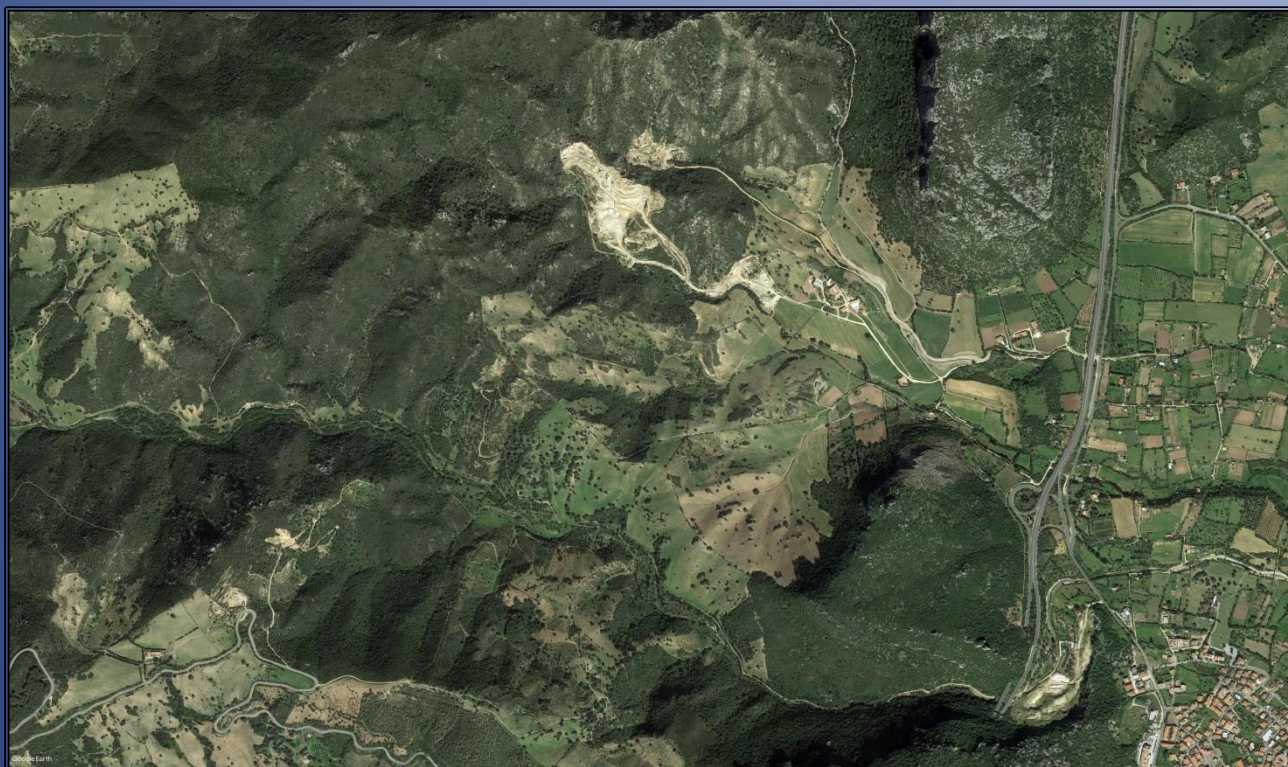




Regione Autonoma della Sardegna
Provincia di Nuoro
Comune di Siniscola



Concessione Mineraria di San Simplicio
Relazione di compatibilità idraulica

Committente: Europomice s.r.l.

Progettazione e Coordinamento
Dott. Geol. Lorenzo Ottelli

Collaboratore: Dott. Ing. Maria Rita Ottelli
Relazioni specialistiche:

Dott. Ing. Nicola Todde
Agr. Dott. Nat. Nicola Manis

Marzo 2023

Sommario

1	PREMESSA.....	3
2	SISTEMA DI RACCOLTA E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE	3
3	ANALISI IDROLOGICA.....	3
3.1	INDIVIDUAZIONE DEI PARAMETRI DI BACINO	4
4	STUDIO DELLA PORTATA DI PIENA.....	7
5	CALCOLO DELL'INTENSITÀ DI PRECIPITAZIONE (MODELLO TCEV).....	7
5.1	Calcolo del Coefficiente di Ragguaglio.....	11
5.2	Calcolo del Coefficiente di Assorbimento	11
5.3	Calcolo del Coefficiente di Laminazione	12
6	RISULTATI DEL CALCOLO	12
6.1	Analisi idraulica	13

1 PREMESSA

La presente relazione è un allegato al progetto per il rinnovo della concessione mineraria di San Simplicio, redatto dallo studio geotecnico Dott. Geol. Lorenzo Ottelli in collaborazione con la Dott. Ing. Maria Rita Ottelli, sita in agro del Comune di Siniscola di proprietà dell'Europomice s.r.l.

La concessione mineraria per feldspati e minerali accessori è già stata rilasciata in precedenza per una durata di 15 anni a partire dal 2000 e prevede la coltivazione su due distinti cantieri denominati "Crapitudine" e "Muntone".

Lo sviluppo totale attuale dell'area della concessione è di 389,37 ettari, mentre la superficie totale su cui insistono i due cantieri di "Crapitudine" e "Muntone" ammonta a complessivamente a circa 9,1 ettari.

Essendo ormai scaduta la concessione mineraria si è reso necessario avviare l'iter per il suo rinnovo.

Nella presente relazione vengono effettuati i calcoli idraulici inerenti gli interventi di ripristino nelle zone soggette a coltivazione (Cantiere di Crapitudine e di Muntone, Area dell'impianto).

2 SISTEMA DI RACCOLTA E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

Dal punto di vista idrologico ed idraulico, l'intervento in oggetto interessa aree limitate e gli scavi minerari interferiscono minimamente con il regime idrico generale del versante su cui è impostata la coltivazione.

È da evidenziare che l'acqua intercettata dal complesso minerario è poco più di quella incidente zenitale e che esiste comunque un effetto di drenaggio non trascurabile attraverso le fagure nell'ammasso roccioso.

Ciò detto la regimazione delle acque meteoriche persegue due obiettivi principali:

- limitare gli afflussi meteorici nell'area di intervento derivanti dalla corrivazione delle acque ricadenti nelle zone esterne;
- regimare e smaltire le acque meteoriche ricadenti direttamente all'interno dell'area di scavo.

In linea generale, per la riuscita del ripristino ambientale sarà fondamentale operare nel rispetto del regime naturale di deflusso delle acque, evitando di creare avvallamenti o comunque situazioni che producano ristagni di acqua.

La morfologia dello stato finale sarà pertanto tale da permettere un deflusso, secondo direzioni che rispecchino nel complesso la situazione naturale preesistente all'intervento estrattivo.

Questo risultato sarà agevolato dalla percolazione all'interno del materiale di ripristino, facilitando l'assorbimento delle acque piovane e limitando quindi il ruscellamento diffuso.

Nello specifico, lo studio in oggetto si inserisce in questo contesto e nel suo ambito contiene:

- l'analisi idrologica finalizzata alla definizione della portata di piena,
- l'analisi idraulica con relativo dimensionamento della piccola rete di smaltimento.

3 ANALISI IDROLOGICA

I metodi di stima della portata ad assegnata frequenza dipendono da vari fattori, primi fra tutti la disponibilità di dati osservati e la copertura spaziale della rete idrometeorologica.

In relazione ai dati disponibili, la letteratura evidenzia diverse metodologie che possono essere raccolti in due grandi sottoinsiemi: la prima è nota sotto la generale definizione di Metodi Diretti; la seconda come Metodi Indiretti, in cui l'aggettivo diretto o indiretto specifica se la portata al colmo in qualunque sezione è ricavata direttamente da valori di portate osservate ovvero

indirettamente dalla precipitazione meteorica tramite trasformazione afflussi–deflussi (Kottegoda e Rosso, 1997; Moisello, 1998).

La metodologia utilizzata segue le direttive del G.N.D.C.I. e quanto riportato nelle Linee Guida del PAI. In sostanza si è operato attraverso una successione di fasi:

- individuazione planimetrica delle superfici scolanti, con definizione dei bacini idrografici afferenti ai corsi d'acqua oggetto di studio,
- determinazione dei tratti principali e di tutte le grandezze geomorfologiche e idrologiche associate ai bacini idrografici,
- applicazione metodologie di valutazione idrologica e di calcolo, con conseguente definizione delle portate.

In particolare, nell'analisi idrologica l'ordine di schematizzazione utilizzato riguarda sia il quadro concettuale che rappresenta il verificarsi del fenomeno, sia la sua successiva traduzione modellistica in termini semplificati:

- trasformazione degli afflussi in deflussi, che raggruppa l'insieme di quei diversi processi idrologici che fanno parte del “bilancio idrico”, come la precipitazione meteorica, l'infiltrazione, l'evapotraspirazione, l'evaporazione, ecc., ed interessano il fenomeno prima ancora che il deflusso stesso si incanali nella rete idrografica. La schematizzazione del modello consiste proprio nel trascurare alcuni di questi processi, i cui effetti possono essere considerati trascurabili.
- relazioni analitiche intercorrenti tra le caratteristiche dell'evento meteorico che causa la piena e le modalità con cui avviene la trasformazione afflussi-deflussi.

Le ipotesi di cui sopra diventano di fondamentale importanza in relazione al contesto territoriale entro cui si opera, e inducono approssimazioni più o meno rilevanti in base alle forme e caratteristiche dei bacini di riferimento.

