



# Comune di San Sperate

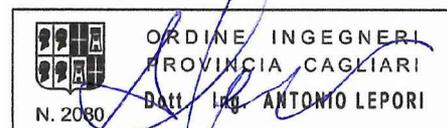
Variante al Piano Urbanistico Comunale  
per il cambio di destinazione urbanistica  
di un area attualmente in Zona E (agricola), in Zona G  
sita in località "Sa Nuscedda",  
distinta nel N.C.T. al foglio n. 20, mapp. n. 448  
nel Comune di San Sperate - Provincia di Cagliari

*elaborato :*

## Studio di compatibilità idraulica

*data :* ottobre 2017

*Ingegnere*



*Geologo*





## INDICE

1. Premessa	3
2. Ubicazione dell'area in esame	6
3. Analisi del quadro di riferimento programmatico	7
4. Quadro di riferimento progettuale	9
5. Analisi Idrologica	11
5.1 VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA	13
6. Invarianza idraulica	23
6.1 STIMA DELLA PORTATA METEORICA NETTA	26
6.2 STIMA DEL VOLUME DELLE ACQUE PIOVANE DA REGIMARE	27
6.3 MISURE COMPENSATIVE	29
7. Calcolo idraulico	30
7.1 CODICE DI CALCOLO HEC-RAS	32
7.2 COMPONENTI IDRAULICHE DELL'ANALISI	32
7.3 DETERMINAZIONE DELL'EQUAZIONE DEL MOTO IDRAULICO E CALCOLI IDRAULICI	33
7.4 DETERMINAZIONE DELLE PERDITE DI CARICO	35
7.5 DETERMINAZIONE DELLE PERDITE PER ATTRITO	35
7.6 DETERMINAZIONE DELLE PERDITE PER CONTRAZIONE ED ESPANSIONE	36
7.7 CREAZIONI DELLE SEZIONI INTERPOLATE	37
7.8 FORMAZIONI DI GIUNZIONI DI CANALI	37
7.9 PONTI ED ATTRAVERSAMENTI DI SEZIONI CHIUSE	38
7.10 DETERMINAZIONI DEL PROFILO DI MOTO PERMANENTE	39
8. Risultati del modello e conclusioni	40
9. Verifica del franco idraulico	41

## 1) Premessa

Nell'ambito del progetto inerente la variante al P.U.C. di San Sperate con la finalità di un cambio di destinazione urbanistica di un lotto di terreno da zona agricola "E" a zona servizi "G", è stato redatto il presente studio di compatibilità idraulica, a firma dei professionisti Dott. Ing. Antonio Lepori, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Cagliari al n. 2080, e Dott. Geol. Simone Orrù, iscritto all'Ordine dei Geologi della Sardegna al n. 572, al fine di verificare che l'intervento in progetto non elevi il livello di rischio idraulico e di garantire il principio dell'invarianza idraulica.

Lo studio è stato svolto in ottemperanza a quanto disposto dall'art. 8 comma 2 delle N.A. del P.A.I. *"Indirizzi per la pianificazione urbanistica e per l'uso di aree di costa"* e dall'art. 47 delle N.A. del P.A.I. *"Norme in materia di coordinamento tra il P.A.I. e il Piano di Gestione del rischio di alluvioni - Titolo V"*.

La norma richiamata stabilisce che: *"Indipendentemente dall'esistenza di aree perimetrate dal PAI, in sede di adozione di nuovi strumenti urbanistici anche di livello attuativo e di varianti generali agli strumenti urbanistici vigenti i Comuni - tenuto conto delle prescrizioni contenute nei piani urbanistici provinciali e nel piano paesistico regionale relativamente a difesa del suolo, assetto idrogeologico, riduzione della pericolosità e del rischio idrogeologico - assumono e valutano le indicazioni di appositi studi di compatibilità idraulica e geologica e geotecnica, predisposti in osservanza dei successivi articoli 24 e 25, riferiti a tutto il territorio comunale o alle sole aree interessate dagli atti proposti all'adozione. Le conseguenti valutazioni comunali, poste a corredo degli atti di piano costituiscono oggetto delle verifiche di coerenza di cui all'articolo 32 commi 3, 5, della legge regionale 22.4.2002, n. 7 (legge finanziaria 2002). Il presente comma trova applicazione anche nel caso di variazioni agli strumenti urbanistici conseguenti all'approvazione di progetti ai sensi del DPR 18.4.1994, n. 383, "Regolamento recante disciplina dei procedimenti di localizzazione delle opere di interesse statale"*.

Inoltre nell'art.47 della suddetta norma si stabilisce che *le trasformazioni dell'uso del suolo rispettino il principio dell'invarianza idraulica in base al quale le portate di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei recettori naturali o artificiali di valle non siano maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione*.

Nello specifico, verranno analizzate le possibili alterazioni dei regimi idraulici e della stabilità dei versanti collegate alle nuove previsioni di uso del territorio, con particolare riguardo ai progetti di insediamenti residenziali, produttivi, di servizi e di infrastrutture.

Lo studio di compatibilità idraulica, predisposto secondo i criteri di cui all'allegato E, avrà cura di dimostrare la coerenza con le previsioni e le norme del P.A.I., analizzare le relazioni tra le trasformazioni del territorio derivanti dalla realizzazione dell'intervento proposto e le condizioni dell'assetto idraulico e del dissesto idraulico attuale e potenziale dell'area interessata, anche studiando e quantificando le variazioni della permeabilità e della risposta idrologica della stessa area.

Come stabilito dall'allegato E delle N.T.A., la compatibilità idraulica dell'intervento proposto sarà verificata sia in funzione degli effetti dell'intervento sui livelli di pericolosità rilevati dal PAI sia in base agli effetti sull'ambiente tenendo conto dell'evoluzione della rete idrografica complessiva e del trasferimento della pericolosità da monte a valle.

In sintesi, lo studio di compatibilità idraulica avrà cura di dimostrare che l'intervento sottoposto all'approvazione è stato progettato rispettando il vincolo di non aumentare il livello di pericolosità e di rischio esistente, di non precludere la possibilità di eliminare o ridurre le condizioni di pericolosità e rischio, rispettando il principio dell'invarianza idraulica.

Nello studio di compatibilità idraulica saranno argomentati i seguenti aspetti:

- Analisi idrologica del bacino idrografico;
- Analisi idraulica dell'asta fluviale;
- Analisi dei processi erosivi in alveo e nelle aree di allagamento;
- Analisi dei processi erosivi e delle sollecitazioni dei manufatti.

La compatibilità idraulica dell'intervento proposto sarà verificata in funzione degli effetti dell'intervento sui livelli di pericolosità rilevati dal PAI e dal P.S.F.F. e valutata in base agli effetti sull'ambiente, tenendo conto dell'evoluzione della rete idrografica complessiva e del trasferimento della pericolosità da monte a valle.

Nella presente saranno determinate analiticamente le portate di piena dei corsi d'acqua, al fine di valutare con precisione l'effettiva capacità di smaltimento nelle sezioni interessate dall'intervento di edificazione.

Nell'ambito della redazione dello studio di compatibilità idraulica, l'analisi idrologica prevede la simulazione degli effetti di un'onda di piena con tempi di ritorno  $Tr = 50; 100; 200$  e 500 anni.

La valutazione delle portate di piena è stata condotta secondo i criteri delle Linee Guida del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) vigente e del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (P.S.F.F.), adottato con delibera del Comitato Istituzionale n.1 del 20.06.2013, in attuazione della Direttiva 2070/60/CE e dall'art. 6 comma 2 e comma 5 del D.Lgs 23 Febbraio 2010 n. 49, che prevedono che siano prioritariamente identificati i cosiddetti tronchi critici, ossia quei tratti di alveo che hanno presentato o presentano situazioni di insufficienza idraulica con conseguenti allagamenti in aree con significativa presenza di attività antropiche, ovvero che potrebbero provocare situazioni di pericolo a seguito di eventi meteorici estremi.

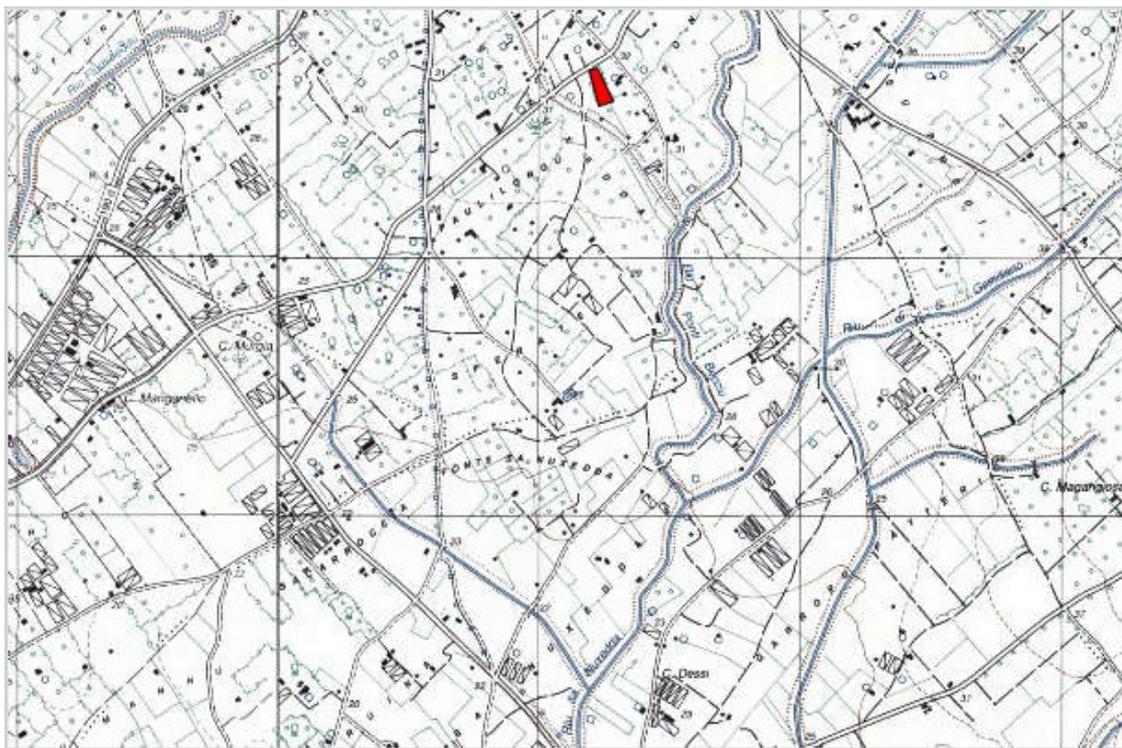
Le Linee Guida prevedono che le portate di piena da assumere nella generazione degli scenari di pericolosità siano quelle caratterizzate da tempi di ritorno 50, 100, 200 e 500 anni e che queste siano stimate mediante i metodi classici dell'idrologia, operando un'attenta scelta fra le diverse formulazioni possibili e una valutazione critica dei parametri adoperati.

In particolare, le norme pongono l'accento sulla possibilità di stimare le portate direttamente sulla base delle distribuzioni probabilistiche dei massimi annui (regionalizzate o locali) o tramite relazioni empiriche, oppure mediante un processo indiretto di trasformazione afflussi/deflussi, utilizzando principalmente la formula razionale.

Tutti i risultati delle stime ottenute applicando le diverse metodologie sono stati analizzati criticamente, sino ad operare delle scelte che hanno consentito di definire i valori di portata assunti per le verifiche idrauliche sugli alvei naturali.

Nel complesso saranno analizzate le possibili alterazioni dei regimi idraulici collegate alle nuove previsioni di uso del territorio, con particolare riguardo al progetto di insediamento residenziale proposto.

Da un'analisi morfologica si è rilevato che l'area in esame risulta prossima ad un canale del Consorzio di Bonifica della Sardegna Meridionale, probabilmente avente funzione di dreno di raccolta delle acque meteoriche zenitali della zona. Questo canale, rilevato lungo tutto il suo tratto, risulta a sezione trapezoidale, con sponde e fondo rivestiti in cls.



**Figura 1: Stralcio della carta topografica dell'I.G.M.I in scala 1:25.000 con ubicazione dell'area in esame**

La direzione di deflusso delle acque risulta circa orientata a NNW - SSE verso il Rio Ponti Becciu, che raccordandosi con il Rio S. Gemiliano dà luogo al Rio Sa Nuxedda, che attraversa il territorio comunale di Assemini per poi sfociare nello Stagno di Santa Gilla.

