COMUNE DI PISCINAS

COMMITTENTE

Amministrazione Comunale di PISCINAS

SINDACO — ***Mariano Cogotti***

ASS.RE PIAN. TERRITORIALE — ***Eleonora Atzei***

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Geom. Giampiero Secci

ANALISI DI DETTAGLIO DELLE AREE A PERICOLOSITA' IDRAULICA (Art. 8 NTA del P.A.I.)

PROGETTISTA INCARICATO

Dott. Ing. Alessandro Salis
Via Palomba 53, 09128 Cagliari
tel. 3466759914 e-mail salisa@tiscali.it

Dott.Geol. Samuele Todde
Via Cixerri 112, 09010 Siliqua
tel. 3923145722 e-mail samtodde@tiscali.it

Elaborato

RELAZIONE IDROLOGICO- IDRAULICA

Allegato	01	Scala	
Data	MAGGIO 2016	Rev.	*01*

SOMMARIO

1. PREMESSA 2

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE DELL'AREA DI STUDIO 4

3. CONFIGURAZIONE DEL SISTEMA IDROGRAFICO 7

3.1 BACINI PRINCIPALI 8

3.2 *BACINI SECONDARI* 10

4. ANALISI IDROLOGICA 16

4.1 *CONSIDERAZIONI GENERALI SUL FENOMENO* 17

4.2 *INDIVIDUAZIONE DEI PARAMETRI DI BACINO* 20

4.3 *DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO – METODI INDIRETTI* 20

5. ANALISI IDRAULICA 30

5.1 CONSIDERAZIONI GENERALI 30

5.2 CORSI D'ACQUA PRINCIPALI 30

5.3 METODOLOGIA UTILIZZATA 31

5.4 IL MODELLO DI CALCOLO 32

6. RISULTANZE DELLO STUDIO 36

6.1 *MODELLAZIONE IDRAULICA DEL RIO PISCINAS* 36

6.2 *MODELLAZIONE IDRAULICA DEL RIO GUTTURUAXIU* 43

6.3 *MODELLAZIONE IDRAULICA DEL RIO FUNTANALUMA* 45

6.4 *MODELLAZIONE IDRAULICA DELLA GORA DI PISCINAS* 48

6.5 *MODELLAZIONE IDRAULICA DEL FIUME 6897* 50

7. REGIME VINCOLISTICO VIGENTE 52

8. CONCLUSIONI 53

1. PREMESSA

Nell'ambito dei lavori per la predisposizione del nuovo Piano Urbanistico del Comune di Piscinas 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. Samuele Todde.

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 Piscinas.

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 in edificabilità (Zone H_{i4}, H_{i3}), alla edificabilità soggetta a prescrizioni specifiche (Zone H_{i2}), sino alla totale mancanza di condizionamento(Zone H_{i1}).

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 una quadro conoscitivo sulla base delle informazioni cartografiche e delle conoscenze locali.

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 Piscinas è posto nel versante sud-occidentale della Sardegna, e risulta delimitato a sud dal territorio di Teulada, a nord da quello di Villaperuccio, ad ovest da quello di Giba e Masainas, e ad est da quello di Santadi. L'area oggetto di studio è inquadrata all'interno dell'intero territorio comunale e si estende per una superficie di circa 16.9 Km^2.

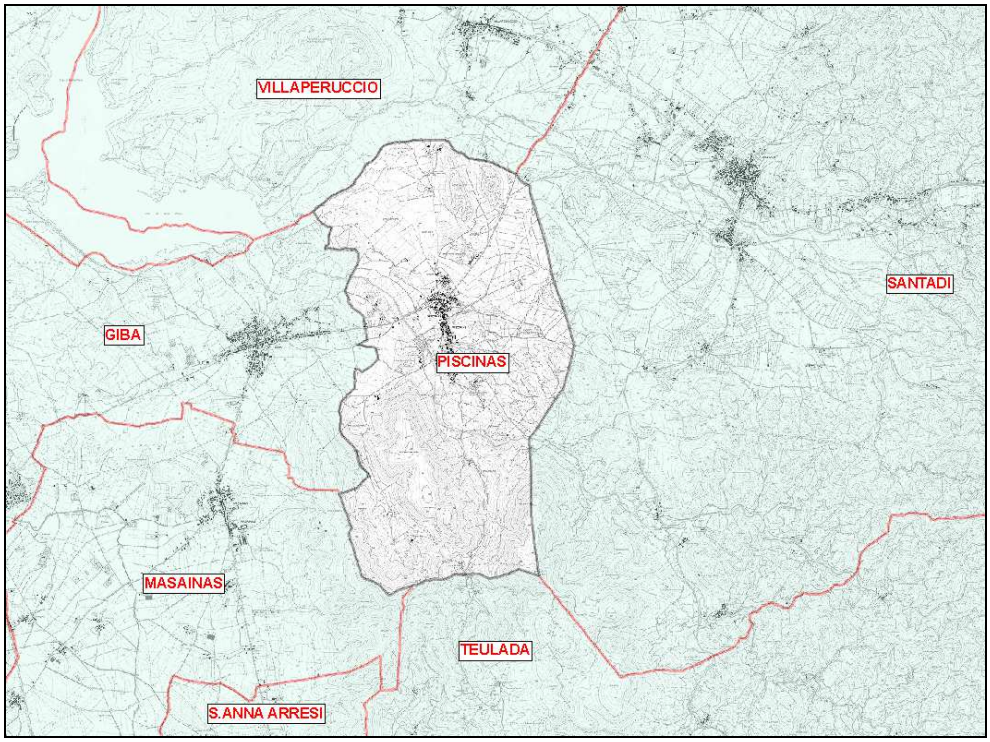


Figura 1 Inquadramento territoriale

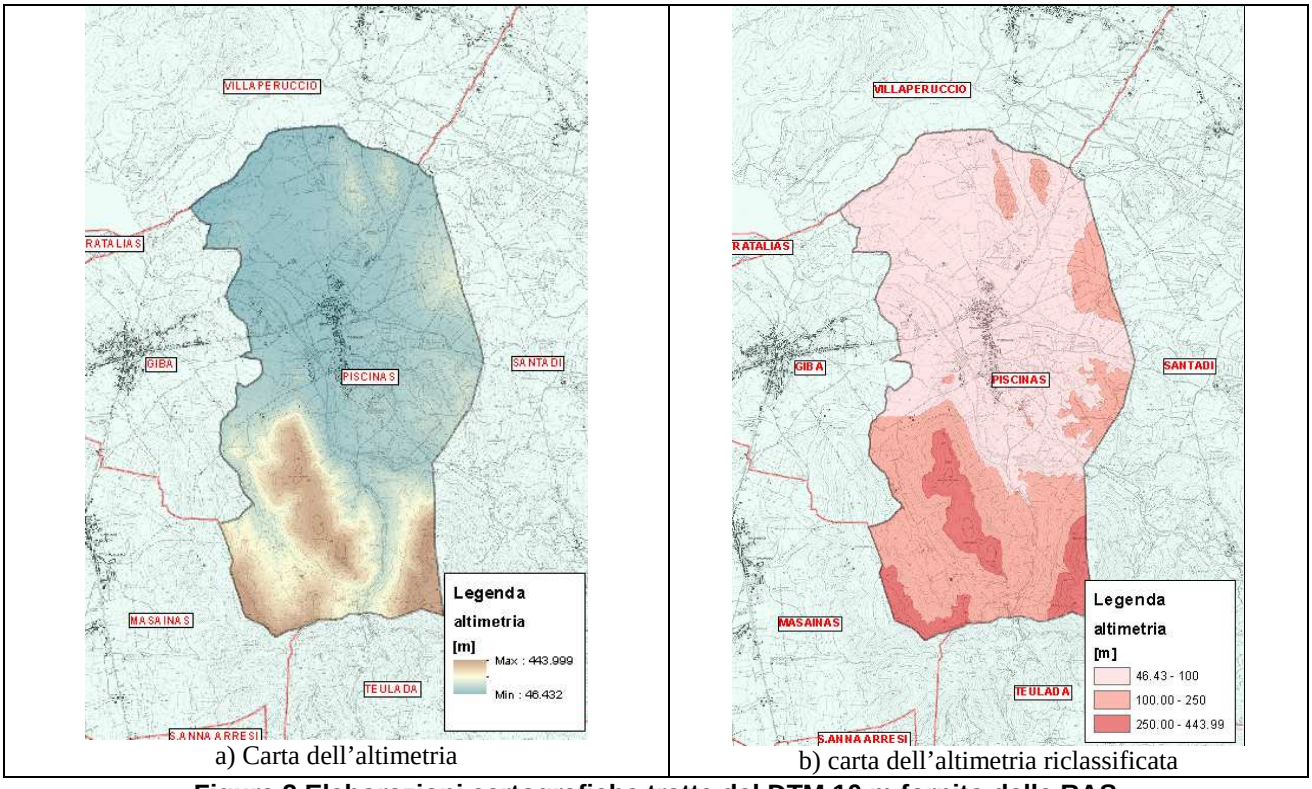
Dal punto di vista morfologico, una visione generale consegna un territorio prevalentemente pianeggiante, eccezion fatta per i rilievi della parte meridionale del territorio comunale caratterizzati da quote massime di poco superiori ai 400 metri.

La distribuzione delle quote nel territorio comunale individua la seguente distribuzione

da quota 46.43 m s.l.m.	a quota 100 m s l.m.	9.9 Km^2	58%
da quota 100 m s.l.m.	a quota 250 m s l.m.	5.5 Km^2	33%
da quota 250 m s.l.m.	a quota 442.56 m s l.m.	1.5 Km^2	9%

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 250 m per l'91% del suo territorio, e solo un 9% superiore a 250 m. Il riquadro b) evidenzia:

- ✓ in rosa chiaro quote <100 m;
- ✓ in rosa scuro quote comprese tra 100 e 250 ;
- ✓ in rosso quote superiori a 250 m.



a) Carta dell'altimetria b) carta dell'altimetria riclassificata

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

Per quanto concerne le pendenze riscontrate, si ha la lettura di una condizione in cui più del 50% del territorio comunale presenta acclività inferiori al 5%, principalmente in corrispondenza

delle zone pianeggianti (Figura 3), mentre solo il 12% supera il 20%, principalmente nella porzione centro-meridionale dell'area studiata.

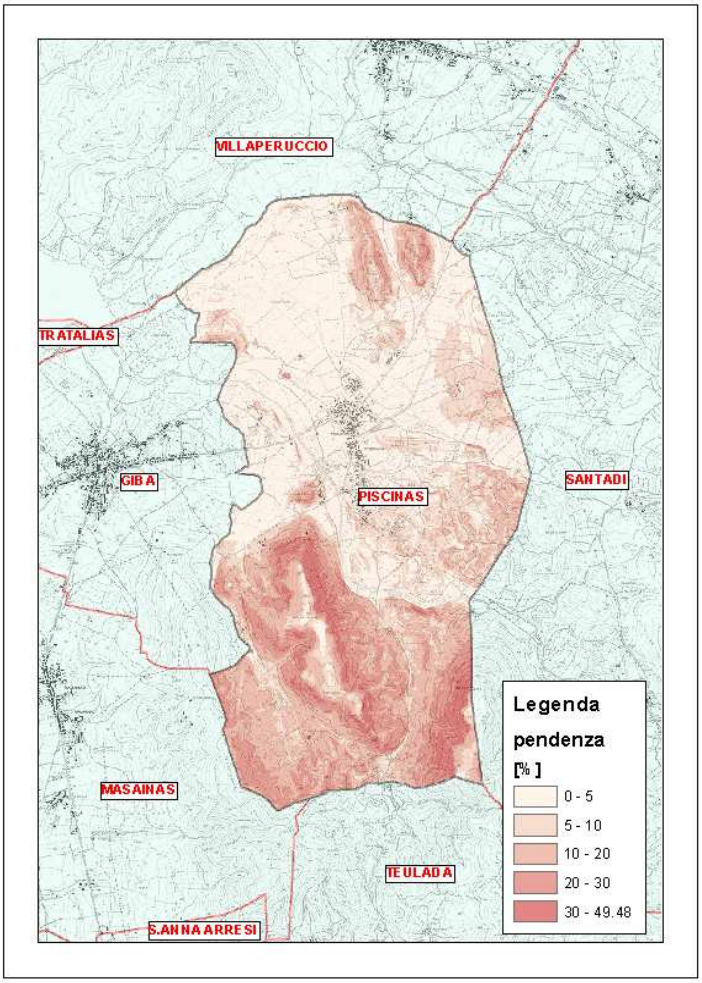


Figura 3 Carta dell'acclività del territorio comunale

Dati cartografici di base:

- Carta d'Italia scala 1:50.000 Foglio 565 CAPOTERRA, Foglio 564 CARBONIA;
- Carta d'Italia scala 1: 25.000 Foglio 564 sezione II GIBA e Foglio 565 Sezioni III SANTADI;
- C.T.R. scala 1:10.000 Fogli 564120-160, 565090-130;
- 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 si sviluppa principalmente nel settore centro-meridionale del territorio comunale, con un reticolo poco ramificato che attraversa l'area in direzione sud-nord ed est-ovest, individuando un corso d'acqua principale (Rio Piscinas, altrimenti denominato Riu Palmas) e fiumi secondari con alveo scarsamente inciso e poco definito, in cui risulta difficoltoso definire i compluvi di appartenenza.

L'analisi su base gis ha fatto emergere 5 comparti drenanti, come mostra la figura sottostante.