Analizzando nello specifico le grandezze che influenzano il modello, si rileva che le semplificazioni riguardano: il grado di precisione della stima dell'intensità di pioggia, la sua distribuzione spaziale, la superficie del bacino e la sua forma, l'individuazione della pioggia netta e conseguentemente la modellizzazione della risposta del bacino stesso.

3.1 INDIVIDUAZIONE DEI PARAMETRI DI BACINO

I bacini interessati ricadono interamente nel comune di Siniscola.

Il comportamento idrologico di un bacino è influenzato dalla sua morfologia; le caratteristiche geomorfiche possono essere distinte in planimetriche e orografiche.

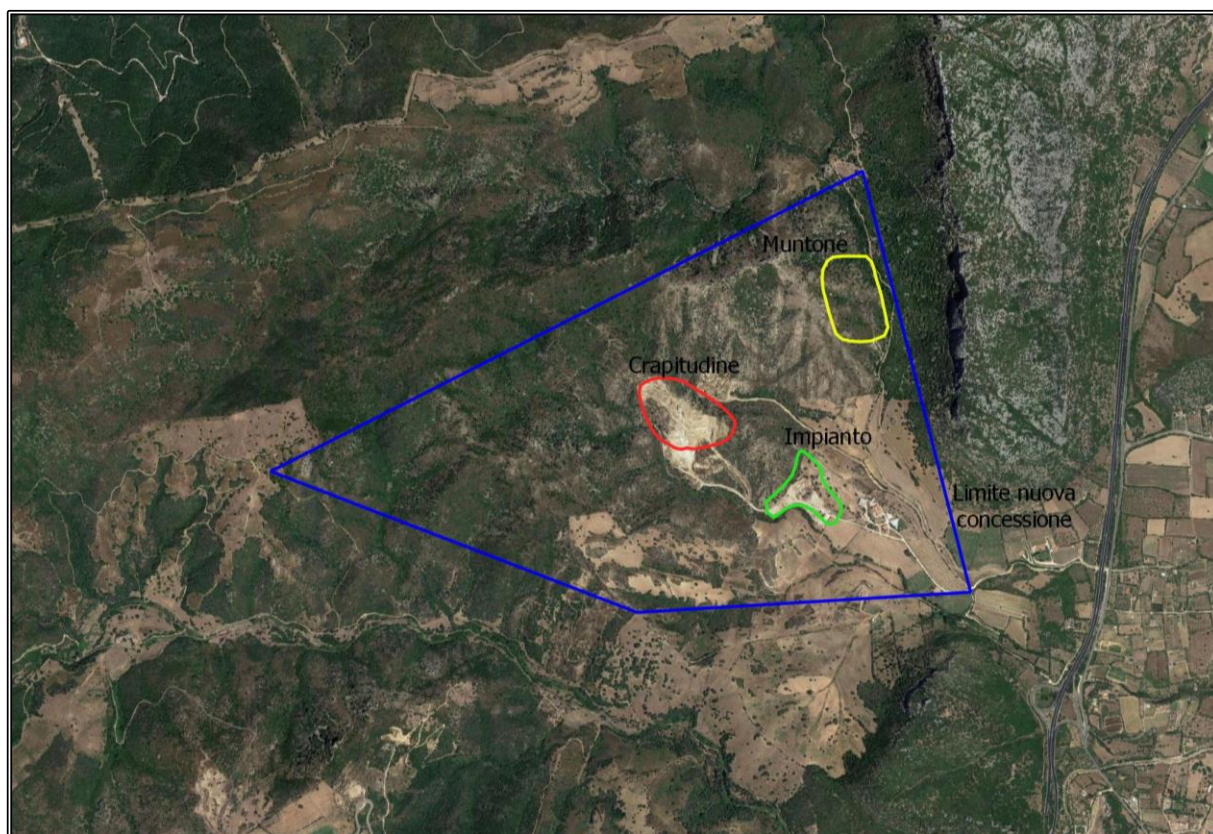
Le prime esprimono le dimensioni geometriche orizzontali (per es. l'estensione ed il perimetro), la forma, l'organizzazione e lo sviluppo del reticolo fluviale, mentre le seconde esprimono il rilievo (l'altezza media) e le pendenze (sia dei versanti che delle aste fluviali).

La procedura di analisi eseguita in ambiente GIS ed in ambiente CAD, consente di individuare quindi i principali parametri idrologici, quali la pendenza del bacino, l'asta principale, la lunghezza e pendenza dell'asta principale, la quota massima, minima e la superficie del bacino, la pendenza media.

Di seguito nella Tabella n°1, si riportano in dettaglio tali caratteristiche per tutti i bacini considerati (Figura n°1-2-3), ai fini dello studio della portata di piena.

Tabella n°1 – Caratteristiche di tutti i bacini considerati

Caratteristiche di tutti i bacini considerati									
ID	Comparto drenante	Bacino						Asta	
		Sup. (mq)	P. media (%)	H media (m)	H max (m)	H sez. finale (m)	L (Km)	P. media (%)	Sup. (mq)
M1	Canale Muntone 1	31 986	0.572	186.33	268.13	97.30	0.2945	0.220	M1
M2	Canale Muntone 2	20 884	0.525	150.27	247.21	93.20	0.3192	0.216	M2
M3	Canale Muntone 3	10 809	0.478	166.45	220.00	85.50	0.2387	0.320	M3
M4	Canale Muntone 4	8 099	0.466	140.03	200.11	82.90	0.2556	0.309	M4
M5	Canale Muntone 5	10 485	0.446	130.08	180.81	80.00	0.1702	0.394	M5
C1	Canale Crapitudine 1	46 320	0.379	142.77	197.70	122.80	0.5804	0.124	C1
C2	Canale Crapitudine 2	53 219	0.350	127.56	182.15	111.00	0.4106	0.156	C2
I1	Canale Impianto 1	12 812	0.273	116.96	158.91	106.00	0.0750	0.113	I1
I2	Canale Impianto 2	38 135	0.335	101.21	160.00	97.00	0.2397	0.073	I2

