



# Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001 CIG 652449686B



## GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA

ADEGUAMENTO DELL'ASSE ATTREZZATO URBANO ED ELIMINAZIONE DELLE INTERSEZIONI A RASO DAL KM 1+500 AL KM 11+850

### PROGETTO DEFINITIVO

### ASSE STRADALE PRINCIPALE

### IDROLOGIA E IDRAULICA

### SMALTIMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA

### RELAZIONE

CODICE PROGETTO		CODICE ELABORATO						SCALA	DATA
progetto	liv.	numero	campo 1	campo 2	campo 3	campo 4	rev		
D P C A 0 6	D	1 5 0 1	T 0 0	I D 0 7	I D R	R E 0 1	D	-	30/11/2019

#### CONCORRENTE:



#### PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.



Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE  
FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Francesca Leo

## INDICE

1	PREMESSA .....	2
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE .....	3
2.1	Localizzazione dell'area di intervento .....	3
2.2	Idrologia e geologia .....	5
3	STIMA DELLE PORTATE DI PIOGGIA .....	7
4	DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLA PIATTAFORMA STRADALE .....	11
4.1	Impostazione generale del progetto di smaltimento acque di piattaforma .....	11
4.2	Smaltimento acque sull'asse principale .....	12
4.2.1	Sezioni in rilevato (rettifilo) .....	12
4.2.2	Sezioni in trincea (rettifilo) .....	13
4.2.3	Sezioni in curva .....	14
4.2.4	Sezioni in viadotto .....	14
4.2.5	Smaltimento acque pk 9+320 – 10+040 .....	15
4.3	Drenaggio acque dalle viabilità secondarie, complanari e svincoli .....	17
5	CALCOLO DELLE PORTATE DI PIOGGIA E DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO .....	18
5.1	Calcolo delle portate di pioggia .....	18
5.2	Dimensionamento del sistema di smaltimento .....	19
5.3	Sintesi dei risultati dell'analisi: asse principale .....	20
5.4	Smaltimento in trincea per viabilità secondarie e complanari .....	27
6	VASCHE DI PRIMA PIOGGIA .....	28
7	IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO ST04 – SOTTOVIA SS125 RAMO B .....	30
7.1	Volume di regolazione .....	30
7.2	Caratteristiche delle pompe .....	34

## 1 PREMESSA

Il presente documento illustra le modalità di smaltimento delle acque di drenaggio lungo la piattaforma stradale previsto nell'ambito della progettazione definitiva dell'adeguamento alla sezione stradale categoria "B", extraurbana principale, della SS 554 "Cagliaritana" e dell'eliminazione delle relative interferenze a raso.

Inoltre si riportano le metodologie adottate per:

- Calcolo delle portate di pioggia;
- Verifiche idrauliche dei manufatti di smaltimento posti lungo il corpo stradale;
- Dimensionamento degli impianti di prima pioggia;
- Dimensionamento dell'impianto di sollevamento posto in corrispondenza di un sottovia.

## 2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

### 2.1 Localizzazione dell'area di intervento

Oggetto dei lavori in esame è la realizzazione dell'adeguamento stradale dell'esistente SS 554 "Cagliaritana", che si sviluppa dal km 1+500 allo svincolo per la SS125 (km 11+850), ad una sezione stradale tipo B extraurbana principale; tale intervento permetterà inoltre di procedere all'eliminazione delle intersezioni a raso che verranno sostituite con adeguati innesti.

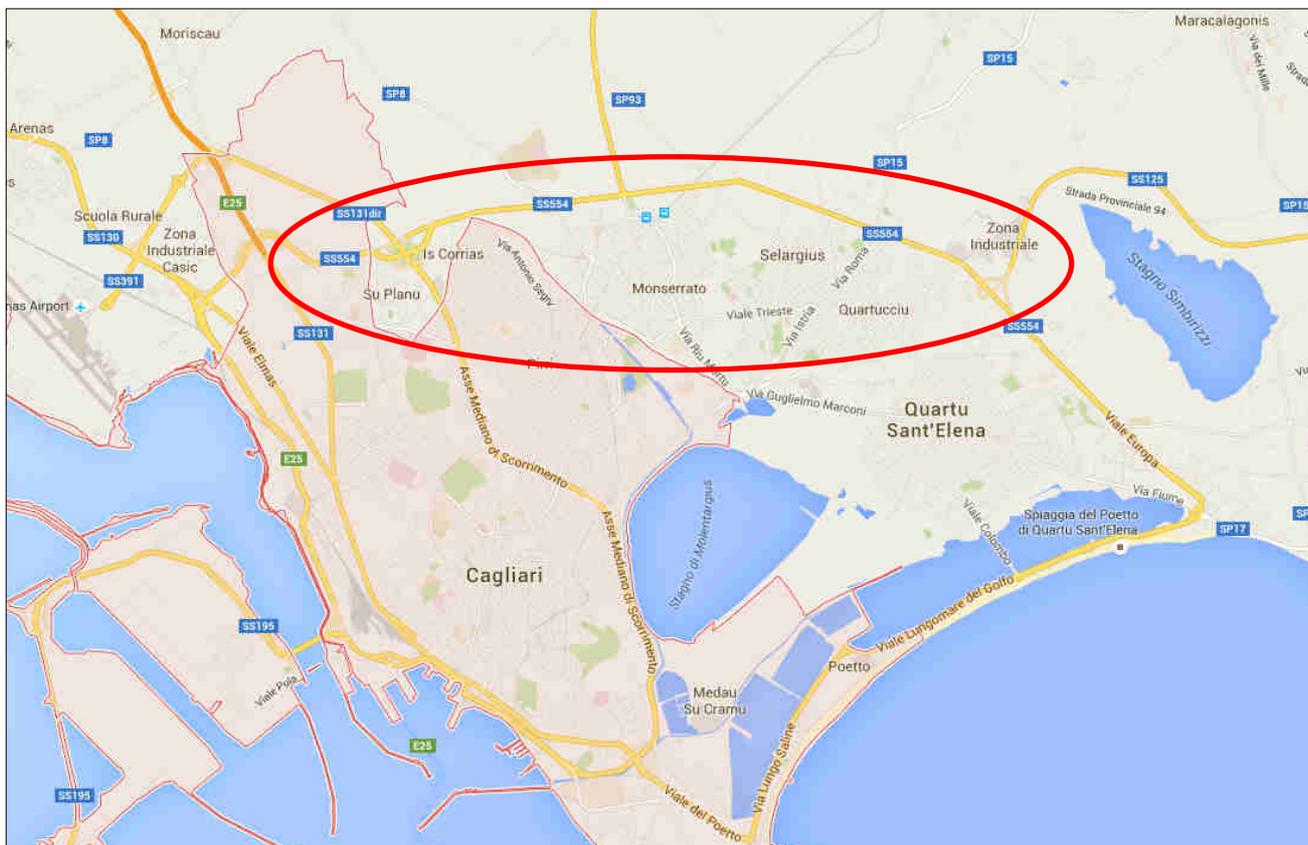


Figura 1 – Inquadramento territoriale – area interessata alla realizzazione dell'intervento in progetto

I due lotti oggetto di intervento si sviluppano all'interno dei comuni di Cagliari, Monserrato, Selargius, Quartucciu e Quartu Sant'Elena (si veda la vista aerea generale riportata in Figura 1).

L'esistente strada statale SS.554 è caratterizzata da una sezione a doppia carreggiata con spartitraffico centrale, in molti tratti senza banchina laterale; lungo lo sviluppo dell'infrastruttura sono presenti numerose immissioni a raso, con o senza regolazioni semaforiche, che risultano molto impattanti sul traffico e sulla sicurezza stradale, considerando l'intenso traffico transitante.

Il progetto prevede l'adeguamento della SS.554 alla categoria stradale tipo B (strada extraurbana), quindi a doppia corsia per ciascuna carreggiata (larghezza standard in rilevato pari a 20,30 m).

Il Progetto Definitivo si articola secondo la seguente suddivisione, che è stata mantenuta inalterata, rispetto alla struttura prevista dal Progetto Preliminare a base di gara:

- **Asse principale SS.554:** è caratterizzato da una lunghezza di circa 10.350 m, con la sezione stradale sommariamente descritta in precedenza. Le principali opere d'arte previste sull'asse principale sono:
  - i) Viadotto Monserrato;
  - ii) Viadotto Selargius Ovest;
  - iii) Viadotto Selargius Centro;
  - iv) Viadotto Selargius Est;
  - v) Viadotto Cungiaus;
  - vi) Viadotto Quartucciu.

Lungo la direttrice principale sono previsti un certo numero di muri di sostegno lungolinea, tombini idraulici, alcuni ponti secondari ad una campata ed il prolungamento su due lati di un sottopasso ferroviario.

Si prevede inoltre la sistemazione di svincoli esistenti e la realizzazione di nuovi svincoli:

- **Svincolo SS.131dir:** rifacimento dello svincolo "a quadrifoglio" esistente, interferente con la SS.554;
- **Svincolo Baracca Manna:** nuova intersezione a due livelli posto in corrispondenza del km 4+000 circa;
- **Svincolo Monserrato:** che sostituirà, mediante l'introduzione di una rotonda, l'attuale incrocio con la SP 387 al km 5+900;
- **Svincolo Selargius Ovest:** che sostituirà, mediante l'introduzione di una rotonda, l'attuale incrocio con la SP 93 con regolazione semaforica al km 7+100;
- **Svincolo Selargius Centro:** svincolo con caratteristiche analoghe ai precedenti che verrà realizzato alla progressiva 8+500 in sostituzione di una serie di incroci a raso;
- **Svincolo Selargius Est:** nuovo svincolo a due livelli che andrà a sostituire l'attuale incrocio con la SP 15, attualmente regolato da semafori e situato alla progressiva 9+250;
- **Svincolo Quartucciu:** nuovo svincolo a due livelli che andrà a sostituire l'attuale incrocio con via Mandas, con regolazione semaforica situato alla progressiva 10+030;
- **Svincolo con SS.125.** Il progetto prevede una pesante riconfigurazione dello svincolo esistente, tra la SS.554 e la SS.125, costituito da 4 rampe di interconnessione tra le due direttrici. Nello stato di progetto sono previste 7 rampe di svincolo e una serie di adeguamenti stradali locali. Sono previste tre opere d'arte di una certa rilevanza:
  - i) un cavalcavia multi-campata;
  - ii) un sottovia scatolare;
  - iii) un impalcato a campata unica.

Molte delle viabilità secondarie, oltre agli svincoli stessi, prevedono un certo numero di opere d'arte secondarie quali muri di sostegno e tombini scatolari e circolari con funzione di attraversamento idraulico.

Le viabilità di servizio complanari avranno sul loro tracciato alcuni ponti ad una campata, per risolvere le intersezioni con il reticolo idrografico esistente.

## 2.2 Idrologia e geologia

L'intero territorio della Sardegna è suddiviso in sette sub-bacini, ognuno dei quali risulta caratterizzato in grande da generali omogeneità geomorfologiche, geografiche, idrologiche ma anche da forti differenze di estensione territoriale.

N°	Sub_bacino	Superficie [km <sup>2</sup> ]	%
1	Sulcis	1646	6.8
2	Tirso	5327	22.2
3	Coghinas - Mannu - Temo	5402	22.5
4	Liscia	2253	9.4
5	Posada - Cedrino	2453	10.1
6	Sud - Orientale	1035	4.3
7	Flumendosa - Campidano - Cixerri	5960	24.8
<b>Totale</b>		<b>24046</b>	<b>100.0</b>

