



*Impianto di smaltimento controllato per rifiuti speciali
non pericolosi e pericolosi stabili non reattivi.*

*Dimensionamento e verifica
del sistema di allontanamento
delle acque meteoriche.*

Relazione idrologica e idraulica

Dott. Ing. Giacomo Spano

[illegible]

Sommario

1.	PREMESSA.....	2
1.1.	Introduzione	2
1.2	Inquadramento geografico	3
1.3	Schema ripartizione acque meteoriche.....	4
2	ANALISI IDROLOGICA	8
2.1	Premessa	8
2.2	Tempo di corrivazione.....	9
2.3	Metodologie di calcolo delle altezze di pioggia.....	10
2.4	Valutazione delle perdite idrologiche.....	13
	Calcolo della pioggia netta.....	13
	Calcolo della portata di progetto	13
3	ANALISI IDRAULICA	16
3.1	Dimensionamento e verifica delle canalette del sistema di allentamento delle acque meteoriche.....	16
3.2	Tabella riassuntiva	19
4	CONCLUSIONI	20

1. PREMESSA

1.1. Introduzione

La presente relazione idrologico-idraulica è parte integrante del progetto definitivo relativo alla costruzione ed esercizio di un impianto di smaltimento controllato per rifiuti urbani, ubicato nel comune di Ozieri (SS) (Fig. 1.1).

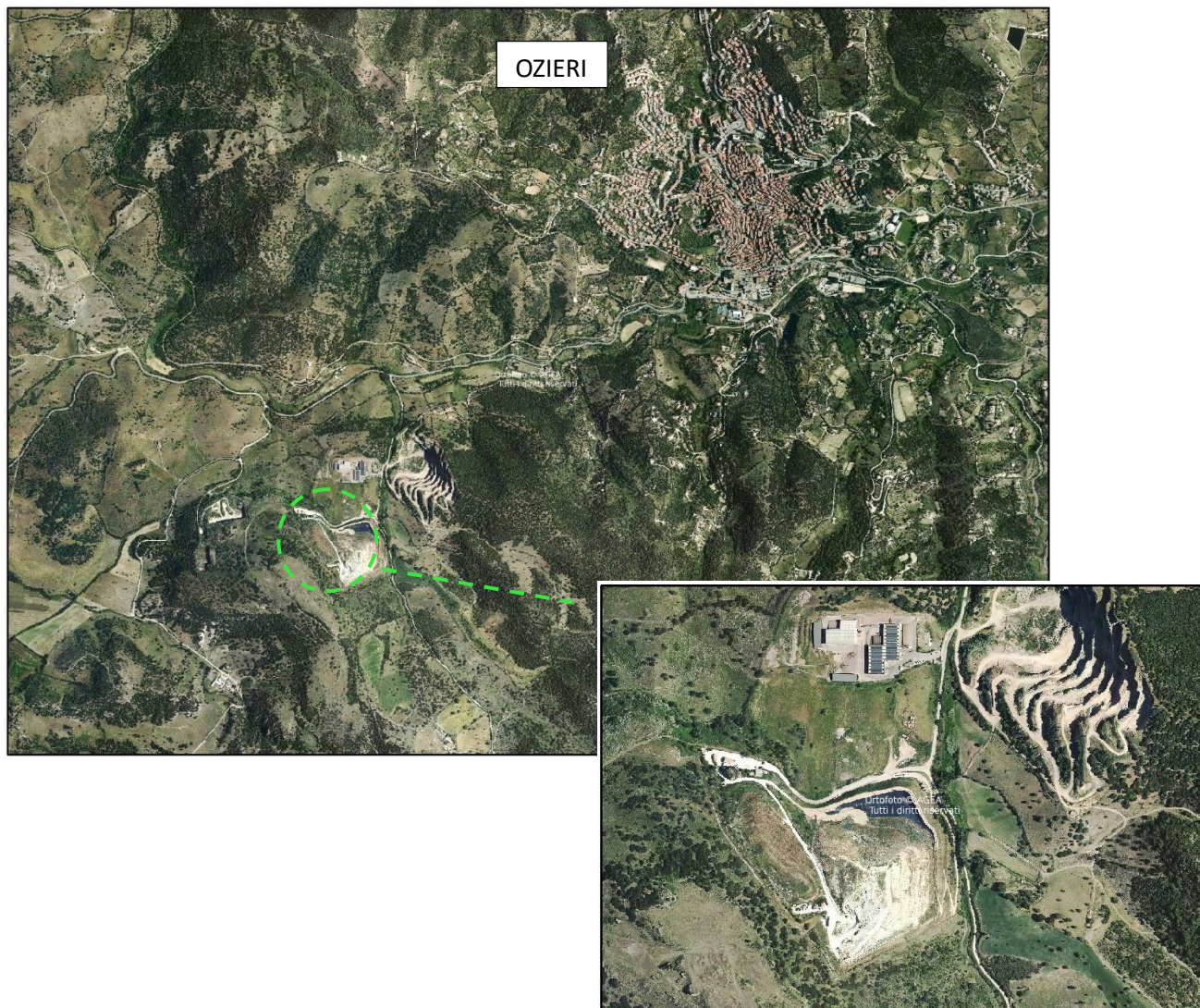


Figura 1-1: Corografia generale stato di fatto

Nel seguito, verrà descritto il processo di calcolo delle portate al colmo prodotte dai versanti interni del nuovo modulo di ampliamento della discarica (Modulo 1 bis). Una volta determinate le portate si procederà al dimensionamento delle canalette di raccolta delle acque meteoriche. Le acque provenienti dal versante Sud vengono raccolte da un canale di guardia esistente, esterno all'area del modulo in esame.

Il Decreto Legislativo 3 settembre 2020 n.121 al paragrafo 2.3 CONTROLLO DELLE ACQUE E GESTIONE DEL PERCOLATO impone che tali canalizzazioni debbano essere dimensionate sulla base delle piogge più intense con tempo di ritorno di almeno 10 anni e le stesse piogge debbano essere incrementate di un ulteriore 30 per cento.

1.2 Inquadramento geografico

Il sito in oggetto è ubicato nella località “Coldianu”, nel Comune di Ozieri (SS) ed insiste sul sedime di una cava dismessa di tufo.

I riferimenti cartografici sono rappresentati da:

- Cartografia I.G.M. nel Foglio 480 Sez. I “Mores” (**Fig. 1.2**)
- Carta Tecnica Regionale (CTR): Foglio 480 040 “Madonna di Monserrato”.