**Figura n°1 – Limiti concessione e aree di scavo**

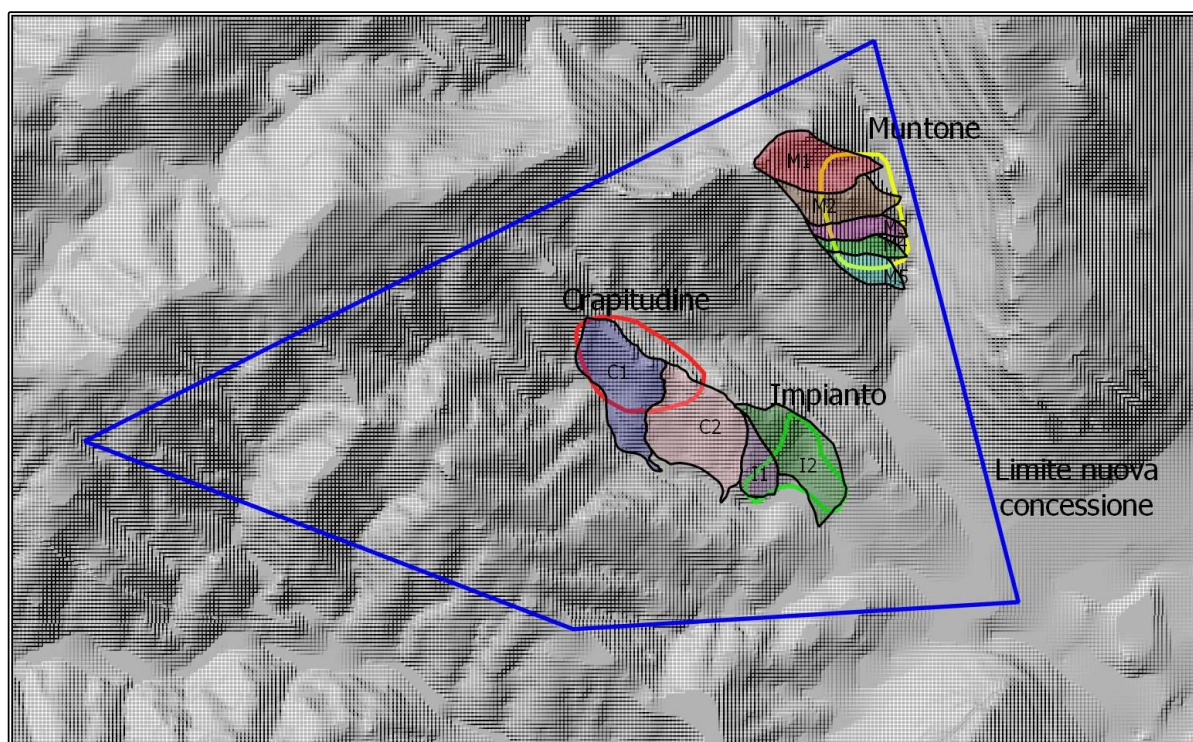


Figura n°2 – Bacini, nuova concessione e cantieri di scavo

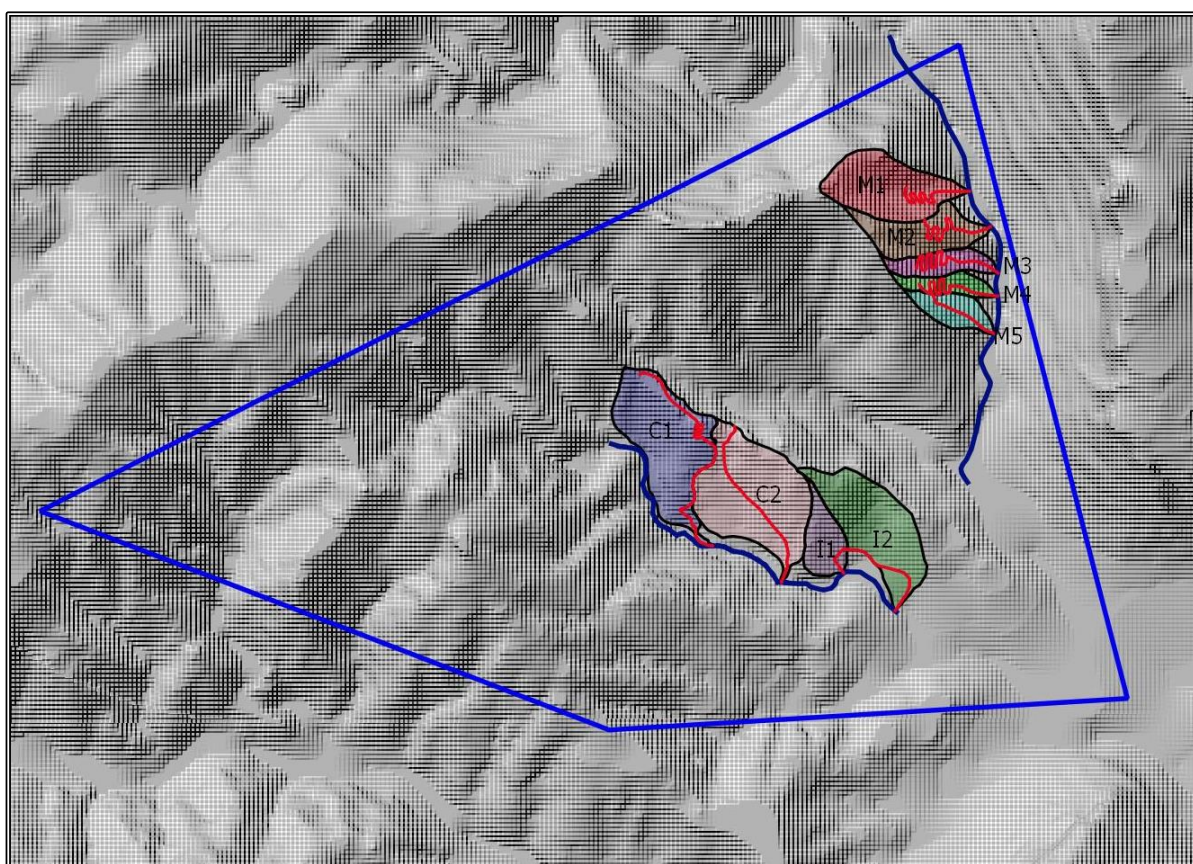


Figura n°3 – Bacini e canalette di drenaggio principali

4 STUDIO DELLA PORTATA DI PIENA

La portata di piena, utilizzata come base per i calcoli idraulici, è ricavata con l'utilizzo di metodo indiretto e si ottiene mediante la Formula Razionale come prodotto tra l'intensità di precipitazione i (relativa ad un evento avente durata d e periodo di ritorno T), il coefficiente di deflusso ϕ , la superficie del bacino A , il coefficiente di ragguaglio areale della precipitazione $r(d,A)$ ed il coefficiente di laminazione ε .

La massima portata di piena, calcolata considerando un evento di durata d pari alla durata critica (Θ), risulta:

$$Q = i(\Theta, T) \cdot r(\Theta, A) \cdot \phi \cdot A \cdot \varepsilon(\Theta)$$

Nel considerare le metodologie usualmente adottate per la valutazione delle portate di piena nel rispetto delle indicazioni delle Linee Guida del PAI già citate, sono stati presi in considerazione due tipi di approccio:

1. il modello probabilistico regionale per la valutazione delle portate di piena basato sulla distribuzione probabilistica Log-Normale e Two Components Extreme Values applicati ai dati massimi annuali di portata al colmo;
2. quello a fondamento razionale, basato in genere su una schematizzazione in genere semplificata del processo di trasformazione afflussi-deflussi che nella sua usuale formulazione per la Sardegna utilizza le curve di possibilità pluviometrica date da Cao, Puddu e altri e recentemente aggiornate.

Nel caso della Sardegna, la consistenza dei dati di portata disponibili, unitamente alla frequente necessita di dover stimare le portate in sezioni non osservate, suggerisce che la stima della portata di piena ad assegnata frequenza in ciascuna sezione idrologica debba essere determinata attraverso il confronto critico tra le diverse metodologie.

In ogni caso i parametri del bacino sono indicati con i simboli e le unità di misura riportati, mentre la portata di piena Q è espressa sempre in m^3/s .

5 CALCOLO DELL'INTENSITÀ DI PRECIPITAZIONE (MODELLO TCEV)

L'intensità di precipitazione che determina la massima portata di piena (intensità critica) si ottiene dalle curve di possibilità pluviometrica (legge di variazione dei massimi annuali di pioggia in funzione della durata di precipitazione d relativamente ad una assegnata frequenza di accadimento o periodo di ritorno T).

Tale curva è generalmente riportata nella forma

$$h(T) = a \cdot d^n$$

Indagini sistematiche sul regime delle piogge intense in Sardegna hanno evidenziato, in molte delle serie storiche osservate, la presenza occasionale di valori particolarmente elevati della piovosità.

Le distribuzioni probabilistiche comunemente adottate sottostimano spesso questi eventi estremi.

Si è quindi pensato di utilizzare, per meglio interpretare il fenomeno, delle distribuzioni probabilistiche multi parametriche, che possono fornire stime accurate anche degli eventi più rari ed intensi.

L'argomento è stato sviluppato nell'ambito di un programma di ricerca a livello nazionale, promosso dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, utilizzando il modello probabilistico a quattro parametri TCEV che ben interpreta le caratteristiche di frequenza delle serie storiche citate.

In sintesi, il modello probabilistico TCEV procede ripartendo il territorio sardo in tre zone sottozone omogenee (SZO): le indagini svolte hanno consentito di individuare una relazione di tipo

monomio tra il valore della pioggia indice $\mu(\tau)$ e quello della durata τ , i cui coefficienti sono funzione della media μ_g della pioggia giornaliera nel medesimo sito.

Esprimendo la durata τ in ore e l'altezza di pioggia in mm, questa relazione risulta:

$$\mu(\tau) = a_1 \tau^{b_1} \quad (1)$$

dove i due coefficienti a_1 e b_1 hanno le espressioni:

$$\begin{aligned} a_1 &= \mu_g / (0.886 \cdot 24^{b_1}) \\ b_1 &= -0.493 + 0.476 \text{Log} \mu_g \end{aligned} \quad (2)$$

La pioggia indice μ_g nel sito considerato può essere stimata direttamente mediante la rappresentazione delle isoiete.

La sottostante Figura n°4, consegna i valori di pioggia indice relativi alla situazione in oggetto; nell'analisi idrologica sono stati definiti i valori medi per ogni bacino.

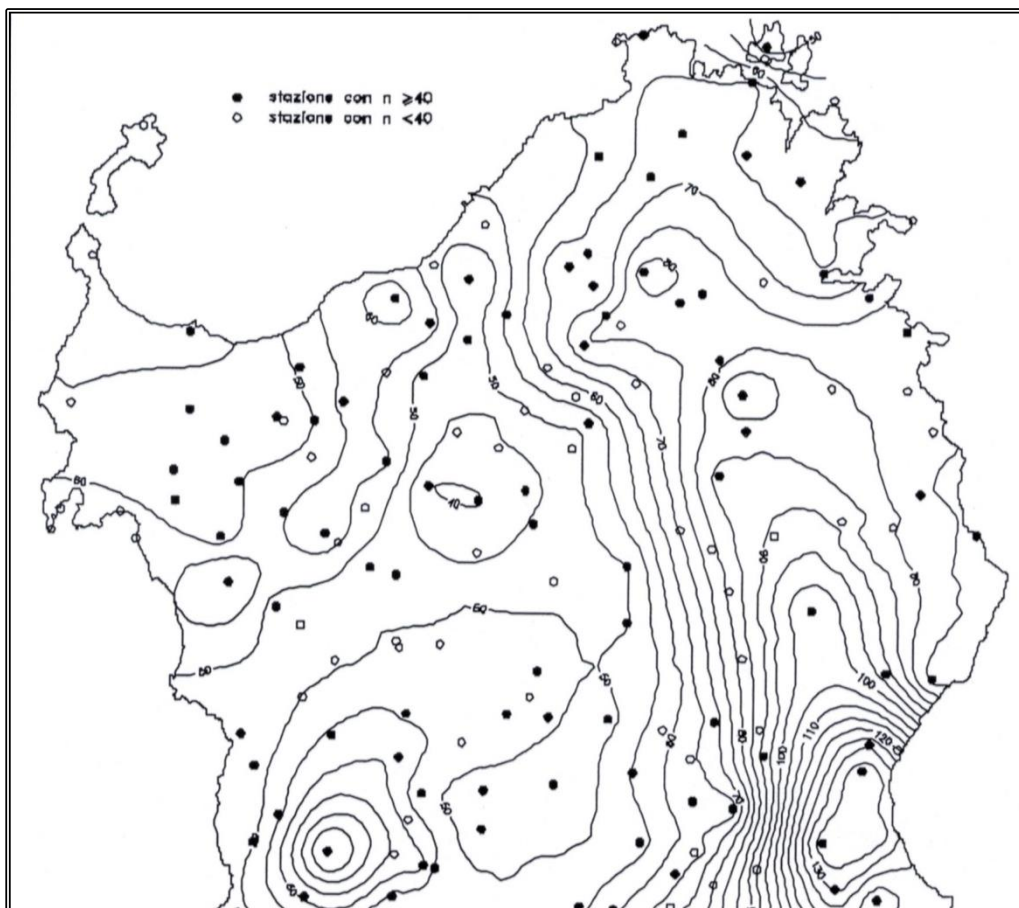


Figura n°4 – Stralcio distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera in Sardegna (da Deidda ed al., Quad. Ricerca n°9 dell'Università di Cagliari, 1997)

Tralasciando la formulazione delle relazioni esplicite, è sufficiente evidenziare che nei tempi di ritorno inferiori ($T \leq 10$ anni) è stata ricavata in ogni SZO un'unica relazione per tutte le durate, mentre in quelli superiori ($T > 10$ anni) sono state ricavate due relazioni interpolari: la prima relativa alle durate sino ad un'ora e la seconda relativa alle durate dall'ora alle 24 ore.

