrt{i} - Q_p$$

dove:

- Q_p = Portata ricavata col metodo razionale.

Quello che si vuole ricercare è il tirante idrico h per il quale la funzione $y(h)$ è uguale a zero.

Di seguito si riportano le dimensioni delle sezioni che soddisfano la relazione sopra riportata e le velocità che si verificano nei collettori e nelle tubazioni:

Sezione rettangolare		
B [m]	h [m]	A [m ²]
0,3	0,32	0,096

	h [m]	Am [m ²]	Pm [m]	R	i [-]	K _s [m ^{1/3} /s]	Am/A	v [m/s]
Collettore A-B	0,17	0,05	0,64	0,08	0,003	77,00	0,53	0,78
Collettore C-D	0,24	0,07	0,78	0,09	0,003	77,00	0,76	0,86

Tabella 15: Dimensionamento dei collettori A-B e C-D.

Sezione rettangolare		
B [m]	h [m]	A [m ²]
0,3	0,5	0,15

	h [m]	Am [m ²]	Pm [m]	R	i [-]	K _s [m ^{1/3} /s]	Am/A	v [m/s]
Collettore E-F	0,35	0,10	1,00	0,10	0,003	77,00	0,71	0,94

Tabella 16: Dimensionamento del collettore E-F.

Sezione rettangolare		
B [m]	h [m]	A [m ²]
0,4	0,42	0,168

	h [m]	Am [m ²]	Pm [m]	R	i [-]	K _s [m ^{1/3} /s]	Am/A	v [m/s]
Collettore B-F	0,26	0,10	0,92	0,11	0,003	77,00	0,62	0,98

Tabella 17: Dimensionamento del collettore B-F.

Il sistema di drenaggio sopra descritto farà convogliare le acque all'interno di un pozzetto in c.a. interrato, caratterizzato da un volume effettivo di 0,16 m³ (0,4m x 0,4m x 1m).

Alla base del suddetto pozzetto verrà inserita una tubazione interrata in polietilene che convoglierà le acque nell'impluvio prossimo all'area di progetto.

Allo scopo di mantenere la velocità del flusso sia compresa tra 0,5 e 2,5 m/s, è stata scelta una tubazione di diametro nominale pari a 315 mm (PN 10). La metodologia utilizzata è simile a quella vista per il dimensionamento dei collettori a sezione rettangolare.

Si riporta di seguito il dimensionamento di tale tubazione:

h [m]	Qc [m ³ /s]	μ	g [m/s ²]	D [m]	A [m ²]	v [m/s]
0,8	0,15	0,82	9,8	0,28	0,061	2,48

Tabella 18: Dimensionamento tubazione interrata in polietilene.