Tabella 1 – Divisione territoriale della Sardegna in sub-bacini

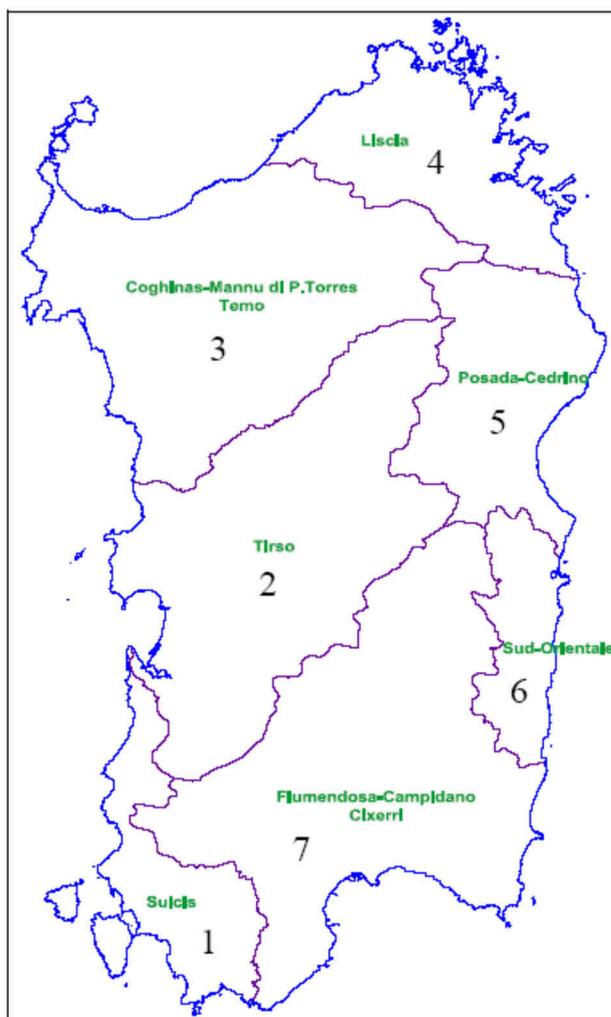


Figura 2 – Divisione territoriale in sub-bacini

Dal punto di vista demografico, la Sardegna è caratterizzata da un elevato flusso migratorio estivo legato all'industria del turismo, che comporta un incremento della densità abitativa concentrato in particolare nelle zone costiere e per periodi brevi nell'arco dell'anno. La densa infrastrutturazione ed urbanizzazione del territorio in prossimità dei centri di attrazione turistica genera seri problemi dal punto di vista della difesa del suolo in quanto si osserva assai frequentemente come non vengano rispettate le condizioni necessarie ed un'evoluzione naturale dei bacini a causa dei vincoli apposti sul territorio dalla rete viaria, dalla intercettazione dei deflussi dovuta agli insediamenti, dall'incremento delle superfici impermeabili, etc. Inoltre, lo sviluppo del turismo costiero ha costituito una forte causa di migrazione interna con conseguente abbandono delle campagne e, perciò, della cura e manutenzione del territorio. Dal punto di vista pedologico si può qui brevemente ricordare che i suoli sardi sono generalmente caratterizzati da una notevolissima variabilità tipologica, scarsità della massa, elevato grado di pietrosità e rocciosità, intensa erosione superficiale. Tali non elevate qualità, legate certamente alle caratteristiche geologiche, morfologiche e climatiche della regione, sono tuttavia frutto anche di un prolungato e talvolta imprevedibile uso del territorio. L'idrografia regionale è caratterizzata dalla quasi totale assenza di corsi d'acqua perenni. Infatti, i soli fiumi classificati come tali sono costituiti dal Tirso, dal Flumendosa, dal Coghinias, dal Cedrino, dal Liscia e dal Temo, unico navigabile nel tratto terminale. Inoltre, la necessità di reperire risorse idriche superficiali da tutti i corsi d'acqua disponibili ha portato alla costruzione di numerosissimi invasi artificiali che di fatto hanno completamente modificato il regime idrografico, tanto che anche i fiumi succitati, a valle degli sbarramenti sono asciutti per lunghi periodi dell'anno. La maggior parte dei corsi d'acqua presenta caratteristiche torrentizie che, per la conformazione geomorfologica dei bacini imbriferi, presentano pendenze elevate per la maggior parte del loro percorso, con tratti vallivi brevi che si sviluppano nei conoidi di deiezione o nelle piane alluvionali. Di conseguenza nelle parti montane si verificano intensi processi erosivi dell'alveo, mentre nei tratti di valle si osservano fenomeni di sovralluvionamento che danno luogo a sezioni poco incise con frequenti fenomeni di instabilità planimetrica anche per portate non particolarmente elevate. Il tracciato in esame ricade interamente nel sub bacino Flumendosa - Campidano - Cixerri.

### 3 STIMA DELLE PORTATE DI PIOGGIA

Per la stima delle intensità di pioggia è stata presa in considerazione la metodologia di analisi delle piogge indicata dalle Linee Guida del PAI Sardegna ("Linee guida per le attività di individuazione e di perimetrazioni delle aree a rischio idraulico e geomorfologico e delle relative misure di salvaguardia") per la quale è possibile stimare le curve di possibilità pluviometrica a partire da un'analisi regionalizzata basata sul modello probabilistico TCEV.

La curva di possibilità pluviometrica che esprime la legge di variazione dei massimi annuali di pioggia in funzione della durata della precipitazione  $d$ , ad assegnata frequenza di accadimento o periodo di ritorno  $T$ , è riportata dalla letteratura tecnica con l'espressione:

$$h(T) = a d^n \quad (1)$$

Recenti studi per la Sardegna (Deidda ed altri 1997) mostrano che il modello probabilistico TCEV ben interpreta le caratteristiche di frequenza delle serie storiche, motivo per il quale è stato adottato nella procedura VAPI per la derivazione delle curve di possibilità pluviometrica.

La metodologia regionale di calcolo si basa sull'inferenza statistica del modello TCEV della variabile aleatoria dimensionale

$$h' = h(d)/h_m(d) \quad (2)$$

che è il massimo annuale di pioggia per assegnata durata,  $d$ , normalizzato rispetto alla media  $h_m$  e successivamente sul calcolo della  $h_m(d)$  per le diverse durate.

L'equazione della curva di possibilità pluviometrica normalizzata è per ciascun tempo di ritorno  $T$ :

$$h'(T) = a d^n \quad (3)$$

dove i parametri della curva,  $a(T)$  ed  $n(T)$ , vengono definiti per tre Sotto Zone Omogenee della Sardegna (SZO) (Figura 3), per durate minori e maggiori di 1 ora e per tempi di ritorno maggiori di 10 anni, come mostrato nella tabella seguente:

SZO	Durata $\leq 1$ ora.	Durata $\geq 1$ ora.
Sottozona 1	$a = 0.46420 + 1.0376 * \text{Log}(T)$	$a = 0.46420 + 1.0376 * \text{Log}(T)$
	$n = -0.18488 + 0.22960 * \text{Log}(T) - 3.3216 * 10^{-2} * \text{Log}^2(T)$	$n = -1.0469 * 10^{-2} - 7.8505 * 10^{-3} * \text{Log}(T)$
Sottozona 2	$a = 0.43797 + 1.0890 * \text{Log}(T)$	$a = 0.43797 + 1.0890 * \text{Log}(T)$
	$n = -0.18722 + 0.24862 * \text{Log}(T) - 3.36305 * 10^{-2} * \text{Log}^2(T)$	$n = -6.3887 * 10^{-3} - 4.5420 * 10^{-3} * \text{Log}(T)$
Sottozona 3	$a = 0.40926 + 1.1441 * \text{Log}(T)$	$a = 0.40926 + 1.1441 * \text{Log}(T)$
	$n = -0.19060 + 0.264438 * \text{Log}(T) - 3.8969 * 10^{-2} * \text{Log}^2(T)$	$n = 1.4929 * 10^{-2} + 7.1973 * 10^{-3} * \text{Log}(T)$

Tabella 2 – Parametri della curva di possibilità pluviometrica

Il tracciato in oggetto ricade nella sottozona 2, pertanto la pioggia media per diverse durate, detta anche pioggia indice,  $h_m(d)$ , sarà funzione della pioggia media giornaliera  $h_g$  secondo l'espressione:

$$h_m(d) = \frac{(h_g)}{0.886 * 24^{(-0.493 + 0.476 \text{Log}(h_g))}} * d^{(-0.493 + 0.476 \text{Log}(h_g))} \quad (4)$$

dove  $h_g$  si ricava dalla distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera sull'intera Sardegna (Figura 4) e, nel caso specifico è stata posta pari a 55 mm.