In particolare si è ottenuto:

$$x' = a_2' \tau^{b_2'} \text{ per } \tau \leq 1 \text{ ora}$$

$$x' = a_2'' \tau^{b_2''} \text{ per } \tau \geq 1 \text{ ora}$$

Per ogni SZO le espressioni trovate risultano (utilizzando i coefficienti delle curve di possibilità pluviometrica di Deidda-Piga-Sechi):

$$a_2' = a_2'' = 0.46378 + 1.0386 \log T$$

$$\text{SZO 1 } b_2' = -0.18449 + 0.23032 \log T - 3.3330 \cdot 10^{-2} (\log T)^2$$

$$b_2'' = -1.0563 \cdot 10^{-2} - 7.9034 \cdot 10^{-3} \log T$$

$$a_2' = a_2'' = 0.44182 + 1.0817 \log T$$

$$\text{SZO 2 } b_2' = -0.18676 + 0.24310 \log T - 3.5453 \cdot 10^{-2} (\log T)^2$$

$$b_2'' = -5.6593 \cdot 10^{-3} - 4.0872 \cdot 10^{-3} \log T$$

$$a_2' = a_2'' = 0.41273 + 1.1370 \log T$$

$$\text{SZO 3 } b_2' = -0.19055 + 0.25937 \log T - 3.8160 \cdot 10^{-2} (\log T)^2$$

$$b_2'' = 1.5878 \cdot 10^{-2} + 7.6250 \cdot 10^{-3} \log T$$

L'area oggetto d'indagine, ricadente in territorio del comune di Siniscola, è interamente compresa nella SZO 3 (Figura n°5).

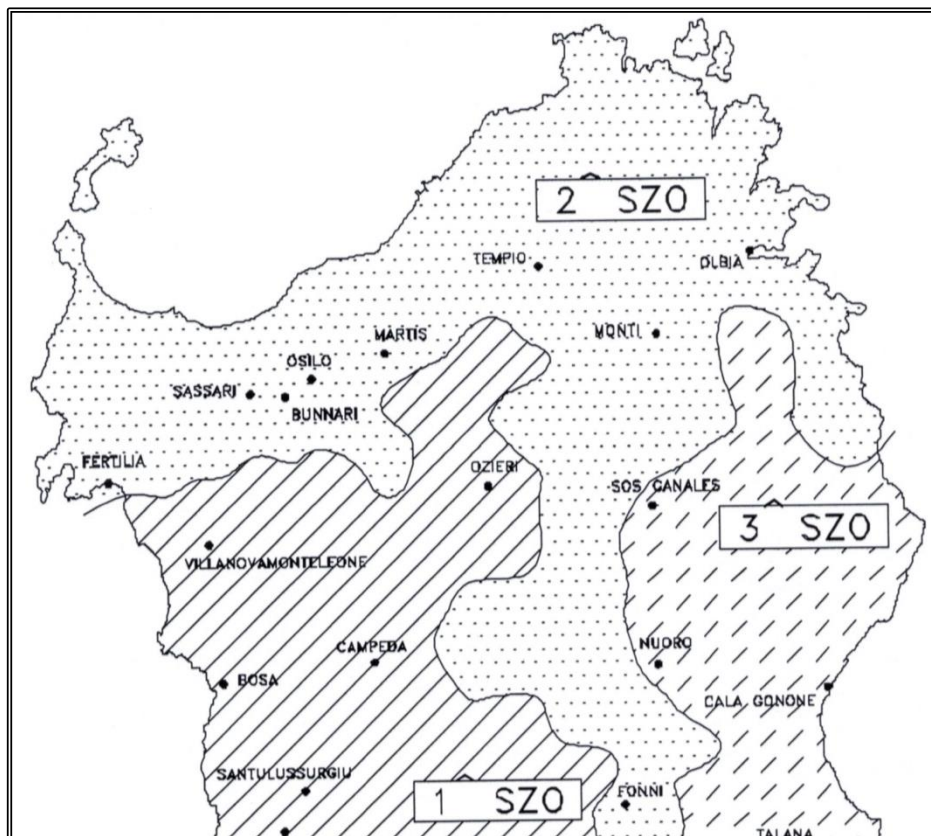


Figura n°5 – Sotto Zone Omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna

In eventi con tempi di ritorno superiori a 10 anni, pertanto, l'altezza di pioggia h è rappresentata da due differenti relazioni esplicite a seconda che la durata sia inferiore o superiore ad 1 ora, le quali risultano:

$$h(T, \tau) = (a_1 a_2') \tau^{(b_1 + b_2')} \text{ per } \tau \leq 1 \text{ ora}$$

$$h(T, \tau) = (a_1 a_2)^{b_1} \tau^{(b_1 + b_2)} \text{ per } \tau \geq 1 \text{ ora}$$

L'altezza di precipitazione, nel caso in esame, è stata calcolata utilizzando il metodo basato sul fenomeno della corrivazione, secondo il quale la durata di pioggia critica (Θ) è pari alla somma del tempo di formazione del deflusso superficiale t_f e del tempo di corrivazione del bacino t_c .

$$\Theta = t_c + t_f$$

Il tempo di corrivazione di un punto del bacino è il tempo necessario perché la goccia d'acqua caduta in quel punto possa raggiungere la sezione di chiusura del bacino considerato.

Il tempo di corrivazione del bacino t_c è invece il tempo necessario alla goccia di pioggia che cade nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura del bacino.

Nell'individuazione del punto idraulicamente più lontano del bacino si è considerato ovviamente non solo la distanza planimetrica ma anche la quota del punto stesso.

Per la valutazione del tempo di corrivazione t_c si è proceduto attraverso un confronto critico fra le seguenti espressioni empiriche, ampiamente utilizzate nello studio dei bacini della Sardegna:

Soil Conservation Service

$$t_c = \frac{100 \cdot L^{0.8} \cdot [(1000 / CN) - 9]^{0.7}}{1900 \cdot i_{\text{versante}}^{0.5}} \text{ dove } L = \text{Lunghezza dell'asta principale in ft}$$

Formula di Giandotti

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}}$$

Formula di Pasini

$$t_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{A \cdot L}}{\sqrt{J_m}}$$

Formula VAPI

$$t_c = 0.212 \cdot A^{0.231} \cdot \left(\frac{H_m}{J_m} \right)^{0.289}$$

Formula di Ventura

$$t_c = 0.127 \cdot \sqrt{\frac{A}{J_m}}$$

Formula di Viparelli

$$t_c = L / V$$

Formula di Pezzoli

$$t_c = 0,055 \cdot L / \sqrt{J_m}$$

A è la superficie del bacino, espressa in Km²;

L è la lunghezza dell'asta principale, espressa in Km;

H_m è la quota media del bacino, espressa in m s.l.m.;

H₀ è la quota della sezione di chiusura, espressa in m s.l.m.;

V è la velocità di scorrimento (valore utilizzato compreso nell'intervallo fra 1 e 1,5 m/s);

CN è il Curve Number (parametro di assorbimento);

i è la pendenza media del bacino;

J_m è la pendenza media dell'asta principale.

Data la elevata empiricità delle formule, testimoniata anche dalla eterogeneità delle stime, risulta generalmente cautelativo assumere il valore più critico, cioè il più piccolo dei valori tra quelli calcolati, tenendo comunque presente che la scelta è stata effettuata sulla base del confronto tra i valori calcolati con le varie metodologie proposte dalla letteratura tecnica, adattato per dimensioni e caratteristiche dei bacini.

Di seguito si riporta la Tabella n°2, con i tempi di corrivazione critici (in ore) ricavati per ciascun bacino in oggetto.

Tabella n°2 – Tempi di corrivazione critici (in ore)

Tempi di corrivazione critici (in ore)				
ID	Comparto drenante	Sup. (mq)	t_c (ore)	Formula adottata
M1	Canale Muntone 1	31 986	0.0346	Pezzoli
M2	Canale Muntone 2	20 884	0.0378	Pezzoli
M3	Canale Muntone 3	10 809	0.0232	Pezzoli
M4	Canale Muntone 4	8 099	0.0206	Ventura
M5	Canale Muntone 5	10 485	0.0149	Pezzoli
C1	Canale Crapitudine 1	46 320	0.0776	Ventura
C2	Canale Crapitudine 2	53 219	0.0572	Pezzoli
I1	Canale Impianto 1	12 812	0.0123	Pezzoli
I2	Canale Impianto 2	38 135	0.0444	Viparelli

Il tempo di formazione del ruscellamento superficiale t_f è stato quindi calcolato in modo iterativo secondo la seguente formulazione:

$$t_f = \frac{I_a}{i(\Theta, r)}$$

dove I_a rappresenta l'assorbimento iniziale e $i(\Theta_c)$ l'intensità di pioggia corrispondente alla durata critica (metodo SCS-Curve Number).