Per la stesura della presente relazione ci si è attenuti agli studi riportati sia nel Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) che nel Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (P.S.F.F.) adottato con Delibera del Comitato Istituzionale n.1 del 20.06.2013, che risulta essenziale per un confronto oggettivo sui parametri idrologici e idraulici dei corsi d'acqua sopraccitati.

Inoltre, si è tenuto conto delle prescrizioni contenute della Delibera del Comitato Istituzionale n.40/11 del 11.10.2012, "Modifica ed Integrazione dell'art.21, comma 2 lettera d. delle Norme di Attuazione del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) della Regione Sardegna, a seguito della "Analisi modellistica per la definizione del franco idraulico da utilizzare nella progettazione, realizzazione e manutenzione delle infrastrutture a rete o puntuali" condotta dal Dipartimento di Ingegneria del Territorio dell'Università degli Studi di Cagliari nell'ambito dell'accordo di collaborazione scientifica con la Direzione generale Agenzia Regionale del distretto Idrografico della Sardegna", che modificano sostanzialmente i contenuti dell'art. 21 comma 2 delle N.A. del P.A.I., ridefinendo quelli che sono i valori di franco idraulico.

La modifica della norma stabilisce che per i nuovi attraversamenti, dovrà garantirsi un franco sul livello della portata di progetto, per velocità medie della corrente inferiori a 8 m/s, pari a quanto indicato dall'analisi modellistica sul franco idraulico approvata dal Comitato istituzionale dell'Autorità di Bacino, corrispondente al massimo tra:

- 1)  $\frac{0,7v^2}{2g}$  dove v indica la velocità media della corrente;
- 2) un metro;
- 3)  $0,87 \cdot \sqrt{y} + \alpha \cdot y'$  dove **y** è la profondità media della corrente, **y'** è l'altezza della corrente areata ed **α** un coefficiente che varia linearmente tra 0 e 1 quando la velocità varia tra 5 m/s e 15 m/s, con le limitazioni che il valore  $0,87\sqrt{y}$  sarà assunto al massimo pari a 1,5 ed **y'** viene assunto pari a 2 metri o alla profondità media **y**, se questa risulta minore di 2.
- 4) Per velocità superiori a 8 m/s il franco sarà almeno pari all'intera altezza cinetica  $v^2/2g$ .

## 2) Ubicazione dell'area in esame

Il sito oggetto di intervento ricade nella frazione periferica del Comune di San Sperate e, più precisamente, lungo la S.P. n.5 che collega i Comuni di San Sperate e Decimomannu.

Relativamente l'ubicazione e alla caratterizzazione topografica si è fatto riferimento alla seguente cartografia:

- Foglio n. 557 "Cagliari", dell'I.G.M.I. (scala 1:50.000);
- Foglio n. 557, sez. IV "San Sperate", dell'I.G.M.I. (scala 1:25.000);
- Foglio n. 556, sez. 040 "Villasor", CTR (scala 1:10.000);

- Foglio n. 557, sez. 010 "Monastir", CTR (scala 1:10.000);
- Foglio n. 557, sez. 050 "Azienda Agricola Picciau", CTR (scala 1:10.000);
- Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) della Regione Sardegna
- Elaborati progettuali;
- Cartografia Catastale Comune di San Sperate in scala 1:2000;
- Ortofoto digitali georeferenziate;
- P.U.C del Comune di San Sperate
- Cartografia P.P.R.
- Piano Regionale delle attività estrattive (PRAE).
- Piano Forestale della Sardegna (P.F.R.S.)
- Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (P.S.F.F.)



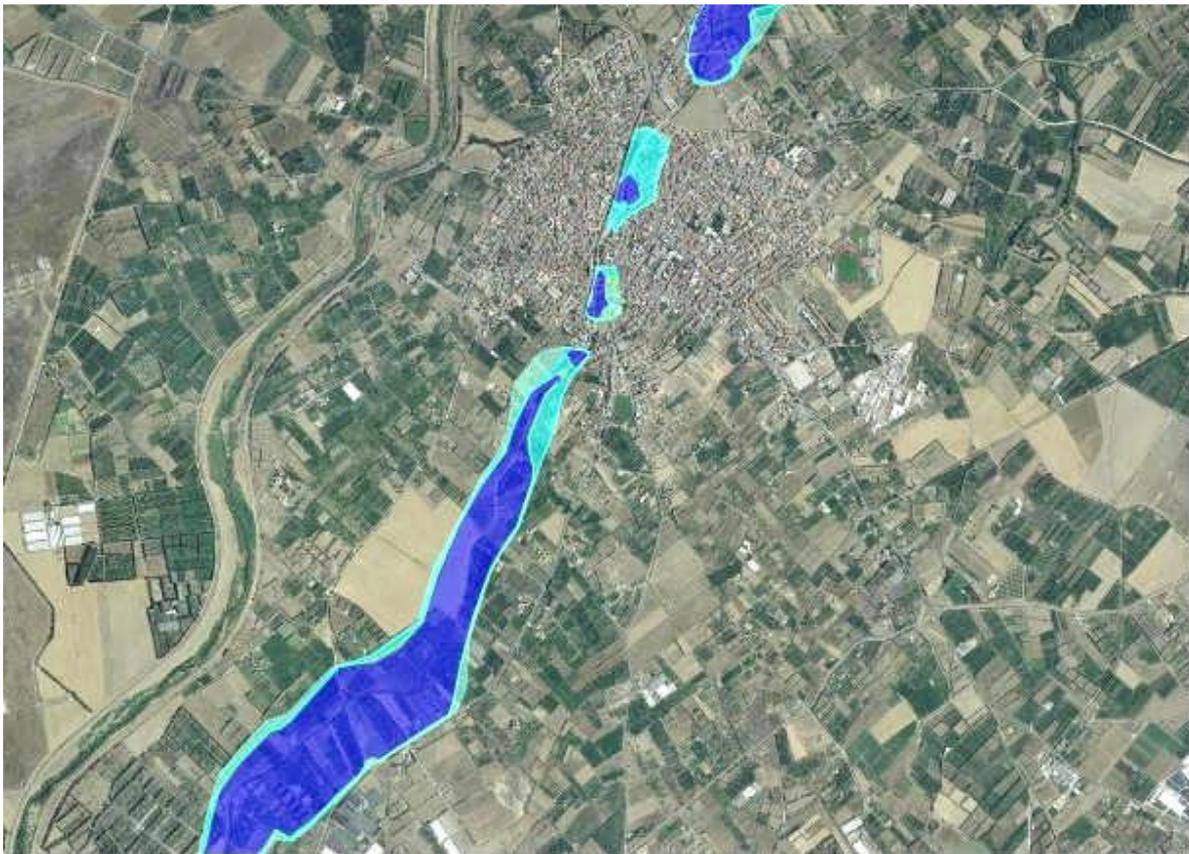
**Figura 2: Immagine satellitare in scala 1:25.000 con ubicazione dell'area in esame**

### **3) Analisi del quadro di riferimento programmatico**

L'area in esame attualmente non risulta inserita nell'ambito della perimetrazione definita dal Piano di Assetto Idrogeologico della regione Sardegna per quanto concerne la pericolosità ed il rischio Idraulico.

Il Comune di San Sperate è parte integrante del Bacino Idrografico del Flumendosa – Campidano- Cixerri, nel quale sono state rilevate una serie di criticità idrauliche riportate nella Carta delle Aree Inondabili B7Hi23/26 e, più di recente, nella Variante al Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) della Regione Sardegna, ai sensi dell'art. 37 comma 3 lettera b relativa alle zone esposte a rischio idraulico nel territorio comunale, approvata con D.P.G.R. n. 58 del 28.08.2009.

A tale riguardo, la scheda di Intervento B7cpTC110 "Scheda informativa per gli interventi connessi ai fenomeni alluvionali – Interventi di protezione idraulica nel Comune di San Sperate" stabilisce che il tronco critico in esame (sezione di controllo: codice B7cpTC110) si trova nel comune di San Sperate, ed è costituito dal tratto del Rio Flumineddu che attraversa il centro abitato.



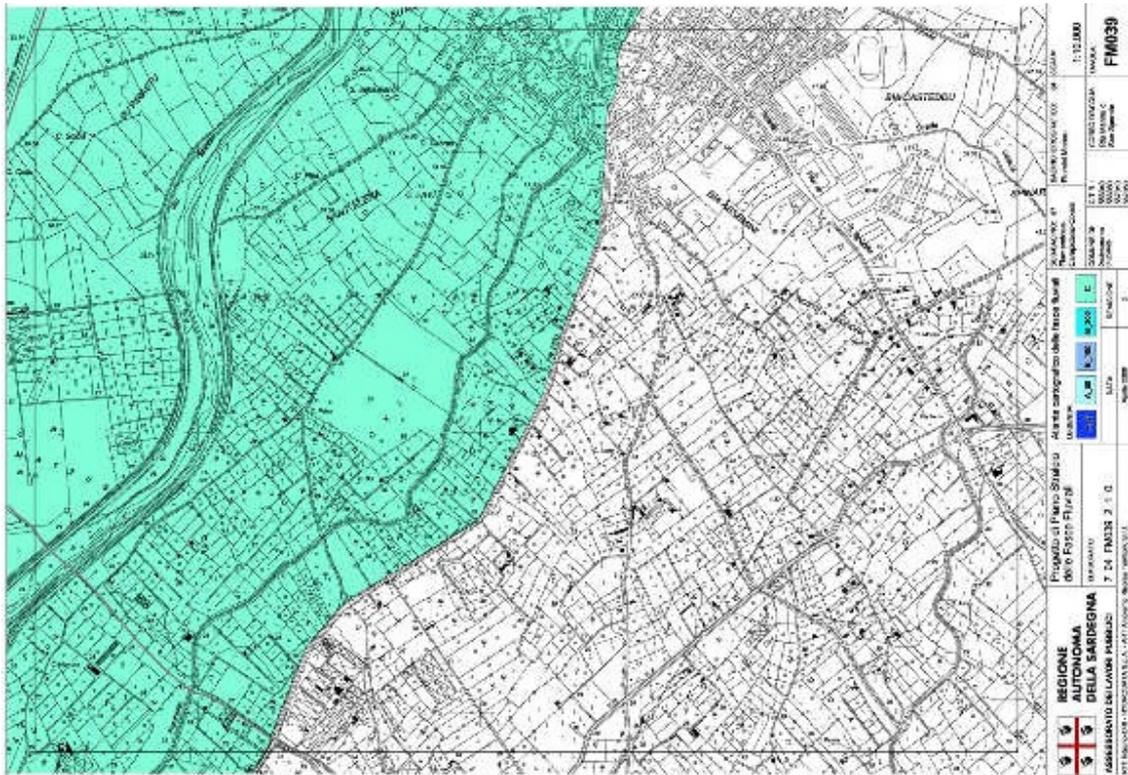
**Figura 3: Estratto della cartografia del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) della Regione Sardegna con ubicazione dell'area in esame**

Come si evince dall'estratto cartografico, nel territorio comunale di San Sperate sono state individuate delle aree adiacenti al corso d'acqua del Rio Flumineddu aventi una pericolosità idraulica da media (**Hi1**) a molto elevata (**Hi4**).

Sulla base di tale perimetrazione, occorre pertanto analizzare preliminarmente l'andamento topografico dei terreni e verificare se le quote presenti nel sito d'intervento risultano in qualche modo compatibili con gli eventi di piena che caratterizzano il Rio Flumineddu.

Successivamente, occorrerà valutare in condizione ex-ante ed ex-post gli effetti della simulazione di un evento di piena con tempi di ritorno  $Tr = 50; 100; 200$  e  $500$  anni, tenendo conto della dinamica degli eventi meteorici più estremi che hanno caratterizzato tutto l'Hinterland Cagliariitano degli ultimi anni.

Per quanto riguarda il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (P.S.F.F.), l'area d'intervento, così come rappresentata nella tavola FM039 (Atlante cartografico delle Fasce Fluviali) **risulta esterna** alla "Fascia Geomorfologica C", definibile come quell'area caratterizzata da eventi di piena con Tempi di ritorno  $Tr=500$  Anni a pericolosità idraulica media (**Hi1**).