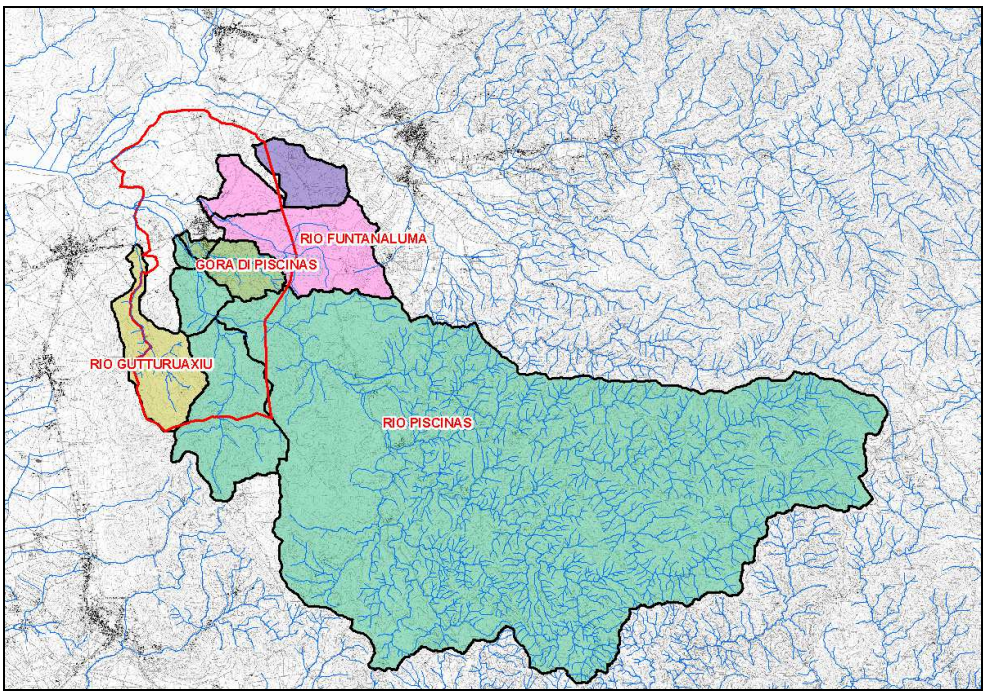


Figura 4-Sistema drenante

Come evidenziato in figura, in esso si può rintracciare un bacino di dimensione maggiore, denominato di seguito principale:

- ✓ il rio Piscinas, la cui asta principale si sviluppa in gran parte nel territorio di Teulada (in verde in cartografia).

L'analisi sia idrologica che idraulica è stata effettuata sui seguenti comparti drenanti:

1. Sistema principale del *Rio Piscinas*
2. Sistema secondario del *Rio Gutturuaxiu*
3. Sistema secondario della *Gora di Piscinas*
4. Sistema secondario del *Rio Funtanaluma*

I punti successivi consegnano un quadro descrittivo dei bacini e delle relative aste principali.

La successiva figura consegna una visione schematica del reticolo idrografico.

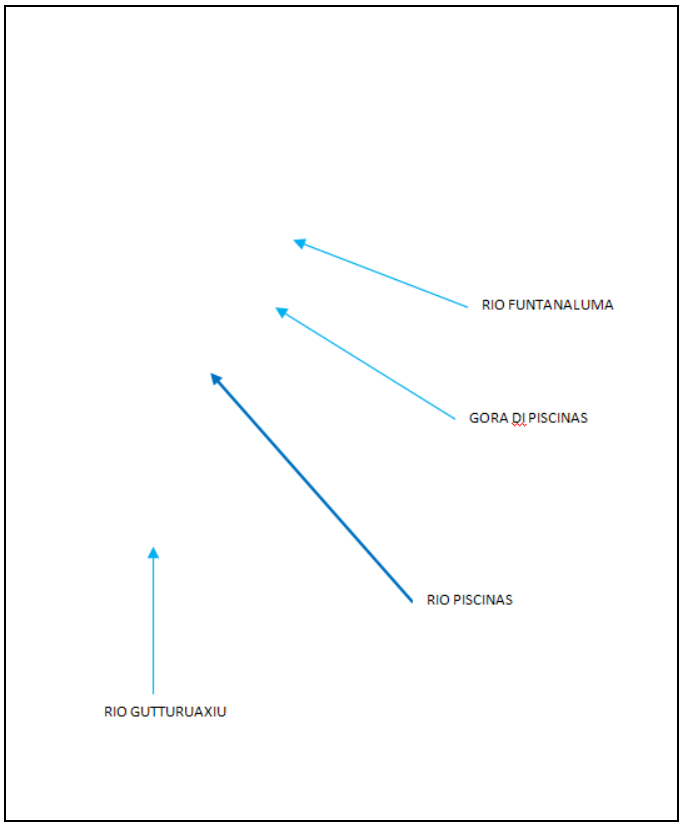


Figura 5-Configurazione del sistema idrografico

3.1 BACINI PRINCIPALI

Riu Piscinas

Il bacino ha origine nella porzione settentrionale del territorio comunale di Teulada, per poi interessare quello di Santadi e infine quello di Piscinas, di cui occupa circa un terzo del territorio. La sezione di chiusura è stata individuata sul ponte sulla SS 293 per Giba ad una quota di 63.50 m.

Esso presenta una forma abbastanza regolare, che tende ad assottigliarsi proprio all'interno del territorio di Piscinas, dove converge verso la sezione di chiusura.

La quota massima viene raggiunta in Comune di Teulada, in prossimità della Punta de Su Tuvaraxiu, nel versante prossimo al territorio di Santadi, Pula e Domusdemaria (906 m).

Il reticolo idrografico, soprattutto all'interno del territorio di Teulada, si presenta ben marcato e ramificato, mentre la porzione che attraversa il Comune di Piscinas diventa sede della sola asta principale del Rio Piscinas e del Rio Sagosacqua, suo affluente in sinistra idraulica.

Il Rio di Piscinas lambisce la porzione più meridionale dell'abitato ed interseca la SS 293, prima di ricevere il contributo della Gora di Piscinas e del Rio Funtanaluma in territorio di Giba, in prossimità col confine amministrativo di Piscinas.

Il bacino si presenta in gran parte poco acclive con una pendenza media pari al 20% circa, e valori superiori nella parte montana e nei versanti compresi tra il Rio di Piscinas e il Rio Sagosacqua, in cui le quote passano repentinamente da 100 m a 400 m(Monte Murrecci).

Esso si sviluppa principalmente in zone interessate da agricoltura, macchia mediterranee o pascolo, occupando solo una piccola parte dell'abitato, mentre rappresentano punti sensibili gli attraversamenti sulla viabilità.

La Figura 6 e la Tabella 1consegnano le caratteristiche principali del sistema.

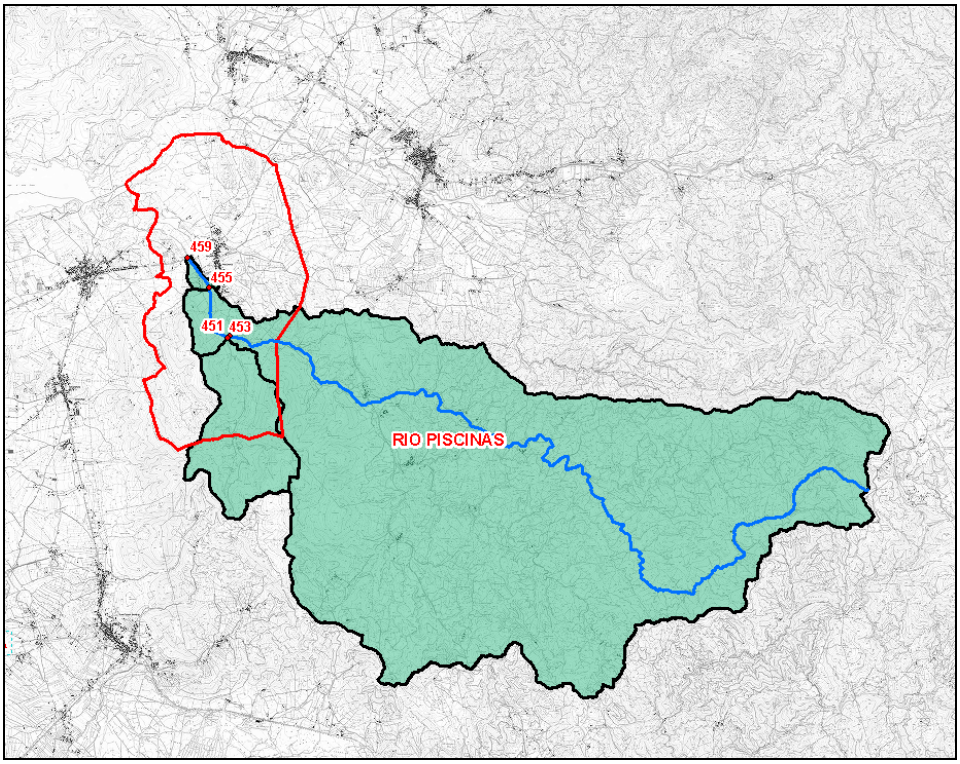


Figura 6 -Sottobacini del Rio Piscinas

Codice sezione	Nome rio	Superficie kmq	Quota minima m	Quota massima m
451	*Rio Piscinas*	63.2	77.21	905.28
453	*Rio Piscinas*	4.97	77.31	443.90
455	*Rio Piscinas*	69.3	68.83	905.28
459	*Rio Piscinas*	69.5	63.50	905.28

Tabella 1 -Elementi dimensionali del comparto drenante

Figura 7-Vista del bacino del Rio Piscinas e profilo dell'asta principale

3.2 *BACINI SECONDARI*

Rio Gutturuaxiu

Si tratta di un bacino secondario che si sviluppa in gran parte nel territorio di Piscinas, al confine col Comune di Masainas e Giba: di forma allungata, esso si sviluppa in direzione sud-nord, assottigliandosi nella parte valliva a monte della SS 293, dove è stata ubicata la sezione di chiusura (69.15 m).

Esso risulta confinante con quello del Rio Piscinas ubicato in destra idraulica, ed è un bacino di modeste dimensioni, di superficie pari a 3.12 kmq, che ha origine nei versanti al confine col limite di Masainas e Teulada (Serra Manna quota 376 m e Nuraghe de Frois 305 m). Esso presenta una sensibile acclività, con una pendenza media del bacino con valori prossimi al 15%, e valori massimi superiori al 30% in prossimità dei rilievi, mentre la pendenza media dell'asta principale è dell'ordine del 6%.

Si tratta di aree pressoché prive di elementi sensibili, quali intersezioni viarie, edificato continuo e discontinuo ed aree agricole di pregio.

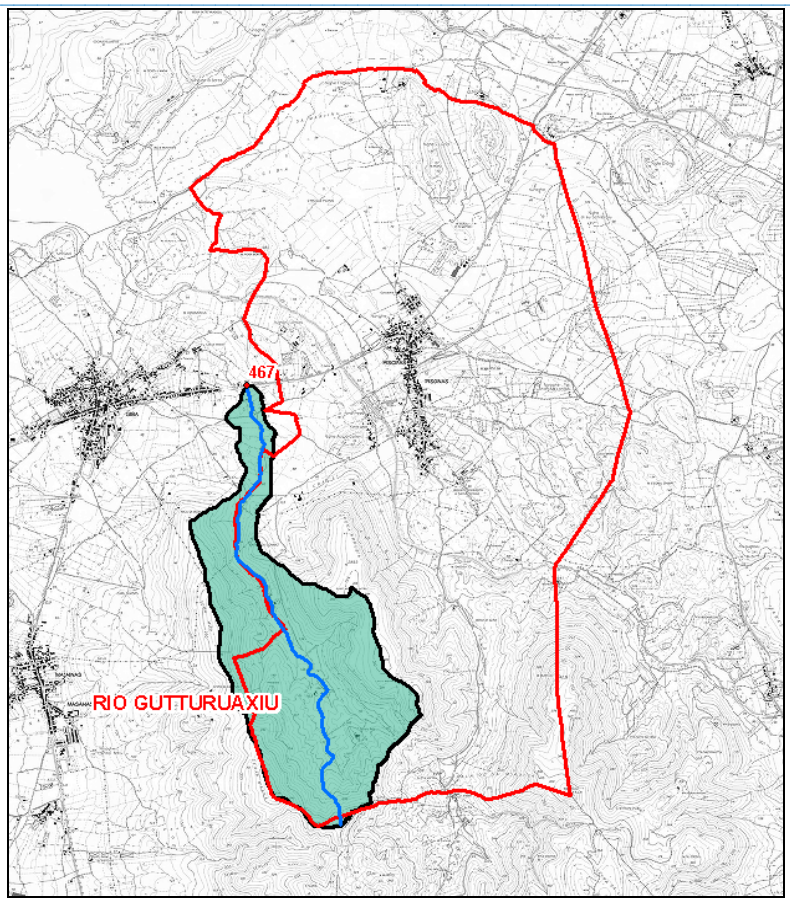


Figura 8 – Bacino del Rio Gutturuaxiu

La Tabella 2 consegna le caratteristiche principali del sistema.

Codice sezione	Nome rio	Superficie kmq	Quota minima m	Quota massima m
467	*Rio Gutturuaxiu*	3.12	69.15	374.8

Tabella 2 -Elementi dimensionali del comparto drenante

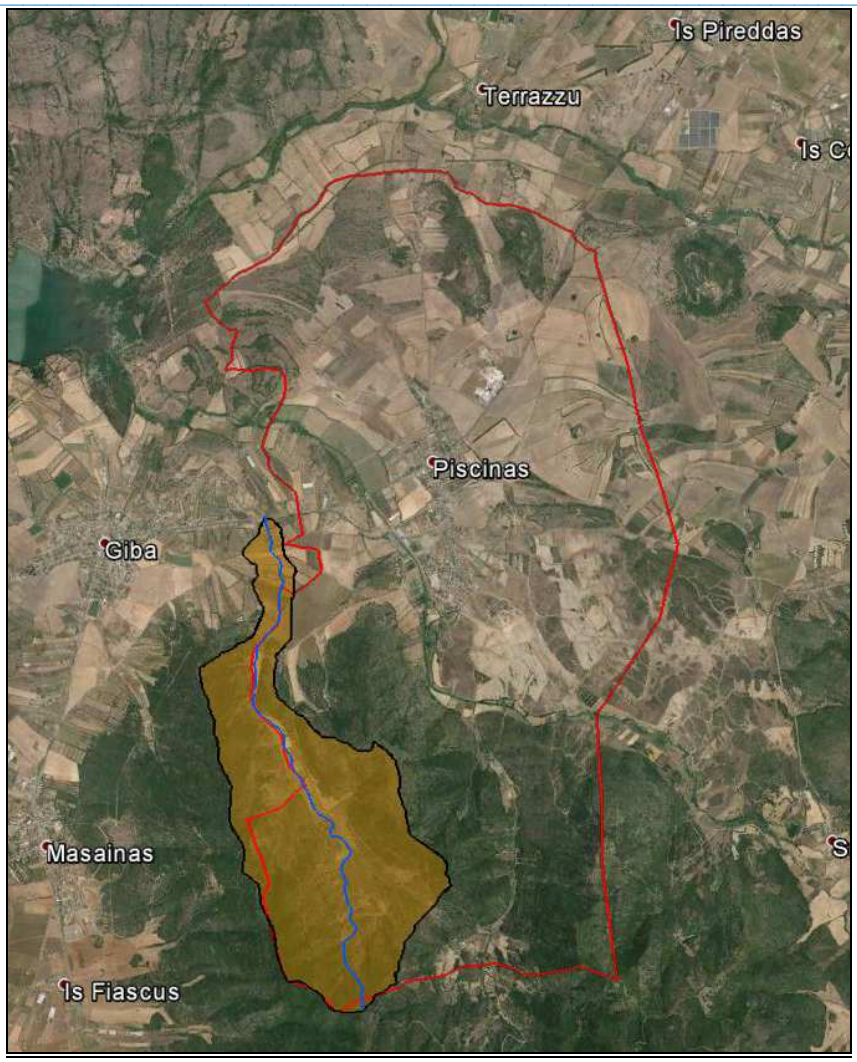


Figura 9-Vista del bacino del Rio Gutturuaxiu

Rio Funtanaluma

E' un altro bacino secondario, che si sviluppa però in destra idraulica del Rio Piscinas.