5.1 Calcolo del Coefficiente di Raggiungimento

Il coefficiente di raggiuglio delle piogge all'area $r(d, A)$, funzione della durata d e della superficie del bacino A , è stato calcolato sulla base della formulazione proposta nel *Flood Studies Report*:

$$r = 1 - (0.0394 * A^{0.354}) \Theta^{(-0.40 + 0.0208 \ln(4.6 - \ln(A)))} \text{ per } A < 20 \text{ km}^2$$

$$r = 1 - (0.0394 * A^{0.354}) \Theta^{(-0.40 + 0.03832 \ln(4.6 - \ln(A)))} \text{ per } A > 20 \text{ km}^2$$

5.2 Calcolo del Coefficiente di Assorbimento

Il coefficiente di assorbimento ϕ viene calcolato con il metodo del SCS-Curve Number, proposto dal *Soil Conservation Service*, che permette di ricavare la pioggia netta in base alla seguente espressione:

$$h_{netta} = \frac{(h_{lorda} - I_a)^2}{(h_{lorda} + S - I_a)}$$

dove h_{lorda} è la pioggia stimata per assegnata distribuzione di probabilità, S (mm) rappresenta l'assorbimento del bacino, espresso dalla relazione:

$$S = 254 * \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

mentre I_a è l'assorbimento iniziale, legato empiricamente al parametro S dalla relazione:

$$I_a = 0.2 * S$$

I valori del parametro di assorbimento CN (*Curve Number*) e della relativa capacità massima di assorbimento S, sono calcolati sempre secondo la metodologia SCS-CN; in particolare, si è operato partendo dalle indicazioni definite nell'ambito del progetto di Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (Tabella 1 e 2 da "Metodologia di Analisi"), come approvato con D.C.I. n°2 del 17/12/2015.

I valori conclusivi sono riportati nella tabella n°3, seguente.

Tabella n°3 – Valori di CN

Valori di CN			
ID	Comparto drenante	Sup. (mq)	CN
M1	Canale Muntone 1	31.986	88.62
M2	Canale Muntone 2	20.884	89.45
M3	Canale Muntone 3	10.809	89.76
M4	Canale Muntone 4	8.099	89.90
M5	Canale Muntone 5	10.485	89.64
C1	Canale Crapitudine 1	46.320	95.17
C2	Canale Crapitudine 2	53.219	94.65
I1	Canale Impianto 1	12.812	94.73
I2	Canale Impianto 2	38.135	92.11

5.3 Calcolo del Coefficiente di Laminazione

Il coefficiente di laminazione ϵ , anch'esso funzione della durata (Θ), è stato valutato in base all'estensione e alle caratteristiche topografiche del bacino sotteso, facendo riferimento ai modelli concettuali della corrivazione e dell'invaso.

6 RISULTATI DEL CALCOLO

Nella Tabella n°4, che segue sono riportati i valori di portata calcolati, in via cautelativa, per un tempo di ritorno pari a 50 anni, e naturalmente ricavati utilizzando le metodologie sopra esposte.

Il coefficiente di deflusso del bacino (ϕ), per bacini molto piccoli come quelli in esame, viene cautelativamente considerato pari al suo valore massimo, cioè uguale a 1.

Tabella n°4 – Valori di portata calcolata

Valori di portata calcolata					
ID	Comparto drenante	Sup. (mq)	Portate max (mc/sec)		
			Tr=20	Tr=30	Tr=50
M1	Canale Muntone 1	31.986	1.49	1.55	1.61
M2	Canale Muntone 2	20.884	0.97	1.01	1.05
M3	Canale Muntone 3	10.809	0.60	0.62	0.64
M4	Canale Muntone 4	8.099	0.47	0.48	0.50
M5	Canale Muntone 5	10.485	0.47	0.48	0.48
C1	Canale Crapitudine 1	46.320	1.88	1.96	2.05
C2	Canale Crapitudine 2	53.219	2.43	2.53	2.61
I1	Canale Impianto 1	12.812	1.08	1.10	1.11
I2	Canale Impianto 2	38.135	2.06	2.10	2.15

Le sezioni di riferimento per le portate riportate nelle tabelle precedenti, sono considerate quelle terminali delle canalette di drenaggio studiate.

Nelle varie sezioni intermedie, le portate sono state calcolate attraverso l'utilizzo dei contributi unitari calcolati per i vari sub-bacini.

6.1 Analisi idraulica

Come per l'analisi idrologica, anche in quella idraulica si è ricorso ad opportune schematizzazioni e semplificazioni per ottenere un approccio modellistico del fenomeno che possa tradursi in una procedura di calcolo.

Il modello idraulico è realizzato utilizzando le informazioni desunte dalla cartografia disponibile, supportata da ulteriori indagini in situ.

In ogni caso, l'analisi viene condotta per le portate di piena valutate per tre tempi di ritorno (20, 30 e 50anni); come già specificato, a fini cautelativi, si prendono in considerazione le portate per $T_r = 50$ anni.

Per ogni bacino, come sopra determinato, si ha la rete di drenaggio dove vengono convogliati gli afflussi meteorici, distinta in tratti principali (blu) e tratti secondari (ciano) in funzione del sub-bacino sotteso e del relativo cantiere (Figura n°6).

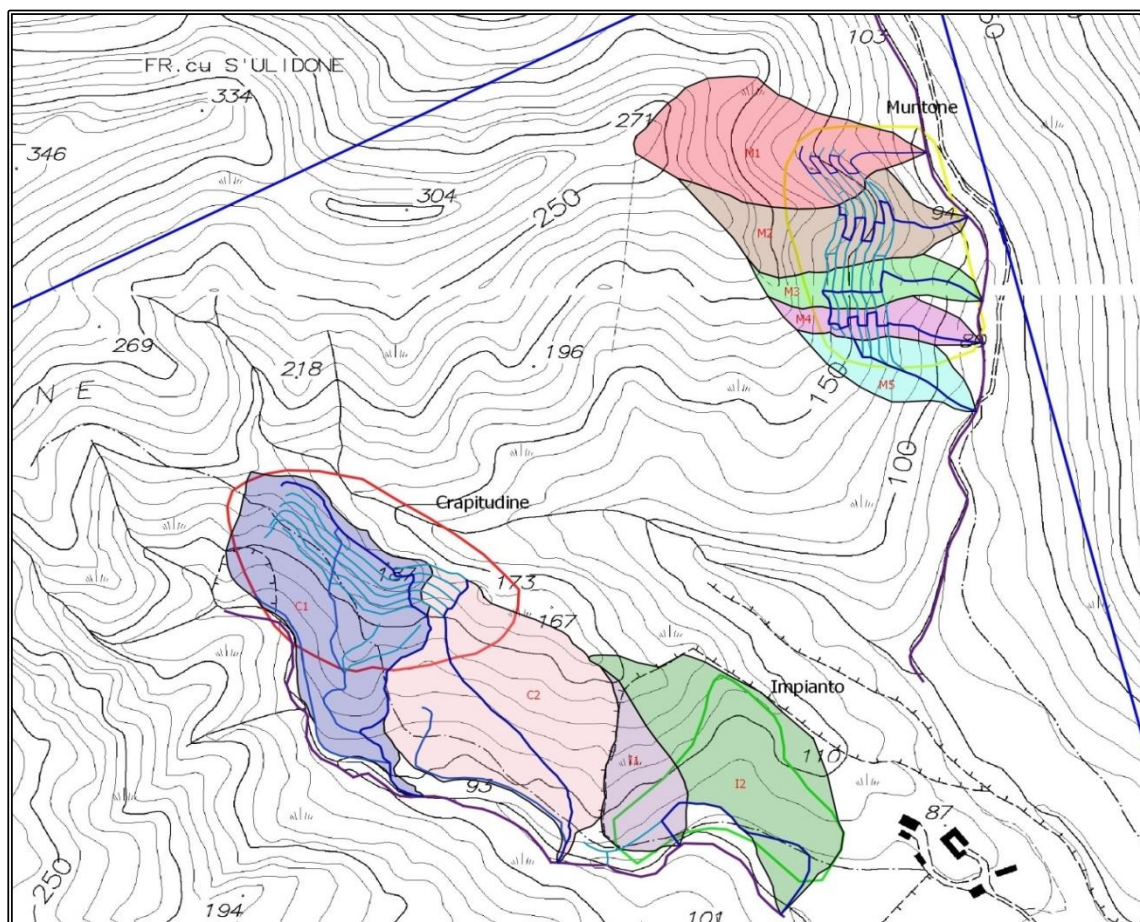


Figura n°6 – Bacini e configurazione sistema di drenaggio aree di scavo.