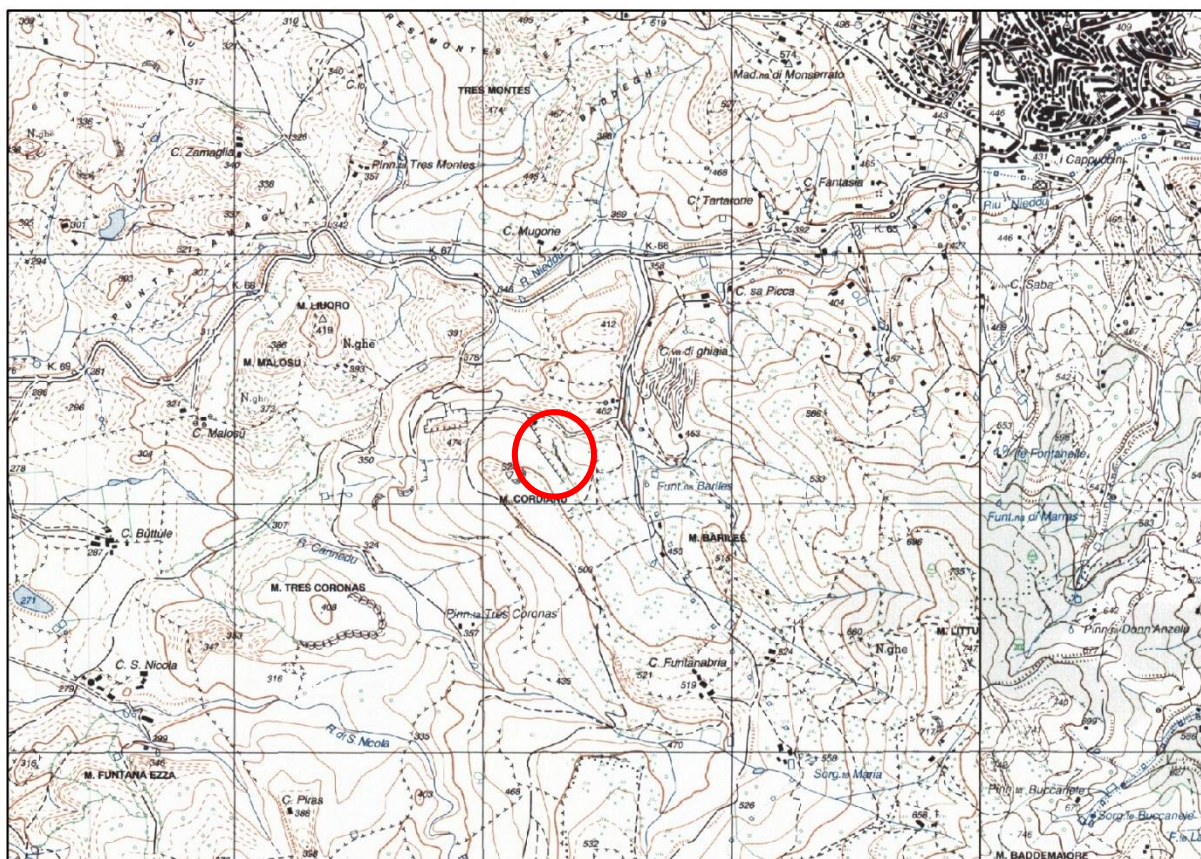


Figura 1-2: Stralcio cartografia IGM

1.3 Schema ripartizione acque meteoriche

Le acque meteoriche dei versanti della discarica vengono raccolte dalle canalette B e C attraverso le canalette D1 e D2. Queste ultime drenano le acque di pioggia provenienti dalle superfici SUP_1 e SUP_2, e vengono suddivise in egual misura verso le canalette B e C.

La canaletta C raccoglie anche le acque provenienti da quelle aree dei versanti Ovest a valle del fosso esistente. Mentre la canaletta A, alla base dell'argine, raccoglie solo le acque provenienti dal paramento di questo.

Di seguito si mostra lo schema di raccolta delle acque meteoriche con i vari tratti e i relativi nodi (**Fig. 1-3 e 1-4**). Le aree contribuenti sono rappresentate in **Fig. 1-5** e la ripartizione delle portate sono riportate in **Tab. 1-1**.

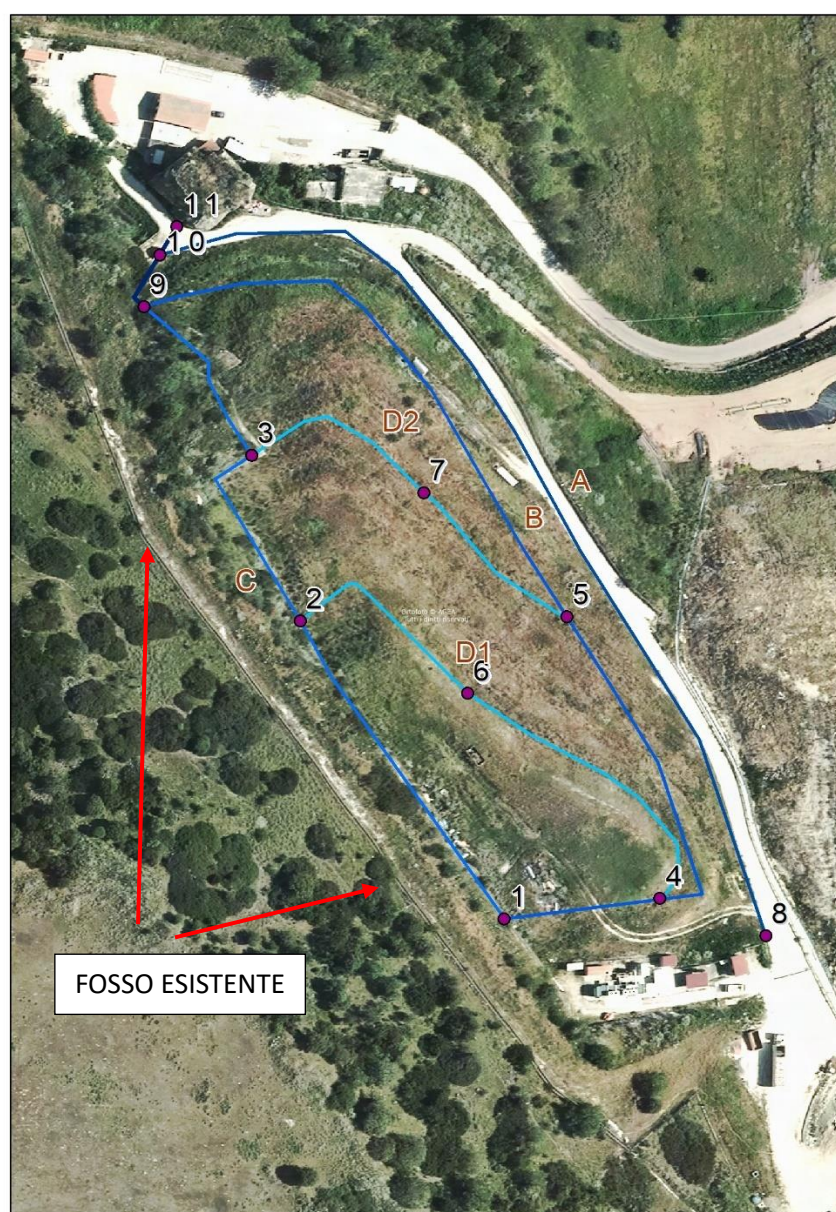


Figura 1-3: Sistema di raccolta delle acque provenienti dai versanti della discarica.