Esso ha origine in territorio di Santadi ad una quota di 295 m, e si sviluppa con una forma regolare in direzione sud-est nord-ovest interessando la porzione centro orientale del territorio di Piscinas.

Si tratta di un bacino di modeste dimensioni, di superficie pari a 5.5 kmq, che si presenta poco acclive, con una pendenza del bacino con valori prossimi al 6%, e in gran parte inferiore al 2% e pendenza media dell'asta principale dell'ordine del 4.

La sezione di chiusura è stata posta in corrispondenza dell'attraversamento sulla via S'Olivariu, in prossimità della periferia nord dell'abitato di Piscinas, ad una quota di 62 m circa.

Si tratta di aree sede di attività agricola e di qualche edificio sparso, ma prive di edificato continuo e di elementi di particolare pregio.

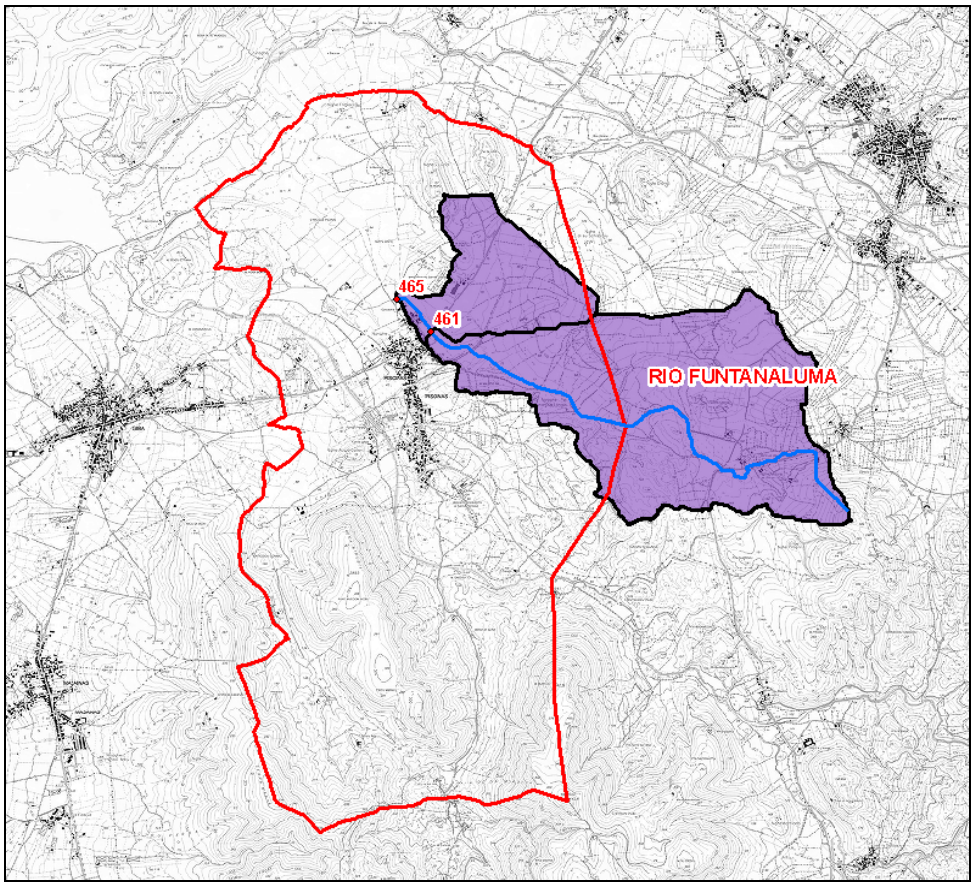


Figura 10 – Bacino del Rio Funtanaluma

La Tabella 2 consegna le caratteristiche principali del sistema.

Codice sezione	Nome rio	Superficie kmq	Quota minima m	Quota massima m
461	*Rio Funtanaluma*	4.28	65.28	293.31
465	*Rio Funtanaluma*	5.51	62.24	293.31

Tabella 3 -Elementi dimensionali del comparto drenante

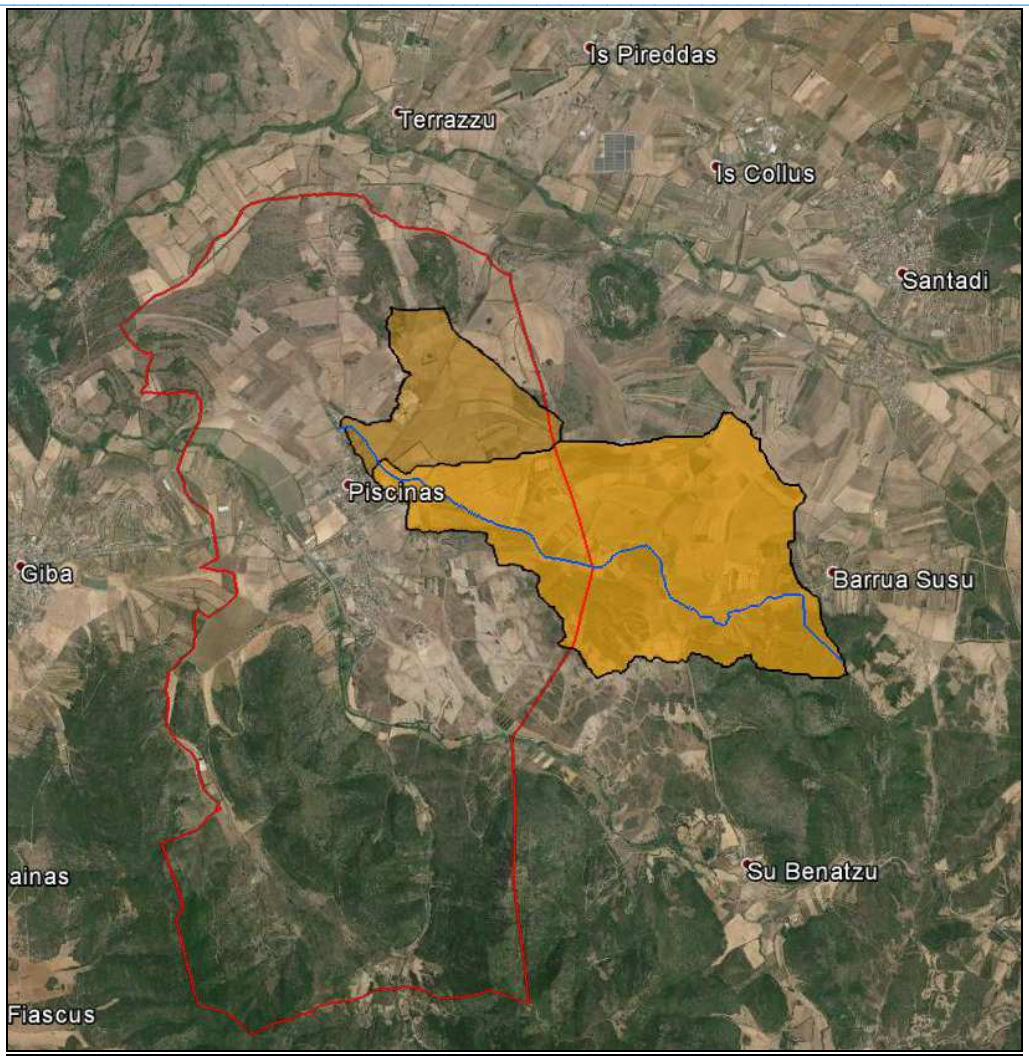


Figura 11-Vista del bacino del Rio Funtanaluma

Gora di Piscinas

Si tratta di un altro bacino secondario di piccole dimensioni (1.60 kmq), che si sviluppa interamente nel territorio comunale di Piscinas: la sezione di chiusura è stata individuata sull'attraversamento della SS 293, ad una quota di 63 m circa.

Di forma abbastanza regolare, esso ha origine in prossimità del confine amministrativo con il territorio di Santadi, in località Is Muregus, con la punta più alta in corrispondenza di Cuccu Mannu (136 m). Esso si sviluppa verso valle in direzione sud-est nord-ovest, intersecando la parte centro-sud dell'abitato di Piscinas, e risulta confinante a sinistra col bacino del Rio Piscinas e a destra con quello del Rio Funtanaluma.

Si presenta più acclive nella parte montana, dove si raggiungono pendenze dell'ordine del 15%, mentre nella parte centro-valliva interessa una zona pianeggiante, con pendenze inferiori al 5%.

La pendenza media dell'asta principale è dell'ordine del 2%, che solo nel tratto iniziale raggiunge pendenze maggiori.

Questo bacino rappresenta forse il caso più critico dal punto di vista della presenza di elementi sensibili: come già accennato sopra, infatti, esso comprende al suo interno una buona parte dell'abitato, ed in misura minore edificato produttivo e aree dedite ad attività agricola.

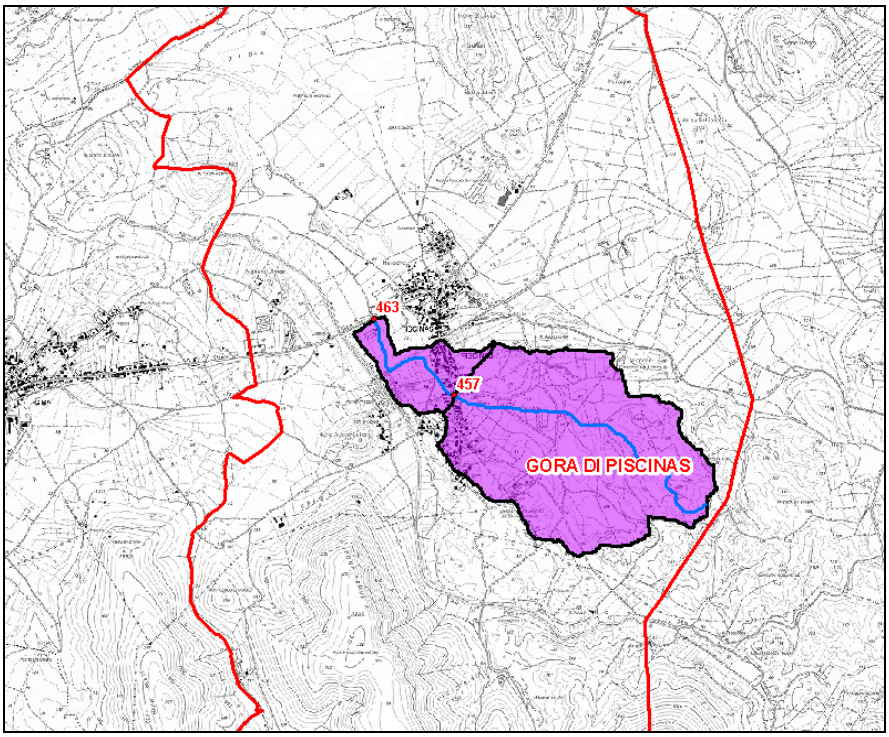


Figura 12 – Bacino della Gora di Piscinas

La Tabella 2 consegna le caratteristiche principali del sistema.