**Figura 4: Estratto della cartografia del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (P.S.F.F.) con ubicazione dell'area in esame**

#### **4) Quadro di riferimento progettuale**

Nell'ambito dello sviluppo del quadro progettuale, si evince che la superficie totale del lotto è pari a  $6440,08 \text{ m}^2$  e attualmente risulta inserita nell'attuale Piano Urbanistico Comunale in zona "E" agricola. Catastralmente l'area è distinta nel Catasto Terreni al Foglio n.20 mappale n. 448.

L'area in progetto avrà come destinazione urbanistica "G" e più specificatamente "G15" con i seguenti parametri di zona:

- Cessione aree per servizi (area parcheggi):  $588,06 \text{ m}^2$ ;
- Viabilità:  $85,35 \text{ m}^2$ ;
- Superficie in zona G15:  $5766,68 \text{ m}^2$ ;

Nel contesto urbanistico e progettuale, si ritiene specificare come il cambio di destinazione urbanistica dell'area sia finalizzato alla presentazione di un progetto per la realizzazione di una struttura idonea ad accogliere anziani non autosufficienti con esiti di patologie fisiche, psichiche, sensoriali o miste, stabilizzate, non curabili a domicilio, nonché una struttura per accogliere minori e/o adolescenti, persone con disabilità o disturbo mentale che richiedono interventi a bassa intensità sanitaria, educativa e relazionale, minori ed adulti con problematiche affettive.



**Figura 5: Rappresentazione planimetrica degli interventi previsti in progetto**

Come si evince dalla planimetria sopra riportata, la struttura sarà costituita da 2 nuovi corpi di fabbrica, inseriti all'interno di un contesto che prevede la viabilità interna e zone a verde per attività ludico – ricreative.

Complessivamente gli edifici avranno le seguenti destinazioni:

**CORPO 1:** Comunità integrata per anziani destinata ad accogliere complessivamente n.60 posti letto, di cui n.6 gestiti autonomamente dall'amministrazione comunale all'interno di un locale

autonomo. L'edificio avrà uno sviluppo complessivo di 2 piani fuori terra e altezza massima pari a 6,30 m dal p.d.c,

**CORPO 2:** Casa Famiglia, come punto di riferimento per la ricostruzione di rapporti affettivi parentali di carenza o disgregazione del nucleo familiare naturale. Si svilupperà su n. 2 piani fuori terra con altezza massima pari a 6,30 m dal p.d.c,

## 5) Analisi Idrologica

Nell'ambito dell'analisi idrologica dell'area d'intervento è stato opportuno segnalare la presenza di un compluvio, distante circa 70 metri dall'area d'intervento, ove è presente un canale di dreno del Consorzio di Bonifica della Sardegna Meridionale a sezione trapezoidale in calcestruzzo.



**Figura 6: Canale di dreno del consorzio di bonifica della Sardegna meridionale**

Il bacino idrografico è stato tracciato individuando tutti i compluvi afferenti il canale oggetto di studio e delineando i limiti fisici corrispondenti la sezione di chiusura e gli spartiacque. L'operazione è stata sviluppata adoperando il supporto informatico G.I.S e in dettaglio adoperando il modello digitale del terreno (DTM) a 1 metro.



**Figura 7: Rappresentazione planimetrica dell'area di bacino afferente al canale di dreno**

Lo studio dettagliato dell'orografia dell'area d'intervento ha evidenziato una morfologia complanare con differenze di quote minime nei punti di pertinenza del bacino. Sempre attraverso il supporto G.I.S. sono state valutate le grandezze principali del bacino di riferimento.

**Tabella 1: Dati bacino idrografico canale CBSM**

<b>DATI BACINO</b>	<b>CODICE</b>	<b>U.M.</b>	<b>VALORE</b>
AREA BACINO	$A_b$	km <sup>2</sup>	2.57
LUNGHEZZA ASTA PRINCIPALE	$L$	km	2.90
PENDENZA MEDIA ASTA PRINCIPALE	$i_m$	-	0.007
QUOTA DELLA SEZIONE di CHIUSURA	$H_0$	m s.l.m.	28.30
QUOTA MEDIA DEL BACINO	$H_m$	m s.l.m.	39.00
QUOTA MASSIMA DEL BACINO	$H_{max}$	m s.l.m.	49.40

## 5.1 VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA

La valutazione delle portate di piena è stata condotta secondo i criteri riportati nelle Linee Guida del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) della Regione Sardegna e del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (P.S.F.F.). Queste prevedono che siano prioritariamente identificati i tronchi critici, ovvero i tratti di canale che hanno manifestato situazioni di insufficienza idraulica con conseguenti allagamenti delle aree adibite ad attività antropiche, provocando possibili situazioni di pericolo in occasione di eventi meteorici estremi.

Le Linee Guida prevedono che le portate di piena da assumere nella generazione degli scenari di pericolosità siano quelle caratterizzate da tempi di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni e che esse siano stimate mediante i metodi classici dell'idrologia, operando una scelta razionale le diverse formulazioni possibili e una valutazione critica dei parametri utilizzati. In particolare, le Linee Guida pongono l'accento sulla possibilità di stimare le portate direttamente sulla base delle distribuzioni probabilistiche dei massimi annui (regionalizzate o locali) o per mezzo di relazioni empiriche, oppure mediante un processo indiretto di trasformazione afflussi/deflussi basata, principalmente, sulla così detta formula razionale.

La valutazione della portata al colmo  $Q_T$  per un dato tempo di ritorno  $T$ , cioè tempo che mediamente intercorre fra due osservazioni di portata massima per cui  $Q \geq Q_T$ , può essere valutata adoperando diverse metodologie che si differenziano tra loro in relazione alla qualità e alla quantità delle informazioni idrologiche disponibili. Nel contesto di riferimento, a causa delle poche informazioni relative ai dati storici di massimi eventi osservati, si è ritenuto opportuno e cautelativo valutare le portate di piena adoperando il Metodo Razionale.

### METODO RAZIONALE

Il metodo razionale (detto anche metodo cinematico o della corrivazione) è un metodo per la stima della portata al colmo  $Q_c$ . La metodologia parte dall'ipotesi che le portate con il tempo di ritorno  $T$  siano originate da eventi meteorici caratterizzati dallo stesso tempo di ritorno  $T$ . Di conseguenza, la portata aumenta sino ad un tempo di pioggia  $t_p$  pari al tempo di corrivazione  $t_c$ , ossia all'istante in cui l'area di tutto il bacino contribuisce al deflusso.

Pertanto, la portata di piena, espressa in  $m^3/s$  per un dato tempo di ritorno  $T$ , è data dalla seguente relazione:

$$Q = \frac{\phi \cdot ARF \cdot A_b \cdot H(T_c)}{3,6 \cdot T_c}$$

dove:

- $\Phi$ : è il coefficiente di deflusso rappresentante l'aliquota di precipitazione che scorre in superficie in occasione della piena;

- ARF: (Areal Reduction Factor - Coefficiente di Riduzione Areale), è il coefficiente di ragguaglio areale delle piogge che esprime il rapporto tra l'altezza di pioggia media su tutto il bacino e l'altezza di pioggia in un punto al suo interno, valutati a parità di durata e di tempo di ritorno;
- $A_b$ : è la superficie del bacino, espressa in km<sup>2</sup>;
- $T_c$  è il tempo di corrivazione, espresso in ore;
- H è l'altezza di precipitazione, espressa in mm, che cade in un punto del bacino in una durata pari a  $T_c$  per un assegnato tempo di ritorno.
- 3.6 è un fattore di conversione delle unità di misura che permette di ottenere la portata in m<sup>3</sup>/s.

#### **VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO**

Il tempo di corrivazione di un bacino ( $T_c$ ) è il tempo impiegato da una goccia di pioggia che cade nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura del bacino considerato. Pertanto è il massimo tempo di corrivazione tra tutti i punti del bacino idrografico.

Per la valutazione del tempo di corrivazione sono adoperate le seguenti relazioni empiriche:

1) Formula di Viparelli: 
$$T_c = \frac{L}{3,6 \cdot v}$$

dove:

- L è la lunghezza dell'asta principale, espressa in km;
- 3.6 è un fattore di conversione delle unità di misura che permette di ottenere la portata in m<sup>3</sup>/s.
- v è una velocità media di scorrimento che in genere si può ritenere pari a 1÷1.5 m/s

2) Formula di Giandotti: 
$$T_c = \frac{(1,5 \cdot L + 4 \cdot \sqrt{A_b})}{0,8 \cdot \sqrt{H_m - H_0}}$$

dove:

- S è la superficie del bacino, espressa in km<sup>2</sup>;
- L è la lunghezza dell'asta principale, espressa in km;
- $H_m$  è la quota media del bacino, espressa in m s.l.m.;
- $H_0$  è la quota della sezione di chiusura, espressa in m s.l.m.

3) Formula di Ventura: 
$$T_c = \frac{0,127 \sqrt{A_b}}{\sqrt{i_m}}$$

dove:

- $A_b$  è la superficie del bacino, espressa in km<sup>2</sup>;
- $i_m$  è la pendenza media dell'asta principale

4) Formula di Pasini: 
$$T_c = \frac{0,108 \cdot \sqrt[3]{A_b \cdot L}}{\sqrt{i_m}}$$

dove:

- $A_b$  è la superficie del bacino, espressa in km<sup>2</sup>;
- $L$  è la lunghezza dell'asta principale, espressa in km;
- $i_m$  è la pendenza media dell'asta principale.

Vista l'empiricità delle formule, testimoniata anche dalla eterogeneità del valore dei tempi di corrivazione, nel caso in esame risulta cautelativo assumere il valore più piccolo tra quelli stimati con le formule sopra espote.

**Tabella 2: Tempi di corrivazione bacino canale CBSM**

<b>METODO DI CALCOLO</b>	<b>U.M.</b>	<b>T<sub>c</sub></b>
<i>FORMULA DI VIPARELLI</i>	<i>ore</i>	<i>0.54</i>
<i>FORMULA DI GIANDOTTI</i>	<i>ore</i>	<i>4.11</i>
<i>FORMULA DI VENTURA</i>	<i>ore</i>	<i>2.43</i>
<i>FORMULA DI PASINI</i>	<i>ore</i>	<i>2.52</i>
<i>FORMULA VAPI-SARDEGNA</i>	<i>ore</i>	<i>3.19</i>

Pertanto, per il calcolo della portata di piena è stato adottato il tempo di corrivazione ottenuto mediante la formula di Viparelli.

#### **VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE ARF**

La stima del coefficiente di ragguaglio "ARF" delle piogge dell'area, legato alla durata della precipitazione e alla superficie del bacino, può essere espressa mediante l'utilizzo delle Formule di Wallingford:

$$ARF = 1 - \left(0,0394 \cdot A_b^{0,354}\right) \cdot T_c^{(-0,40+0,0208 \cdot \ln(4,6 - \ln A_b))} \quad \text{per } A_b < 20 \text{ km}^2$$

$$ARF = 1 - \left(0,0394 \cdot A_b^{0,354}\right) \cdot T_c^{(-0,40+0,003832 \cdot (4,6 - \ln A_b))} \quad \text{per } A_b > 20 \text{ km}^2$$

dove:

- $A_b$  è la superficie del bacino, espressa in km<sup>2</sup>;
- $T_c$  è il tempo di corrivazione, espresso in ore.

Il coefficiente ARF per caso in esame è stato calcolato ed è risultato prossimo all'unità: pertanto, poiché il bacino sotteso evidenzia delle dimensioni ridotte, in fase computazionale è stato assunto pari a uno.

## VALUTAZIONE DELL'ALTEZZA DI PIOGGIA – CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA PER LA SARDEGNA TCEV

La stima dell'altezza di pioggia per i vari tempi di ritorno T è stata fatta adoperando la curva di possibilità pluviometrica basata sulla distribuzione probabilistica TCEV (Two Components Extreme Values), in cui la probabilità di non superamento è data dall'unione di due distribuzioni esponenziali.

In questa trattazione si è riscontrata l'impossibilità di adottare, per tempi di ritorno superiori ai 10 anni, un unico tipo di funzione monomia; si è invece reso necessario separare la casistica in due tipologie di eventi: piogge di durata inferiore a un'ora e piogge di durata superiore a un'ora.