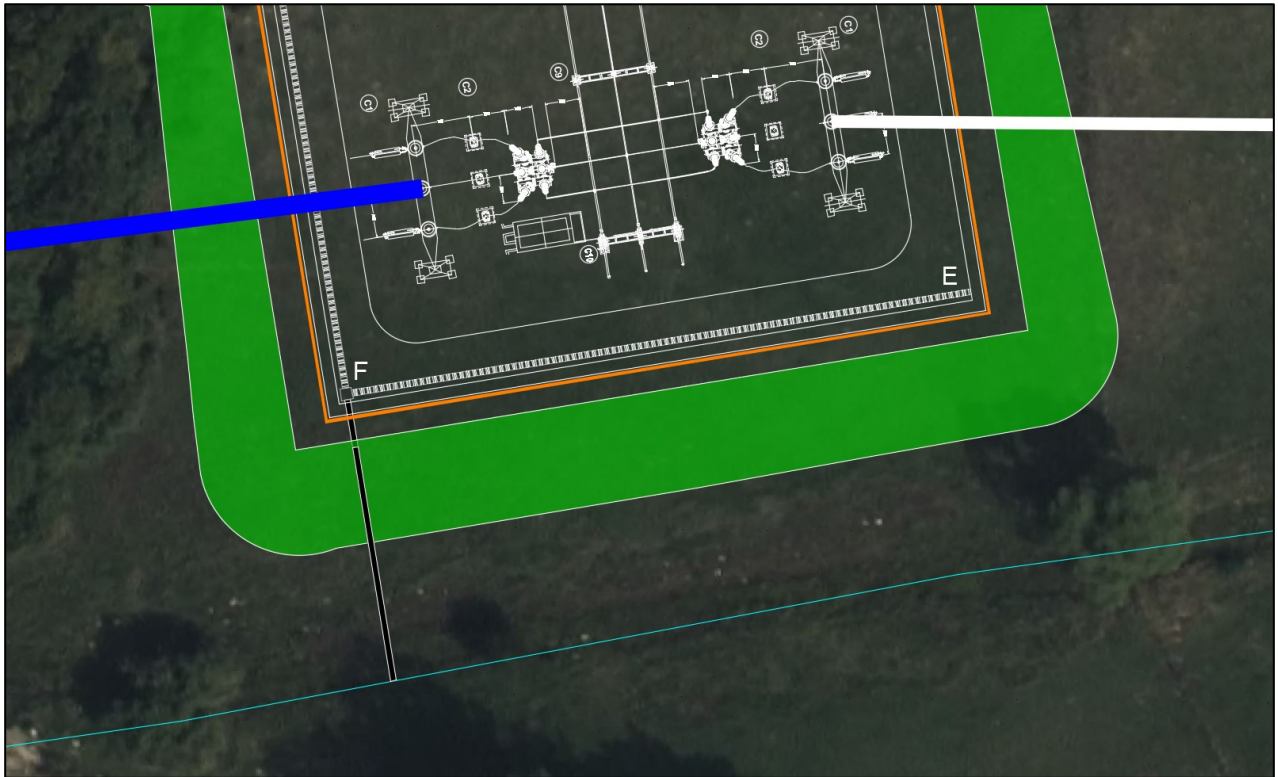


Figura 29: Inquadramento su base satellitare della condotta in polietilene (in nero). La parte iniziale risulterà interrata. In azzurro, il reticolo idrografico.

7. DIMENSIONAMENTO RETE DI DRENAGGIO STRADALE

La soluzione scelta per la rete di drenaggio stradale è la costruzione di una cunetta di sezione trapezoidale con geostuoia e inerbimento con idrosemina, che ha il compito di convogliare le acque in una condotta di drenaggio in polietilene al fine di recapitarle nel corpo recettore posto a valle della stazione.

7.1. Stima della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora (Bell)

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 $r\delta$ 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:

- $h_{t,T}$ = Altezza di pioggia [mm] di una durata t e tempo di ritorno T ;
- $h_{60,T}$ = Altezza di pioggia di durata 1 ora con determinato tempo di ritorno T ;
- t = Durata di pioggia [min].

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 $h_{60,T} = h_{1,10} = 41,39$ 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)	10	15	30	45	60
ht,T	19,05	23,29	31,62	37,20	41,51

Tabella 19: 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:

