



COMUNE DI TEMPIO PAUSANIA

Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio - strada provinciale per Aglientu - PIA SS 17-19 "Alta Gallura"

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE : R.T.I.



Ing. Angelo Binaghi

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI
E PROGETTAZIONE STRADALE

Ing. F. P. Bocchetto (Bonifica)

PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Ing. A. Leonori – G. Fornari
(Bonifica)

ASPETTI AMBIENTALI

Ing. A. Addis – Ing. M. Magazzeni
(Bonifica)

PROGETTAZIONE IDRAULICA

Ing. F. Galli Ing. U. Galli
(SGI studio Galli ingegneria)

IL RESPONSABILE DEL
PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Giuseppe Pinna

IL GEOLOGO

Dott. Geol. M. Crescenzi

CONSULENZA SPECIALISTICA

Dott. Geol. A. Melis

SICUREZZA IN FASE
DI PROGETTAZIONE

Ing. A. Binaghi

Ing. A. Binaghi

IDROLOGIA - IDRAULICA

RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA

CODICE ELABORATO		SCALA		DATA CONSEGNA	
PD IDR RI - 01				ottobre 2006	
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	30.09.2006		A. Addis	F.P. Bocchetto
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE

Indice

Relazione idrologica-idraulica

1. PREMESSA.....	3
2. TERMINOLOGIA.....	4
3. INDIVIDUAZIONE DEGLI EVENTI DI RIFERIMENTO.....	6
4. CONFRONTO CON LE LINEE GUIDA DEL PAI	8
5. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRITORIO	9
5.1 PREMESSA.....	9
5.2 IL BACINO DEL FIUME LISCIA	11
5.2.1 Inquadramento generale.....	11
5.2.2 Aspetti geologici e geomorfologici	11
5.2.3 Uso del suolo	12
6. INDIVIDUAZIONE DEI BACINI SCOLANTI	13
6.1 I BACINI IDROGRAFICI NATURALI	13
6.2 ALTRE SUPERFICI SCOLANTI.....	14
7. ANALISI IDROLOGICA: PLUVIOMETRIA.....	16
8. MODELLI DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI UTILIZZATI	22
8.1 CALCOLO DELLE PORTATE METEORICHE DI PIATTAFORMA.....	22
8.1.1 Risultati della trasformazioni afflussi – deflussi	27
8.2 CALCOLO DELLE PORTATE DEI BACINI NATURALI INTERFERENTI CON IL TRACCIATO	28
8.2.1 Caratteristiche dei bacini naturali individuati.....	28
Calcolo del tempo di corrivazione e della portata.....	30
9. VERIFICHE IDRAULICHE DELLA RETE IDROGRAFICA SUPERFICIALE	32
9.1 MODALITÀ DEL DEFLUSSO DI PIENA	32
9.2 RISULTATI DELLE VERIFICHE CONDOTTE.....	33
9.2.1 Sezione di chiusura del Bacino 4.....	33
9.2.2 Sezione di chiusura del Bacino 3.....	35
9.2.3 Sezione di chiusura del Bacino 2.....	37
10. VERIFICHE DEI MANUFATTI DI ATTRAVERSAMENTO E DI SCARICO DELLE PORTATE STRADALI.....	39

10.1 SEZIONE DI CHIUSURA DEL BACINO 8.....	40
10.2 SEZIONE DI CHIUSURA DEL BACINO 5.....	41
10.3 SEZIONE DI CHIUSURA DEL BACINO 7.....	42
10.4 SEZIONE DI CHIUSURA DEL BACINO 1.....	43
10.5 SEZIONE DI CHIUSURA DEL BACINO A3.....	44
10.6 SEZIONE DI CHIUSURA DEL BACINO B.....	45
10.7 SEZIONE DI CHIUSURA DEL BACINO E.....	46
11. VERIFICA DELLE OPERE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE BIANCHE DI PROGETTO.....	47

1. PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del progetto definitivo dei Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio – strada provinciale per Aglientu – PIA SS 17-19 “Alta Gallura”. L’opera interessa il territorio comunale di Tempio Pausania sito in Provincia di Sassari.

La presente relazione riporta la descrizione dello studio idrologico condotto al fine di determinare l’entità delle portate che possono prodursi in corrispondenza delle zone di interesse a seguito di eventi pluviometrici caratterizzati da una determinata probabilità di accadimento.

Lo studio ha riguardato le seguenti superfici scolanti:

- il bacino sotteso da alcuni rii minori appartenenti al Bacino Idrografico Liscia;
- le superfici costituite dalle opere di progetto.

Successivamente si riporta la descrizione delle verifiche idrauliche condotte, sulla base delle quali è stato studiato il funzionamento dei sistemi di raccolta e drenaggio delle acque meteoriche nelle aree di interesse, nonché il progetto degli interventi di drenaggio e smaltimento delle suddette portate.

Il primo passo operativo è stato quello di individuare i bacini. A tale scopo ci si è avvalsi delle informazioni desumibili da documentazioni esistenti, dalle tavole di progetto ed infine dai risultati di sopralluoghi eseguiti in loco.

Per la determinazione dell’entità delle portate afferenti alle aree in esame ci si è avvalsi di una procedura basata sull’implementazione di un modello di trasformazione afflussi-deflussi, ovvero di una metodologia che, a partire dalla conoscenza del regime pluviometrico e delle caratteristiche idrologiche dell’area di interesse, consente di definire gli idrogrammi conseguenti ad una determinata precipitazione in corrispondenza di un qualsiasi punto della rete di drenaggio del bacino di interesse.

La determinazione degli idrogrammi costituisce il presupposto fondamentale al fine di individuare e dimensionare gli interventi necessari per il drenaggio e lo smaltimento dei deflussi.

Di seguito si descrivono con maggiore dettaglio le fasi dello studio idrologico-idraulico appena citate.

2. TERMINOLOGIA

Per portata di progetto si intende quel valore di portata liquida che viene assunto alla base del dimensionamento delle opere idrauliche da realizzare.

La portata di progetto viene in genere determinata fissando a priori il valore della probabilità "P" che un evento di tale intensità venga annualmente superato. Nella pratica idrologica, la probabilità di superamento viene usualmente correlata al cosiddetto tempo di ritorno "Tr" dell'evento, ossia alla durata (media) in anni, del periodo di tempo in cui si attende che si verifichi almeno una portata di entità pari o superiore a quella considerata.

Va precisato che si parla di una media di superamento su un certo periodo; trattandosi pertanto di un concetto di tipo statistico, come tale esso va considerato.

Molto spesso, nei casi concreti, per la scarsità di dati registrati, non è possibile procedere direttamente all'elaborazione statistica delle portate.

Per ovviare ai problemi sopra esposti, si fa in genere ricorso a procedure che vengono dette di "trasformazione afflussi-deflussi". Numerose sono le metodologie, più o meno complesse ed affidabili, ma tutte hanno in comune l'obiettivo di fornire un valore di portata a partire da una opportuna informazione di tipo pluviometrico caratteristica del bacino e del tempo di ritorno considerato.

Per meglio comprendere cosa si intenda per "caratterizzazione pluviometrica" di un certo bacino, giova qui introdurre due altri termini che verranno incontrati nel seguito: linee segnalatrici di possibilità pluviometrica e estrapolazioni geostatistiche (o regionalizzazione).

La "linea segnalatrice di possibilità" pluviometrica è un'espressione matematica che lega, per una certa area, e per un prefissato tempo di ritorno, il valore dell'altezza di precipitazione a quello della durata della pioggia; la linea segnalatrice è usualmente espressa in forma monomia del seguente tipo:

$$h = at^n$$

ove h rappresenta l'altezza di precipitazione per una durata t , mentre a ed n vengono detti parametri della linea segnalatrice.

La linea segnalatrice di possibilità pluviometrica è in genere il modo più comodo per indicare le caratteristiche pluviometriche di una certa zona. Essa viene ricavata mediante elaborazioni statistiche su dati di precipitazione di forte intensità e breve durata ed è, in genere, riferita ad una singola stazione.

Quando si voglia invece caratterizzare dal punto di vista pluviometrico un'area piuttosto ampia, si ricorre invece o alla "regionalizzazione" delle precipitazioni oppure al ragguaglio delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica.

La prima metodologia consiste nell'elaborazione di linee segnalatrici di possibilità pluviometrica a partire dai dati raccolti da più di un pluviografo appartenente ad una certa zona.

Il ragguaglio delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica, si rende invece necessario quando si intenda rappresentare con una linea il regime pluviometrico di un'area che non sia quella strettamente adiacente allo strumento di misura i cui dati sono stati utilizzati per la costruzione della linea stessa. Il procedimento di ragguaglio, si traduce sempre in una riduzione delle altezze di pioggia di fissata durata all'aumentare dell'area considerata; questa operazione cerca di rendere conto, attraverso formulazioni più o meno empirico-sperimentali, del fatto che l'intensità delle precipitazioni non è costante su tutto il territorio, ma è distribuita secondo "centri di scroscio", ovvero punti di massima intensità, che tendono a spostarsi sul territorio dando luogo ad una distribuzione non uniforme, e mediamente minore, delle altezze d'acqua.

3. INDIVIDUAZIONE DEGLI EVENTI DI RIFERIMENTO

La verifica delle condizioni di funzionamento delle opere esistenti e l'individuazione degli eventuali interventi migliorativi hanno innanzitutto richiesto la definizione degli eventi di riferimento, ovvero degli eventi rispetto ai quali il sistema in esame deve garantire un corretto livello di efficienza.

La metodologia, usualmente adottata per la progettazione di reti fognarie, consente infatti di individuare la probabilità annua che il sistema risulti insufficiente, ovvero di definire a priori la frequenza annuale con cui, statisticamente, tale sistema potrà risultare inadeguato.

Posto un orizzonte temporale di vita dell'opera pari a N anni, la relazione che lega il rischio di insufficienza R_N nei suddetti N anni con la probabilità annua di non superamento P e con il tempo di ritorno T è:

$$R_N = 1 - P^N = 1 - (1 - 1/T)^N$$

Applicando la relazione sopra riportata si può osservare che, assumendo un orizzonte temporale di vita tecnica dell'opera pari a $N = 50$ anni, e adottando – nella progettazione – un dimensionamento riferito ad un tempo di ritorno di 5÷10 anni sussiste, in pratica, la certezza che l'opera entrerà in crisi almeno una volta durante la sua vita ($R_N \cong 1$); adottando, viceversa, un tempo di ritorno $T = 50$ anni, il rischio di insufficienza scenderebbe a circa $R_N = 0.63$, ovvero vi sarebbero 63 probabilità su 100 che si verifici almeno un evento di intensità maggiore di quella dell'evento di dimensionamento.

La seguente tabella riporta i valori di R_N in funzione del tempo di ritorno Tr , assumendo un orizzonte temporale di vita delle opere di 50 anni.

Tr (anni)	R_N (%)
2	≈100
5	≈100
10	99.48
20	92.30

Tr (anni)	R_N (%)
50	63.58
100	39.42
200	22.17
500	9.52

Dai dati riportati in tabella si può osservare che – sempre ragionando su 50 anni di vita dell’opera – per poter avere una ragionevole certezza che durante tale periodo non si verifichino eventi di entità superiore a quella di dimensionamento, occorrerebbe adottare un tempo di ritorno dell’evento di riferimento decisamente elevato (> 500 anni), con dimensioni e costi delle opere inaccettabili.

Per questo motivo, in linea generale, le reti fognarie vengono dimensionate accettando che possano risultare insufficienti, a fronte di eventi di pioggia di eccezionale intensità, sicuramente almeno una volta durante la loro vita.