Codice sezione	Nome rio	Superficie kmq	Quota minima m	Quota massima m
457	*Gora di Piscinas*	1.38	67.56	135.00
463	*Gora di Piscinas*	1.60	63.02	135.00

Tabella 4 -Elementi dimensionali del comparto drenante

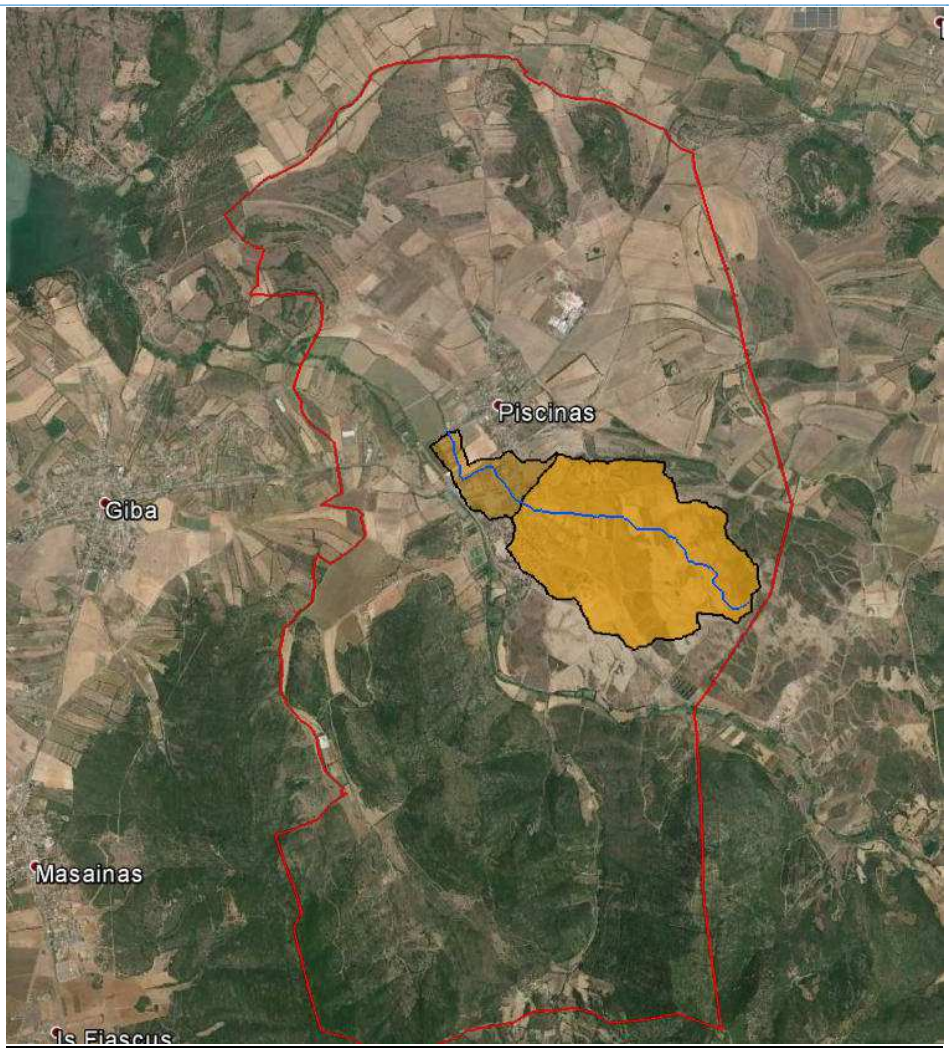


Figura 13-Vista del bacino della Gora di Piscinas

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;
- ✓ 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 inquadrate 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. Nel presente caso, in mancanza di dati rilevati, si farà ricorso alla seconda metodologia.

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 14.**

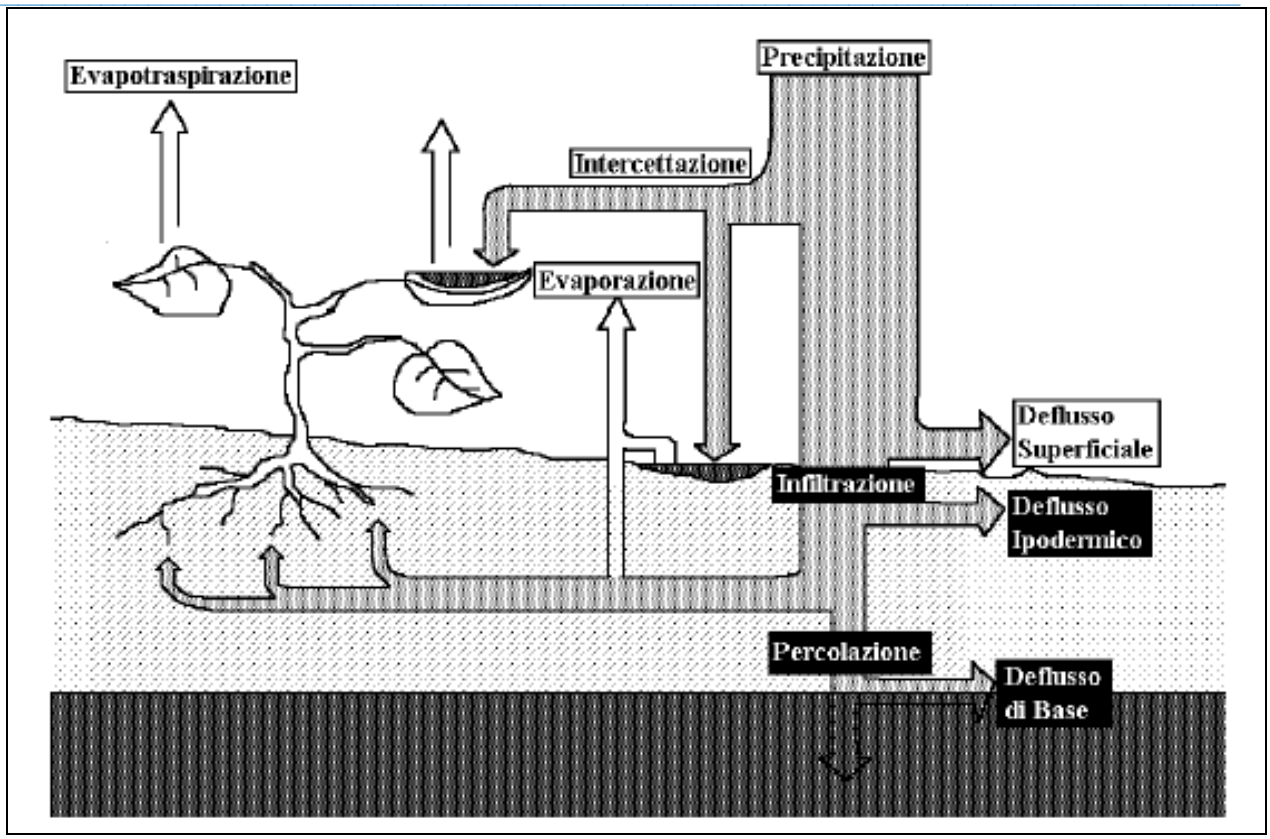


Figura 14 -Elementi che concorrono al bilancio idrologico del processo "afflussi-deflussi"

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 resentano 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 cella[1], 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 DELLE PORTATE DI PROGETTO – METODI INDIRETTI*

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*:

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

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 ragguaglio areale

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

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:

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

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

dove

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

$$b_1 = -0.493 + 0.476 * Log\ \mu_g$$

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 violetto sono individuati i valori massimi (circa 50) e in arancio i valori minimi (45)**; nell'analisi idrologica sono stati definiti i valori medi per ogni bacino.

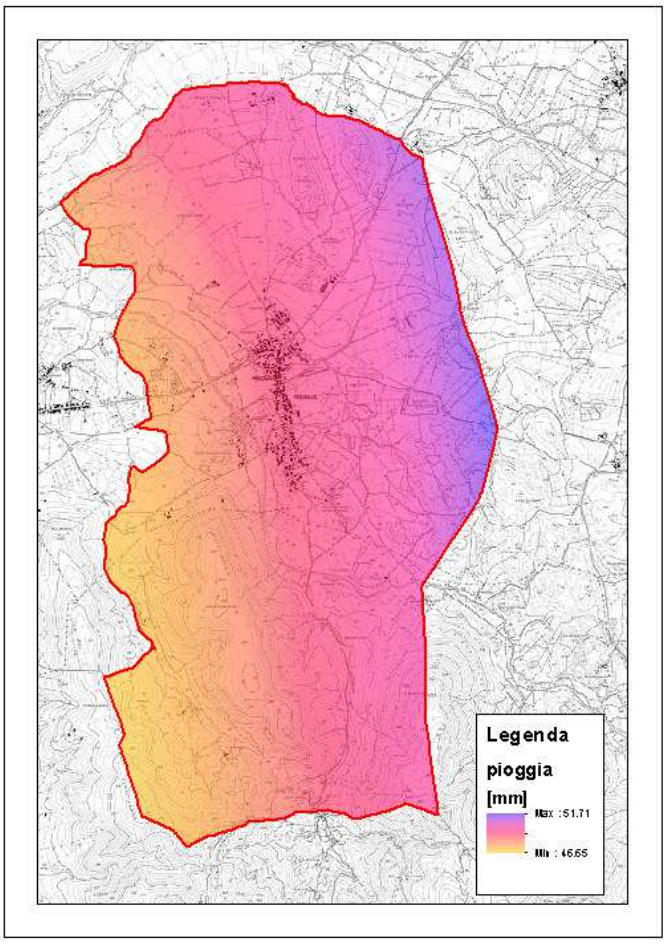


Figura 15 – Altezza di pioggia indice

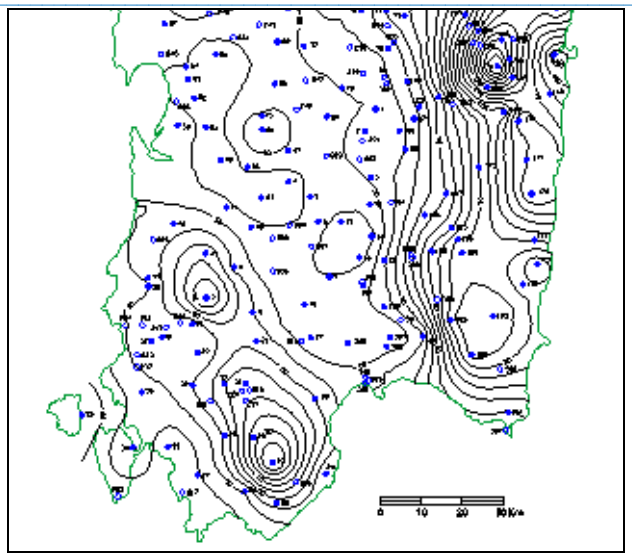


Figura 16 – Distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera in Sardegna (da Deidda ed Al., Quad. Ricerca n°9 dell'Università di Cagliari, 1997).

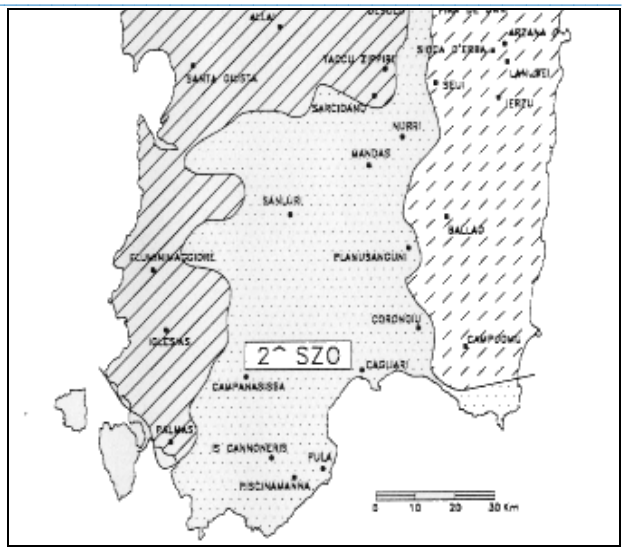


Figura 17 – Sotto Zone Omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna. In ciascuna zona I parametri del modello TCEV sono riportati in Tabella 8. (da Deidda ed. al., 1993)

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 Misture 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 Ia 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 metodi 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 non 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 6.

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

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

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

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 5 Formule utilizzate per la stima del tempo di corrivazione

Dove:

A rappresenta la superficie del bacino [km^2]

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 e 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 isocorrive 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 isocorrive 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 Km^2;
- ✓ Metodo di Pasini: il metodo è applicato su bacini di pianura delle dimensioni di qualche Km^2;

- ✓ 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 Km^2;
- ✓ Puglisi: è stato determinato dall'esame di bacini dell'apennino da uno con superfici tra i 43 e i 94 Km^2 ;
- ✓ 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 Km^2). In questo caso le dimensioni dei bacini sono inferiori a tale valore, e quindi non verranno presi in considerazione.

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 media	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 Rio Piscinas	451	63.2	77.21	905.28	283.80	17.22	21.82	0.03	60.22	75.6	88.00
	453	4.97	77.31	443.90	250.75	19.61	4.62	0.08	48.91	84.0	92.50
	455	6.93	68.83	905.28	278.76	17.33	23.13	0.03	59.22	75.6	88.00
	459	6.95	63.50	905.28	278.12	17.29	23.93	0.03	59.18	75.6	88.00
Sistema del Rio Gutturuaxiu	467	3.12	69.15	374.8	197.90	16.09	4.62	0.06	47.34	84.0	92.50
Sistema del Riu Funtanaluma	461	4.28	65.28	293.31	122.45	6.29	5.03	0.04	52.49	80.4	90.50
	465	5.51	62.24	293.31	114.71	5.80	5.49	0.04	51.96	80.4	90.50
Sistema della Gora di Piscinas	457	1.38	67.56	135.00	88.19	5.93	1.96	0.03	49.84	84.0	92.50
	463	1.60	63.02	135.00	85.29	5.30	2.86	0.02	49.69	84.0	92.50

Tabella 6 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
Sistema del Rio Piscinas	451	63.2	6.50	5.61	6.06	5.47	6.50	4.99	6.10	4.70	**4.70**
	453	4.97	1.09	1.51	1.28	1.01	0.90	2.33	1.64	2.43	**0.90**
	455	6.93	7.00	5.87	6.43	5.86	7.05	5.17	6.38	4.77	**5.17**
	459	6.95	7.18	5.91	6.65	5.95	7.39	5.28	6.33	4.77	**5.28**
Sistema del Rio Gutturuaxiu	467	3.12	1.10	1.54	1.29	0.94	1.06	2.47	1.32	2.15	**0.94**
Sistema del Riu Funtanaluma	461	4.28	1.45	2.62	1.40	1.27	1.34	2.89	2.33	2.65	**1.27**
	465	5.51	1.69	3.04	1.53	1.50	1.51	3.05	2.80	2.82	**1.50**
Sistema della Gora di Piscinas	457	1.38	0.84	2.10	0.54	0.83	0.60	2.31	1.67	1.89	**0.54**
	463	1.60	1.17	2.48	0.79	1.05	1.02	2.91	1.70	2.00	**0.79**

Tabella 7 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
Sistema del Rio Piscinas	451	63.2	205.99	243.82	281.88	332.54
	453	4.97	43.69	51.75	59.92	70.87
	455	6.93	211.02	260.76	301.51	355.74
	459	6.95	209.28	261.33	302.16	356.51
Sistema del Rio Gutturuaxiu	467	3.12	26.94	31.96	37.05	43.87
Sistema del Riu Funtanaluma	461	4.28	30.18	36.02	41.97	49.95
	465	5.51	35.05	41.76	48.59	57.74
Sistema della Gora di Piscinas	457	1.38	15.22	17.69	20.18	23.53
	463	1.60	15.25	17.97	20.73	24.43

Tabella 8 Indicazione delle valutazioni di piena determinate con il metodo indiretto

Nel caso invece del bacino del Fiume 6897 l'analisi delle portate è stata effettuata utilizzando il metodo del contributo unitario di seguito riportate.