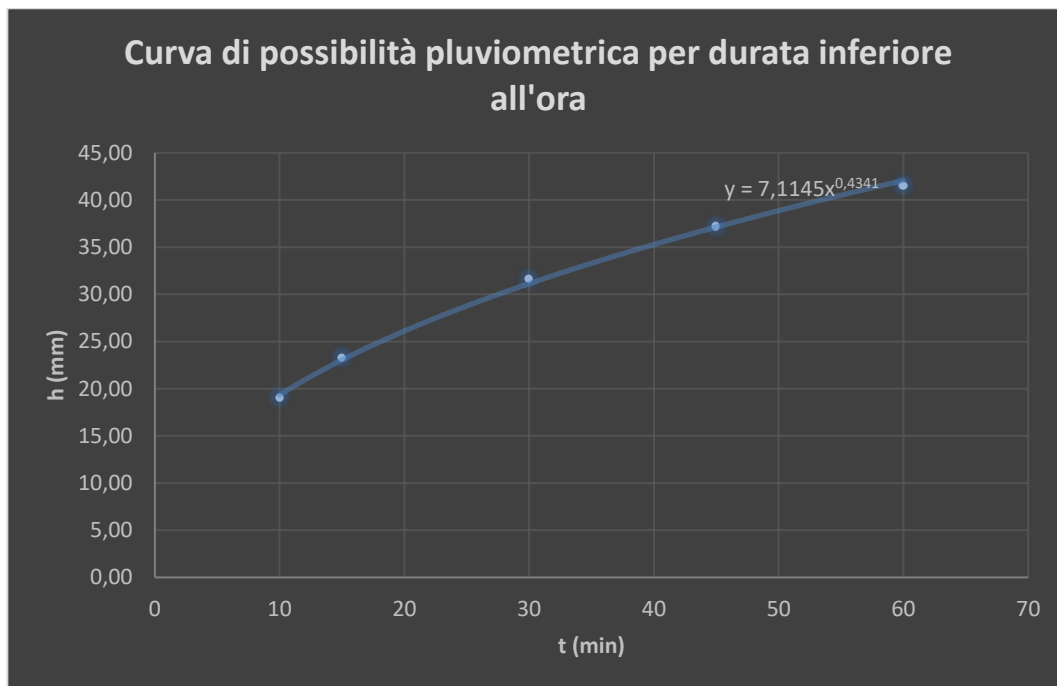


Figura 30: Curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora.

T	a	n
10	7,1145	0,4341

Tabella 20: Parametri della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora.

7.2. Calcolo della portata al colmo di piena

Il calcolo della portata al colmo di piena per il sottobacino di interesse è stato ottenuto applicando la formula del Metodo Razionale:

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

dove:

- Q = Portata di progetto [mc/s];
- S = Sottobacino imbrifero a monte della sezione di chiusura [ha];
- C = Coefficiente di deflusso medio del sottobacino imbrifero [-];
- T_c = Tempo di corrivazione del bacino [min];
- 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/h];

- n = Parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), funzione del Tr , coincidente con l'intercetta della retta di tendenza della c.p.p. su scala logaritmica [-].

S [ha]	C [-]	a [mm/h]	n [-]	i [-]	Qc [m3/s]
55	0,30	7,1145	0,4341	0,300	0,56

Tabella 21: Caratteristiche geometriche del bacino di influenza

7.3. Dimensionamento della cunetta stradale

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:

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

dove:

- Q = Portata del canale [m³/s];
- A_m = Area bagnata [m²];
- K_s = Coefficiente di resistenza di Strickler [m^{1/3}/s];
- i = Pendenza longitudinale dei collettori [-];
- R = Raggio idraulico, così definito:

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

dove:

- P_m = Perimetro bagnato [m].

L'analisi idraulica si è svolta su una sezione tipo trapezoidale con geostuoia e inerbimento con idrosemina di area pari a 0,32 m² con le seguenti caratteristiche dimensionali:

B [m]	b [m]	h [m]	β [°]	A [m ²]
1,2	0,35	0,425	45	0,32

Tabella 22: Caratteristiche geometriche della cunetta di scolo.

