



COMUNE DI SANT'ANNA ARRESI

COMMITTENTE

Amministrazione comunale di
SANT'ANNA ARRESI

SINDACO

Paolo Luigi Dessì

ASS.RE LL.PP.

Antonio Granella

COORDINATORE DELL'UFFICIO DI PIANO

Ing. Figus Emanuele

ADEGUAMENTO DEL PUC AL PAI E AL PPR ANALISI DI DETTAGLIO DELLE AREE A PERICOLOSITA' IDRAULICA (Art. 8 NTA del P.A.I.)

PROGETTISTA INCARICATO

Ing. Alessandro Salis

Via Palomba 53, 09129 Cagliari
te. 3466759914 e-mail salisa@tiscali.it

Dott. Geol. Fausto Alessandro Pani
Via Castelli A. 2, 09122 Donori
tel. 070 272011 e-mail fausto.pani@tin.it

RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

Elaborato

Elaborato

01

Scala

Data

Luglio 2013

Rev.



SOMMARIO

1.	<u>PREMESSA.....</u>	<u>3</u>
2.	<u>INQUADRAMENTO TERRITORIALE DELL'AREA DI STUDIO</u>	<u>5</u>
3.	<u>CONFIGURAZIONE DEL SISTEMA IDROGRAFICO.....</u>	<u>8</u>
	<u>3.1 BACINI PRINCIPALI.....</u>	<u>10</u>
	<u>3.2 BACINI SECONDARI</u>	<u>14</u>
4.	<u>ANALISI IDROLOGICA.....</u>	<u>18</u>
	<u>4.1 CONSIDERAZIONI GENERALI SUL FENOMENO.....</u>	<u>19</u>
	<u>4.2 INDIVIDUAZIONE DEI PARAMETRI DI BACINO</u>	<u>22</u>
	<u>4.3 DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO-METODI DIRETTI</u>	<u>22</u>
	<u>4.4 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO – METODI INDIRETTI</u>	<u>23</u>
5.	<u>ANALISI IDRAULICA</u>	<u>35</u>
	<u>5.1 CONSIDERAZIONI GENERALI.....</u>	<u>35</u>
	<u>5.2 CORSI D'ACQUA PRINCIPALI.....</u>	<u>35</u>
	<u>5.3 METODOLOGIA UTILIZZATA.....</u>	<u>36</u>
	<u>5.4 IL MODELLO DI CALCOLO</u>	<u>36</u>
6.	<u>RISULTANZE DELLO STUDIO.....</u>	<u>41</u>
	<u>6.1 MODELLAZIONE IDRAULICA DEL COMPARTO DEL RIU GUTTURU SAIDU</u>	<u>42</u>
	<u>6.2 MODELLAZIONE IDRAULICA DEL FIUME 12695 (RIU IS PATTETUS)</u>	<u>45</u>
	<u>6.3 MODELLAZIONE IDRAULICA DEI BACINI SECONDARI</u>	<u>51</u>
7.	<u>REGIME VINCOLISTICO VIGENTE.....</u>	<u>60</u>
8.	<u>CONCLUSIONI</u>	<u>60</u>



COMUNE DI SANT'ANNA ARRESI

PIANO URBANISTICO COMUNALE -- Adeguamento al P.P.R. e al P.A.I.

STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Allegato 1 – RELAZIONE



1. PREMESSA

Nell'ambito dei lavori per la predisposizione del nuovo Piano Urbanistico del Comune di Sant'Anna Arresi è stato conferito l'incarico dello *Studio di compatibilità idraulica e geologica-geotecnica*, come richiesto dall'art.8 comma 2 delle NTA del PAI, ai professionisti Dott. Ing. Alessandro Salis e Dott. Geol. Fausto Alessandro Pani

La relazione in oggetto contiene le risultanze dello studio effettuato in ottemperanza a quanto disposto dagli articoli 8 e 26 delle Norme Tecniche di Attuazione del P.A.I. all'interno del territorio comunale di Sant'Anna Arresi.

Le N.T.A. del PAI richiamano i seguenti articoli:

ARTICOLO 8 Indirizzi per la pianificazione urbanistica e per l'uso di aree di costa

2. Indipendentemente dall'esistenza di aree perimetrate dal P.A.I., in sede di adozione di nuovi strumenti urbanistici anche di livello attuativo e di varianti generali agli strumenti urbanistici vigenti i Comuni [...] assumono e valutano le indicazioni di appositi studi di compatibilità idraulica 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.

5. In applicazione dell'articolo 26, comma 3, delle presenti norme negli atti di adeguamento dei piani urbanistici comunali al P.A.I. sono delimitate puntualmente alla scala 1: 2.000 le aree a significativa pericolosità idraulica o geomorfologica non direttamente perimetrate dal P.A.I.

ARTICOLO 26 Aree pericolose non perimetrate nella cartografia di piano

1. Possiedono significativa pericolosità idraulica le seguenti tipologie di aree idrografiche appartenenti al bacino idrografico unico della Regione Sardegna:

a. reticolo minore gravante sui centri edificati;

[..]

3. Per le tipologie di aree indicate nei commi 1 e 2 le prescrizioni applicabili valgono all'interno di porzioni di territorio delimitate dalla pianificazione comunale di adeguamento al P.A.I., ai sensi dell'articolo 8, comma 5. [...].

4. Alle aree elencate nei precedenti commi 1 e 2, dopo la delimitazione da parte della pianificazione comunale di adeguamento al P.A.I., si applicano le prescrizioni individuate dalla stessa pianificazione comunale di adeguamento al P.A.I. tra quelle per le aree di pericolosità idrogeologica molto elevata, elevata e media.



L'applicazione delle disposizioni di cui sopra evidentemente recepisce gli intendimenti di quanto già indicato nella L. 183/89 Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo che all'art. 1 recita: *La presente legge ha per scopo di assicurare la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi* e anticipa i dettami del disposto del Testo Unico sull'Ambiente (D.L. 152/06) che all'art. 53 richiama le finalità legate al risanamento idrogeologico del territorio tramite la prevenzione dei fenomeni di dissesto. L'adempimento di quanto sopra richiamato passa in prima analisi attraverso lo studio delle interazioni tra il reticolo idrografico, l'attività antropica esistente, e le ipotesi relative ad eventuali ulteriori e successive fasi di pianificazione urbanistica.

Il risultato dell'analisi di cui sopra è l'individuazione di aree caratterizzate da possibili coinvolgimenti da parte di aree di esondazione o da situazione di puntuale criticità.

In termini di interazione con gli strumenti di pianificazione territoriale, l'indagine si traduce nell'eventuale apposizione di vincoli di vario grado, passando alla sostanziale inedificabilità (Zone Hi4, Hi3), alla edificabilità soggetta a prescrizioni specifiche (Zone Hi2), sino alla totale mancanza di condizionamento (Zone Hi1).

Si rileva che il processo di antropizzazione va visto nella generalità dei casi non solamente come atto esclusivamente edificatorio, ma anche legato alla pratica agraria che ha, in alcuni casi, confinato in maniera rilevante il percorso naturale del deflusso.

La presente relazione, si articola secondo successive fasi di approfondimento; in particolare il documento si suddividerà secondo i seguenti passi:

Inquadramento territoriale:

consegna una breve descrizione del territorio comunale unitamente all'elencazione del quadro informativo territoriale utilizzato.

Configurazione del sistema idrografico:

riporta un'elencazione delle aste fluviali principali e dei compluvi di cui si è potuto definire un quadro conoscitivo sulla base delle informazioni cartografiche e delle conoscenze locali. I corsi d'acqua richiamati, unitamente all'intero sistema idrografico interno al territorio, saranno oggetto di ulteriore analisi nei paragrafi successivi.



Analisi idrologica:

oltre ad una breve rassegna relativa alla interpretazione del fenomeno con relativa metodologia di calcolo, sono richiamate:

- ✓ le grandezze caratteristiche che contraddistinguono il bacino scolante afferente alle sezioni di chiusura delle aste in esame;
- ✓ le grandezze idrologiche necessarie per la determinazione del valore della precipitazione.
- ✓ determinazioni numeriche delle portate di calcolo.

Analisi idraulica:

la prima fase è destinata all'illustrazione del fenomeno fisico e al relativo codice di calcolo utilizzato, successivamente, sono consegnate le elaborazioni numeriche; profili, sezioni e tabulati numerici sono consegnati negli allegati.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE DELL'AREA DI STUDIO

Il comune di Sant'Anna Arresi è posto nel versante sud-occidentale della Sardegna, e risulta delimitato a sud dal territorio di Teulada e a nord da quello di Masainas. L'area oggetto di studio è inquadrata all'interno dell'intero territorio comunale e si estende per una superficie di circa 36.6 Km².

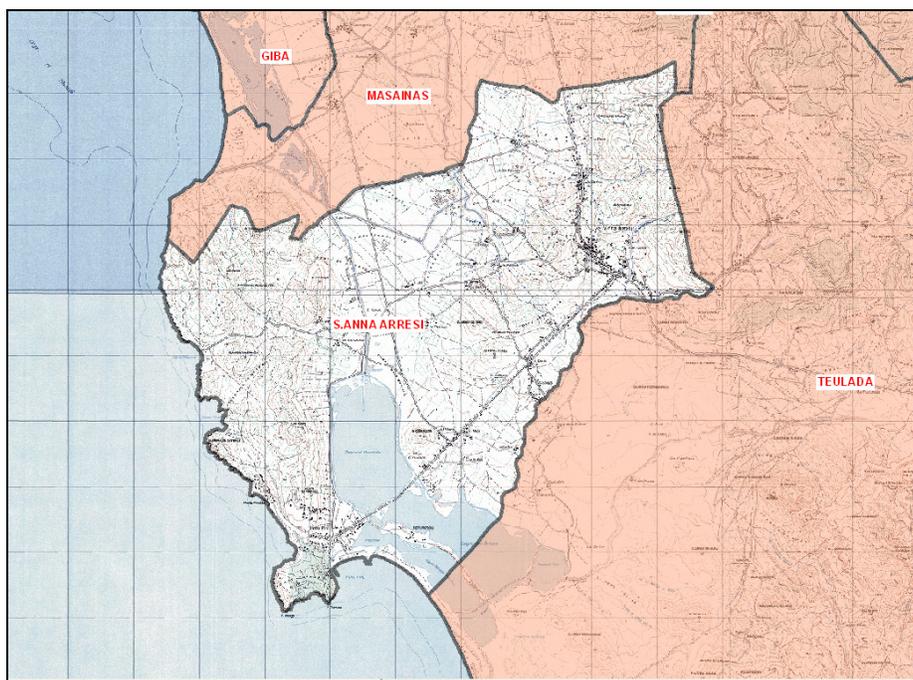


Figura 1 Inquadramento territoriale

Dal punto di vista morfologico, una visione generale consegna un territorio prevalentemente pianeggiante, con quote massime di poco superiori ai 375 metri nell'estremo orientale, e rilievi simili nella parte occidentale.

La distribuzione delle quote nel territorio comunale individua la seguente distribuzione

da quota 0 m s.l.m.	a quota 15 m s.l.m.	14.4 Km ²	39%
da quota 15 m s.l.m.	a quota 30 m s.l.m.	5.6 Km ²	16%
da quota 30 m s.l.m.	a quota 50 m s.l.m.	5.8 Km ²	16%
da quota 50 m s.l.m.	a quota 100 m s.l.m.	7.2 Km ²	20%
da quota 100 m s.l.m.	a quota 250 m s.l.m.	3 Km ²	8%
da quota 250 m s.l.m.	a quota 376 m s.l.m.	0.38 Km ²	1%

Le due successive immagini, realizzate con analisi sul DTM 10 m (v. Figura 2) fornite dalla RAS, evidenziano un territorio con una superficie contenuta entro i 100 m per oltre il 90% del suo territorio, e solo un 9% superiore a 100 m. Il riquadro b) evidenzia:

- ✓ in verde quote <30 m;
- ✓ in giallo-arancio quote comprese tra 30 e 100 ;
- ✓ in marrone-bianco quote superiori a 100 m.

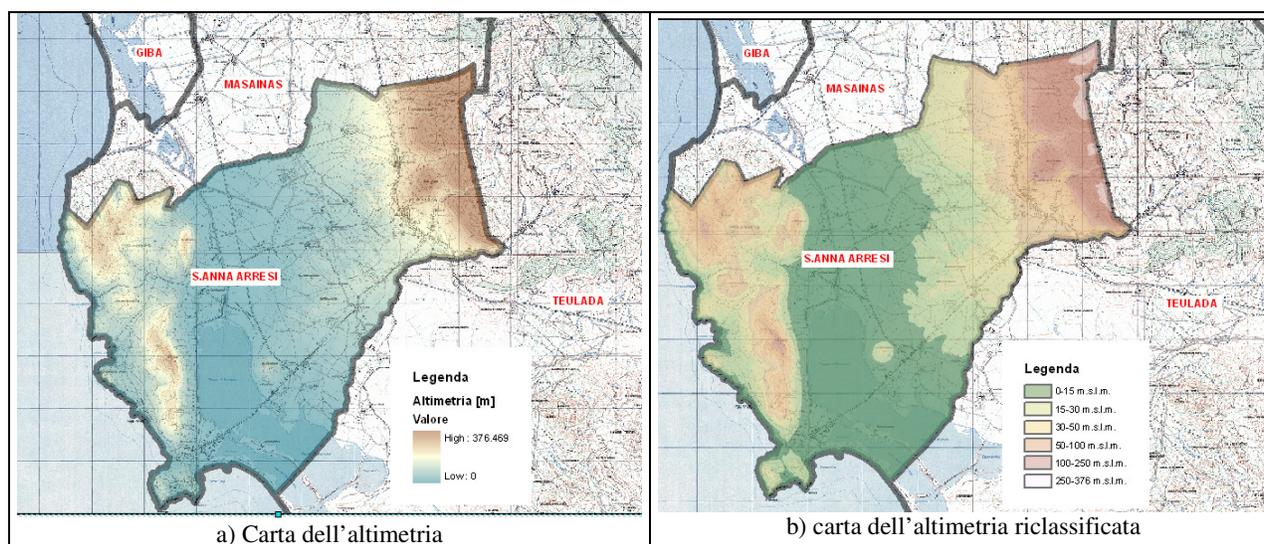


Figura 2 Elaborazioni cartografiche tratte dal DTM 10 m fornito dalla RAS

Per quanto concerne le pendenze riscontrate nel territorio, si ha la lettura di una condizione in cui prevalgono acclività inferiori al 5%, principalmente in corrispondenza pianeggianti (Figura



3) e parte del settore orientale, mentre risultano minime le aree con pendenza superiori a tale valore, concentrate sul versante nord-est al confine col territorio comunale di Teulada e sul versante occidentale.

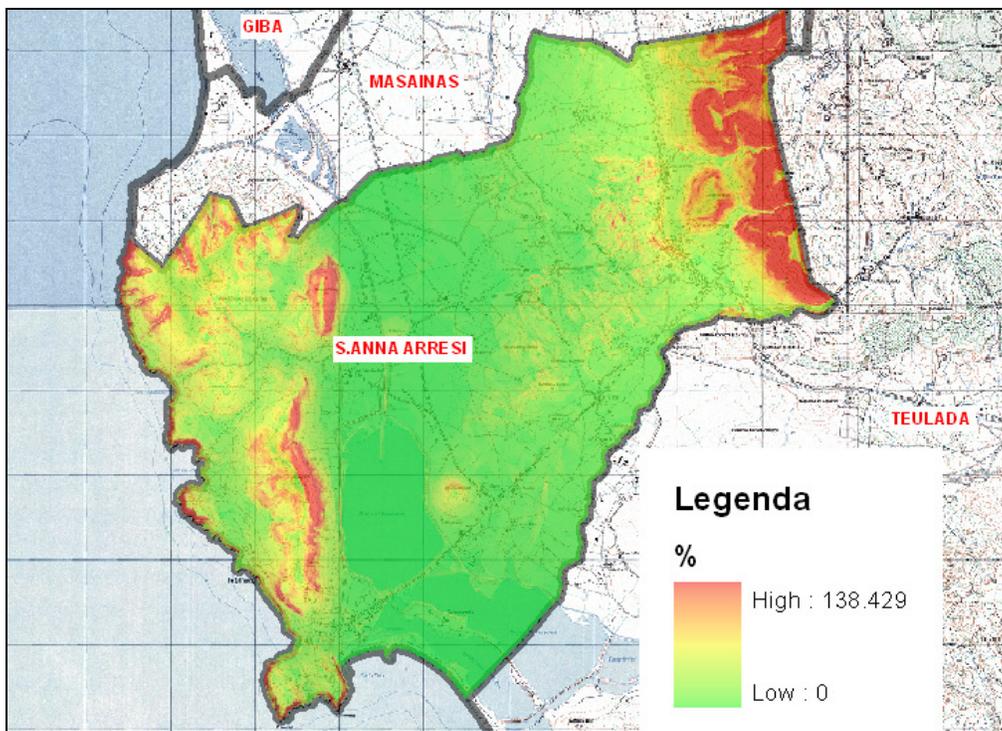


Figura 3 Carta dell'acclività del territorio comunale

Dati cartografici di base:

- Carta d'Italia scala 1:100.000 Foglio 233 CARBONIA e Foglio 239 TEULADA;
- Carta d'Italia scala 1: 25.000 Foglio 564 sezione II GIBA e Foglio 572 Sezioni I PORTO PINO;
- C.T.R. scala 1:10.000 Fogli 564150-160-572030-040;
- DTM passo 1m fornito dalla RAS;
- DTM passo 10m fornito dalla RAS.

3. CONFIGURAZIONE DEL SISTEMA IDROGRAFICO

L'individuazione del sistema idrografico, come già anticipato, costituisce la base di partenza dello studio idrologico-idraulico. La rete idrografica del territorio comunale si presenta generalmente estremamente fitta con molteplici interazioni tra il reticolo naturale e il reticolo artificiale derivante da interventi di bonifica agraria.

L'analisi su base gis ha fatto emergere 8 comparti drenanti (v.Figura 4).

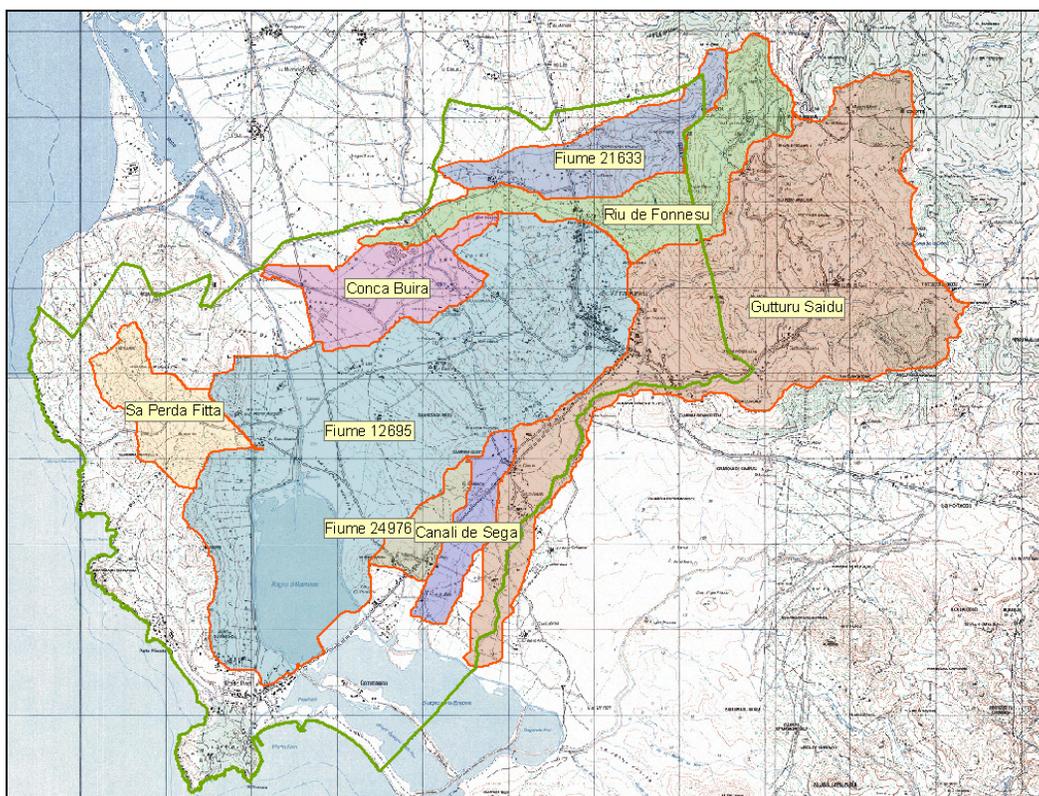


Figura 4-Sistema drenante

Come evidenziato in figura, in esso si possono rintracciare due bacini di dimensioni maggiori, denominati di seguito principali:

- ✓ il riu Gutturu Saidu, la cui asta principale scorre sul limite comunale del comune di Teulada;
- ✓ il fiume 12695 il cui bacino occupa la parte centrale del territorio comunale.