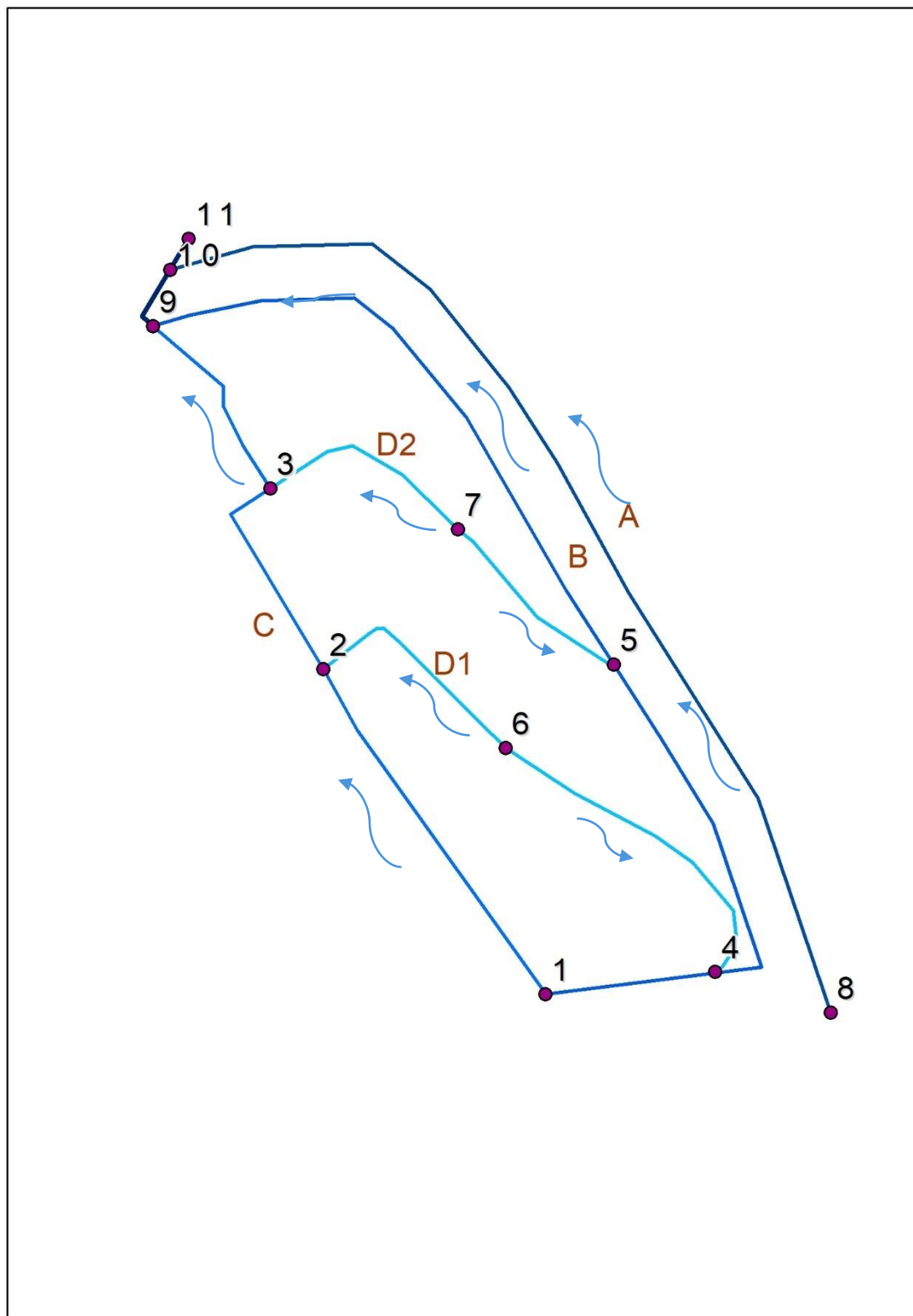


Figura 1-4: Schema ripartizione delle acque provenienti dai versanti della discarica.