Comparto Drenante di riferimento	Codice sezione	Area	Portata Tr 50	Portata Tr100	Portata Tr 200	Portata Tr 500
Sistema della Gora di Piscinas	457	1.38	15.22	17.69	20.18	23.53
Contributo unitario			**11.03**	**12.81**	**14.62**	**17.05**
Sistema della Gora di Piscinas		0.02	0.22	0.25	0.29	0.34

Tabella 9 Indicazione delle valutazioni di piena determinate con il metodo del contributo unitario

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 10 m e 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 delle 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,

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

dove:

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

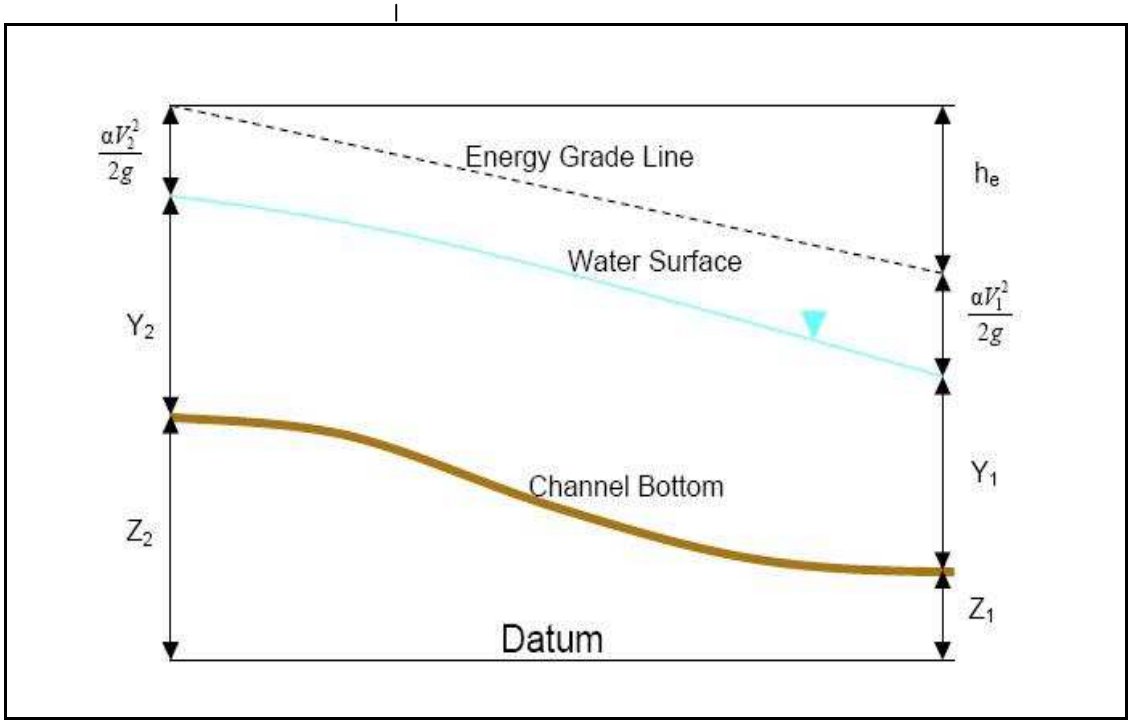
Z1 e Z2 sono le altezze del fondo rispetto ad una quota di riferimento;

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

considerato;

α1 e α2 sono coefficienti di ragguaglio delle potenze cinetiche;

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



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

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

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 verifichino 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 Tabella 10.

River	Reach	progressiva	Portata TR_50	Portata TR_100	Portata TR_200	Portata TR_500
Fiume_6897	Fiume_6897	1670	0.22	0.25	0.29	0.34
Fiume_6897	Fiume_6897	1395	15.44	17.94	20.47	23.87
Gora_Piscinas	Gora_Piscinas	1102	15.22	17.69	20.18	23.53
Rio_Funtalanuma	Rio_Funtalanuma	3077	35.05	41.76	48.59	57.74
Riu_Gutturuaxiu	Riu_Gutturuaxiu	1178	26.94	31.96	37.05	43.87
Rio_Piscinas	Rio_Piscinas	4232	209.28	261.33	302.16	356.51

Tabella 10 -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 un'area di dreno che afferisce al bacino principale del Rio Piscinas, e tre relative ai bacini secondari. Sono quindi stati definiti i seguenti sistemi:

- il sistema del Rio Piscinas;
- il sistema del Rio Gutturuaxiu;
- il sistema del Rio Funtanaluma;
- il sistema della Gora di Piscina.

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, relative alla sola pericolosità molto elevata H4, che risulta essere predominante nello studio. Tuttavia, le differenze rilevanti tra i vari livelli di pericolosità saranno comunque oggetto di analisi puntuale.

6.1 *MODELLAZIONE IDRAULICA DEL RIO PISCINAS*

E' stato modellato un unico tratto, di lunghezza pari a 4.2 km. I transetti complessivamente tracciati sono 52, con lunghezza compresa tra i 230 e i 1000 metri circa.

La successiva figura e la conseguente Tabella 11 consegnano gli elementi sui quali si è operata la modellazione idraulica, che è stata eseguita nell'ipotesi di argini tracimabili.

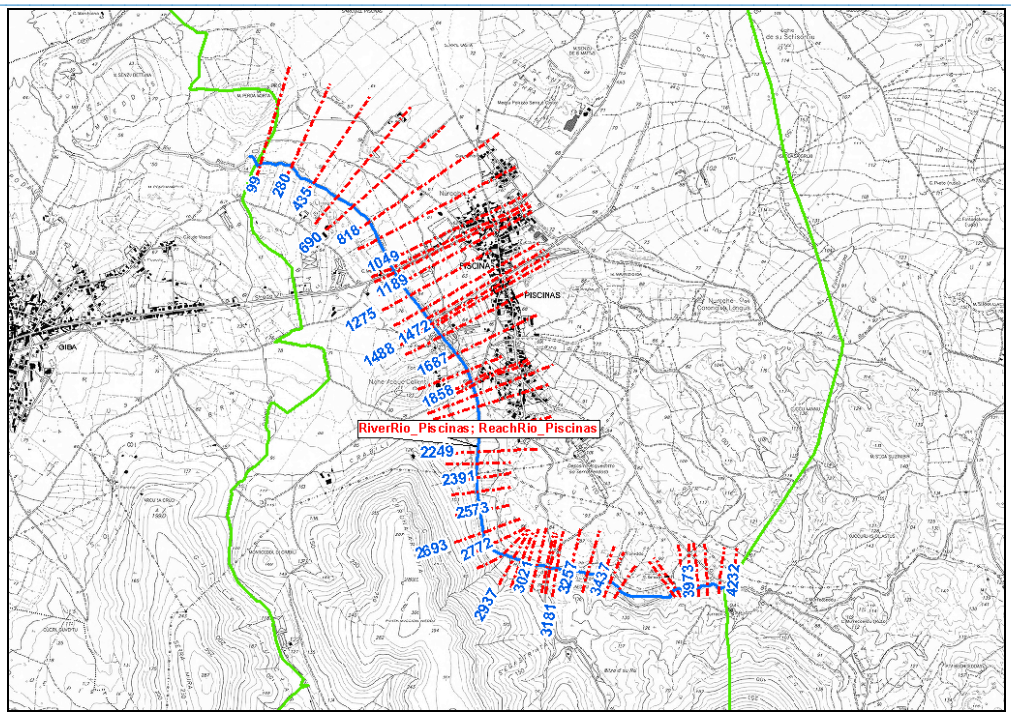


Figura 18 - Schema idraulico comparto del Rio Piscinas

Complesso idrografico di riferimento	River	Reach	Lunghezza tratto [m]	N. transetti
Sistema Rio Piscinas	Rio Piscinas	Rio Piscinas	4253.73	52

Tabella 11 Aste modellate

Interpretazione del modello idraulico

Si tratta indubbiamente del corso d'acqua principale, nonché del tratto maggiore studiato nella modellazione idraulica.

Nelle immagini di seguito riportate viene mostrato il risultato della simulazione idraulica procedendo da monte verso valle: in particolare, è possibile individuare tre diverse aree territoriali, di cui la prima a monte dell'abitato, la seconda tra l'abitato e la SS 293 e la terza a valle della SS 293.

La **Figura 19** mostra la prima area analizzata, ubicata a monte del centro urbano: il corso d'acqua risulta insufficiente sia in destra che in sinistra idraulica già per le portate cinquantenarie, andando ad interferire con le aree agricole contermini.

Il fronte di allagamento raggiunge larghezze medie di 120 m circa, con valori massimi di 250 m nel tratto iniziale dove il rio esonda in destra idraulica. I tiranti idrici registrati sono dell'ordine di 4 m circa, con basse velocità di scorrimento pari a 2 m/s circa; il deflusso avviene in gran parte in condizioni subcritiche, avvicinandosi localmente alla condizione di stato critico.

In questo primo tratto non sono presenti particolari interferenze da segnalare, eccezione fatta per gli attraversamenti sulla viabilità secondaria.

Figura 19 – Risultanze idrauliche parte del bacino a monte dell'abitato

La **Figura 20** mostra invece il tratto di esondazione più critico, in quanto interferisce con l'edificato urbano e con la viabilità principale.

Il 1° ponte intersecato (sezione 1880) risulta sufficiente per la sola portata cinquantenaria, e genera un notevole incremento del tirante idrico dovuto alla riduzione della sezione idraulica, con velocità prossime a 4.5 m/s e battenti idrici che raggiungono quasi 5 m nella sezione immediatamente a monte del ponte, e larghezze massime pari a circa 200 m nella medesima sezione.

L'area risulta abbastanza incassata, con l'abitato che si trova a quote superiori dalle aree di allagamento, e conseguentemente l'edificato risulta solo parzialmente interessato dall'esondazione in destra idraulica del Rio, mentre le abitazione poste in sinistra non sono interessate da alcun fenomeno di allagamento.

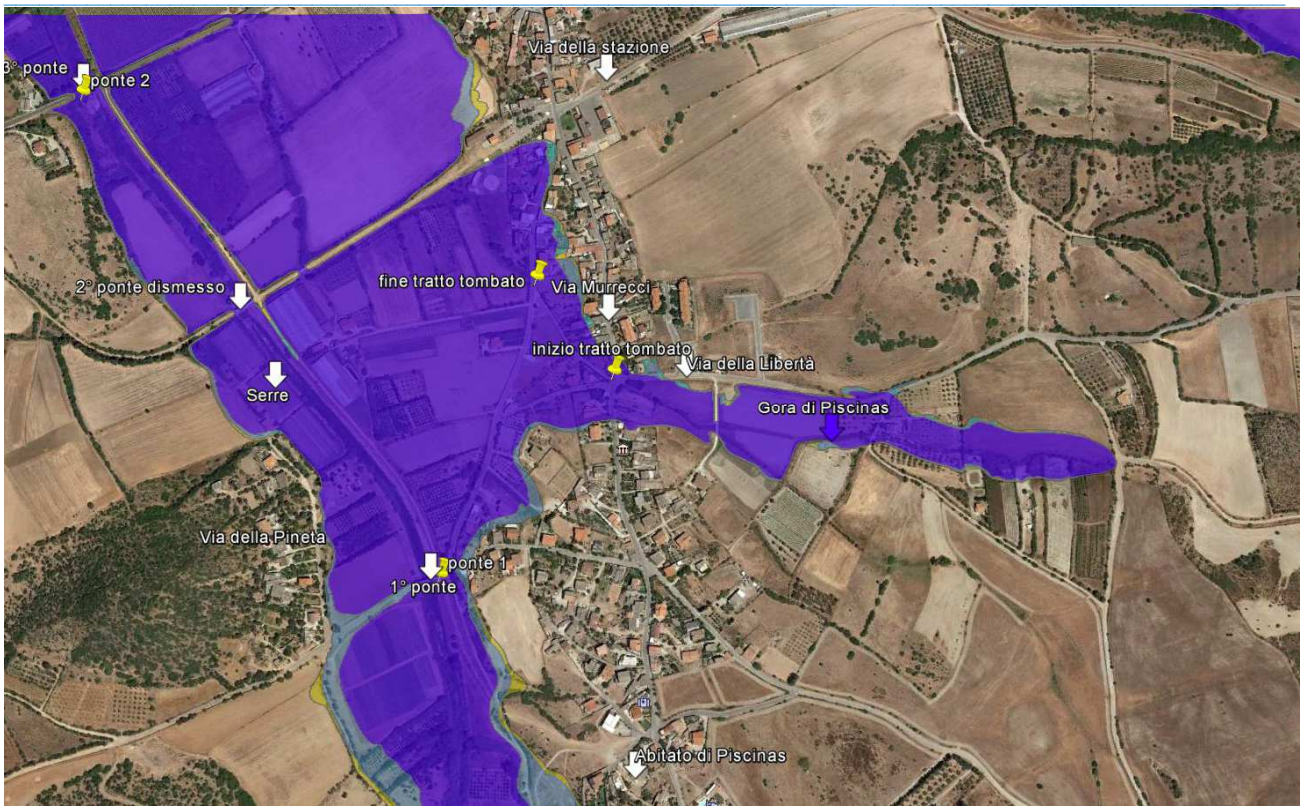


Figura 20 – Risultanze idrauliche della frazione abitata a monte del ponte dismesso