L'analisi sia idrologica che idraulica è stata evidentemente eseguita contemporaneamente in tutto il sistema, ma per maggiore semplicità la descrizione dei fenomeni è stata effettuata trattando separatamente i singoli comparti drenanti con le relative aste fluviali.

In particolare la suddivisione effettuata è la seguente:

1. Sistema principale del *Riu Gutturu Saidu*:
 - a) Comparto in sinistra idraulica
(affluenti *Riu S'Ollioni*);
 - b) Comparto in destra idraulica
(affluenti *Rio Perdaiola*).

2. Sistema principale del *Fiume 12695* (toponimo locale *Riu Is Pattetus*):
 - c) Comparto in sinistra idraulica
(affluenti *Compluvio Montixeddu*, *Fiume 5562*);
 - d) Comparto in destra idraulica
(affluenti *Compluvio Perda Fitta*).

Unitamente ai bacini di cui sopra si individuano quindi altri sei bacini, definiti secondari per le minori dimensioni delle superfici. Essi drenano le seguenti aste principali: il Canali de Sega, il fiume 2476, Sa Perda Fitta, Riu Conca Buira, Riu de Fonnesu, fiume 21633. I punti successivi consegnano un quadro descrittivo dei bacini e delle relative aste principali.

La successiva figura consegna una visione schematica del reticolo idrografico.

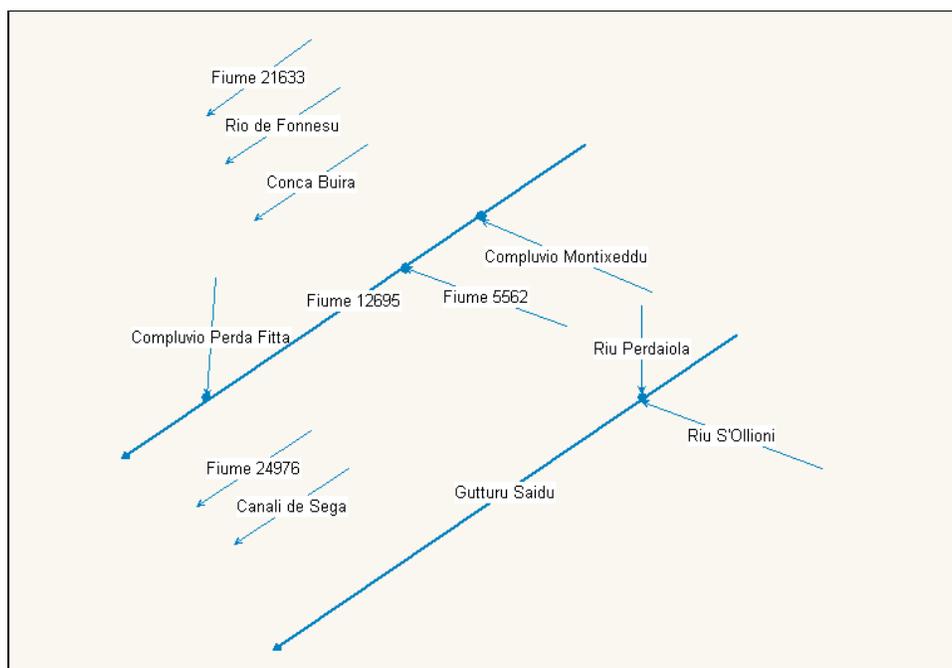


Figura 5-Configurazione del sistema idrografico



3.1 BACINI PRINCIPALI

Riu Gutturu Saidu

Il bacino del Rio interessa principalmente il territorio comunale di Teulada; la forma del bacino presenta una parte montana, decisamente compatta, che va progressivamente assottigliandosi procedendo in direzione NE-SO.

La parte montana, interessa quote generalmente superiori ai 300 m.s.l.m. con quota massima nell'estremo nord in località Serra sa Laccana a quota 440 s.l.m.

L'idrografia nel comparto montano del bacino è costituita da due corsi d'acqua principali: uno, il Rio S'Ollioni, che ha origine in corrispondenza de S'arcu de S'angelu, e l'altro, proveniente da nord denominato Riu Perdaiola.

In questa parte il bacino è decisamente acclive, superata l'intersezione con la SS 195, il bacino muta notevolmente forma e caratterizzazione morfologica; la sua geometria tende sempre più ad assottigliarsi, e la pendenza stessa del rio, si riduce notevolmente. Per quanto attiene la copertura vegetale, le due parti del bacino si differenziano notevolmente, in quanto nella parte montana è diffusa quella forestata, mentre la zona valliva è interessata da agricoltura, macchia mediterranea o pascolo.

La sottostante figura consegna la vista del bacino con l'andamento qualitativo del profilo relativo all'asta principale. La freccia indica l'intersezione con la strada statale

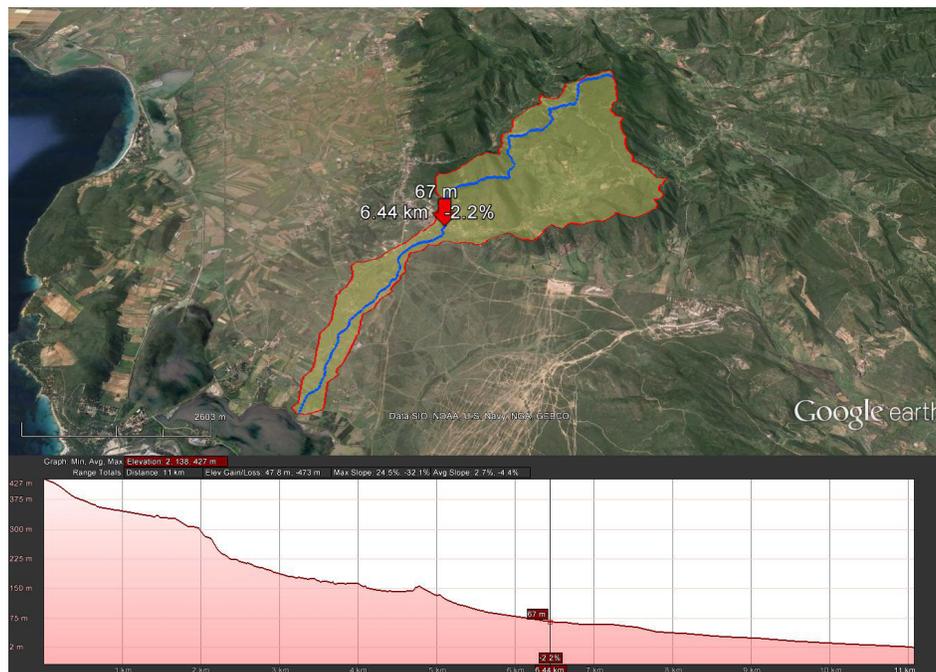


Figura 6-Vista del bacino del Rio Gutturu Saidu e profilo dell'asta principale



La Figura 7 e la Tabella 1 consegnano le caratteristiche principali del sistema.

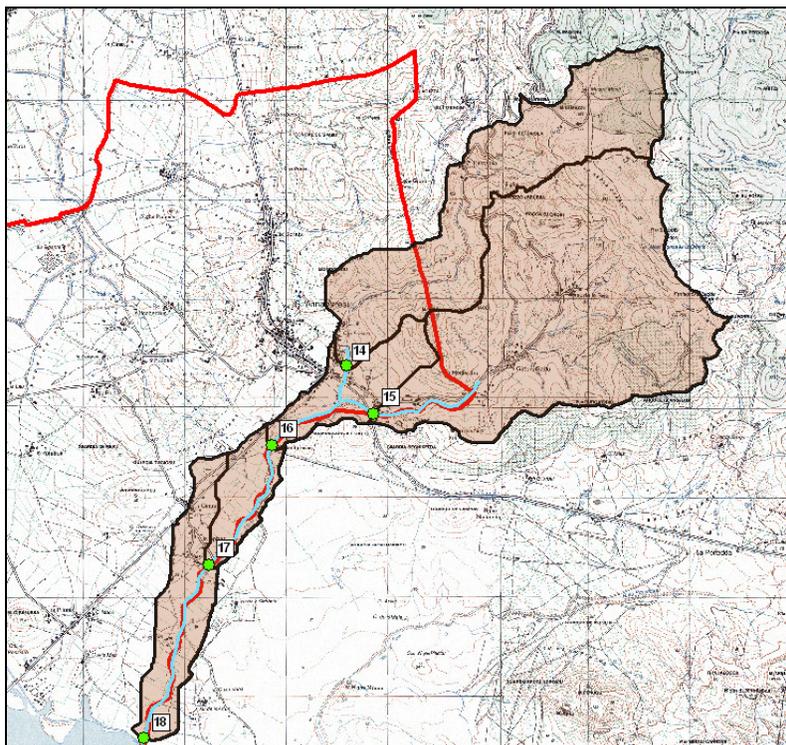


Figura 7 -Sottobacini del Riu Gutturu Saidu

<u>Codice sezione</u>	<u>Nome rio</u>	<u>Superficie kmq</u>	<u>Quota minima m</u>	<u>Quota massima m</u>
14	<i>Riu Perdaiola</i>	3.15	70.46	441.21
15	<i>Riu S'Ollioni</i>	5.66	66.90	406.57
16	<i>Gutturu Saidu</i>	9.64	44.73	441.21
17	<i>Gutturu Saidu</i>	10.21	23.43	441.21
18	<i>Gutturu Saidu</i>	11.33	0.2	441.21

Tabella 1 -Elementi dimensionali del comparto drenante

Fiume 12695

Il bacino idrografico interessa la porzione centrale del territorio comunale, la cui dimensione è di circa 13 Km,e si estende dal centro abitato sino allo Stagno di Maestrale.

Esso ha origine dalle colline subito dietro l'abitato (Montixeddu quota 164 slm), per poi procedere verso valle in direzione SW. L'asta principale ha una lunghezza di circa 6.4 Km, ma solamente nel primo chilometro presenta una pendenza apprezzabile con valori che in corrispondenza dell'abitato si attestano sui 3-4%, mentre verso valle, dove il bacino tende ad aprirsi, la pendenza dell'asta si attesta su valori di qualche unità per mille. Tutta la piana risulta



interessata da molteplici linee di deflusso, talvolta artificiali legate ad interventi di bonifica, che interagiscono tra loro; a palesare una forte interazione con il sistema dei deflussi, si evidenzia la presenza in alcuni casi di falde superficiali che, in condizioni di eventi meteorici di rilievo, limitano in maniera decisa la capacità di infiltrazione del terreno.

La sottostante figura consegna una visione generale del bacino idrografico e della pendenza della sua asta principale.

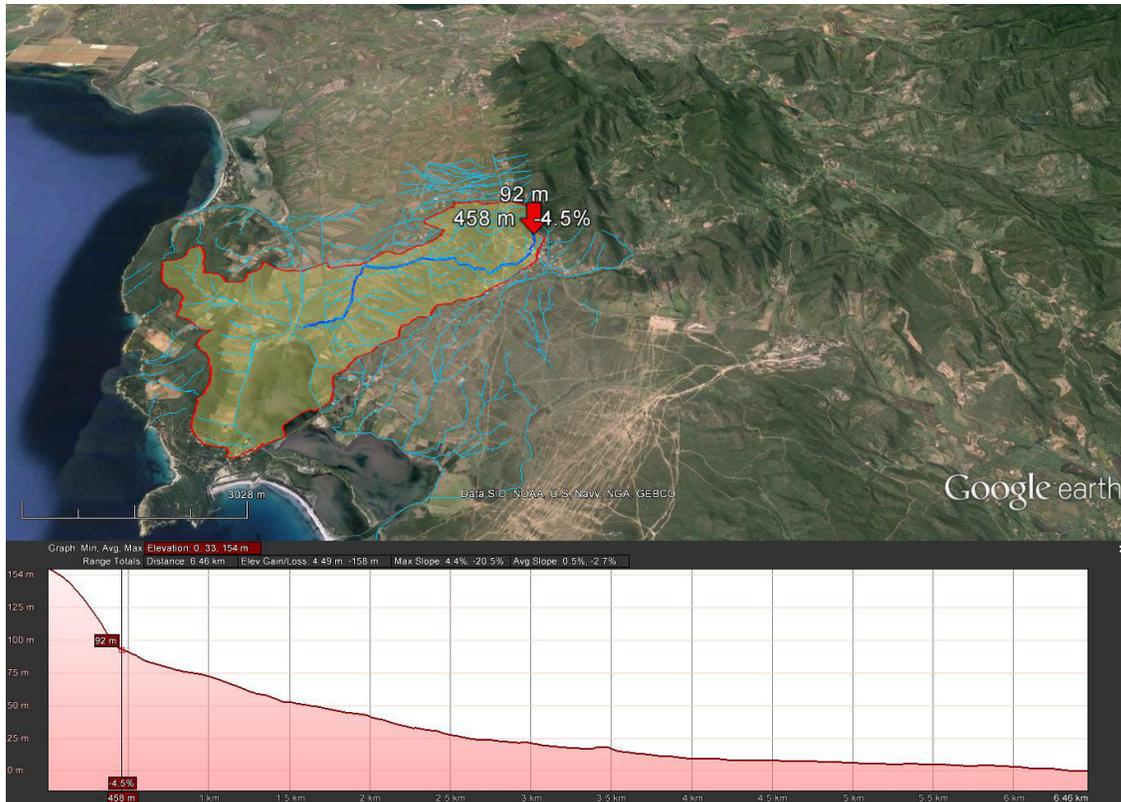


Figura 8-Vista del bacino del fiume 12695 e profilo dell'asta principale

La Figura 9 e la Tabella 2 consegnano le caratteristiche principali del sistema.

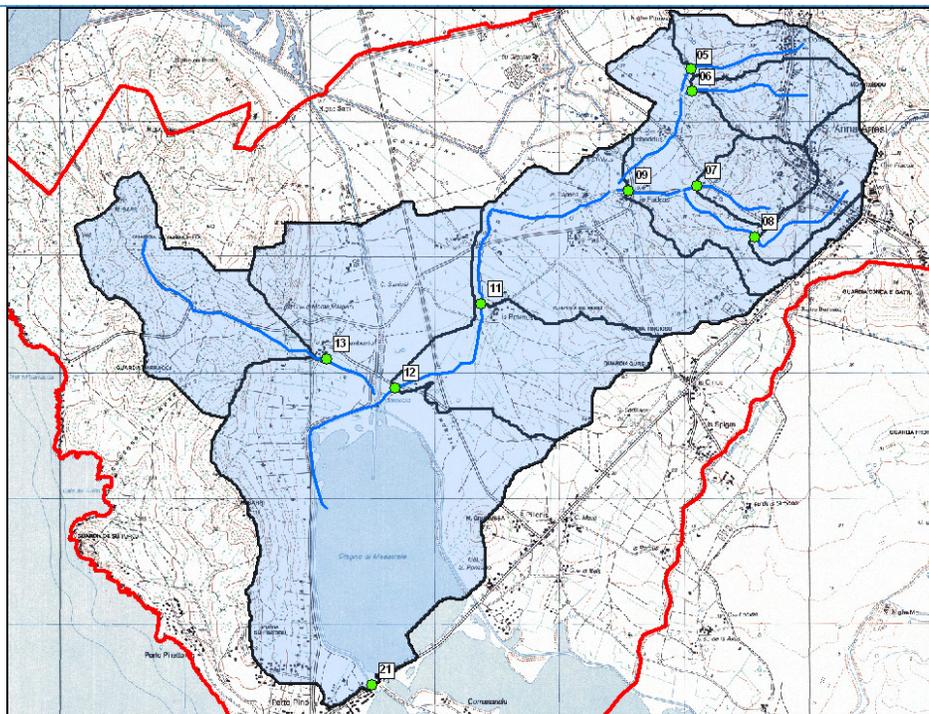


Figura 9 -Sottobacini del Fiume 12695

<u>Codice sezione</u>	<u>Nome rio</u>	<u>Superficie kmq</u>	<u>Quota minima m</u>	<u>Quota massima m</u>
05	<i>Fiume 31551</i>	0.46	39.26	161.26
06	<i>Compluvio Montixeddu</i>	0.59	34.69	163.95
07	<i>Fiume 11987</i>	0.49	24.84	96.16
08	<i>Fiume 17440</i>	0.51	39.42	160.94
09	<i>Fiume 29436</i>	30.31	17.03	163.95
11	<i>Rio Is Pattetus</i>	5.37	4.63	163.95
12	<i>Rio Is Pattetus</i>	6.71	0.74	163.95
13	<i>Compluvio Perda Fitta</i>	1.54	2.95	104.02
21	<i>Rio Is Pattetus</i>	14.59	0.1	163.95

Tabella 2 -Elementi dimensionali del comparto drenante

3.2 BACINI SECONDARI

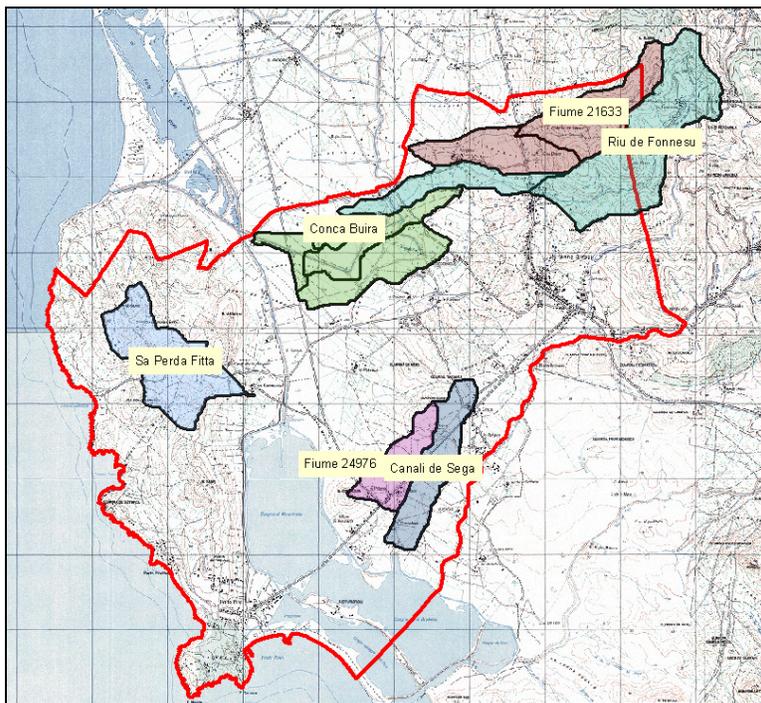


Figura 10 -Sottobacini dei bacini secondari

Per semplicità, i bacini secondari verranno di seguito analizzati in tre comparti distinti:

- comparto 1: Canali de Sega e Fiume 24976;
- comparto 2: Compluvio Perda Fitta;
- comparto 3: Fiume 21633, Conca Boira e Riu Fonnesu.

La Figura 11 e la Tabella 3 consegnano le caratteristiche principali del sistema.