Se poi si considera un orizzonte temporale di un anno e si ipotizza di dimensionare le opere per un tempo di ritorno di 10 anni, il rischio di insufficienza assume un valore pari a 0.10, il che significa che si ha una probabilità del 10% che le opere risultino inadeguate ogni anno. Analogamente, la probabilità di malfunzionamento annuo risulta del 20% se si prevedono interventi con riferimento a un tempo di ritorno di 5 anni.

È chiaro che il tempo di ritorno su cui dimensionare l’opera deve tenere conto sia del rischio associato al malfunzionamento dell’opera stessa che del costo aggiuntivo relativo all’adozione di tempi di ritorno maggiori. Nel caso in studio il danno associato all’allagamento della sede stradale consiste essenzialmente in una temporanea interruzione della viabilità; per il dimensionamento delle nuove opere di smaltimento delle acque di piattaforma si è ritenuto corretto definire come evento di progetto quello a cui è associato un tempo di ritorno pari a 10 anni.

Per quanto riguarda il franco di sottotrave in corrispondenza dei viadotti, data la rilevanza delle opere, si è fatto riferimento ad un evento con tempo di ritorno di 500 anni.

4. CONFRONTO CON LE LINEE GUIDA DEL PAI

Le linee guida sulla “*Prevenzione dei pericoli e dei rischi idrogeologici nel bacino idrografico unico regionale*” del Piano Stralcio per Assetto Idrogeologico all’articolo 21 –Indirizzi per la progettazione, realizzazione e manutenzione delle infrastrutture–impongono le seguenti prescrizioni:

- franco sul livello della portata di progetto pari al massimo tra l’altezza cinetica della corrente ed un metro.
- le spalle dei ponti devono essere configurate in modo da non comportare restringimenti della sezione che pregiudichino la sicurezza del tronco d’alveo.
- devono essere adottati per i nuovi attraversamenti criteri che possibilmente evitino o comunque limitino il numero di pile in alveo.

L’analisi idraulica di seguito condotta considera in modo distinto due problemi incontrati: il primo tiene conto dell’interazione diretta dei corsi d’acqua con il tracciato in progetto, mentre il secondo vuole considerare l’interazione dei sotto-bacini con le infrastrutture presenti.

Per la risoluzione del primo problema sono state analizzate le portate corrispondenti a tempi di ritorno crescenti e conseguente crescita del tirante idrico e della velocità delle acque stesse in prossimità dei viadotti e dei tombini presenti lungo il tracciato stradale.

Per la risoluzione del secondo problema sono stati individuati tutti i sotto-bacini interferenti con il tracciato in progetto e di conseguenza dimensionati opportuni sistemi di raccolta e allontanamento delle acque meteoriche.

5. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRITORIO

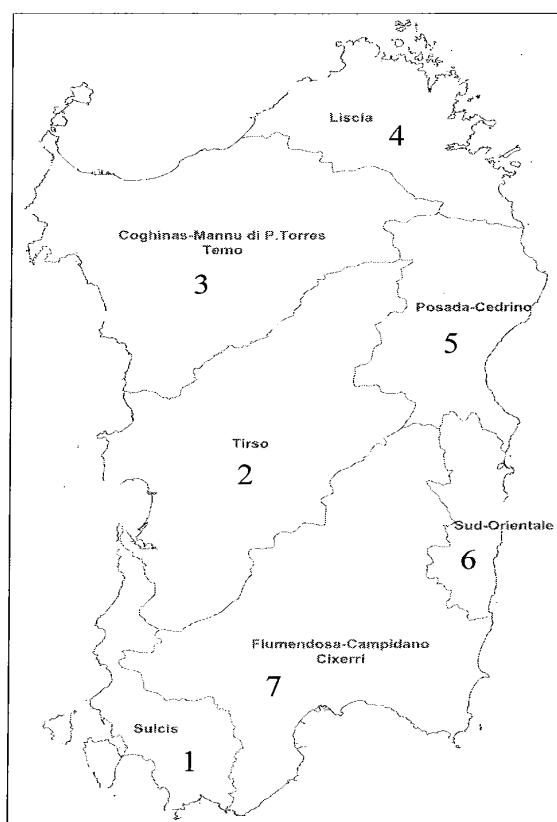
5.1 PREMESSA

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

Nella tabella che segue sono riportate le superfici dei sub-bacini Regionali Sardi.

<i>Numero</i>	<i>Bacino</i>	<i>Superficie (km²)</i>	<i>%</i>
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	2423	10.1
6	Sud-Orientale	1035	4.3
7	Flumendosa-Campidano-Cixerri	5960	24.8
<i>Totale</i>		<i>24046</i>	<i>100.0</i>

Figura 1 – Delimitazione dei Sub-bacini Regionali Sardi



L'idrografia regionale è caratterizzata dalla quasi totale assenza di corsi d'acqua perenni. Infatti, i soli classificati come tali sono costituiti dal Tirso, dal Flumedosa, dal Coghinas, 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 numerosi invasi artificiali che di fatto hanno completamente modificato il regime idrografico, tanto che anche i fiumi sopra citati 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 geomorfologia dei bacini imbriferi, presentano pendenze elevate per buona 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.

5.2 IL BACINO DEL FIUME LISCIA

5.2.1 Inquadramento generale

Il bacino del fiume Liscia ha un'estensione di circa 2253 Km² ed è delimitata a Sud del Massiccio del Limbara, ad Est dai rilievi di Punta Salici e Monte Littigheddu, sino ad arrivare sulla costa al promontorio di Isola Rossa, ad Ovest dai modesti rilievi del M.Pinna e di Punta di Manas e a Nord dalle Bocche di Bonifacio. L'altimetria del bacino varia con quote che vanno da 0 m (s.l.m) in corrispondenza della foce del fiume Liscia ai 1285 m (s.l.m) in corrispondenza dei Monti del Limbara.

Il bacino principale è quello del fiume Liscia, la cui superficie totale, misurata in corrispondenza della sezione più valliva (Liscia a Liscia), è di 562 Km², l'altitudine media sul livello del mare è di 342 m.

Gli altri corsi d'acqua principali sono i seguenti

- Rio Vignola,
- Rio Sarrau, con foce a Palau,
- Rio San Giovanni di Arzachena,
- Rio San Nicola e il Rio De Seligheddu, che attraversano il centro abitato di Olbia,
- Fiume Padrogianus, che in sinistra idrografica ha gli apporti del Rio Enas e del Rio S.Simone provenienti dalle pendici del Limbara, mentre in destra il Rio Castagna proveniente da M.Nieddu.

5.2.2 Aspetti geologici e geomorfologici

Dal punto di vista geologico l'area è formata quasi esclusivamente di graniti risalenti al Carbonifero Superiore-Permiano. Si tratta di granodioriti tonalitiche, tonaliti, leucograniti e monzograniti, spesso di colore rosa, raramente grigio.

Nella parte centrale del bacino è presente un complesso metamorfico migmatitico costituito prevalentemente da scisti, gneiss e migmatiti.

La morfologia è condizionata dal vasto complesso granitico presente. Le forme sono quelle tipiche: creste di roccia seghettate e scoscese alternate a piccole valli, pietraie, Tor, alte pile di blocchi rocciosi, Tafoni.

Nell'insieme il bacino degrada da Sud verso Nord attraverso una serie di catene discontinue con orientamento Sud-Est/Nord-Ovest.

5.2.3 *Uso del suolo*

Per quanto riguarda l'uso del suolo circa il 39% è occupato da aree con vegetazione arbustiva e/o erbacea. E' significativa anche la presenza di aree boschive (14,4%) in cui risultano prevalenti le sugherete, che rappresentano una forte risorsa economica per la zona. Le aree agricole sono in gran parte seminativi (21,3%) e sono concentrate nel territorio circostante l'invaso del Liscia, caratterizzato dalla presenza di aree coltivate regolarmente.

6. INDIVIDUAZIONE DEI BACINI SCOLANTI

6.1 I bacini idrografici naturali

I principali bacini idrografici naturali presi in considerazione nel presente studio sono i bacini sottesi da alcuni rii minori appartenenti al Bacino Idrografico del fiume Liscia: Rio Veldidonna, Rio Tortu e Rio Abba. I tracciati dei tre rii minori si congiungono in corrispondenza del Rio Carana il quale alimenta poi al termine del suo percorso il lago Liscia. Di seguito è riportata una tabella in cui sono elencate le superfici dei bacini presi in esame (i nomi fanno riferimento all'allegata planimetria dei bacini).

Tabella 1 – Suddivisione dei bacini idrografici.

<i>Bacino</i>	<i>Area (km²)</i>
<i>1</i>	0.4
<i>2</i>	2.16
<i>3</i>	0.86
<i>4</i>	9.14
<i>5</i>	1.785
<i>6</i>	0.115
<i>7</i>	0.04
<i>8</i>	0.214

6.2 *Altre superfici scolanti*

Oltre ai bacini idrografici dei corsi d'acqua presenti è stato necessario individuare le superfici scolanti limitrofe alle opere di progetto, quali per esempio le porzioni terminali dei versanti che defluirebbero naturalmente verso la piattaforma stradale. Con la realizzazione della strada di collegamento da Tempio Pausania ad Aglientu infatti, alcune limitate porzioni del bacino scolante del territorio circostante, quale per esempio la parte bassa dei versanti, verrebbero a gravare sulle opere di progetto, costituendo queste una soluzione della naturale continuità idraulica. I deflussi meteorici prodotti dal ruscellamento superficiale anziché riversarsi naturalmente nelle aree limitrofe al tracciato stradale, sarebbero convogliati lungo i rilevati stradali o lungo la carreggiata stessa nei tratti in trincea, con i deducibili effetti negativi in relazione sia alla stabilità del rilevato, sia alla sicurezza della circolazione stradale.

È pertanto necessario valutare i contributi di portata delle aree sopra indicate al fine di prevedere idonee opere di raccolta e smaltimento delle portate prodotte.

Pertanto, nelle valutazioni eseguite, si sono valutati i contributi in termini di deflusso dovuti alle aree limitrofe alle opere di progetto qualora queste ultime dovessero interferire con il naturale/attuale sistema di smaltimento.

L'intera area scolante è stata suddivisa in 10 sottobacini indicati nella tabella seguente (i nomi fanno riferimento all'allegata planimetria dei bacini).

Per la determinazione delle portate meteoriche relative alla superficie occupata dalle opere di progetto si è suddiviso l'intero tracciato stradale in più tratti calcolando la superficie afferente ad ogni singolo punto terminale di recapito.

La suddivisione delle aree scolanti è stata eseguita secondo i seguenti criteri:

- le piattaforme stradali con pendenza positiva verso la sezione di chiusura;
- le scarpate ai lati delle piattaforme di cui sopra;
- le aree suborizzontali di pertinenza dalle quali è possibile che si verifichi il deflusso delle acque meteoriche verso le piattaforme stesse.

Tabella 2 – Suddivisione dei bacini scolanti.

<i>Bacino</i>	<i>Area (km²)</i>
<i>A</i>	0.31
<i>B</i>	0.066
<i>C</i>	0.017
<i>D</i>	0.050
<i>E</i>	0.068
<i>F</i>	0.06
<i>G</i>	0.172
<i>H</i>	0.037
<i>I</i>	0.08
<i>L</i>	0.068

7. ANALISI IDROLOGICA: PLUVIOMETRIA

Nell'ambito di questo studio si è fatto riferimento allo ietogramma sintetico tipo "Chicago", largamente utilizzato in Italia per il progetto di reti fognarie. Questo ietogramma, che si costruisce a partire da una curva di possibilità pluviometrica nota, presenta le seguenti proprietà:

1. la portata al colmo del bacino d'interesse si ha in corrispondenza di una durata critica dell'evento pluviometrico prossima al tempo di risposta del bacino stesso;
2. fissata la durata dell'evento pluviometrico, pari a quella critica per il bacino complessivo, lo ietogramma rappresenta piogge critiche anche per tutte le durate inferiori;
3. per durate di pioggia complessive superiori a quella critica, lo ietogramma fornisce valori di portata al colmo che poco si discostano da quelli calcolati per la durata critica.