L'altezza di pioggia giornaliera  $h_T(\tau)$ , con assegnato tempo di ritorno T espresso in anni e durata  $\tau$ , è data dalla seguente relazione:

$$h_T(\tau) = \mu_g(\tau) \cdot K_T(\tau)$$

dove:

- $\mu_g(\tau)$  (pioggia indice giornaliera) è la media dei massimi annui di precipitazione giornaliera, rilevabile nella carta delle isoiete dell'altezza di pioggia indice giornaliera in Sardegna riportata in Figura 9;
- $K_T(\tau)$  è il coefficiente (adimensionale) di crescita espresso in funzione del tempo di ritorno T.

La pioggia indice  $\mu(\tau)$  di durata  $\tau$  (ovvero la media dei massimi annui delle piogge di durata  $\tau$ ) può essere espressa in forma monomia:

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

dove i coefficienti  $a_1$  e  $n_1$  si possono determinare in funzione della pioggia indice giornaliera  $\mu_g$  con  $\mu_g$  dipendente dalla posizione geografica del bacino.

- $a_1 = \frac{\mu_g}{(0,886 \cdot 24^{n_1})}$ ;
- $n_1 = -0,493 + 0,476 \cdot \log \mu_g$

L'altezza di pioggia  $h_T(\tau)$  di durata  $\tau$  con assegnato tempo di ritorno T in anni si ottiene moltiplicando la pioggia indice  $\mu(\tau)$  per un coefficiente di crescita  $K_T(\tau) = a_2 \tau^{n_2}$ .

$$h_T(\tau) = \mu(\tau) \cdot K_T(\tau) = (a_1 \cdot a_2) \cdot \tau^{(n_1+n_2)}$$

I coefficienti  $a_2$  e  $n_2$  sono funzione della posizione geografica del bacino in cui ricade l'intervento (Figura 8) e si determinano adoperando le relazioni riportate in seguito per differenti Tempi di ritorno (T) e durata di pioggia ( $\tau$ ) che è ipotizzata pari al tempo di corrivazione del bacino ( $\tau = T_c$ ).

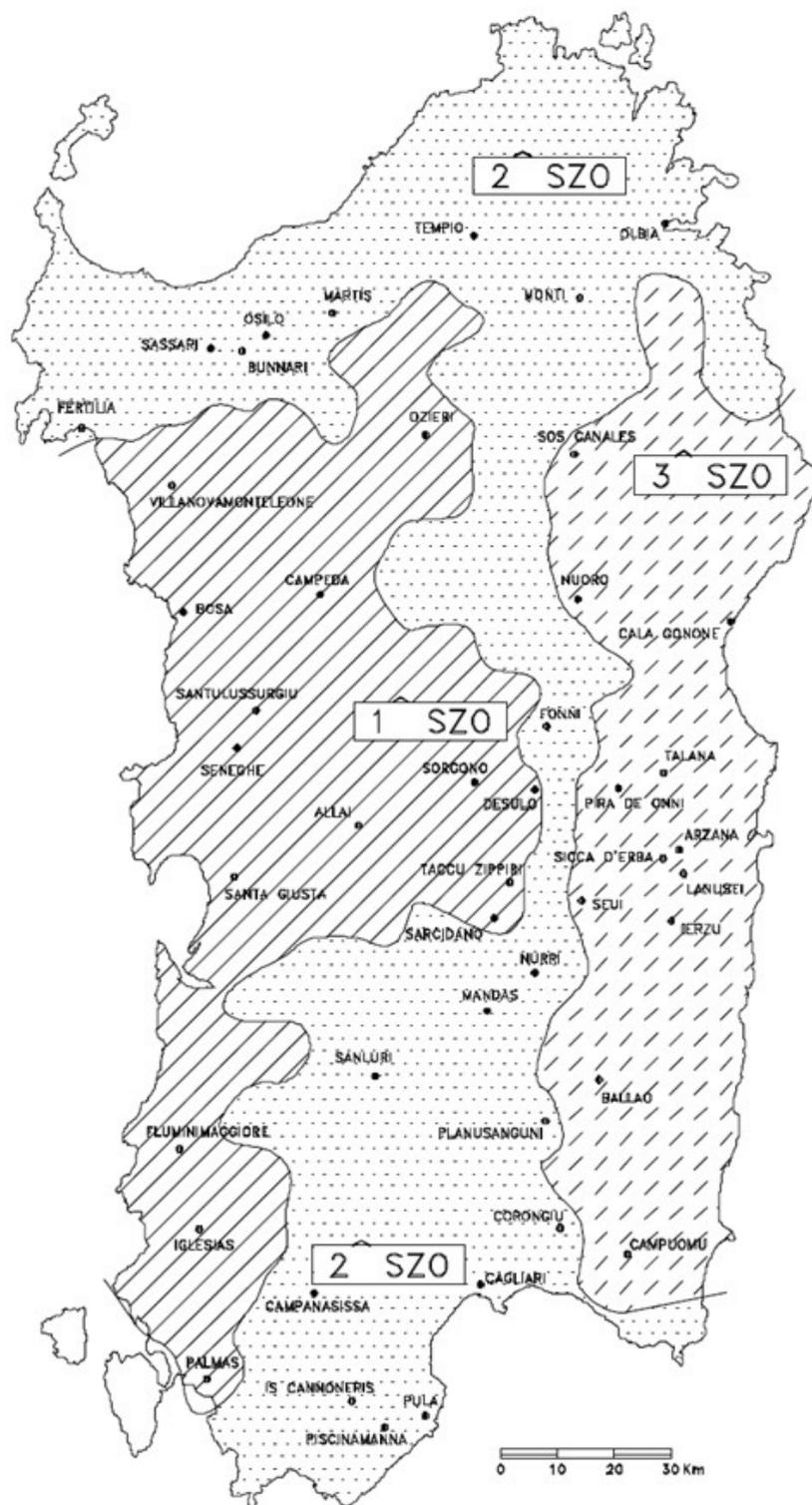


Figura 8: Carta delle sottozone omogenee (SZO)

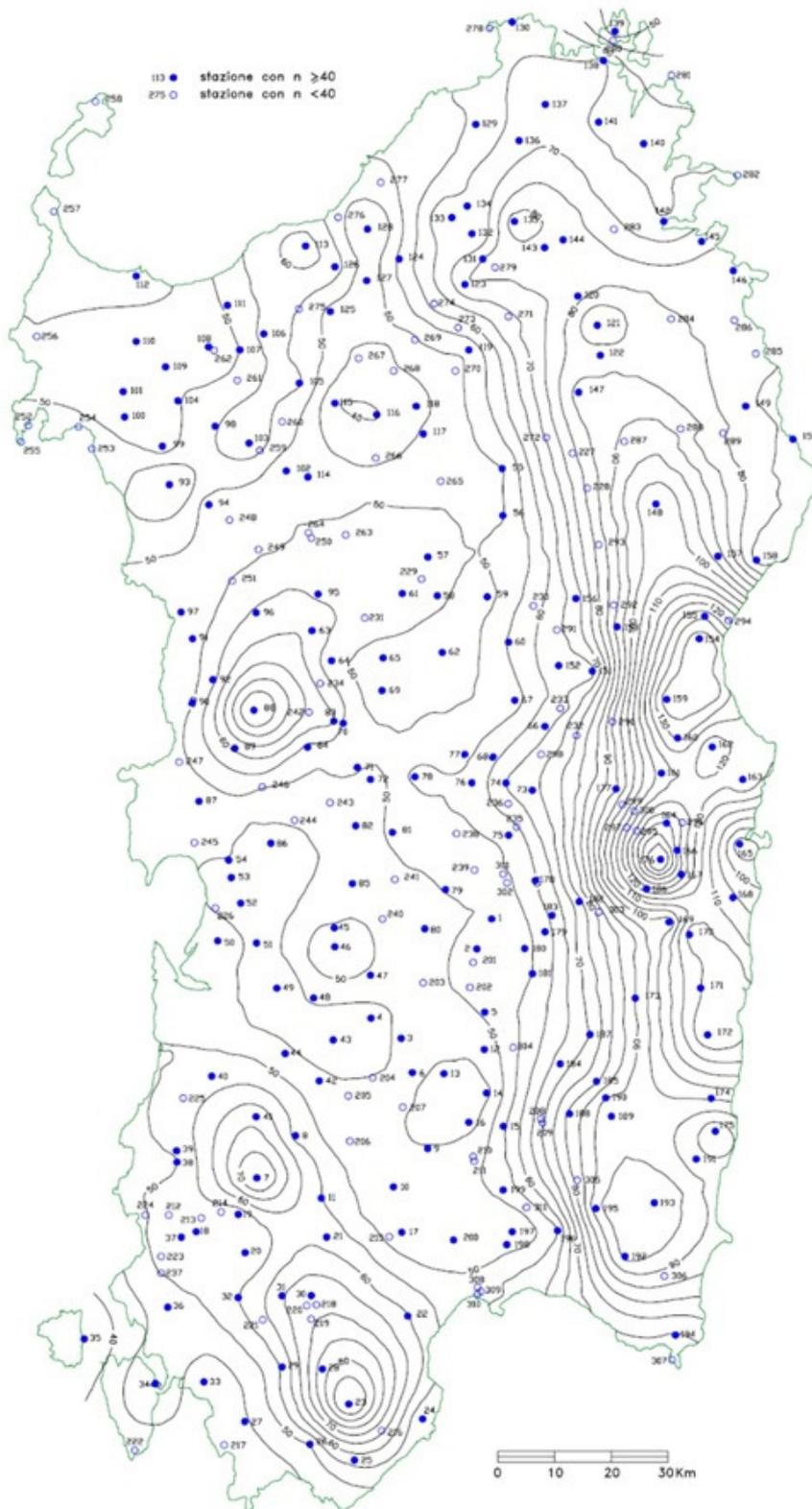


Figura 9: Carta delle isoiete - Pioviggia indice giornaliera

**COEFFICIENTI  $a_2$  ED  $n_2$  PER TEMPI DI RITORNO  $T \leq 10$  ANNI.**

$$SZO 1 \quad a_2 = 0,66129 + 0,85935 \cdot \text{Log}T \quad n_2 = -1,8438 \cdot 10^{-4} - 1,5339 \cdot 10^{-2} \cdot \text{Log}T$$

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

$$SZO 3 \quad a_2 = 0,62235 + 0,95656 \cdot \text{Log}T \quad n_2 = -2,4882 \cdot 10^{-2} + 4,5884 \cdot 10^{-2} \cdot \text{Log}T$$

**COEFFICIENTI  $a_2$  ED  $n_2$  PER TEMPI DI RITORNO  $T > 10$  ANNI E DURATA DI PIOGGIA  $\tau \leq 1$  ORA**

$$SZO 1 \quad a_2 = 0,46420 + 1,0376 \cdot \text{Log}T \\ n_2 = -0,18448 + 0,22960 \cdot \text{Log}T - 3,3216 \cdot 10^{-2} (\text{Log}T)^2$$

$$SZO 2 \quad a_2 = 0,43797 + 1,0890 \cdot \text{Log}T \\ n_2 = -0,18722 + 0,24862 \cdot \text{Log}T - 3,6305 \cdot 10^{-2} (\text{Log}T)^2$$

$$SZO 3 \quad a_2 = 0,40926 + 1,1441 \cdot \text{Log}T \\ n_2 = -0,19060 + 0,264438 \cdot \text{Log}T - 3,8969 \cdot 10^{-2} (\text{Log}T)^2$$

**COEFFICIENTI  $a_2$  ED  $n_2$  PER TEMPI DI RITORNO  $T > 10$  ANNI E DURATA DI PIOGGIA  $\tau > 1$  ORA**

$$SZO 1 \quad a_2 = 0,46420 + 1,0376 \cdot \text{Log}T \\ n_2 = -1,0469 \cdot 10^{-2} - 7,8505 \cdot 10^{-3} \cdot \text{Log}T$$

$$SZO 2 \quad a_2 = 0,43797 + 1,0890 \cdot \text{Log}T \\ n_2 = -6,3887 \cdot 10^{-3} - 4,5420 \cdot 10^{-3} \cdot \text{Log}T$$

$$SZO 3 \quad a_2 = 0,40926 + 1,1441 \cdot \text{Log}T \\ n_2 = 1,4929 \cdot 10^{-2} + 7,1973 \cdot 10^{-3} \cdot \text{Log}T$$

**VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO  $\Phi$** 

Per una corretta applicazione del metodo razionale richiede particolare attenzione la valutazione del coefficiente di deflusso  $\phi$ . Questo è definito come rapporto tra le altezze di deflusso e di afflusso cumulate in un certo intervallo e ragguagliate all'area del bacino.