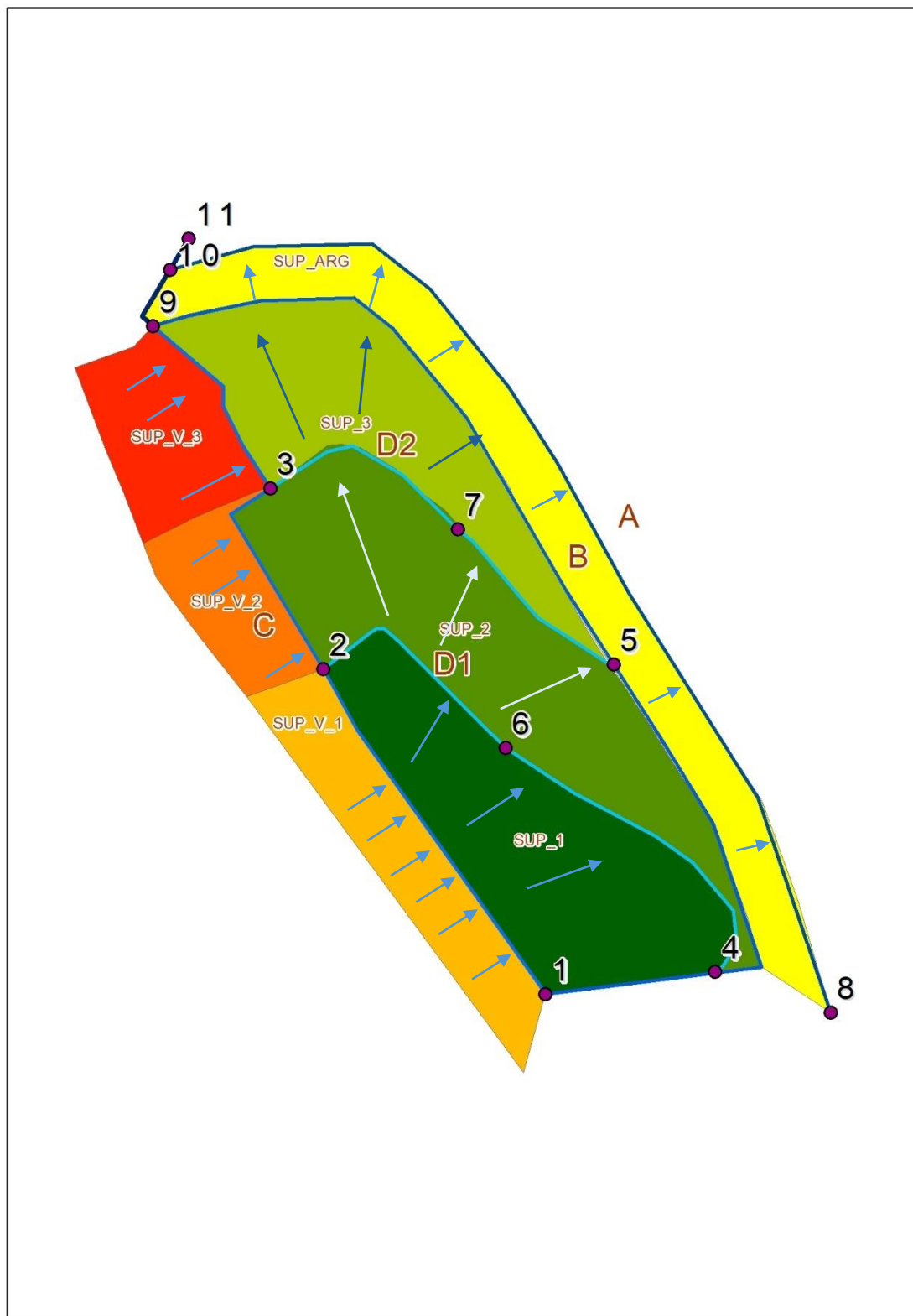


Figura 1-5: Aree Contribuenti.

Impianto di smaltimento controllato per rifiuti speciali non pericolosi e pericolosi stabili non reattivi in
comune di Ozieri (SS)

Dimensionamento canalette raccolta acque meteoriche

Relazione Idrologica e Idraulica

Canaletta	Versante drenato	km ²	Q Parziale	Q TOT
1 - 2	SUP_V_1	0.0021	Q ₁₋₂	Q ₁₋₂
6 - 2	(SUP_1) /2	0.00215	Q ₆₋₂	Q ₆₋₂
6 - 4	(SUP_1) /2	0.00215	Q ₆₋₄	Q ₆₋₄
2 - 3	SUP_V_2	0.0012	Q ₂₋₃	Q ₂₋₃ + Q ₆₋₂ + Q ₁₋₂
7 - 3	(SUP_2) /2	0.0025	Q ₇₋₃	Q ₇₋₃
3 - 9	SUP_V_3	0.0016	Q ₃₋₉	Q ₃₋₉ + Q ₇₋₃ + Q ₂₋₃ + Q ₆₋₂ + Q ₁₋₂
7 - 5	(SUP_2) /4	0.00125	Q ₇₋₅	Q ₇₋₅
4 - 5	(SUP_2) /4	0.00125	Q ₄₋₅	Q ₄₋₅
5 - 9	SUP_3	0.0033	Q ₅₋₉	Q ₇₋₅ + Q ₄₋₅ + Q ₅₋₉
9 - 10	-	-	-	Q ₇₋₅ + Q ₄₋₅ + Q ₅₋₉ + Q ₃₋₉ + Q ₇₋₃ + Q ₂₋₃ + Q ₆₋₂ + Q ₁₋₂
8 - 10	SUP_ARG	0.004	Q ₈₋₁₁	Q ₈₋₁₁
10-11	Superficie totale	0.0215	Q ₁₀₋₁₁	Q ₈₋₁₁ + Q ₇₋₅ + Q ₄₋₅ + Q ₅₋₉ + Q ₃₋₉ + Q ₇₋₃ + Q ₂₋₃ + Q ₆₋₂ + Q ₁₋₂

Tabella 1-1 : Ripartizione delle portate

2 ANALISI IDROLOGICA

2.1 Premessa

In questo capitolo vengono esposte alcune nozioni di idrologia oltre al calcolo delle massime portate generate dai versanti dell'impianto di smaltimento. Il valore delle portate di picco si è poi utilizzato per la verifica dei sistemi di raccolta delle acque meteoriche.

Il metodo che verrà utilizzato per il calcolo della portata conseguente a una assegnata precipitazione è quello cosiddetto razionale noto in Italia come metodo cinematico o del ritardo di corrivazione (Turrazza 1880)

Considerata la sezione di una canaletta è intuitivo pensare che le portate defluenti attraverso di essa dipendono dalle caratteristiche dell'area che drenano (area sottesa dalla sezione stessa) dal tempo di risposta dell'area drenata, ossia il tempo che impiega la goccia che cade nel punto idraulicamente più lontano ad arrivare alla sezione considerata, oltre che dalle caratteristiche dell'evento meteorico che le investe in termini di altezza di pioggia e di tempo di pioggia.

Se in un bacino di superficie S , cade per una durata di pioggia t_p , una precipitazione di altezza h , solo una frazione ϕ del volume meteorico $S \cdot h$, risulta efficace agli effetti del deflusso.

Il termine ϕ , detto coefficiente di afflusso, esprime, per un dato bacino idrografico e in un definito intervallo di tempo, il rapporto tra il volume di precipitazione efficace agli effetti del deflusso e il volume meteorico totale. Esso è pertanto sempre inferiore all'unità.

Il valore della portata efficace dipende da t_c , il tempo di corrivazione del bacino e da t_p il tempo di pioggia.

Si dimostra che in tale modello, si raggiunge la portata massima quando alla sezione considerata giungano insieme i contributi di tutte le parti che formano il bacino. Questo intervallo di tempo è definito ritardo o tempo di corrivazione del bacino ed è assunto come elemento caratteristico del bacino stesso.

Secondo questo schema il valore massimo di portata si raggiunge quando il tempo di pioggia è uguale il tempo di corrivazione dell'area drenata ossia quando $t_p = t_c$.

Difatti, sia nel caso in cui il tempo di pioggia sia maggiore del tempo di corrivazione che nel caso in cui il tempo di pioggia sia inferiore al tempo di corrivazione le portate non raggiungono mai il loro valore massimo secondo tale modello.

La figura 2-1, mostra a titolo di esempio tale situazione.

