



*Comune di Pula*  
*Citta Metropolitana di Cagliari*



***PROPOSTA DI VARIANTE LOCALE AL PIANO DI ASSETTO  
IDROGEOLOGICO IN LOCALITA' BINGIA GIRONIMA  
COMUNE DI PULA - CITTA METROPOLITANA DI CAGLIARI.***

*Studio idraulico*

***Relazione idrologica ed idraulica***

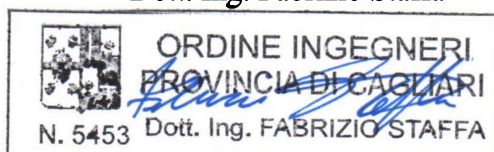
DATA:  
Marzo 2021

Aggiornamento:  
Febbraio 2025

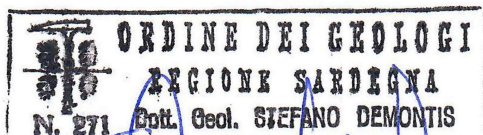
SCALA:

***Allegato I.B***

*I Tecnici incaricati*  
***Dott. Ing. Fabrizio Staffa***



***Dott. Geol. Stefano Demontis***



*Il Committente*  
***F.lli Abeltino***



***Proposta di variante locale al Piano di Assetto Idrogeologico,  
in località Bingia Gironima – Comune di Pula  
CITTA METROPOLITANA DI CAGLIARI.***

***Studio idraulico***

***Allegato I.B: Relazione idrologica ed idraulica***

***Rev. Gennaio 2025***



## Indice

1	Premessa.....	3
2	Inquadramento territoriale.....	4
3	Analisi idrologiche ed idrauliche .....	7
3.1	Analisi idrologica per la determinazione della portata di piena .....	7
3.1.1	Determinazione dell'altezza di pioggia critica .....	8
3.1.2	Modello TCEV .....	8
3.1.3	Coefficiente di riduzione areale.....	12
3.2	Individuazione del bacino del canale minore drenante l'area in studio.....	16
3.2.1	Caratteristiche morfometriche del canale minore drenante l'area in studio. ....	17
3.2.2	Risultati dell'analisi idrologica di dettaglio.....	19
3.3	Analisi idraulica in moto permanente .....	20
3.3.1	Premessa alla modellazione idraulica e stato di fatto dei luoghi .....	21
3.3.2	Portate utilizzate per la modellazione idraulica.....	25
3.3.3	Risultati delle simulazioni idrauliche .....	25



## 1 Premessa

La presente analisi idrologica ed idraulica è sviluppata nell'ambito della proposta di variante puntuale al piano di assetto idrogeologico a seguito di approfondimenti locali del quadro conoscitivo dell'area in studio che coinvolge l'ambito sub-comunale, in località Bingia Gironima – Comune di Pula Città Metropolitana di Cagliari, l'area in studio è infatti attraversata da un elemento appartenente al reticolo idrografico di riferimento dell'intero territorio regionale, così come approvato con Deliberazione n. 3 del 30.07.2015 del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino Regionale avente per oggetto "Direttiva 2007/60/CE – D.Lgs.49/2010 - Valutazione e gestione dei rischi di alluvioni – Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni del Distretto Idrografico della Regione Autonoma della Sardegna – Reticolo idrografico di riferimento per le finalità di applicazione delle Norme Tecniche di Attuazione del PAI e delle relative Direttive", il CANALE\_5641 sul quale non sono state ancora determinate le aree di pericolosità idraulica.

Inoltre è stata recentemente introdotta nel Piano di Gestione del Rischio Alluvioni con deliberazione n. 1 del 11.12.2018 dell'Autorità di Bacino Regionale la "*Carta delle aree di pericolosità derivanti da inondazioni costiere*" di cui bisogna tener conto se l'area di studio riguarda i territori costieri come specificato nell'allegato B della Deliberazione n. 1 del 4.12.2020 del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino, di cui si terrà in conto oltre che per la perimetrazione della pericolosità idraulica per la definizione delle condizioni al contorno di valle dei tratti oggetto di modellazione idraulica.



Figura 1.1: Panoramica dell'area oggetto dello studio su Google Earth (acquisizione immagine luglio 2019)

Le analisi idrologiche ed idrauliche dei fenomeni di piena sono state condotte sia per il tempo di ritorno pari a 200 anni in accordo con quanto prescritto dai criteri e le modalità di calcolo usualmente adottate per le reti urbane di drenaggio delle acque meteoriche, che per i 4 tempi di ritorno stabiliti dal PAI per gli studi di compatibilità idraulica, 50, 100, 200 e 500 anni. Dal punto di vista idraulico la propagazione dell'evento estremo ricostruito è stata eseguita tramite un modello idraulico monodimensionale largamente utilizzato in campo internazionale, HECRAS.





## 2 Inquadramento territoriale

Il presente studio interessa un'area in località Bingia Gironima, in Comune di Pula in prossimità dell'area di foce del Riu Mannu di Pula è attualmente occupata dalle serre e dai fabbricati di una vecchia azienda agricola.

Dal punto di vista cartografico il sito è inquadrato nel Foglio n. 566 Sezione III "Pula" della Cartografia I.G.M. in scala 1:25.000 e nella Sezione 566 130 "Pula" della Carta Tecnica Regionale (C.T.R.) della Sardegna in scala 1:10.000.

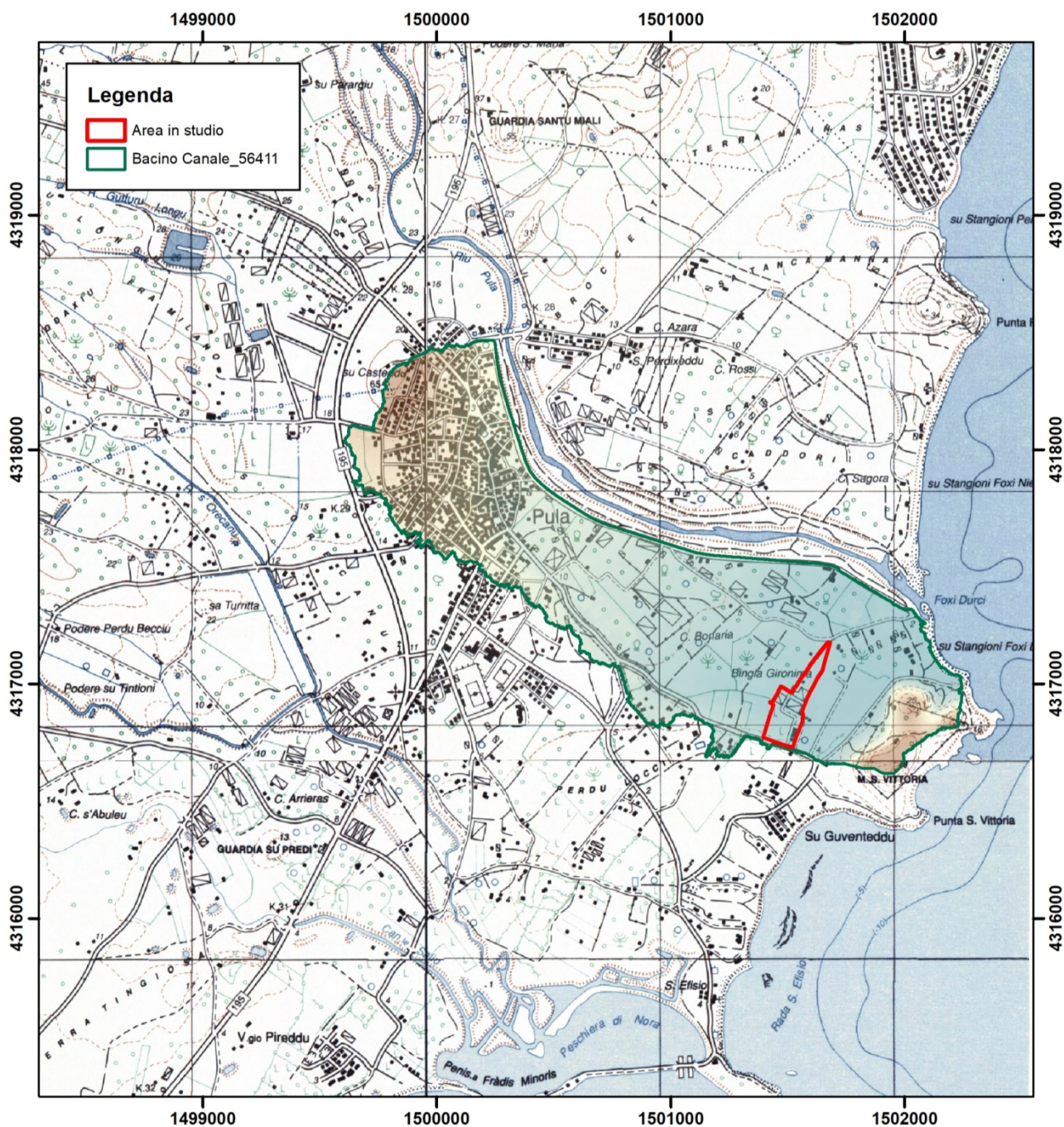


Figura 2.1: Area in studio su Cartografia IGM in scala 1:25.000 - Foglio n. 566 Sezione III "Pula";