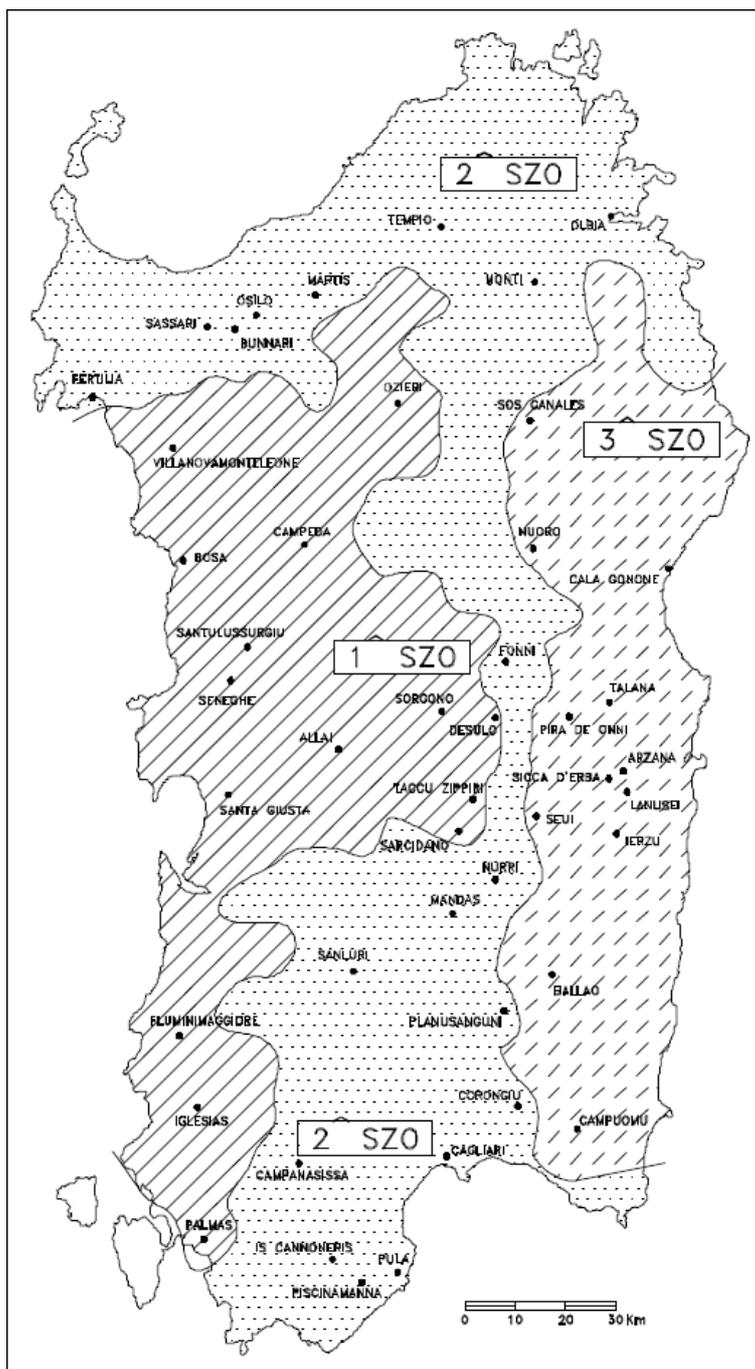


Figura 3 – Sotto- zone omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna

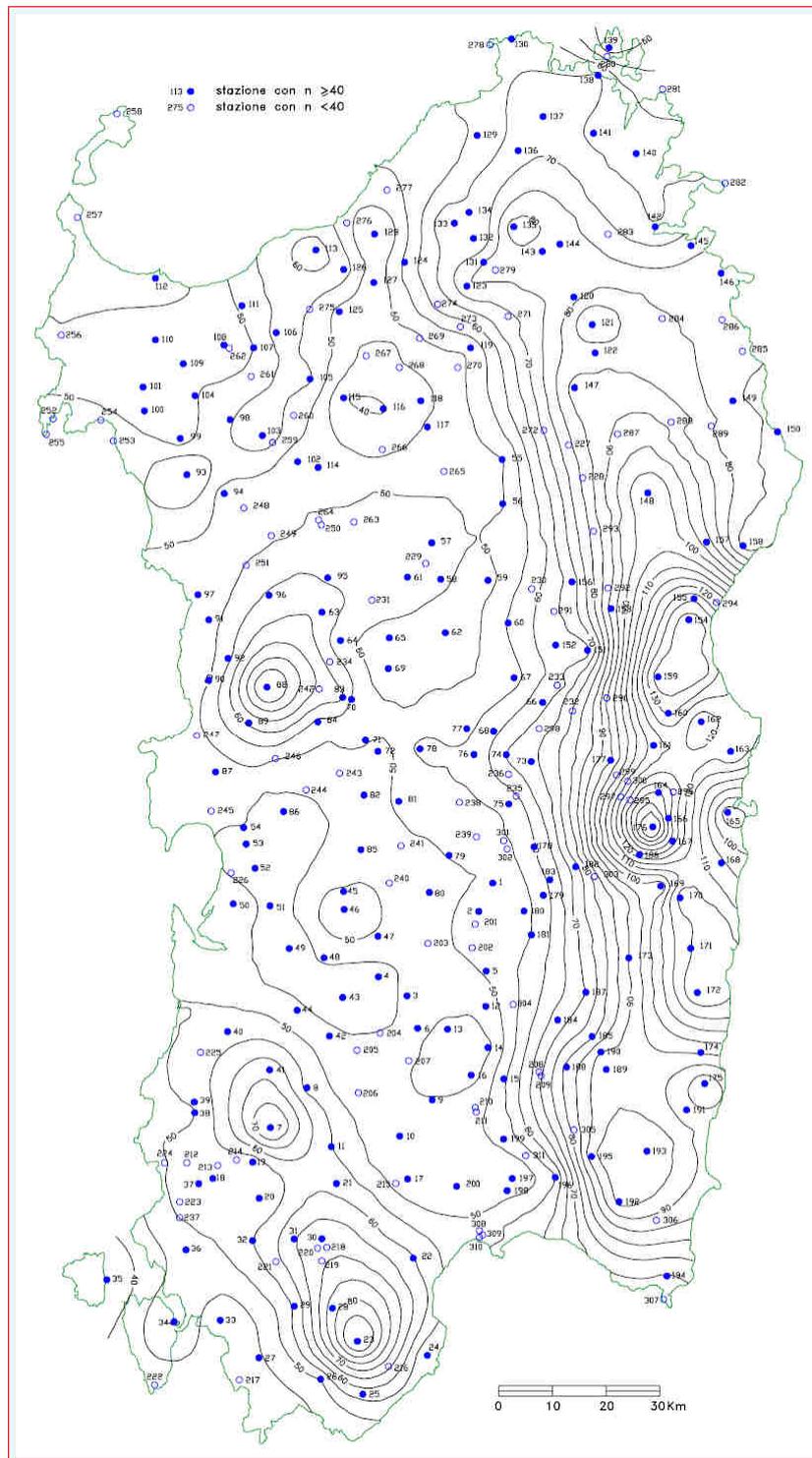


Figura 4 – Isoiete medie giornaliere della Sardegna

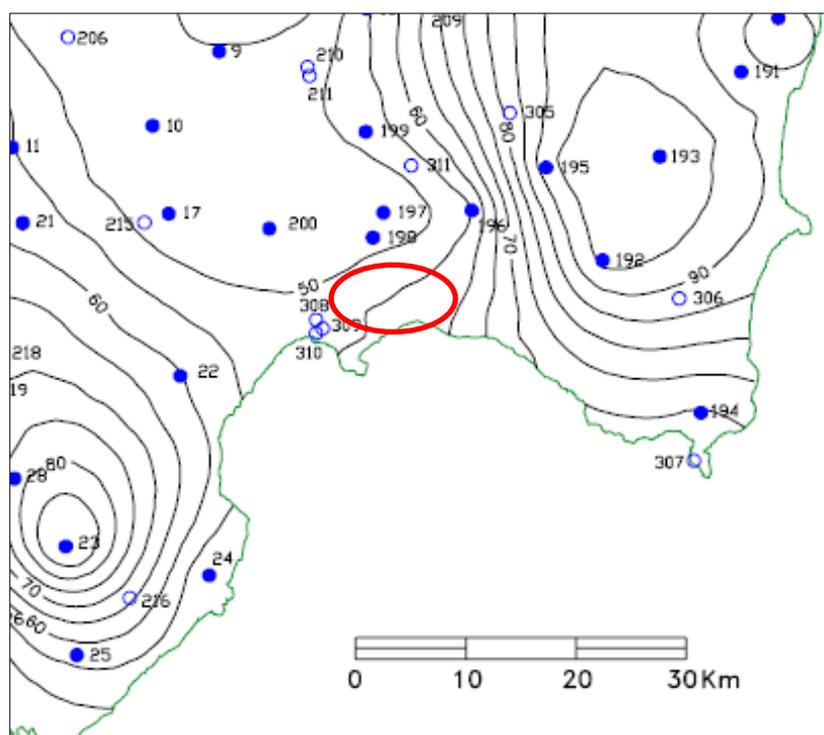


Figura 5 – Isoiete medie giornaliere della zona in esame

I risultati ottenuti dall'applicazione della metodologia indicata nelle Linee Guida del PAI sono riportati nel paragrafo 5.3.

## 4 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLA PIATTAFORMA STRADALE

### 4.1 Impostazione generale del progetto di smaltimento acque di piattaforma

Il sistema di smaltimento delle acque di piattaforma è stato radicalmente modificato rispetto all'impianto di PP, adottando in proposta migliorativa, un sistema di tipo "chiuso" più idoneo all'importanza dell'infrastruttura in oggetto, in termini di dimensioni dell'opera e di presenza di traffico.

Nel seguito si descrive dapprima il processo di valutazione che ha portato a questo tipo di scelta, e a seguire la configurazione del sistema e i metodi utilizzati per il dimensionamento.

Nel PP a base di gara è previsto, per quanto riguarda lo smaltimento delle acque di piattaforma, un sistema di tipo chiuso, con drenaggio direttamente nei fossi di guardia, per mezzo di embrici, senza prevedere trattamenti delle acque di Prima Pioggia.

Da un punto di vista normativo tale soluzione, benché piuttosto inusuale per infrastrutture della portata di quella in oggetto, sarebbe confermabile, in quanto le normative relative alle vasche di prima pioggia a cui si è fatto riferimento non forniscono indicazioni precise in merito. In particolare si sono consultati:

- D.L. 152/2016 "Norme in materia ambientale" (articolo 113 "Acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia);
- Regione autonoma Sardegna – Direttiva Regionale "Disciplina degli scarichi" (articolo 22 "Acque di prima pioggia e di lavaggio").

La normativa nazionale rimanda direttamente alle regioni le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate e la disciplina dei casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione.

In particolare il comma 3 dell'articolo 113 del D.L. 152 relativo agli impianti di trattamento delle acque di prima pioggia recita quanto segue: *"Le regioni disciplinano altresì i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari condizioni nelle quali, in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento da superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici"*.

La disciplina degli scarichi della Regione Sardegna al Capo V "Acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne", articolo 22 "Acque di prima pioggia e di lavaggio", comma 1, riporta un elenco delle attività che necessitano di impianti di trattamento delle acque di dilavamento. In tale lista non viene riportato il dilavamento delle superfici stradali, **tuttavia al comma 2 di tale articolo è indicato che l'Autorità Competente potrà estendere le disposizioni del presente capo anche ad attività non già comprese nell'elenco citato.**

Risulta evidente, in sintesi, che l'introduzione del trattamento di prima pioggia, oltre che consuetudine progettuale adottata da molti anni dalla Stazione Appaltante nelle proprie infrastrutture, potrà anche essere in ogni caso prescritta da parte delle autorità competenti in sede di Valutazione di Impatto Ambientale o Conferenza dei servizi.

Si sottolinea infatti, che l'area vasta interessata dall'intervento in progetto è caratterizzata dalla presenza di oasi permanenti di protezione della fauna (attraversate dall'infrastruttura in progetto), di 2 Zone di Protezione Speciale (ZPS) e di 2 Siti di importanza Comunitaria (Siti SIC).

## 4.2 Smaltimento acque sull'asse principale.

Alla luce degli approfondimenti progettuali sopra riportati, il concorrente ha operato la scelta di dotare l'asse principale dell'infrastruttura, che è caratterizzata da un volume di traffico veicolare molto elevato, di un **sistema di smaltimento acque di tipo chiuso**, che prevede una raccolta indipendente delle acque di piattaforma stradale, afferente a impianti di trattamenti di Prima Pioggia, che siano in grado di gestire senza lo scarico diretto nei corpi idrici, oltre alla prima pioggia, anche eventuali liquidi di sversamento in occasione di eventi incidentali; parallelamente viene mantenuto il sistema di raccolta esterno alla piattaforma, costituito dai fossi di guardia, canali e tombini, che raccoglieranno le acque di drenaggio esterne e provenienti dalle rampe dei rilevati.

Il sistema di raccolta diretto in piattaforma, con tubazioni e caditoie opportunamente dimensionate, rappresenta anche una migliore garanzia di efficacia nell'allontanamento delle acque meteoriche dalla sede stradale.

Lo smaltimento delle acque avverrà dunque mediante la posa di tubazioni in c.a. sotto la piattaforma stradale, con diametri variabili tra un minimo di 300 ed un massimo di 700 mm.

### 4.2.1 Sezioni in rilevato (rettifilo)

Le portate di pioggia scolanti sulla superficie stradale verranno convogliate verso l'esterno della piattaforma seguendo la pendenza trasversale della piattaforma stessa; qui verranno fatte defluire mediante un cordolo fino a pozzetti di raccolta, posti ad interasse di 20 metri, e quindi allontanate mediante tubazioni in c.a., che si svilupperanno al di sotto della banchina, verso gli impianti di prima pioggia al fine di trattare il picco di contaminazione delle acque di dilavamento della superficie stradale.

SEZIONE TIPO ASSE PRINCIPALE IN RILEVATO IN RETTIFILO scala 1:100

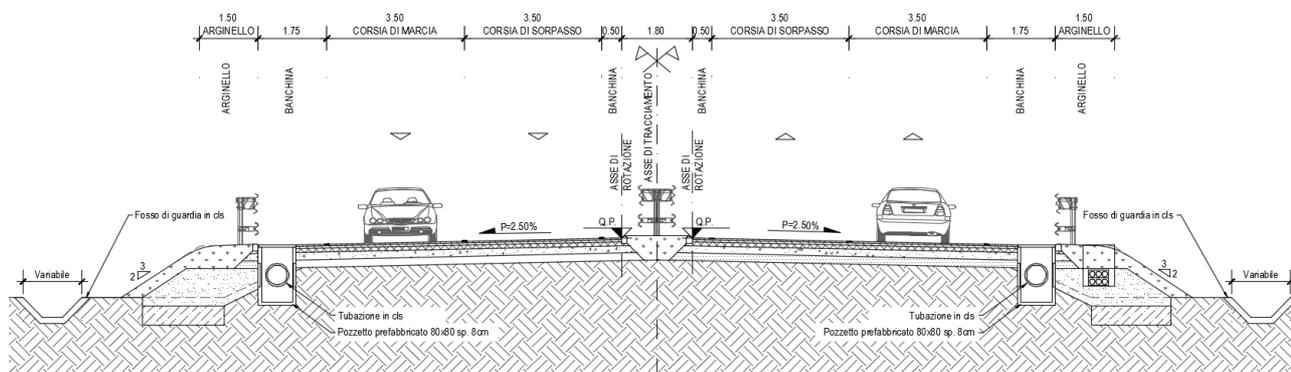


Figura 6 – Sezione stradale tipo in rilevato in rettifilo

Le portate di pioggia defluenti sui rilevati stradali verranno invece raccolte dai fossi di guardia trapezi in cls posti al piede delle scarpate. Da qui tali portate verranno allontanate verso il recapito finale, rappresentato da un corpo idrico esistente intersecante l'infrastruttura in progetto.

Per quanto riguarda le portate inviate agli impianti di prima pioggia si consideri che gli stessi saranno dotati di un by-pass che permetterà lo scarico delle portate in eccesso verso i fossi di guardia precedentemente descritti. Allo stesso modo le portate trattate dai vari impianti verranno conferite nei fossi di guardia limitrofi e quindi allontanate verso il recapito finale.

Le vasche di prima pioggia sono state posizionate in corrispondenza dei punti di minimo stradale e in corrispondenza di ostacoli al posizionamento dei tubi quali ponti e scolare ferroviario. Inoltre si è previsto che la lunghezza del tratto stradale afferente all'impianto di trattamento non abbia lunghezza superiore ad 1 km.

#### 4.2.2 Sezioni in trincea (rettifilo)

Le portate di pioggia scolanti sulla superficie stradale verranno convogliate verso l'esterno della piattaforma seguendo la pendenza trasversale della piattaforma stessa; qui verranno fatte defluire mediante una cunetta alla francese fino a pozzetti di raccolta, posti ad interasse di 20 metri, e quindi allontanate mediante tubazioni in c.a., che si svilupperanno al di sotto della banchina, verso gli impianti di prima pioggia al fine di trattare il picco di contaminazione delle acque di dilavamento della superficie stradale. Le tubazioni descritte riceveranno inoltre il contributo dei deflussi in arrivo dalle scarpate laterali.

SEZIONE TIPO ASSE PRINCIPALE IN TRINCEA CON MURO DI SOSTEGNO scala 1:100

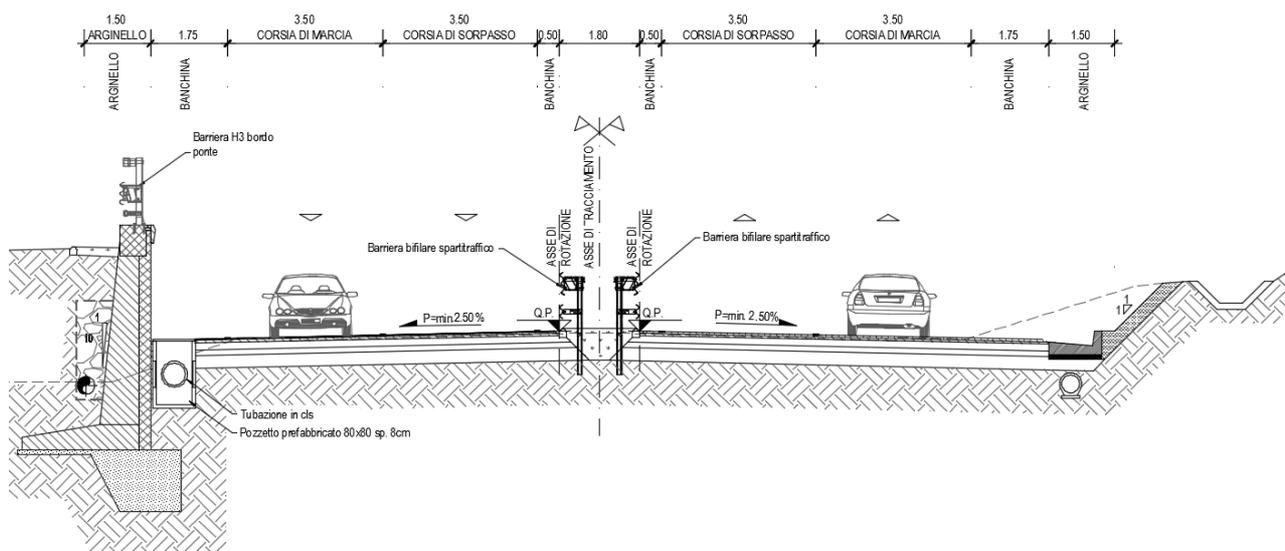


Figura 7 – Sezione stradale tipo in trincea

Le portate trattate dagli impianti di prima pioggia verranno poi allontanate verso il recapito finale, rappresentato da un corpo idrico esistente intersecante l'infrastruttura in progetto.