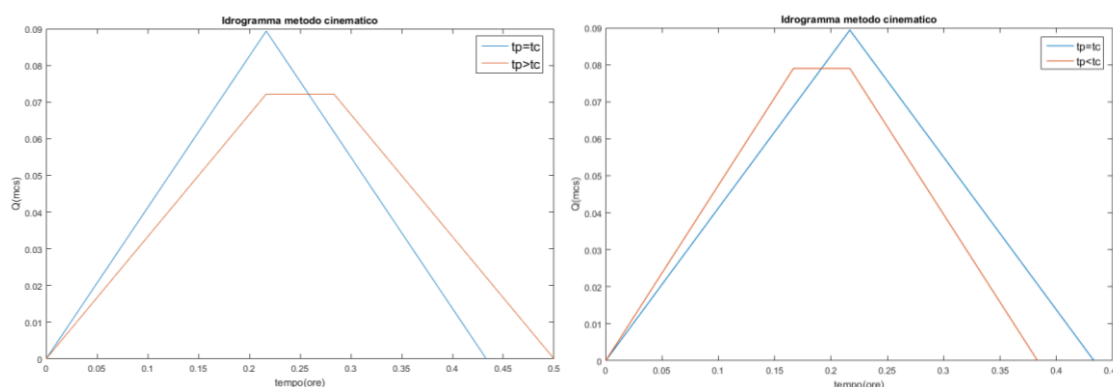


Figura 2-1 Idrogrammi costruiti con il modello cinematico per diversi tempi di pioggia

2.2 Tempo di corrivazione

Il calcolo del tempo di corrivazione è un importante momento del processo. Infatti, esso è necessario da un lato per estrarre dalle osservazioni pluviometriche la serie di interesse, dall'altro per poter raggiungere il calcolo della corrispondente portata una volta definita la frazione efficace di precipitazione che la produce.

Per il caso in questione si è usata la formulazione proposta dal Civil Engineering Department dell'Università del Maryland per le cunette e i fossi di guardia.

$$tc = \frac{26.3 * \left(\frac{L}{Ks}\right)^{0.6}}{j^{0.4} * i^{0.3}}$$

tc tempo di corrivazione in secondi

L lunghezza della cunetta o della superficie scolante in metri

Ks Coefficiente di resistenza secondo Gauckler – Strickler in m^{1/3} /s

j= intensità di precipitazione in m/h

i= pendenza media della superficie scolante

Lo studio delle precipitazioni condurrà ad assegnare per ogni tempo di ritorno e per ogni durata di precipitazione il valore dell'altezza di pioggia e della conseguente intensità di pioggia.

$$h = a * tp^n$$

$$j = \frac{h}{tp} = a * tp^{n-1}$$

a e **n** parametri della curva di possibilità pluviometrica che esprime il regime pluviometrico della zona di interesse.

Per il calcolo della pendenza media della superficie scolante si è usata la formula di Alvord- Horton

$$\frac{\Delta z * L_i}{S}$$

L_i = somma della lunghezza delle isoipse [m]

Δz = Differenza di quota tra le isoipse [m]

S = Superficie dell'area scolante [m²]

Posto il tempo di pioggia uguale al tempo di corrivazione ed effettuate le sostituzioni, la seguente formulazione fornisce il tempo di corrivazione in secondi in modo diretto:

$$tc = \left[\frac{26.3 * \left(\frac{L}{KS} \right)^{0.6}}{3600^{(1-n)*0.4} * a^{0.4} * i^{0.3}} \right]^{\frac{1}{(0.6+0.4*n)}}$$

Verrà calcolato pertanto, per ogni canaletta che drena la rispettiva area contribuyente, il tempo di corrivazione, tempo che rende massima la portata di progetto. Si imporrà infine il tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino.

Con lo stesso valore di **tc** viene estratto il valore della precipitazione **h** dalle curve di possibilità pluviometrica.

2.3 Metodologie di calcolo delle altezze di pioggia

Per quanto riguarda la determinazione dell'altezza di pioggia critica lorda h_{TC} si fa usualmente ricorso alle curve di possibilità pluviometrica che caratterizzano il regime pluviometrico sardo e più precisamente le curve di Deidda et al del 2000. Tali curve sono state ricavate utilizzando la distribuzione TCEV.

Modello TCEV - Curva di Possibilità Pluviometrica di Deidda-Piga-Sechi.

Recenti studi per la Sardegna mostrano che il modello probabilistico TCEV ben interpreta le caratteristiche di frequenza delle serie storiche, motivo per il quale è stato adottato per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica nella procedura VAPI.

La pioggia lorda h viene ricavata dalla nota formula:

$$h(T_p) = a \cdot T_p^n$$

dove:

$$\begin{cases} a = a_1 \cdot a_2 \\ n = n_1 + n_2 \end{cases}$$

$$h(T_p) = a_1 \cdot a_2 \cdot T_p^{n_1+n_2} = \mu(T_p) \cdot k(T_p)$$

$$\mu(T_p) = a_1 \cdot T_p^{n_1}$$

è detta Pioggia Indice di durata T_p ed è data dalla media dei massimi annui delle piogge di durata T_p e

$$k(T_p) = a_2 \cdot T_p^{n_2}$$

è detto Coefficiente di Crescita.

I valori di a_1 e n_1 si determinano in funzione della pioggia indice giornaliera μ_g data dalla media dei massimi annui di precipitazione giornaliera (**Figura 2-3**); tali valori sono stati calcolati per diverse zone della Sardegna secondo la carta delle Isoiete.

$$a_1 = \frac{\mu_g}{0,886 \cdot 24^{n_1}}$$

$$n_1 = -0,493 + 0,476 \cdot \log \mu_g$$

Per quanto riguarda a_2 e n_2 si determinano con relazioni differenti per tempi di ritorno T_R maggiori o minori di 10 anni, per durate di pioggia T_p maggiori o minori di 1 ora e a seconda delle 3 sottozone omogenee (SZO) in cui è stata suddivisa la Sardegna¹. (**Figura 2-4**).

a) per tempi di ritorno $T \leq 10$ anni:

SZO 1: $a_2 = 0,66129 + 0,85935 \cdot \log_{10} T$; $n_2 = -1,8438 \cdot 10^{-4} - 1,5339 \cdot 10^{-2} \cdot \log_{10} T$

SZO 2: $a_2 = 0,64597 + 0,89777 \cdot \log_{10} T$; $n_2 = -5,6073 \cdot 10^{-3} + 7,0047 \cdot 10^{-4} \cdot \log_{10} T$

SZO 3: $a_2 = 0,62235 + 0,95656 \cdot \log_{10} T$; $n_2 = -2,4882 \cdot 10^{-2} + 4,5884 \cdot 10^{-2} \cdot \log_{10} T$

Figura 2-2 parametri della curva di possibilità climatica per T_R minori o uguali a 10 anni

¹(Vedasi Deidda e Piga, curve di possibilità pluviometrica basate sul modello TCEV, Informazione 81, pagg.9-14, Cagliari 1998).