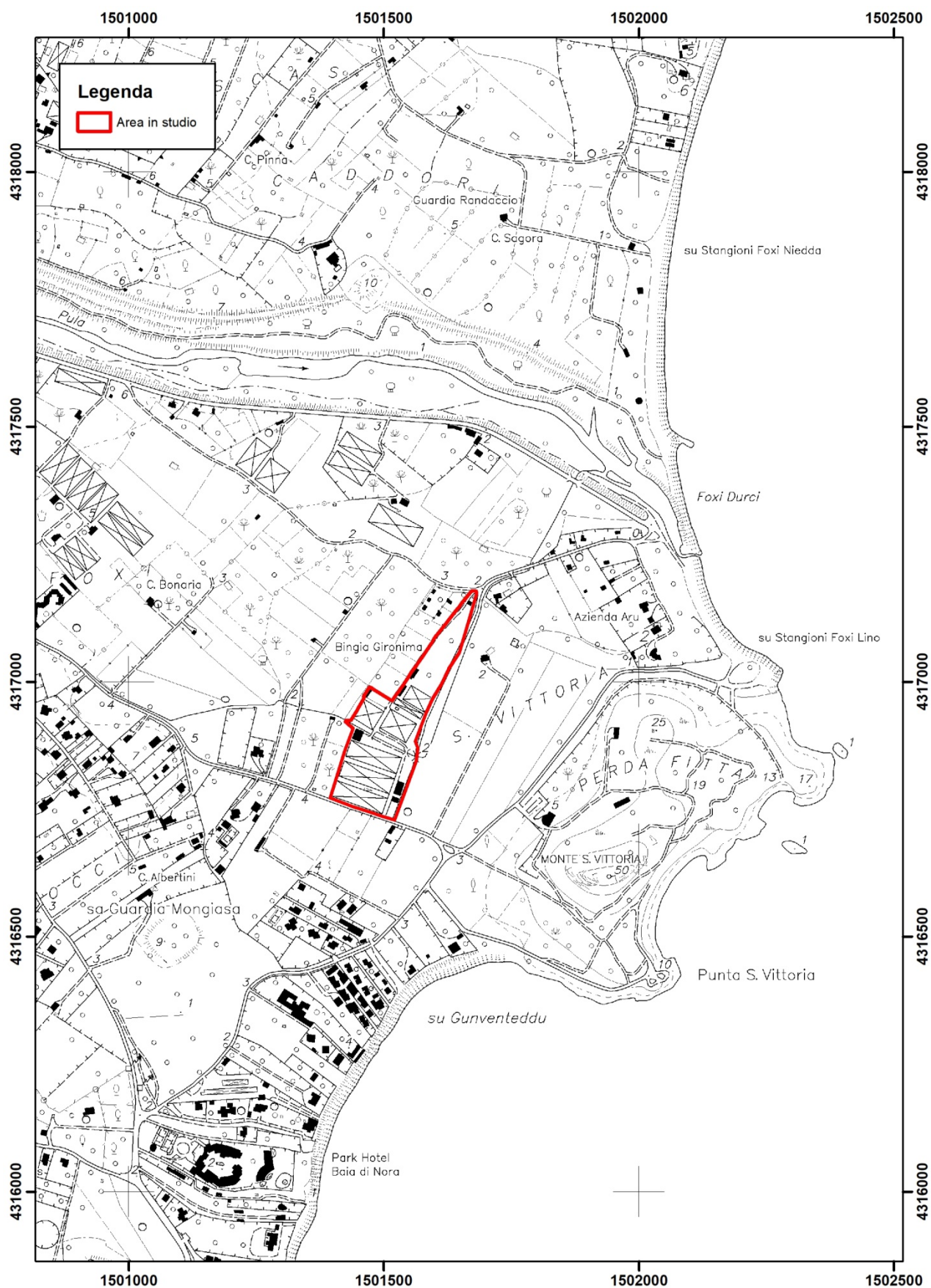


Figura 2.2: Inquadratura dell'area in studio su Stralcio della Sezione n. 566 130 "Pula", della Carta Tecnica Regionale della Sardegna in scala 1:10.000;

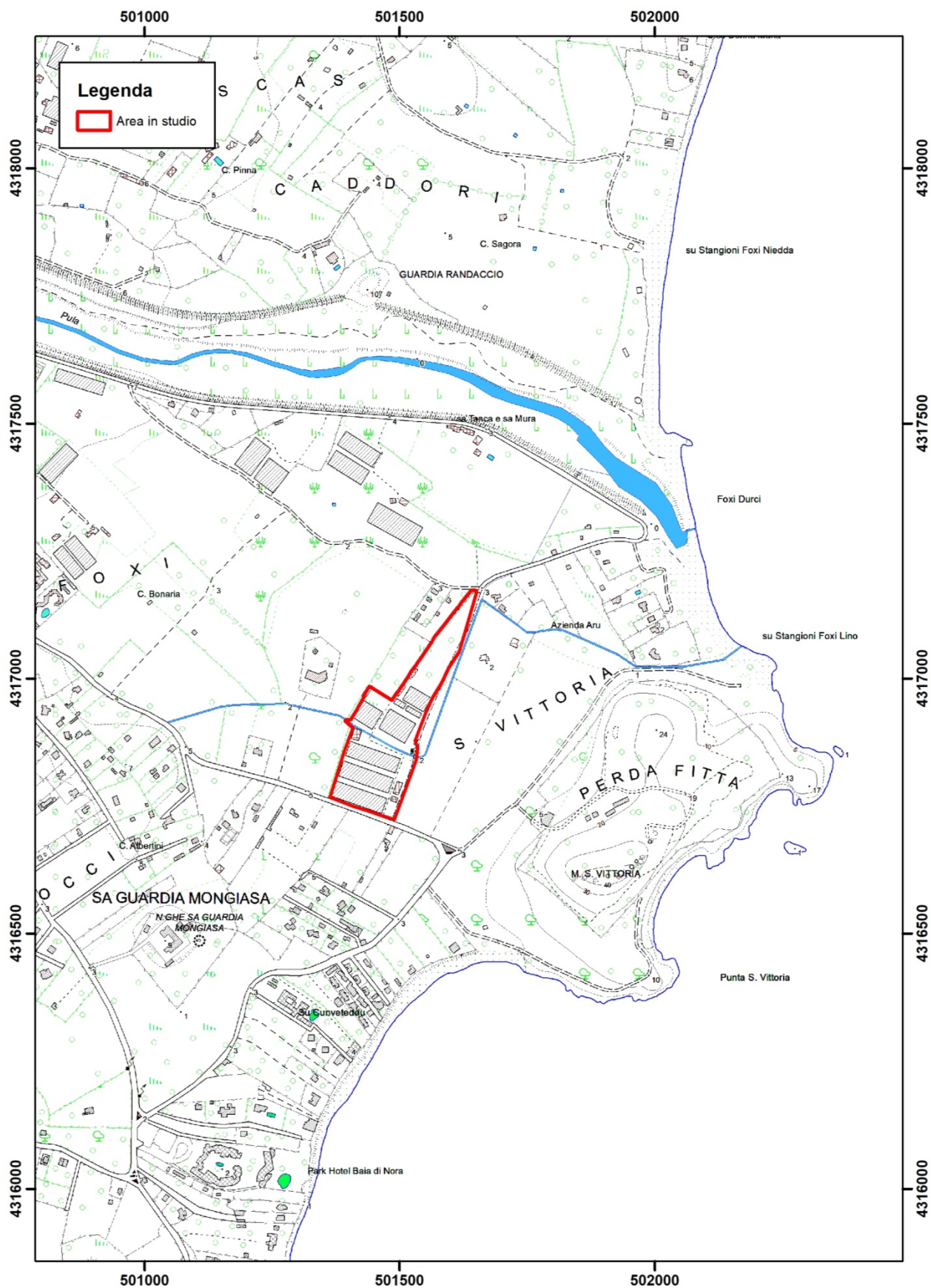


Figura 2.3: Inquadramento dell'area in studio su Stralcio della Sezione n. 566 130 "Pula", della Carta Tecnica Regionale della Sardegna in scala 1:10.000;