L'idea che sta alla base del metodo è che la quantità di pioggia caduta nel periodo di tempo θ sia pari all'integrale rispetto al tempo dell'intensità di precipitazione media

$$i = a \cdot t^{n-1} \quad (1)$$

$$\int_0^{\theta} i(\vartheta) dt = a \cdot \theta^n \quad (2)$$

differenziando entrambi i termini della (2) si ottiene la legge che esprime la variazione dell'intensità nel tempo

$$i(\vartheta) = na \theta^{n-1} \quad (3)$$

Ponendo un sistema di riferimento con origine nel punto di massima precipitazione e i due assi del tempo divergenti, crescente dopo il picco e decrescente prima, si può indicare con r il rapporto

$$\frac{\theta_b}{\theta}$$

tra il periodo prima della massima intensità e il tempo totale di pioggia e con $1-r$ il rapporto

$$\frac{\theta_a}{\theta}$$

tra il periodo prima del picco e il periodo totale. E' quindi possibile scrivere due equazioni che descrivano l'andamento dello ietogramma prima del picco

$$i(\theta_b) = na \left(\frac{\theta_b}{r} \right)^{n-1} \quad (4)$$

e dopo il picco:

$$i(\theta_a) = na \left(\frac{\theta_a}{1-r} \right)^{n-1} \quad (5)$$

Nelle simulazioni eseguite il rapporto r è stato posto pari a 0.4, come usualmente consigliato anche nella letteratura esistente.

Le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica utilizzate per la costruzione dello ietogramma Chicago sono state desunte dallo studio *Progetto Speciale per la Valutazione delle Piene in Italia (VAPI)*, programma speciale operativo di valutazione delle portate di piena, corrispondenti ad assegnati periodi di ritorno, per i corsi d'acqua italiani. Lo studio è stato realizzato in ambito universitario nazionale coordinato dal GNDCI-CNR rappresentato in Sardegna dall'Unità Operativa 1.7 del Dipartimento di Ingegneria del Territorio dell'Università di Cagliari.

Una dettagliata descrizione delle indagini condotte per la modellazione dei dati pluviometrici ed idrometrici della regione, della procedura adottata e dei risultati ottenuti dal suddetto studio viene riportata nell'allegato alla presente relazione.

Secondo tale studio attraverso l'applicazione del modello probabilistico TCEV alle piogge giornaliere massime annue e l'elaborazione relativa agli eventi estremi di piogge brevi ed intense (secondo livello di regionalizzazione) è stato possibile ripartire l'intero territorio in tre sottozone pluviometricamente omogenee (SZO) di cui si riporta la delimitazione geografica nella figura di seguito.

Dall'indicazione della sottozona omogenea (SZO) di appartenenza e dalla stima della pioggia indice giornaliera μ_g (espressa in mm) è stato possibile determinare le curve di possibilità pluviometrica per assegnato tempo di ritorno Tr .

Figura 2 – Carta delle SZO.

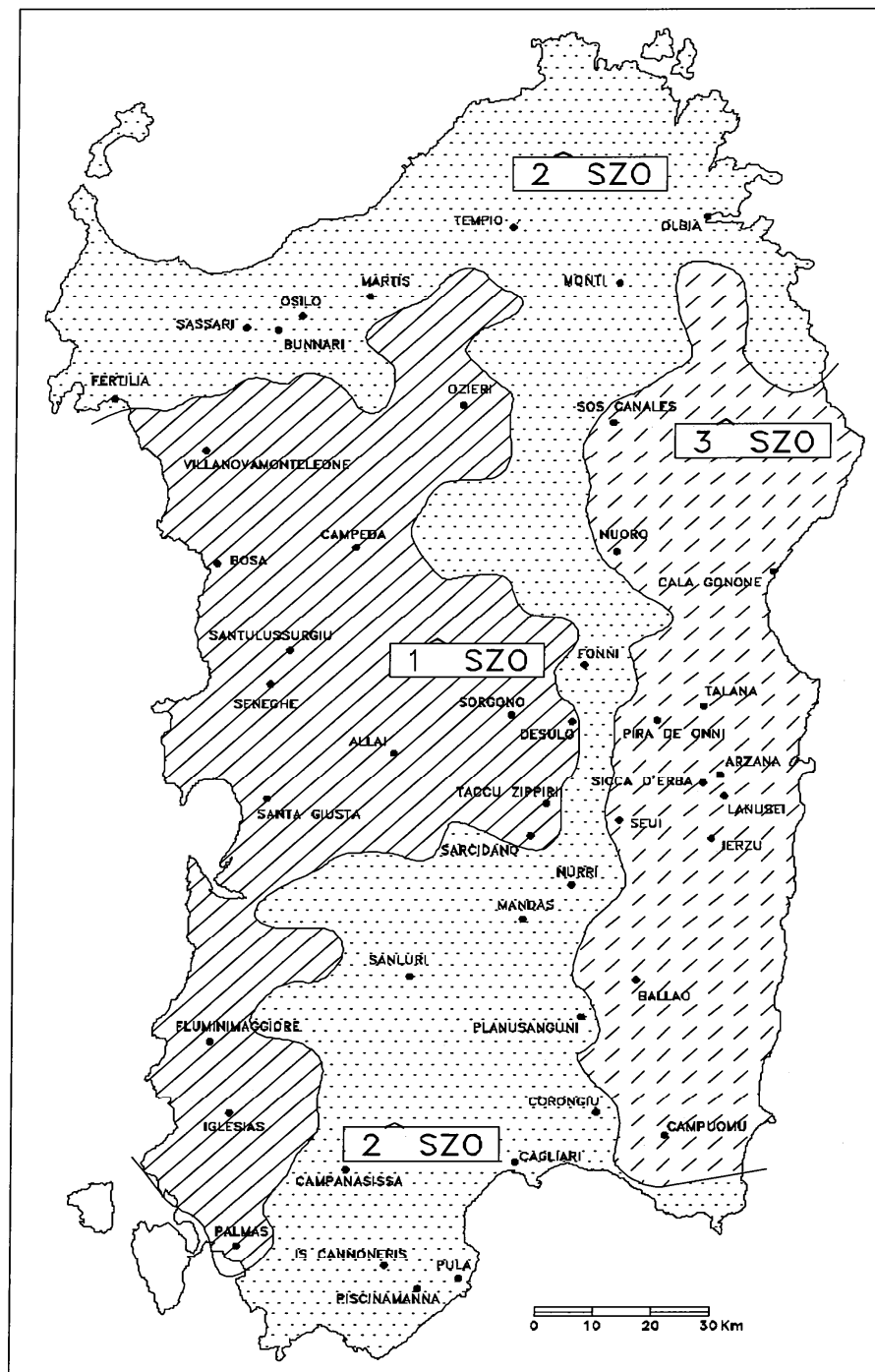
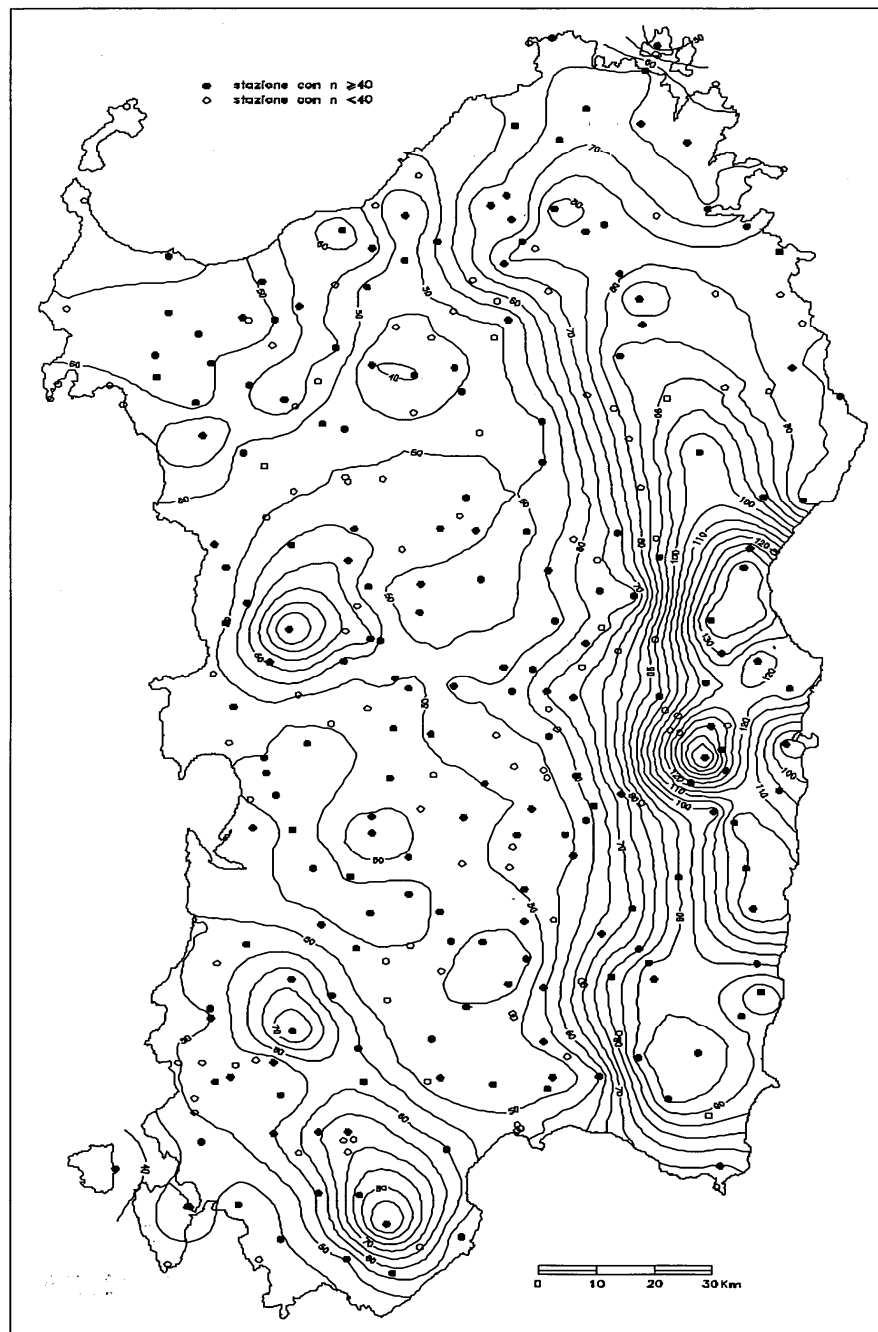


Figura 3 – Carta delle isoiete.



I valori dei parametri a ed n stimati per le curve di possibilità pluviometrica sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 3 – Parametri caratteristici della curva di possibilità pluviometrica.

T_r (anni)	10	20	50	100	500
a	35.8	41.3	49.6	55.69	69.93
n	0,38	0,39	0,40	0.41	0.42

I dimensionamenti e le verifiche idrauliche relative alle reti di smaltimento sono stati eseguiti assumendo un tempo di ritorno statistico di 10 anni e un evento di progetto di due ore.