Il calcolo per la verifica delle portate smaltibili dalle sezioni in progetto si è svolto in applicazione della formula di Chezy:

$$V = \chi * \sqrt{(R * i)}$$

dove :

V (m/s) = velocità di deflusso;

R (m) = raggio idraulico, corrispondente al rapporto fra area bagnata della sezione trasversale A e il contorno bagnato nella stessa sezione trasversale P , ossia A/P ;

i = pendenza del canale

χ = fattore di resistenza al flusso

Per la determinazione di χ viene utilizzata la formula di Gauckler-Strickler:

$$\chi = K_s * R^{\frac{1}{6}}$$

in cui K_s è chiamato coefficiente di Gauckler-Strickler, ha le dimensioni di $[m^{1/3}/s]$, è una misura inversamente proporzionale alla scabrezza della parete

In questo modo si determina la portata smaltibile dalle varie sezioni di progetto:

$$Q = V * A \text{ (mc/s)}$$

Tutte le sezioni trasversali dei canali devono avere una dimensione minima pari a quelle di seguito verificate.

Nelle successive Tabelle n°5-6-7, sono riportati: i dati di input in termini di portata ($Tr=50$ anni) e di pendenza delle tratte principali; i dati di calcolo con dimensioni delle varie sezioni trasversali bagnate, la massima portata sostenibile e la velocità del flusso conseguente; i dati di progetto delle sezioni con individuazione della relativa tipologia e grado di riempimento nelle condizioni verificate.

Tabella n°5 – Pendenza delle tratte principali e portata

Pendenza delle tratte principali e portata			
ID	Comparto drenante	Pendenza asta	Qmax (Tr50) (mc/s)
M1	Canale Muntone 1	0.2197	1.61
M2	Canale Muntone 2	0.2155	1.05
M3	Canale Muntone 3	0.3205	0.64
M4	Canale Muntone 4	0.3094	0.50
M5	Canale Muntone 5	0.3937	0.48
C1	Canale Crapitudine 1	0.1244	2.05
C2	Canale Crapitudine 2	0.1559	2.61
I1	Canale Impianto 1	0.1133	1.11
I2	Canale Impianto 2	0.0730	2.15

Tabella n°6 – Calcolo della portata massima sostenibile e velocità di flusso conseguente

Calcolo della portata massima sostenibile e velocità di flusso conseguente										
ID	Base magg. bagnata (m)	Base min. (m)	h sez. bagn. (m)	Area bagn. (mq)	Perimetro bagn. (m)	Raggio idr. (m)	Ks (Strickler)	χ (Strickler)	Qmax (mc/s)	V (m/s)
M1	0.873	0.60	0.51	0.376	1.6560	0.2269	30	23.4288	1.9651	5.23
M2	0.728	0.50	0.425	0.269	1.3800	0.1952	30	22.8500	1.2630	4.69
M3	0.582	0.40	0.34	0.172	1.1040	0.1562	30	22.0158	0.8494	4.93
M4	0.582	0.40	0.34	0.172	1.1040	0.1562	30	22.0158	0.8346	4.84
M5	0.537	0.40	0.255	0.122	0.9280	0.1320	30	21.4068	0.5978	4.88
C1	1.019	0.70	0.595	0.528	1.9320	0.2733	30	24.1680	2.3535	4.46
C2	1.019	0.70	0.595	0.528	1.9320	0.2733	30	24.1680	2.6345	4.99
I1	0.873	0.60	0.51	0.388	1.6560	0.2343	30	23.5550	1.4893	3.84
I2	1.138	0.80	0.63	0.622	2.1044	0.2956	30	24.4859	2.2382	3.60

Tabella n°7 – Calcolo della portata massima sostenibile e velocità di flusso conseguente

Calcolo della portata massima sostenibile e velocità di flusso conseguente									
ID	Tipologia sezione	Base magg. (m)	Base min. (m)	Altezza (m)	Angolo pareti (°)	Pareti (m)	h/H	Franco (m)	Sup. sez. (mq)
M1	A	0.92	0.60	0.60	15	0.528	0.85	0.090	0.456
M2	B	0.77	0.50	0.50	15	0.440	0.85	0.075	0.317
M3	C	0.61	0.40	0.40	15	0.352	0.85	0.060	0.203
M4	C	0.61	0.40	0.40	15	0.352	0.85	0.060	0.203
M5	D	0.56	0.40	0.30	15	0.264	0.85	0.045	0.144
C1	E	1.08	0.70	0.70	15	0.616	0.85	0.105	0.621
C2	E	1.08	0.70	0.70	15	0.616	0.85	0.105	0.621
I1	A	0.92	0.60	0.60	15	0.528	0.85	0.090	0.456
I2	F	1.18	0.80	0.70	15	0.652	0.90	0.070	0.691

Nelle Figure n°7-8-9-10-11-12-13-14 riportate di seguito, sono indicati gli schemi delle reti di drenaggio per ogni bacino, con relative tipologie di sezione trasversale di progetto.

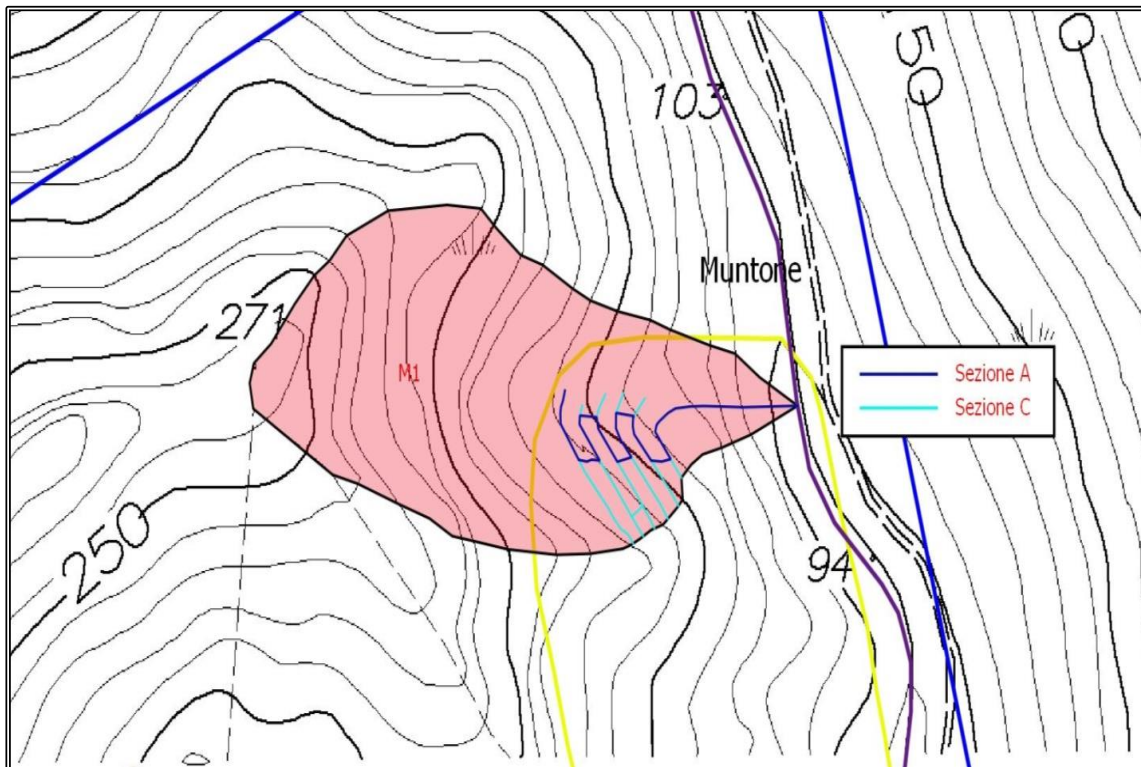


Figura n°7 – Schema della rete di drenaggio, con tipologia di sezione trasversale di progetto (Cantiere di Muntone M1).

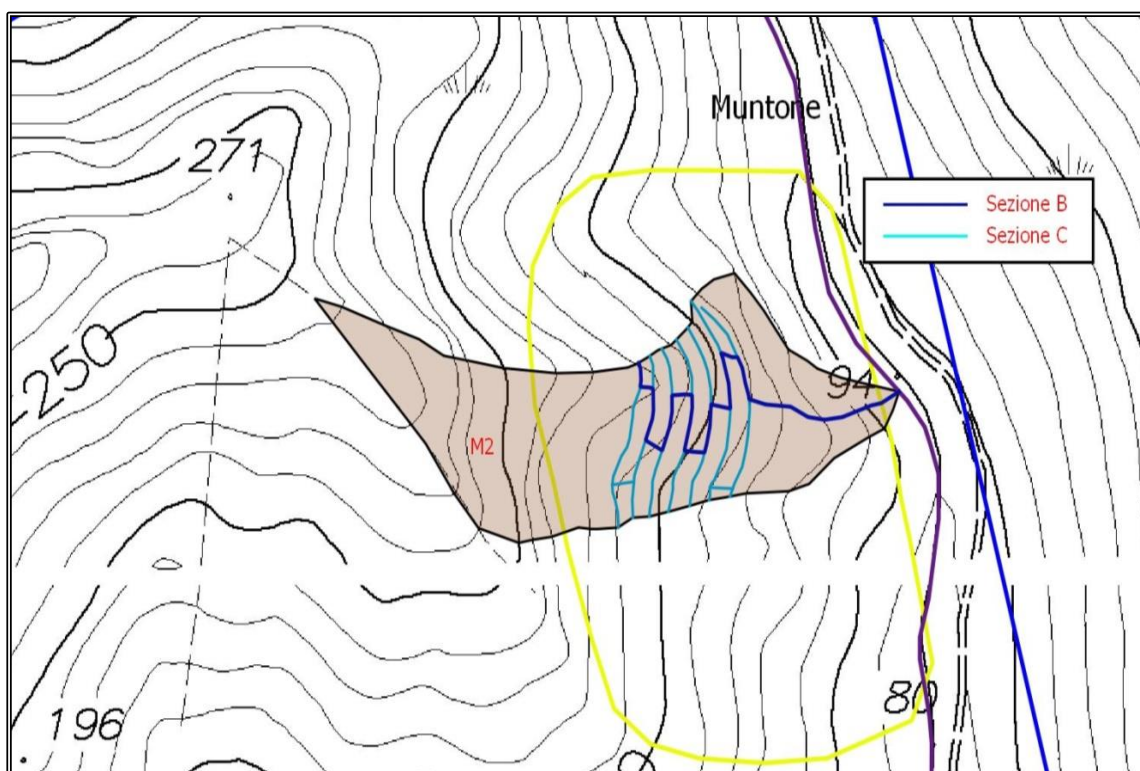


Figura n°8 – Schema della rete di drenaggio, con tipologia di sezione trasversale di progetto (Cantiere di Muntone M2).