### 3 Analisi idrologiche ed idrauliche

Nel presente studio si effettueranno le analisi idrauliche sia sull'asta del Rio Mannu di Pula, sia sull'impluvio minore denominato Canale\_56411, che non è stato modellato o studiato né dal PAI, né dal PSFF o dal PGRA e neanche da studi a scala locale. Come meglio specificato nell'analisi idrologica di dettaglio per la modellazione idraulica del Rio Mannu di Pula si adotteranno cautelativamente le portate determinate nell'ambito dello "Studio idraulico di dettaglio riferito alle aree inondabili del Rio Mannu di Pula ai sensi dell'art. 26 delle Norme di Attuazione (N.A.) del P.A.I.", mentre per la modellazione idraulica del Canale\_56411 le portate determinate con l'analisi idrologica di dettaglio sviluppata nel presente studio.

#### 3.1 Analisi idrologica per la determinazione della portata di piena

##### Metodologie di calcolo delle portate di piena

Nel caso della Sardegna, la consistenza dei dati di portata disponibili, e la necessità di stimarne i valori in sezioni non osservate, impone di valutare le portate di piena ad assegnata frequenza mediante il confronto critico dei risultati ottenuti dalle metodologie indirette, particolarmente adatti alla definizione delle portate di piena dei piccoli bacini come quelli che interessano l'area oggetto del presente studio.

##### Metodi indiretti

La poca disponibilità di osservazioni storiche di portata, fa' sì che non si possa prescindere dall'uso di procedure indirette per la valutazione della portata di piena. Tali metodologie stimano la portata al colmo a partire dalla precipitazione nell'ipotesi che la frequenza di accadimento di questa ultima caratterizzi quella della portata al colmo. Per la stima delle portate di piena si fa riferimento al modello cinematico (o razionale) che si basa sulle seguenti ipotesi fondamentali:

- la pioggia critica è quella che ha durata pari al tempo di corrivazione del bacino;
- la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
- il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica;
- la trasformazione della piena è dovuta esclusivamente ad un fenomeno di trasferimento della massa liquida.

La portata di massima piena che scaturisce dalle suddette ipotesi è fornita dalla relazione:

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot \psi \cdot \frac{h_{T_c}}{T_c} \cdot S \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

dove:

$T_c$  = tempo di corrivazione [ore]

$S$  = superficie del bacino [ $\text{km}^2$ ]





$h_{Tc}$  = pioggia critica di durata  $T_c$  [mm]

$\Psi$  = coefficiente di deflusso.

### Determinazione del tempo di corrivazione

Per la determinazione del tempo di corrivazione  $T_c$  sono state utilizzate le formule sottoelencate:

Soil Conservation Service  $T_c = 0,0027 \cdot 1000L^{0.8} \cdot [(1000 / CN) - 9]^{0.7} i_{VERSANTE}^{0.5}$

Formule di Ventura:  $T_c = 0.1272 \left( \frac{S}{i_m} \right)^{\frac{1}{2}}$  [ore]

Formula di Giandotti:  $T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{(H_m - H_0)}}$  [ore]

Formula di Viparelli:  $T_c = \frac{L}{3.6V}$  [ore]

(dove  $V$  è la velocità media di scorrimento ed è stata assunta pari a 0,5 m/s)

Formula di Pasini:  $T_c = \frac{0.108(SL)^{\frac{1}{3}}}{\sqrt{i_m}}$  [ore]

Formula VAPI  $T_c = 0.212S^{0.231} \left( \frac{H_m}{i_m} \right)^{0.289}$  [ore]

#### **3.1.1 Determinazione dell'altezza di pioggia critica**

Per quanto riguarda la determinazione dell'altezza di pioggia critica lorda  $h_{Tc}$  da utilizzare per l'applicazione della formula razionale si fa usualmente ricorso alle curve di possibilità pluviometrica che caratterizzano il regime pluviometrico sardo. Tali curve sono state ricavate utilizzando la distribuzione TCEV.

#### **3.1.2 Modello TCEV**

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

La pioggia lorda  $h$  viene ricavata dalla nota formula:

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

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





quindi:

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

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

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

e  $k(T_p) = a_2 \cdot T_p^{n_2}$  è detto Coefficiente di Crescita.

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

Tabella 3.1 - parametri della curva di possibilità climatica per  $T_r$  maggiori di 10 anni<sup>1</sup>

I valori di  $a_1$  e  $n_1$  si determinano in funzione della pioggia indice giornaliera  $\mu_g$  data dalla media dei massimi annui di precipitazione giornaliera; tali valori sono stati calcolati per diverse zone della Sardegna secondo la carta delle Isoiete.

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

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

Dall'analisi della carta delle Isoiete si evince che il bacino in studio è compreso tra quella dei 55 e quella degli 60mm, cautelativamente per il presente studio si assume un valore di  $\mu_g$  pari a 60mm, da cui si ricava  $a_1$  e  $n_1$  e di conseguenza  $\mu(T_p)$ . Per quanto riguarda  $a_2$  e  $n_2$  si determinano con relazioni differenti per tempi di ritorno  $T_R$  maggiori o minori di 10 anni, per durate di pioggia  $T_p$  maggiori o minori di 1 ora e a seconda delle 3 sottozone omogenee (SZO) in cui è stata suddivisa la Sardegna<sup>2</sup>.

Il bacino del dell'impluvio minore che interessa la lottizzazione, come si può vedere nella Figura 3.2, ricade interamente nella SZO 2, dalla tabella sopra riportata le espressioni di  $a_2$  e  $n_2$  per  $T_p$ , che nel metodo cinematico è posto pari al  $T_c$ , quindi per  $T_p$  minori di 1 ora sono:

$$a_2 = 0,43797 + 1,0890 \log T_R$$

$$n_2 = -0,18722 + 0,24862 \cdot \log T_R - 3,36305 \cdot 10^{-2} \cdot (\log T_R)^2$$

<sup>1</sup> LINEE GUIDA: Attività di coordinamento e di perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idraulico e geomorfologico e delle relative misure di salvaguardia "DL 180 e Legge 267 del 3-08-1998"

<sup>2</sup> (Vedasi Deidda e Piga, curve di possibilità pluviometrica basate sul modello TCEV, Informazione 81, pagg.9-14, Cagliari 1998).