Si considera quindi la curva di possibilità definita dalla relazione:

$$h = 35.8 \cdot t^{0.38}$$

Definita la quantità totale di pioggia caduta sul bacino è stato quindi costruito lo ietogramma della distribuzione della precipitazione, utilizzando il metodo “Chicago” precedentemente descritto.

Le valutazioni in merito alle eventuali interferenze negative determinate dalle opere di progetto sul naturale deflusso dei rii che intersecano il tracciato stradale sono state condotte facendo riferimento ad eventi di piena sia con tempo di ritorno di 50 anni che di 100 e 500 anni.

8. MODELLI DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI UTILIZZATI

8.1 Calcolo delle portate meteoriche di piattaforma

Come precedentemente descritto per costruire lo ietogramma della distribuzione della precipitazione è stato utilizzato il metodo “Chicago”.

Nella seguente tabella è indicato lo ietogramma ottenuto con un passo di calcolo pari ad un minuto per l'evento considerato, avente tempo di ritorno di 10 anni, durata complessiva pari a due ore e $r=0.4$.

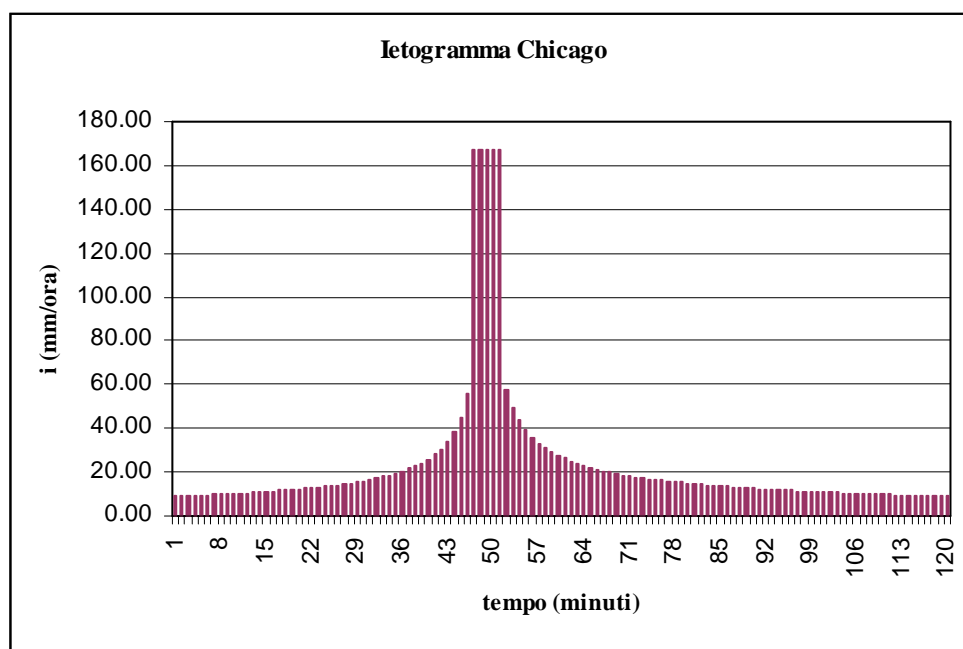
Tabella 4 – Ietogramma Chicago di progetto

Tempo (minuti)	Intensità precipitazione (mm/ora)	Tempo (minuti)	Intensità precipitazione (mm/ora)
1	8.91	61	26.22
2	9.03	62	25.00
3	9.15	63	23.91
4	9.28	64	22.94
5	9.41	65	22.07
6	9.55	66	21.28
7	9.69	67	20.56
8	9.84	68	19.90
9	9.99	69	19.29
10	10.15	70	18.73
11	10.32	71	18.21
12	10.49	72	17.72
13	10.67	73	17.27
14	10.86	74	16.85
15	11.06	75	16.45
16	11.27	76	16.08
17	11.49	77	15.73
18	11.73	78	15.39
19	11.97	79	15.08
20	12.23	80	14.78
21	12.50	81	14.50
22	12.79	82	14.23
23	13.10	83	13.97
24	13.43	84	13.72
25	13.78	85	13.49
26	14.16	86	13.26

Tempo (minuti)	Intensità precipitazione (mm/ora)	Tempo (minuti)	Intensità precipitazione (mm/ora)
27	14.57	87	13.05
28	15.00	88	12.84
29	15.47	89	12.65
30	15.99	90	12.46
31	16.55	91	12.27
32	17.16	92	12.10
33	17.84	93	11.93
34	18.60	94	11.77
35	19.44	95	11.61
36	20.39	96	11.46
37	21.47	97	11.31
38	22.72	98	11.17
39	24.18	99	11.03
40	25.91	100	10.90
41	28.00	101	10.77
42	30.61	102	10.64
43	33.96	103	10.52
44	38.49	104	10.40
45	45.04	105	10.29
46	55.67	106	10.18
47	167.10	107	10.07
48	167.10	108	9.96
49	167.10	109	9.86
50	167.10	110	9.76
51	167.10	111	9.66
52	57.91	112	9.57
53	49.49	113	9.48
54	43.67	114	9.39
55	39.35	115	9.30
56	36.00	116	9.21
57	33.31	117	9.13
58	31.09	118	9.05
59	29.21	119	8.97
60	27.61	120	8.89

Nella figura seguente è indicato lo ietogramma di progetto utilizzato.

Figura 4 – Ietogramma Chicago di progetto



A partire dalla definizione della precipitazione, i modelli di trasformazione afflussi-deflussi consentono, in generale, la ricostruzione dell'idrogramma di piena in corrispondenza di una qualsiasi sezione di chiusura di un bacino idrografico, naturale o artificiale, sotteso dalla sezione stessa.

Per ognuno dei punti indagati è stato quindi generato un apposito modello di trasformazione afflussi-deflussi al fine di ricavare la forma e la dimensione dell'idrogramma generato dal bacino afferente al punto stesso.

Gli idrogrammi sono stati ricavati secondo la seguente metodologia.

Ammettendo che all'inizio dell'evento il deflusso nella sezione di interesse sia nullo, in un determinato istante t la portata $q(t)$ risulta funzione della pioggia $p(t)$ caduta fino allo stesso istante ed è ricavabile mediante il seguente integrale di convoluzione:

$$q(t) = \int_0^t p(\tau)h(t-\tau)d\tau = \int_0^t p(t-\tau)h(\tau)d\tau$$

La funzione $h(t)$ o idrogramma unitario istantaneo (*IUH*) rappresenta l'idrogramma di piena che si origina nel bacino in occasione di un impulso di durata infinitesima, di intensità infinita e volume unitario. L'*IUH* racchiude in sé le caratteristiche fisiche del bacino che determinano la formazione delle piene. In pratica la stima dell'*IUH* si ottiene con semplici schematizzazioni del comportamento del bacino, attraverso la valutazione dei parametri che definiscono le caratteristiche dell'area in esame.

Nel caso specifico è stato applicato il metodo della corrivazione, il quale schematizza il bacino come un insieme di canali lineari, tali cioè che il percorso ed il tempo di percorrenza dell'acqua da ogni punto del bacino rispetto alla sezione di chiusura siano invarianti, e che i fenomeni di invaso siano trascurabili. Con tale ipotesi il fenomeno è descritto dalla curva aree-tempi, che rappresenta – per ogni istante di tempo inferiore al tempo di corrivazione del bacino – l'area che contribuisce alla formazione dell'idrogramma di piena nella sezione di chiusura.

Tenuto conto del fatto che la piattaforma stradale (che rappresenta la parte di bacino che contribuisce in maniera preponderante alla formazione dell'idrogramma) ha una forma rettangolare molto allungata, è lecito – in questo caso - considerare la suddetta curva aree-tempi come una retta, che quindi risulta completamente definita una volta noto il tempo di corrivazione del bacino (che è il tempo di percorrenza della pioggia caduta sul punto più lontano dalla sezione di chiusura).

In questo caso l'*IUH* assume la forma semplificata (per $t < t_c$):

$$h(t) = \frac{1}{t_c}$$

La funzione $p(t)$ rappresenta l'intensità di precipitazione netta ricavata dallo ietogramma che definisce l'evento pluviometrico di riferimento, depurato dalle perdite di bacino.

La precipitazione netta, ovvero la parte della pioggia che contribuisce alla formazione dell'idrogramma, è stata ricavata a partire dalla precipitazione totale sul bacino, moltiplicando l'altezza di pioggia per il coefficiente di afflusso medio φ .

Detto coefficiente di afflusso è stato ricavato come media pesata dei coefficienti di afflusso attribuiti alle differenti zone del bacino, definiti come:

- $C_p = 0.9$ coefficiente d'afflusso per le superfici asfaltate;
- $C_s = 0.1$ coefficiente d'afflusso per le scarpate adiacenti alla piattaforma stradale con pendenza rivolta verso la piattaforma stessa;
- $C_v = 0.1$ coefficienti d'afflusso per le aree verdi suborizzontali al fianco delle piattaforme stradali dalle quali è possibile che si verifichi il deflusso delle acque meteoriche verso le piattaforme stesse e per le scarpate con pendenza rivolta verso le suddette aree verdi.

Tabella 5 - Coefficienti di afflusso per tipologia della superficie

<i>Tipologia</i>	<i>Coefficiente</i>
Superfici pavimentate (C_p)	0.9
Scarpate con pendenza verso superfici asfaltate (C_s)	0.1
Aree a verde (C_v)	0.1

Il coefficiente di afflusso medio è quindi stato ricavato attraverso la formula:

$$\varphi = I_p * C_p + I_s * C_s + I_v * C_v$$

dove I_p , I_s , I_v rappresentano, rispettivamente le percentuali di piattaforma stradale, di scarpate e di aree verdi del bacino.

In definitiva, l'espressione utilizzata per il calcolo della intensità di precipitazione, depurata dalle perdite idrologiche, risulta:

$$p(t) = \varphi \cdot \frac{dh(t)}{dt} = \varphi \cdot a \cdot t^{n-1}$$

L'idrogramma di piena è stato ottenuto attraverso una discretizzazione in intervalli di tempo Δt pari a 1 minuto.

Con questa schematizzazione la portata all'istante k-esimo è stata calcolata come:

$$q(t) = \sum_{j=1}^t p(j) \cdot h(k-j+1) \Delta t$$

8.1.1 Risultati della trasformazioni afflussi – deflussi

La trasformazione afflussi-deflussi sopra descritta ha fornito, a partire dagli ietogrammi sintetici e in corrispondenza del tempo di ritorno considerato, i risultati indicati nella tabella seguente.

Tabella 6 – Riepilogo dei risultati ottenuti per i bacini relativi agli interventi di progetto.

<i>Bacino</i>	<i>Superficie (ha)</i>	<i>Q_{max} (l/sec)</i>
<i>A1</i>	18.5	473
<i>A2</i>	1.90	136
<i>A3</i>	8.00	307
<i>A4</i>	2.00	149
<i>B</i>	6.60	212
<i>C</i>	1.60	90
<i>D</i>	5.00	223
<i>E</i>	6.80	204
<i>F</i>	6.00	209
<i>G</i>	17.2	423
<i>H</i>	3.70	150
<i>I</i>	8.00	263
<i>L</i>	6.80	235

8.2 Calcolo delle portate dei bacini naturali interferenti con il tracciato

8.2.1 Caratteristiche dei bacini naturali individuati

Nell'ambito del tracciato della strada in progetto sono stati individuati i sottobacini più significativi, che interagiscono con essa; per detti bacini, rappresentati nella tavola in allegato, si riportano nelle tabelle seguenti le caratteristiche morfometriche, necessarie per la determinazione della portata al colmo di piena.