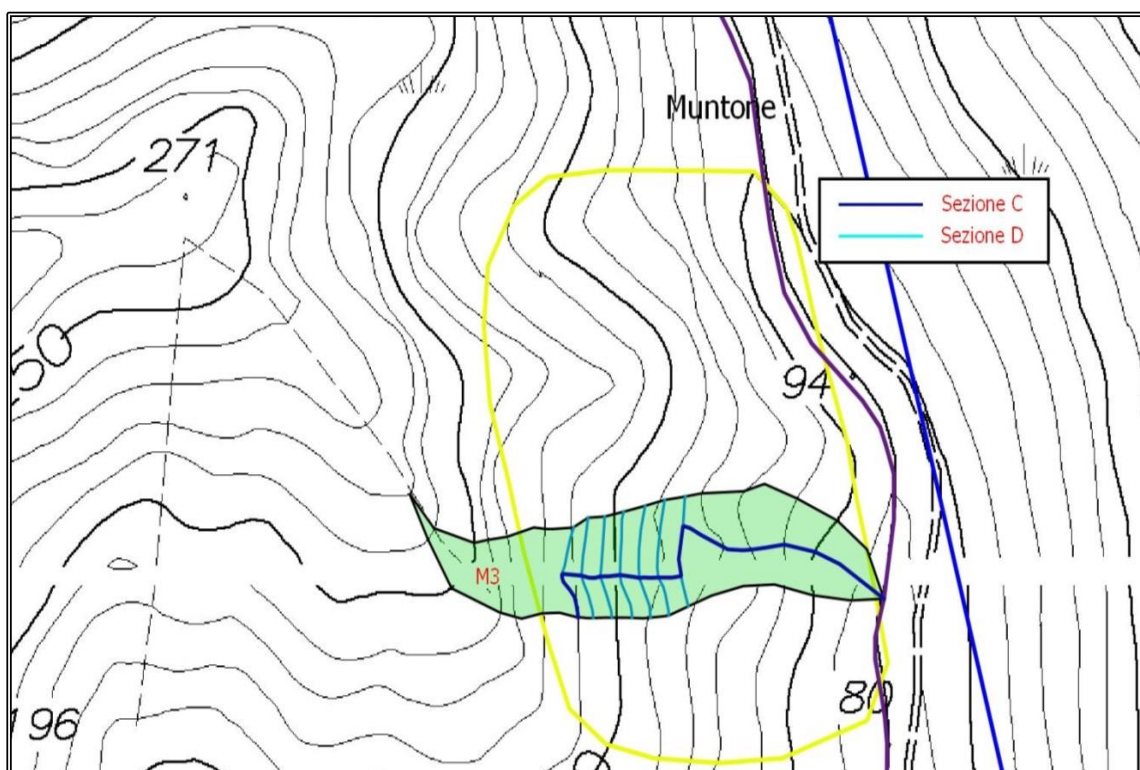


Figura n°9 – Schema della rete di drenaggio, con tipologia di sezione trasversale di progetto (Cantiere di Muntone M3).

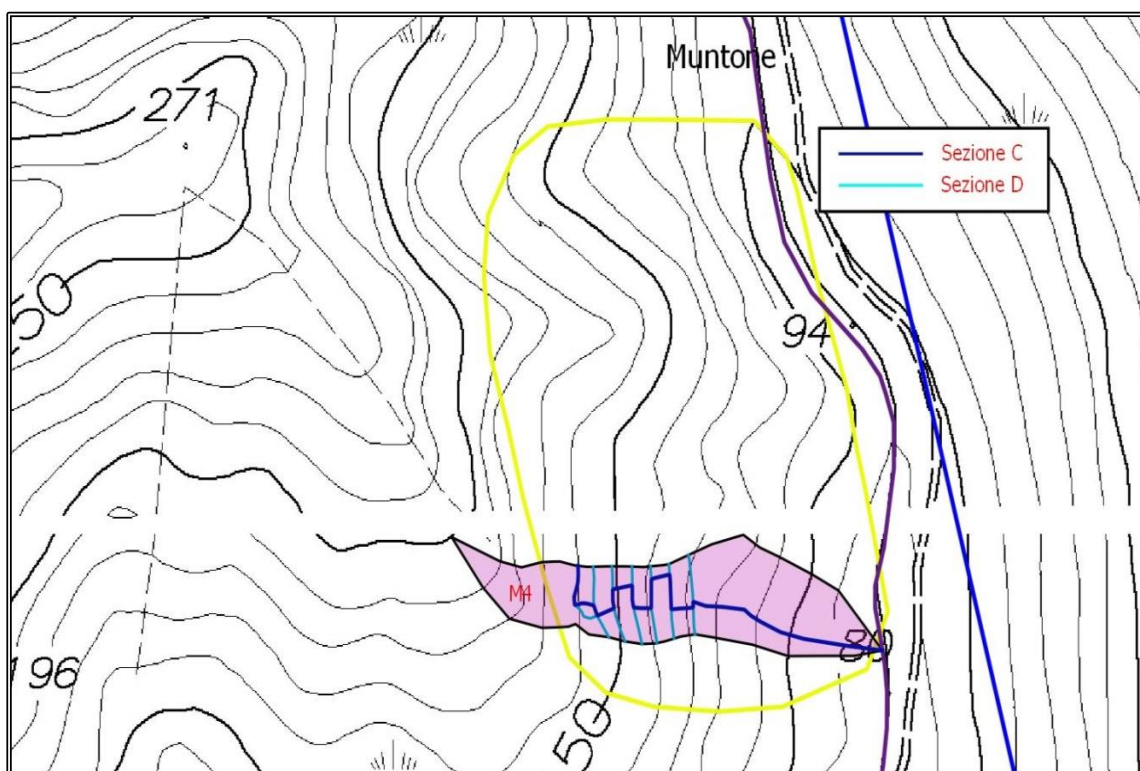


Figura n°10 – Schema della rete di drenaggio, con tipologia di sezione trasversale di progetto (Cantiere di Muntone M4).

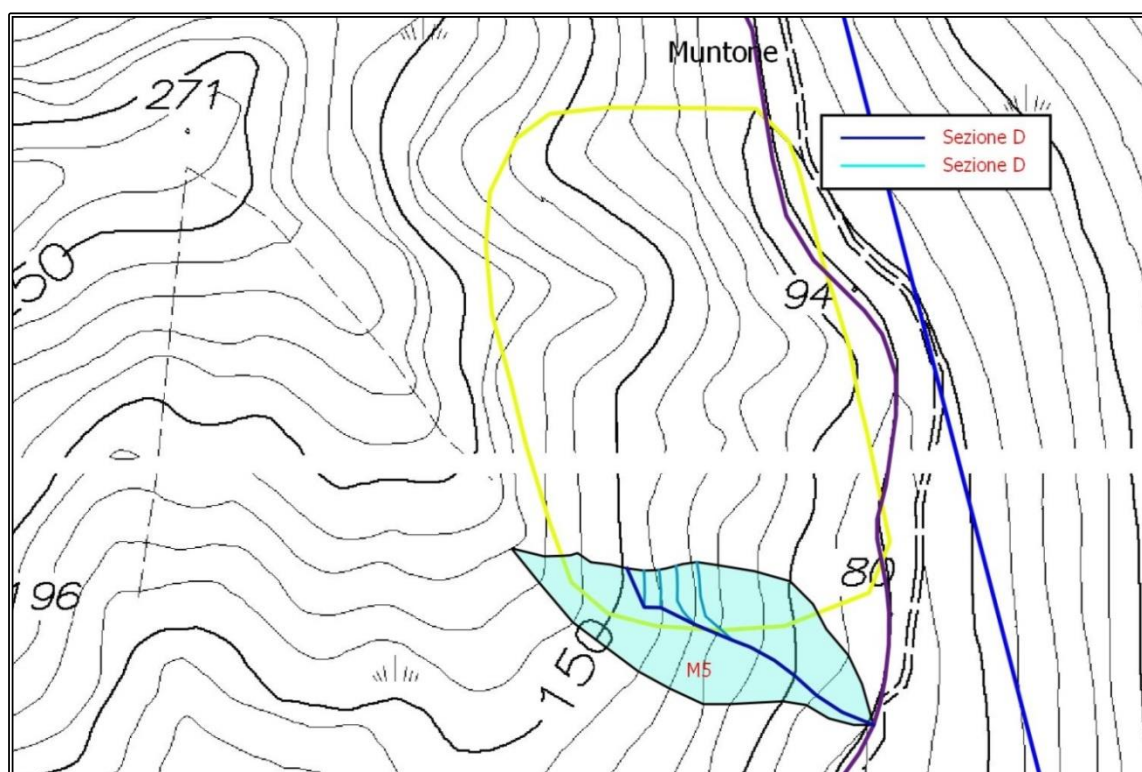


Figura n°11 – Schema della rete di drenaggio, con tipologia di sezione trasversale di progetto (Cantiere di Muntone M5).