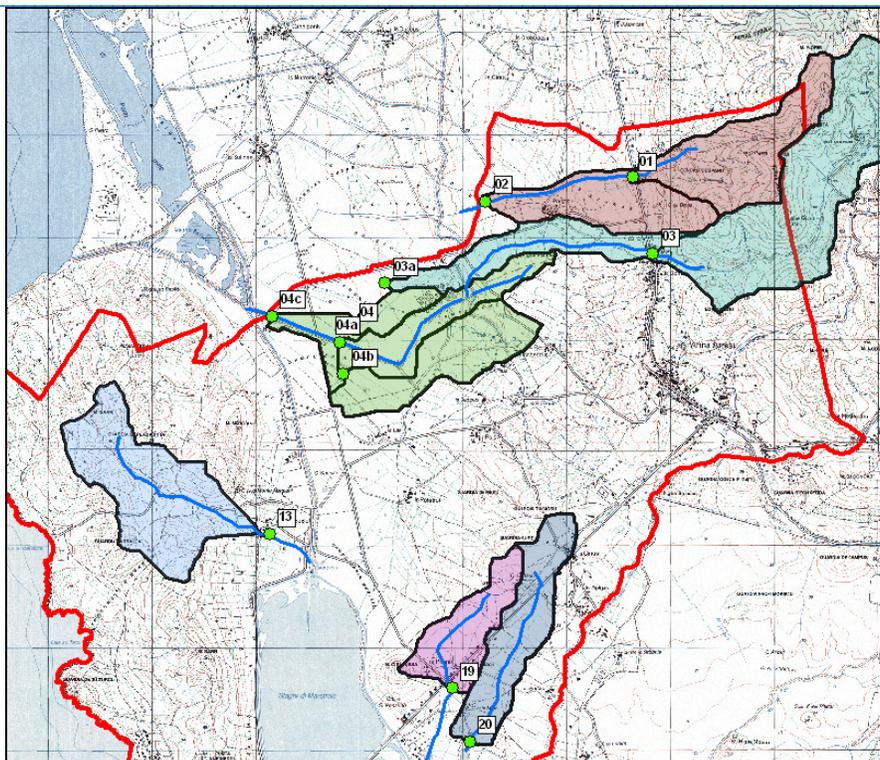


Figura 11 -Sottobacini dei bacini secondari

<u>Codice sezione</u>	<u>Nome rio</u>	<u>Superficie kmq</u>	<u>Quota minima m</u>	<u>Quota massima m</u>
01	<i>Fiume 21633</i>	1.15	79.40	393.76
02	<i>Fiume 21633</i>	2.03	32.37	393.76
03	<i>Riu Fonnesu</i>	2.34	80.42	373.61
03a	<i>Riu Fonnesu</i>	3.06	9.40	373.61
04	<i>Conca Boira</i>	0.21	4.59	20.23
04a	<i>Conca Boira</i>	0.66	4.23	50.84
04b	<i>Conca Boira</i>	0.88	4.95	30.94
04c	<i>Conca Boira</i>	2.00	2.70	50.84
13	<i>Compluvio Perda Fitta</i>	1.54	2.95	104.02
19	<i>Fiume 24976</i>	0.67	5.68	41.65
20	<i>Canali de Sega</i>	0.95	1.38	42.49

Tabella 3 -Elementi dimensionali del comparto drenante

Comparto 1

Il Fiume 24976 e Canali de Sega sono ubicati tra il bacino del Rio Gutturu Saidu e quello del fiume 12695, e che drenano due aree sostanzialmente pianeggianti, le cui superfici sono inferiori al chilometro quadrato; si tratta di aree con una copertura vegetale non particolarmente rilevante, e con un'orografia priva di rilievi, con quote che non superano i 50 m s.l.m. nel comparto più montano, per poi scendere a quote decisamente più basse procedendo verso valle.

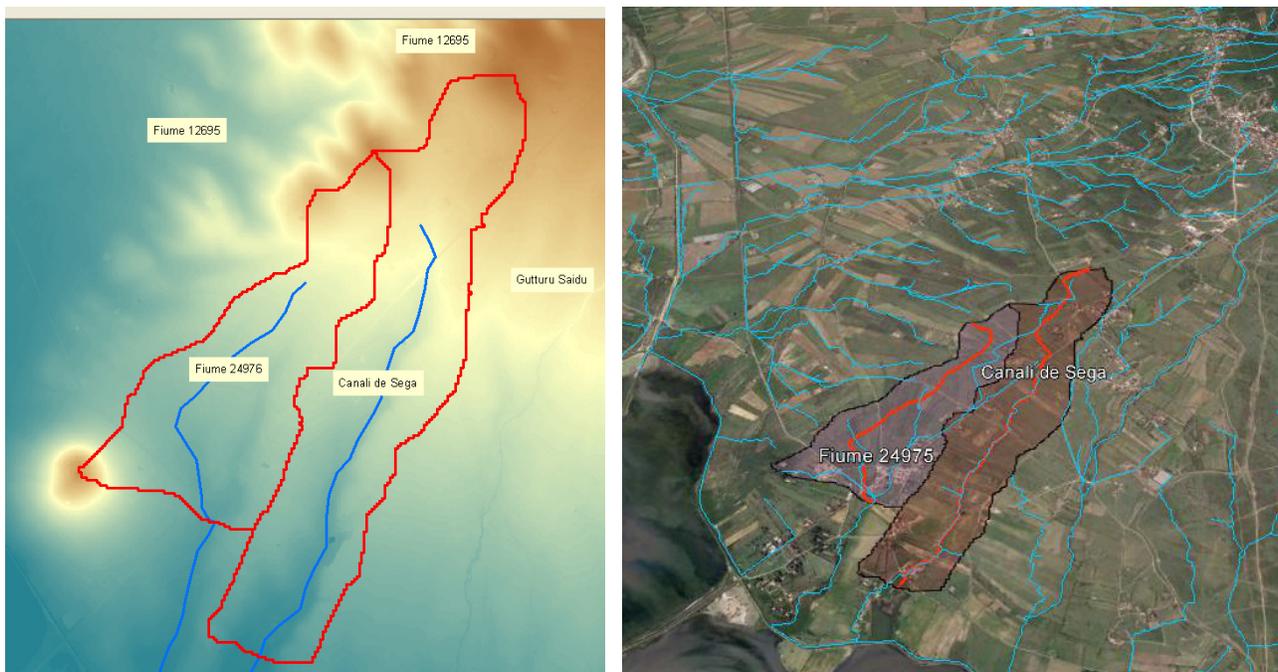


Figura 12-Rappresentazione dei bacini Fiume 24976 e Canali de Sega su base DTM 1m e su ortofoto

Comparto 2

Un altro compluvio minore, denominato Perda Fitta, è ubicato nella parte occidentale del territorio comunale, in una zona a quota inferiore a 100 m con pendenze che variano da 70% nella parte più a monte a pendenze dell'ordine del 20% nella parte più a valle.

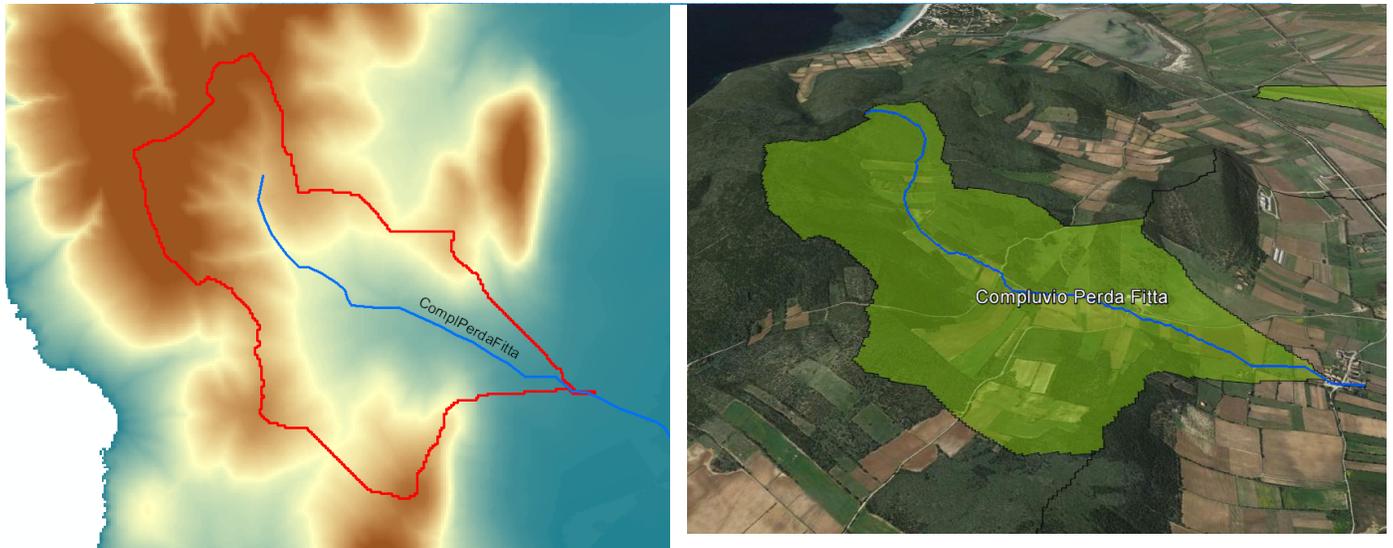


Figura 13-Rappresentazione dei bacini Fiume 24976 e Canali de Sega su base DTM 1m e su ortofoto

Comparto 3

Nella parte settentrionale del territorio comunale si individuano infine altri due sistemi drenanti, quello del Fiume 21633 e quello del rio di Fonnesu, che si sviluppano nella parte del bacino ad altimetria più marcata, da quote prossime ai 370 m a quote decisamente inferiori verso valle, e che risultano caratterizzati da superfici dell'ordine di 1-2 kmq.

Proseguendo verso sud-ovest si incontra un terzo compluvio, denominato Conca Boira e che si sviluppa per 0.6 kmq in zona pianeggiante con quote inferiori a 15 m.

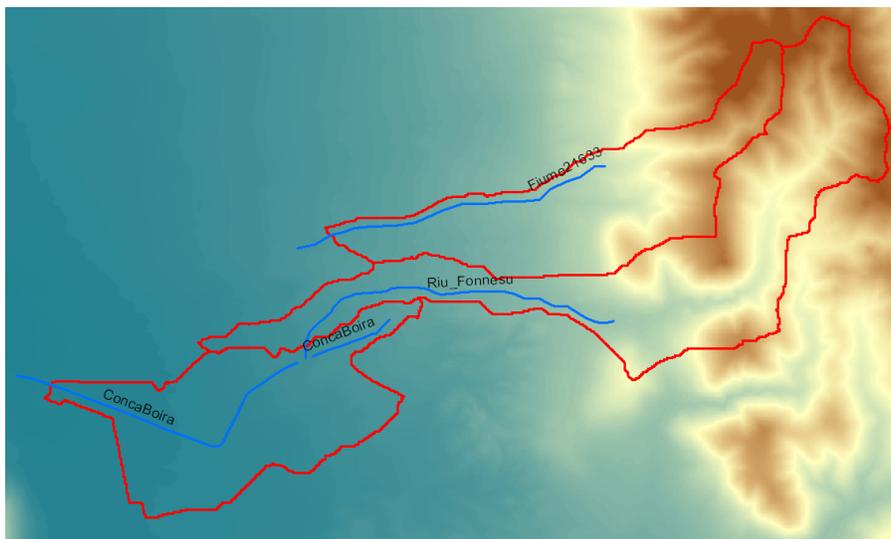
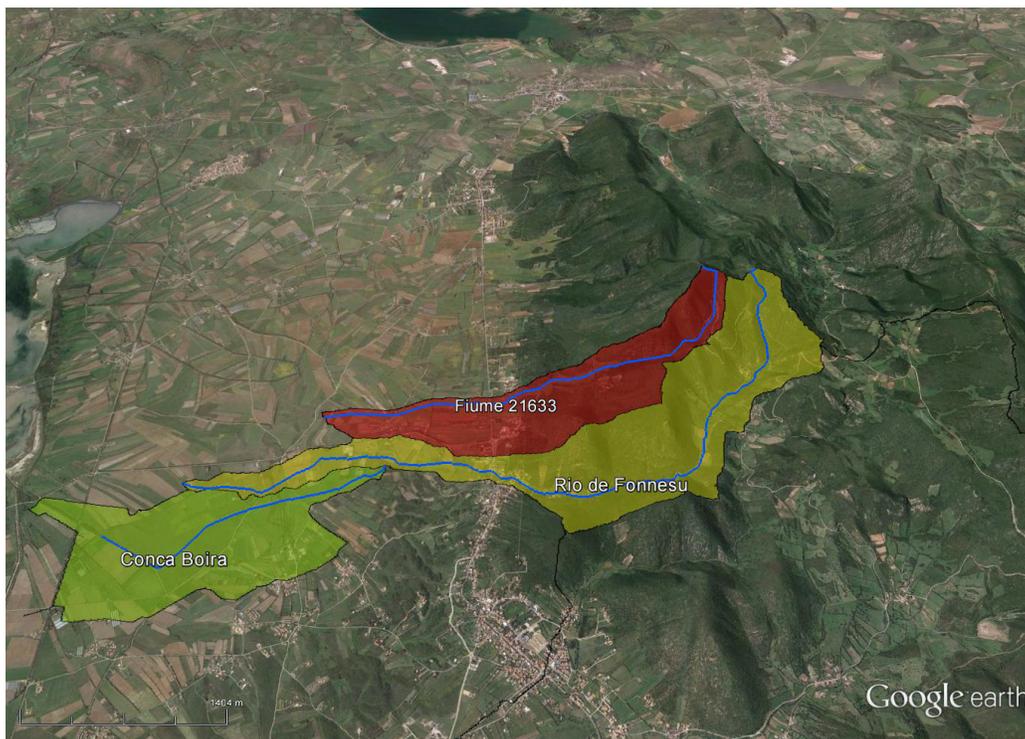


Figura 14-Rappresentazione dei bacini Fiume 24976 e Canali de Sega su base DTM 1m e su ortofoto**Figura 15-Rappresentazione dei bacini Fiume 24976 e Canali de Sega su base DTM 1m e su ortofoto**

4. ANALISI IDROLOGICA

Per la valutazione delle portate di calcolo sulle superfici scolanti individuate all'interno del territorio comunale, si è operato attraverso l'utilizzo del codice di calcolo Arc Hydro Tools attraverso una successione di fasi:

- ✓ sono state individuate preliminarmente le superfici scolanti elementari, con valori areali compresi tra i 100 m² e il chilometro quadrato;
- ✓ sono state successivamente aggregate le superfici di cui sopra, individuando i bacini idrografici afferenti ai corsi d'acqua oggetto di valutazione idraulica o per i quali si valutata l'interazione con le aree di pertinenza;
- ✓ per i bacini inquadrati sono state determinate le aste principali, le grandezze geomorfologiche, le grandezze idrologiche;
- ✓ con l'applicazione delle metodologie note sono state effettuate le valutazioni idrologiche al fine di definire i valori delle portate di calcolo;



Il calcolo della portata è stato effettuato conformemente a quanto previsto nelle Linee Guida del PAI. In esse si rileva che, in mancanza di dati osservati, si dovrà far ricorso alle metodologie di calcolo disponibili, che possono essere inquadrare in due grandi sottoinsiemi: la prima è nota sotto la generale definizione di *Metodi Diretti*, la seconda come *Metodi Indiretti*, in cui l'aggettivo diretto o indiretto specifica se la portata al colmo in qualunque sezione è ricavata direttamente da valori di portate calcolati, ovvero indirettamente tramite trasformazione afflussi–deflussi.

4.1 *CONSIDERAZIONI GENERALI SUL FENOMENO*

A premessa della descrizione del metodo utilizzato, è importante rilevare che la definizione delle aree di allagamento sulla cartografia è l'ultimo passo di un processo di analisi che non può essere scisso dalle precedenti fasi e che, come tale, risente delle schematizzazioni che necessariamente devono essere assunte. Nell'analisi idrologica l'ordine di schematizzazione assunto riguarda sia il quadro concettuale che esprime il verificarsi del fenomeno, sia la successiva traduzione modellistica del fenomeno semplificato. Nel primo caso giova rilevare che la schematizzazione di base per la rappresentazione della trasformazione degli afflussi in deflussi parte dall'individuazione di un processo descrittivo che assume il deflusso come accorpamento negativo delle grandezze facenti parte del bilancio idrico.

In particolare con il concetto di "trasformazione afflussi-deflussi" raggruppa l'insieme di quei diversi processi idrologici che concorrono alla formazione del deflusso, a partire dalla precipitazione meteorica, prima ancora che il deflusso stesso si incanali nella rete idrografica secondo la schematizzazione riportata in **Figura 16**.

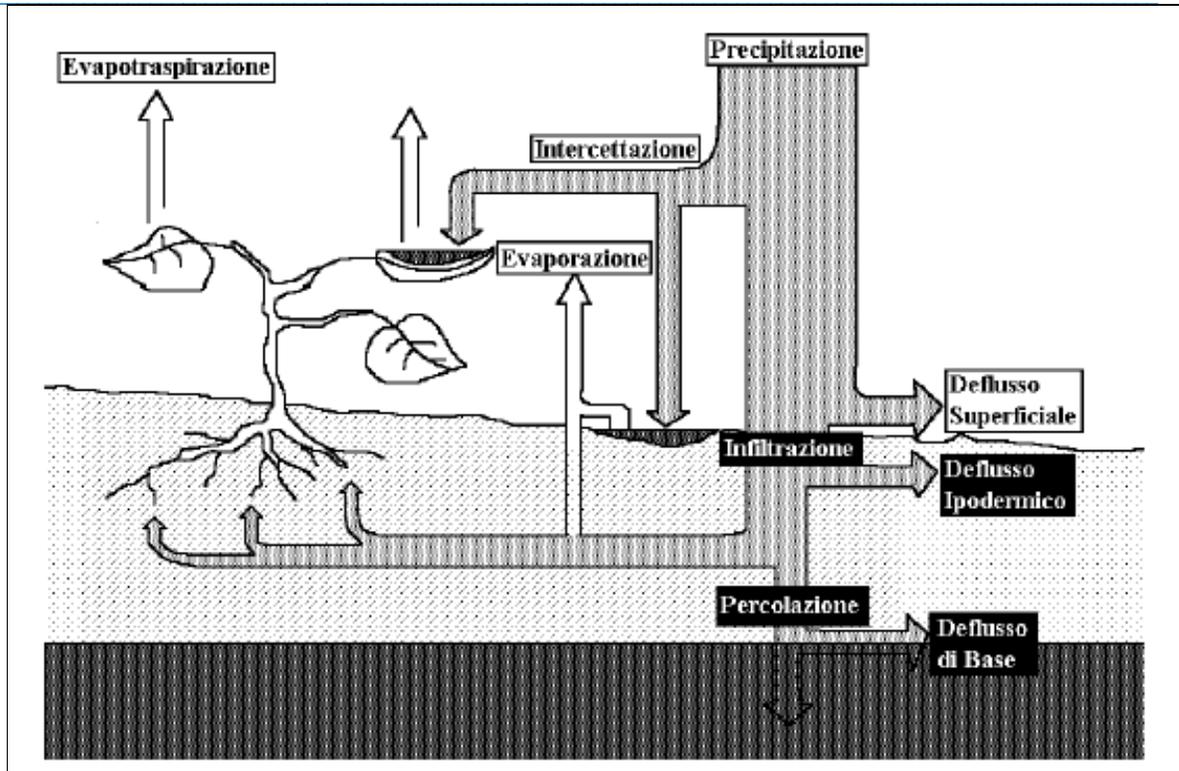


Figura 16 -Elementi che concorrono al bilancio idrologico del processo "afflussi-deflussi"

La realizzazione di modelli di piena passa necessariamente attraverso ulteriori semplificazioni del fenomeno, trascurando alcune grandezze che possono considerarsi ininfluenti, infatti:

1. l'evapotraspirazione risulta essere modesta o nulla in relazione ai deflussi superficiali che assumono importanza preponderante rispetto agli altri;
2. i diversi tipi di deflusso (superficiale, ipodermico, profondo o di base) assumono una importanza relativa che varia in funzione del tempo caratteristico di risposta del bacino in esame.
3. il deflusso di base, ovvero quello che può ritenersi costante e determinato dalle portate di magra del corso d'acqua, può essere ritenuto costante nell'ambito dell'evento di piena. Tale contributo, risulta in genere essere di uno o più ordini di grandezza inferiore alle portate di piena, e quindi in buona approssimazione trascurabile, così pure il deflusso ipodermico nel caso di un bacino di dimensioni medie o piccole.

La seconda fase consiste nello stabilire le relazioni analitiche intercorrenti tra le caratteristiche dell'evento meteorico che causa la piena e le modalità con cui avviene la trasformazione afflussi-deflussi.



Il processo di analisi ha avuto le sue prime formulazioni nella metà dell'800 (Mulvany) nella relazione veniva definito il valore della portata al colmo Q per un assegnato periodo di ritorno per effetto di una precipitazione ricadente in un bacino assegnato.

Nella sua formulazione, venivano assunte le seguenti semplificazioni:

- ✓ il valore della portata al colmo Q relativo ad un evento meteorico costante, è il maggiore tra tutti i valori di portata definiti per lo stesso bacino e per lo stesso tempo di ritorno T .
- ✓ per un preassegnato periodo di ritorno, l'evento meteorico che genera il valore massimo di portata ha una durata pari al tempo di corrivazione;
- ✓ che la portata al colmo Q per un evento causata da una precipitazione ragguagliata di intensità costante sia proporzionale all'intensità della precipitazione, alla superficie del bacino e a un coefficiente C legato alle caratteristiche del bacino e al suo grado di impermeabilità.