Tabella 7 – Caratteristiche morfometriche dei bacini naturali interferenti con il tracciato.

Bacino 1		
Superficie scolante	41.2	ha
Lunghezza percorso idraulico	0.95	Km
Quota massima	460	m
Quota minima	419	m
Quota media	445	m
Pendenza	0.027	m/m

Bacino 2		
Superficie scolante	216	ha
Lunghezza percorso idraulico	2.05	Km
Quota massima	534	m
Quota minima	425	m
Quota media	474	m
Pendenza	0.024	m/m

Bacino 3		
Superficie scolante	86	ha
Lunghezza percorso idraulico	1.45	Km
Quota massima	603	m
Quota minima	420	m
Quota media	474	m
Pendenza	0.037	m/m

Bacino 4		
Superficie scolante	914	ha
Lunghezza percorso idraulico	4.8	Km
Quota massima	698	m
Quota minima	420	m
Quota media	520	m
Pendenza	0.021	m/m

Bacino 5		
Superficie scolante	178.5	ha
Lunghezza percorso idraulico	1.6	Km
Quota massima	583	m
Quota minima	425	m
Quota media	470	m
Pendenza	0.028	m/m

Bacino 6		
Superficie scolante	11.5	ha
Lunghezza percorso idraulico	0.8	Km
Quota massima	491	m
Quota minima	425	m
Quota media	457	m
Pendenza	0.04	m/m

Bacino 7		
Superficie scolante	4	ha
Lunghezza percorso idraulico	0.3	Km
Quota massima	468	m
Quota minima	430	m
Quota media	444	m
Pendenza	0.047	m/m

Bacino 8		
Superficie scolante	21.4	ha
Lunghezza percorso idraulico	0.55	Km
Quota massima	472	m
Quota minima	451	m
Quota media	471	m
Pendenza	0.036	m/m

Calcolo del tempo di corrivazione e della portata

Per la stima del tempo di corrivazione si fa riferimento alla formulazione suggerita da M. Giandotti (1933) che prevede di relazionare il suddetto parametro ad una serie di grandezze significative proprie del sottobacino:

$$tc = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_o}}$$

con il seguente significato dei simboli:

t_c tempo di corrivazione in ore;

S l'estensione del sottobacino espressa in km^2 ;

L la lunghezza del percorso dell'acqua all'interno del sottobacino (km);

H_m l'altitudine media del sottobacino in m s.l.m.;

H_o l'altitudine della sezione di chiusura del sottobacino in m s.l.m.

Il calcolo della massima portata al colmo di piena è stato effettuato utilizzando la formula analitica del metodo razionale. Attraverso tale formula è possibile ricavare la portata in funzione di parametri morfometrici del bacino e della pioggia che genera la piena:

$$Q_c = \frac{\phi 10^6 Ah}{3600\tau_c} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

con il seguente significato dei simboli:

t_c tempo di corrivazione in ore;

S l'estensione del sottobacino espressa in km^2 ;

h altezza di pioggia espressa in m;

ϕ coefficiente di afflusso.

Per ciascun bacino il calcolo della portata di piena è stato effettuato in corrispondenza degli attraversamenti stradali dei corsi d'acqua.

Il calcolo è stato realizzato per differenti tempi di ritorno Tr rispettivamente di 50,100 e 500 anni.

Di seguito si riportano i valori delle portate ottenuti per ciascun bacino con riferimento ai differenti tempi di ritorno.

Tabella 8 – Risultati del calcolo delle portate per Tr pari a 50, 100, 500 anni.

Bacino	Q_{max} 50anni (m^3/sec)	Q_{max} 100anni (m^3/sec)	Q_{max} 500anni (m^3/sec)
1	2.30	2.60	3.30
2	9.00	10.20	13.00
3	4.80	5.30	6.70
4	29.80	33.70	42.70
5	8.00	9.00	11.30
6	0.90	1.00	1.30
7	0.37	0.4	0.52
8	1.40	1.60	0

9. VERIFICHE IDRAULICHE DELLA RETE IDROGRAFICA SUPERFICIALE

9.1 Modalità del deflusso di piena

Considerato che non si è in presenza di elementi particolarmente vulnerabili (ospedali, centrali) in prossimità di attraversamenti e non essendo necessaria una valutazione della capacità di laminazione del corso d'acqua, lo schema di calcolo utilizzato per la determinazione del profilo idrico della corrente è quello di moto uniforme (portata costante e geometria costante).

L'analisi di moto uniforme è stata condotta con l'equazione di Gauckler-Strickler che permette di determinare l'altezza idrica h e, quindi, la scala di deflusso, delle sezioni trasversali ipotizzate costanti nello sviluppo della loro relativa geometria. L'espressione utilizzata è la seguente:

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{i}$$

dove:

$V = Q/A$ è la velocità media in moto uniforme in m/s;

Q = portata in m³/s;

A = sezione dell'area liquida in m²;

K_s = coefficiente di scabrezza di Strickler in m^{1/3}/s;

i = pendenza del fondo;

R_h = raggio idraulico in m;

Si è voluto ricostruire, per le portate legate ai vari tempi di ritorno in precedenza individuati, le altezze del pelo libero sulle sezioni trasversali in corrispondenza dei viadotti al fine di osservare l'interazione fiume-tracciato stradale di progetto in modo da poterle mitigare, proteggendo le strutture da fenomeni di scalzamento o, ipotesi limite, modificando l'andamento planimetrico o le livellette del tracciato stesso.

Per ciascuna sezione verificata è stata inoltre sommata al valore di portata di piena sopra descritto, la portata raccolta lungo il tratto della piattaforma stradale e dei relativi bacini limitrofi, che secondo il presente progetto, è previsto vengano scaricate in corrispondenza dei viadotti.

9.2 **Risultati delle verifiche condotte**

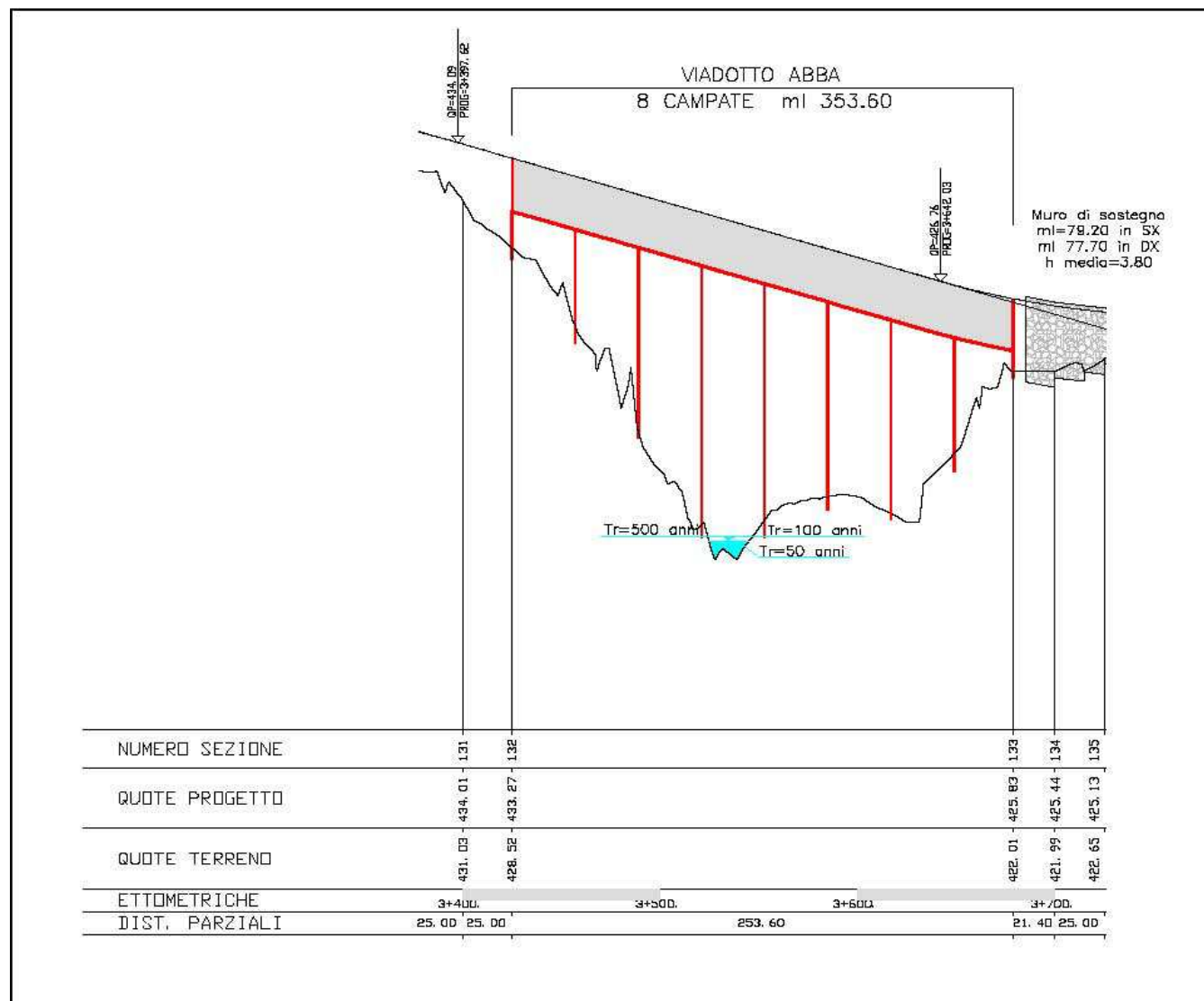
Di seguito si riportano per ciascuna sezione esaminata i risultati delle verifiche svolte.

9.2.1 *Sezione di chiusura del Bacino 4*

(Progr. 2+500)

	Tr=50 anni	Tr=100 anni	Tr=500 anni
Altezza pelo libero (m)	1.76	1.90	2.20
Area (m²)	9.60	10.48	12.43
Pendenza (%)	2.10	2.10	2.10
K_s per sezioni irregolari	20	20	20
velocità (m/s)	3.10	3.21	3.43
Portata (m³/s)	29.80	33.70	42.70