E' funzione dalla copertura vegetale, dalle caratteristiche del suolo e dalle relative condizioni iniziali di umidità diverse, in generale, da evento a evento.

I coefficienti  $\phi$  sono stati stimati col metodo del Curve Number (CN) secondo cui vale:

$$\phi = \frac{(H - 0,2 \cdot S)^2}{H \cdot (H + 0,8 \cdot S)} \quad \text{con } S = 254 \cdot \left( \frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Il valore di CN è legato alle caratteristiche del terreno e della copertura vegetale. L'applicazione di questo metodo presuppone, oltre la conoscenza della precipitazione totale H ai vari tempi di ritorno T, la stima del massimo invaso S del suolo in mm che, teoricamente, può assumere tutti i valori positivi compresi tra 0 (superficie perfettamente impermeabile) a infinito (nessuna formazione di deflusso superficiale).

La valutazione di S, presuppone la stima del parametro CN (Curve Number), che assume valori compresi tra 100 e 0. Il CN rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso e si stima, sulla base dei valori riportati nella Figura 10, in relazione alle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale presenti nel bacino.

USO DEL SUOLO	TIPO DI DRENAGGIO	CONDIZIONI IDROLOGICHE	TIPO DI TERRENO			
			A	B	C	D
<i>Terreno Residenziale</i>						
Zone urbane	85% impermeabile	qualsiasi	89	92	94	95
Zone industriali	72% impermeabile	" "	81	88	91	93
Casa a schiera	65% impermeabile	" "	77	85	90	92
Ville isolate	25% impermeabile	" "	54	70	80	85
Parcheggi	100% impermeabile	" "	98	98	98	98
Parchi	75% a verde	" "	39	71	74	80
Strade pavimentate	Con canalette e fognature	" "	98	98	98	98
Strade in asfalto	"	"	76	85	89	91
Strade ghiaiate	"	"	72	82	87	89
<i>Terreno Agricolo</i>						
Prato stabile	"	qualsiasi	77	80	81	84
Seminativo	Solchi a ritocchino	Cattive	65	76	84	88
Seminativo	Solchi a ritocchino	Buone	63	75	83	87
Seminativo	Solchi a traversochino	Cattive	63	74	82	85
Seminativo	Solchi a traversochino	Buone	61	72	81	84
Seminativo	Il terreno	Cattive	61	72	79	82
Seminativo	Il terreno	Buone	59	70	78	81
Pascolo	"	Cattive	58	70	78	80
Pascolo	"	Buone	49	62	70	75
Pascolo	"	Buone	59	71	78	80
Arido	"	qualsiasi	50	68	71	74
Terreno boschivo	"	Cattive	43	66	77	83
Terreno boschivo	"	Buone	36	60	73	79
Terreno boschivo	"	Buone	25	53	60	67

Figura 10: Valori del parametro CN per diverse combinazioni di suolo e di copertura (SCS, 1985)

La stima del CN presuppone inizialmente la determinazione del gruppo idrologico di ciascun suolo ricadente nel bacino e, all'interno di ciascun gruppo, l'individuazione di aree omogenee per destinazione d'uso, sistemazione e condizione idrica. A ciascuna area omogenea, di nota superficie,

viene attribuito l'appropriato CN; il valore di CN dell'intero bacino si ottiene come media pesata, con peso la superficie, dei valori stimati per le singole aree omogenee.

Gruppo	TIPO DI TERRENO
A	Suolo con alta capacità di infiltrazione, anche se già bagnato. Principalmente sabbia e ghiaia, con strati profondi e ben drenati.
B	Suolo con moderata capacità di infiltrazione, allorché risultano bagnati. Moderato drenaggio profondo. Tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana.
C	Suolo con piccola capacità di infiltrazione, allorché risultano bagnati. Solitamente presentano uno strato che impedisce il drenaggio verticale o possiedono una tessitura da moderatamente fine a fine.
D	Suolo con molto piccola capacità di infiltrazione. Principalmente argille con alto potenziale di rigonfiamento; suoli con livello di falda alto e permanente; suoli con strati argillosi in superficie; suoli poco profondi su strati impermeabili o semi-impermeabili.

**Figura 11: Gruppi di suolo in funzione della capacità di infiltrazione**

Nel caso in esame il parametro CN è stato calcolato adoperando il supporto G.I.S, considerando puntualmente tutte le caratteristiche dei suoli ricadenti nel bacino idrografico studiato. Il valore di CN(II) ricavato è pari a 67.23, questo stato corretto in via cautelativa, valutando il CN(III) attraverso la seguente relazione:

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + (0,13 \cdot CN(II))}$$

di conseguenza il valore di CN adoperato per la stima dei coefficienti di deflusso è stato assunto pari a 82.51.

### PORTATE DI PIENA

In Tabella 3 sono riportate le grandezze principali del bacino in esame, adoperate per i calcoli idrologici.

**Tabella 3: Caratteristiche bacino – tabella riassuntiva**

<b>BACINO CANALE CSBM</b>			
AREA BACINO	$A_b$	km <sup>2</sup>	2.570
LUNGHEZZA ASTA PRINCIPALE	$L$	km	2.90
PENDENZA ASTA PRINCIPALE	$i_m$	-	0.007
QUOTA DELLA SEZIONE di CHIUSURA	$z_0$	m s.l.m.	28.30
QUOTA MEDIA DEL BACINO	$z_m$	m s.l.m.	39.00
QUOTA MASSIMA DEL BACINO	$z_{max}$	m s.l.m.	49.40
TEMPO DI CORRIVAZIONE ADOTTATO	$T_C$	ore	0.54
AREAL REDUCTION FACTOR	ARF	-	1
SOTTOZONA OMOGENEA	SZO	-	2
PIOGGIA INDICE GIORNALIERA	$\mu_g$	mm	50.00
CURVE NUMBER	CN(III)	-	82.51
STIMA DEL MASSIMO INVASO DEL SUOLO	$S$	mm	53.83
ALTEZZA RAGGUAGLIATA PERDITE INIZIALI	$l_a$	mm	10.77

Nella Tabella 4 sono riportati i valori delle portate di piena espressi in m<sup>3</sup>/s per tempi di ritorno di 50,100, 200 e 500 anni come richiesto dalle linee guida del P.A.I.

**Tabella 4: Portate di piena**

<b>PORTATE DI PIENA [m<sup>3</sup>/s] - BACINO CANALE CSBM</b>				
METODO	TEMPO DI RITORNO [ANNI]			
	50	100	200	500
METODO RAZIONALE (CINEMATICO)	10.63	13.80	17.21	22.10

## 6) Invarianza idraulica

Dal punto di vista idrologico uno dei maggiori effetti delle trasformazioni urbanistiche è caratterizzato dall'aumento dell'impermeabilizzazione dei suoli e la contestuale diminuzione complessiva dei volumi dei piccoli invasi, ovvero di tutti i volumi che le precipitazioni devono riempire prima della formazione dei deflussi.

I piccoli invasi in terreni "naturali" sono costituiti dalle irregolarità della superficie e da tutti gli spazi delimitati da ostacoli casuali che generano l'accumulo dell'acqua. Sotto determinate condizioni la presenza stessa di un battente d'acqua sulla superficie (dell'ordine di pochi mm o cm) durante il deflusso costituisce un invaso che può avere effetti non trascurabili dal punto di vista idrologico.

Nelle trasformazioni urbanistiche, l'impermeabilizzazione delle superfici e la loro regolarizzazione (livellazione) contribuiscono in modo determinante all'incremento del coefficiente di afflusso (cioè la percentuale di pioggia netta che contribuisce al deflusso superficiale), all'aumento conseguente del coefficiente udometrico (la portata per unità di superficie drenata) delle aree trasformate e alla diminuzione del tempo di corrivazione delle acque che cadono sulle aree impermeabilizzate e quindi all'aumento delle portate di picco.

Tali incrementi di portate e velocità dei deflussi superficiali comportano ripercussioni con possibili effetti sul reticolo idrografico superficiale.

In particolare si può osservare che, ad esempio, la sola regolarizzazione della morfologia dei suoli determina una riduzione di quei volumi naturali (piccole depressioni e/o spazi naturali) che consentono l'accumulo temporaneo di acqua e quindi una sorta di laminazione "naturale" della portata di piena.

Da ciò deriva l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica secondo il quale la portata al colmo di piena risultante dal drenaggio di un'area deve essere costante prima e dopo la trasformazione dell'uso del suolo in quell'area. Il principio dell'invarianza idraulica ha come obiettivo quello di favorire e mantenere il più possibile le condizioni di equilibrio del reticolo, attraverso la messa in opera di "misure compensative". Tali misure sono attuabili mediante la predisposizione di volumi e/o spazi di stoccaggio temporaneo dei deflussi, di infiltrazione al suolo, ecc., che compensino, mediante un'azione laminante, l'accelerazione dei deflussi e la riduzione della velocità di infiltrazione al suolo, ritardando l'immissione nel corpo ricettore e l'effettiva invarianza del picco di piena.

Come si evince dalla Figura 8, l'area in esame, facente parte del di San Sperate, rientra nella sottozona 2 (**SZO 2**) nella carta delle sottozone omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna. Risolvendo le relazioni precedenti si ottengono le altezze di precipitazione più probabili in funzione della durata  $\tau$  e del tempo di ritorno  $T_r$  dell'evento considerato. Le altezze critiche di pioggia sono state considerate per tempi di ritorno di 10, 30, 50, 100, 200 anni e considerando precipitazioni di

durata oraria pari a 1/2h, 1h, 3h, 6h, 12h, 24h, assumendo il dato inerente al tempo di ritorno  $T_r = 50$  anni.

**Tabella 5: Altezze critiche in mm per eventi di durata  $\tau$  e tempo di ritorno  $T_r$**

$T_r$ (anni)		$\tau = 1/2h$	$\tau = 1h$	$\tau = 3h$	$\tau = 6h$	$\tau = 12h$	$\tau = 24h$
10	$h_{max}$ (mm)	25,75	31,94	44,94	55,75	69,15	85,77
30		31,73	42,35	59,05	72,83	89,82	110,79
50		34,75	47,35	65,94	81,28	100,18	123,47
100		38,79	54,13	75,28	92,69	114,14	140,54
200		42,82	60,91	84,59	104,06	128,01	157,47

I valori dei coefficienti deflusso  $\phi$  reperibili in letteratura e normalmente adottati per il calcolo dell'invarianza idraulica sono i seguenti:

**Tabella 6: Coefficienti di deflusso in funzione della superficie scolante**

TIPO DI SUPERFICIE SCOLANTE		COEFFICIENTE DI DEFLUSSO $\phi$
Superfici permeabili	boschi; prati, superfici agricole	0,10
	terreni incolti, sterrati non compatti, aree verdi...	0,20
Superfici semi-permeabili	grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso; grigliati senza massetti, strade non pavimentate; strade in terra battuta, strade in misto stabilizzato	0,60
Superfici impermeabili	tetti, terrazze, pavimentazioni in asfalto, strade, piazzali.....	0,90

Nel caso in esame sono state prese in considerazione la configurazione attuale e quella di progetto, assegnando ad ogni tipo di superficie presente nel lotto un idoneo coefficiente di deflusso. E' stato stimato il coefficiente di deflusso equivalente, ovvero un coefficiente di deflusso calcolato come media ponderata sulle aree:

$$\phi = \frac{\sum_{i=1}^n \phi_i \cdot S_i}{S_{tot}}$$

Svolgendo i calcoli si ottengono quindi due coefficienti: uno relativo allo stato attuale e uno allo stato di progetto.

Con l'edificazione del comparto le superfici saranno ripartite nel modo seguente:

**Tabella 7: Superfici impermeabili**

Superficie totale edificata	1395 m <sup>2</sup>
-----------------------------	---------------------

<i>Superficie strade, marciapiedi e parcheggi</i>	<i>700 m<sup>2</sup></i>
<b>Totale superfici impermeabili</b>	<b>2095 m<sup>2</sup></b>

**Tabella 8: Superfici semipermeabili**

<i>Sistemazioni esterne (pavimentazione drenante)</i>	1960 m <sup>2</sup>
<b>Totale superfici semipermeabili</b>	<b>1960 m<sup>2</sup></b>

**Tabella 9: Superfici impermeabili**

<i>Sistemazioni a verde</i>	2435 m <sup>2</sup>
<b>Totale superfici impermeabili</b>	<b>2435 m<sup>2</sup></b>

La zona interessata dal progetto è costituita da una superficie totalmente incolta, pertanto nella situazione **ante operam** il coefficiente di deflusso ( $\phi$ ) è stato imposto pari a 0,20.