Il successivo approccio cinematico cui si fa affidamento per la determinazione della portata introduce semplificazioni che tendono a schematizzare il deflusso sempre assumendo delle condizioni che tendono a eliminare le interazioni tra le grandezze che concorrono; in particolare, le ipotesi di base sono:

- ✓ il trasferimento della piena sia affidata al trasferimento di massa liquida;
- ✓ ogni goccia percorra sempre la stessa traiettoria anche con l'evoluzione del processo di pioggia, e che quindi le linee di corrivazione siano immutabili;
- ✓ il tempo di corrivazione, e quindi la velocità di ruscellamento dell'acqua sia immutabile con il livello di saturazione del terreno e con il formarsi del velo idrico superficiale,
- ✓ la velocità della goccia non sia influenzata dal moto delle altre gocce;
- ✓ la portata di piena sia data dalla somma delle portate provenienti dalle altre parti di bacino che si reventano alla sezione di chiusura allo stesso istante.

Le ipotesi di cui sopra diventano di fondamentale importanza in relazione al contesto territoriale entro cui si opera, e inducono approssimazioni più o meno rilevanti in base alle forme e caratteristiche dei bacini di riferimento.

Entrando nelle specifiche grandezze che influenzano il modello, si rileva che le semplificazioni riguardano sia il grado di precisione della stima dell'intensità di pioggia, della sua distribuzione spaziale, che evidentemente la superficie del bacino ma anche la sua forma, così pure dell'individuazione della pioggia netta, e passa attraverso una modellizzazione della risposta del bacino stesso.



Le considerazioni su esposte, dunque, inducono a ritenere che possa essere accettato un grado di scostamento rispetto alle condizioni che realmente potrebbero verificarsi.

In fase di valutazione delle grandezze su richiamate, sarà opportuno valutare il grado di imprecisione che deriva dalla valutazione dell'intensità di pioggia, dalla sua distribuzione spaziale e dal comportamento del bacino idrografico per quanto attiene il processo di trasformazione afflussi deflussi.

4.2 INDIVIDUAZIONE DEI PARAMETRI DI BACINO

Con l'ausilio di codici specifici per l'idrologia in ambiente GIS è stata dunque eseguita la prima fase di processo dei dati. Successivamente sono stati definiti, per ogni cella¹, la direzione del flusso, la direzione di massima pendenza, il numero di celle a monte che contribuiscono al flusso, la rete di drenaggio, le aree di drenaggio per ogni segmento idrico, etc., ai fini di ottenere il quadro completo che concorre all'individuazione dei parametri di bacino.

L'intera procedura consente di individuare quindi i principali parametri idrologici, quali la pendenza del bacino, l'asta principale, la lunghezza e pendenza dell'asta principale, la quota massima, minima e la superficie del bacino, la pendenza media.

4.3 DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO-METODI DIRETTI

Analisi regionale

La *Valutazione delle Piene* (VAPI) in Sardegna riporta due metodi di stima regionali, basati sulla distribuzioni probabilistiche *log-normale* e *Two Components Extreme Values* applicati a dati massimi annuali di portata al colmo.

La prima metodologia introdotta da Lazzari nel 1967, esprime la portata al colmo come:

$$\text{Log } Q(T) = 0.3583 * z(T) + 0.956 * \text{Log}(A * z^m) - 8.731$$

per i bacini della parte occidentale dell'isola e

$$\text{Log } Q(T) = 0.4413 * z(T) + 0.746 * \text{Log}(A * z^m) - 6.257$$

per i bacini della parte orientale.

Per la descrizione delle variabili si rimanda alla letteratura tecnica.

La seconda, in base a studi più recenti, interpreta i fenomeni di piena con la *distribuzione TCEV* (Two Components Extreme Values), nella quale la probabilità di non superamento è data dalla miscela di due distribuzioni esponenziali del tipo:

¹ Il modello è costituito da una griglia di celle la cui dimensione viene assegnata sulla base delle necessità di calcolo.



$$P(x) = e^{(-\lambda_1 \cdot e^{(-x/\theta_1)} - \lambda_2 \cdot e^{(-x/\theta_2)})}$$

caratterizzata dai quattro parametri $\lambda_1, \lambda_2, \theta_1, \theta_2$.

In base all'analisi regionale l'intero territorio della Sardegna è diviso in due zone idrologicamente omogenee nelle quali i parametri valgono rispettivamente:

$$\ln \epsilon_1 = -1.1954 + 0.9235 \ln(S); \lambda_1 = 6.286 \text{ per i bacini occidentali}$$

$$\ln \epsilon_1 = 0.9982 + 0.6452 \ln(S); \lambda_1 = 4.571 \text{ per i bacini orientali}$$

mentre

$$\lambda^* = 0.3938 \text{ e } \theta^* = 5.8866 \text{ per tutto il territorio regionale}$$

Per quanto concerne il campo di applicazione di questa metodologia, si rileva che essa deriva dall'analisi di serie storiche relative alle stazioni che sottendono bacini di estensione superiore a circa 60 Km².

I casi specifici non rientrano nei casi previsti.

4.4 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO - METODI INDIRECTI

Tale metodologia stima la portata al colmo a partire dalla precipitazione, nell'ipotesi che la frequenza di accadimento di quest'ultima caratterizzi quella della portata al colmo.

La portata di piena è espressa dalla ben nota *Formula Razionale*:

$$Q_P = i_{[\tau, T_R, r(\tau, A)]} * \Phi * A * \epsilon(\tau)$$

espressione di un modello deterministico elementare a fondamento cinematico, con il seguente significato dei simboli:

i Intensità di pioggia

T_R Tempo di ritorno

$r(\tau, A)$ Coefficiente di ragguglio areale

A Area del bacino

τ Durata della pioggia critica



Φ	Coefficiente di deflusso
$\varepsilon(\tau)$	Coefficiente di laminazione

Nella valutazione dell'entità della precipitazione si è ritenuto di applicare sia la metodologia classica proposta dal Puddu e successivamente aggiornata, sia il metodo di più recente pubblicazione che prevede la definizione delle curve di possibilità pluviometrica basate sul modello TCEV.

Altezza di pioggia critica

Metodo TCEV

Eventi di pioggia particolarmente intensi sfuggivano alla capacità di previsione delle curve di possibilità pluviometriche formulate da curve a due parametri, si è reso pertanto necessario sviluppare una trattazione capace di interpretare più fedelmente eventi di breve durata, anche utilizzando curve di distribuzione con un maggior numero di parametri.

In detta recente 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.

Le equazioni elaborate sono:

$$h(T, t) = (a_1 a_2') * t^{(b_1 + b_2')} \quad t \leq 1 \text{ ora}$$

$$h(T, t) = (a_1 a_2'') * t^{(b_1 + b_2'')} \quad t > 1 \text{ ora}$$

dove

$$a_1 = \frac{\mu_g}{0.886 * 24^{b_1}}$$

$$b_1 = -0.493 + 0.476 * \text{Log } \mu_g$$

avendo indicato con μ_g il valore medio giornaliero della pioggia il cui valore è rilevabile nella seguente carta. I parametri a_2' , a_2'' e b_2' , b_2'' contraddistinguono invece la sottozona di appartenenza, l'area in esame insiste nella **Sottozona 2**.

La sottostante figura consegna i valori di pioggia indice relativi al contesto in esame; **in magenta sono individuati i valori massimi (circa 56) in azzurro i valori minimi (44)**; nell'analisi idrologica sono stati definiti i valori medi per ogni bacino.

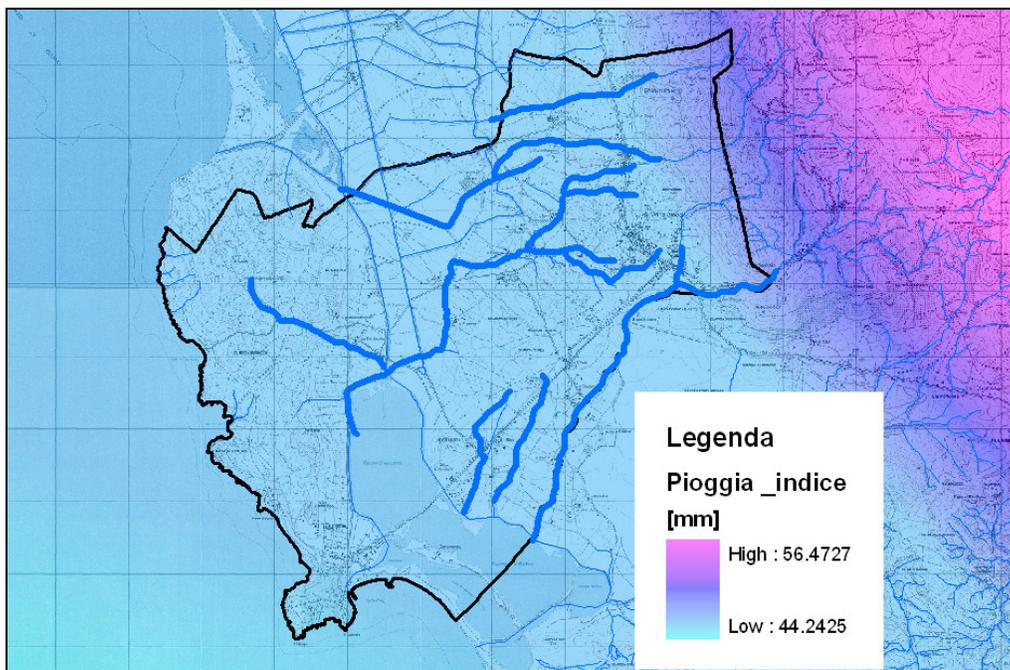


Figura 17 – Altezza di pioggia indice

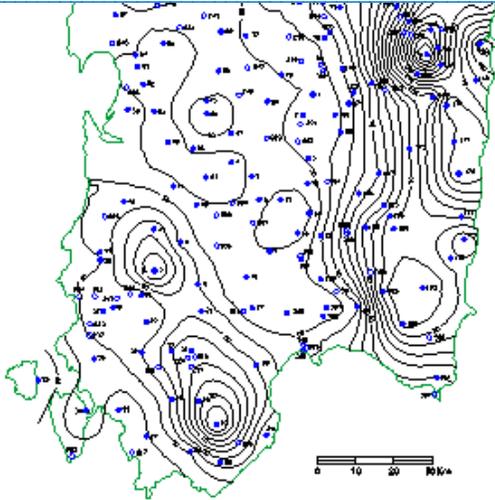


Figura 18 – Distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera in Sardegna (da Deidda ed Al., Quad. Ricerca n°9 dell'Università di Cagliari, 1997).



Figura 19 – Sotto Zone Omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna. In ciascuna zona i parametri del modello TCEV sono riportati in Tabella 8. (da Deidda ed. al., 1993)

Valutazione del coefficiente di deflusso Φ

Per la valutazione del coefficiente di deflusso, si fa ricorso al metodo CN del *Soil Conservation Service*, che secondo gli autori trova impiego ottimale nell'ambito dei piccoli bacini.

Si intende per pioggia netta la grandezza:

$$h_{netta} = \frac{(h_{lorda} - I_a)^2}{h_{lorda} + S - I_a}$$

dove

$$S = 254 * \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Per la determinazione del CN si è operato partendo dalle indicazioni definite nell'ambito del progetto di Piano Stralcio delle Fasce Fluviali; in particolare si è partito dalla cartografia dell'uso del suolo, sulla base dell'uso del suolo sono state determinati i valori di CN di partenza secondo i valori espressi nella Tabella 1 presente nell'elaborato "Metodologia di Analisi".

In una seconda fase sulla base delle indicazioni derivanti dalla geologia della Sardegna desunta dalla carta geologica della carta geologica sono stati introdotti, sempre secondo quanto previsto dalle Metodologia di analisi dei valori correttivi caratterizzati ogni tipo litologico, così come descritto nella Tabella 2.



L'attribuzione ai valori del CN derivanti dall'uso del suolo, dei valori correttivi derivanti dalla carta geologica conduceva a valori del CN che potevano essere considerati omogenei come criterio di definizione in tutto il territorio analizzato.

Il parametro S, rappresenta la quantità d'acqua immagazzinabile nel bacino, ovvero la massima altezza di pioggia che può essere ritenuta, ed è legato alla possibilità di infiltrazione, e alle condizioni di umidità precedenti (*AMC Antecedet Mixture Condition*).

La scelta del valore del CN quindi conto della condizione di umidità del suolo a causa di eventi meteorici che possono aver interessato il bacino in esame nei 5 giorni precedenti l'evento critico attraverso l'introduzione del parametro CNIII che sarà utilizzato nei calcoli e che deriva dall'applicazione della seguente :

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

Il valore dell'infiltrazione iniziale è dato dalla:

$$I_a = 0.2 * S$$

Nella fase applicativa si sono resi necessari ulteriori approfondimenti legati al livello di dettaglio con il quale si è operato; in particolare giova evidenziare i seguenti aspetti:

1. Nella valutazione dell'altezza di pioggia netta, il valore sottratto al deflusso, per effetto della percentuale immagazzinata, è evidentemente legato al valore di S e quindi del CN; S è un valore assoluto, quindi è disgiunto dall'altezza di pioggia, in quanto per definizione frutto dell'uso del suolo e della geologia. Inoltre, minore è la dimensione del bacino, minore è il tempo di corrivazione, minore è la pioggia lorda e maggiore è l'influenza che il CN e quindi di I_a ha sulla determinazione del valore della pioggia netta. Per i piccoli bacini dell'ordine di qualche ettaro, con altezze di pioggia di alcuni millimetri, si determinano valori di S confrontabili con l'altezza netta; con conseguente rapporto pioggia netta/pioggia lorda decisamente basso. Questo limite dell'applicazione del metodo tende a scomparire nei bacini di maggiore dimensione. In condizioni di eventi estremi su piccoli bacini il metodo tende quindi a sottostimare in maniera estrema i valori di portata.
2. Il legame del valore del CN con l'uso del suolo può indurre, soprattutto nei piccoli bacini, problematiche legate alla brusca variazione della copertura vegetale, anche stagionalmente o



per effetto di variazione della pratica agraria. Estremizzando il concetto, anche un evento incendiario può trasformato in poche ore coperture boscate o a macchia mediterranea, riconducibili a valori del CNII nell'interno del 60, a coperture riconducibili ad aree a pascolo naturale con valori del CNII nell'interno del 75. Al contrario, nei grandi bacini l'eventuale alterazione della copertura è più probabile che possa riguardare solo una sua porzione. Tanto maggiore è la dimensione del bacino tanto minore è l'incidenza complessiva della possibile variazione. In bacini ridotti, a ridosso dei centri urbani è purtroppo possibile che il disboscamento accidentale possa interessare un intero bacino, con conseguenze drammatiche in ordine alla variazione della possibilità di deflusso.

Queste considerazioni, che devono assolutamente essere intese come critiche al metodo proposto nel PSFF, evidenziano sostanzialmente l'esigenza di una particolare cura nella valutazione del CN soprattutto per i piccoli bacini.

La determinazione del valore, è stata quindi effettuata sia in considerazione delle linee guida e sia attraverso aggiustamenti puntuali che interessavano prioritariamente i bacini minori.

I valori conclusivi e di sintesi sono consegnati nella seguente Tabella 5.

Per il coefficiente di ragguglio areale si assumono le seguenti espressioni:

$$r = 1 - (0.0394 A^{0.354}) d^{(-0.40+0.0208 \ln(4.6-\ln(A)))} \text{ per } A < 20 \text{ km}^2$$

$$r = 1 - (0.0394 A^{0.354}) d^{(-0.40)} \text{ per } A > 20 \text{ km}^2$$

Durata della pioggia critica

Per la valutazione della durata della pioggia critica si è assunto il modello utilizzato nella procedura VAPI Sardegna; si è quindi ammesso che la durata della pioggia corrisponda alla somma del tempo necessario per la formazione del deflusso superficiale e del tempo di corrivazione del bacino:

$$\tau = \tau_c + \tau_f$$

dove

τ_c è il tempo di corrivazione



τ_f è il tempo necessario per la formazione del ruscellamento superficiale

La valutazione del tempo di corrivazione viene fatta attraverso un confronto critico delle seguenti formule empiriche:

Tempo di corrivazione [h]	
Ventura: $t_c(h)=0,1272*(A/i_m)^0$	Puglisi: $t_c(h)=6*L^{2/3}/(h_{max}-h_{min})^{0,5}$
Pezzoli: $t_c(h)=0,55*L/(i_m)^{0,5}$	Tournon: $t_c(h)=0,369*L/(i)^{0,5}*[((A/L^2)*(i/i_m))]^{0,72}$
Viparelli: $t_c(h)=L/V$	Giandotti: $t_c(h)=(4*A^{0,5}+1,5*L)/(0,8*H_m^{0,5})$
VAPI: $t_c(h)=0,212*a^{0,231}*(hm/J)^{0,289}$	Pasini: $t_c(h)=0,108*(A*L^{1/3})/i_m^{0,5}$

Tabella 4 Formule utilizzate per la stima del tempo di corrivazione

Dove:

A rappresenta la superficie del bacino [km²]

L la lunghezza dell'asta principale [m]

L_m distanza massima percorsa dall'acqua [m]

i la pendenza del versante [%]

i_m la pendenza media dell'asta principale [%]

h_m la quota media del versante [m]

h_{max} e h_{min} le quote, rispettivamente, massima e minima del versante [m].

V rappresenta la velocità di scorrimento, generalmente si è impiegato 1,2 m/s

Relativamente alla determinazione del tempo di corrivazione, la scelta è stata effettuata sulla base del confronto tra i valori calcolati con le varie metodologie proposte dalla letteratura tecnica.

Alla base della valutazione dei metodi proposti è necessaria una breve rappresentazione delle ipotesi o dei campioni esaminati dagli estensori delle formule proposte per la determinazione del tempo di corrivazione.

Il metodo di calcolo di Viparelli (1961), è sostanzialmente un metodo che parte dalla definizione di un modello sintetico del bacino idrografico; il principio quello di considerare le isocorve coincidenti con le isoipse; conseguentemente ammettere che la distanza percorsa dalla goccia sia sostanzialmente legata alla differenza di quota tra i punti del bacino e la quota della sezione di chiusura. L'ipotesi di base è tanto più vera quanto maggiore è la circolarità del



bacino esaminato. Parti di bacino con la medesima quota di spartiacque hanno isocorrie differenti, in queste condizioni cade la coincidenza dei tempi di percorrenza, e conseguentemente l'idrogramma di piena reale tende a essere più schiacciato di quello di calcolo. In base a questi presupposti il metodo tende quindi a sovrastimare le portate di calcolo. Un'ultima considerazione è invece legata al comportamento della corrente in relazione al fenomeno di esondazione: si è infatti osservato (VAPI Sardegna) che durante la fase di esondazione, la corrente, tende a rallentare soprattutto nelle sue aree di frangia, conseguentemente il tempo di ascesa dell'idrogramma di piena tende ad essere più lungo del tempo di corrivazione, in queste condizioni la determinazione della pioggia critica andrebbe definita sulla base di un evento meteorico avente una durata maggiore rispetto a quello definito in base ai tempi di corrivazione.

Gli altri metodi proposti nascono invece dall'analisi dei tempi di risposta di una serie di bacini osservati, sulla base delle osservazioni effettuate, viene definita una formula per il calcolo del tempo di risposta dello stesso comparto drenante legandolo ad una serie di parametri morfologici.

Il peso dei vari parametri definiti, è evidentemente variabile tra una formula ed un'altra, in considerazione alle caratteristiche dei tipi di bacini osservati. In linea di principio, la scelta del metodo da utilizzare in ogni specifica applicazione, dovrebbe definirsi sulla base di una eventuale similitudine dei bacini oggetto di valutazione con il campione esaminato in fase di predisposizione della formula.

La difficoltà di definire l'eventuale similitudine dei casi specifici con i campioni osservati, porta, ai fini cautelativi, ad assumere di volta in volta valori dei tempi di corrivazione in linea con le valutazioni più basse derivanti dall'applicazione dei vari metodi; escludendo comunque quei valori che tendono a scostarsi in maniera significativa dalle valutazioni medio basse o quei valori che nascono dall'applicazione di una formula che trae origine da esperienze decisamente differenti;

Di seguito si consegna una rapida descrizione delle caratteristiche dei campioni di bacini osservati per la determinazione delle formule di calcolo.

- ✓ Metodo di Giandotti: è indicato per bacini collinari con estensione maggiore ai 170 Km²;
- ✓ Metodo di Pasini: il metodo è applicato su bacini di pianura delle dimensioni di qualche Km²;



- ✓ Metodo di Ventura: il campo di impiego riguarda principalmente bacini pianeggianti di modeste dimensioni;
- ✓ Tournon: il campione osservato, e conseguentemente il campo di applicazione riguarda bacini con estensioni comprese tra 30 e 170 e Km²;
- ✓ Puglisi: è stato determinato dall'esame di bacini dell'apennino da uno con superfici tra i 43 e i 94 Km²;
- ✓ Pezzoli: l'analisi ha riguardato un campione di piccoli bacini ricadenti nel territorio del Piemonte
- ✓ Salis-Sechi: il metodo è stato proposto in occasione della pubblicazione del VAPI Sardegna (1991) ha origine dalla necessità di valutare l'attendibilità in campo regionale dell'applicazione delle consuete formule per la determinazione dei tempi di corrivazione. La formulazione proposta nasce dall'esame di 18 stazioni idrometriche e dall'analisi di fenomeni estremi di portata di piena registrati, il campione esaminato riguarda bacini di grandi dimensioni (oltre 100 Km²).