Figura 5 –Sezione di chiusura del bacino 4-Viadotto Veldidonna

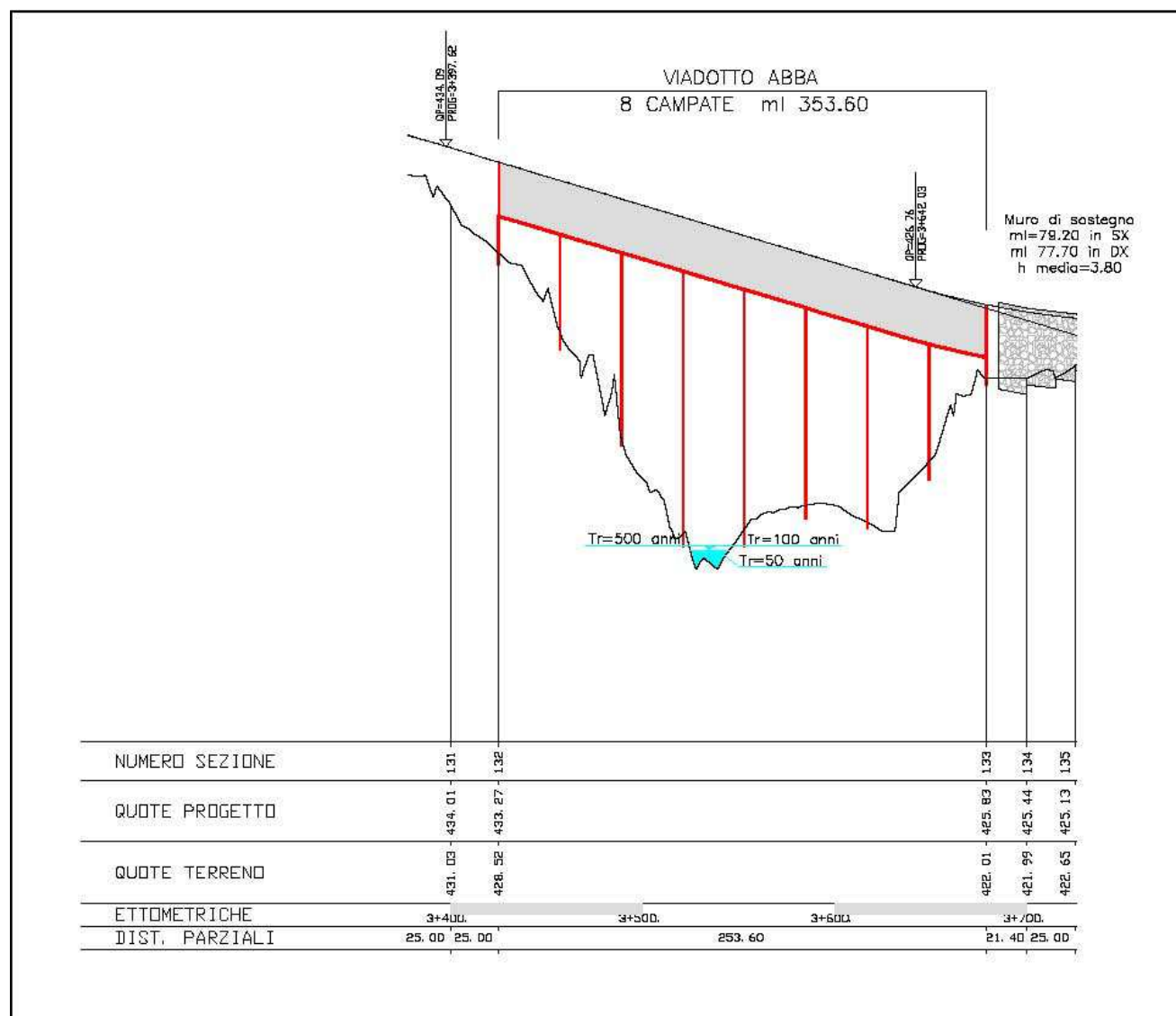


9.2.2 Sezione di chiusura del Bacino 3

(Progr. 3+600)

	Tr=50 anni	Tr=100 anni	Tr=500 anni
Altezza pelo libero (m)	0.17	0.18	0.20
Area (m²)	4.16	4.41	5.08
Pendenza (%)	3.70	3.70	3.70
K_s per sezioni irregolari	20	20	20
velocità (m/s)	1.16	1.20	1.32
Portata (m³/s)	4.80	5.30	6.70

Figura 6 –Sezione di chiusura del bacino 3-Viadotto Abba

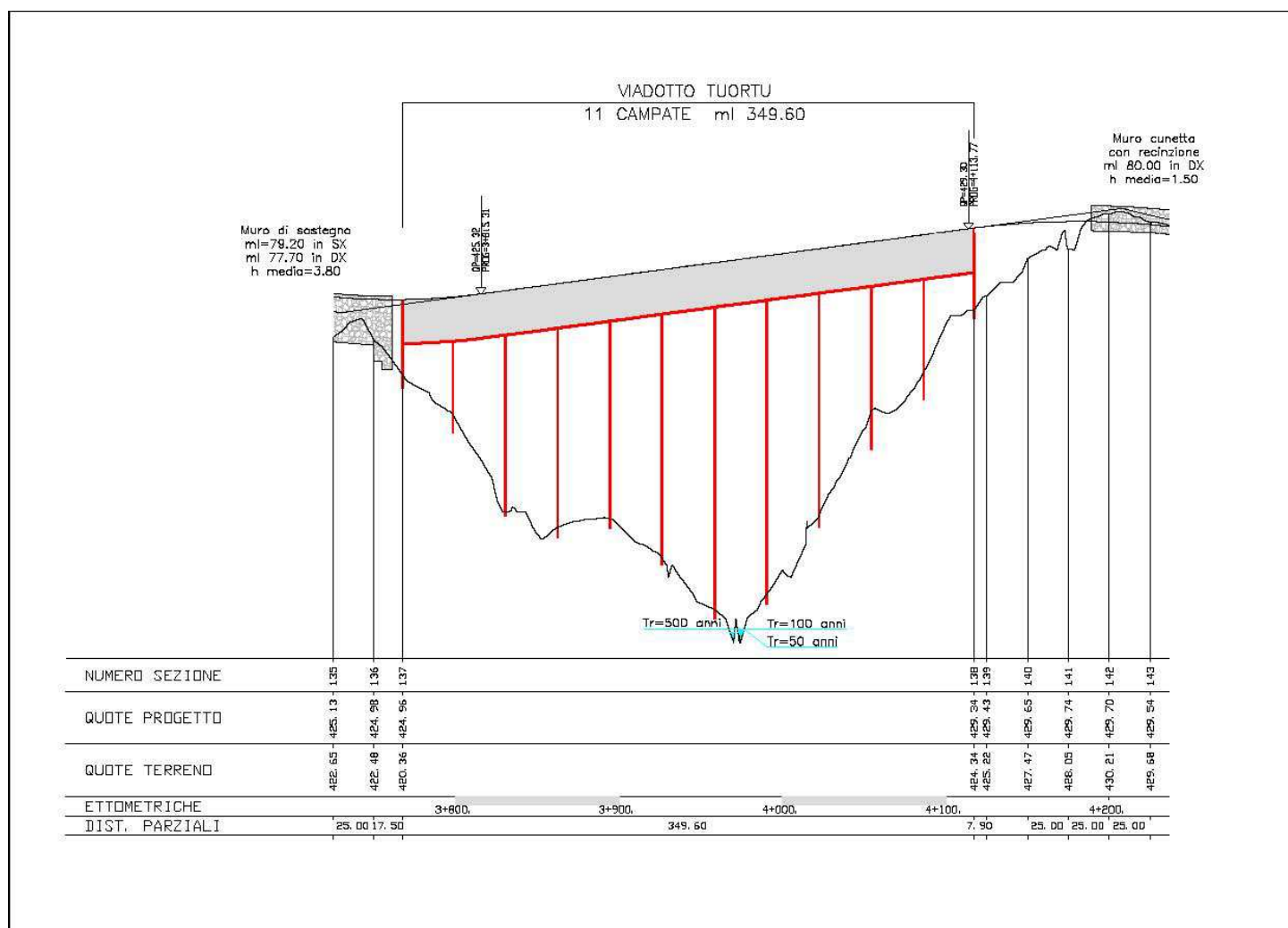


9.2.3 Sezione di chiusura del Bacino 2

(Progr. 4+000)

	Tr=50 anni	Tr=100 anni	Tr=500 anni
Altezza pelo libero (m)	0.32	0.35	0.40
Area (m²)	6.45	6.95	8.03
Pendenza (%)	2.40	2.40	2.40
K_s per sezioni irregolari	20	20	20
velocità (m/s)	1.43	1.50	1.65
Portata (m³/s)	9.21	10.41	13.21

Figura 7 –Sezione di chiusura del bacino 2 Viadotto Tuortu



10. VERIFICHE DEI MANUFATTI DI ATTRAVERSAMENTO E DI SCARICO DELLE PORTATE STRADALI.

Nella presente fase di progettazione si è provveduto alla verifica di ciascuna sezione scatolare posta in corrispondenza dei punti di intersezione con il tracciato stradale.

Tali manufatti rappresentano a seconda dell'ubicazione lungo il tracciato stradale di progetto:

- unicamente un'opera che consente di garantire il naturale andamento dei corsi d'acqua esistenti;
- il punto finale di recapito e conseguente scarico delle acque meteoriche raccolte lungo la piattaforma stradale;
- sia un'opera di attraversamento che di recapito delle acque superficiali.

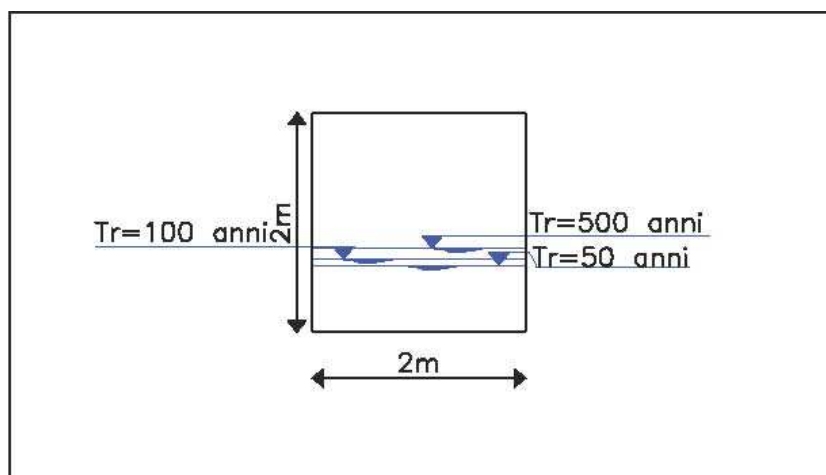
Per semplicità di calcolo è stata adottata una forma dell'idraulica classica ipotizzando che la corrente attraversi il corso d'acqua in regime di moto uniforme.

La sezione adottata è uno scatolare di dimensioni standard 2mx2m, la quale consente di garantire un opportuno franco sicurezza.

Nei paragrafi seguenti vengono riportati i risultati delle verifiche condotte adottando la sezione indicata.

10.1 Sezione di chiusura del Bacino 8

Figura 8 – Luce di attraversamento del bacino 8

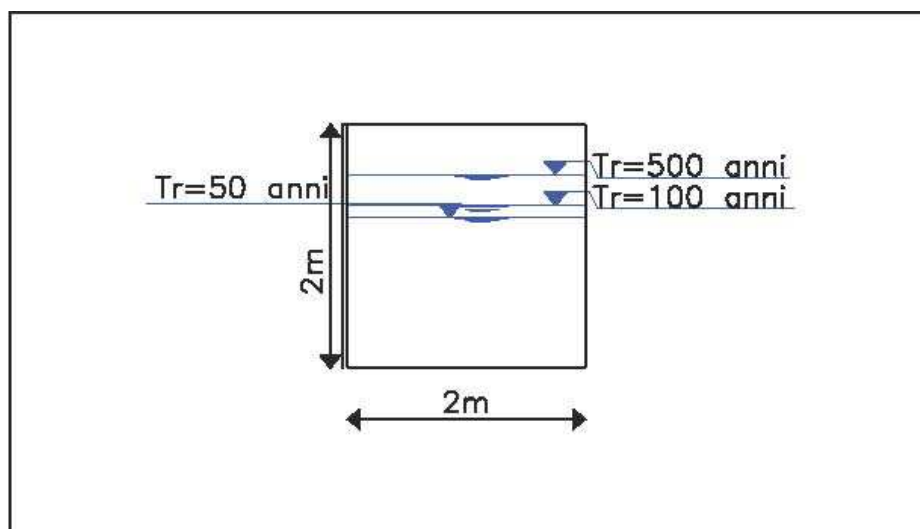


(Progr. 0+572)