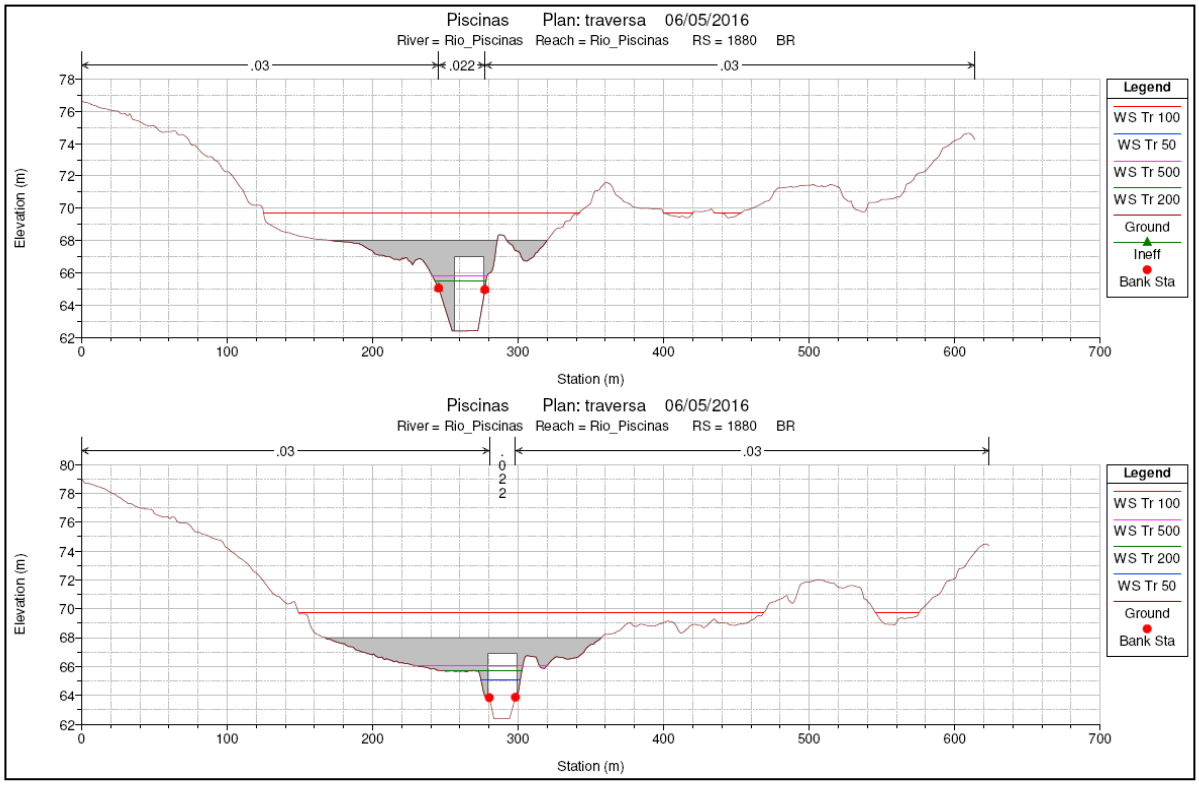


Figura 21 – Sezione 1880 sul primo ponte a monte

La situazione peggiora nel tratto successivo, in gran parte a causa del rigurgito a monte del 2° ponte, tra l'altro dismesso, e dell'effetto diga della strada in rilevato che non viene sormontata, e in minima parte a causa della confluenza con la Gora di Piscinas.

L'orografia del territorio, con basse quote dell'abitato rispetto al fiume, comporta aree di allagamento che si estendono in destra idraulica includendo parte dell'edificato urbano, raggiungendo larghezze di quasi 500 m, con velocità medie inferiori a 1 m/s, e tiranti idrici prossimi a 4-5 m, con valori massimi pari a 5 m nella sezione immediatamente a monte del 2° ponte.

Il Rio esonda prevalentemente in destra idraulica interessando le attività produttive limitrofe ed estendendosi fino alle abitazioni di Via Giardini (H4), mentre in sinistra idraulica interferisce con le serre ubicate in prossimità del corso d'acqua.

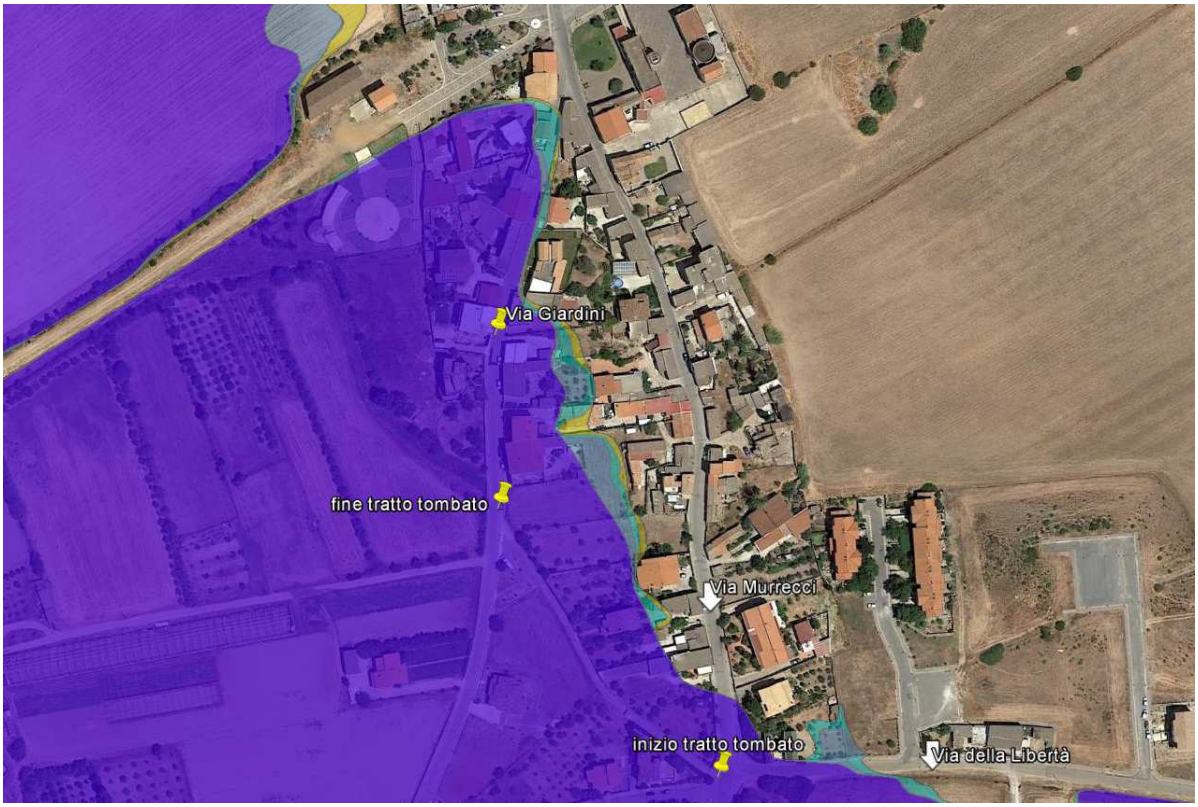


Figura 22 – Risultanze idrauliche della frazione abitata a monte del ponte dismesso in destra idraulica

Il ponte dismesso viene sormontato per tutte le portate analizzate, mentre la via della Stazione risulta in rilevato rispetto al piano di campagna e conseguentemente comporta il confinamento delle medesime portate.

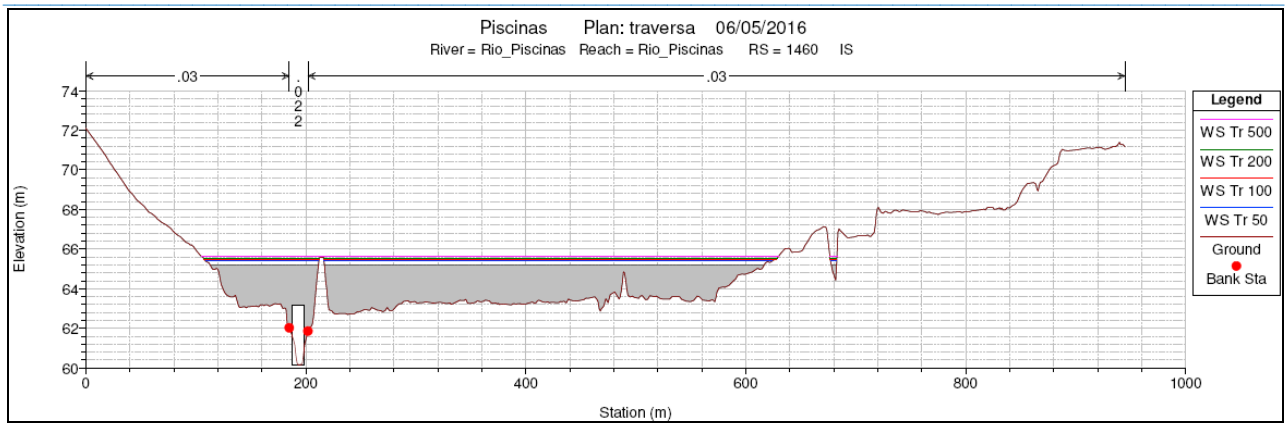


Figura 23 – Sezione 1460 sul ponte dismesso

Un po' differente la situazione compresa tra il ponte dismesso e quello sulla SS 293: l'abitato viene interessato solo marginalmente da fenomeni di allagamento a causa della riduzione della sezione idraulica in corrispondenza del ponte e dell'orografia del terreno, con quote più basse in corrispondenza dell'abitato. La stessa SS 293 viene sormontata in corrispondenza del suo punto più depresso, consentendo il deflusso delle acque verso la zona del campo sportivo.

In questo caso, le larghezze massime del fronte di allagamento sono superiori a 550 m nella sezione immediatamente a monte del ponte, andando ad coinvolgere le abitazioni più vicine alla statale: i tiranti idrici medi sono dell'ordine di 4 m con velocità inferiori a 1 m/s, e con deflusso che avviene ovviamente in condizioni di corrente lenta.

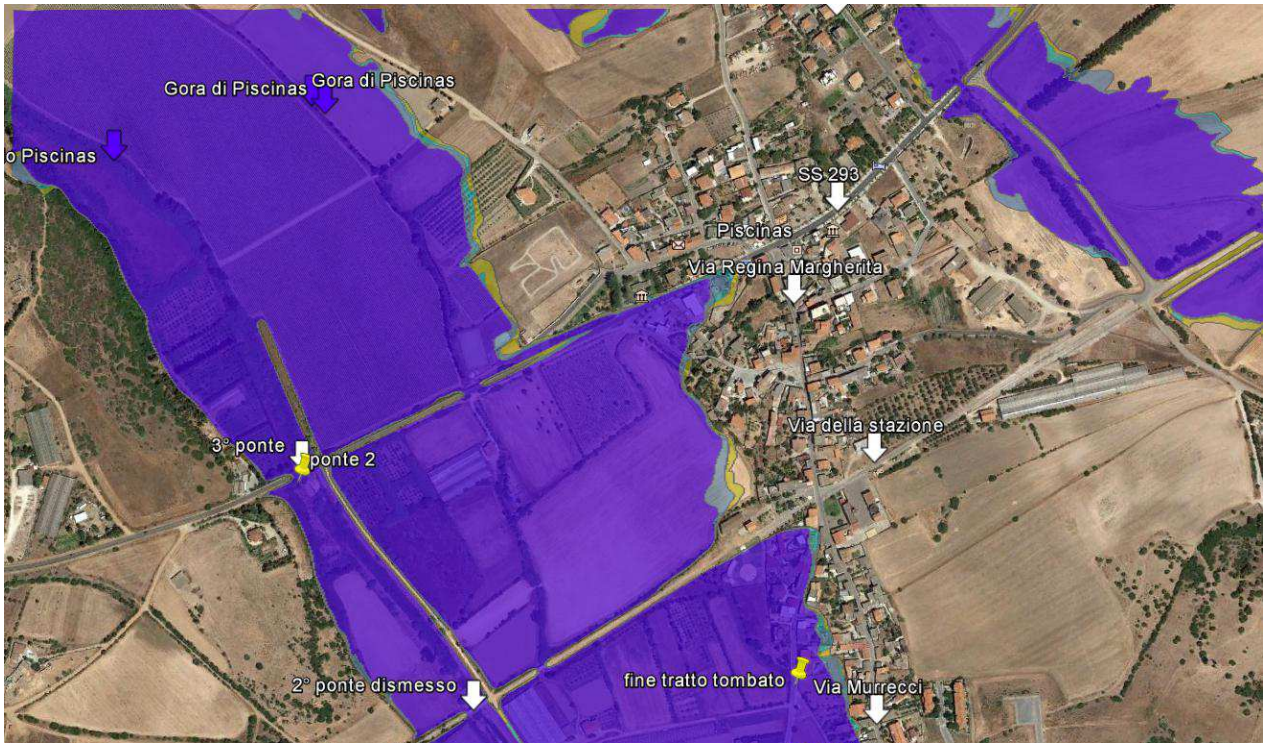


Figura 24 – Risultanze idrauliche della frazione abitata a valle del ponte dismesso