In testa alle scarpate laterali delle trincee saranno posizionati fossi di guardia trapezi in cls al fine di raccogliere le acque provenienti dal bacino esterno all'infrastruttura e di evitare l'erosione delle scarpate da parte di tali acque.

Anche in questo caso valgono le considerazioni viste per le sezioni in rilevato relativamente al collettamento e al successivo trattamento delle acque drenate da viabilità complanari e secondarie poste in affiancamento alla sezione stradale principale.

### 4.2.3 Sezioni in curva

Nei tratti in curva la raccolta delle acque avverrà anche in corrispondenza dello spartitraffico utilizzando le medesime modalità viste in precedenza, ossia mediante caditoie di raccolta poste ad interasse di 20 metri che invieranno le portate raccolte a tubazioni in c.a. In corrispondenza dell'impianto di prima pioggia la tubazione centrale invierà le portate raccolte alla vasca di trattamento mediante attraversamento ortogonale alla piattaforma stradale con tubazione di adeguato diametro.

SEZIONE TIPO ASSE PRINCIPALE IN CURVA scala 1:100

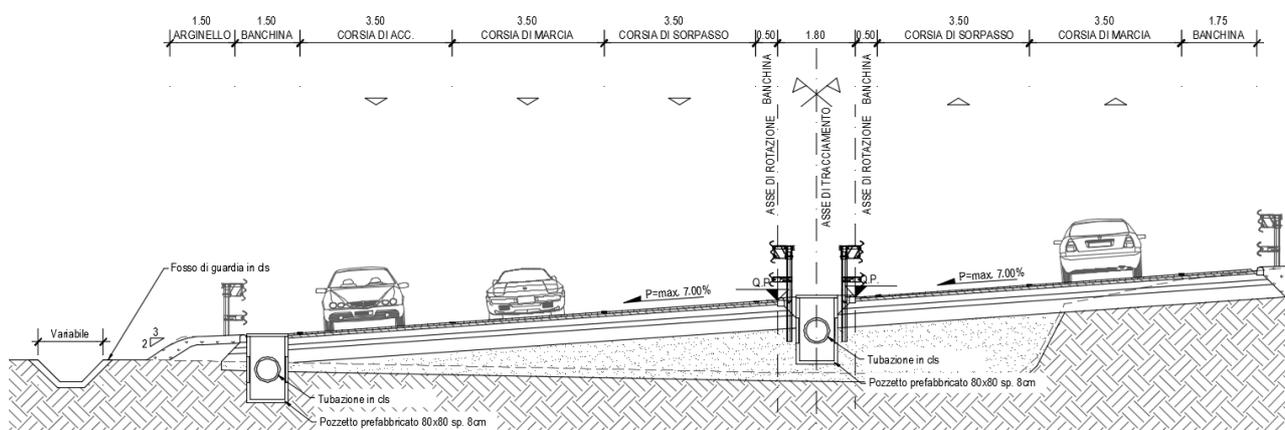


Figura 8 – Sezione stradale tipo in rilevato in curva

### 4.2.4 Sezioni in viadotto

SEZIONE IN CAMPATA scala 1:50

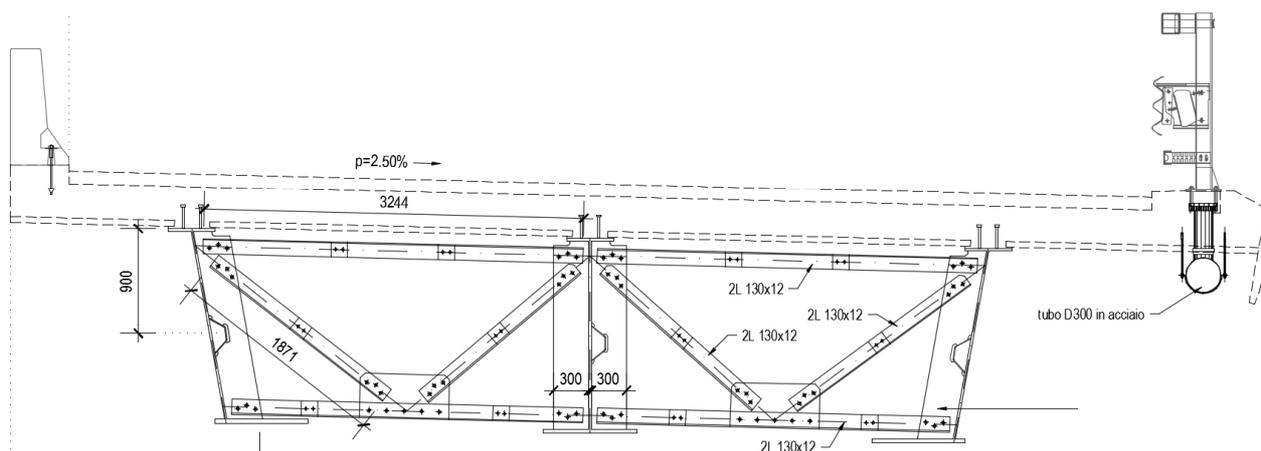


Figura 9 – Sezione stradale tipo in viadotto

In corrispondenza dei viadotti le acque drenate dalla piattaforma stradale verranno inviate a caditoie stradali, alloggiata in uno scasso del marciapiede, dotate di bocchettoni e munite di griglie. Tali caditoie saranno collegate alla sottostante tubazione di raccolta in acciaio, avente diametro interno pari a 300 mm, ancorata all'impalcato mediante staffaggi.

Infine per quanto riguarda le viabilità secondarie (complanari e adeguamenti alle viabilità locali), come già detto in precedenza, non si è ritenuto di prevedere un sistema di smaltimento di tipo chiuso, pertanto le acque provenienti dalla piattaforma stradale in questi casi verranno allontanate mediante embrici ai fossi di guardia che corrono parallelamente a tali viabilità.

#### 4.2.5 Smaltimento acque pk 9+320 – 10+040

Le acque in uscita dalla vasca di prima pioggia VPP13 verranno scaricate all'interno del fosso di guardia, di dimensioni minime 80x80 cm, presente sul lato sud dell'infrastruttura; tale fosso, che si sviluppa circa dalla pk 9+320 alla pk 9+800, dovrà recapitare le acque all'interno del Rio Cungianus (pk 10+050), non essendo presenti altri corpi ricettori situati in posizione più favorevole.

La distanza tra questi due elementi sarà coperta per mezzo di una tubazione, che parte da un pozzetto di raccolta posizionato alla pk 9+600 circa, con una quota di scorrimento di 20.55 m, e finisce all'interno del Rio Cungianus ad una quota di 19.77 m.

La tubazione, di diametro interno pari ad 1 m, presenta una pendenza dello 0.18% che, come si può vedere all'interno della Tabella 3 di verifica, è sufficiente per scaricare la portata di progetto, pari a 705 l/s, con un grado di riempimento inferiore al 70%.

	<b>Tubo sud</b>
Q [l/s]	705
if [-]	0.0018
D [m]	1.0
Ks [m <sup>1/3</sup> /s]	70
y [m]	0.65
A [m <sup>2</sup> ]	0.54
C [m]	1.88
V [m/s]	1.30
<b>y/D [%]</b>	<b>65</b>

Tabella 3 - Verifica della tubazione di scarico sud

Una ulteriore verifica è stata condotta in merito alla compatibilità della quota di scarico con un evento di piena del Rio Cungianus, identificando quale sia la portata limite transigente dal Rio che permetta lo scarico della tubazione senza interferenze; tale portata è stata calcolata, grazie all'analisi eseguita con il software Hec-Ras, pari a circa 49 m<sup>3</sup>/s, alla quale corrisponde, nella zona di interesse, un tirante pari a 19.76 m. Tale risultato è visualizzabile anche all'interno della Tabella 4, che riporta un estratto della tabella di output di Hec-Ras (la sezione di scarico è evidenziata in grassetto).

River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude
17	Bridge									
16.2	48.93	18.78	19.93	20.55	21.94	0.019547	6.27	7.81	8.46	2.08
16.1	Bridge									
16	48.93	18.53	19.68	20.29	21.68	0.01952	6.27	7.81	8.46	2.08
<b>15.750*</b>	<b>48.93</b>	<b>18.49</b>	<b>19.76</b>	<b>20.31</b>	<b>21.52</b>	<b>0.017144</b>	<b>5.87</b>	<b>8.34</b>	<b>9.24</b>	<b>1.97</b>
15.500*	48.93	18.45	19.74	20.26	21.41	0.016709	5.71	8.57	9.84	1.95
15.250*	48.93	18.41	19.64	20.15	21.32	0.017424	5.74	8.52	10.05	1.99

Tabella 4 - Risultati della simulazione estratti da Hec-Ras per la zona di interesse

Da un confronto con la Tabella 5 invece, che riporta la correlazione tra tempo di ritorno dell'evento di piena e corrispondente portata, estratta dallo Studio di compatibilità idraulica del comune di Quartucciu, si può identificare la piena di progetto come avente tempo di ritorno quasi centenario.

SEZIONE DI CONTROLLO	SEZIONE DI CHIUSURA RIO IS CUNGIANUS N° 2241 (PONTE SS 554)			
$T_R$ [anni]	50	100	200	500
Q [m <sup>3</sup> /s]	41.97	51.06	60.34	72.79

Tabella 5 - Risultati dello Studio di compatibilità idraulica del comune di Quartucciu

Si ritiene quindi che lo scarico all'interno del Rio Cungianus sia effettivamente compatibile, essendo molto bassa la probabilità che la tubazione venga interferita dall'onda di piena in condizioni ordinarie, e tale effetto può avvenire comunque per tempi di ritorno superiori a quelli di progetto considerati per le acque di piattaforma.

Nel medesimo tratto, in particolare dalla pk 9+500 alla pk 10+040, ma sul lato nord dell'infrastruttura, sarà creato un fosso di guardia a protezione della SS554, con dimensioni 80x80 cm e pendenza dello 0.1%; esso recapita l'acqua raccolta, la cui portata di progetto è stata calcolata pari a 677 l/s, all'interno del Rio Cungianus.

Tale fosso, alla pk 10+030 circa, interferisce con il sottovia ciclopeditonale in progetto; si rende quindi necessario convogliare l'acqua all'interno di una tubazione, che devia verso nord, per circa 25 metri, prima di attraversare il sottovia e scaricare l'acqua nel Rio.

La tubazione presenta un diametro interno di 800 mm ed una pendenza dello 0.5%; la verifica del suo grado di riempimento è riportata in Tabella 6 e risulta inferiore al 70%.

Lo scarico di questa tubazione avviene ad una quota di 21.87 m s.l.m.; in maniera analoga a quanto prima esposto, è stata eseguita una verifica sulla compatibilità della quota di scarico, confrontando la medesima analisi Hec-Ras già sfruttata precedentemente.

	<b>Tubo nord</b>
Q [l/s]	677
If [-]	0.005
D [m]	0.8
Ks [m <sup>1/3</sup> /s]	70
y [m]	0.54
A [m <sup>2</sup> ]	0.36
C [m]	1.54
V [m/s]	1.88
<b>y/D [%]</b>	<b>67</b>

Tabella 6 - Verifica della tubazione di scarico nord

Ipotizzando una piena con portata di circa 49 m<sup>3</sup>/s, la quota del tirante idrico nella sezione di scarico risulta pari a 21.81 m s.l.m., inferiore alla quota di sbocco; essendo tale portata corrispondente ad una piena con tempo di ritorno di quasi 100 anni, si ritiene che lo scarico all'interno del Rio Cungianus sia effettivamente compatibile, poiché risulta molto bassa la probabilità che la tubazione venga interferita dall'onda di piena in condizioni ordinarie, e tale effetto può avvenire comunque per tempi di ritorno superiori a quelli di progetto considerati per le acque di piattaforma.

### 4.3 Drenaggio acque dalle viabilità secondarie, complanari e svincoli.

Si consideri che in presenza di complanari o strade secondarie poste in affiancamento alla sede stradale principale e separate dalla stessa mediante spartitraffico, si è previsto di procedere al collettamento nelle tubazioni delle sole acque afferenti la piattaforma stradale principale. Nella medesima situazione ma in assenza di spartitraffico il drenaggio sarà invece esteso anche a secondarie e complanari.

La scelta di non prevedere il completo trattamento delle acque drenate da strade secondarie e complanari è stata fatta in considerazione del fatto che il traffico insistente su tali viabilità risulta inferiore rispetto a quello che caratterizza la principale e tale da non necessitare l'impiego di impianti di trattamento per le relative acque di dilavamento.

Soltanto in corrispondenza di alcuni tratti in trincea, sia con scarpata naturale che con muro di sostegno, è risultato necessario prevedere un sistema di collettamento anche per i tratti di viabilità secondaria, a servizio della cunetta alla francese necessaria per il drenaggio dell'acqua; in questi casi, peraltro limitati, all'interno del progetto, è stata prevista la posa in opera di collettori di raccolta, direttamente afferenti ai fossi di guardia, senza passare attraverso gli impianti di trattamento.