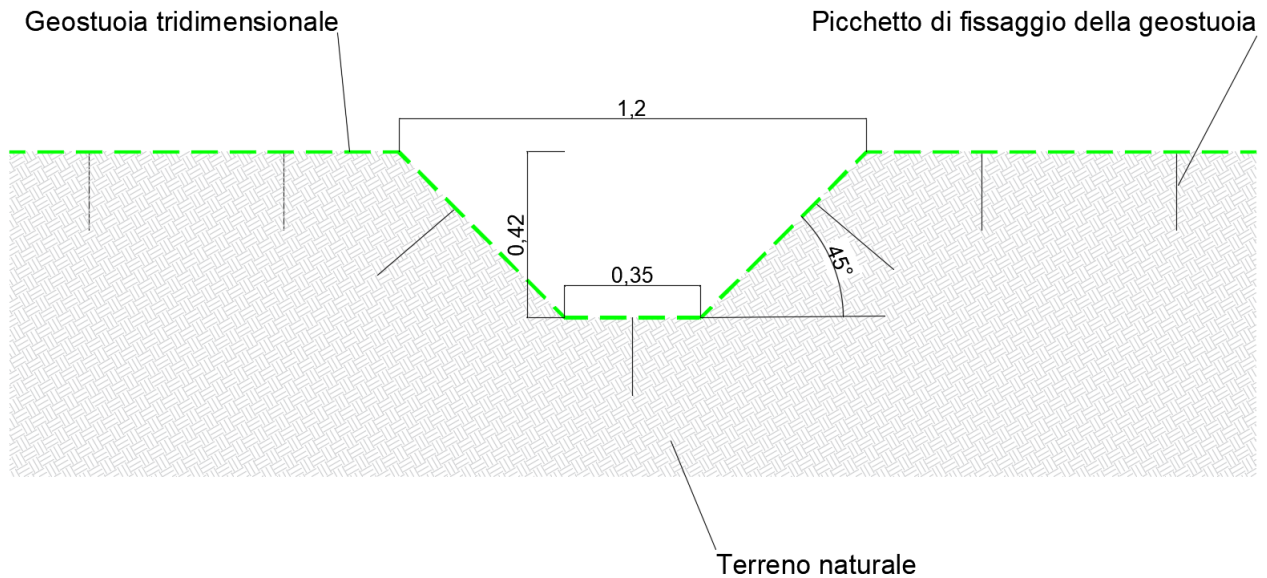


Figura 31: Sezione di drenaggio – Canale trapezoidale in terra

La verifica idraulica viene eseguita ricercando il tirante idrico della sezione per il quale si verifica la portata nota. Si fa affidamento alla seguente espressione:

$$y(h) = A_m K_s R^{\frac{2}{3}} \sqrt{i} - Q_p$$

dove:

- Q_p = Portata ricavata col metodo razionale.

Quello che si vuole ricercare è il tirante idrico h per il quale la funzione $y(h)$ è uguale a zero.

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

h [m]	B [m]	Am [m ²]	Pm [m]	R	I [-]	Ks [m ^{1/3} /s]	Q-Qc [m ³ /s]	Am/A	v [m/s]
0,39	1,14	0,29	1,93	0,152	0,040	33	-2,7314E-09	0,89	1,88

Tabella 23: Dimensionamento cunetta strada.

 Engineering & Construction		GRE CODE
		GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00
		PAGE
		51 di/of 54

7.4. Dimensionamento della condotta di drenaggio

Sarà prevista una condotta di drenaggio in polietilene al fine di recapitare le acque raccolte nel corpo recettore a valle della stazione. 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:

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

dove:

- Q = Portata del canale [m³/s];
- A_m = Area bagnata [m²];
- K_s = Coefficiente di resistenza di Strickler [m^{1/3}/s];
- i = Pendenza longitudinale dei collettori [-];
- R = Raggio idraulico, così definito:

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

dove:

- P_m = Perimetro bagnato [m].

Una volta ottenuta la portata di progetto, le dimensioni della condotta vengono scelte con un metodo iterativo, in modo da ottenere un grado di riempimento (h/D) della sezione compresa tra il 40% e l'85%.

La verifica idraulica viene eseguita ricercando il tirante idrico della sezione per il quale si verifica la portata nota.

In questo contesto, dunque si fa affidamento alla seguente espressione:

$$y(h) = A_m \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \sqrt{i} - Q_p$$

dove:

- Q_p = Portata ricavata col metodo razionale.

Quello che si vuole ricercare è il tirante idrico h per il quale la funzione y(h) è uguale a zero.

D [m]	A [m ²]	h [m]	α	Am (mq)	Pm (m)	R	I [-]	Ks [m ^{1/3} /s]	Q-Qc [m ³ /s]	h/D
0,42	0,142	0,268	3,66	0,09	0,78	0,12	0,04	120,00	-0,0000000001	0,63

Tabella 24: Dimensionamento condotta di drenaggio.

Si riporta di seguito l'inquadramento delle opere previste per l'attraversamento stradale:



Figura 32: Inquadramento della cunetta stradale a sezione trapezoidale (in verde scuro) e della condotta di drenaggio (in arancione).