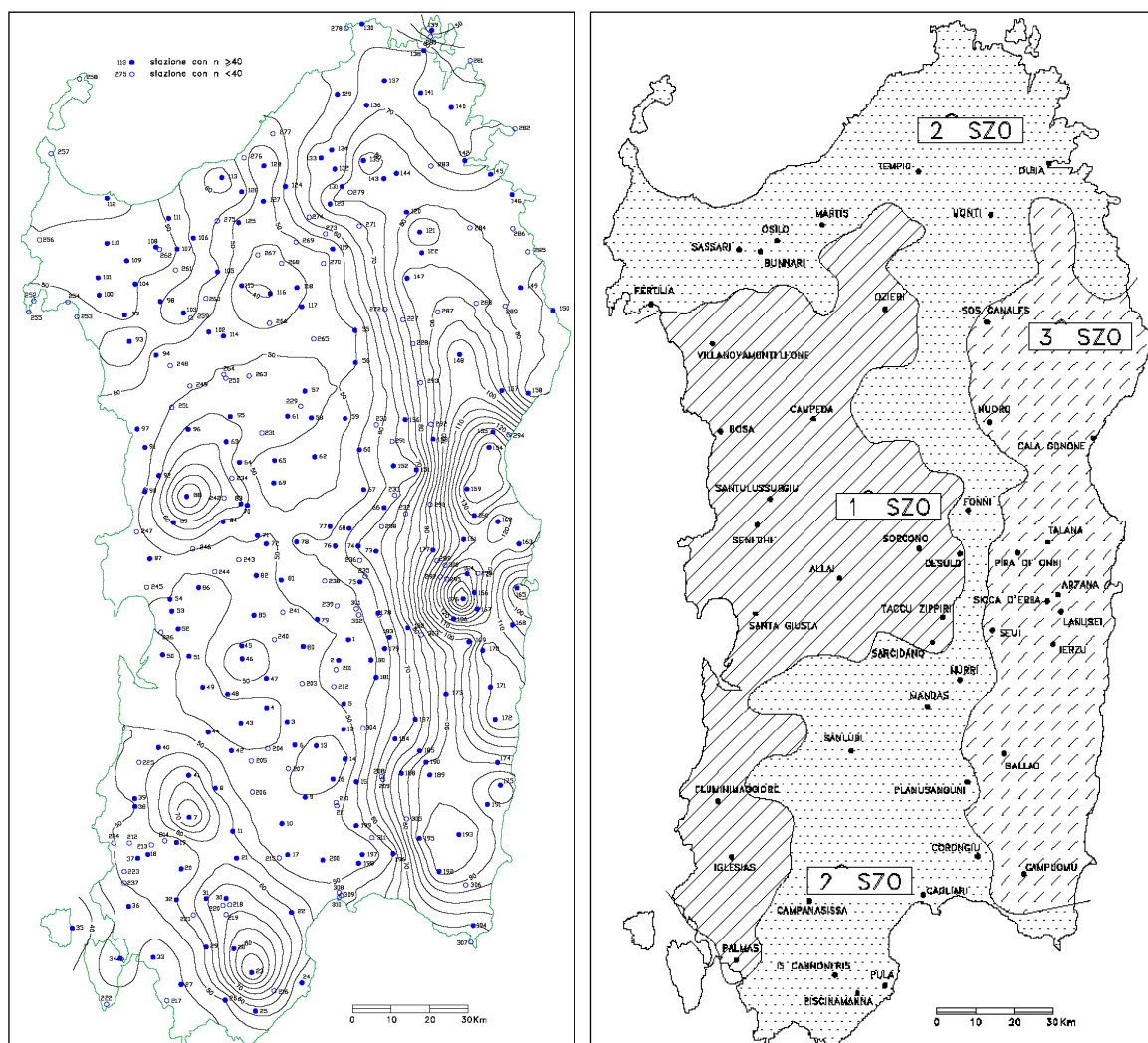


Figura 2-3 e Figura 2-4

Distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera (da Deidda ed AL., Quad. Ricerca dell'Università di Cagliari, 1997) a sinistra e Carta delle Sottozone Omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna. (da Deidda ed AL., 1993) a destra

2.4 Valutazione delle perdite idrologiche

Calcolo della pioggia netta

La determinazione della curva di possibilità pluviometrica non esaurisce le analisi idrologiche necessarie per l'impostazione del progetto. Da tali curve, infatti, si deduce l'altezza di precipitazione che si verifica sul bacino per una certa durata di pioggia e con un certo livello di probabilità (tempo di ritorno). Una parte di questa pioggia però si perde per effetto di una serie di fenomeni idrologici prima di arrivare alla rete di drenaggio. Per il dimensionamento di quest'ultima sarà quindi rilevante solo la parte restante della pioggia, cioè la cosiddetta pioggia netta o efficace, che può essere valutata con diverse metodologie.

Nel caso specifico la valutazione della pioggia netta verrà fatta attraverso il coefficiente di afflusso ϕ , che rappresenta il rapporto tra il volume della pioggia netta e il volume della pioggia totale.

Anche se dipende in realtà da molti fattori, alcuni anche variabili nel tempo, nella pratica progettuale questo coefficiente viene generalmente considerato costante per tutta la durata della pioggia.

A titolo di esempio si riportano alcuni valori del coefficiente di afflusso in funzione del tipo di superficie.

<i>Tipo di superficie</i>	<i>Coefficiente di afflusso ϕ</i>
superfici pavimentate	0.7-0.9
strade in terra	0.4-0.6
superfici erbose	0.1-0.7
aree residenziali	0.3-0.7
boschi	0.1-0.3
terreni coltivati	0.2-0.6

Tabella 2-1- Coefficienti di Afflusso

Per gli argini in terra verrà utilizzato un coefficiente di afflusso pari a **0.6**

Calcolo della portata di progetto

Come già esposto in precedenza un metodo largamente usato per il calcolo della portata conseguente a una assegnata precipitazione è quello cosiddetto razionale, noto in Italia come metodo cinematico o del ritardo di corrivazione.

Generalmente applicato a bacini scolanti di limitata estensione, la condizione che porta ad ottenere il valore massimo di portata deriva dall'imporre che il tempo di pioggia sia uguale al tempo di corrivazione dell'area

drenata. L'idrogramma di piena avrà forma di triangolo isoscele e il valore massimo di portata sarà dato dalla formulazione

$$Q_{max} = \frac{0.278 * \phi * S * h}{tc}$$

Q_{max} = portata massima in metri cubi al secondo

S =superficie dell'area drenata in km²

h= altezza di precipitazione in mm

tc = tempo di corrivazione in ore

φ = coefficiente di afflusso

Portate generate dai bacini scolanti

Parametri di ingresso per la curva di possibilità pluviometrica

Tempo di ritorno (anni)	mg (mm)	SZO	a	n	φ
10anni	45	1	30.3474	0.2802	0.6

Tabella 2-2 : parametri c.p.p.