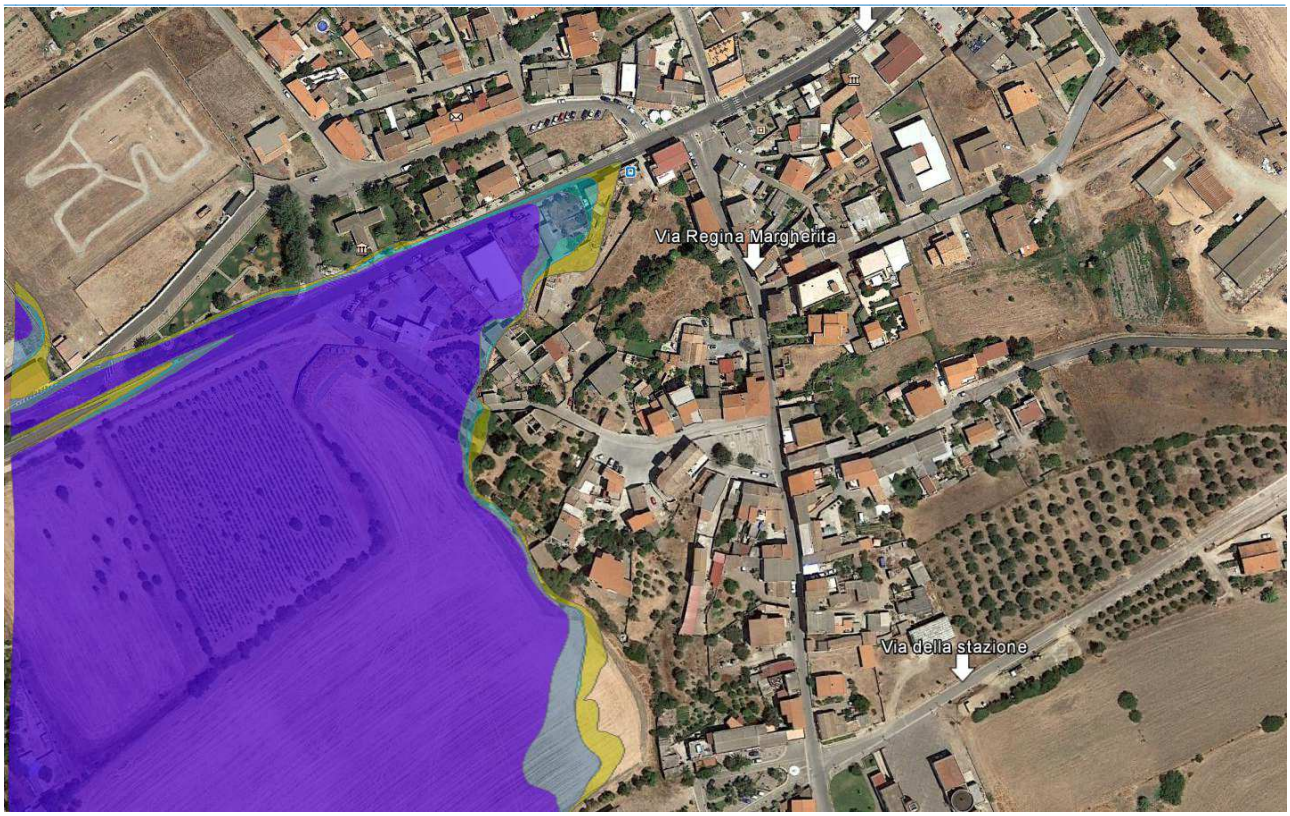


Figura 25 – Dettaglio risultanze idrauliche della frazione abitata a valle del ponte dismesso

Nella sezione immediatamente a monte del ponte, il livello idrico aumenta a seguito dell'ostruzione, raggiungendo valori prossimi a 5 m di altezza, comportando, come già detto, fenomeni di rigurgito a monte di esso.

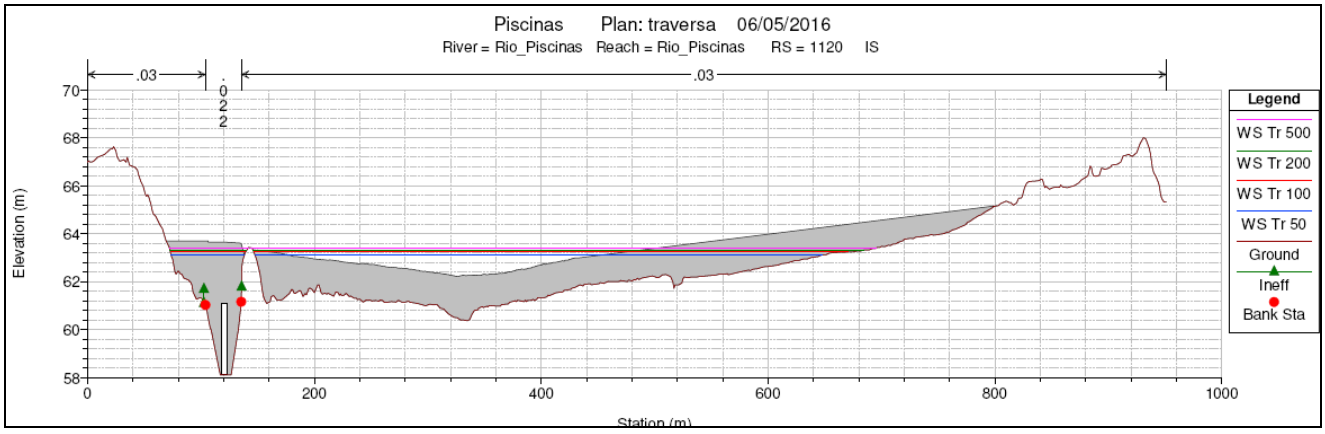


Figura 26 – Sezione 1120 sul ponte sulla SS 293

Infine, nel tratto finale a valle della SS 293, le aree di allagamento hanno larghezze prossime a 350 m, esondando tanto in destra quanto in sinistra idraulica. I battenti idrici registrati in questo

tratto sono dell'ordine di circa 3 m, con velocità inferiori a 2.5-3 m/s, ed il deflusso avviene sempre in condizioni subcritiche.

Nel tratto terminale, come mostra l'immagine sottostante, l'esondazione raggiunge 500 m circa di larghezza a seguito della confluenza con il Rio Funtanaluma e con la Gora Piscinas, andando ad interessare aree a basso pregio prive di edificato urbano e di particolari elementi sensibili, ma solo aree dedite ad attività agricola.

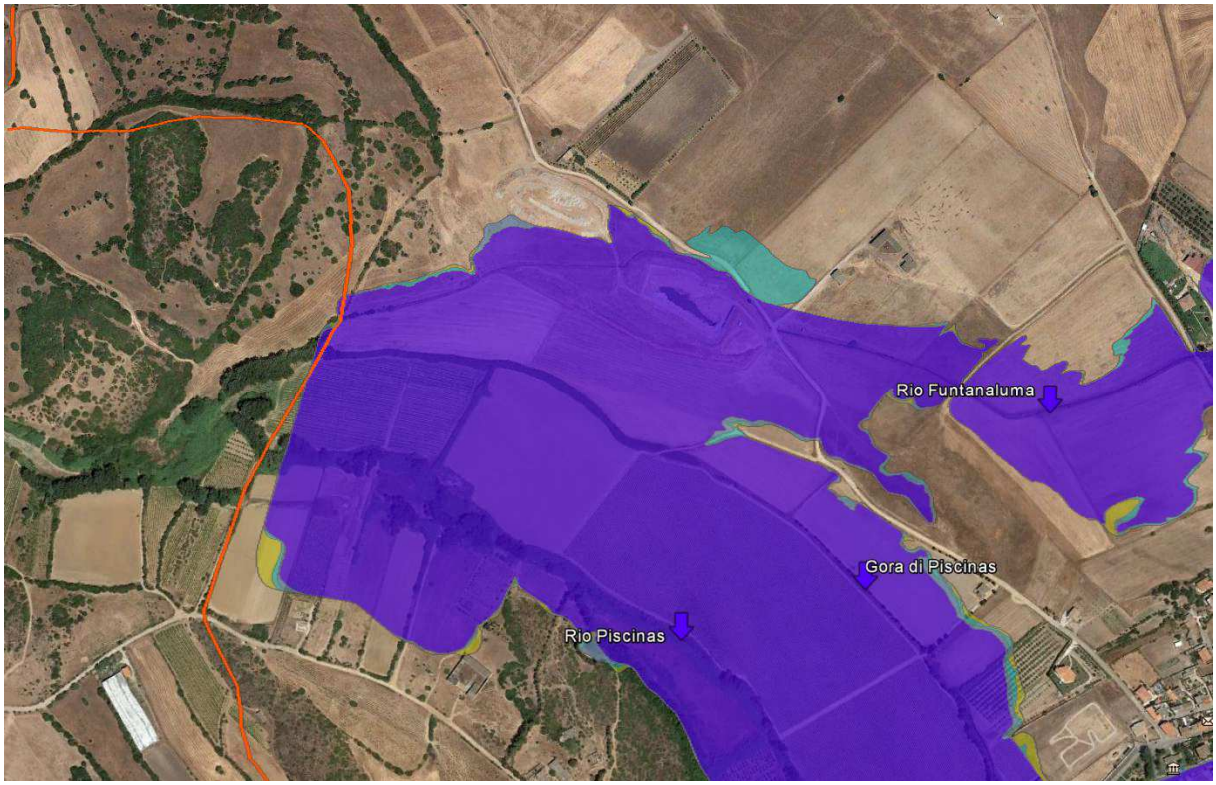


Figura 27 – Risultanze idrauliche a valle della frazione abitata

6.2 *MODELLAZIONE IDRAULICA DEL RIO GUTTURUAXIU*

Complessivamente è stato modellato un unico tratto di lunghezza 1.2 km. I transetti, tracciati come previsto dalle Linee guida del PAI, sono complessivamente 83, con lunghezza compresa tra i 45 e i 220 metri circa.

La successiva figura e la conseguente Tabella 12 consegnano gli elementi sui quali si è operata la modellazione idraulica.

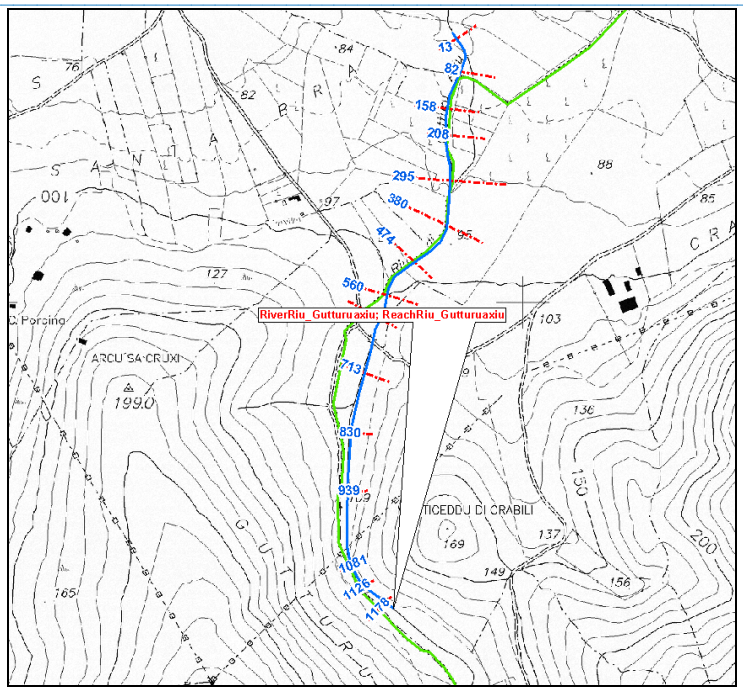


Figura 28 -Schema idraulico comparto del Rio Gutturuaxiu

Complesso idrografico di riferimento	River	Reach	Lunghezza tratto [m]	N. sezioni
Sistema Rio Gutturuaxiu	Rio Gutturuaxiu	Rio Gutturuaxiu	1195.60	83

Tabella 12 -Aste modellate

Interpretazione del modello idraulico

Le risultanze della modellazione idraulica mostrano una sensibile insufficienza idraulica del corso d'acqua, più contenuta nel tratto a monte e maggiore nel tratto a valle: le larghezze massime non raggiungono i 100 m nel tratto terminale, registrando velocità dell'ordine di 2.5-3 m/s e altezze idriche che al massimo raggiungono 1 m. Il deflusso avviene in condizioni di corrente lenta prossima allo stato critico.

Dal punto di vista delle interazioni con il tessuto urbano ed elementi a rischio, l'area di allagamento va ad interferire esclusivamente con zone extra-urbane prive di alcun elemento sensibile, quale edificato o infrastruttura viaria.

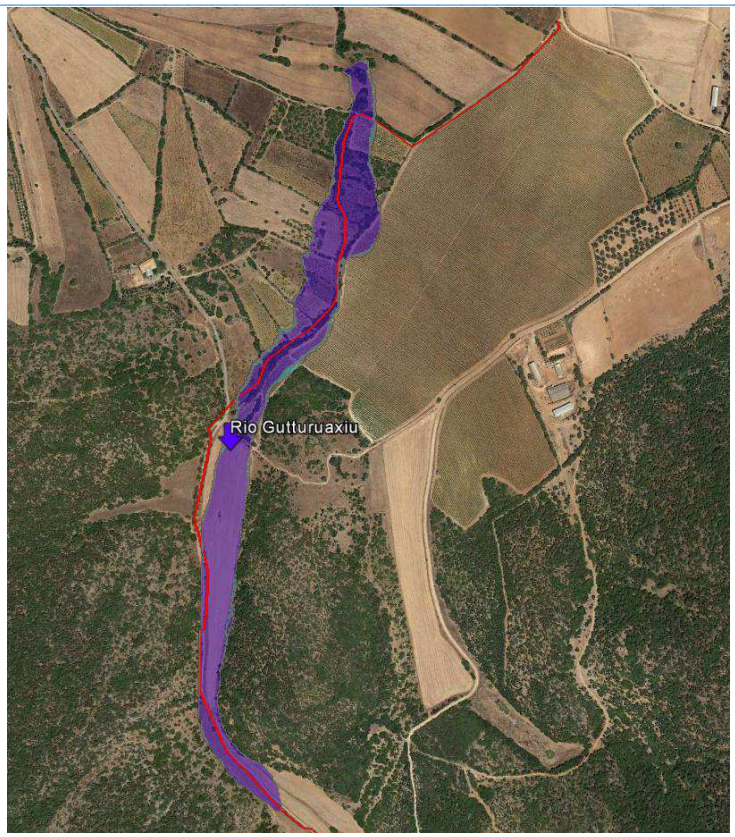


Figura 29 – Risultanze idrauliche

6.3 *MODELLAZIONE IDRAULICA DEL RIO FUNTANALUMA*

E' stato modellato un unico tratto di lunghezza pari a 3.1 km. I transetti, tracciati come previsto dalle Linee guida del PAI, sono complessivamente 35, con lunghezza compresa tra i 100 e i 330 metri circa.