Proposta di variante locale al Piano di Assetto Idrogeologico  
in località Bingia Gironima – Comune di Pula  
CITTA' METROPOLITANA DI CAGLIARI.  
Studio idraulico

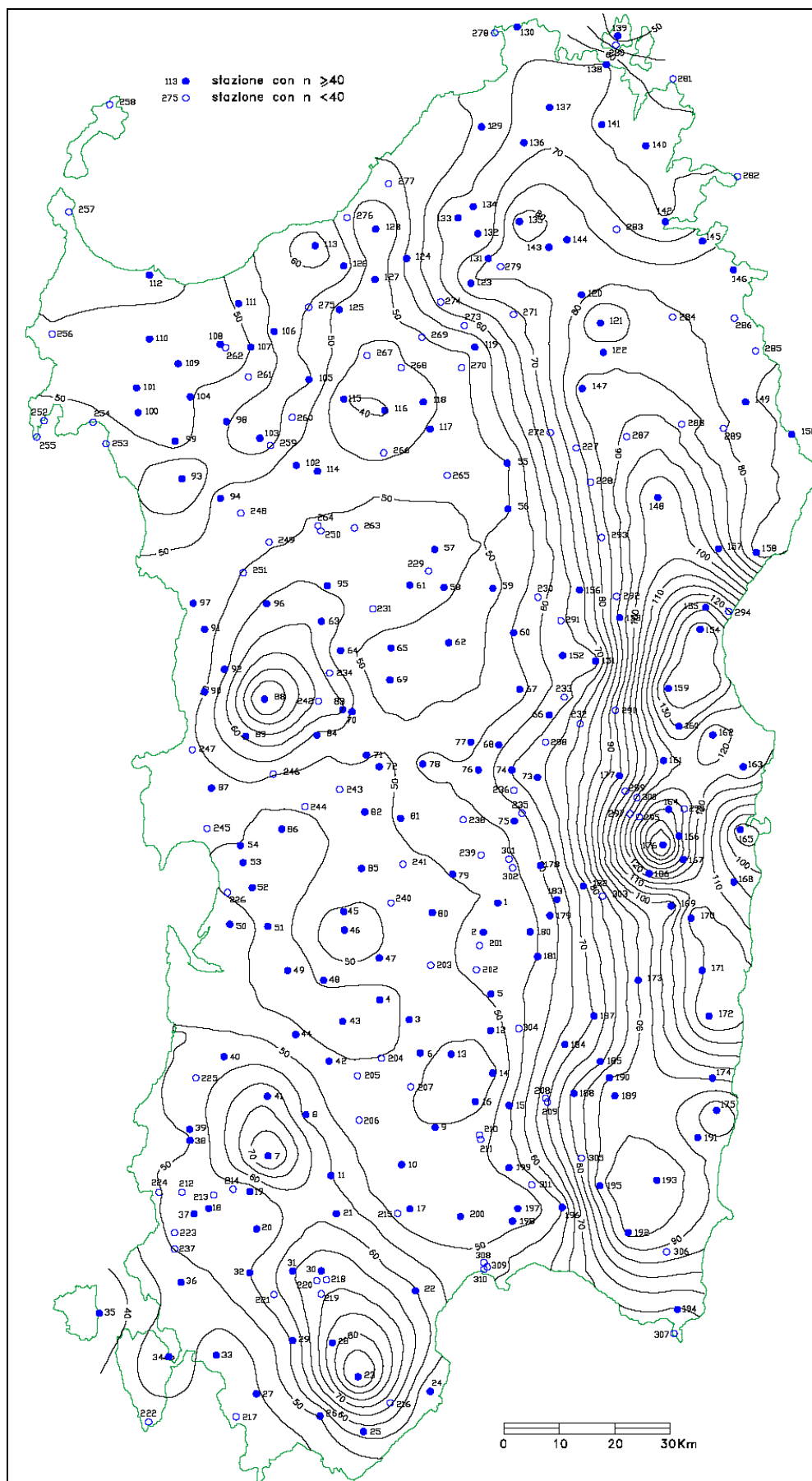


Figura 3.1 - Distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera (da Deidda ed Al., Quad. Ricerca dell'Università di Cagliari, 1997)

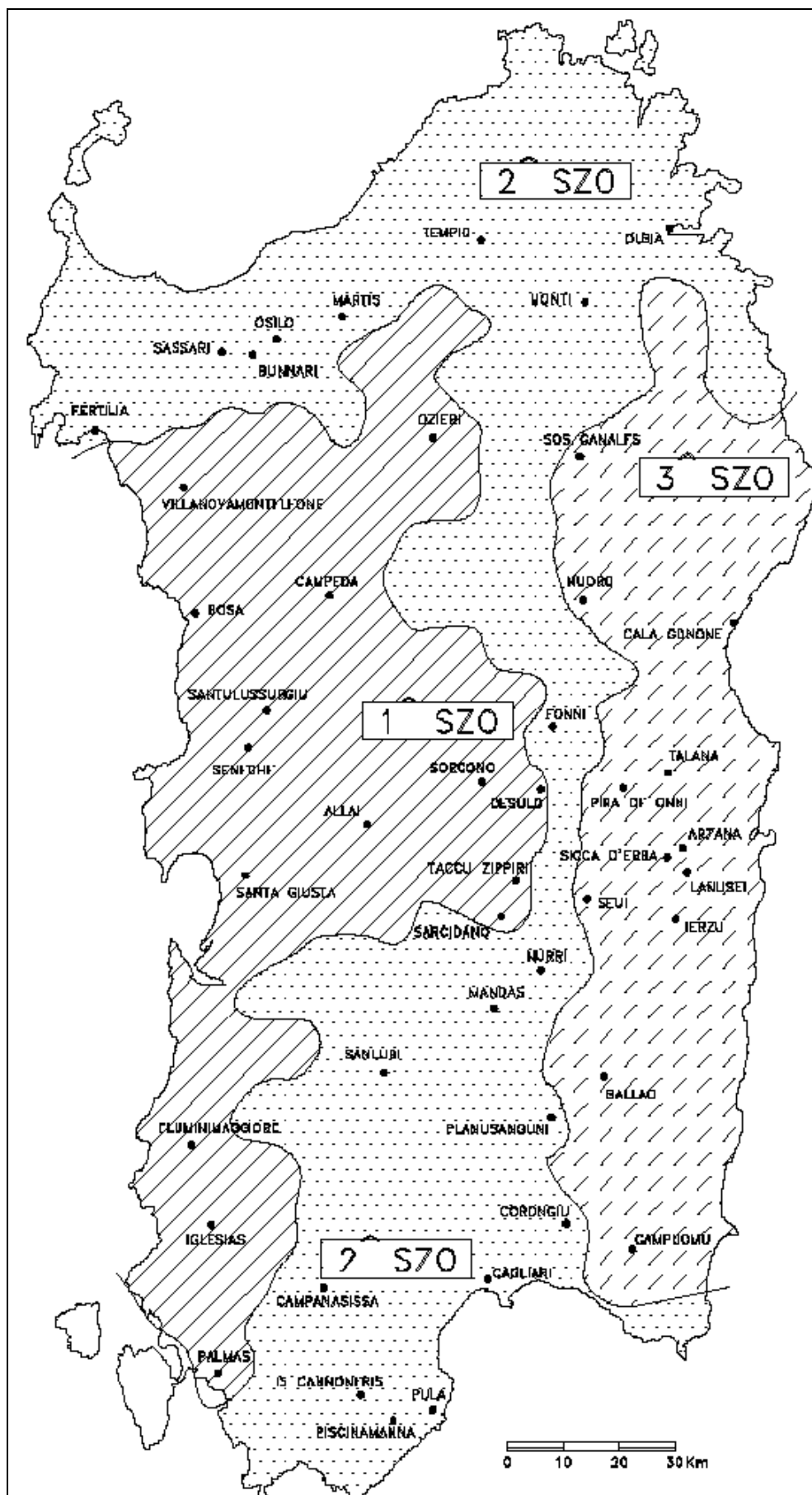


Figura 3.2 - Carta delle Sottozone Omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna. (da Deidda ed AL., 1993)



### 3.1.3 Coefficiente di riduzione areale

Quando si ricavano le altezze  $h$  di pioggia dalle curve di possibilità pluviometrica si suppone che tali valori corrispondano al centro di scroscio che viene individuato per ipotesi nel punto in cui vi è la stazione di misura.

Poi si considera tale pioggia uniformemente distribuita su tutto il bacino. In realtà la pioggia diminuisce allontanandosi dal centro di scroscio, quindi considerare quella stessa intensità di pioggia costante su tutto il bacino porta ad un errore per eccesso.