 Engineering & Construction		<i>GRE CODE</i> GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00
		<i>PAGE</i> 53 di/of 54

8. CONCLUSIONI

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

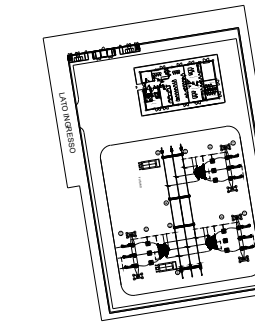
- L'analisi statistica degli estremi idrologici è stata condotta per il sottobacino in esame secondo l'approccio del metodo della TCEV con processo di regionalizzazione tramite VAPI;
- sono state calcolate le curve di possibilità pluviometrica e dunque i parametri a ed n per un tempo di ritorno pari a 10, 20, 25, 50, 100 e 200 anni;
- osservando i risultati della simulazione idraulica non si rilevano criticità in merito alla pericolosità idraulica in quanto i corsi d'acqua interessati dalla piena non interferiscono con il layout di progetto, poiché trattasi di elettrodotto aereo. Gli elementi idrici analizzati non interessano i sostegni della linea elettrica in progetto;
- Il sistema di drenaggio delle acque meteoriche è stato predimensionato considerando la divisione della sottostazione in sottobacini, che drenano in direzione Nord-Sud. Il deflusso superficiale verrà convogliato in 4 collettori a sezione rettangolare in calcestruzzo, che convoglieranno le acque dapprima in un pozzetto di raccolta (0,4 m x 0,4 m x 1 m) e, successivamente, tramite una condotta in polietilene, nell'impluvio prossimo all'area d'interesse;
- i risultati della simulazione hanno permesso di dimensionare un attraversamento idraulico a sezione trapezoidale e una condotta di drenaggio con diametro pari a 0,42 m. Le opere idrauliche garantiranno la compatibilità idraulica della viabilità in progetto non alterando il normale deflusso del corso d'acqua interessato.

Il Tecnico
Ing. Leonardo Sblendido

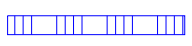









 Engineering & Construction		<i>GRE CODE</i> GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.306.00
		<i>PAGE</i> 54 di/of 54