Di seguito è stata riportata la tabella riassuntiva delle superfici scolanti **post operam** e dei relativi coefficienti di deflusso utilizzati in fase di calcolo delle portate meteoriche massime.

**Tabella 10: Superfici scolanti allo stato attuale**

<b>TIPOLOGIA D'USO - STATO ATTUALE</b>			
<b>TIPO DI SUPERFICIE</b>	<b>SUPERFICIE (m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\phi</math></b>	<b>Si · <math>\phi</math> (m<sup>2</sup>)</b>
Permeabile	6490	0,2	1298

**Tabella 11: Superfici scolanti allo stato di progetto**

<b>TIPOLOGIA D'USO - STATO DI PROGETTO</b>			
<b>TIPO DI SUPERFICIE</b>	<b>SUPERFICIE (m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\phi</math></b>	<b>Si · <math>\phi</math> (m<sup>2</sup>)</b>
Permeabile	2435	0,2	487,00
Semipermeabile	1960	0,6	1176,00
Impermeabile	2095	0,9	1885,50

## 6.1 STIMA DELLA PORTATA METEORICA NETTA

In base a quanto descritto in precedenza, si esegue il calcolo della portata totale d'acqua di deflusso eccedente rispetto alle condizioni di suolo originario precedenti la realizzazione della struttura di accoglienza, in quanto è questa eccedenza che va a costituire il picco di piena.

Nello specifico si è fatto riferimento alle seguenti assunzioni:

- gocce di pioggia cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per arrivare sulla sezione di chiusura;
- esiste un tempo di corivazione "T<sub>c</sub>" caratteristico del bacino che rappresenta il tempo necessario affinché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino raggiunga la sezione di chiusura.

La formula che ne individua la portata è:

$$Q = \frac{h \cdot \phi \cdot S}{\tau} = j \cdot \phi \cdot S$$

Nel calcolo sono stati considerati i seguenti parametri:

<b>Superficie totale:</b>	<b>S = 6490,00 m<sup>2</sup></b>
<b>Tempo di ritorno:</b>	<b>Tr = 50 anni</b>
<b>Coefficiente di deflusso attuale:</b>	<b>φ = 0,20</b>
<b>Coefficiente di deflusso progetto:</b>	<b>φ = 0,55</b>

**Tabella 12: Portate eccezionali di deflussi attuali**

PORTATE ECCEZIONALI DI DEFLUSSO ATTUALI				
φ = 0.20	mm	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /h
Durata ore	h	Vol. tot. di pioggia	Vol. deflussi	Vol. nell'unità di tempo
0,5	34,75	225,53	45,11	90,22
1	47,35	307,30	61,46	61,46
3	65,94	427,95	85,59	28,53
6	81,28	527,51	105,50	17,58
12	100,18	650,17	130,03	10,84
24	123,47	801,32	160,24	6,68

**Tabella 13: Portate eccezionali di deflusso di progetto**

<b>PORTATE ECCEZIONALI DI DEFLUSSO DI PROGETTO</b>				
$\phi = 0.55$	mm	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /h
Durata ore	h	Vol. tot. di pioggia	Vol. deflussi	Vol. nell'unità di tempo
0,5	34,75	225,53	124,04	248,08
1	47,35	307,30	169,01	169,01
3	65,94	427,95	235,37	78,46
6	81,28	527,51	290,13	48,35
12	100,18	650,17	357,59	29,80
24	123,47	801,32	440,76	18,36

Le eccedenze attuali in caso di precipitazioni eccezionali con durata oraria sono quindi riportate nella tabella seguente:

**Tabella 14: Eccedenze precipitazioni post operam**

<b>ECCEDENZE IN CASO DI PRECIPITAZIONI ECCEZIONALI NELLO STATO POST OPERAM</b>		
Durata	Differenza con situazione attuale	Differenza con situazione attuale
h	m <sup>3</sup> /h	l/s
0,5	157,86	43,85
1	107,55	29,87
3	49,93	13,87
6	30,77	8,55
12	18,96	5,27
24	11,69	3,25

Dai dati delle tabelle sopra riportate si evince che la portata critica di eccedenza si verificherà per piogge di mezz'ora, con tempo di ritorno di cinquanta anni ed è pari a **43.85 litri/sec**; valore di riferimento oltre il quale non sarà possibile scaricare dal nuovo insediamento e rappresenta pertanto un vincolo progettuale tale da imporre l'adozione di volumi di invaso che dovranno essere in grado di contenere le portate meteoriche in esubero.

## **6.2 STIMA DEL VOLUME DELLE ACQUE PIOVANE DA REGIMARE**

Tenuto conto di una piovosità oraria massima attendibile pari a 69,50 mm, di seguito è stato calcolato il volume delle acque piovane da regimare considerando il volume massimo che attualmente defluisce dall'area confrontato con il volume massimo che defluirà a seguito della trasformazione in progetto.

La portata d'acqua meteorica restituita alla locale rete idrografica è così valutata:

$$\text{Stato Attuale: } Q_{\text{attuale}} = Q_v + Q_i$$

dove:

$Q_p$  rappresenta la portata d'acqua meteorica per le superfici permeabili.

**Tabella 15: Tipologia d'uso allo stato attuale**

TIPOLOGIA D'USO - STATO ATTUALE		
TIPO DI SUPERFICIE	SUPERFICIE (m <sup>2</sup> )	PORTATA IN USCITA
Superficie permeabile (verde)	6490,00	$Q_p = 0,2 \cdot (0,06950 \text{ m/h}) \cdot 6490,00 \text{ m}^2 = \mathbf{90,21 \text{ m}^3/\text{h}}$
Superficie totale	6490,00	$Q_t = \mathbf{90,21 \text{ m}^3/\text{h}}$

**Stato di Progetto:**  $Q_{\text{trasformato}} = Q_v + Q_{sp} + Q_i$

dove:

$Q_p$  rappresenta la portata d'acqua meteorica per le superfici permeabili;

$Q_{sp}$  la portata d'acqua meteorica per le superfici semipermeabili;

$Q_i$  la portata d'acqua meteorica per le superfici impermeabili;

**Tabella 16: Tipologia d'uso allo stato di progetto**

TIPOLOGIA D'USO - STATO DI PROGETTO		
TIPO DI SUPERFICIE	SUPERFICIE (m <sup>2</sup> )	PORTATA IN USCITA
Superficie permeabile (verde)	2435,00	$Q_p = 0,2 \cdot (0,06950 \text{ m/h}) \cdot 2435,00 \text{ m}^2 = \mathbf{33,85 \text{ m}^3/\text{h}}$
Superficie semipermeabile	1960,00	$Q_{sp} = 0,6 \cdot (0,06950 \text{ m/h}) \cdot 1960,00 \text{ m}^2 = \mathbf{81,73 \text{ m}^3/\text{h}}$
Superficie impermeabile	2095,00	$Q_i = 0,9 \cdot (0,06950 \text{ m/h}) \cdot 2095,00 \text{ m}^2 = \mathbf{131,04 \text{ m}^3/\text{h}}$
Superficie totale	6490,00	$Q_t = Q_p + Q_{sp} + Q_i = \mathbf{246,62 \text{ m}^3/\text{h}}$

Dai dati elaborati, con tempi di ritorno pari a 50 anni in un intervallo di tempo  $t$  pari a **mezz'ora**, risulta che l'area interessata dal progetto in esame, la cui superficie è di 6490,00 m<sup>2</sup> presenta allo stato attuale, un deflusso naturale in uscita di **45,11 m<sup>3</sup>**

A seguito della trasformazione l'area presenta un deflusso naturale in uscita di **123,31 m<sup>3</sup>** di acqua per la **mezz'ora** in esame.

Pertanto nel computo globale il volume in esubero da regimare risulta pari a:

**Tabella 17: Computo dei volumi**

<b>VOLUME STATO DI PROGETTO</b>	<b>123,31 m<sup>3</sup></b>
<b>VOLUME STATO ATTUALE</b>	<b>45,11 m<sup>3</sup></b>
<b>VOLUME DA REGIMARE</b>	<b>78,20 m<sup>3</sup></b>

Tale volume, dovrà essere regimato, all'interno dell'area interessata dal progetto, senza gravare sulla rete idrografica esistente o sulle condotte fognarie eventualmente esistenti, attraverso idonee misure compensative.

### 6.3 MISURE COMPENSATIVE

Al fine di eliminare possibili situazioni di ristagno in caso di eventi meteorici particolarmente intensi e di breve durata, nonché compensare i volumi in eccesso provenienti dalle nuove trasformazioni, si rende necessaria la messa in opera di sistemi di attenuazione e di mitigazione.

Pertanto il volume in esubero dovrà essere regimato attraverso la realizzazione di invasi o bacini di laminazione opportunamente dimensionati e tali da non modificare la portata dello stato attuale dell'area, garantendo il principio dell'invarianza idraulica.

Nel caso specifico il volume in esubero a seguito della trasformazione risulta pari a **78,20 m<sup>3</sup>**, che dovrà essere regimato attraverso la realizzazione di vasche di accumulo la cui funzione è quella di trattenere l'acqua che defluisce in superficie durante gli eventi meteorici, per rilasciarla quindi gradualmente con una portata prestabilita, non superiore a quella caratteristica dell'area prima della trasformazione.

Ai volumi di portata da laminare precedentemente stimati andranno sottratti i volumi corrispondenti alle acque cosiddette di prima pioggia, così come riportato nella normativa vigente dove ai sensi dell'art. 113 comma 3 del D.Lgs. 152/2006 e s.m.i., le acque di dilavamento e quelle di lavaggio delle aree esterne adibite ad attività produttive o di servizi, di cui ai commi seguenti, devono essere convogliate e opportunamente trattate in idonei impianti di trattamento.

Ai fini del calcolo dei volumi di acqua di prima pioggia da trattenere, nonché da pretrattare o da avviare a depurazione, si individuano, quali acque di prima pioggia, quelle corrispondenti ad un'altezza di pioggia di 5 mm, uniformemente distribuiti sull'intera superficie scolante, afferente alla sezione di chiusura del bacino idrografico elementare interessato.

Nel progetto di lottizzazione in oggetto al fine di contenere i volumi da invasare e per una migliore e corretta gestione delle acque meteoriche si realizzeranno vasche di accumulo, mentre le acque derivanti da strade e piazzali verranno convogliate ad una vasca di laminazione ubicata in prossimità del verde pubblico centrale.

Come sistema di scarico delle vasche di accumulo verrà considerata la possibilità di recapito nel vicino canale di dreno del Consorzio di Bonifica della Sardegna Meridionale, distante circa 70 metri dall'area d'intervento, che la funzione di convogliare le acque zenitali di tutto il bacino.

## 7) Calcolo idraulico

Il caso studio riguarda il canale di lunghezza pari a 1.5 km, ubicato ad una distanza di circa 70 metri dall'area d'interesse che si trova sulla sua sinistra idraulica ad una quota di circa 32 m s.l.m. Tale canale del CBSM (Consorzio di Bonifica della Sardegna Meridionale), riportato in Figura 13, è stato edificato presumibilmente con la funzione di dreno. Presenta una sezione trapezoidale variabile in calcestruzzo: difatti, questa varia da monte verso valle, evidenziando un allargamento nelle sezioni ubicate in prossimità dell'attraversamento presente in concomitanza della S.P. 5, per poi restringersi nuovamente nella parte valliva fino alla sezione di chiusura ove si immette sul Riu Ponti Becciu.



**Figura 12: Planimetria canale CBSM con sezioni trasversali**

L'analisi idraulica è stata fatta adoperando i dati territorialmente disponibili nel patrimonio informativo e cartografico a scala regionale. In particolare, lo studio delle sezioni e del canale è stato

fatto adoperando come base il DTM con dettaglio di 1 metro e dati misurati attraverso rilievi in situ. Le sezioni dell'alveo sono state modellate sul supporto informatico sulla base dei dati reperiti attraverso rilievi in situ. Lo studio è stato fatto sulla base di 14 sezioni trasversali (Figura 12), tracciate dedicando un maggiore dettaglio alla zona adiacente l'area d'interesse, e per le portate con tempo di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni prescritte dalle Linee guida del PAI.