Per tenere conto di ciò si è deciso di applicare alle altezze di pioggia ottenute un coefficiente di riduzione areale che è espresso da diverse formulazioni tra cui quella, utilizzata dal VAPI Sardegna, che fa riferimento al Flood Studies Report del Wallingford Institute (UK 1977):

$$ARF = 1 - f_1 \cdot T_p^{-f_2}$$

dove:

$$f_1 = 0,0394 \cdot S^{0,354}$$

$$f_2 = 0,4 - 0,0208 \cdot \ln(4,6 - \ln S) \quad \text{per } S < 20 \text{ km}^2$$

Per il coefficiente ARF si osserva che:

- diminuisce all'aumentare dell'area  $S$ ;
- aumenta all'aumentare della durata di pioggia  $T_p$ .

In base a tale coefficiente verranno ricavate delle altezze di pioggia  $h'$  pari alle altezze di pioggia lorda  $h$  calcolate con le curve di possibilità pluviometrica moltiplicate per il coefficiente ARF di ragguaglio della precipitazione all'area del bacino.

#### Coefficiente di deflusso

Di fondamentale importanza per una corretta valutazione delle portate di piena è la stima del coefficiente di deflusso  $\Psi$ , che merita particolare attenzione perché può dar luogo a sottostime o soprastime, anche rilevanti, della portata di piena.

Infatti non tutta l'acqua della precipitazione (PIOGGIA TOTALE) contribuisce alla portata superficiale, parte si infiltra nel sottosuolo e va ad alimentare le falde, parte viene assorbita dalle piante, parte ritorna in testa al ciclo idrologico sotto forma di vapore per fenomeni diretti di evaporazione o evapotraspirazione delle piante, parte viene immagazzinata nelle depressioni superficiali e come umidità del suolo, e infine vi è una parte, in genere la più cospicua, che va a formare il deflusso superficiale e scorre verso le zone di compluvio formando prima i rigagnoli quindi i torrenti e i fiumi arricchendosi sempre più in quantità.

La parte di pioggia totale che alimenta il deflusso superficiale è detta **pioggia netta** e il coefficiente di deflusso rappresenta appunto il rapporto tra tale pioggia e la pioggia totale.

Il coefficiente di deflusso individua le cosiddette perdite del bacino che dipendono da diversi fattori, in



primo luogo dal tipo di terreno, dalla copertura vegetale e dalle condizioni iniziali di umidità. Per la sua determinazione sono stati proposti diversi metodi che vanno da semplici tabelle di riferimento che tengono in considerazione alcuni elementi come copertura del suolo e superficie del bacino ai metodi più complessi che cercano di tenere in conto della pluralità di fattori sopra riportati.

Uno di questi è il **Metodo Curve Number** elaborato dal Soil Conservation Service fin dal 1956 che è tra quelli più utilizzati ed è attualmente considerato tra i più appropriati riportati in letteratura. Nel rapporto VAPI per la Sardegna si è scelto di ricorrere a questo metodo, che consente di ricavare il valore della pioggia netta mediante la stima delle perdite di bacino dovute ai fenomeni di infiltrazione:

$$h_N = \frac{(h - I_a)^2}{h - I_a + f_s} \quad (1)$$

dove:

$I_a$  = fattore di ritenzione iniziale;

$f_s$  = capacità massima di assorbimento del bacino (è la massima quantità invasabile nel terreno dopo l'inizio del deflusso superficiale).

Da riscontri sperimentali si è ricavato:

$$I_a = 0,20 \cdot f_s$$

quindi la (1) diventa:

$$h_N = \frac{(h - 0,20 \cdot f_s)^2}{h + 0,80 \cdot f_s} \quad (2)$$

$f_s$  è collegato alle caratteristiche del suolo dalla seguente formula:

$$f_s = \frac{25400}{CN} - 254 \text{ [mm]} \quad (3)$$

Il CN è un indice numerico che descrive in percentuale la quantità d'acqua caduta nel suolo che contribuirà al deflusso superficiale. Può variare da 0 a 100 anche se in pratica oscilla tra 25 e 98; per esempio un'area completamente pavimentata può avere CN=98 e un campo coltivato CN≈25. In altre parole, come è evidente dalla (3) se CN è grande, l'infiltrazione  $f_s$  è piccola e quindi avremo elevati coefficienti di deflusso.

I valori del CN, che teoricamente possono variare tra zero (assenza di deflusso superficiale) e 100 (assenza di perdite per infiltrazione), si ricavano dalle tabelle del Soil Conservation Service in funzione principalmente dell'uso del suolo e della capacità di infiltrazione di questo ultimo.





USO DEL SUOLO	TIPO DI DRENAGGIO	CONDIZIONI IDROLOGICHE	TIPO DI TERRENO			
<b>Terreno Residenziale</b>			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
Zone urbane	85% impermeabile	qualsiasi	89	92	94	95
Zone industriali	72% impermeabile	“ “	81	88	91	93
Case 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 cunette e fognatura	“ “	98	98	98	98
Strade in macadam	---	“ “	76	85	89	91
Strade sterrate	---	“ “	72	82	87	89
<b>Terreno Agricolo</b>						
Prato stabile	---	qualsiasi	77	86	91	94
Seminativo	Solchi a rittocchino	Cattive	65	76	84	88
Seminativo	Solchi a rittocchino	Buone	63	75	83	87
Seminativo	Solchi a traversochino	Cattive	63	74	82	85
Seminativo	Solchi a traversochino	Buone	61	73	81	84
Seminativo	Terrazzato	Cattive	61	72	79	82
Seminativo	Terrazzato	Buone	59	70	78	81
Pascolo	---	Cattive	68	79	86	89
Pascolo	---	Discrete	49	69	79	84
Pascolo	---	Buone	39	71	64	80
Erbaio	---	qualsiasi	30	58	71	78
Terreno boschivo	---	Cattive	45	66	77	83
Terreno boschivo	---	Discrete	36	60	73	79
Terreno boschivo	---	Buone	25	55	70	77

Tabella 3.2 - Valori del CN in funzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli di copertura vegetale e per condizioni medie di umidità antecedenti l'evento (AMCII)

E' necessario tener conto delle condizioni iniziali di imbibimento del terreno attribuendo al terreno in esame una classe AMC (ANTECEDENT MOISTURE CONDITION):

AMC I	Terreno poco saturo
AMC II	Terreno mediamente saturo
AMC III	Terreno molto saturo
Riferiti a valori di saturazione analizzati in base ai 5 g.g. di pioggia precedenti l'evento.	

Tabella 3.3 - classi AMC per le condizioni iniziali di imbibimento del terreno



I valori del parametro CN tabellati in letteratura sono quelli riferiti a condizioni medie di umidità del terreno all'inizio della precipitazione e in funzione del tipo di terreno, illustrati nella Figura 3.3.

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 allorquando risultano bagnati. Moderato drenaggio profondo. Tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana
C	Suolo con piccola capacità di infiltrazione allorquando risultano bagnati. Solitamente presentano uno strato che impedisce il drenaggio verticale possiedono una tessitura da moderatamente fina a fina.
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.

Tabella 3.4 - suddivisione in classi del tipo di terreno in funzione della capacità di infiltrazione del suolo

I valori ricavati dalle tabelle sono stati riportati alla terza classe, definita come quella a potenziale di scorrimento superficiale massimo, attraverso la seguente relazione:

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)}$$

Per i bacini in esame l'uso del suolo è stato elaborato a partire dalla carta d'uso del suolo elaborata per il PUC suddivisa in 47 tipologie contenute in 5 livelli gerarchici secondo l'impostazione della CORINE LAND COVER.



Figura 3.3 –Determinazione del Curve Number, per il bacino oggetto delle analisi idrologiche e idrauliche





### **3.2 Individuazione del bacino del canale minore drenante l'area in studio.**

L'area in studio è attraversata da un canale che drena un'ampia area sulla destra idraulica del Rio Mannu di Pula sino ad arrivare alla periferia sud dell'abitato di Pula, la definizione del bacino specie in corrispondenza dell'abitato si presenta abbastanza complessa perché la presenza dei fabbricati e delle infrastrutture viarie in un bacino costiero con modeste pendenze come quello in studio ne modifica sostanzialmente spartiacque e direzioni di deflusso. In ultima analisi nel presente studio si è considerato cautelativamente che quota parte di un bacino urbano non riesca a defluire verso il Rio Mannu di Pula ma venga drenata dal sottobacino del Canale\_54611 verso valle, determinando un area scolante sensibilmente maggiore di quella che si avrebbe naturalmente se non si considerassero le modifiche antropiche dell'area in studio.