Le portate ottenute come richiesto dal Decreto Legislativo 3 settembre 2020 n.121 al paragrafo 2.3" controllo delle acque e gestione del percolato" sono state incrementate del 30 per cento

Canaletta	Versante drenato	km ²	Q Parziale	Q TOT
1 - 2	SUP_V_1	0.0021	Q ₁₋₂	Q ₁₋₂
6 - 2	(SUP_1) /2	0.00215	Q ₆₋₂	Q ₆₋₂
6 - 4	(SUP_1) /2	0.00215	Q ₆₋₄	Q ₆₋₄
2 - 3	SUP_V_2	0.0012	Q ₂₋₃	Q ₂₋₃ + Q ₆₋₂ + Q ₁₋₂
7 - 3	(SUP_2) /2	0.0025	Q ₇₋₃	Q ₇₋₃
3 - 9	SUP_V_3	0.0016	Q ₃₋₉	Q ₃₋₉ + Q ₇₋₃ + Q ₂₋₃ + Q ₆₋₂ + Q ₁₋₂
7 - 5	(SUP_2) /4	0.00125	Q ₇₋₅	Q ₇₋₅
4 - 5	(SUP_2) /4	0.00125	Q ₄₋₅	Q ₄₋₅
5 - 9	SUP_3	0.0033	Q ₅₋₉	Q ₇₋₅ + Q ₄₋₅ + Q ₅₋₉
9 - 10	-	-	-	Q ₇₋₅ + Q ₄₋₅ + Q ₅₋₉ + Q ₃₋₉ + Q ₇₋₃ + Q ₂₋₃ + Q ₆₋₂ + Q ₁₋₂
8 - 10	SUP_ARG	0.004	Q ₈₋₁₁	Q ₈₋₁₁
10-11	Superficie totale	0.0215	Q ₁₀₋₁₁	Q ₈₋₁₁ + Q ₇₋₅ + Q ₄₋₅ + Q ₅₋₉ + Q ₃₋₉ + Q ₇₋₃ + Q ₂₋₃ + Q ₆₋₂ + Q ₁₋₂

Tabella 2-3 Ripartizione Portate sulle canalette

Canaletta	Versante Drenato	Area (km ²)	Lunghezza (m)	Q _{parz} (mcs)	Q _{incr} * (mcs)	Q _{TOT} (mcs)
1 - 2	SUP_V_1	0.0021	104	0.052	0.068	0.068
6 - 2	(SUP_1) /2	0.00215	79	0.03	0.038	0.038
6 - 4	(SUP_1) /2	0.00215	79	0.03	0.038	0.038
2 - 3	SUP_V_2	0.0012	60	0.042	0.054	0.16
7 - 3	(SUP_2) /2	0.0025	58	0.057	0.074	0.074
3 - 9	SUP_V_3	0.0016	55	0.056	0.073	0.31
7 - 5	(SUP_2) /4	0.00125	58	0.043	0.056	0.056
4 - 5	(SUP_2) /4	0.00125	102	0.031	0.04	0.04
5 - 9	SUP_3	0.0033	174	0.064	0.084	0.18
9 - 10	-	-				0.49
8 - 10	SUP_ARG	0.004	294	0.05	0.065	0.065
10-11	TOTALE	0.0215	-		-	0.56

Tabella 2-4 Portate di progetto

* Portate incrementate del 30% come da Decreto Legislativo 3 settembre 2020 n.121

3 ANALISI IDRAULICA

3.1 Dimensionamento e verifica delle canalette del sistema di allentamento delle acque meteoriche

Il dimensionamento di questo tipo di opere consiste essenzialmente nella determinazione, assegnata la portata da convogliare, della pendenza e delle caratteristiche geometriche della sezione trasversale delle canalizzazioni lungo tutto il loro sviluppo longitudinale.

Nell'ipotesi che il moto sia uniforme, ossia che la pendenza del pelo libero sia uguale alla pendenza del fondo, e caratterizzato da resistenze dovute prevalentemente alla turbolenza e non alla viscosità, l'equazione del moto uniforme può essere scritta nella seguente forma

$$V(h) = \chi * \sqrt{R(h) * i} \quad \text{formula di Chezy.}$$

R = raggio idraulico pari al rapporto tra area A(h) della sezione della corrente e il perimetro bagnato P(h).

h = altezza di moto uniforme della corrente rispetto al fondo.

χ = coefficiente di resistenza che dipende da R.

Volendo esprimere la portata Q

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

Il coefficiente di resistenza può essere espresso con diverse formule. Nel caso in esame si è utilizzata l'espressione di Gauckler-Strickler che misura la resistenza in parete in $m^{1/3/s}$ tramite la seguente espressione

$$\chi = K_s * R(h)^{1/6}$$

Tipo di canale-Materiale pareti	K_s
pareti di cemento perfettamente lisciate	100-90
pareti metalliche con giunti a filo	100-90
pareti di cemento non perfettamente lisciate	85-75
pareti metalliche con giunti in risalto	85-75
pareti di cemento non in perfette condizioni	70-65
pareti di cemento non lisciate	60
Lamiera ondulata (acque chiare)	53
pareti in terra regolare	50
pareti in terra con erba	40
Lamiera ondulata (acque con detriti)	42
pareti in terra in cattive condizioni	35
canali in abbandono con vegetazione alta e abbondante	30

Tabella 3-1 : valori del coefficiente di resistenza

Come si deduce dall'equazione che esprime la portata, il dimensionamento di un canale a pelo libero si presenta come un problema idraulicamente indeterminato, in quanto esistono infinite possibili combinazioni di pendenza e dimensioni compatibili con la portata che si vuole convogliare.

Per risolvere tale problema è quindi necessario fissare alcuni parametri. Innanzitutto, la pendenza è scelta generalmente in modo che si discosti il meno possibile dall'andamento altimetrico del terreno lungo il percorso da seguire. Infine, si può scegliere la sezione che deve convogliare la portata. Le forme più comuni sono la trapezia, la rettangolare e la semicircolare.

Anche considerando questi vincoli il numero delle possibili soluzioni rimane alto. Per rendere determinato il problema è necessario assegnare una dimensione della sezione, per esempio altezza dell'acqua rispetto al fondo, oppure la base del canale o il diametro della condotta semicircolare.

Poiché spesso è difficile esprimere i vincoli di progetto in modo diretto e quindi individuare direttamente la corretta sezione del canale, generalmente è necessario procedere per tentativi, ipotizzando una sezione e procedendo poi alla sua verifica, cioè al controllo che i cosiddetti vincoli di progetto siano rispettati.

Scelta, dunque, la forma della sezione, si ipotizza il valore di una sua dimensione e si recava dalle equazioni precedenti, il valore della rimanente dimensione per la portata Q , la pendenza i , la scabrezza assegnate.

Un modo alternativo a quello descritto è quello di impostare una velocità media V che la corrente deve avere in moto uniforme. In questo modo l'area bagnata risulta fissata dall'equazione di continuità e il raggio idraulico dell'equazione del moto uniforme.