Per tutte le altre sezioni delle viabilità secondaria, caratterizzate da rilevato, o comunque da arginello, come elemento marginale, è previsto uno scarico diretto negli embrici.

## 5 CALCOLO DELLE PORTATE DI PIOGGIA E DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO

### 5.1 Calcolo delle portate di pioggia

Per quanto riguarda il calcolo delle portate scolanti sulla piattaforma stradale si è fatto riferimento ad un tempo di ritorno dell'evento meteorico di 25 anni e ad un tempo di corrivazione minimo di 5 minuti.

Il coefficiente di deflusso della piattaforma stradale è stato posto pari a 0,9.

In base alle relazioni (1), (2), (3) e (4) riportate nel capitolo 3 si ottengono i seguenti risultati:

Tr [anni]	d [min]	d [h]	a [mm/h <sup>n</sup> ]	n [-]	h' [mm]	hm [mm]	h [mm]	i [mm/h]
25	5	0,083	1,960	0,095	1,55	9,29	14,40	<b>172,75</b>

Tabella 7 – Sintesi dei risultati ottenuti nel calcolo dell'intensità di pioggia

Essendo:

- Tr = 25 anni il tempo di ritorno dell'evento meteorico;
- d = durata della precipitazione posta pari al tempo di corrivazione (si è ipotizzato un tempo di corrivazione minimo di 5 minuti);
- a e n = parametri della curva di possibilità pluviometrica ricavati dalla Tabella 2 relativa alla zona 2 per tempi di pioggia con durata inferiore all'ora (essendo T = tempo di ritorno pari a 25 anni);
- h' ricavabile dalla relazione (3);
- hm ricavabile dalla relazione (4) considerando hg = 55 mm;
- h ricavabile dalla (2);
- i = intensità di pioggia = h/d.

Pertanto l'intensità di pioggia per un evento con tempo di ritorno pari a 25 anni e tempo di corrivazione pari a 5 minuti sarà di 172,75 mm/h.

Per la valutazione delle massime portate affluenti nelle tubazioni dei diversi tronchi del sistema di drenaggio si è utilizzata la formula razionale:

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot I}{3.6}$$

dove:

Q = portata di progetto [mc/s];

C = coefficiente di deflusso dell'area in esame;

A = estensione della superficie in esame [kmq];

I = intensità di pioggia [mm/h].

## 5.2 Dimensionamento del sistema di smaltimento

Nota la portata  $Q$  e la pendenza di progetto  $i$  delle tubazioni si sono state determinate le dimensioni di ciascun manufatto di smaltimento attraverso l'equazione di moto uniforme di Chezy

$$Q = A \cdot \chi \cdot R^{1/2} \sqrt{i}$$

in cui  $\chi$  dipende dal valore del raggio idraulico  $R$  e dal coefficiente di scabrezza  $K_s$  di Strickler secondo l'espressione

$$\chi = K_s \cdot R^{1/6}$$

Si sono utilizzate le seguenti scabrezze:

- 70  $m^{1/3}/s$  per manufatti in cls;
- 90  $m^{1/3}/s$  per manufatti in acciaio.

Inoltre si è considerato un grado massimo di riempimento pari a :

- 60% per tubazioni aventi diametro inferiore a 500 mm;
- 70% per tubazioni con diametro maggiore uguale a 500 mm.

### 5.3 Sintesi dei risultati dell'analisi: asse principale

Tratto	km inizio	km fine	Direzione	A [mq]	i [-]	C	tc [h]	I [mm/h]	Q [mc/s]	D [m]	y [mm]	GR [%]	recapito
T1	1500	1600	Villasimius-CA	1320	0.0093	0.9	0.083	172.75	0.057	0.40	0.240	60	T01
T2	1500	1600	CA-Villasimius	1020	0.0093	0.9	0.083	172.75	0.044	0.40	0.205	51	T01
AT_01	1600								0.814	0.70	0.469	67	VPP1
T3A	1600	1856	Villasimius-CA	9250	0.0155	0.9	0.083	172.75	0.399	0.60	0.345	57	VPP1
T3B	1856	2093	Villasimius-CA	6080	0.011	0.9	0.083	172.75	0.263	0.50	0.328	66	VPP1
T3C	2093	2344	Villasimius-CA	3430	0.011	0.9	0.083	172.75	0.148	0.40	0.243	60	VPP1
T5A	1600	1880	centrale	5260	0.0110	0.9	0.083	172.75	0.227	0.50	0.262	52	VPP1
T5B	1880	2090	centrale	2580	0.0110	0.9	0.083	172.75	0.111	0.50	0.191	38	VPP1
T6	1600	1745	CA-Villasimius	4330	0.0155	0.9	0.083	172.75	0.187	0.50	0.229	46	VPP1
T4A	1745	2093	CA-Villasimius	3170	0.0155	0.9	0.083	172.75	0.137	0.50	0.214	43	VPP1
T4B	2093	2290	CA-Villasimius	3170	0.0110	0.9	0.083	172.75	0.137	0.40	0.244	60	VPP1
T4C	2290	2344	CA-Villasimius	950	0.0110	0.9	0.083	172.75	0.041	0.40	0.152	38	VPP1
AT_03	2360								0.542	0.70	0.487	70	VPP2
T8	2360	2520	Villasimius-CA	3990	0.0110	0.9	0.083	172.75	0.172	0.60	0.223	37	VPP2
T7A	2520	2830	Villasimius-CA	2320	0.0157	0.9	0.083	172.75	0.100	0.50	0.182	36	VPP2
T7B	2830	2920	Villasimius-CA	950	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.041	0.40	0.125	31	VPP2
T11A	2360	2480	CA-Villasimius	8570	0.0110	0.9	0.083	172.75	0.370	0.60	0.346	58	VPP2
T11B	2480	2645	CA-Villasimius	2840	0.0157	0.9	0.083	172.75	0.123	0.50	0.201	40	VPP2
T11C	2645	2760	CA-Villasimius	1270	0.0157	0.9	0.083	172.75	0.055	0.40	0.144	36	VPP2
AT_02	2480								0.187	0.50	0.234	47	VPP2
T10	2480	2700	centrale	4340	0.0110	0.9	0.083	172.75	0.187	0.50	0.230	46	VPP2
T9A	2700	2830	centrale	2100	0.0157	0.9	0.083	172.75	0.091	0.50	0.181	36	VPP2
T9B	2830	2920	centrale	1080	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.047	0.40	0.139	35	VPP2
AT_04	2920								0.581	0.70	0.484	69	VPP3
T12A	2920	3082	Villasimius-CA	2980	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.129	0.60	0.266	44	VPP3
T12B	3082	3140	Villasimius-CA	1390	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.060	0.60	0.200	33	VPP3
T12C	3140	3200	Villasimius-CA	970	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.042	0.50	0.179	36	VPP3
T12D	3200	3240	Villasimius-CA	620	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.027	0.40	0.155	39	VPP3
T13	2920	3300	centrale Villasimius-CA	4010	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.173	0.60	0.369	62	VPP3
T14	2920	3180	centrale CA- Villasimius	2770	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.120	0.60	0.288	48	VPP3
T14A	2920	3100	CA-Villasimius	3690	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.159	0.60	0.342	57	VPP3
T14B	3100	3200	CA-Villasimius	2210	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.095	0.50	0.282	56	VPP3
T14C	3200	3300	centrale	1330	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.057	0.40	0.238	60	VPP3

Tabella 8 – Sintesi dei risultati relativi a calcolo portate di pioggia e dimensionamento collettori da km 1+500 a km 3+300



Essendo:

- $A$  = area afferente al tratto di tubazione analizzata;
- $i$  = pendenza livelletta stradale;
- $C$  = coefficiente di deflusso;
- $t_c$  = tempo di corrivazione;
- $I$  = intensità di pioggia;
- $Q$  = portata afferente alla tubazione;
- $D$  = diametro tubazione;
- $y$  = tirante idrico nella tubazione per la portata  $Q$  e la pendenza del tratto di tubazione;
- $GR$  = grado di riempimento della tubazione per la  $Q$  in esame;
- recapito in vasca di prima pioggia (VPP) indicata.

Tratto	km inizio	km fine	Direzione	A [mq]	i [-]	C	tc [h]	I [mm/h]	Q [mc/s]	D [m]	y [mm]	GR [%]	recapito
T17A	3300	3340	Villasimius-CA	370	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.016	0.40	0.118	29	VPP4
T18A	3300	3340	centrale	490	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.021	0.40	0.140	35	VPP4
AT-05	3340								0.553	0.60	0.370	62	VPP4
T17B	3340	3430	Villasimius-CA	1550	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.067	0.60	0.142	24	VPP4
T17C	3430	3480	Villasimius-CA	3970	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.171	0.60	0.203	34	VPP4
T15A	3480	3540	Villasimius-CA	3400	0.0188	0.9	0.083	172.75	0.147	0.50	0.184	37	VPP4
T15B	3540	3740	Villasimius-CA	3400	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.147	0.50	0.356	70	VPP4
T15C	3740	3750	Villasimius-CA	3100	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.134	0.50	0.332	66	VPP4
T15D	3750	3770	Villasimius-CA	3000	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.130	0.50	0.207	41	VPP4
T15E	3770	3890	Villasimius-CA	2820	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.122	0.50	0.311	62	VPP4
T15F	3890	4000	Villasimius-CA	1300	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.056	0.40	0.222	55	VPP4
T18B	3340	3430	centrale	3670	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.158	0.60	0.359	60	VPP4
T16	3430	3700	centrale	2590	0.0188	0.9	0.083	172.75	0.112	0.50	0.328	66	VPP4
T19A	3340	3430	CA-Villasimius	6730	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.291	0.60	0.423	70	VPP4
T19B	3430	3520	CA-Villasimius	6730	0.0032	0.9	0.083	172.75	0.291	0.60	0.343	57	VPP4
T19C	3520	3600	CA-Villasimius	5710	0.0188	0.9	0.083	172.75	0.247	0.60	0.249	42	VPP4
T19D	3600	3685	CA-Villasimius	4680	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.202	0.60	0.267	44	VPP4
T19E	3685	3700	CA-Villasimius	3720	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.161	0.60	0.181	30	VPP4
T19F	3700	3790	CA-Villasimius	3520	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.152	0.60	0.316	53	VPP4
T19G	3790	3890	CA-Villasimius	2540	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.110	0.50	0.290	58	VPP4
T19H	3890	3965	CA-Villasimius	1340	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.058	0.40	0.202	51	VPP4
T20A	3950	3990	Villasimius-CA	15600	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.674	0.70	0.474	68	VPP5
AT-06	3990								0.437	0.70	0.420	60	VPP5
T20B	3990	4320	Villasimius-CA	5470	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.236	0.60	0.401	67	VPP5
T20C	4320	4490	Villasimius-CA	3675	0.0071	0.9	0.083	172.75	0.159	0.50	0.344	69	VPP5
T20D	4490	4668	Villasimius-CA	2005	0.0071	0.9	0.083	172.75	0.087	0.40	0.241	60	VPP5
T21	3990	4260	centrale	2270	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.098	0.50	0.210	42	VPP5
T22A	3990	4160	CA-Villasimius	7860	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.339	0.70	0.446	64	VPP5
T22B	4160	4320	CA-Villasimius	5945	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.257	0.60	0.421	70	VPP5
T22C	4320	4490	CA-Villasimius	3780	0.0071	0.9	0.083	172.75	0.163	0.50	0.339	68	VPP5
T22D	4490	4668	CA-Villasimius	2100	0.0071	0.9	0.083	172.75	0.091	0.40	0.241	60	VPP5

Tabella 9 – Sintesi dei risultati relativi a calcolo portate di pioggia e dimensionamento collettori da km 3+300 a km 4+668