L'analisi di dettaglio della morfologia dell'area e delle principali linee di deflusso ricostruite sul modello digitale del terreno portano ad individuare 4 sottobacini due a monte di quello che può definirsi il bacino naturale dell'impluvio in studio che drenano un ampio settore dell'abitato di Pula che non potendo più confluire verso il Rio Mannu di Pula collettano le acque verso sud verso il Canale\_54611, a valle dell'area in studio e del ponticello censito come "H088\_SC\_0037" sul DB regionale delle infrastrutture di attraversamento, il Canale\_54611 sembra drenare un ampia zona depressa verso il Rio Mannu di Pula a cui è collegato tramite una paratoia mobile immediatamente a valle dell'opera di attraversamento denominata "H088\_SC\_0033".

Al momento del sopralluogo l'opera era bloccata in parziale apertura e il suo funzionamento originale potrebbe essere quello di regolare il deflusso da e verso il Rio Mannu di Pula ed evitare che le piene del corso d'acqua principale possano interessare le aree morfologicamente più depresse presenti sulla destra idraulica del Rio Mannu di Pula stesso.



*Figura 3.4: Opera di regolazione alla confluenza del Canale*



### 3.2.1 Caratteristiche morfometriche del canale minore drenante l'area in studio.

Il Bacino del Canale\_54611 presenta le principali caratteristiche geomorfologiche riassunte qui di seguito:

Parametri	Simbolo	Valore	[U.M.]
<b><u>Bacino</u></b>			
Superficie	S	1.798	Kmq
Perimetro	P	11.541	Km
Altezza massima	Hmax	65.135	m
Altezza minima	Ho	0.000	m
Altezza media	Hm	7.759	m
Pendenza media	iversante	0.059	m/m
Pendenza media	iversante	5.880	%
Indice di forma di Horton	H <sub>f</sub>	0.157	adimensionale
Indice di circolarità	R <sub>c</sub>	0.170	adimensionale
Indice di compattezza di Gravelius	R <sub>u</sub>	2.428	adimensionale
Indice di allungamento	R <sub>a</sub>	0.446	adimensionale
<b><u>Asta</u></b>			
Lunghezza	L	3.389	Km
Pendenza media	im	0,004	m/m
Pendenza media	im	0,358	%







### 3.2.2 Risultati dell'analisi idrologica di dettaglio

Metodologia utilizzata	Metodo indiretto TCEV		
Dati di input	Simbolo	Valore	[U.M.]
Tempo di corrivazione	$T_p = T_c$	0.941	Ore [metodo Viparelli $V=1,0$ m/s]
Superficie del bacino	S	1.798	Kmq
Sottozona omogenea	SZO	2	-
Pioggia indice giornaliera	$\mu g$	50	mm
Coefficiente di riduzione areale	ARF	0.950	-
Curve number	CN II	72.916	-
Curve number	CN III	86.096	-
Fattore di ritenzione iniziale	fs	41.020	mm
Capacità di massimo assorbimento del bacino	la	8.204	-

Portata di progetto in funzione del tempo di corrivazione e delle curve di possibilità pluviometrica adottate dal PAI

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	1.224	8.015	10.154	12.388	15.455
Ventura	2.852	5.461	6.756	8.089	9.893
Giandotti	4.688	4.262	5.214	6.185	7.491
Viparelli	0.941	8.767	11.167	13.685	17.158
Pasini	3.299	5.086	6.271	7.487	9.130
VAPI	2.236	6.131	1.767	9.184	11.291

Portata di progetto in funzione del tempo di corrivazione e delle curve di possibilità pluviometrica adottate dal PSFF

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	1.224	7.965	10.088	12.305	15.350
Ventura	2.852	5.441	6.731	8.058	9.854
Giandotti	4.688	4.253	5.201	6.170	7.474
Viparelli	0.941	8.781	11.107	13.613	17.073
Pasini	3.299	5.070	6.250	7.462	9.098
VAPI	2.236	6.105	7.598	9.142	11.238

Dall'analisi di sensitività si evince che con le differenza le curve di possibilità pluviometrica del PAI e del PSFF sono minime, e le condizioni di deflusso più gravose per il bacino in studio sono fornite dalle curve segnalatrici del PAI, con il tempo di corrivazione di Viparelli ( $V=1$ m/s).

Portate derivanti dall' analisi di sensitività:

Tempo ritorno	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata progetto	Contributo Unitario
[anni]	a1	n1	a2	n2	[mm]	[mm]	[mm]		[m³/s]	[m³/s]
50	20.6914	0.3157	2.2881	0.1381	46.065	43.780	16.524	0.377	<b>8.767</b>	<b>4.88</b>
100	20.6914	0.3157	2.6160	0.1755	52.546	49.940	21.049	0.421	<b>11.167</b>	<b>6.21</b>
200	20.6914	0.3157	2.9438	0.2068	59.019	56.092	25.794	0.460	<b>13.685</b>	<b>7.61</b>
500	20.6914	0.3157	3.3771	0.2388	67.576	64.225	32.341	0.504	<b>17.158</b>	<b>9.54</b>

$$Pioggia\ Lorda' = Pioggia\ Lorda \times ARF$$

Per quanto specificato nella Deliberazione del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino Regionale n. 9 del 02/08/2016, di approvazione dello lo "Studio idraulico di dettaglio riferito alle aree inondabili del rio Mannu di Pula ai sensi dell'art. 26 delle Norme di Attuazione (N.A.) del P.A.I.", si è effettuato il confronto tra le portate di dettaglio determinate nel presente studio e quelle determinate con il contributo unitario determinate dal suddetto studio alla foce del Rio Mannu di Pula.

Dal confronto emerge che le portate determinate con l'analisi idrologica di dettaglio del presente



studio, sono sempre superiori per tutti e quattro i tempi di ritorno e quindi forniscono le condizioni di deflusso più cautelative.

Studio	Sezione	Superficie totale	Portata Tr 50 anni	Portata Tr 100 anni	Portata Tr 200 anni	Portata Tr 500 anni
		[Km <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]
PAI	Riu Mannu di Pula - Tr B7soTC004	136,52	318,02	390,79	465,26	565,51
PSFF	Riu Mannu di Pula - Foce sezione D	139,60	323,00	393,00	462,00	554,00
Studio art. 26	Riu Mannu di Pula Foce	141,12	603,68	702,22	800,73	930,73
Contributo unitario PAI	Canale 5641	1.798	4.052	4.979	5.928	7.205
Contributo unitario PSFF	Canale 5641	1.798	4.115	5.007	5.886	7.058
contributo unitario art. 26	Canale 5641	1.798	7.690	8.947	10.202	11.858
Analisi di dettaglio	Canale 5641	1.798	8.781	11.107	13.613	17.073

### 3.3 Analisi idraulica in moto permanente

#### Criteri generali

Il calcolo idraulico dell'asta fluviale è stato condotto riferendosi alla condizione di moto permanente che, a differenza del moto uniforme che fornisce i livelli idrici di sicurezza di un canale considerato "indisturbato", da dei risultati più vicini alla realtà in quanto la corrente idrica lungo il suo percorso è certamente influenzata dai cambiamenti di sezione, scabrezza, pendenza, andamento planimetrico, etc., di cui le simulazioni di moto permanente più propriamente tengono conto.

Ovviamente per effettuare un calcolo di moto permanente più attinente possibile alla realtà, è necessario fare una simulazione completa che comprenda un certo numero di sezioni lungo tutto il tronco critico oggetto dello studio

Sono state quindi determinate:

- le sagome delle sezioni trasversali e relative dimensioni geometriche;
- la pendenza longitudinale del fondo;
- la sequenza planimetrica delle sezioni trasversali;
- il valore della scabrezza del fondo, delle sponde e delle aree esondabili;

Tutte le informazioni suddette sono state utilizzate come dati di input del software Hec-Ras ( River Analysis System) sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center del U.S. Army Corps of Engineers.