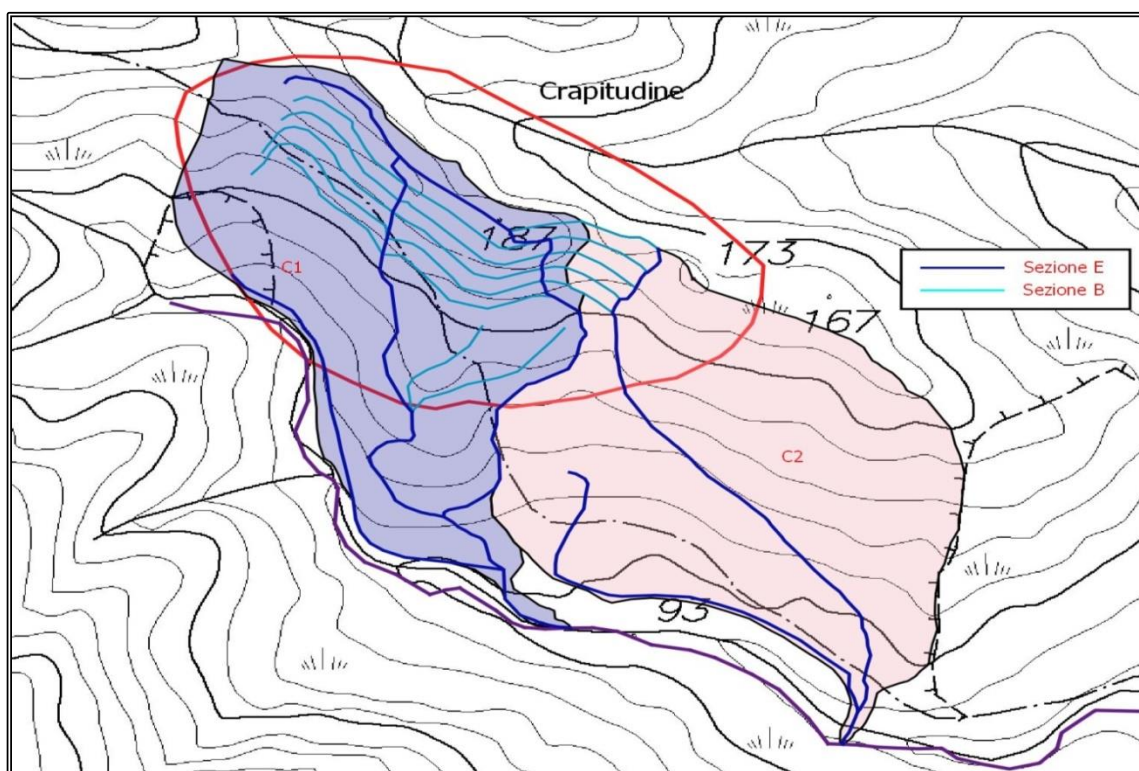


Figura n°12 – Schema della rete di drenaggio, con tipologia di sezione trasversale di progetto (Cantiere di Crapitudine C1-C2).

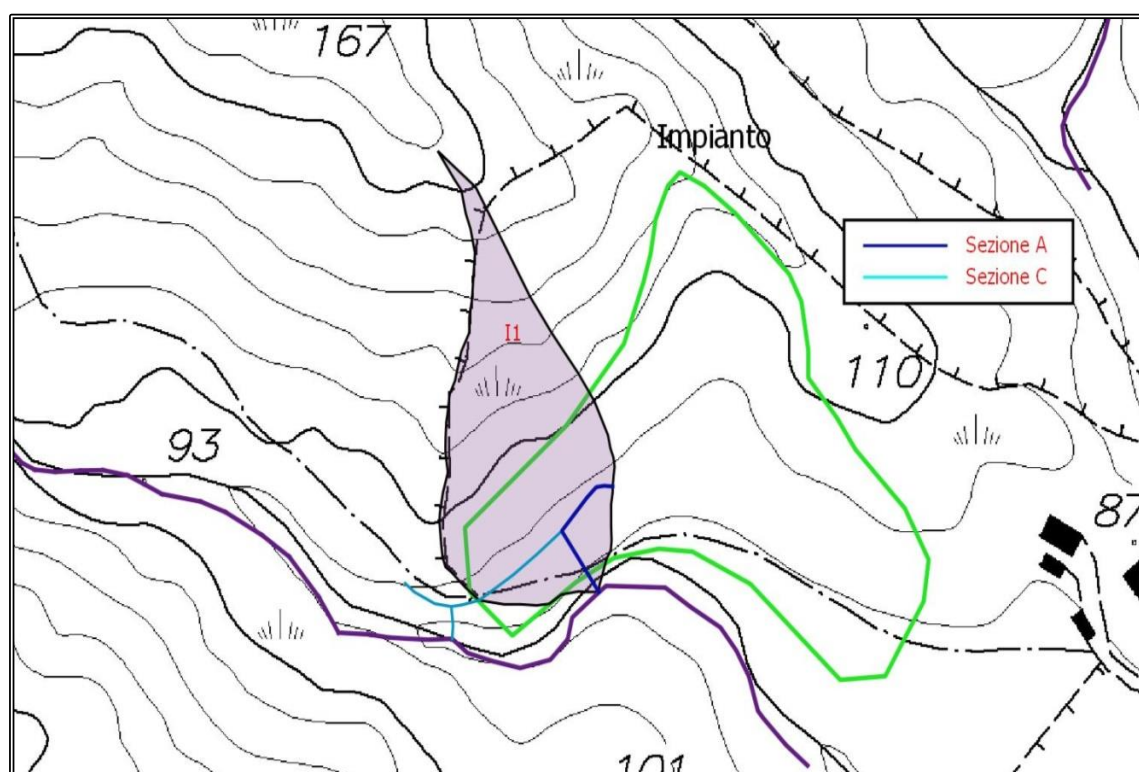


Figura n°13 – Schema della rete di drenaggio, con tipologia di sezione trasversale di progetto (Area Impianto I1).

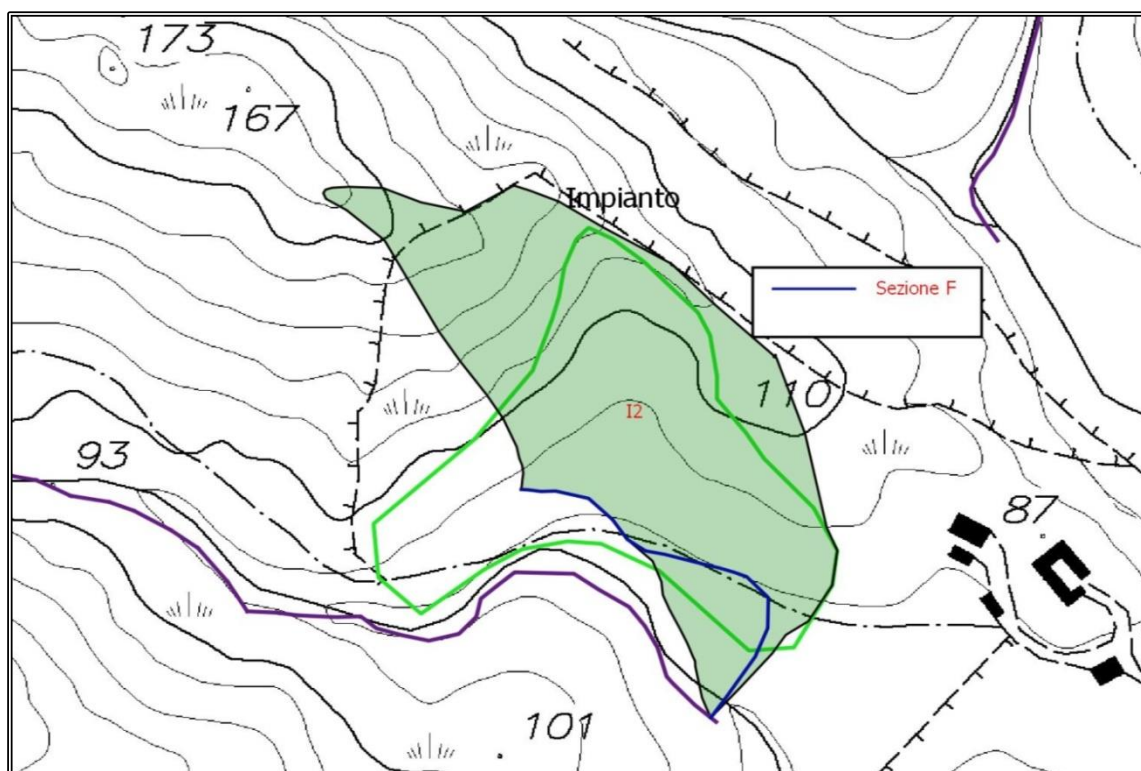


Figura n°14 – Schema della rete di drenaggio, con tipologia di sezione trasversale di progetto (Area Impianto I2).