Scelta del tempo di ritorno

I tempi di ritorno adottati sono conformi alle indicazioni del PAI, in particolare sono stati adottati 50, 100, 200, 500 anni.

Nelle tre tabelle che seguono sono sintetizzate le indicazioni morfologiche e pluviometriche, le caratteristiche sul CN, i valori dei tempi di corrivazione calcolati e le conseguenti portate al colmo per i quattro tempi di ritorno.



Comparto Drenante di riferimento	Codice sezione	bacino					asta		Hg	CN	
		Area [kmq]	H chiusura [m]	H massima [m]	H media [m]	P. media %	L [km]	P. media %	[mm]	II cat	III cat
Sistema del <i>Riu Gutturu Saidu</i>	14	3.15	70.47	441.2	244	26	6.33	0.059	47.2	88.4	95
	15	5.66	66.9	406.6	194	27.3	5.2	0.045	47.26	88.4	95
	16	9.64	44.74	441.2	202	25.9	7.61	0.052	47.06	87.1	94
	17	10.21	23.43	441.2	193	24.6	9.16	0.046	46.95	89.14	95
	18	11.33	0.2	441.2	176	22.4	11.2	0.039	46.75	87.98	94.5
Sistema del <i>Fiume 12695</i>	05	0.46	39.26	161.3	65.8	9.42	1.59	0.076	45	96.2	98.5
	06	0.59	34.69	164	81.8	11.3	1.56	0.082	45	93.6	97.5
	07	0.49	24.84	96.16	50.8	10.2	1.29	0.051	45	94.9	98
	08	0.51	39.42	160.9	76.1	7.53	2.04	0.05	45	97.5	99
	09	30.31	17.03	164	53.1	7.52	3.23	0.044	45	87.1	94
	11	5.37	4.63	164	42.5	6.4	5.3	0.029	45	89.7	95.5
	12	6.71	0.74	164	36.5	5.83	6.51	0.025	45	87.43	94.5
	13	1.54	2.95	104	51.3	9.9	2.67	0.037	45	85.8	93.5
Sistema dei <i>bacini minori</i>	21	14.59	0.1	164	27.2	5.74	9.68	0.017	45	78	89.5
	01	1.15	79.4	393.8	208	30.3	2.79	0.112	46.04	85.81	93.5
	02	2.03	32.37	393.8	151	20.7	4.33	0.083	45.61	85.8	93.5
	03	2.34	80.42	373.6	206	34.2	4.23	0.064	46.54	87.1	94
	03a	3.06	9.4	373.6	168	27.1	7.15	0.048	46.18	87.16	94
	04	0.21	4.59	20.23	10.1	1.74	1.07	0.013	45	94.9	98
	04a	0.66	4.23	50.84	17.1	2.14	2.75	0.017	45	95.55	98.5
	04b	0.88	4.95	30.94	14.5	1.8	2.45	0.011	45	90.6	96
	04c	2.00	2.7	50.84	13.6	1.73	3.54	0.008	45	87.32	94.5
	13	1.54	2.95	104	51.3	9.9	2.67	0.037	45	85.8	93.5
	19	0.67	5.68	41.65	16.4	2.74	1.76	0.016	45	91.65	96.5
20	0.95	1.38	42.49	18.9	2.7	2.81	0.014	45	92.3	96.5	

Tabella 5 Elementi morfologici di bacino e indicazioni idrologiche



Comparto Drenante di riferimento	Codice sezione	Area	Pasini	Giandotti	Viparelli	Ventura	Pezzoli	Puglisi	Tournon	Salis Sechi	Valore adottato
<i>Sistema del Rio Guttururu Saidu</i>	14	3.15	1.21	1.57	1.35	0.93	1.44	2.86	0.97	2.00	0.93
	15	5.66	1.58	1.92	1.11	1.43	1.35	2.58	1.65	2.11	1.11
	16	9.64	1.98	2.37	1.63	1.73	1.84	3.16	2.04	2.45	1.63
	17	10.21	2.30	2.54	1.96	1.90	2.36	3.51	2.03	2.49	1.90
	18	11.33	2.74	2.86	2.40	2.16	3.12	3.95	2.12	2.55	2.12
<i>Sistema del Fiume 12695</i>	05	0.46	0.35	1.24	0.34	0.31	0.32	1.65	0.62	1.18	0.31
	06	0.59	0.37	0.98	0.33	0.34	0.30	1.59	0.69	1.26	0.30
	07	0.49	0.41	1.15	0.28	0.39	0.32	1.72	0.71	1.07	0.28
	08	0.51	0.49	1.22	0.44	0.41	0.50	1.95	0.69	1.34	0.41
	09	30.31	1.13	2.53	0.69	1.10	0.85	2.49	2.20	1.86	0.69
	11	5.37	1.92	3.50	1.13	1.72	1.70	3.37	2.81	2.04	1.13
	12	6.71	2.43	4.21	1.39	2.10	2.28	3.83	3.20	2.12	1.39
	13	1.54	0.90	1.61	0.57	0.83	0.77	2.48	1.28	1.43	0.57
<i>Sistema dei bacini minori</i>	01	1.15	0.48	0.93	0.60	0.41	0.46	1.75	0.58	1.45	0.41
	02	2.03	0.77	1.40	0.93	0.63	0.83	2.24	0.87	1.68	0.63
	03	2.34	0.92	1.39	0.90	0.77	0.92	2.36	0.84	1.64	0.77
	03a	3.06	1.38	1.76	1.53	1.02	1.80	3.12	0.91	1.76	0.91
	04	0.21	0.58	1.84	0.23	0.52	0.52	2.51	1.00	0.93	0.23
	04a	0.66	1.01	2.57	0.59	0.79	1.16	3.27	1.33	1.33	0.59
	04b	0.88	1.35	3.01	0.52	1.16	1.30	3.68	1.96	1.43	0.52
	04c	2.00	2.33	4.16	0.76	2.02	2.19	3.83	3.18	1.71	0.76
	13	1.54	0.90	1.61	0.57	0.83	0.77	2.48	1.28	1.43	0.57
	19	0.67	0.91	2.26	0.38	0.83	0.77	2.65	1.51	1.23	0.38
20	0.95	1.27	2.42	0.60	1.05	1.31	3.46	1.62	1.39	0.60	

Tabella 6 Quadro di sintesi dei tempi di corrivazione determinati



Comparto Drenante di riferimento	Codice sezione	Area	Portata Tr 50	Portata Tr100	Portata Tr 200	Portata Tr 500
<i>Sistema del Rio Gutturu Saidu</i>	14	3.15	28.35	33.63	38.96	46.05
	15	5.66	45.94	54.54	63.22	74.78
	16	9.64	57.86	68.86	79.96	94.74
	17	10.21	58.81	69.41	80.07	94.22
	18	11.33	59.25	70.08	80.97	95.43
<i>Sistema del Fiume 12695</i>	05	0.46	9.22	10.23	11.23	12.57
	06	0.59	10.67	11.92	13.16	14.83
	07	0.49	9.35	10.37	11.38	12.74
	08	0.51	9.42	10.51	11.58	13.01
	09	30.31	30.38	35.98	41.63	49.21
	11	5.37	43.51	51.48	59.52	70.21
	12	6.71	44.81	53.28	61.84	73.22
	13	1.54	14.75	17.43	20.13	23.77
	21	14.59	56.67	69.23	82.07	99.36
<i>Sistema dei bacini minori</i>	01	1.15	12.41	14.49	16.58	19.43
	02	2.03	18.89	22.38	25.91	30.67
	03	2.34	21.14	25.12	29.14	34.52
	03a	3.06	25.74	30.76	35.83	42.61
	04	0.21	4.70	5.18	5.65	6.30
	04a	0.66	9.58	10.88	12.16	13.87
	04b	0.88	10.93	12.62	14.30	16.56
	04c	2.00	18.72	22.15	25.61	30.23
	13	1.54	14.75	17.43	20.13	23.77
	19	0.67	9.95	11.30	12.65	14.47
20	0.95	11.60	13.37	15.16	17.54	

Tabella 7 Indicazione delle valutazioni di piena determinate con il metodo indiretto



5. ANALISI IDRAULICA

5.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

L'analisi degli effetti dei deflussi sul territorio, legati ad eventi di particolare rilevanza sul reticolo idrografico interno al territorio comunale, è stata effettuata rilevando il comportamento che le portate veicolate internamente al reticolo idrografico hanno con le aree di pertinenza fluviale.

5.2 CORSI D'ACQUA PRINCIPALI

Come per l'analisi idrologica, anche in quella idraulica sono state utilizzate opportune schematizzazioni e semplificazioni che mirano a produrre un approccio modellistico del fenomeno che possa tradursi in una procedura di calcolo.

La trasposizione dell'evento meteorico e conseguentemente di piena sul territorio è descritta attraverso la modellazione della propagazione della piena sul reticolo idrografico.

In questa fase sono svariate le semplificazioni che vengono assunte: in primo luogo di carattere modellistico, assumendo valide le ipotesi di base dell'equazione di de Saint Venant, e quindi ritenendo in prima stesura che l'alveo sia un cilindroide, che il moto sia gradualmente variato, che durante l'evento di piena la sezione si mantenga immutata come forma e come caratteristiche di scabrezza, e infine che il fluido trasportato si comporti come un fluido newtoniano. Il codice di calcolo utilizzato introduce dei parametri correttivi, che in qualche maniera danno ragione alle semplificazioni adottate in fase di calcolo dei livelli idrici durante lo sviluppo longitudinale dell'asta. Il modello idraulico è stato realizzato utilizzando le informazioni desunte dalla cartografia disponibile (dtm 1 m) supportata da ulteriori indagini in situ. La simulazione del deflusso idraulico sul modello generato dalle informazioni cartografiche ha definito un profilo di corrente per ogni portata di calcolo.

L'impronta dell'allagamento è definito dal luogo dei punti che in ogni sezione si trovano al di sotto dell'altezza idrica calcolata. In fase di modellazione si è operato valutando l'andamento dei profili idrici su più sezioni attigue effettuando sostanzialmente una media mobile ed eliminando i valori decisamente anomali. Inoltre, si è osservato se le aree esondate potessero o meno rientrare in alveo: laddove non risultasse possibile il rientro in alveo si è confermata un'area di esondazione anche laddove la sezione risultasse idonea. In ultima analisi, si è cercato di dare una giustificazione globale alle aree coinvolte dagli allagamenti valutando sulla base delle



informazioni locali il comportamento delle portate di piena in occasione di eventi di rilievo, consentendo indubbiamente di realizzare una calibrazione dei modelli idraulici prodotti.

5.3 METODOLOGIA UTILIZZATA

In ottemperanza a quanto disposto dalle Linee Guida del PAI, l'analisi verrà condotta in condizioni di moto permanente per le portate di piena con tempi di ritorno 50, 100, 200, 500 anni.

Nella valutazione delle aree di esondazione si è operato secondo la metodologia di seguito descritta.

Si è realizzato un modello idraulico del terreno nel quale fossero ben definite le sezioni trasversali (transetti), l'andamento planimetrico dell'alveo e la presenza di opere di attraversamento; le caratteristiche di cui sopra definiscono l'andamento planoaltimetrico del rio e conseguentemente le sue caratteristiche geometriche. In una seconda fase, sulla base della presenza di vegetazione, o sulla base delle caratteristiche del materiale presente in alveo, si è attribuito il coefficiente di scabrezza.

L'analisi in condizioni di moto permanente necessita della definizione della condizione a contorno di monte e della definizione a contorno di valle; premettendo che da un'analisi di sensitività si è osservato che generalmente questo parametro, se scelto con criterio, non produce particolari variazioni dei livelli idrici già dopo alcuni metri, si è ritenuto cautelativo assumere per le due condizioni l'ipotesi di altezza di moto uniforme.

5.4 IL MODELLO DI CALCOLO

Il modello idraulico utilizzato in questo studio, denominato HEC-RAS, nella sua versione 4.0, è stato sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers; il modello è in grado di effettuare simulazioni di tipo monodimensionale del fenomeno di propagazione dell'onda di piena su corsi d'acqua in condizioni di moto stazionario e non stazionario.

Questa scelta è stata fatta per ragioni di coerenza con il PAI che ha individuato e perimetrato le aree a rischio idraulico utilizzando questo codice di calcolo. Il modello presuppone che siano fornite tutte le informazioni necessarie, ed in particolare la geometria di un numero sufficiente di sezioni trasversali, la scabrezza che metta in conto le resistenze idrauliche, le condizioni al contorno e le portate.



Il programma consente di inserire sezioni trasversali fittizie, interpolando quelle rilevate, in modo da assicurare che il passo di discretizzazione spaziale non ecceda un assegnato valore limite ed è in grado di modellare il comportamento di canali naturali e artificiali tenendo conto dell'influenza sul moto di manufatti di vario tipo quali ponti, briglie, paratoie che influenzano le caratteristiche della corrente ecc.

Moto permanente

Per l'analisi in moto permanente HEC-RAS determina il profilo del pelo libero tra una sezione e la successiva mediante la procedura iterativa denominata standard step, risolvendo l'equazione del bilancio energetico,

$$\boxed{Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - h_e} \quad (1)$$

dove:

Y1 e Y2 sono le altezze d'acqua riferite al fondo dell'alveo;

Z1 e Z2 sono le altezze del fondo rispetto ad una quota di riferimento;

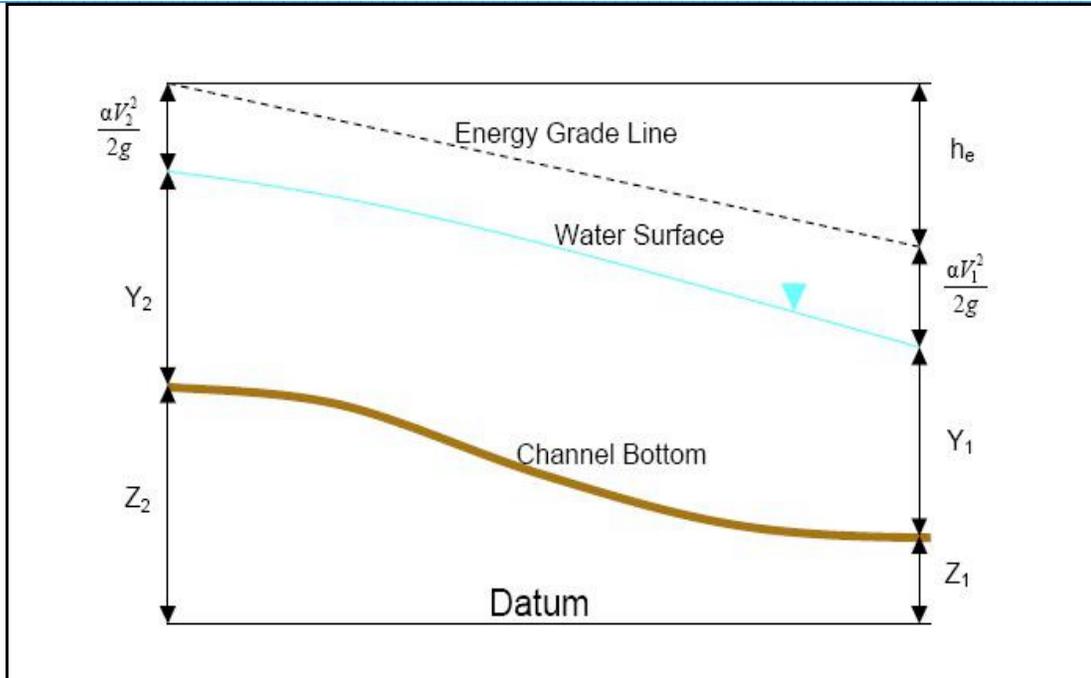
V1 e V2 sono le velocità medie della corrente nelle due sezioni estreme del tronco fluviale

considerato;

α_1 e α_2 sono coefficienti di ragguglio delle potenze cinetiche;

h_e è la perdita di carico tra le due sezioni considerate.

I



Il termine h_e dipende sia dalle perdite per attrito che da quelle per contrazione ed espansione. Si può valutare mediante la seguente relazione:

$$h_e = L \cdot \overline{S_f} + C \cdot \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

dove:

L è la lunghezza del tronco considerato;

$\overline{S_f}$ è la cadente media tra le due sezioni;

C è il coefficiente di perdita di carico per contrazione o espansione.

Il primo termine rappresenta la perdita totale per attrito, prodotto tra la distanza tra le due sezioni e la cadente media. Il programma prevede diverse possibilità di calcolo della cadente, che viene determinata presupponendo una suddivisione della sezione d'alveo in sottosezioni all'interno delle quali la velocità possa ritenersi con buona approssimazione costante.



Il secondo termine della equazione per il calcolo delle perdite di carico rappresenta invece il contributo dovuto alla contrazione ed espansione dell'area bagnata; tali perdite sorgono nel momento in cui si abbia un allargamento o restringimento della sezione che determini una situazione di corrente non lineare. Il coefficiente C varia in un intervallo compreso tra 0.1 e 1 per correnti subcritiche, mentre in caso di correnti veloci generalmente si assumono valori inferiori.

L'altezza del pelo libero, in riferimento ad una assegnata sezione, viene determinato mediante una risoluzione iterativa delle equazioni (1) e (2). Il modello fornisce inoltre i valori dell'altezza critica nelle diverse sezioni fluviali. Qualora si verificano transizioni da corrente lenta e veloce o viceversa, in tali segmenti di asta fluviale l'equazione di bilancio energetico è sostituita dall'equazione globale di equilibrio dinamico.

Il modello HEC-RAS consente di modellare l'effetto indotto sulla corrente dalla presenza di attraversamenti fluviali, nel caso che il deflusso attraverso il ponte avvenga a pelo libero ma anche in pressione. La perdita di energia causata dal ponte è divisa in tre parti: in primo luogo le perdite che si hanno nella zona immediatamente a valle del ponte dove, generalmente, si ha un'espansione della corrente. Sono poi considerate le perdite di energia che si verificano durante l'attraversamento del ponte, nonché le perdite che si hanno immediatamente a monte, ove la corrente subisce una contrazione.

Per lo studio del deflusso attraverso un ponte HEC-RAS fa riferimento a quattro sezioni fluviali trasversali: sezione a monte del ponte, sezione di ingresso al ponte, sezione in uscita al ponte e sezione a valle del ponte. Il calcolo può essere effettuato utilizzando diverse soluzioni.

Il metodo del bilancio energetico (metodo standard step), tratta la sezione in cui è presente il ponte esattamente come le altre, ad eccezione del fatto che l'area occupata dalla struttura viene sottratta dall'area totale e che il perimetro bagnato risulta incrementato per via del contributo dato dal ponte stesso. Poiché le perdite totali sono funzione delle perdite per attrito e delle perdite per contrazione ed espansione, occorre definire in questa fase i coefficienti necessari per il calcolo. In particolare, essendovi variazioni di velocità anche notevoli, il coefficiente di contrazione e soprattutto quello di espansione risulteranno sensibilmente maggiori dei valori assunti per i normali tronchi fluviali.

Il metodo del bilancio della quantità di moto si basa invece sull'applicazione dell'omonima equazione tra le quattro sezioni fluviali in precedenza descritte. Il modello permette all'utente di utilizzare, per lo studio di ogni ponte, ciascuno dei metodi sopra citati o eventualmente di



selezionarli entrambi; il software provvede a restituire il profilo che prospetta la situazione caratterizzata da maggior criticità.