Breve descrizione del programma di calcolo: modulo di moto permanente

Tra i moduli di calcolo contenuti nel programma succitato, in questa sede si utilizzerà quello che consente l'analisi del moto permanente gradualmente vario in regime di corrente lenta, veloce o di regime misto.

La procedura base adottata dal programma per i calcoli è incentrata sulla soluzione iterativa dell'equazione monodimensionale dell'energia:

$$E = z + y + \frac{\alpha v^2}{2g}$$



che stabilisce che l'energia totale in una data sezione, lungo il tratto in analisi, è data dalla somma dell'energia potenziale e dall'energia cinetica. Le perdite valutate sono quelle per attrito (equazione di Manning) e quelle causate dalla contrazione e espansioni delle sezioni (tramite un coefficiente che moltiplica la variazione dell'energia cinetica). L'equazione della quantità di moto è utilizzata nei punti dove il profilo del pelo libero subisce brusche variazioni; questo si verifica in condizioni di regime misto, nei punti di passaggio da corrente veloce a corrente lenta (risalti idraulici), oppure in corrispondenza di ponti o delle confluenze di più rami di una rete.

Si possono effettuare analisi di più configurazioni geometriche contemporaneamente; calcoli di più profili; analisi idrauliche in corrispondenza di punti singolari quali ponti, sottopassi ad aperture multiple e manufatti con paratoie.

Un'altra operazione consentita dopo aver immesso tutti i dati geometrici necessari, è quella di effettuare la simulazione con l'ausilio di sezioni interpolate che il programma costruisce automaticamente in base a quelle immesse dall'utente ed effettivamente rilevate in sito.

### **3.3.1 Premessa alla modellazione idraulica e stato di fatto dei luoghi**

La presente modellazione idraulica si pone come obiettivo la ricostruzione delle dinamiche idrauliche alla foce del Rio Mannu di Pula con particolare attenzione alle aree potenzialmente allagabili sulla destra idraulica, partendo dalle informazioni e dal quadro conoscitivo più aggiornato attualmente esistente, per cui come portate per la modellazione idraulica del Rio Mannu di Pula si adotteranno quelle determinate nell'ambito dello "Studio idraulico di dettaglio riferito alle aree inondabili del rio Mannu di Pula ai sensi dell'art. 26 delle Norme di Attuazione (N.A.) del P.A.I.", per il Canale\_56411.

Come condizioni al contorno di monte si è utilizzata la pendenza di moto uniforme delle due aste in studio. Per quando riguarda le condizioni al contorno di valle in un primo momento si è fatto riferimento al recente studio sulle inondazioni costiere sviluppato nell'ambito del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni e approvato con deliberazione n. 1 del 11.12.2018 dell'Autorità di Bacino Regionale, con l'ipotesi estrematissime cautelativa che l'evento di piena si verifichi contemporaneamente con l'evento di inondazione costiera di pari tempo di ritorno.

In ultima analisi si è verificato che le condizioni più cautelative di deflusso sono quelle che utilizzano come condizioni di valle quelle indicate negli elaborati P.S.F.F., già adottata in tutti i precedenti studi sull'area in esame (ovvero di 1,8 m slmm) per tutti i tempi di ritorno.

Alla confluenza del Canale\_56411 sul Rio Mannu di Pula si è individuata la presenza di una paratoia sugli argini del Rio Mannu di Pula stesso, questo di fatto rende molto improbabile che il Canale\_56411, riesca a defluire verso il fiume principale che risulta ancora arginato in questo tratto, ma è molto più probabile che le portate defluiscano verso il mare all'esterno degli argini del Rio Mannu di Pula o attraverso le altre canalizzazioni presenti poco a monte tra cui la principale quella denominata 092050\_FIUME\_35352.



Per quanto appena rappresentato anche per la modellazione idraulica del Canale\_56411 come condizioni al contorno di valle si sono utilizzate quella indicata dal PSFF (ovvero di 1,8 m slmm) per tutti i tempi di ritorno.

Come valori di scabrezza per il Riu Mannu di Pula si sono adottati valori congruenti con quelli adottati dalle modellazioni idrauliche condotte nell'ambito dello "Studio idraulico di dettaglio riferito alle aree inondabili del Rio Mannu di Pula ai sensi dell'art. 26 delle Norme di Attuazione (N.A.) del P.A.I.”:

*“Il valore del coefficiente di Manning, variabile lungo la sezione e inoltre variabile nelle diverse sezioni studiate in funzione delle relative caratteristiche del fondo alveo assume valori pari a:*

*· savanella, valore del coefficiente compreso tra 0.03 (fondo dell'alveo in condizioni naturali) e 0.043 (assunto per i tratti dell'alveo in cui sono presenti degli interventi di sistemazione idraulica come ad esempio le gabbionate, che hanno modificato le condizioni di deflusso);*

*· sponde, valore del coefficiente compreso tra 0.03 e 0.09 (valore tipicamente assunto per un terreno vegetato, come nel caso dell'area compresa fra le sezioni 9.8 e la sezione 7.2 in cui la vegetazione di tipo arbustivo occupa interamente il tratto interessato dal deflusso).*

Per il Canale\_56411 si sono assunti differenti valori dei coefficienti di scabrezza di Manning, nei tratti cementati e rettificati pari a 0,025 con presenza di detriti e ammaloramenti e 0,020 nei tratti più puliti in assenza di detriti in prossimità delle opere di attraversamento

Un ultima considerazione riguarda la ricostruzione del modello geometrico utilizzato per le simulazioni idrauliche, per il Rio Mannu di Pula le sezioni sono state ricostruite sul modello digitale del terreno con passo 1m ricavato dal volo LIDAR estratto da Sardegna Geoportale, mentre per il Canale\_56411, la geometria delle sezioni è stata ricostruita con le dimensioni rilevate in sito del canale e delle opere interferenti presenti.

Sul Canale\_56411 nel tratto modellato sono presenti due attraversamenti uno a monte dell'area in studio e un ponticello nello stradello sterrato immediatamente a valle. Il canale in corrispondenza dell'area in studio ha una sezione trapezia regolare rivestita con lastre in cls, mentre gli attraversamenti interni sono realizzati quello più a monte è costituito da un tombino circolare DN 1000mm, mentre l'attraversamento più a valle da un tombino in cls a sezione circolare DN 1200m.





Figura 3.6: Canale in cls all'interno dell'area in studio

Le aree arginali del canale e in prossimità delle opere di attraversamento sono interessata da una fitta vegetazione arbustiva, in alcuni tratti si segnala il fatto che l'apparato radicale di alcuni alberi da alto fusto ha lesionato le lastre in cls del canale, le opere di attraversamento nonostante la fitta vegetazione appaiono sostanzialmente in buono stato di pulizia e manutenzione e non presentano sedimenti o detriti sul fondo segno della scarsa capacità di trasporto solido esercitata dal canale anche dovuta alla scarsa pendenza e di conseguenza alle velocità di deflusso piuttosto modeste.



Figura 3.7: Canale in cls all'interno dell'area in studio



Figura 3.8: Attraversamento di valle





Immediatamente a valle dell'area in studio è presente un ponticello su uno stradello sterrato della viabilità secondaria locale.



Figura 3.9: Ponticello su sterrato immediatamente a valle dell'area in studio.

L'opera ha una sezione con una doppia luce alta 95 cm e larga ciascuna circa un metro con setto centrale a spigoli vivi largo circa 50cm.

Da questo punto in poi il canale piega in direzione nord est, verso il Rio Mannu di Pula, in questo tratto la sezione è piuttosto ampia, e in parte appare ancora rivestita in cls, anche qui l'alveo ma soprattutto le sponde sono interessata da una fitta vegetazione arbustiva.



Figura 3.10: Canale\_56411 a valle dell'area in studio e immediatamente a valle del ponticello, nella foto di sinistra il canale corre sulla destra della strada l'area in studio invece si trova sulla sinistra, nella seconda foto si vede l'alveo del canale rivestito in lastre di cls.