La velocità media non deve essere, né troppo bassa, per evitare la sedimentazione di eventuali solidi sospesi trascinati dalla corrente o la crescita della vegetazione acquatica che comporterebbe la diminuzione della capacità di trasporto delle canalette, né troppo elevata per evitare l'erosione di queste o il danneggiamento dei suoi rivestimenti. In genere una velocità pari a 0.6-1 m/s al secondo è sufficiente per evitare la sedimentazione ed evitare la crescita di vegetazione.

$$A = \frac{Q}{V}$$

$$R = \left(\frac{V}{k_s \sqrt{i}} \right)^{3/2}$$

Definite le funzioni che legano l'area bagnata A e il raggio idraulico R, alla geometria della sezione, questo sistema consente di stimare due dimensioni. Generalmente l'altezza di moto uniforme h e la larghezza.

Per quanto tale sistema possa essere applicato con qualunque tipo di sezione, solo nel caso di sezioni semplici la soluzione del sistema risulta agevole e si riesce a definire completamente in modo univoco la sezione.

Nel caso di sezioni circolari non si possono ricavare espressioni esplicite di h fissando un valore di V a partire dalle equazioni precedenti.

Per la soluzione di tale problema si fissa pertanto un grado di riempimento del condotto. I valori adimensionalizzati caratteristici della sezione circolare in funzione del grado di riempimento sono tabellati o si reperiscono in speciali abachi.

Si sono verificate diverse sezioni semicircolari in lamiera ondulata di diametro interno pari da 0.5 e 0.8 metri.

Si è proceduto ipotizzando una sezione semicircolare di prefissate dimensioni, di cui si riportano i valori di scabrezza di seguito, e di prefissata pendenza e per ogni tratto in analisi si è verificato se tali dimensioni riescano a convogliare le portate di progetto con una velocità minima ammissibile variabile tra 0.6 e 1 m/s e con quale tirante.

Tipo di canale-Materiale pareti	K_s
Lamiera ondulata	42-53

Tabella 3-2 valori del coefficiente di resistenza

3.2 Tabella riassuntiva

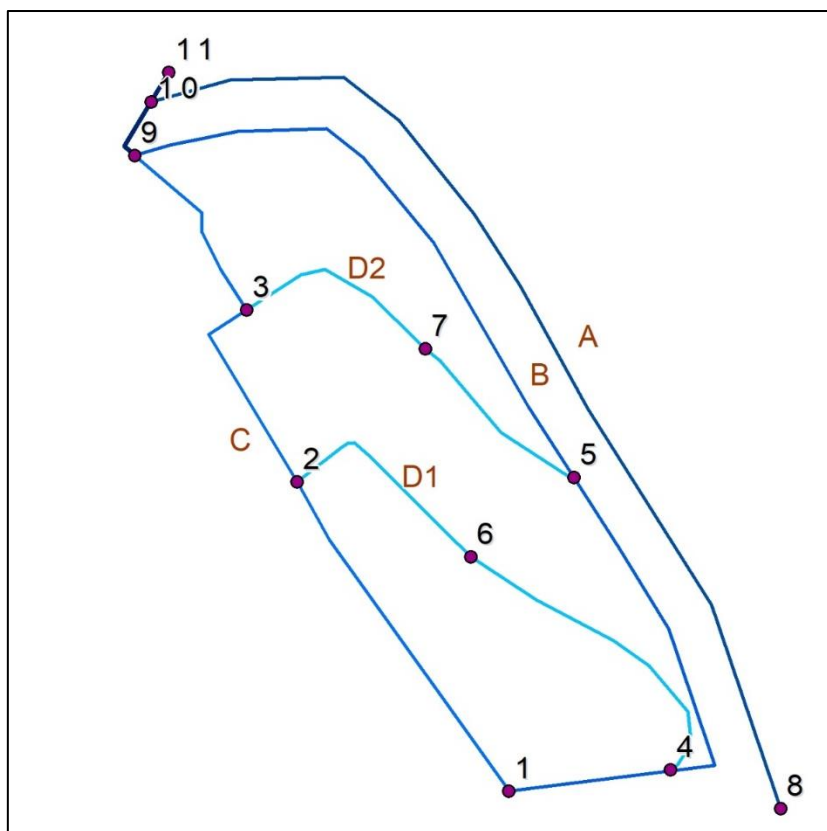


Figura 3-1 Schema canalette scarica

Tratto	Lunghezza (m)	Pendenza* (m/m)	Ks (-)	Q Progetto (mcs)	Q Massima (mcs)	Semicircolare (m)	Tirante Massimo (m)	Tirante (m)	Grado riempimento %	V Progetto (m/s)	Check
1 - 2	104	0.038	42	0.065	0.201	0.500	0.250	0.136	54	1.500	ok
6 - 2	79	0.013	42	0.038	0.118	0.500	0.250	0.138	55	0.880	ok
6 - 4	79	0.010	42	0.038	0.103	0.500	0.250	0.145	60	0.800	ok
2 - 3	60	0.250	42	0.160	0.515	0.500	0.250	0.133	53	3.800	ok
7 - 3	58	0.013	42	0.074	0.118	0.500	0.250	0.193	77	1.06	ok
3 - 9	55	0.255	42	0.31	0.576	0.800	0.400	0.284	71	1.984	ok
7 - 5	58	0.017	42	0.056	0.134	0.500	0.250	0.155	62	1.082	ok
4 - 5	102	0.14	42	0.04	0.122	0.500	0.250	0.137	55	0.917	ok
5 - 9	174	0.075	42	0.18	0.282	0.500	0.250	0.194	77	2.555	ok
9 - 10	18	0.5	42	0.490	2.500	0.800	0.400	0.17	43	6.400	ok
8 - 10	294	0.1	42	0.065	0.326	0.500	0.25	0.107	43	2.126	ok
10-11	4	0.05	42	0.56	0.810	0.800	0.4	0.325	81	2.900	ok

Tabella 3-3

* Il dimensionamento è stato eseguito tenendo conto di una pendenza media delle canalette tra i nodi.

Si fa presente che il nodo 11, rappresentato da un pozzetto è collegato a nord- ovest con una vasca. Per il collegamento del nodo 11 con la vasca si consiglia un condotto circolare in PVC con pendenza minima del 5% e speco **circolare** di almeno 0.5 metri di diametro interno. Con tali caratteristiche si assicura che la portata massima generata dalla discarica, pari a $0.56 \text{ m}^3/\text{s}$, transiti con una velocità di 5 m/s e un grado di riempimento del 60 %.

In alternativa si può utilizzare uno speco **circolare** di 0.4 metri di diametro interno, con una pendenza dell'1%, sempre in PVC. In tal caso però le velocità superano i 6 m/s e un grado di riempimento del 70%.

4 CONCLUSIONI

Da quanto sopra risulta che adottando, per la costruzione di tutte le canalette previste in progetto, canalette in lamiera ondulata di sezione semicircolare di dimensioni variabili come esposto nella tabella riassuntiva 3-3 vengono soddisfatte le condizioni di sicurezza idraulica dell'opera.