Nell'ambito della modellazione verranno attribuiti ai tratti indagati le portate di cui alla

River	Reach	progressiva	Portata TR_50	Portata TR_100	Portata TR_200	Portata TR_500
B_GutturuSaidu	B_GutturuSaidu	4314.287	59.25	70.08	80.97	95.43
CanaliDeSega	CanaliDeSega	1899.979	11.6	13.37	15.16	17.54
ComplPerdaFitta	ComplPerdaFitta	2383.009	14.75	17.43	20.13	23.77
Compl_Montixeddu	Compl_Montixeddu	920.4702	10.67	11.92	13.16	14.83
ConcaBoira	monte	633.3323	4.7	5.18	5.65	6.3
ConcaBoira	valle	2448.926	30.44	35.94	41.48	48.91
Fiume11987	monte	735.6904	9.35	10.37	11.38	12.74
Fiume17440	Fiume17440	1646.684	9.42	10.51	11.58	13.01
Fiume21633	Fiume21633	2378.439	12.41	14.49	16.58	19.43
Fiume21633	Fiume21633	1748.535	18.89	22.38	25.91	30.67
Fiume24976	Fiume24976	1264.418	9.95	11.3	12.65	14.47
Fiume29436	Fiume29436	873.7761	19.88	22.14	24.38	27.4
Fiume31551	Fiume31551	1027.149	9.22	10.23	11.23	12.57
Fiume5536	Fiume5562	441.3741	30.38	35.98	41.63	49.21
RiuIsPattetus	RiuIsPattetus	4291.108	43.51	51.48	59.52	70.21
RiuIsPattetus	RiuIsPattetus2	996.0613	44.81	53.28	61.84	73.22
RiuPerdaiola	RiuPerdaiola	523.787	28.35	33.63	38.96	46.05
RiuS_Ollioni	RiuS_Ollioni	1509.487	45.94	54.54	63.22	74.78
Riu_Fonnesu	Riu_Fonnesu	2625.267	25.74	30.76	35.83	42.61

Tabella 8 -Portate di progetto in m³/s

6. RISULTANZE DELLO STUDIO

In analogia a quanto visto relativamente alle valutazioni idrologiche, anche le valutazioni idrauliche sono state svolte individuando due aree di dreno che afferiscono ai bacini finora denominati principali, e una terza relativi ai bacini secondari. Sono quindi stati definiti i seguenti sistemi:

- il sistema del Riu Gutturu Saidu, con i relativi affluenti;
- il sistema del Fiume 12695, con i relativi affluenti;
- il sistema dei bacini secondari.

In tutti i casi si è potuto far ricorso dell'informazione cartografica desunta dal DTM 1m fornito dalla RAS.

Inoltre, si ricorda che, nella parte sud-ovest del territorio comunale, è presente un sistema di canalizzazioni artificiali legato a processi di bonifica idraulica a scopo irriguo e di sistemazione idraulica che influenzano la rete di dreno naturale. Tuttavia, trattandosi appunto di canali di bonifica, è evidente come le portate da essi veicolate siano notevolmente inferiori rispetto a quelle stimate dall'analisi idrologica del presente studio. Conseguentemente si ritiene che la presenza di suddetta rete di dreno artificiale non riduca in misura sostanziale il regime di portate dei corsi d'acqua e compluvi naturali: il modello idraulico, in via cautelativa dunque, non ha tenuto conto della loro presenza, assegnando le portate stimate alla sola rete di dreno naturale.



Figura 20 - Schema di canali artificiali presenti nel territorio comunale

6.1 MODELLAZIONE IDRAULICA DEL COMPARTO DEL RIU GUTTURU SAIDU

Complessivamente sono state modellati 3 tratti, le cui lunghezze variano tra i 560 m e i 4,36 km. I transetti complessivamente tracciati sono 48, con lunghezza compresa tra i 93 e i 2655 metri circa.

La successiva figura e la conseguente Tabella 9 consegnano gli elementi sui quali si è operata la modellazione idraulica.

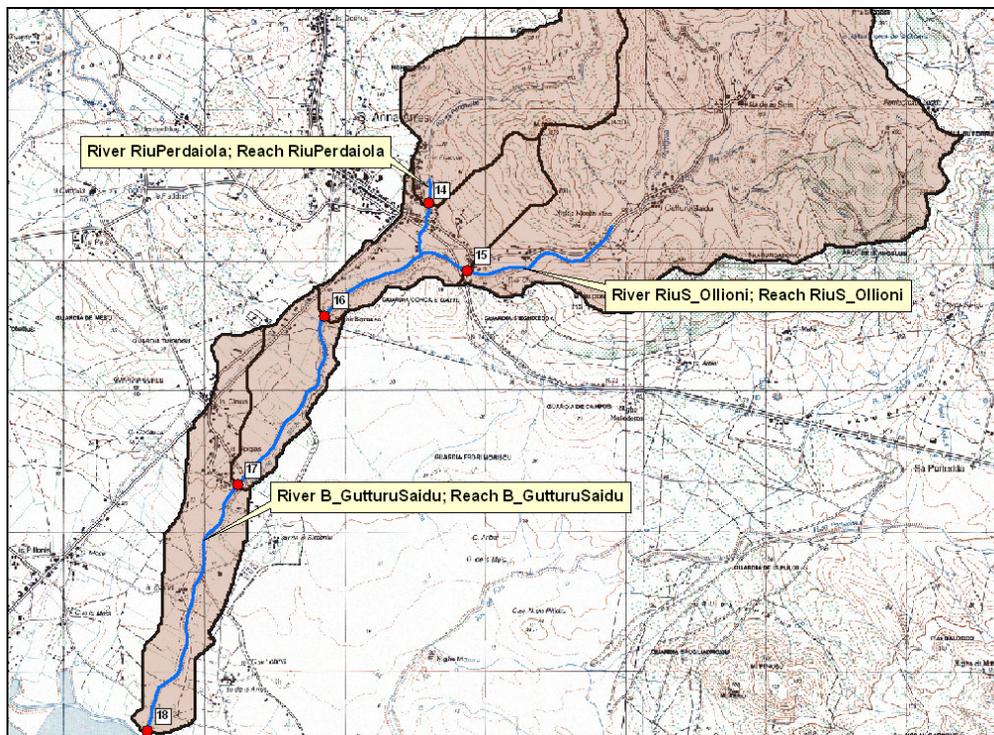


Figura 21 - Schema idraulico comparto del Riu Gutturu Saidu

Complesso idrografico di riferimento	River	Reach	Lunghezza tratto [m]	N. transetti
Sistema Riu Gutturu Saidu	RiuPerdaiola	RiuPerdaiola	559.35	10
Sistema Riu Gutturu Saidu	RiuS_Ollioni	RiuS_Ollioni	1576.57	16
Sistema Riu Gutturu Saidu	B_GutturuSaidu	B_GutturuSaidu	4361.325	22

Tabella 9 Aste modellate



Interpretazione del modello idraulico

Le tavole, unitamente alle elaborazioni grafiche e numeriche allegate alla presente relazione consegnano in dettaglio le risultanze delle modellazioni; di seguito sono raccolte invece le considerazioni di sintesi che emergono dall'interpretazione delle modellazioni.

Le immagini riportate di seguito mostrano le risultanze della simulazione idraulica procedendo da monte verso valle, con particolare riferimento al centro abitato. L'analisi distingue infatti tre differenti zone: la prima è relativa alla zona montana che si sviluppa al confine col limite amministrativo di Teulada, la seconda va ad interessare il centro urbano, in prossimità dell'attraversamento del Rio Perdaiola con Via Satta e con la S.S. 195. La terza, infine, si apre verso valle andando ad interessare le zone agricole ivi presenti.

La **Figura 22** mostra come il Rio S'Ollioni(tratto montano del Gutturu Saidu) si sviluppi rimanendo confinato all'interno dell'incile dell'alveo, con larghezze medie di 40 m circa, e battenti idrici di 1-1,5 m simili per i quattro tempi di ritorno, con conseguente predominanza delle aree a pericolosità H4. Esso si presenta ben definito e inciso, ma la presenza del limite comunale che interseca il corso d'acqua, da origine ad alcune interruzioni longitudinali nelle aree di allagamento, nonché delle riduzioni trasversali non ascrivibili alla modellazione idraulica, ma a una semplice operazioni di *clipping* delle aree rispetto al territorio comunale (nella figura in verde).

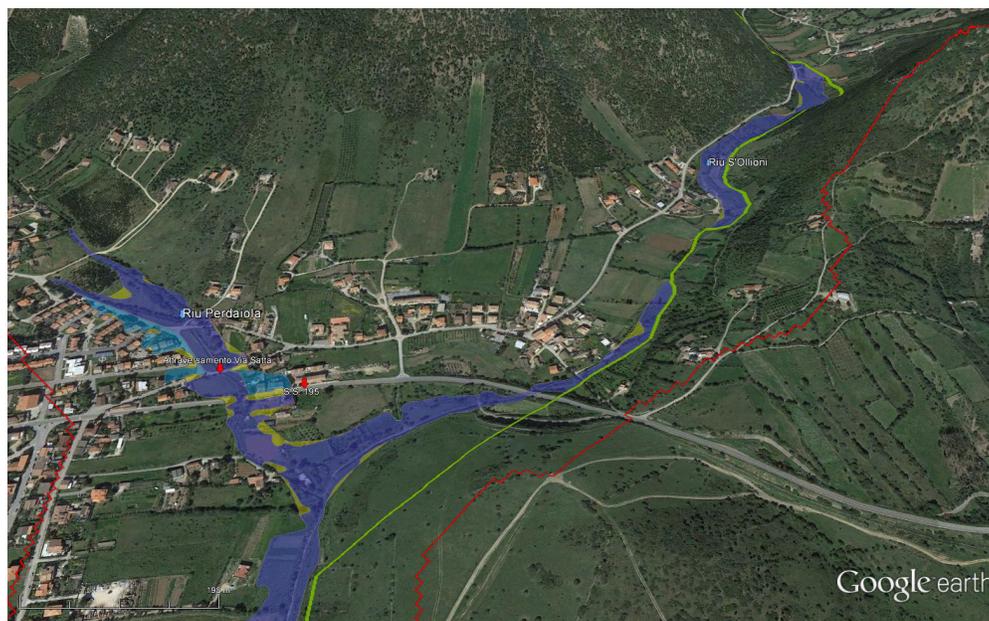


Figura 22 – Risultanze idrauliche parte nord del bacino (in rosso il limite del bacino)



La **Figura 23** mostra l'esondazione del Rio Perdaiola tanto in destra quanto in sinistra idraulica, dovuta alle ridotte dimensioni della sezione d'alveo che, seppur inciso e ben definito, non è in grado di smaltire le portate di piena. Inoltre, è visibile l'insufficienza idraulica dei due attraversamenti del rio Perdaiola, rispettivamente con la Via Satta e con la S.S. 195, con fenomeni di rigurgito a monte delle intersezioni. In particolare, nel tratto a monte di Via Satta, le aree H₄ sono contenute dalla strada presente in destra idraulica, mentre l'edificato compreso tra Via Giudicessa Vera e Via Elena Giudicessa risulta interessato da aree di allagamento di livello predominante H₃. A monte dell'intersezione con la strada statale, il rigurgito del corso d'acqua causa in destra idraulica un allagamento con aree H₄ e in sinistra con aree H₃, interessando le abitazioni prossime all'alveo. Le larghezze medie delle aree H₄ sono pari a 40 m, con valori massimi di 70 m immediatamente a monte dell'attraversamento sulla S.S. 195, con battenti idrici pari a 1-1,5 m circa. Procedendo verso valle, le aree di pericolosità mantengono le stesse larghezze, a parte qualche sporadica situazione locale, e si congiungono a quelle del Rio S'Ollioni provenienti da est.

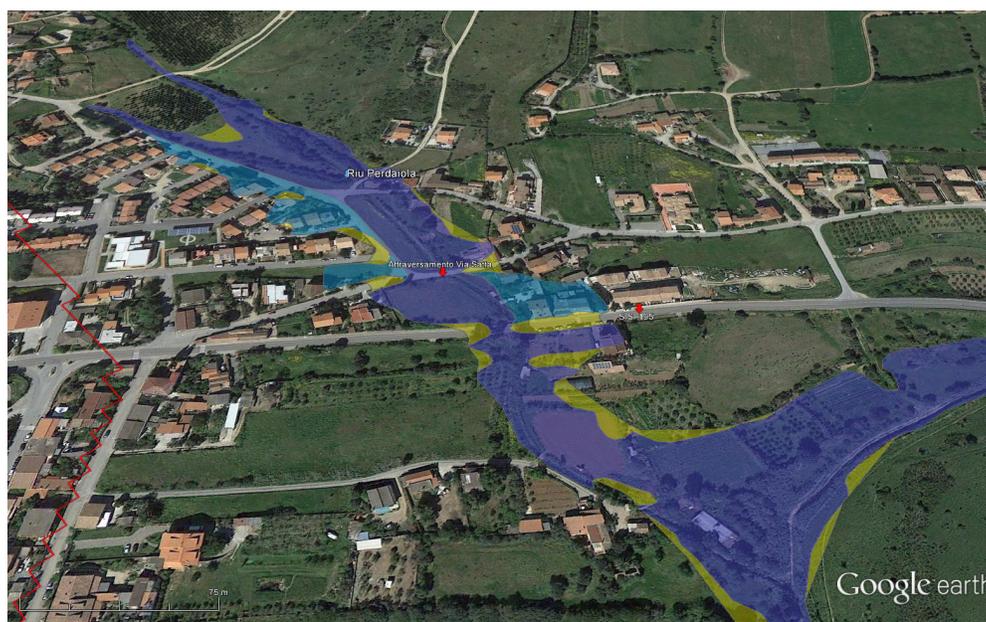


Figura 23 – Risultanze idrauliche parte urbana del bacino

A valle della confluenza del Rio Perdaiola e del Rio S'Ollioni, le portate si sviluppano con velocità che decrescono verso il mare a causa della diminuzione di pendenza, andando ad interessare principalmente le aree dedite alle colture agricole presenti lungo il corso d'acqua. L'alveo si presenta poco inciso e definito, con conseguenti esondazioni prevalentemente di



livello H₄ e H₃; le larghezze massime della portata cinquantenaria si riscontrano in prossimità dell'incrocio tra Via Portopino e Via degli Artigiani (140 m circa), e più a valle quelle della portata centenaria (200 m circa). Le aree di esondazione non coinvolgono alcun comparto edilizio, lambendo solamente quello di Is Pigas più prossimo al corso d'acqua.

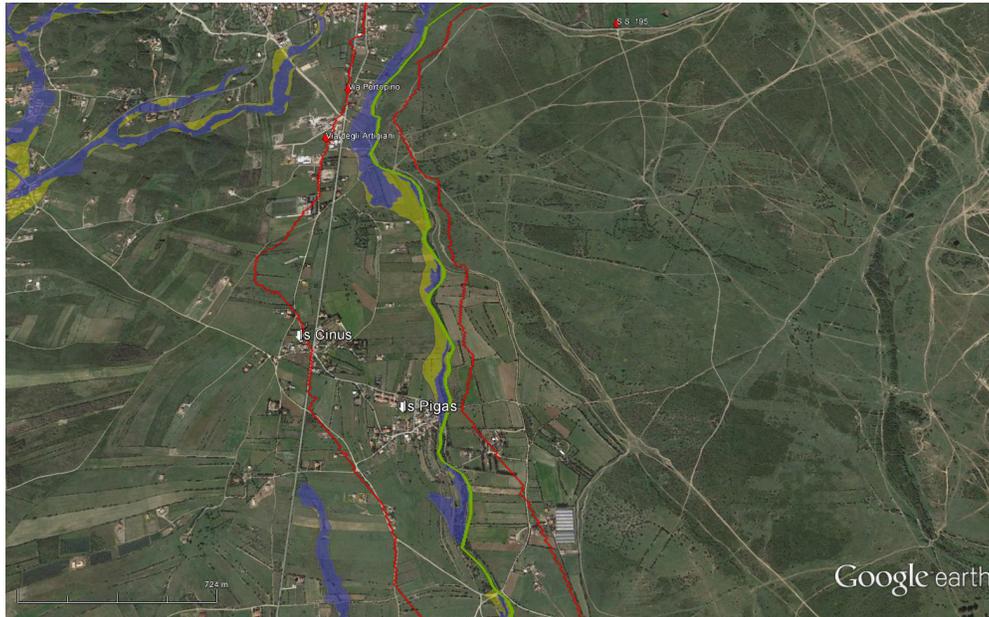


Figura 24 – Risultanze idrauliche parte valliva del bacino

6.2 MODELLAZIONE IDRAULICA DEL FIUME 12695 (*Riu Is Pattetus*)

Complessivamente sono state modellati nove tratti, le cui lunghezze variano tra i 530 m e i 3,18 km. I transetti, tracciati come previsto dalle Linee guida del PAI, sono complessivamente 111, con lunghezza compresa tra i 85 e i 655 metri circa.

La successiva figura e la conseguente Tabella 10 consegnano gli elementi sui quali si è operata la modellazione idraulica.

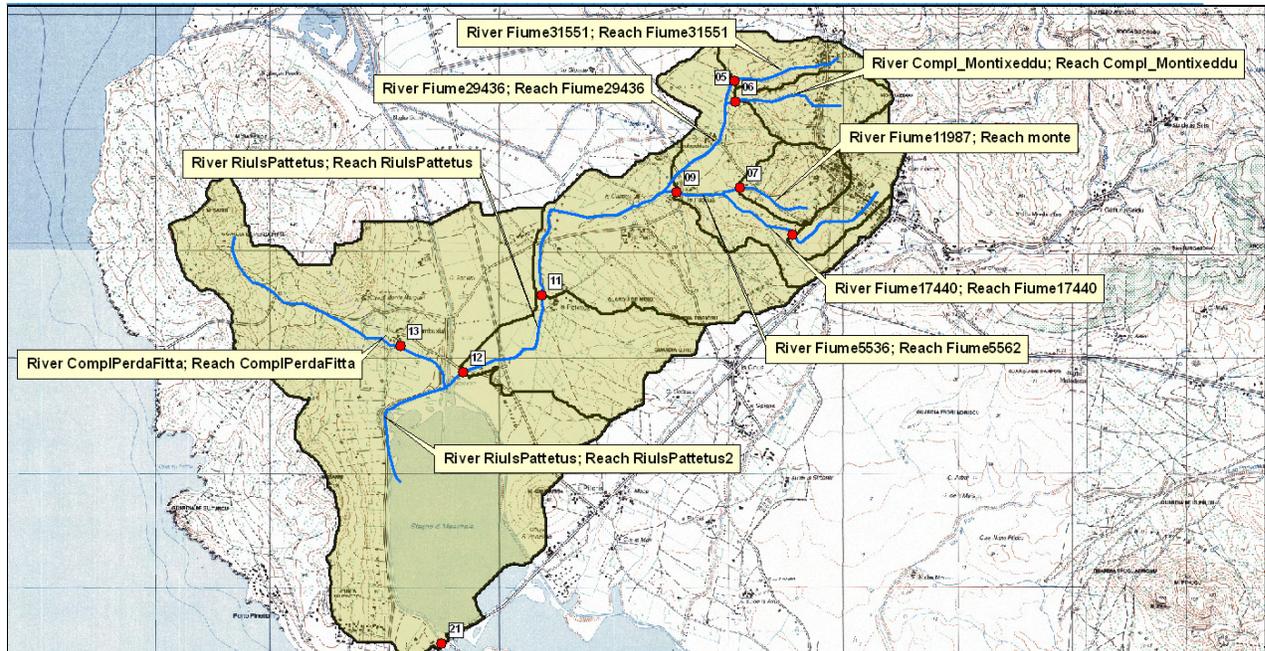


Figura 25 -Schema idraulico comparto del Fiume 12695

Complesso idrografico di riferimento	River	Reach	Lunghezza tratto [m]	N. sezioni
Sistema Fiume 12695	ComplPerdaFitta	ComplPerdaFitta	2493.96	14
Sistema Fiume 12695	Compl_Montixeddu	Compl_Montixeddu	1062.13	12
Sistema Fiume 12695	Fiume11987	monte	809.95	8
Sistema Fiume 12695	Fiume17440	Fiume17440	1715.14	18
Sistema Fiume 12695	Fiume29436	Fiume29436	1020.05	13
Sistema Fiume 12695	Fiume31551	Fiume31551	1162.79	12
Sistema Fiume 12695	Fiume5536	Fiume5562	531.48	6
Sistema Fiume 12695	RiuIsPattetus	RiuIsPattetus	3183.69	25
Sistema Fiume 12695	RiuIsPattetus	RiuIsPattetus2	1195.11	4

Tabella 10 -Aste modellate

Interpretazione del modello idraulico

La modellazione idraulica interessa integralmente il comparto del *Fiume 12695*: in particolare è individuabile un sistema proveniente dai versanti a monte dell'abitato che si sviluppa verso valle, interferendo col sistema di canali di bonifica e col sistema di zone umide presenti nella parte meridionale del territorio comunale.

La **Figura 26** restituisce le aree di allagamento derivanti dalla presenza di vari compluvi che nascono a monte dell'abitato, e che vanno ad interessare, oltre che lo stesso centro, anche i vari agglomerati edilizi (*furriadroxius*) presenti sul territorio. Si tratta di due sistemi principali, uno a



nord e l'altro a sud, che si sviluppano in direzione est-ovest fino a confluire in corrispondenza della località Is Ciappas: le aree di allagamento predominanti sono di livello H₄ e H₂, con larghezze medie rispettivamente di 50 m e di 85 m, e massime pari a 120 m (Is Uccheddus) e 140 m (Is Faddas).