Tratto	km inizio	km fine	Direzione	A [mq]	i [-]	C	tc [h]	I [mm/h]	Q [mc/s]	D [m]	y [mm]	GR [%]	recapito
T23A	4668	4790	Villasimius-CA	1630	0.0338	0.9	0.083	172.75	0.070	0.40	0.214	54	VPP6
T23B	4790	5045	Villasimius-CA	4710	0.0338	0.9	0.083	172.75	0.203	0.50	0.350	70	VPP6
T23C	5045	5240	Villasimius-CA	7130	0.0187	0.9	0.083	172.75	0.308	0.60	0.418	70	VPP6
T24Ab is	4720	4860	centrale	1960	0.0338	0.9	0.083	172.75	0.085	0.40	0.167	42	VPP6
T24A	4668	4790	CA-Villasimius	700	0.0338	0.9	0.083	172.75	0.030	0.40	0.128	32	VPP6
T24B	4790	5045	CA-Villasimius	4960	0.0338	0.9	0.083	172.75	0.214	0.50	0.286	57	VPP6
T24C	5045	5180	CA-Villasimius	6540	0.0187	0.9	0.083	172.75	0.282	0.60	0.302	50	VPP6
T24D	5180	5240	CA-Villasimius	7290	0.0096	0.9	0.083	172.75	0.315	0.60	0.298	50	VPP6
AT-07	5240								0.660	0.70	0.467	67	VPP6
T23D	5240	5300	Villasimius-CA	870	0.0096	0.9	0.083	172.75	0.038	0.40	0.203	51	VPP6
TRATTO FIANCO PONTE	5240	5300	CA-Villasimius	5020	0.0096	0.9	0.083	172.75	0.217	0.70	0.381	54	VPP6
AT- 07bis	5300								0.056	0.60	0.194	32	VPP6
T23bis	5300	5400	Villasimius-CA	1300	0.0003	0.9	0.083	172.75	0.056	0.60	0.194	32	VPP6
T24bis	5300	5400	CA-Villasimius	1450	0.0003	0.9	0.083	172.75	0.063	0.60	0.205	34	VPP6
Te	5400	5640	Villasimius-CA	2455	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.106	0.50	0.281	56	VPP7
Tf	5400	5640	CA-Villasimius	2785	0.0030	0.9	0.083	172.75	0.120	0.50	0.304	61	VPP7
AT-A	5640								0.526	0.60	0.387	65	VPP7
Tb	5640	5760	Villasimius-CA	3605	0.0227	0.9	0.083	172.75	0.156	0.50	0.230	46	VPP7
Ta-6	5760	5970	Villasimius-CA	2190	0.0227	0.9	0.083	172.75	0.095	0.30	0.160	53	VPP7
Td	5640	5760	CA-Villasimius	3325	0.0227	0.9	0.083	172.75	0.144	0.50	0.239	48	VPP7
Tc-6	5760	5970	CA-Villasimius	2190	0.0227	0.9	0.083	172.75	0.095	0.30	0.160	53	VPP7
TG	6000	6180	Villasimius-CA	2210	0.0275	0.9	0.083	172.75	0.095	0.30	0.152	51	VPP8
TH	6180	6300	Villasimius-CA	3710	0.0275	0.9	0.083	172.75	0.160	0.40	0.202	51	VPP8
TI	6000	6180	CA-Villasimius	2230	0.0275	0.9	0.083	172.75	0.096	0.30	0.152	51	VPP8
TL	6180	6300	CA-Villasimius	3730	0.0275	0.9	0.083	172.75	0.161	0.40	0.203	51	VPP8
AT-B bis	6300								0.321	0.70	0.430	61	VPP8
TO1	6280	6300	Villasimius-CA	11950	0.0275	0.9	0.083	172.75	0.516	0.70	0.445	64	VPP8
AT-B	6300								0.248	0.60	0.410	68	VPP8
TO2	6300	6490	Villasimius-CA	6200	0.0040	0.9	0.083	172.75	0.268	0.60	0.391	65	VPP8
TN	6490	6700	Villasimius-CA	3950	0.0316	0.9	0.083	172.75	0.171	0.40	0.202	50	VPP8
TM1	6700	6840	Villasimius-CA	1850	0.0130	0.9	0.083	172.75	0.080	0.40	0.169	42	VPP8
TR	6320	6490	CA-Villasimius	5750	0.0040	0.9	0.083	172.75	0.248	0.60	0.371	62	VPP8

Tratto	km inizio	km fine	Direzione	A [mq]	i [-]	C	tc [h]	I [mm/h]	Q [mc/s]	D [m]	y [mm]	GR [%]	recapito
TQ	6490	6700	CA-Villasimius	3560	0.0316	0.9	0.083	172.75	0.154	0.40	0.190	47	VPP8
TP1	6700	6810	CA-Villasimius	1420	0.0130	0.9	0.083	172.75	0.061	0.40	0.146	36	VPP8
Tp-O1	6810	6845	CA-Villasimius	450	0.0130	0.9	0.083	172.75	0.019	0.40	0.157	39	VPP9
AT-B2	6845								0.220	0.40	0.276	69	VPP9
Tm-O1	6845	6975	Villasimius-CA	2320	0.0130	0.9	0.083	172.75	0.100	0.40	0.185	46	VPP9
Tm-O2	6975	7060	Villasimius-CA	915	0.0130	0.9	0.083	172.75	0.040	0.30	0.132	44	VPP9
Tp-O2	6845	6975	CA-Villasimius	2330	0.0130	0.9	0.083	172.75	0.101	0.40	0.178	45	VPP9
Tp-O3	6975	7060	CA-Villasimius	915	0.0130	0.9	0.083	172.75	0.040	0.30	0.132	44	VPP9
TS	7060	7260	Villasimius-CA	2040	0.0273	0.9	0.083	172.75	0.088	0.30	0.147	49	VPP10
AT-C1	7260								0.088	0.30	0.147	49	VPP10
TT	7260	7580	Centrale	4530	0.0071	0.9	0.083	172.75	0.196	0.50	0.205	41	VPP10
TU	7060	7250	CA-Villasimius	2030	0.0273	0.9	0.083	172.75	0.088	0.30	0.147	49	VPP10
TV3	7260	7580	CA-Villasimius	7610	0.0071	0.9	0.083	172.75	0.329	0.60	0.371	62	VPP10
AT-C	7580								0.524	0.60	0.394	66	VPP10
Tw1	7580	7770	Villasimius-CA	2070	0.0071	0.9	0.083	172.75	0.089	0.50	0.191	38	VPP11
Tw2	7770	7860	Villasimius-CA	2620	0.0071	0.9	0.083	172.75	0.113	0.60	0.283	47	VPP11
Ty1	7820	7860	centrale	350	0.0071	0.9	0.083	172.75	0.015	0.40	0.092	23	VPP11
Tx1	7580	7740	CA-Villasimius	1900	0.0071	0.9	0.083	172.75	0.082	0.50	0.182	36	VPP11
Tx2	7740	7860	CA-Villasimius	3010	0.0071	0.9	0.083	172.75	0.130	0.60	0.307	51	VPP11
AT-D	7860								0.929	0.70	0.494	70	VPP11
T26A	7860	8060	Villasimius-CA	5650	0.0069	0.9	0.083	172.75	0.244	0.60	0.346	58	VPP11
T26B	8060	8180	Villasimius-CA	5195	0.0069	0.9	0.083	172.75	0.224	0.50	0.352	70	VPP11
T25A	8180	8280	Villasimius-CA	3660	0.0069	0.9	0.083	172.75	0.158	0.40	0.237	59	VPP11
T25B	8280	8520	Villasimius-CA	2490	0.0415	0.9	0.083	172.75	0.108	0.30	0.142	47	VPP11
Ty2	7860	8015	centrale	2120	0.0069	0.9	0.083	172.75	0.092	0.40	0.240	60	VPP11
T28A	7860	8015	CA-Villasimius	7760	0.0069	0.9	0.083	172.75	0.335	0.70	0.504	70	VPP11
T28B	8015	8060	CA-Villasimius	6230	0.0069	0.9	0.083	172.75	0.269	0.60	0.368	61	VPP11
T28C	8060	8180	CA-Villasimius	5150	0.0069	0.9	0.083	172.75	0.222	0.50	0.350	70	VPP11
T27A	8180	8230	CA-Villasimius	3590	0.0069	0.9	0.083	172.75	0.155	0.40	0.239	60	VPP11
T27B	8230	8280	CA-Villasimius	2960	0.0415	0.9	0.083	172.75	0.128	0.40	0.166	42	VPP11
T27C	8280	8520	CA-Villasimius	2395	0.0415	0.9	0.083	172.75	0.103	0.30	0.138	46	VPP11

Tabella 10 – Sintesi dei risultati relativi a calcolo portate di pioggia e dimensionamento collettori da km 4+668 a km 8+520

Tratto	km inizio	km fine	Direzione	A [mq]	i [-]	C	tc [h]	I [mm/h]	Q [mc/s]	D [m]	y [mm]	GR [%]	recapito
T29	8520	8720	Villasimius-CA	2120	0.04	0.9	0.083	172.75	0.092	0.30	0.137	46	VPP12
T30A	8720	8770	Villasimius-CA	2610	0.04	0.9	0.083	172.75	0.204	0.40	0.225	56	VPP12
T30B	8770	8870	Villasimius-CA	3570	0.04	0.9	0.083	172.75	0.358	0.50	0.346	69	VPP12
T31	8520	8720	CA-Villasimius	2060	0.04	0.9	0.083	172.75	0.089	0.30	0.134	45	VPP12
T32A	8720	8770	CA-Villasimius	2540	0.04	0.9	0.083	172.75	0.199	0.40	0.214	54	VPP12
T32B	8770	8870	CA-Villasimius	3480	0.04	0.9	0.083	172.75	0.349	0.50	0.339	68	VPP12
AT-08bis	8870								0.707	0.70	0.491	70	VPP12
AT-08	8870								0.106	0.60	0.273	45	VPP12
T34A	8870	8920	Villasimius-CA	2450	0.035	0.9	0.083	172.75	0.106	0.60	0.244	41	VPP12
T34B	8920	8960	Villasimius-CA	2275	0.035	0.9	0.083	172.75	0.098	0.50	0.183	37	VPP12
T34C	8960	9070	Villasimius-CA	1785	0.035	0.9	0.083	172.75	0.077	0.40	0.123	31	VPP12
T33	9070	9220	Villasimius-CA	1550	0.035	0.9	0.083	172.75	0.067	0.30	0.120	40	VPP12
T36A	8870	8960	CA-Villasimius	2740	0.035	0.9	0.083	172.75	0.118	0.50	0.246	49	VPP12
T36B	8960	9070	CA-Villasimius	1755	0.035	0.9	0.083	172.75	0.076	0.40	0.126	31	VPP12
T35	9070	9220	CA-Villasimius	1520	0.035	0.9	0.083	172.75	0.066	0.30	0.118	39	VPP12
T37	9220	9400	Villasimius-CA	1860	0.04	0.9	0.083	172.75	0.080	0.30	0.129	43	VPP13
T38A	9400	9470	Villasimius-CA	2580	0.04	0.9	0.083	172.75	0.111	0.40	0.155	39	VPP13
T38B	9470	9545	Villasimius-CA	3340	0.003	0.9	0.083	172.75	0.144	0.50	0.251	50	VPP13
T39	9220	9400	CA-Villasimius	1860	0.04	0.9	0.083	172.75	0.080	0.30	0.129	43	VPP13
T40A	9400	9470	CA-Villasimius	2580	0.04	0.9	0.083	172.75	0.111	0.40	0.155	39	VPP13
T40B	9470	9545	CA-Villasimius	3430	0.003	0.9	0.083	172.75	0.148	0.50	0.255	51	VPP13
AT-09	9545								0.292	0.60	0.416	69	VPP13
AT-09B	9545								0.586	0.70	0.487	70	VPP13
T41A	9545	9700	Villasimius-CA	6900	0.003	0.9	0.083	172.75	0.298	0.70	0.470	67	VPP13
T41B	9700	9840	Villasimius-CA	4800	0.003	0.9	0.083	172.75	0.207	0.60	0.417	70	VPP13
T41C	9840	10060	Villasimius-CA	2900	0.003	0.9	0.083	172.75	0.125	0.50	0.344	69	VPP13
T42A	9545	9700	CA-Villasimius	6660	0.003	0.9	0.083	172.75	0.288	0.70	0.458	65	VPP13
T42B	9700	9840	CA-Villasimius	4600	0.003	0.9	0.083	172.75	0.199	0.60	0.405	68	VPP13
T42C	9840	10060	CA-Villasimius	2700	0.003	0.9	0.083	172.75	0.117	0.50	0.325	65	VPP13

Tabella 11 – Sintesi dei risultati relativi a calcolo portate di pioggia e dimensionamento collettori da km 8+520 a km 10+070

Tratto	km inizio	km fine	Direzione	A [mq]	i [-]	C	tc [h]	I [mm/h]	Q [mc/s]	D [m]	y [mm]	GR [%]	recapito
AT-10	10070								0.267	0.50	0.305	61	VPP14
T43A	10070	10140	Villasimius-CA	1490	0.042	0.9	0.083	172.75	0.064	0.40	0.117	29	VPP14
T43B	10140	10220	Villasimius-CA	850	0.042	0.9	0.083	172.75	0.037	0.30	0.085	28	VPP14
T45A	10070	10140	CA-Villasimius	4700	0.042	0.9	0.083	172.75	0.203	0.40	0.221	55	VPP14
AT-10bis	10140								0.080	0.40	0.125	31	VPP14
T44	10140	10340	Centrale	1850	0.042	0.9	0.083	172.75	0.080	0.30	0.137	46	VPP14
T45B	10140	10340	CA-Villasimius	2200	0.042	0.9	0.083	172.75	0.095	0.30	0.156	52	VPP14
T46	10480	10500	Villasimius-CA	350	0.0485	0.9	0.083	172.75	0.015	0.30	0.061	20	VPP15
T47A	10500	10710	Villasimius-CA	2600	0.0485	0.9	0.083	172.75	0.112	0.40	0.155	39	VPP15
T47B	10710	10750	Villasimius-CA	2900	0.0485	0.9	0.083	172.75	0.125	0.50	0.226	45	VPP15
T48	10340	10500	Centrale	1780	0.0485	0.9	0.083	172.75	0.077	0.30	0.133	44	VPP15
T49A	10500	10710	Centrale	4610	0.0485	0.9	0.083	172.75	0.199	0.40	0.203	51	VPP15
T49B	10710	10750	Centrale	5260	0.0485	0.9	0.083	172.75	0.227	0.50	0.284	57	VPP15
T50	10340	10520	CA-Villasimius	1950	0.0485	0.9	0.083	172.75	0.084	0.30	0.150	50	VPP15
AT-11	10750								0.352	0.60	0.320	53	VPP15
AT-11B	10750								0.441	0.60	0.254	42	VPP15
T51A	10750	10940	Villasimius-CA	4900	0.0216	0.9	0.083	172.75	0.212	0.50	0.253	51	VPP15
T51C	10940	11140	Villasimius-CA	2190	0.0216	0.9	0.083	172.75	0.095	0.40	0.158	39	VPP15
T52A	10750	10940	Centrale	5320	0.0216	0.9	0.083	172.75	0.230	0.50	0.298	60	VPP15
T52C	10940	11140	Centrale	2700	0.0216	0.9	0.083	172.75	0.117	0.40	0.181	45	VPP15
AT-12	11130								0.438	0.60	0.400	67	VPP16
T53A	11130	11390	Villasimius-CA	4610	0.0216	0.9	0.083	172.75	0.199	0.50	0.213	43	VPP16
T53B	11390	11650	Villasimius-CA	2340	0.0281	0.9	0.083	172.75	0.101	0.40	0.163	41	VPP16
T54A	11130	11390	CA-Villasimius	5530	0.0216	0.9	0.083	172.75	0.239	0.50	0.298	60	VPP16
T54B	11390	11650	CA-Villasimius	2460	0.0281	0.9	0.083	172.75	0.106	0.40	0.208	52	VPP16
AT-13	11650								0.169	0.50	0.332	66	-
T55	11650	11840	Villasimius-CA	1760	0.0281	0.9	0.083	172.75	0.076	0.40	0.138	34	-
T56	11650	11840	Centrale	2160	0.0281	0.9	0.083	172.75	0.093	0.40	0.153	38	-