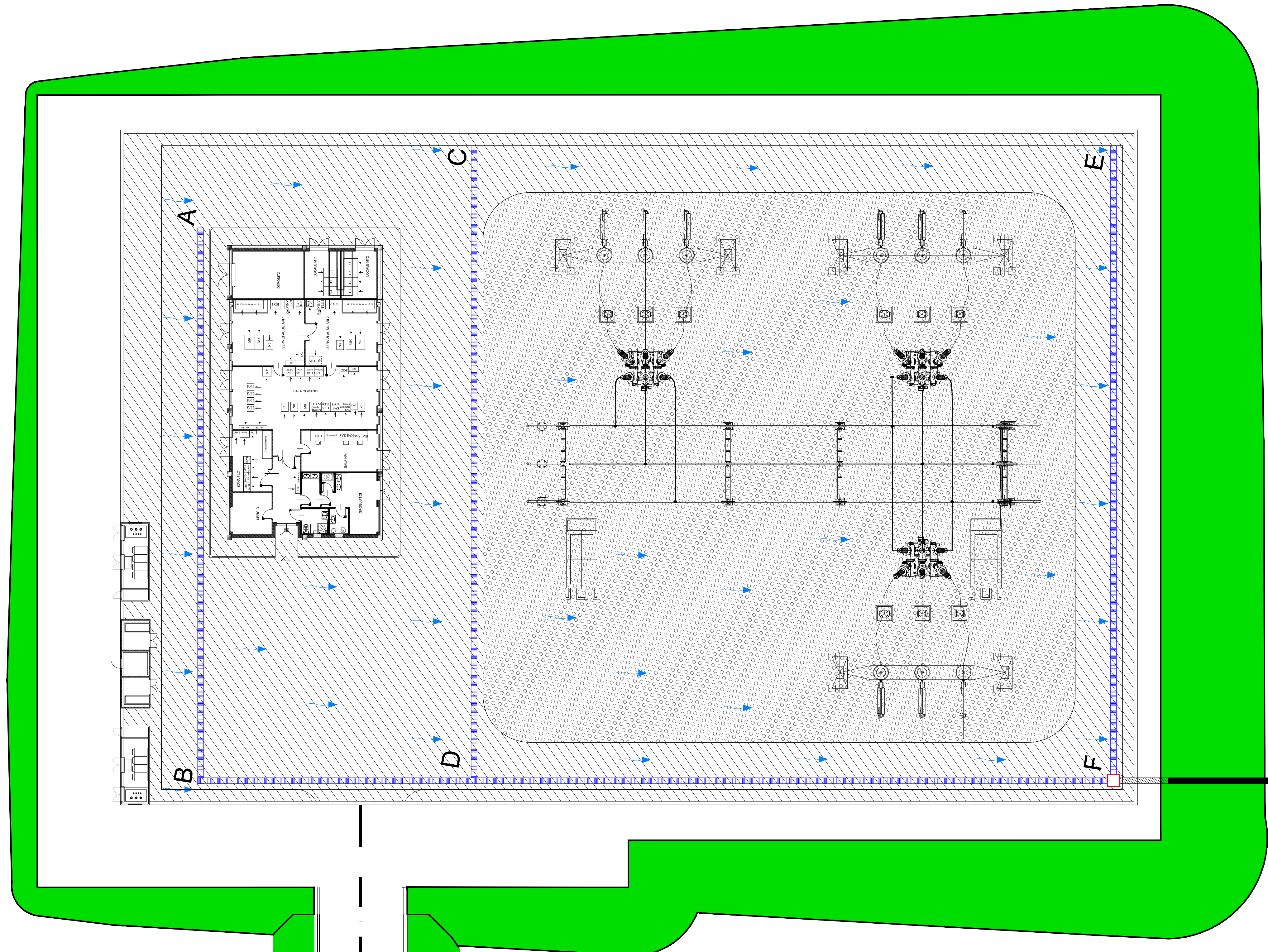
ALLEGATO 1 – Schema di regimazione delle acque

**LEGENDA
DEI COLORI E SIMBOLI IN CARTA**



Futura Stazione RTN a 220 kV da inserire in entra - esce alla linea esistente a 220 kV "Capriati - Popoli"

-  Canaletta di raccolta delle acque meteoriche (a livello della pavimentazione asfaltata)
-  Pozzetto di raccolta
-  Tubazione in polietilene (sezione interrata)
-  Tubazione in polietilene
-  Rilevato
-  Area asfaltata
-  Area con misto granulare
-  Elementi idrici
-  Direzione deflusso acque meteoriche
-  Asse stradale



Green & Green S.r.l.
Via E. De Amicis, 64,
87036 Rende (CS) - Italy
P.IVA 02900010782
Ph. (+39) 0984 846295
Fax (+39) 0984 1711470
info@greengreen.it
www.greengreen.it

Il tecnico
Ing. Leonardo Sblendido

00	20/03/23	Prima Emissione	D. Baratta	E. Speranza	L. Sblendido
REV.	DATA	DESCRIZIONE	PREPARATO	CONTROLLATO	APPROVATO

  HGT Design & Execution GRE VALIDAZIONE	PROGETTO: PROGETTO DEFINITIVO IMPIANTO IDROELETTRICO DI PIZZONE II Connessione alla RTN				
	NOME FILE:				
CLASSIFICAZIONE:	Public	FORMATO:	A1	SCALA:	1:200
SCALA PLOT:	1:1	FOGLIO:	1 di 1		
CAMPO DI UTILIZZO:	TITOLO: ALLEGATO 1 - SCHEMA DI REGIMAZIONE DELLE ACQUE				
VALIDATO DA:	CODICE GRE				
VERIFICATO DA:	GRUPPO: FUNZIONE: TIPO: EMITTENTE: PAESE: TEC: IMPIANTO: SISTEMA: PROGRESSIVO: REVISIONE				
COLLABORATORI:	GRE E C R 1 4 I T H 1 6 0 7 1 0 0 3 0 6 0 0				