I due ponticelli sul più vallivi Canale\_56411 denominati H088\_SC\_0036 e H088\_SC\_0033, non sono stati inseriti nelle modellazioni idrauliche, in quanto essendo ubicati in aree morfologicamente depresse, risultano essere completamente sommersi a prescindere dalle portate provenienti dal canale utilizzando come condizioni al contorno il livello di 1,8 m slm che risulta essere superiore alla quota dell'impalcato per entrambi i ponticelli.



### 3.3.2 Portate utilizzate per la modellazione idraulica

Per quanto illustrato nella presente relazione e per quanto prescritto nella Deliberazione del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino Regionale n. 9 del 02/08/2016, di approvazione dello lo "Studio idraulico di dettaglio riferito alle aree inondabili del rio Mannu di Pula ai sensi dell'art. 26 delle Norme di Attuazione (N.A.) del P.A.I.", (*..... in relazione ai maggiori valori delle portate assunti nello studio in oggetto, ai vari tempi di ritorno, rispetto a quelli stimati nella pianificazione attualmente vigente (P.A.I., P.S.F.F., studio idraulico riferito al P.U.C. di Pula) per le verifiche idrauliche che interessino il rio Mannu di Pula si dovrà, per il futuro, riferirsi ai maggiori valori delle portate; nel caso di eventuale calcolo delle portate afferenti a sottobacini idrografici differenti da quelli impiegati nel presente studio i valori dei coefficienti di deflusso, relativi ai nuovi sottobacini, dovranno essere numericamente congruenti con quelli stimati nello studio in oggetto*), per la modellazione del tratto più vallivo del Rio Mannu di Pula si sono utilizzate proprio le portate determinate nell'ambito del suddetto studio, mentre per il Canale\_56411, si sono utilizzate le portate determinate dall'analisi idrologica di dettaglio sviluppata nell'ambito del presente studio, anche per le peculiarità del bacino drenato dal canale in studio.

Studio	Sezione	Superficie totale	Portata Tr 50 anni	Portata Tr 100 anni	Portata Tr 200 anni	Portata Tr 500 anni
		[Km <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]
Studio art. 26	Riu Mannu di Pula Foce	141.12	603,68	702,22	800,73	930,73
Analisi di dettaglio	Canale_56411 - tratto monte	1.177	5.748	7.271	8.911	11.176
Analisi di dettaglio	Canale_56411 - tratto valle	1.798	8.781	11.107	13.613	17.073

Tabella 3.5 – portate utilizzate per le simulazioni idrauliche

### 3.3.3 Risultati delle simulazioni idrauliche

I risultati della simulazioni idrauliche per i 4 tempi di ritorno dei 50, dei 100 dei 200 e dei 500 sono illustrati nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e negli allegati al presente Studio di compatibilità idraulica "Allegato I.C.1: Risultati numerici delle simulazioni idrauliche", "Allegato I.C.2: Sezioni idrauliche di moto permanente", "Allegato I.C.3: Profili idraulici di moto permanente".

Per quanto concerne la modellazione idraulica del Rio Mannu di Pula si confermano i risultati delle modellazioni idrauliche precedenti, ovvero che nel tratto arginato a valle dell'abitato di Pula le portate sono sempre contenute anche per i tempi di ritorno maggiori, solo nel tratto in prossimità della foce dove il corso d'acqua non è più arginato si verificano degli allagamenti, che nella presente modellazione sono rappresentati dall'involuppo delle aree di allagamento fluviali e dalle aree interessate alle inondazioni costiere.

Dallo studio di dettaglio del Canale\_56411, si evince che il canale nonostante le pendenze piuttosto ridotte dell'ordine del 5‰, è in grado di collettare anche le portate con tempi di ritorno superiori ai 100 anni. Come si evince dalle modellazioni idrauliche le criticità principali sono determinate dai due attraversamenti a monte e a valle dell'area in studio che vanno in crisi anche per le portate relative ai tempi di ritorno inferiori ai 50 anni determinando delle ampie aree di allagamento monte delle due opere.





Proposta di variante locale al Piano di Assetto Idrogeologico  
in località Bingia Gironima – Comune di Pula  
CITTÀ METROPOLITANA DI CAGLIARI  
Studio idraulico

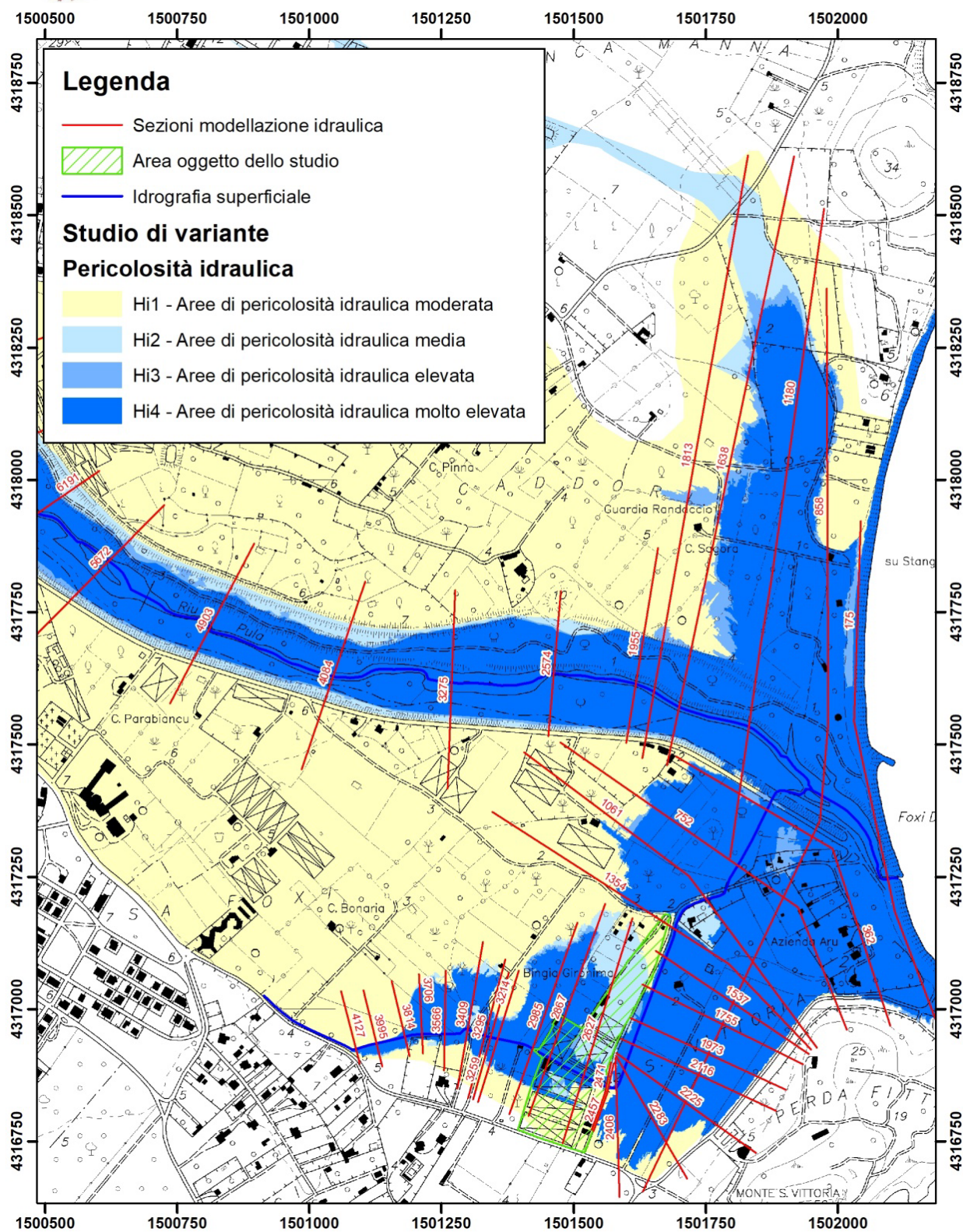


Figura 3.11: sezioni utilizzate per la modellazione idraulica e aree a pericolosità idraulica a seguito del presente studio di variante