Tabella 12 – Sintesi dei risultati relativi a calcolo portate di pioggia e dimensionamento collettori da km 10+070 a km 11+850

## 5.4 Smaltimento in trincea per viabilità secondarie e complanari

Affiancate all'asse principale e regimate mediante cunetta alla francese e relativa tubazione, per quanto riguarda il Lotto 1 troviamo le complanari e le viabilità secondarie. S10, S11, AV04, S01, S02 e S03; per quanto riguarda il Lotto 2, analoga verifica è stata operata sulle complanari S04, S05, S06, S07, S08, S09.

In Figura 10 si riporta una sezione tipologica in corrispondenza di uno degli svincoli in rotonda.

In linea di massima è previsto che le tubazioni vengano posate con la stessa pendenza della sede stradale e solo per i tratti strettamente necessari allo smaltimento dell'acqua raccolta dalla cunetta. Essendo tali tratti relativamente brevi, per smaltire le acque meteoriche afferenti è sufficiente un diametro 400 mm in cls, con grado di riempimento piuttosto contenuto. Queste acque vengono poi scaricate direttamente in un fosso di guardia o in un tombino nelle vicinanze, senza gravare sugli impianti di prima pioggia al servizio della sede principale dell'infrastruttura.

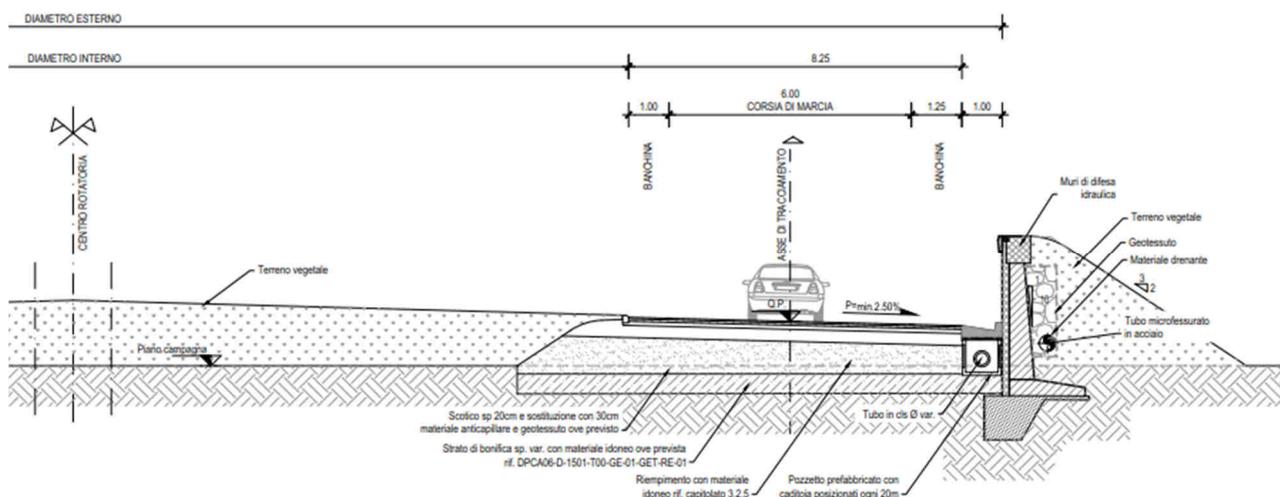


Figura 10 Sezione tipo complanare affiancata in trincea

## 6 VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

Lungo lo sviluppo dell'intero asse stradale principale sono state previste 16 vasche di prima pioggia all'interno delle quali le tubazioni di raccolta delle acque del drenaggio stradale andranno a conferire le acque meteoriche di prima pioggia, ossia il volume d'acqua corrispondente, per ogni evento meteorico, ad una precipitazione di cinque millimetri uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante.

Si riporta di seguito una tabella di riepilogo con le caratteristiche delle vasche e il numero di cisterne (combinazione dei due moduli base) utilizzato per ognuna.

N° vasca	progressiva km	Superficie servita [mq]	Volume di prima pioggia [mc]	Volume vasca [mc]	Tipologia
1	1+600	18,840	94.20	95	5
2	2+360	12,560	62.80	70	4
3	2+920	13,450	67.25	70	4
4	3+340	12,810	64.05	70	4
5	3+990	15,600	78.00	95	5
6	5+240	20,310	101.55	105	6
7	5+450	12,170	60.85	70	4
8	5+640	19,390	96.95	105	6
9	6+845	5,100	25.50	35	2
10	7+580	12,140	60.70	70	4
11	7+860	21,510	107.55	117.5	7
12	8+870	12,240	61.20	70	4
13	9+545	20,330	101.65	105	6
14	10+070	6,190	30.95	35	2
15	10+750	18,380	91.90	95	5
16	11+130	10,140	50.70	58	3

Tabella 13 – Riepilogo impianti di prima pioggia

In tutti i casi verrà garantita l'accessibilità agli impianti di prima pioggia, direttamente dalla sede stradale della SS 554, tramite piazzole laterali posizionate ad hoc, o accessi nelle aree intercluse, in modo da consentire nel modo più agevole possibile gli interventi di manutenzione necessari.

Le vasche di prima pioggia sono state previste a servizio della sola strada principale per le seguenti motivazioni:

- rispetto alle viabilità secondarie il traffico che caratterizza l'asse principale è maggiore;
- la possibilità che avvengano sversamenti accidentali è superiore dato il maggiore flusso di traffico.

Non si sono previste vasche di prima pioggia a servizio della SS 131 sebbene maggiormente trafficata rispetto alla SS 554; tale scelta è dovuta al fatto che l'intervento di adeguamento previsto in corrispondenza di questo svincolo risulta localizzato, mentre la sistemazione della SS 554 si configura come intervento più complesso e interessa un tratto di viabilità di lunghezza considerevole.

Infine si evidenzia che le tubazioni a servizio del tratto di viabilità compresa tra il km 11+650 e il km 11+840 recapitano quanto drenato direttamente all'interno dei fossi di guardia e non in corrispondenza di impianti di trattamento delle acque. Tale scelta è dovuta essenzialmente a due motivi:

- la brevità del tratto in esame;
- il minore carico di traffico rispetto a quello che caratterizza la SS 125.

Analogamente per il tratto di viabilità tra il km 1+500 e il km 1+600 collocato all'inizio dell'intervento di progetto, il quale però recapita le acque nel tombino T01 che scarica nel canale Is Corrias di progetto.

Le acque di prima pioggia verranno convogliate nel sistema di trattamento, mentre una tubazione di by-pass permetterà di allontanare le acque di seconda pioggia, ossia le acque di dilavamento eccedenti le acque di prima pioggia, direttamente al recapito finale.

Il sistema di trattamento è strutturato in tre fasi:

- separazione tramite un pozzetto scolmatore delle prime acque meteoriche, che risultano inquinate, dalle seconde;
- l'accumulo temporaneo delle prime acque meteoriche, caratterizzate da un elevato carico inquinante, al fine di permettere durante lo stoccaggio temporaneo, la sedimentazione delle sostanze solide;
- la disoleazione del volume precedentemente stoccato mediante un'apposita unità di trattamento per la separazione degli idrocarburi.

Il bacino di accumulo (zona di sedimentazione) sarà interrato e caratterizzato da un volume tale da contenere le acque meteoriche di dilavamento risultanti dai primi 5mm di pioggia caduta sulla superficie scolante di pertinenza dell'impianto. Tale bacino è preceduto da un pozzetto separatore contenente al proprio interno uno stramazzone che permette lo sfioro delle acque di seconda pioggia dal momento in cui il pelo libero dell'acqua nel bacino raggiunge il livello della soglia dello stramazzone stesso.

Nella vasca di sedimentazione è installata una pompa di svuotamento che invierà le acque al trattamento di disoleazione.

## 7 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO ST04 – SOTTOVIA SS125 RAMO B

In corrispondenza dello svincolo con la SS125 il nuovo scatolare della rampa B presenta un profilo a corda molle. Per allontanare l'acqua di piattaforma che entra nello scatolare dalle parti di strada all'aperto, è stato previsto un sistema di raccolta e un impianto di sollevamento. Il recapito finale a valle del sollevamento è il fosso di guardia al piede del rilevato della rampa 3 dello svincolo.

La localizzazione, in un'area quasi totalmente pianeggiante, garantisce un'agevole manutenzione e controllo della vasca di aggotamento e delle apparecchiature facenti parte dell'impianto.

È stata adottata una tipologia di vasca con superficie utile di base pari a 9 m<sup>2</sup>. La parte accessibile per manutenzione è dotata di chiusini rimovibili in ghisa sferoidale di classe DN400, ovvero carrabili. Completa la vasca un passo d'uomo corredato da scaletta alla marinara dotata di gabbia di protezione, per gli usuali controlli di gestione.

L'impianto è dotato di tre pompe, una delle quali è di riserva, accorgimento necessario per questione di sicurezza.

Dalle pompe partono tubazioni separate di mandata in acciaio DN 150 mm che scaricano in un unico pozzetto in cls e da dove parte il fosso di guardia (si veda la tavola DPCA06-D-1501-V08-ST-04-STR-CP-01-A). Le tubazioni di mandata mantengono per tutto il tratto del loro sviluppo un interasse pari a 1 m.

### 7.1 Volume di regolazione

La regolazione delle pompe per il sollevamento delle acque richiede il funzionamento periodico delle stesse, allo scopo di limitare i fenomeni transitori, causa di elevati consumi di energia e di guasti agli organi meccanici.

E' necessario, pertanto, un volume di compenso per le portate in arrivo  $Q_a$ , il cui dimensionamento è basato sull'equazione di continuità. Il volume affluito nella vasca nel tempo  $T_p$ , intervallo tra due attacchi successivi della pompa, deve essere, infatti, pari al volume sollevato nel tempo  $T_v$ , relativo al periodo di funzionamento della pompa (ipotesi di impianto funzionante con una singola pompa con portata  $Q_p$ ).

Si può quindi imporre, per la continuità:

$$Q_a \cdot T_p = Q_p \cdot T_v$$

In realtà il tempo  $T_p$  è somma di due aliquote:

$$T_p = T_v + T_r$$

$T_r$  rappresenta l'intervallo di riempimento della vasca e  $T_v$  quello di svuotamento.

Pertanto si può scrivere:

$$Q_a \cdot T_p = Q_p (T_p - T_r)$$

Il volume d'acqua  $W$  accumulatosi nella vasca durante il tempo di riempimento  $T_r$ , in cui non c'è alcuna portata di smaltimento, risulta:

$$W = Q_a \cdot T_r$$

Risolvendo il sistema costituito dalle due equazioni precedenti rispetto al volume  $W$ , si ottiene:

$$W = Q_a \left( T_p - Q_a \frac{T_p}{Q_p} \right) = Q_a \cdot T_p \left( 1 - \frac{Q_a}{Q_p} \right)$$

Per ottenere il massimo valore del volume  $W$  in funzione dell'intervallo tra due attacchi successivi, è necessario imporre analiticamente la condizione di massimo.

Questa si ottiene eguagliando a zero la derivata  $\frac{dW}{dQ_a}$  sotto l'ipotesi di  $T_p$  costante, ottenendo

$$Q_a = \frac{1}{2} \cdot Q_p$$

Sulla base della condizione di massimo, risulta:

$$W_{\max} = Q_p \cdot \frac{T_p}{4}$$

A questo punto, esprimendo  $T_p$  in funzione del numero "n" di attacchi all'ora, si ottiene:

$$W_{\max} = \frac{Q_p}{4} \cdot \frac{3600}{n} = Q_p \cdot \frac{900}{n}$$

Il parametro "n", numero di attacchi orari, è in genere compreso tra 4 e 15 unità ed è dato dalla normativa e/o consigliato dal produttore.