	Tr=50 anni	Tr=100 anni	Tr=500 anni
Altezza pelo libero (m)	0.62	0.68	0.78
Area (m²)	1.28	1.36	1.56
Pendenza (%)	0.10	0.10	0.10
K_s	80	80	80
velocità (m/s)	1.25	1.30	1.37
Portata (m³/s)	1.55	1.75	2.15

10.2 Sezione di chiusura del Bacino 5

Figura 9 – Luce di attraversamento del bacino 5

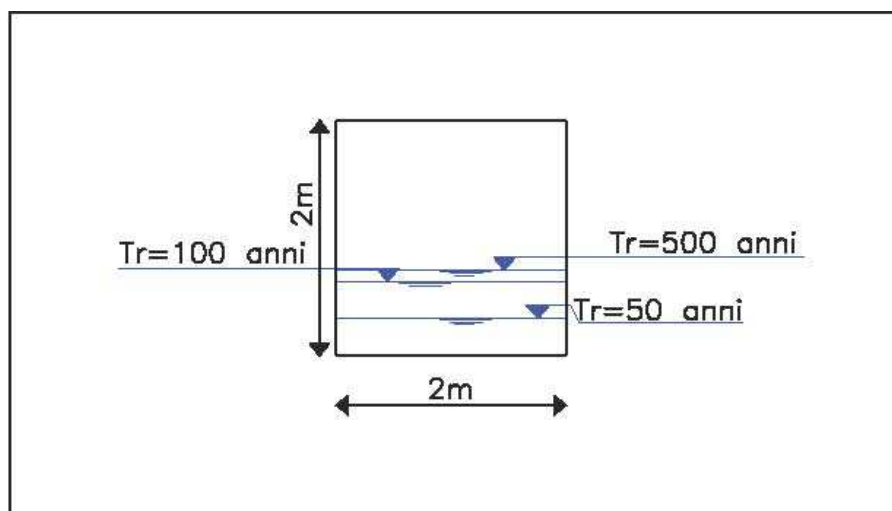


(Progr. I+250)

	Tr=50 anni	Tr=100 anni	Tr=500 anni
Altezza pelo libero (m)	1.26	1.36	1.62
Area (m²)	2.52	2.72	3.24
Pendenza (%)	0.40	0.40	0.40
K_s	80	80	80
velocità (m/s)	3.42	3.50	3.67
Portata (m³/s)	8.61	9.61	11.91

10.3 Sezione di chiusura del Bacino 7

Figura 10 – Luce di attraversamento del bacino 7

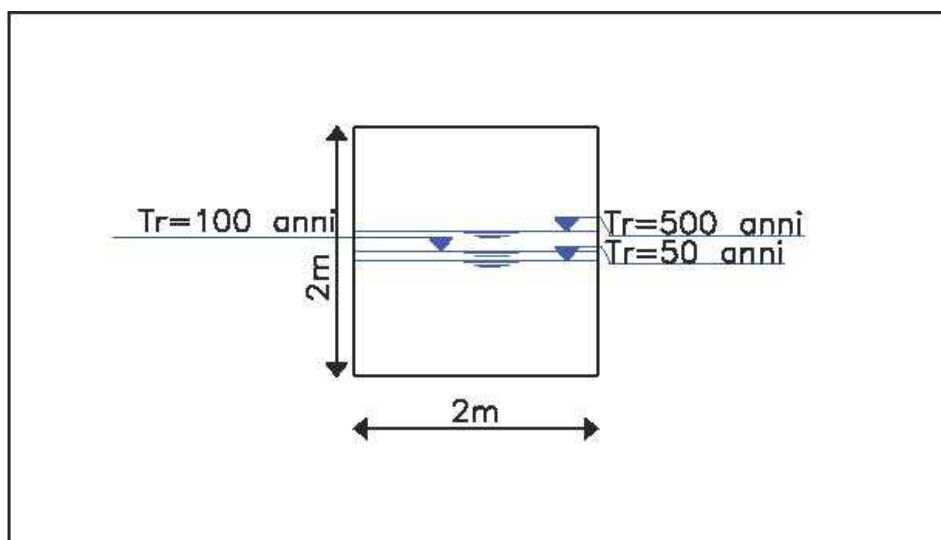


(Progr. I+854)

	Tr=50 anni	Tr=100 anni	Tr=500 anni
Altezza pelo libero (m)	0.32	0.64	0.74
Area (m²)	0.64	1.28	1.48
Pendenza (%)	0.10	0.10	0.10
K_s	80	80	80
velocità (m/s)	0.98	1.35	1.43
Portata (m³/s)	0.63	1.75	2.15

10.4 Sezione di chiusura del Bacino 1

Figura 11 – Luce di attraversamento del bacino 1

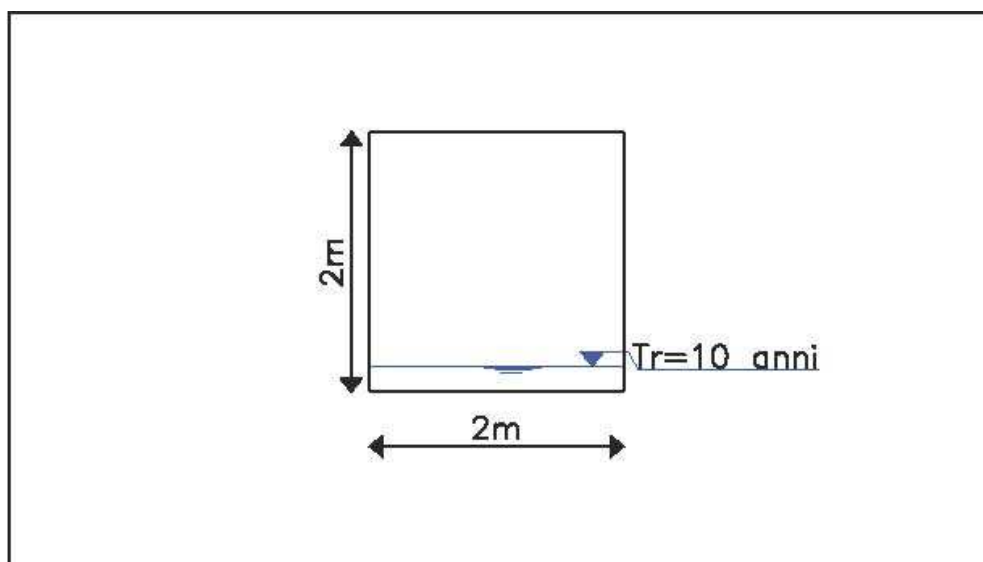


(Progr. 4+635)

	Tr=50 anni	Tr=100 anni	Tr=500 anni
Altezza pelo libero (m)	0.94	1.02	1.18
Area (m²)	1.88	2.04	2.36
Pendenza (%)	0.10	0.10	0.10
K_s	80	80	80
velocità (m/s)	1.56	1.60	1.67
Portata (m³/s)	2.94	3.24	3.94

10.5 Sezione di chiusura del Bacino A3

Figura 12 – Luce di attraversamento del bacino A3

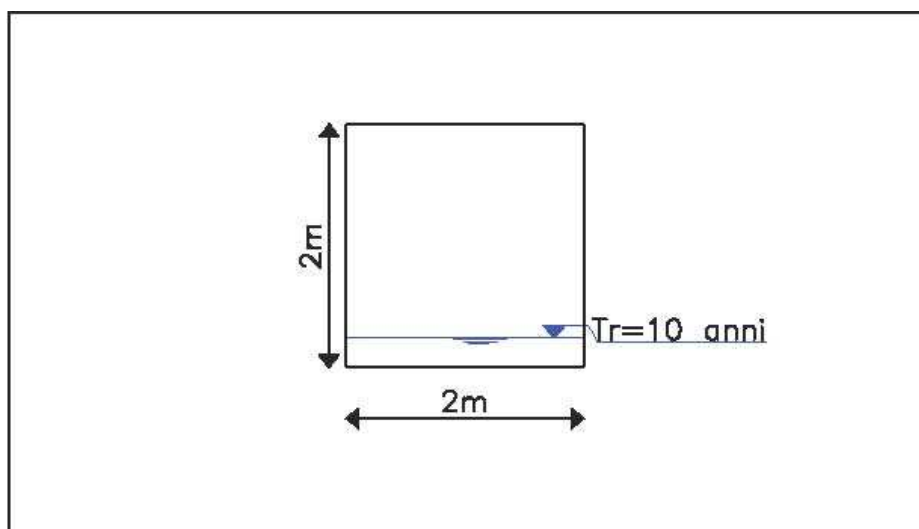


(Progr. 0+272)

	Tr=10 anni
Altezza pelo libero (m)	0.20
Area (m ²)	0.4
Pendenza (%)	0.10
K _s	80
velocità (m/s)	0.76
Portata (m ³ /s)	0.31

10.6 Sezione di chiusura del Bacino B

Figura 13 – Luce di attraversamento del bacino B

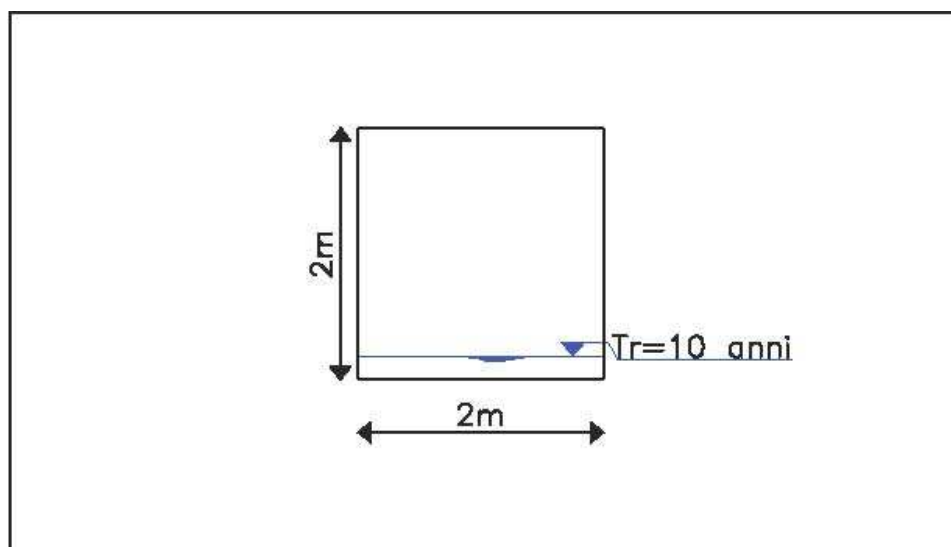


(Progr. I+540)

	Tr=10 anni
Altezza pelo libero (m)	0.24
Area (m ²)	0.48
Pendenza (%)	0.10
K _s	80
velocità (m/s)	0.83
Portata (m ³ /s)	0.37

10.7 Sezione di chiusura del Bacino E

Figura 14 – Luce di attraversamento del bacino E



(Progr. 2+325)

	Tr=10 anni
Altezza pelo libero (m)	0.19
Area (m ²)	0.38
Pendenza (%)	0.10
K _s	80
velocità (m/s)	0.74
Portata (m ³ /s)	0.28

11. VERIFICA DELLE OPERE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE BIANCHE DI PROGETTO

Il codice di calcolo adottato ha portato alla stima delle portate di punta per ciascuno dei bacini che interferisce con l'opera di progetto, in funzione di scrosci aventi tempo di ritorno T_r pari a 10 anni.

Per evidenziare i parametri funzionali e poter conseguentemente verificare le capacità di smaltimento dei canali di sgrondo/condotte sono state utilizzate le relazioni analitiche legate al deflusso idraulico a moto uniforme (vedi paragrafo 9.1).