**Figura 13: Alveo canale CBSM**

Definite le specifiche geometriche delle sezioni idrauliche interessate dalla verifica, il modello matematico è stato applicato per la simulazione delle condizioni di moto della corrente. A tal riguardo, il profilo della corrente è stato determinato ipotizzando condizioni di moto permanente. Il buon inasveamento della corrente, consente altresì di considerare la corrente idraulica con una schematizzazione monodimensionale, essendo assenti esondazioni con componenti del moto ortogonali all'asse del corso d'acqua, e potendo così ricorrere a schemi di calcolo sufficientemente semplici e robusti da non destare problemi numerici e necessità di complesse analisi di sensitività per la validazione del modello stesso.

## 7.1 CODICE DI CALCOLO HEC-RAS

In particolare, è stato utilizzato il codice di calcolo **HEC RAS**, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers. Il software è in grado di analizzare e risolvere i calcoli legati al tracciamento del profilo idrico di un corso d'acqua in regime di moto permanente e/o in regime di moto vario, nonché le problematiche legate al trasporto solido. In ciascuna di queste tre tipologie di studio il software è in grado di utilizzare sia le proprietà intrinseche del terreno (in particolare in termini di coefficiente di scabrezza di Manning), sia le proprietà geometriche della sezione del corso d'acqua.

## 7.2 COMPONENTI IDRAULICHE DELL'ANALISI

Questa componente del sistema di modellazione è da utilizzare per il calcolo della superficie idrica di correnti gradualmente variate. Il sistema di modellazione può analizzare una rete di canali o un singolo corso d'acqua.

Per l'analisi del moto, HEC RAS richiede la portata nota su ogni ramo (o parte di esso), inoltre è necessario definire le condizioni al contorno a monte (che saranno valide per una corrente veloce) e a valle (che saranno valide per una corrente lenta) dei rami unitamente alle caratteristiche delle confluenze.

Il software permette di imporre una corrente lenta, un regime di corrente veloce ovvero di determinare autonomamente il profilo della corrente in regime misto.

Le condizioni al contorno utilizzabili sono:

- altezza nota del pelo libero;
- passaggio per l'altezza critica;
- altezza di moto uniforme (per una particolare pendenza assegnata);
- scala delle portate.

La procedura di calcolo è basata sulla risoluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia, in cui le perdite di carico sono valutate tramite il coefficiente di scabrezza di Manning.

É possibile valutare i fenomeni di contrazione e allargamento della corrente tramite opportuni coefficienti di contrazione/espansione quando si abbiano variazioni di sezione in corti tratti (è il caso ad esempio in cui si hanno restringimenti dovuti al passaggio tra le pile di un ponte e il conseguente allargamento).

Nei casi in cui la corrente non dovesse essere gradualmente variata viene utilizzata l'equazione del momento della quantità di moto (automaticamente, con l'opzione "regime misto", nei passaggi da corrente veloce a lenta, o su opzione nelle confluenze).

Il punto di partenza è l'input della geometria del sistema, costituito dal corso d'acqua principale e da tutti gli affluenti, le sezioni trasversali, tutte le interferenze (ponti, passaggi all'interno di condotte circolari, a sezione rettangolare e comunque di qualunque forma, chiuse, ma in generale ogni variazione di sezione e/o la sua ostruzione).

Ogni sezione, di un determinato ramo del corso d'acqua, è identificata univocamente da un numero positivo, crescente nel verso opposto a quello di scorrimento della corrente (quindi da valle verso monte).

In generale ognuna di queste sezioni è suddivisa in tre porzioni che in prima istanza possono essere pensate come la savanella centrale (main channel) e le due aree golenali adiacenti (left overbank e right overbank).

Tale suddivisione consente di ripartire la corrente in tre porzioni, considerando, per ognuna, velocità, portata e scabrezza diverse (è il caso, ad esempio, di savanella rivestita ed aree golenali con una certa copertura vegetale), ma con pari energia totale.

Una volta completato l'input geometrico dei dati, occorre fornire i valori di portata da mettere in conto nelle sezioni.

Nei casi di moto permanente il valore della portata  $Q$  è costante nel tempo, e sarà possibile fornire un valore di  $Q$  per ciascuna sezione, o, più semplicemente, si può inserire il valore solo nelle sezioni che hanno un cambiamento di portata.

Nei casi di moto vario è possibile fornire un idrogramma con portata variabile col passo temporale desiderato. Nei casi di moto vario è possibile valutare l'efficacia di un'eventuale cassa d'espansione, così come gli effetti di un'idrovora che da tale area di espansione dovesse pompare le acque su un altro corpo idrico etc.

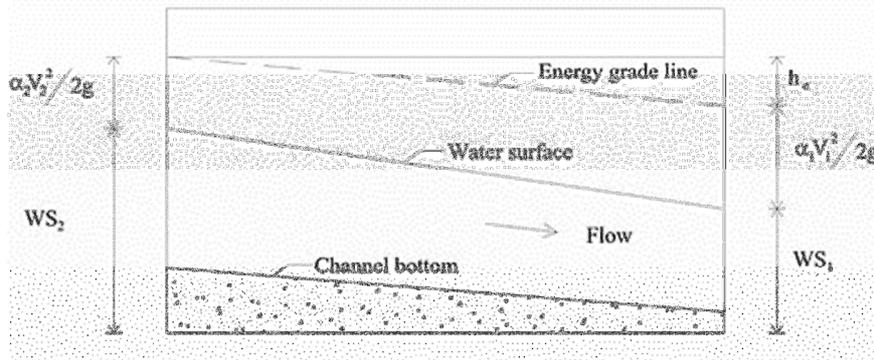
I risultati ottenuti tramite il calcolo possono essere visualizzati graficamente, quali ad esempio l'andamento del profilo longitudinale con l'indicazione del fondo del corso d'acqua, l'altezza critica, l'altezza di moto uniforme, la quota del pelo libero, l'altezza totale e tutte le altre grandezze che servono a descrivere compiutamente il moto.

Ovviamente le stesse grandezze possono essere ricavate in forma tabellare sezione per sezione.

### **7.3 DETERMINAZIONE DELL'EQUAZIONE DEL MOTO IDRAULICO E CALCOLI IDRAULICI**

La metodologia utilizzata per la valutazione delle grandezze idrauliche che regolano il moto della corrente è il Metodo II descritto in "Backwater Curves in River Channels" EM 1110-2-1409 (USACE 1959).

Le grandezze idrauliche fondamentali, che intervengono nei processi che determinano il profilo della corrente ed i fenomeni legati al trasporto solido, sono la velocità della corrente, l'altezza del pelo libero, l'energia totale ed il suo gradiente.



**Figura 14: Carichi idraulici in due sezioni di calcolo consecutive**

In Figura 14 sono evidenziate le grandezze che compaiono nell'equazione di bilancio dell'energia:

$$W_{s_2} + \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2g} = W_{s_1} + \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2g} + h_e$$

dove:

$g$  è l'accelerazione di gravità;

$h_e$  rappresenta la perdita di energia;

$V_1, V_2$  sono le velocità medie, riferite all'area della sezione bagnata e relative alla portata data;

$W_{s_1}, W_{s_2}$  sono le quote del pelo libero della corrente (per il dato valore di portata) rispetto uno zero convenzionale;

$\alpha_1, \alpha_2$  sono coefficienti di ragguglio delle potenze cinetiche (Coefficienti di Coriolis);

#### 7.4 DETERMINAZIONE DELLE PERDITE DI CARICO

L'input della geometria del sistema svolge un ruolo determinante proprio perché tramite la definizione di questa avviene il calcolo del profilo di corrente. Occorre quindi fornire al software le sezioni trasversali del fiume e le distanze relative tra queste.

Le perdite per attrito sono calcolate tramite il Metodo II descritto in "Backwater Curves in River Channels" EM 1110-2-1409 (USACE 1959).

Come riportato nell'equazione seguente:

$$h_e = h_f + h_0$$

la perdita di carico "h<sub>e</sub>" è data dalla somma di due componenti:

- h<sub>f</sub>: perdita di energia per attrito;
- h<sub>0</sub>: perdita di energia legata alla forma della sezione

Le perdite dovute alla contrazione o all'allargamento della sezione sono valutate nel termine h<sub>0</sub>.

#### 7.5 DETERMINAZIONE DELLE PERDITE PER ATTRITO

La sezione trasversale è suddivisa in porzioni aventi analoghe proprietà idrauliche nella direzione del flusso; ciascuna di queste è suddivisa in sub-sezioni ed in ciascuna di esse le perdite per attrito sono calcolate tramite la relazione:

$$h_f = \left( \frac{Q}{K} \right)^2$$

dove:

- $$K = \sum_{j=1, NSS} \frac{\left[ \frac{(A_{2j} + A_{1j})}{2} \cdot \left( \frac{(R_{2j} + R_{1j})}{2} \right)^{\frac{2}{3}} \right]}{n_j \cdot L_j^{0,5}}$$
- A<sub>1j</sub>, A<sub>2j</sub> sono le aree delle sezioni, normali al flusso, rispettivamente di valle e di monte;
- NSS è il numero totale di sub-sezioni in cui è suddivisa una sezione;
- K la "total conveyance" del tratto compreso tra le due sezioni
- L<sub>j</sub> è la distanza tra le j esime sub-sezioni;
- n<sub>j</sub> è il coeff. di scabrezza di Manning tra le j esime sub-sezioni;
- Q la portata;
- R<sub>1j</sub>, R<sub>2j</sub> sono i raggi idraulici delle corrispondenti sezioni.

## 7.6 DETERMINAZIONE DELLE PERDITE PER CONTRAZIONE ED ESPANSIONE

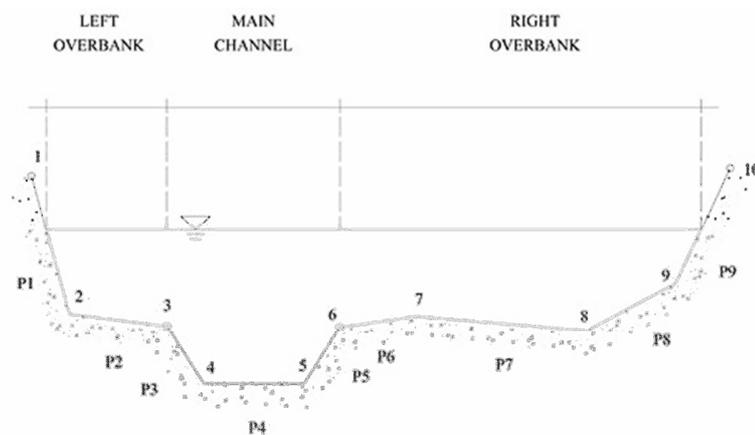
Le perdite per contrazione ed espansione della corrente sono valutate tramite l'equazione

$$h_0 = C_L \cdot \left[ \frac{A_2 \cdot v_2^2}{2g} - \frac{A_1 \cdot v_1^2}{2g} \right]$$

dove:

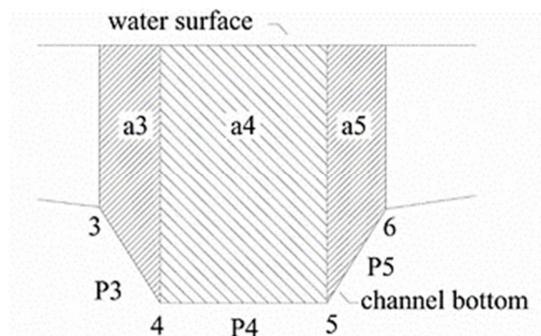
- $C_L$  è il coefficiente di contrazione (positivo) o espansione (negativo).

Ogni sezione descritta da un numero N di punti è suddivisa in tre porzioni (*left overbank*, *main channel*, *right overbank*), come illustrato in Figura 15.