Le aree del sistema più a nord hanno origine in corrispondenza della S.S. 195 e sono caratterizzate da velocità maggiori nelle parti più acclivi che si riducono nelle zone pianeggianti ubicati in corrispondenza delle frazioni Is Uccheddus e Is Faddas.

Per quanto riguarda le aree che si sviluppano nel comparto più a sud seguendo Via S'Acqua Salia, valgono in linea di massima le stesse considerazioni fatte sopra, con la differenza che in questo caso non sono presenti aree edificate interessate dalle esondazioni, tranne naturalmente per la località Is Faddas ubicata alla confluenza tra i due sistemi.

In entrambi i casi non si tratta di veri corsi d'acqua, ma di compluvi naturali che si sviluppano in zone a pendenza molto modesta, prive di incisioni e di alvei con sezioni ben definite: in tali zone si raccolgono le acque che provengono dai versanti a monte dell'abitato, secondo linee naturali di scorrimento che seguono la pendenza naturale del terreno.



Figura 26 –Risultanze idrauliche parte nord

I recenti interventi di controllo dei deflussi, caratterizzati da elementi intubati possono svolgere efficace intervento in concomitanza ad eventi di non particolare rilievo; in condizioni estreme invece, le esigue opere di intercettazione e l'inadeguatezza degli attraversamenti induce le acque



a scorrere sul piano stradale andando a coinvolgere le abitazioni frontiste. La sottostante figura evidenzia una condizione di deflusso sul piano strada determinata da un evento di non particolare eccezionalità.



Figura 27 –Scorrimento dei deflussi sulla strada in Loc is Faddas

Analizzando nel dettaglio quanto avviene a ridosso della S.S. 195 in ambito urbano, si sottolinea come, a conferma di quanto detto sinora, non esistano degli alvei ben definiti, e che linee di corrivazione seguono talvolta le strade trasversali alla statale, dove prima dell'urbanizzazione probabilmente erano presenti dei piccoli compluvi naturali.

In corrispondenza della località Is Domus ha origine una prima area di allagamento che interessa l'abitato con un livello di pericolosità H_3 , larghezze pari a 45 m circa e battenti idrici pari a 80 cm circa.

Proseguendo verso sud si incontra la seconda area di allagamento; il tratto sommitale è caratterizzato da una vasta area H_{i2} , a significare un deflusso in cui le linee principale di scorrimento sono tra esse parallele con deportate drenate di piccole entità.

Proseguendo verso valle, nel giro di poche decine di metri, le linee di scorrimento tendono a convergere verso un unico punto con concentrazione delle portate.

La zona di avvicinamento induce un livello di pericolosità maggiore a causa del converge dei deflussi come mostra anche la **Figura 29**. Questa valutazione interpreta adeguatamente la modellazione idraulica sulla base delle indicazioni locali.

La sola simulazione idraulica infatti non rendeva evidente la peculiarità di questa zona, che risulta invece interessata da fenomeni di scorrimento superficiale di modesta entità che, in via



del tutto cautelativa, sono stati imputabili a tempi di ritorno pari a 200 anni. L'edificato presente è interessato dunque da una piena con sezioni massime di larghezza pari a 115 m circa, mentre le aree H₄ si sviluppano più a valle con larghezze medi di 25-30 m circa.

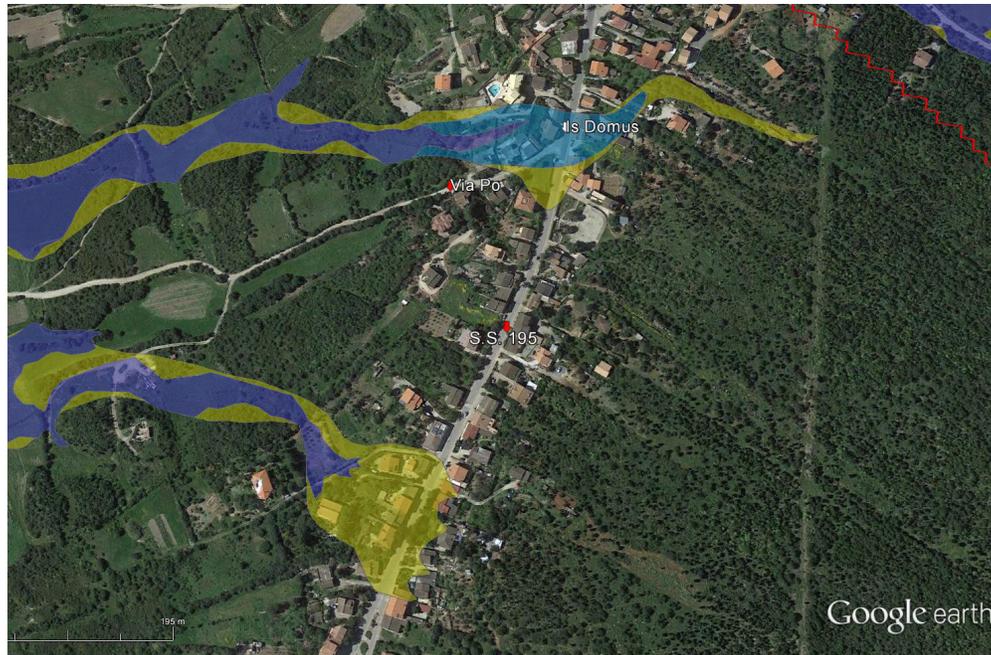


Figura 28 –Particolare risultanze idrauliche zona urbana

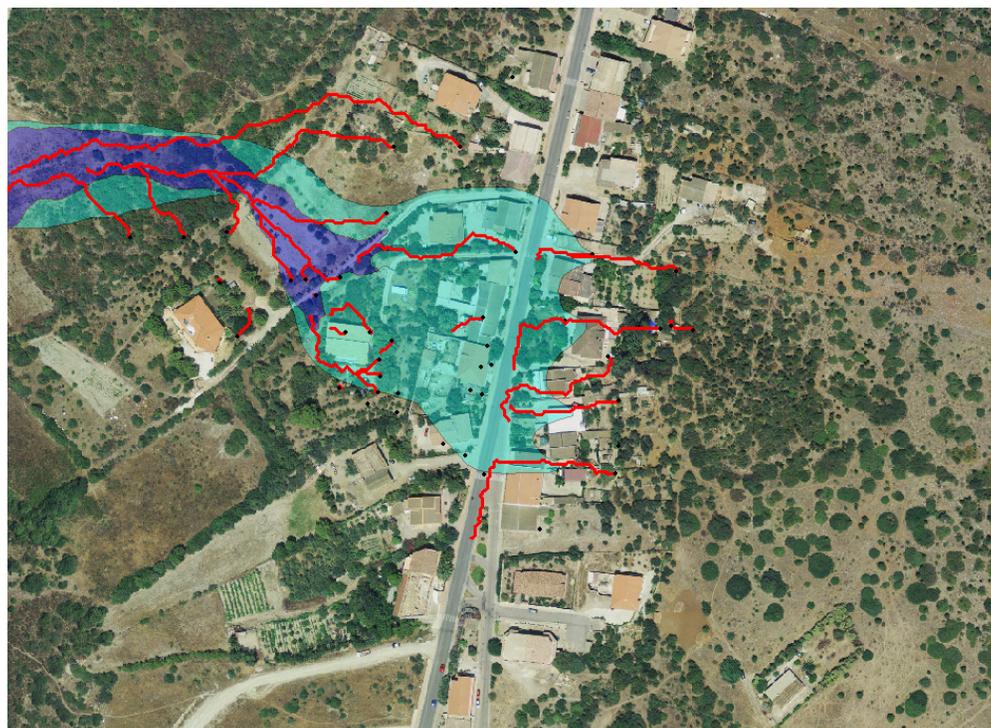


Figura 29 –Linee di scorrimento zona urbana

Analogo discorso può essere ritenuto valido per le aree di allagamento mostrate nella figura sottostante, che si sviluppano lungo le strade e i cortili delle abitazioni che sorgono dove un tempo probabilmente erano presenti delle linee di deflusso superficiale. L'edificato presente risulta coinvolto in misura minima da pericolosità di livello H₄ e H₂, caratterizzate da larghezze medie pari a 25 m e 35 m rispettivamente.



Figura 30 - Particolare risultanze idrauliche zona urbana

A valle della località Is Ciappas la pendenza diminuisce e la velocità passa da valori pari a 1.35 m/s a 0.12 m/s, con conseguente repentino aumento della larghezza della sezione idraulica da valori di 75 m a valori di 235 m per la portata cinquantenaria.

Le aree di allagamento H₄ interessano parzialmente la località Is Lais, e in misura maggiore l'agglomerato di Is Potettus, dove le larghezze stimate sono pari a un centinaio di metri: procedendo verso valle, in corrispondenza della confluenza col compluvio Perda Fitta, le aree di pericolosità aumentano in maniera considerevole, soprattutto in prossimità dell'immissione nello stagno di Maestrale.

La zona circoscritta dal compluvio Perda Fitta, località Su Cambuxiu, Is Lais, Is Potettus e lo stagno stesso, rappresenta una vasta area pianeggiante dedicata a coltivazioni agricole e solcate da una rete di canali artificiali di bonifica, di cui si è già detto a premessa del paragrafo, che risulta sede di pericolosità H₂ e H₁.

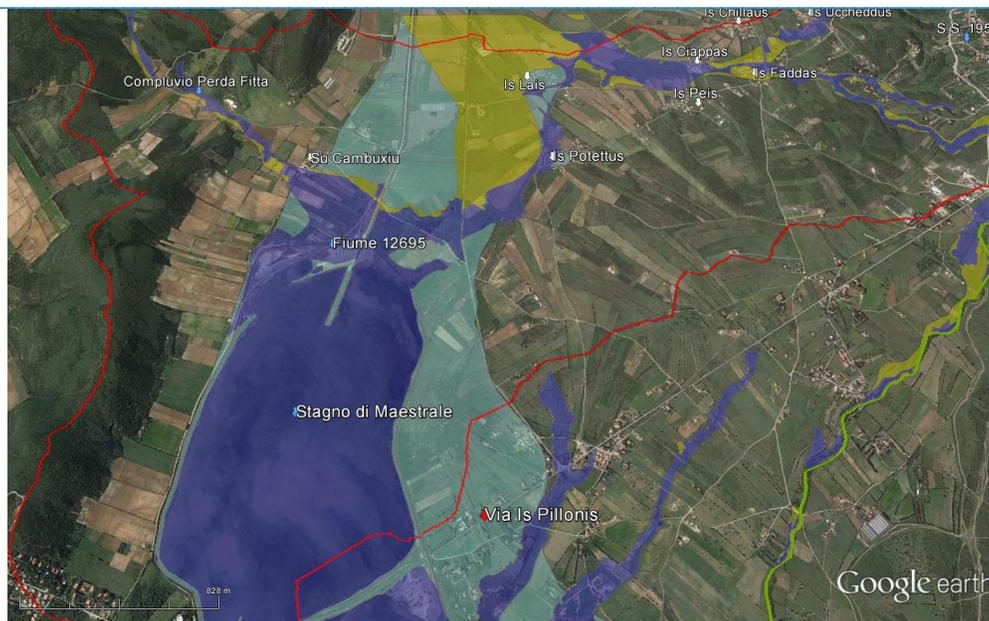


Figura 31 –Risultanze idrauliche parte sud

6.3 MODELLAZIONE IDRAULICA DEI BACINI SECONDARI

Per semplicità, analogamente alla ripartizione utilizzata nello studio idrologico, i bacini secondari verranno di seguito accorpati in tre comparti distinti:

- comparto 1: Canali de Sega e Fiume 24976;
- comparto 2: Compluvio Perda Fitta;
- comparto 3: Fiume 21633, Conca Boira e Riu Fonnesu.

Comparto 1

Complessivamente sono state modellati 2 tratti, le cui lunghezze variano tra i 1,96 km e i 2 km. I transetti, tracciati come previsto dalle Linee guida del PAI, sono complessivamente 27, con lunghezza compresa tra i 127 e i 445 metri circa.

La successiva figura e la conseguente Tabella 13 consegnano gli elementi sui quali si è operata la modellazione idraulica.

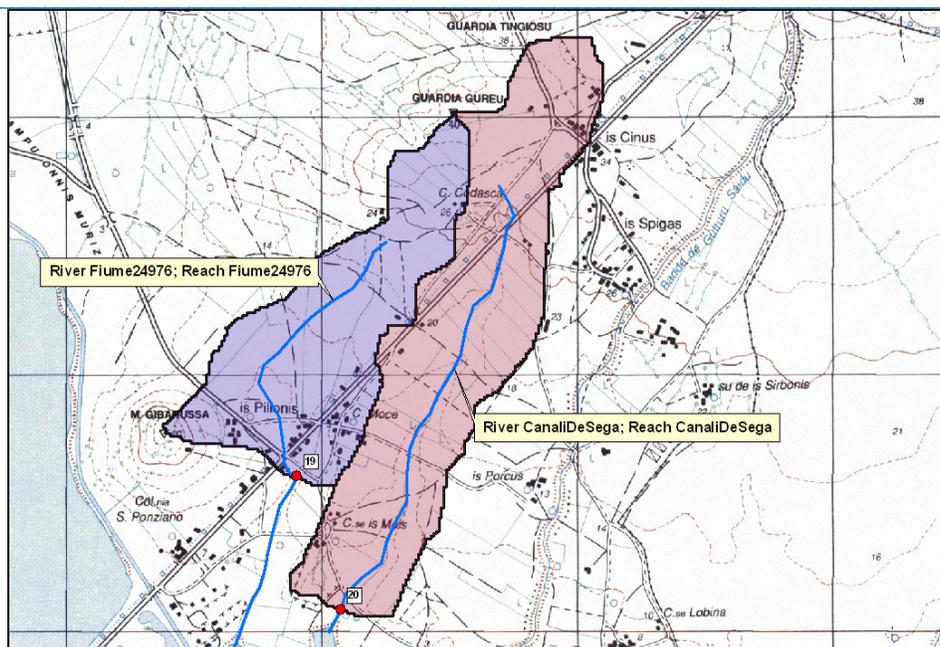


Figura 32 -Schema idraulico del Fiume 24976 e del Canali de Sega

Complesso idrografico di riferimento	River	Reach	Lunghezza tratto [m]	N. sezioni
Sistema del Canali de Sega	CanaliDeSega	CanaliDeSega	1962.24	15
Sistema del Fiume 24976	Fiume24976	Fiume24976	2000.73	12

Tabella 11 Aste modellate

Comparto 2

E' stato modellato un unico tratto di lunghezza pari a 2,50 km. I transetti, tracciati come previsto dalle Linee guida del PAI, sono complessivamente 14, con lunghezza compresa tra i 90 e i 380 metri circa.

La successiva figura e la conseguente Tabella 13 consegnano gli elementi sui quali si è operata la modellazione idraulica.

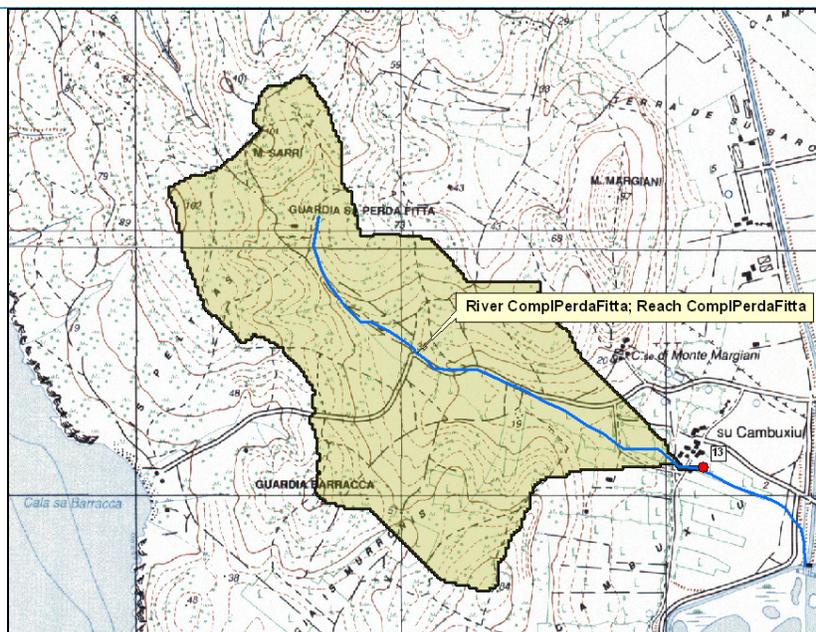


Figura 33 -Schema idraulico del compluvio Perda Fitta

Complesso idrografico di riferimento	River	Reach	Lunghezza tratto [m]	N. sezioni
Sistema Compluvio Perda Fitta	ComplPerdaFitta	ComplPerdaFitta	2493.95	14

Tabella 12 Aste modellate

Comparto 3

Complessivamente sono state modellati quattro tratti, le cui lunghezze variano tra i 700 m e i 2,7 km. I transetti, tracciati come previsto dalle Linee guida del PAI, sono complessivamente 61, con lunghezza compresa tra i 65 e i 495 metri circa.

La successiva figura e la conseguente Tabella 13 consegnano gli elementi sui quali si è operata la modellazione idraulica.

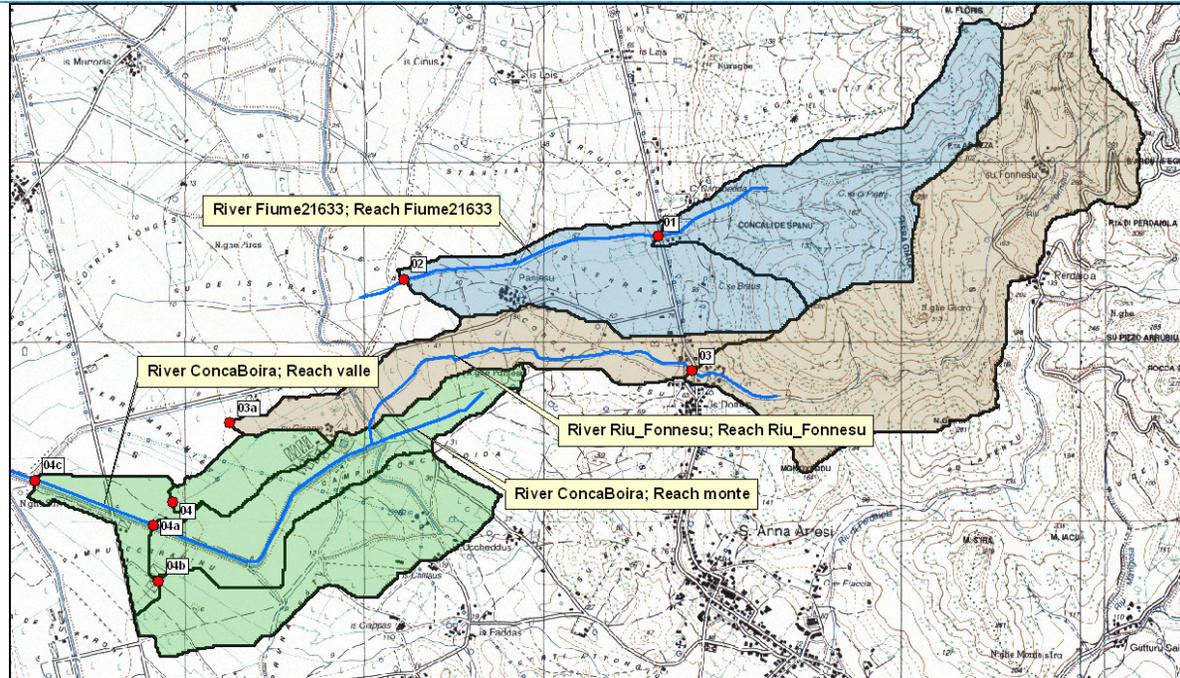


Figura 34 -Schema idraulico del Fiume 21633, Conca Boira e Riu Fonnesu

Complesso idrografico di riferimento	River	Reach	Lunghezza tratto [m]	N. sezioni
Sistema Conca Boira	ConcaBoira	monte	698.48	15
Sistema Conca Boira	ConcaBoira	valle	2541.22	13
Sistema Fiume 21633	Fiume21633	Fiume21633	2412.66	16
Sistema Riu Fonnesu	Riu_Fonnesu	Riu_Fonnesu	2709.33	25

Tabella 13 Aste modellate

Interpretazione del modello idraulico

Come in gran parte del territorio comunale, anche il comparto 1 si sviluppa in zone con pendenze molto modeste e con alvei poco incisi e definiti: la modellazione ha dato origine dunque a un'area con larghezze media pari a 95 m (Fiume 24976) e battenti idrici dell'ordine di 50-70 cm che aumenta verso valle, con velocità che diminuiscono nel tratto centrale e aumentano nel tratto finale, dove la sezione si riduce fino a 75 m prima dell'immissione nella zona umida. I valori sono pressoché gli stessi per i 4 tempi di ritorno.