Le tipologie di opere adottate in relazione alle caratteristiche del tracciato sono:

- canali in terra di sgrondo con dimensioni di fondo alveo pari a 0.5m e pendenza delle sponde a 45° ;
- condotte del DN 500;
- cunette rettangolari di larghezza pari a 0.5m e altezza utile pari a 0.8m.

Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti per ciascun tratto in cui è stata suddivisa l'opera di progetto. Lungo i tratti in cui verranno realizzati i viadotti sono previste opportune opere di smaltimento delle acque meteoriche provenienti dalla piattaforma stradale. Si rimanda all'allegato specifico per il particolare delle opere previste.

Tabella 9 – Verifica delle opere di smaltimento delle portate meteoriche lungo la piattaforma stradale.

Bacino A3											
Tratto in sx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
inizio intervento-0+130	condotta	130	0.5	0.04	0.046		0.05	0.084	2.12		0.17
0+130-0+152	scolo	22	0.5	0.04	0.046		0.05	0.09	0.86	0.91	
0+152-0+162	condotta	10	0.5	0.04	0.046		0.05	0.084	2.12		0.17
0+162-0+202	scolo	40	0.5	0.04	0.046		0.05	0.09	0.86	0.91	
0+202-0+272	cunetta	72	0.5	0.04	0.046		0.05	0.048	1.80	0.75	

Tratto in dx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
inizio intervento-0+200	condotta	200	0.5	0.04	0.046		0.05	0.084	2.12		0.17
inizio intervento-0+160	scolo	160	0.5	0.04	0.046	0.215	0.26	0.245	1.43	0.56	
0+160-0+170	condotta	10	0.5	0.04	0.046	0.215	0.26	0.2	3.49		0.40
0+170-0+200	scolo	30	0.5	0.04	0.046	0.215	0.26	0.245	1.43	0.56	
0+200-0+272	scolo	72	0.5	0.04	0.046	0.215	0.26	0.245	1.43	0.56	

Bacino A4											
Tratto in sx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
0+272-0+302	cunetta	30	0.5	0.04	0.05		0.05				
0+302-0+462	scolo	160	0.5	0.04	0.05		0.05	0.09	0.87	0.9	
0+462-0+472	condotta	10	0.5	0.04	0.05		0.05	0.09	2.17		0.17
0+472-0+532	scolo	60	0.5	0.04	0.05		0.05	0.09	0.87	0.9	
0+532-0+572	cunetta	40	0.5	0.04	0.05		0.05	0.06	1.9	0.744	

Bacino A4											
Tratto in dx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
0+272-0+302	scolo	30	0.5	0.04	0.05		0.05	0.09	0.87	0.9	
0+302-0+352	scolo	50	0.5	0.04	0.05	0.051	0.10	0.14	1.09	0.86	
0+352-0+372	condotta	20	0.5	0.04	0.05	0.051	0.10	0.12	2.67		0.25
0+372-0+452	scolo	80	0.5	0.04	0.05	0.051	0.10	0.14	1.09	0.86	
0+452-0+462	condotta	10	0.5	0.04	0.05	0.051	0.10	0.12	2.67		0.25
0+462-0+512	cunetta	50	0.5	0.04	0.05	0.051	0.10	0.09	2.43	0.712	

Bacino A2-A1											
Tratto in sx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
0+572-0+632	cunetta	60	0.5	0.04	0.09	0.051	0.14	0.10	2.63	0.696	
0+632-0+692	scolo	30	0.5	0.04	0.09	0.051	0.14	0.17	1.19	0.83	
0+692-0+705	condotta	13	0.5	0.04	0.09	0.051	0.14	0.14	2.91		0.288
0+705-0+845	cunetta	140	0.5	0.04	0.09	0.051	0.14	0.10	2.63	0.696	
0+845-0+920	condotta	75	0.5	0.04	0.09	0.051	0.14	0.14	2.91		0.288
0+920-0+980	scolo	60	0.5	0.04	0.09	0.051	0.14	0.17	1.19	0.83	
0+980-1+040	cunetta	60	0.5	0.04	0.09	0.051	0.14	0.10	2.63	0.696	
1+040-1+070	condotta	30	0.5	0.04	0.09	0.051	0.14	0.14	2.91		0.288
1+070-1+200	scolo	160	0.5	0.04	0.09	0.051	0.14	0.17	1.19	0.83	
1+200-1+300	cunetta	100	0.5	0.04	0.09	0.051	0.14	0.10	2.63	0.696	

Tratto in dx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
0+572-0+632	cunetta	60	0.5	0.04	0.09	0.388	0.47	0.25	3.75	0.55	
0+632-0+682	scolo	50	0.5	0.04	0.09	0.388	0.47	0.34	1.67	0.46	
0+682-0+700	condotta	18	0.5	0.04	0.09	0.388	0.47	0.29	4.06		0.57

Bacino A2-A1											
0+700-1+000	scolo	300	0.5	0.04	0.09	0.388	0.47	0.34	1.67	0.46	
1+000-1+200	condotta	200	0.5	0.04	0.09	0.388	0.47	0.29	4.06		0.57
1+200-1+300	scolo	100	0.5	0.04	0.09	0.388	0.47	0.34	1.67	0.46	

Bacino B											
Tratto in sx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
1+300-1+310	cunetta	10	0.5	0.04	0.04	0.17	0.21	0.14	2.9	0.66	
1+310-1+540	scolo	230	0.5	0.04	0.04	0.17	0.21	0.22	1.36		0.78
1+310-1+540	condotta	180	0.5	0.04	0.04		0.04	0.08	2.07		0.16

Tratto in dx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
1+300-1+540	scolo	240	0.5	0.04	0.04	0	0.04	0.09	0.83	0.9	

Bacino C											
Tratto in sx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
1+540-1+570	scolo	30	0.5	0.04	0.02	0.066	0.09	0.13	1.06	0.87	
1+570-1+650	condotta	80	0.5	0.04	0.02	0.066	0.09	0.11	2.58		0.23

Tratto in dx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
1+540-1+650	scolo	110	0.5	0.04	0.02		0.02	0.06	0.68	0.94	

Bacino D											
Tratto in sx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
1+650-1+825	condotta	175	0.5	0.04	0.03	0.19	0.223	0.186	3.34		0.37
1+825-1+940	scolo	115	0.5	0.04	0.03	0.19	0.223	0.22	1.37	0.78	
1+940-1+975	condotta	35	0.5	0.04	0.03	0.19	0.223	0.186	3.34		0.37

Tratto in dx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
1+650-1+850	scolo	200	0.5	0.04	0.03	0	0.033	0.07	0.77	0.93	
1+850-1+950	cunetta	100	0.5	0.04	0.03	0	0.033	0.04	1.58	0.76	
1+950-1+975	condotta	25	0.5	0.04	0.03	0	0.033	0.07	1.92		0.14

Bacino E											
Tratto in sx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
1+975-2+400	condotta	425	0.5	0.04	0.08	0.125	0.20	0.18	3.26		0.35
2+400-2+590	VIADOTTO VELDIDON NA	190									
2+590-2+615	condotta	25	0.5	0.04	0.08	0.125	0.20	0.18	3.26		0.35

Tratto in dx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
1+975-2+2075	condotta	100	0.5	0.04	0.08		0.08	0.11	2.49		0.218
2+075-2+400	scolo	325	0.5	0.04	0.08		0.08	0.13	1.01	0.88	
2+400-2+590	VIADOTTO VELDIDON NA	190									

Bacino E											
2+590-2+615		scolo	25	0.5	0.26	0.08		0.08	0.125	1.015	0.88

Bacino F											
Tratto in sx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/ Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
2+615+2+642	scolo	27	0.5	0.04	0.06	0.148	0.21	0.22	1.35	0.78	
2+642+2+792	condotta	150	0.5	0.04	0.06	0.148	0.21	0.18	3.28		0.36
2+792+2+932	scolo	140	0.5	0.04	0.06	0.148	0.21	0.22	1.35	0.78	
2+932+2+940	condotta	8	0.5	0.04	0.06	0.148	0.21	0.18	3.28		0.36
2+940+3+025	scolo	85	0.5	0.04	0.06	0.148	0.21	0.22	1.35	0.78	
3+025-3+035	condotta	10	0.5	0.04	0.06	0.148	0.21	0.18	3.28		0.36

Tratto in dx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/ Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
2+615+3+035	scolo	420	0.5	0.04	0.06		0.06	0.11	0.94	0.89	

Bacino G											
Tratto in sx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/ Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
3+035-3+080	condotta	45	0.5	0.04	0.08	0.344	0.42	0.27	3.95		0.536
3+080-3+150	scolo	70	0.5	0.04	0.08	0.344	0.42	0.32	1.62	0.682	
3+150-3+421	condotta	271	0.5	0.04	0.08	0.344	0.42	0.27	3.95		0.536
3+421-3+675	VIADOTTO ABBA	254									

Tratto in dx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Qstrada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
3+035-3+421	scolo	386	0.5	0.04	0.08		0.08	0.13	1.01	0.87	
3+421-3+675	VIADOTTO ABBA	254									

Bacino H											
Tratto in sx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Q strada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
3+675-3+765	condotta	90	0.5	0.04	0.06	0.086	0.15	0.15	2.94		0.3
3+765-4+114	VIADOTTO TUORTU	350									

Tratto in dx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Q strada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
3+675-3+765	condotta	90	0.5	0.04	0.06		0.06	0.10	2.29		0.20
3+765-4+114	VIADOTTO TUORTU	350									

Bacino I											
Tratto in sx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Q strada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
4+114-4+159	scolo	45	0.5	0.04	0.08	0.188	0.26	0.25	1.43	0.75	
4+159-4+475	condotta	316	0.5	0.04	0.08	0.188	0.26	0.21	3.44		0.41
4+475-4+615	scolo	140	0.5	0.04	0.08	0.188	0.26	0.25	1.43	0.75	
4+615-4+625	condotta	10	0.5	0.04	0.08	0.188	0.26	0.21	3.44		0.41

Bacino I											
4+625-4+705	scolo	80	0.5	0.04	0.08	0.188	0.26	0.25	1.43	0.75	

Tratto in dx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Q strada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
4+114-4+294	scolo	180	0.5	0.04	0.08		0.08	0.12	1	0.88	
4+294-4+301	condotta	7	0.5	0.04	0.08		0.08	0.11	2.41		0.22
4+301-4+621	scolo	320	0.5	0.04	0.08		0.08	0.12	1	0.88	
4+621-4+628	condotta	7	0.5	0.04	0.08		0.08	0.11	2.41		0.22
4+628-4+705	scolo	77	0.5	0.04	0.08		0.08	0.12	1	0.88	

Bacino L											
Tratto in dx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Q strada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
4+705-4+750	scolo	45	0.5	0.04	0.07	0.17	0.23	0.23	1.39	0.77	
4+750-5+100	condotta	350	0.5	0.04	0.07	0.17	0.23	0.19	3.34		0.39
5+100-5+200	scolo	100	0.5	0.04	0.07	0.17	0.23	0.23	1.39	0.77	

Tratto in dx	Sezione	Lunghezza (m)	Diametro/Fondo (m)	Pendenza	Q strada (m³/sec)	Qbacino di competenza (m³/s)	Qtot (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco min (m)	Riempimento
4+705-4+750	scolo	45	0.5	0.04	0.07		0.07	0.11	0.97	0.89	
4+750-5+020	condotta	270	0.5	0.04	0.07		0.07	0.10	2.35		0.21
5+020-5+200	scolo	180	0.5	0.04	0.07		0.07	0.11	0.97	0.89	