In presenza di più pompe, all'aumentare del volume nella vasca di sollevamento aumenta il numero di pompe funzionanti contemporaneamente. Si possono avere due sequenze di funzionamento (cioè modalità con le quali vengono avviate le pompe):

- Sequenza 1: la prima pompa si avvia quando il volume in vasca arriva ad eguagliare il volume previsto per il suo avvio; la seconda pompa si avvia quando il volume in vasca è doppio rispetto a quello per l'avvio della prima pompa, la terza pompa si avvia quando il volume in vasca è triplo rispetto a quello per l'avvio della prima pompa, e così via per le successive pompe. Questo è esemplificato nella prima colonna della tabella successiva, dove il volume di avvio della prima pompa è posto pari ad 1, e i livelli di avvio delle successive pompe sono proporzionali a quello della prima pompa secondo il numero indicato (2, 3, 4);
- Sequenza 2: la prima pompa si avvia quando il volume in vasca arriva ad eguagliare il volume previsto per il suo avvio, così come in sequenza 1; invece la seconda pompa si avvia quando il volume in vasca è minore del doppio rispetto a quello per l'avvio della prima pompa, la terza pompa si avvia quando il volume in vasca è ancor meno del triplo rispetto a quello per l'avvio della prima pompa, e così via per le successive pompe. Questo è esemplificato nella seconda colonna della tabella successiva, dove il volume di avvio della prima pompa è posto pari ad 1, e i livelli di avvio delle successive pompe sono proporzionali a quello della prima pompa secondo il numero indicato (1,392, 1,660, 1,865).

In definitiva, adottando la sequenza 2, le pompe, a parità di portata di riempimento della vasca di sollevamento, vengono avviate in tempi più ravvicinati rispetto a quanto si avrebbe adottando la sequenza 1: questo permette di prevedere un volume della vasca di sollevamento minore a parità di portata sollevata.

Il livello di avvio e di arresto sono stati calcolati, in questo caso, in base ai valori nella colonna “sequenza 2” riportati nella tabella seguente.

N° pompe uguali	$\frac{\sum W_i}{W_{\max}}$	
	Sequenza 1	Sequenza 2
1	1	1,000
2	2	1,392
3	3	1,660
4	4	1,865

Tabella 14 – Possibili sequenze di funzionamento per l'impianto di sollevamento

Il volume tecnico richiesto in un pozzo con 2 pompe funzionanti è pari a:

$$\frac{\sum W_i}{W_{\max}} = 1,392$$

Il funzionamento delle pompe in base alla sequenza 2 è quello di più frequente applicazione ed è quello che è stato considerato per il dimensionamento della vasca dell'impianto di sollevamento.

Nella tabella seguente si riportano le dimensioni dell'impianto di sollevamento, ricavate con le formule viste in precedenza, considerando un numero di avviamenti orari pari a 10:

Q [l/s]	N° pompe	Q singola pompa [l/s]	V richiesto in sequenza 1 [mc]	V richiesto in sequenza 2 [mc]
100	2 + 1	50	9,00	6,26

L'abaco riportato in Figura 12, riferito ad una vasca con alimentazione frontale per l'assegnazione delle dimensioni di un impianto di sollevamento suggerisce, in corrispondenza di una portata relativa ad una singola pompa pari a 100 l/s, i seguenti valori:

Q[l/s]	A <sub>min</sub> [mm]	B <sub>min</sub> [mm]	C <sub>max</sub> [mm]	D[mm]	E[mm]	F[mm]
100	1600	680	330	210	1100	640

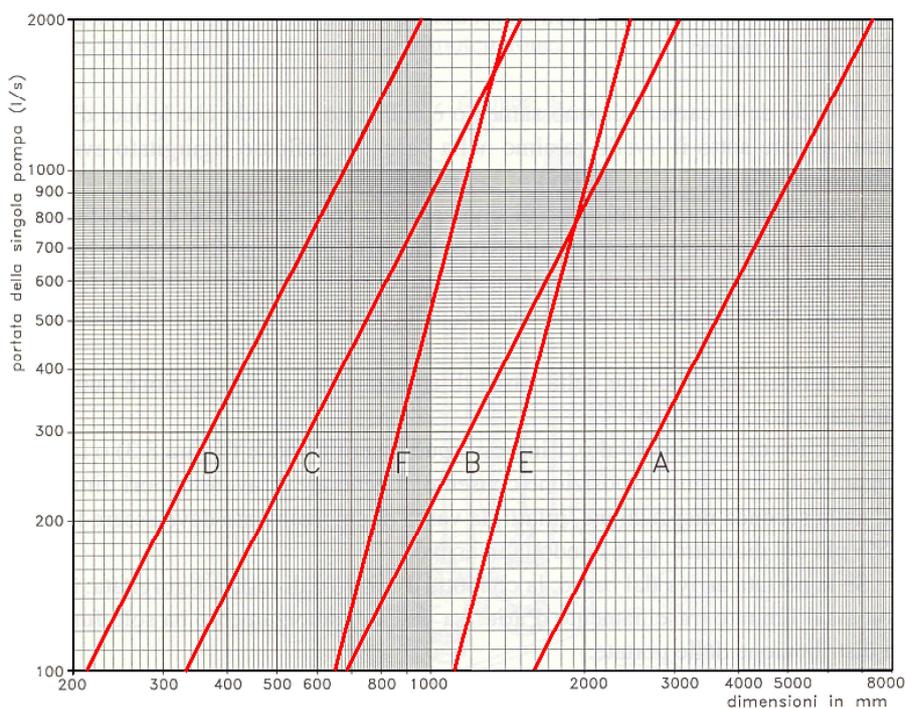


Figura 11: Abaco indicante le dimensioni della vasca di sollevamento in funzione della portata sollevata dalla singola pompa

Il significato delle lettere sopra riportate è illustrato nelle figure successive:

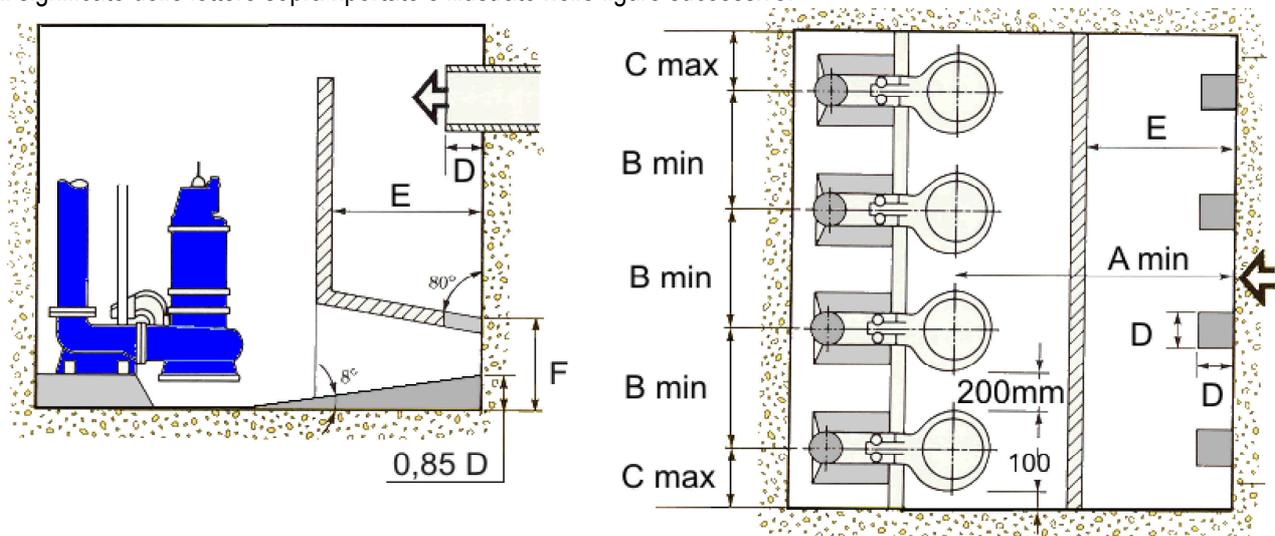


Figura 12: Indicazione delle grandezze di dimensionamento

Si tenga presente che le dimensioni dell'abaco non sono restrittive, ma vengono consigliate per ottimizzare il dimensionamento della vasca di sollevamento.

## 7.2 Caratteristiche delle pompe

La portata in arrivo alla stazione di sollevamento per un tempo di ritorno pari a 25 anni è di 38 l/s. Il dimensionamento della vasca di aggotamento, per maggiore sicurezza, è stato effettuato per una portata di 100 l/s. Determinata la portata massima da smaltire ed il dislivello geodetico da coprire si è proceduto alla scelta di una pompa in grado di soddisfare le esigenze progettuali. Dopo aver valutato attentamente la portata in arrivo e le perdite di carico sia distribuite che concentrate si è scelta una pompa avente le seguenti caratteristiche:

- Portata della singola pompa = 50 l/s;
- Prevalenza massima = dislivello geodetico + perdite di carico = circa 9 m.

Le perdite di carico sono state calcolate tenendo conto della presenza di 2 gomiti, 1 valvola, lo sbocco e le perdite distribuite.

La formula generica per il calcolo delle perdite di carico concentrate è la seguente:

$$\Delta h = \xi \cdot \frac{V^2}{2g}$$

essendo:  $\Delta h$  = perdita di carico;

$\xi$  = parametro adimensionale funzione della configurazione geometrica

$V$  = velocità che si instaura nel tubo [m/s];

$g$  = accelerazione di gravità [m/s<sup>2</sup>].

Per il calcolo delle perdite distribuite la formula da utilizzare è:

$$\Delta h = \frac{f}{D} \cdot L \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Dove:

$L$  = lunghezza del tubo [m]

$D$  = diametro del tubo [m]

$f = \frac{iD}{V^2 / 2g}$  indice di resistenza di Darcy-Weisbach, adimensionale, funzione del numero di Reynolds ( $Re$ ), della scabrezza assoluta ( $e$ ), della scabrezza relativa ( $e/D$ ), ricavabile dal diagramma di Moody (si veda Figura 13) o per tentativi dalla formula:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{f}} + \frac{e}{3,71 \cdot D} \right)$$

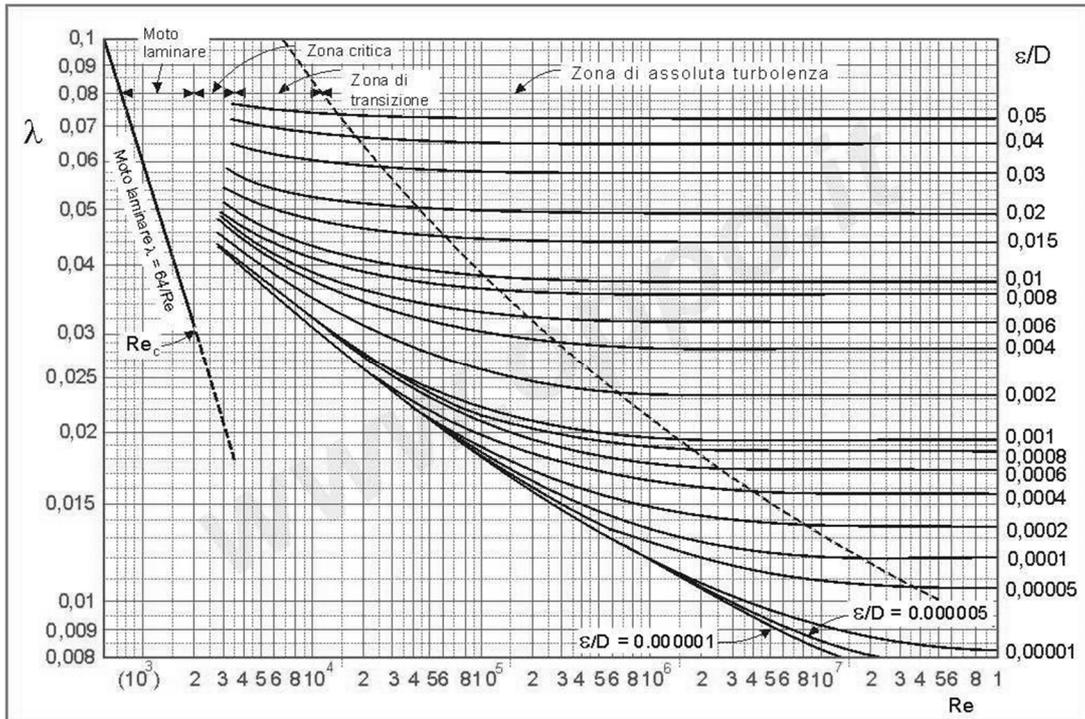


Figura 13: Diagramma di Moody

Si ricorda che  $Re = \rho \cdot V \cdot \frac{D}{\mu} = \frac{V \cdot D}{\nu}$  con  $\rho$  = densità,  $\mu$  = viscosità dinamica,  $\nu$  = viscosità cinematica.

Dai calcoli effettuati si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tipo di perdita di carico	$\Delta h$ [m]
Curve	0,49
Valvola	0,16
Sbocco	0,41
Perdite distribuite	0,56
<b>TOTALE</b>	<b>1,62</b>

Pertanto si ha che tali perdite di carico concentrate corrispondono ad un dislivello di circa 1,7 m e sommate alla prevalenza geodetica (circa 7 m), forniscono un valore di H complessivo pari a 8,7 m.