La seconda area (Canali de Sega) presenta una larghezza media di 35 m per il primo chilometro circa, con battenti idrici intorno ai 50-60 cm e velocità prossime 0.2 m/s per via del tratto



pianeggiante. Successivamente, in prossimità della località Is Meis, si riscontra un aumento di sezione fino a 150 m con tiranti idrici pressoché costanti e velocità che diminuiscono fino a 0.08 m/s. Le aree così descritte non interessano agglomerati edilizi, e convergono a valle verso le zone umide presenti.



Figura 35 –Risultanze idrauliche nel comparto 1

Dai versanti costieri presenti ad ovest del territorio comunale, ha origine il compluvio Perda Fitta: anche in questo caso non è presente un alveo naturale inciso ma soltanto un compluvio che raccoglie le acque dei versanti e le conduce a valle seguendo le linee di massima pendenza.

A monte la portata cinquantenaria viene veicolata da sezioni idrauliche di larghezza media pari a 20 m e battenti idrici dell'ordine di 1 m associate a velocità 0.5 m/s, mentre a valle la velocità si riduce a 0.02 m/s e la larghezza delle sezioni aumenta fino a 55 m.

Le aree sede di allagamento sono tutte dedite all'attività agricola e non si riscontrano situazioni di particolare criticità.

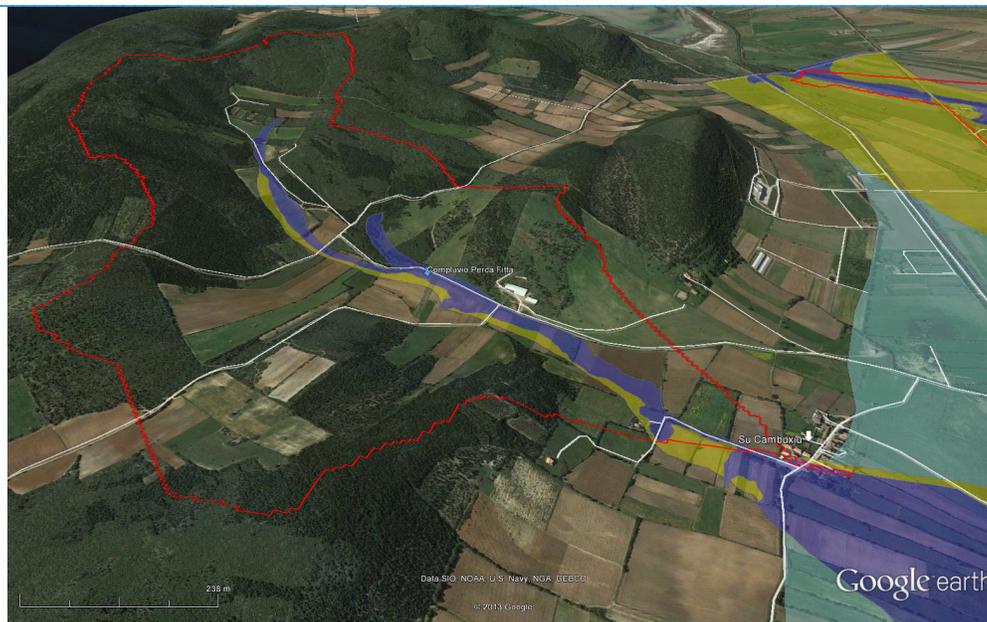


Figura 36 –Risultanze idrauliche nel comparto 2

L'ultimo comparto è costituito da due sistemi che sversano le acque provenienti dai versanti a monte della S.S. 195 (Fiume 21633 e Rio de Fonnesu) e da un sistema più pianeggiante che si sviluppa seguendo il canale artificiale Conca Boira.

Il primo sistema (Fiume 21633) si sviluppa nella parte più incisa con larghezze pari a 30 m circa, associate ad una velocità di 0.3-0.4 m/s e a un battente idrico di 0.5 m circa; in prossimità dell'attraversamento sulla statale si riscontra un fenomeno di rigurgito dovuto all'insufficienza idraulica dello stesso, con aumento della sezione fino a 85 m circa. A valle del S.S. 195 il sistema segue un canale di dreno artificiale, con locali esondazioni fino a un centinaio di metri di larghezza in corrispondenza di variazione della velocità, e altrettanti restringimenti delle sezioni fino a valori di 15 m circa. L'unica criticità evidenziata è relativa all'edificato presente immediatamente a monte della S.S. 195, mentre le aree restanti sono sede di sola attività agricola.

Il secondo sistema (Rio de Fonnesu) rappresenta quello più critico per via delle interferenze in ambito urbano: esso, nel tratto a monte della statale, si sviluppa interamente lungo la Via Fontana, sede del compluvio naturale, dove è presente un canale di dreno che interseca la S.S. 195 e prosegue per un piccolo tratto verso valle, dove le portate vengono veicolate attraverso un alveo poco inciso e scarsamente definito.

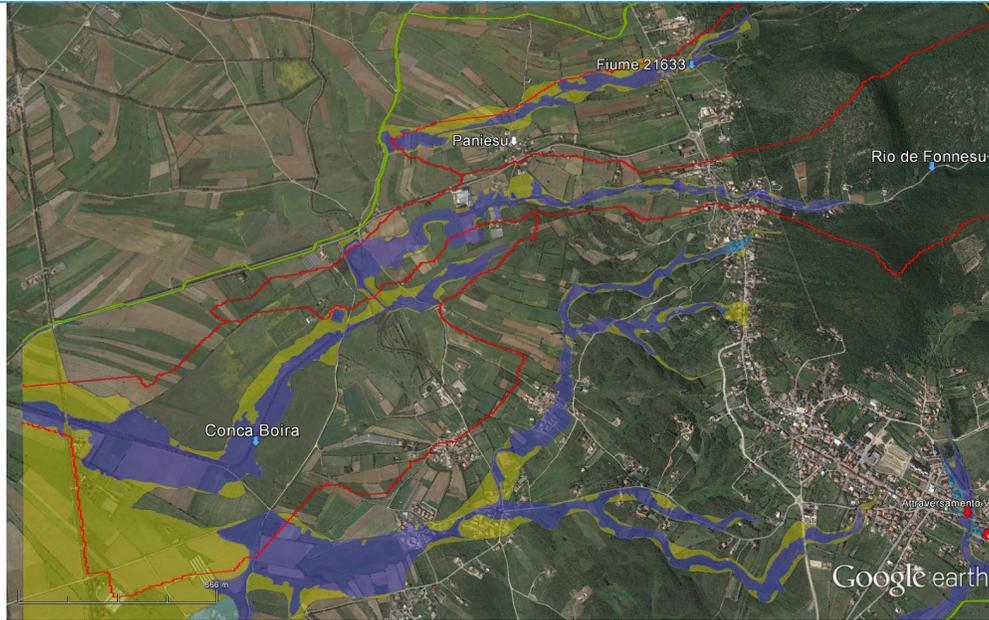


Figura 37 –Risultanze idrauliche nel comparto 3

A monte della statale si raggiungono larghezze di 50 m circa in corrispondenza della sezione 2293.636, in cui la velocità passa repentinamente da valori di 0.5 m/s a valori di 0.05 m/s, con battenti idrici dell'ordine di 3 m circa a causa di una depressione presente sul profilo longitudinale della strada. Tra la S.S. 195 a la Via Coghinas risulta evidente l'effetto di rigurgito dovuto all'insufficienza idraulica dell'attraversamento, a monte del quale si raggiungono larghezza di 80 m circa. Lo sviluppo a valle nella piana agricola evidenzia una larghezza media di 40 m, battente idrico di 0.8 m e velocità introno a 0.5 m/s, con locali aumenti fino a 170 m in corrispondenza della sezione 782.7444 in cui si riscontra una diminuzione della velocità fino a valori pari a 0.2-0.3 m/s, e oltre i 200 m in corrispondenza della sezione 348.6281 in cui la velocità diminuisce fino a 0.17 m/s. All'immissione in Su Canali Maggiori, la sezione si restringe bruscamente (15 m) per aumento repentino di velocità fino a valori compresi tra 3 e 5 m/s.

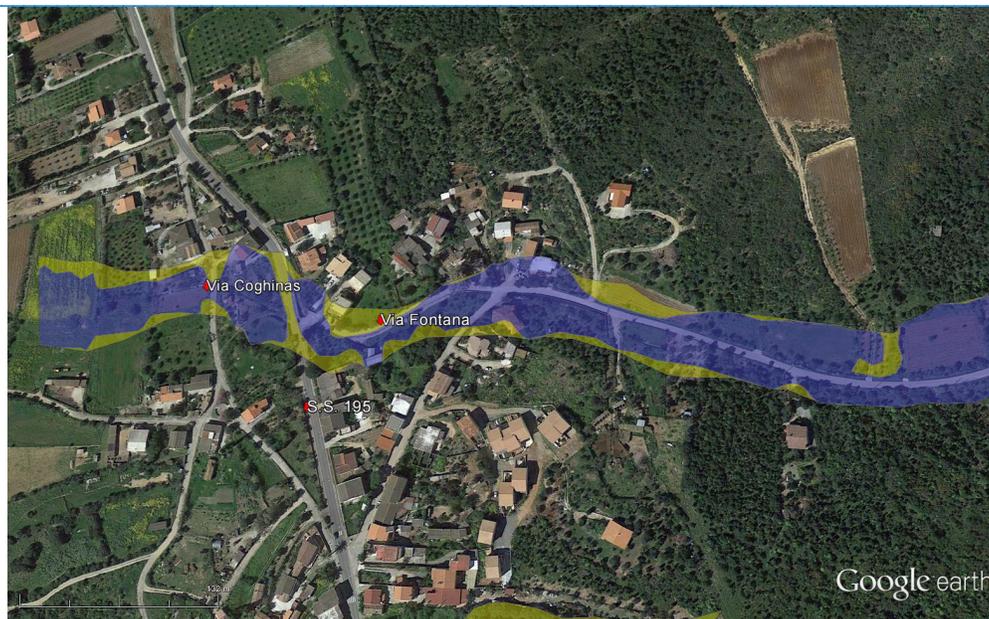


Figura 38 –Particolare in ambito urbano delle risultanze idrauliche del comparto 3

Il terzo sistema è costituito dal Conca Boira monte che riceve le acque di un compluvio naturale con alveo non inciso e definito, con larghezze medie pari a 60 m circa e battenti idrici dell'ordine di 80 cm circa, e della restante parte che segue lo sviluppo del canale Conca Boira.

In questo tratto le larghezze dell'area a pericolosità Hi4 aumentano fino a valori di 315 m nella sezione 1047.113, in cui si riscontrano velocità molto basse intorno a 0.15 m/s e battenti idrici pari a 80 cm. L'importante alterazione delle linee di deflusso naturale, il ridotto gradiente idraulico induce un atteggiamento cautelativo, seppure la modellazione idraulica determinerebbe una riduzione delle aree di pericolosità, si è ritenuto estendere le stesse definendo un ampio comparto caratterizzato da un livello di pericolosità Hi2 (v. Figura 39)

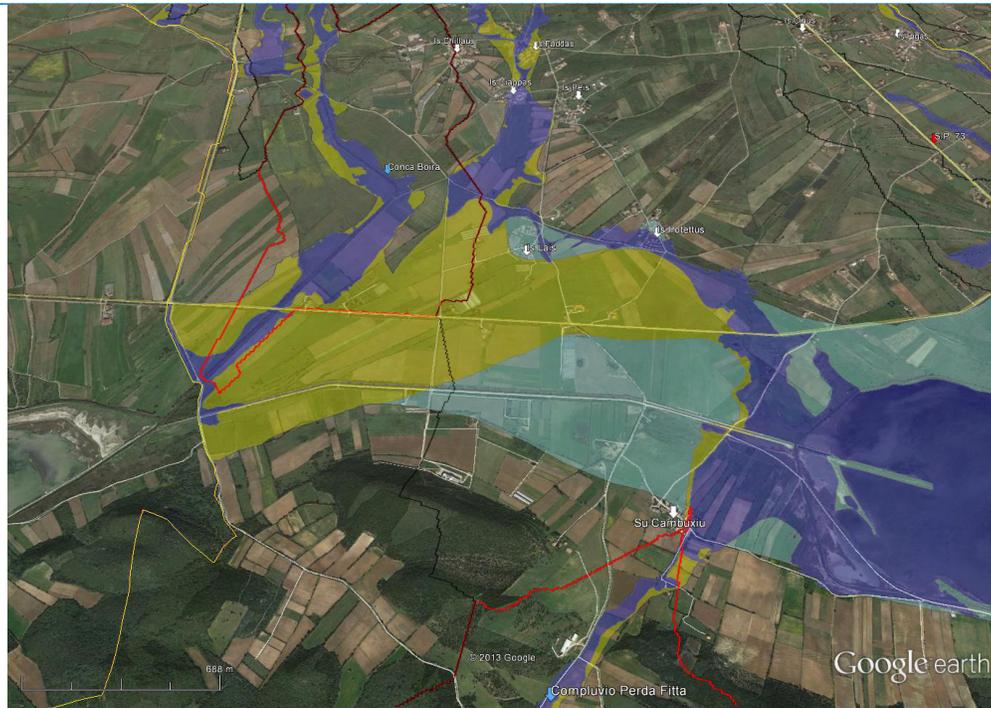


Figura 39 –Aree di pericolosità nel tratto vallivo



7. REGIME VINCOLISTICO VIGENTE

All'interno del territorio comunale di Sant'Anna Arresi ricade attualmente un'area interessata da livelli di pericolosità idraulica: si tratta del tronco critico B1TC016 relativo al *Riu Fonnesu* individuato all'interno del P.A.I.

Tale mappatura deriva dal P.A.I. approvato con Decreto del Presidente della Regione Sardegna n.67 del 10.07.2006, e di cui si riporta l'immagine di seguito.

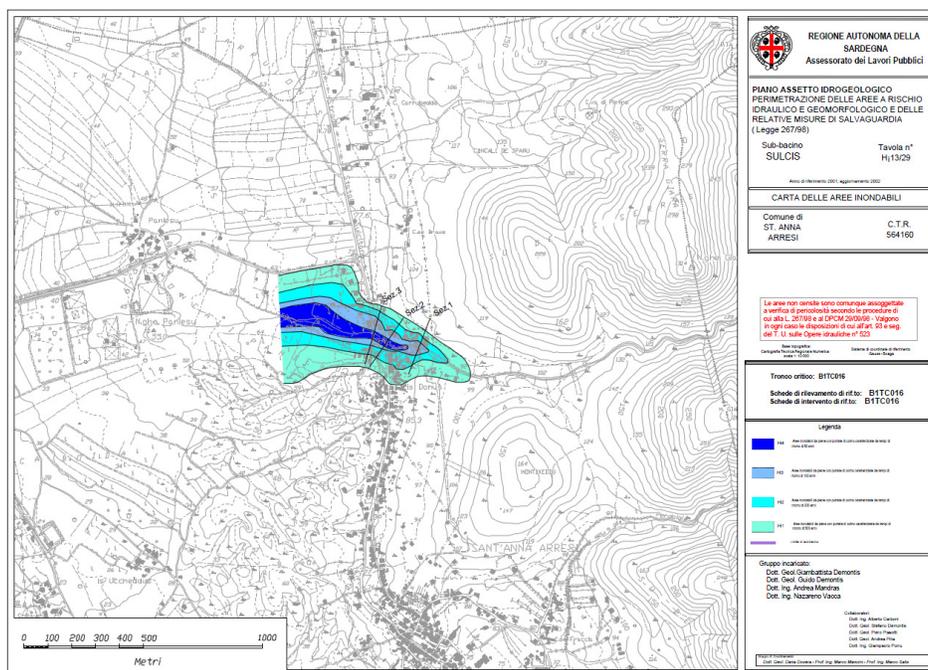


Figura 40 -Aree di pericolosità idraulica definite dal PAI

Lo studio nelle sue considerazioni finali consegna due categorie di elaborati: una relativa alle aree indagate e studiate di cui si è data illustrazione nel paragrafo precedente, un'altra costituita dall'involuppo delle aree studiate e delle zone relative al regime vincolistico vigente definendo una cartografia finale che costituisce le Aree di Salvaguardia.

8. CONCLUSIONI

Il contesto territoriale di Sant'Anna Arresi può essere suddiviso in due sistemi idrografici principali, il bacino del *Riu Gutturru Saidu* e di quello del *Fiume 12695*, oltre a un sistema di bacini



idrografici secondari. In quest'ottica, il territorio comunale è stato analizzato quasi per intero, eccezione fatta per alcune aree che, a parere dello scrivente, sono prive di alcun rilievo dal punto di vista del rischio idraulico ai fini del P.A.I. in quanto le aree drenate sono di modestissime entità e non possono in alcuna maniera determinare portate di interesse; inoltre li bacini drenano direttamente a mare senza interessare aree antropizzate.

Il sistema idrografico nel suo complesso comprende anche una rete di canali di bonifica realizzati a scopo irriguo a servizio delle agricole contermini, e che nelle valutazioni idrauliche non sono stati tenuti in considerazione in quanto le portate da essi veicolati sono tali da non alterare il regime dei corsi d'acqua e compluvi analizzati. Inoltre sono presenti alcune zone umide che per definizione sono state ricomprese tra le aree a pericolosità H₄.

Le aree di pericolosità scaturite dalla modellazione sono di tre tipologie principali:

- La prima, che rappresenta una piccola parte, è caratteristica dei tratti a monte della S.S. 195 e sommitali dei vari compluvi, caratterizzati mediamente da tiranti idrici modesti, alvei incisi, aree di esondazioni di qualche decina di metri e modeste portate veicolate;
- La seconda, che rappresenta quasi la metà del territorio analizzato, è caratteristica dei tratti a valle della S.S. 195 dei vari compluvi, che sono associati ad aree di pericolosità un po' più marcate.
- La terza, che rappresenta l'altra metà del territorio analizzato, è associata alle aree umide presenti a monte della località turistica di Portopino.

Per la maggior parte dei casi si tratta di alvei poco incisi e scarsamente definiti, e di compluvi che si sviluppano in zone a bassa pendenza tipiche della piana di Sant'Anna Arresi.

In ambito urbano, le aree definite dalla modellazione intercettano la strada statale 195 e parte dell'edificato che si è sviluppato lungo di essa, ricevendo le portate provenienti dai versanti a nord-est del territorio comunale. Spesso si tratta di linee di scorrimento superficiale trasversali alla strada che un tempo probabilmente seguivano una configurazione naturale che oggi è andata scomparendo ma che viene riattivata in occasione di eventi di particolare intensità.

In ambito extra-urbano si tratta di aree che raramente coinvolgono elementi sensibili, essendo sviluppate in zone agricole a bassa densità edificatoria: le uniche eccezioni riguardano dunque alcuni *furriadroxius*, agglomerati abitativi che in passato sono nati come insediamenti agropastorali monofamiliari, tipici dei contesti agrari del Sulcis. I punti più critici si riscontrano



in prossimità di *Is Domus*, *Is Ucceddus*, *Is Faddas*, *Is Ciappas*, *Is Lais*, *Is Potettus*, tutti ricadenti all'interno del sistema idrografico principale del Fiume 12695.

Le aree di H₄ più estese corrispondono alle zone di umide dello stagno di Maestrone, dello stagno di Is Brebeis e dello stagno Portopino, che sono state ritenute zone soggette ad allagamento oltre naturalmente ad essere invasi idrici naturali.

In corrispondenza della piana agraria di Sant'Anna Arresi, e del sistema di canali di bonifica concepiti a servizio della stessa piana, sono presenti le maggiori aree di allagamento con tempo di ritorno di 200 e 500 anni, che evidenziano quindi un livello di pericolosità medio-basso: anche in questo caso si tratta di aree a vocazione prevalentemente agricola, eccezione fatta per l'edificato presente lungo la Via Portopino a valle delle località Is Pilonis e Is Meis, e per quello presente a monte della spiaggia omonima.

Una nota specifica va effettuata per il contesto ideale che congiunge lo stagno di Maestrone con lo stagno Baiocca, tutta l'area soffre di una condizione di idromorfismo legata alla quasi totale assenza di pendenza; la suddetta area è stata mappata con un livello di pericolosità H_{i2}.