**Figura 15: Suddivisione della sezione trasversale in tre porzioni**

Ogni porzione è ulteriormente suddivisa in sottosezioni, come illustrato in figura 15:



**Figura 16: Suddivisione di una porzione della sezione in sub-sezioni**

Ad esempio l'area corrispondente al *main channel* è data dalla sommatoria delle aree delle sottosezioni che la compongono secondo quanto riportato in figura 13:

$$A_j = a_3 + a_4 + a_5$$

così come:

$$P_j = p_3 + p_4 + p_5$$

in cui P è il contorno bagnato della sezione

Il raggio idraulico del *main channel* è calcolato come rapporto tra le somme delle aree  $A_k$  e la somma dei contorni bagnati  $P_k$  delle singole sottosezioni tramite la relazione:

$$R_j = \left( \frac{A_j}{P_j} \right) = \left( \frac{\sum A_k}{\sum P_k} \right)$$

dove  $A_j$ ;  $P_j$ ; ed  $R_j$  sono rispettivamente il contorno bagnato ed il raggio idraulico della j-esima sottosezione.

Il coefficiente di "Coriolis"  $\alpha$  che tiene conto della distribuzione della velocità all'interno della sezione trasversale, viene calcolato tramite la relazione:

$$\alpha = \frac{\left[ \sum_{j=1, NSS} \left( \frac{K_j^3}{A_j^2} \right) \right]}{\left( \frac{K^3}{A^2} \right)}$$

## 7.7 CREAZIONI DI SEZIONI INTERPOLATE

Talvolta è necessario interpolare le sezioni per un tratto in cui la definizione della geometria non sia stata sufficientemente dettagliata. Questo accade soprattutto per evitare che venga valutata ad esempio una forte perdita di energia per un allargamento e/o restringimento che nella realtà è graduale e non istantaneo come può accadere tra due sezioni non interpolate.

## 7.8 FORMAZIONI DI GIUNZIONI DI CANALI

Le connessioni tra due o più rami di un canale è denominata "giunzione" nella quale un ramo di valle viene connesso con altri che ovviamente stanno a monte. Questa particolare situazione può essere risolta in due modi mediante:

- EQUAZIONE DELL'ENERGIA TOTALE. Equilibrio delle energie totali delle correnti nelle sezioni immediatamente a monte della confluenza ed immediatamente a valle di questa. Può accadere che una delle correnti di monte risulti avere una energia inferiore alla corrente di valle. Questa metodologia da preferire nei casi in cui non si hanno particolari dissipazioni di energia tra le sezioni di monte e di valle;

- EQUAZIONE DEL MOMENTO. Equilibrio dei momenti delle quantità di moto tra le stesse sezioni di cui sopra. Questa situazione è da preferire quando l'angolo di incidenza del canale di monte è tale da provocare considerevoli perdite di energia.

## 7.9 PONTI ED ATTRAVERSAMENTI IN SEZIONI CHIUSE

Particolare attenzione merita la presenza di eventuali ponti e/o attraversamenti all'interno di sezioni chiuse (scatolari, circolari, ovoidali etc.). Per ciò che riguarda la perdita di energia, questa viene suddivisa in tre componenti:

- nella sezione di valle si ha perdita di energia per "brusco allargamento" della corrente fluida;
- nella sezione intermedia, la quale può essere modellata in maniera da ridurre i fenomeni turbolenti;
- nella sezione di monte in cui viene ad aversi una contrazione della corrente e la conseguente formazione di moti vorticosi.

Per rendere definito il problema occorre fornire 4 sezioni, due delle quali rispettivamente a monte e a valle dell'interferenza in cui siano trascurabili i fenomeni dovuti alla contrazione della corrente (sezioni 4 e 1 della Figura 17), le altre due immediatamente a monte e a valle del manufatto (sezioni 2 e 3). In queste è necessario imporre un'area inefficace.

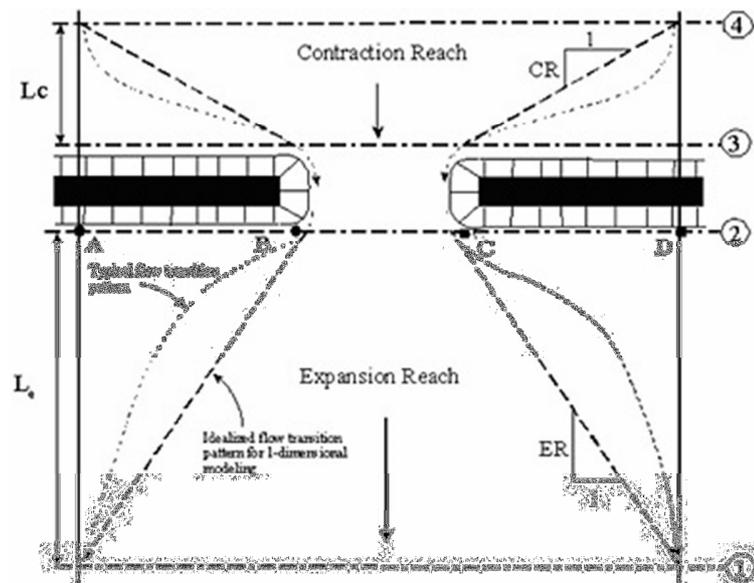


Figura 17: Geometria di un passaggio ristretto

Le metodologie utilizzate per attribuire i valori ad " $L_c$ " ed " $L_e$ " sono diffusamente dibattute in "Flow Transitions in Bridge Backwater Analysis" (RD-42 HEC, 1995).

HEC-RAS offre diverse possibilità di risolvere il problema richiamate di volta in volta dall'utente. Per i casi più frequenti nella pratica sono da preferirsi l'equazione di bilancio dell'energia, l'equazione di bilancio del momento della quantità di moto e talvolta l'equazione di *Yarnell*.

Con il codice di calcolo HEC-RAS sono stati analizzati i casi con le luci dei ponti attuali ed i casi nelle configurazioni di progetto.

## **7.10 DETERMINAZIONE DEL PROFILO DI MOTO PERMANENTE**

Il calcolo è stato effettuato sulla base dei seguenti elementi:

- il profilo della corrente è stato valutato considerando un moto permanente per tronchi omogenei chiusi alle sezioni di interesse. Rispetto alle reali condizioni del moto, che in generale presenta variazioni di portata nel tempo, si avranno delle differenze, tuttavia, l'involuppo dei massimi livelli idrici riscontrabili in un transitorio di portata variabile non sono, in generale, superiori dei livelli idrici riscontrabili in moto permanente, ovviamente per la data portata assunta;
- la portata considerata è stata considerata costante lungo i diversi tratti omogenei degli alvei studiati, con incrementi in corrispondenza delle confluenze;
- le perdite di carico sono state valutate con la consueta espressione di Chezy e valutazione del coefficiente  $\chi$  mediante la formula di Manning, ponendo cautelativamente il coefficiente  $n=0.04 \text{ s/m}^{1/3}$  al di fuori del canale, e  $0.025 \text{ s/m}^{1/3}$  nel tratto rivestito in calcestruzzo.

## 8) Risultati del modello e conclusioni

Nel caso studio tutte le verifiche idrauliche sono state eseguite mediante l'applicativo HEC-RAS ipotizzando una condizione di moto permanente, caratterizzata quindi da sezioni gradualmente variate e portata costante nel tempo. Per una migliore rappresentazione dei risultati, sono state studiate le condizioni al contorno della sezione di monte e di valle (che regolano appunto l'afflusso della corrente) del corso d'acqua. Sia a monte che a valle è stata imposta come condizione al contorno un'altezza di moto uniforme, in modo tale da non influenzare i risultati ottenuti nell'area d'interesse essendo questa distante dalle sezioni di monte e di valle.

Da un'analisi dello sviluppo delle sezioni idrauliche, quelle interessanti l'area d'intervento sono rappresentate dalle progressive 664.302, 626.2239, 586.174 e 549.5577, ove questa è ubicata sulla sinistra idraulica del canale.



**Figura 18: Sezioni trasversali pertinenti l'area d'interesse**

L'andamento altimetrico in tutte le sezioni idrauliche evidenzia delle quote decrescenti dalla sinistra alla destra idraulica, ciò significa che l'area in d'intervento è localizzata in una zona di displuvio, caratterizzata da quote superiori rispetto a quelle del canale.

Vista la singolare orografia dell'area limitrofa al canale, in particolare sulla destra idraulica, è stato opportuno dedicare una particolare attenzione al calcolo idraulico, affinché le dimensioni delle aree allagate non risultino essere sovrastimate rispetto alla realtà, comportando di conseguenza delle perimetrazioni completamente avulse dalla realtà fisica. Pertanto, lo studio di modellazione idraulica è stato sviluppato attraverso un processo iterativo di simulazione, ipotizzando delle configurazioni ad argini insormontabili sulla destra idraulica.

Le simulazioni idrauliche sono state reiterate modificando il posizionamento degli argini fino a pervenire alla valutazione dell'area di influenza con riferimento a valori di velocità del flusso inferiori o prossime a 1 m/s. Di conseguenza, le quote idrometriche contenute in tale configurazione e calcolate in linea teorica si esauriranno defluendo da valori di quote altimetriche maggiori a minori nell'arco di alcuni metri con valori di battenti idrici contenuti.

Lungo il profilo del canale sono presenti due attraversamenti, di cui il più significativo è ubicato in corrispondenza della S.P. 5 e presenta un impalcato largo 8 m e con estradosso ad un'altezza di 1.9 m dal fondo del canale. Il secondo attraversamento è localizzato più a valle in concomitanza di una strada sterrata. In fase di modellazione, per quest'ultimo è stata fatta l'ipotesi che sia sempre sormontato dal tirante idrico.

A seguito delle simulazioni, il canale si dimostra in alcune sezioni insufficiente per il deflusso delle portate con i quattro tempi di ritorno. Ciò è giustificato dal fatto che, essendo un canale di drenaggio, probabilmente è stato dimensionato per tempi di ritorno inferiori ai 50 anni. Nonostante questo, si registra che l'area d'intervento, ubicata sulla sinistra idraulica, non risulta essere mai interessata dalla portata relativa ai quattro tempi di ritorno, come evidenziato dalle perimetrazioni delle aree allagate riportate in Allegato 4 e dalle sezioni trasversali in Allegato 2.

Si ritiene quindi che l'intervento nel suo complesso è da considerarsi ammissibile ai sensi delle norme di attuazione del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) e pertanto realizzabile.

In allegato sono riportati:

- Allegato 1: profilo longitudinale del canale con relativi tiranti idrici ai vari tempi di ritorno;
- Allegato 2: le sezioni trasversali con i vari livelli idrici raggiunti per le portate corrispondenti ai vari tempi di ritorno;
- Allegato 3: le tabelle analitiche riportanti le principali grandezze idrauliche per ciascuna delle sezioni introdotte nel modello;
- Allegato 4: la planimetria in scala 1:5'000 e 1:10'000 delle aree allagate ai vari tempi di ritorno.

## 9) Verifica del franco idraulico

La verifica del franco idraulico è stata fatta in concomitanza dell'attraversamento sulla S.P. 5, localizzato a valle della sezione 749.108.

La delibera n° 23 del 01/08/2012 dell'Autorità di Bacino Regionale richiede che per la definizione del franco idraulico da utilizzare in progettazione si debba considerare, per velocità medie della corrente inferiori a 8 m/s, il massimo dei valori tra:

- a)  $0.7 v^2/2g$ , dove  $v$  indica la velocità media della corrente;
- b) un metro;
- c)  $0.87 y^{0.5} + \alpha y'$  dove  $y$  è la profondità media della corrente,  $y'$  è l'altezza creata e  $\alpha$  un coefficiente che varia linearmente tra 0 e 1 quando la velocità varia tra 5 m/s e 15 m/s, con le limitazioni che il valore  $0.7 y^{0.5}$  sarà assunto al massimo pari a 1.5 e  $y'$  è assunto pari a 2 metri o alla profondità media  $y$  se questa risulta minore di 2 m. Per velocità superiori a 8 m/s il franco sarà almeno pari all'altezza cinetica  $v^2/2g$ .

### Sezione 749.108

Quota fondo alveo = 29.5 m;

Quota pelo libero (Tr 200) = 31.75 m;

$v = 0.22$  m/s                       $\alpha = 0$ ;

- a)  $0.7 v^2/2g = 0.002$ ;
- b) un metro;
- c)  $0.87 y^{0.5} + \alpha y' = 1.3$

Il franco idraulico è pari a 1.3 m; quota di rispetto 33.05 m.

Pertanto il franco non è contenuto nella sezione in analisi.