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

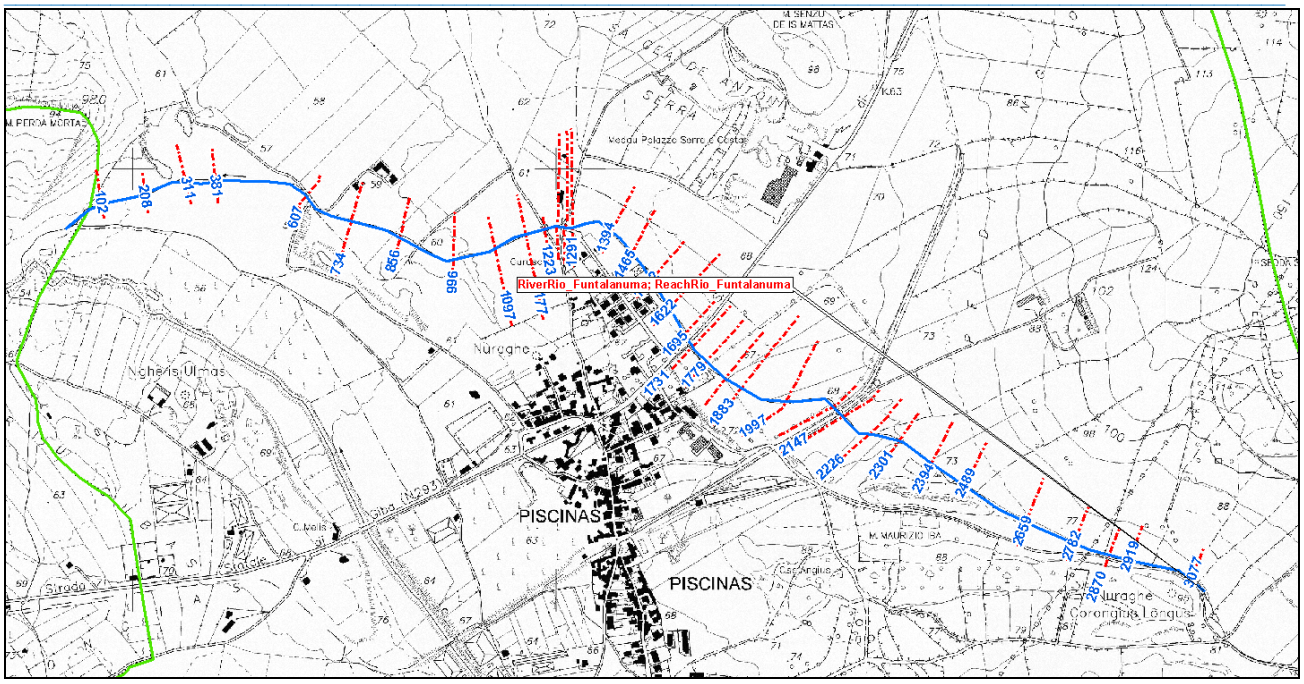


Figura 30 -Schema idraulico del Rio Funtanaluma

Complesso idrografico di riferimento	River	Reach	Lunghezza tratto [m]	N. sezioni
Sistema Riu Funtanaluma	Riu Funtanaluma	Riu Funtanaluma	3114.9	35

Tabella 13 Aste modellate

Interpretazione del modello idraulico

Come nel caso del Rio Piscinas, è possibile individuare tre diverse aree di allagamento, sulla base dell'interferenza con l'edificato urbano.

La prima di queste è ubicata a monte della SS 293, in cui l'unica interferenza riscontrata è quella con la viabilità secondaria: l'area, priva di edificato ed insediamenti produttivi, presenta una larghezza iniziale di circa 60 m, per poi aumentare fino a 200 m nella sezione a monte dell'attraversamento sulla viabilità locale di cui sopra.

A valle di esso, il fronte di allagamento si attesta sui 200 m di larghezza, con tiranti idrici di 0.8-1 m circa e velocità dell'ordine di 1.5 m/s, con condizioni di deflusso prossime allo stato critico.

Figura 31 – Risultanze idrauliche della parte a monte della SS 293

Nel tratto successivo, invece, dove il corso d'acqua lambisce la parte nord dell'abitato, le aree di allagamento interessano alcuni lotti ed abitazioni di Via S'Olivariu, nonché la viabilità locale, prima di confluire sul Rio Piscinas.

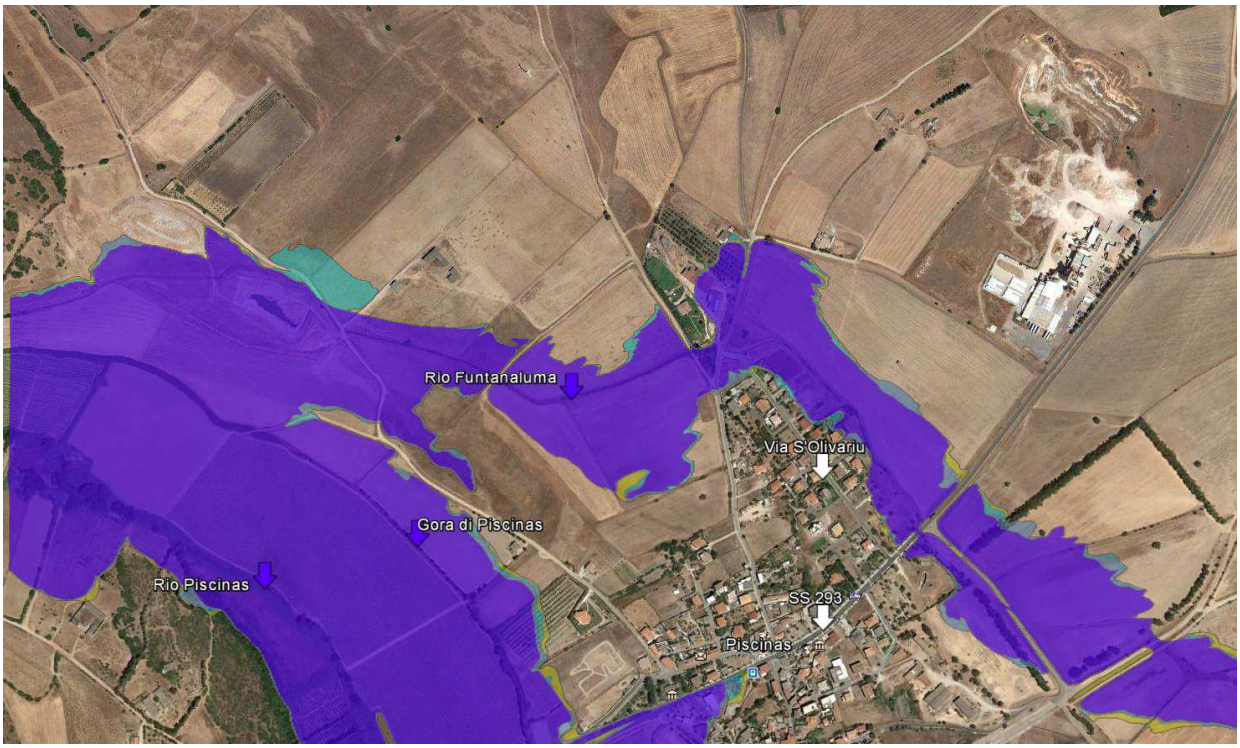


Figura 32 – Risultanze idrauliche della parte a valle della SS 293

Le larghezze in oggetto sono dell'ordine di 100 m circa, con battenti idrici di circa 1 m, velocità dell'ordine di 1.5 m/s e condizioni di corrente lenta.

Infine, il tratto finale a monte della confluenza con il Rio Piscinas interessa esclusivamente aree agricole, con larghezze pari a 170 m circa, con esondazioni marcate prevalentemente in sinistra idraulica.

6.4 *MODELLAZIONE IDRAULICA DELLA GORA DI PISCINAS*

E' stato modellato un unico tratto di lunghezza pari a 1.12 km. I transetti, tracciati come previsto dalle Linee guida del PAI, sono complessivamente 17, con lunghezza compresa tra i 120 e i 420 metri circa.

La successiva figura e la conseguente **Tabella 14** consegnano gli elementi sui quali si è operata la modellazione idraulica.

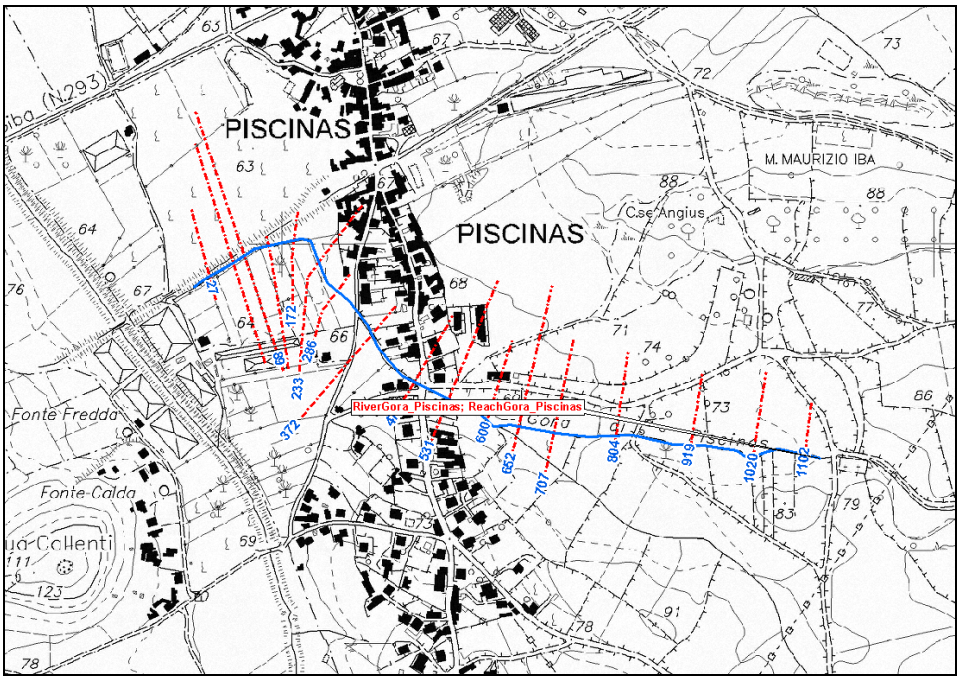


Figura 33 -Schema idraulico della Gora di Piscinas

Complesso idrografico di riferimento	River	Reach	Lunghezza tratto [m]	N. sezioni
Sistema Gora di Piscinas	Gora_Piscinas	Gora_Piscinas	1125.51	17

Tabella 14 Aste modellate

Interpretazione del modello idraulico

Per praticità l'analisi della modellazione idraulica sarà distinta nel tratto a monte dell'imbocco del canale tombato e nel tratto a valle.

Nel primo tratto il rio risulta insufficiente a contenere le portate analizzate, con conseguente esondazione principalmente in destra idraulica a danno di qualche edificio sparso, ma prevalentemente delle aree agricole limitrofe.

Si riscontrano larghezze massime dell'ordine di 90 m circa, con evidenti fenomeni di rigurgito a monte dell'attraversamento sulla viabilità locale, mentre i tiranti idrici oscillano intorno a 1 m circa e le velocità si attestano su valori inferiori a 2 m/s.

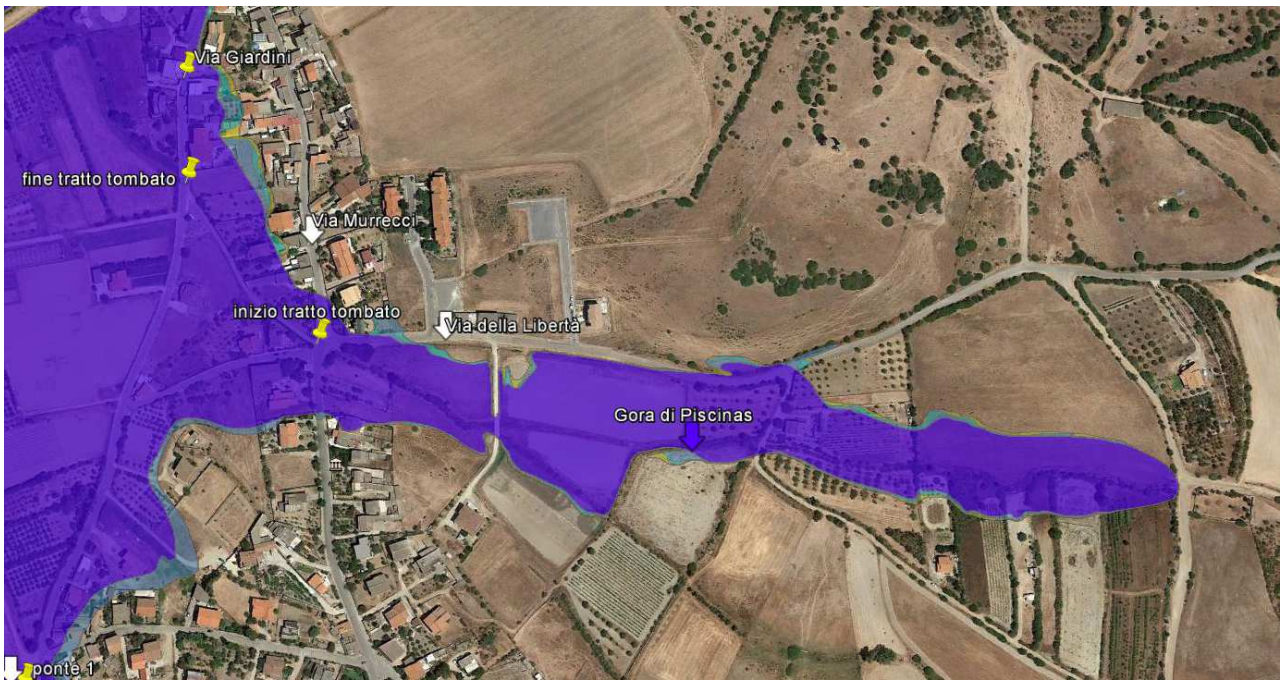


Figura 34 – Risultanze idrauliche

Il canale tombato ha altezza di circa 1 m e larghezza pari a 2.5, e conseguentemente, sulla base dell'analisi modellistica per la definizione del franco idraulico della Regione Sardegna, presenta un contributo nullo al deflusso della portata, e perciò non è stato tenuto in considerazione nella modellazione idraulica.

La figura sopra mostra come, a valle dell'imbocco del canale, le aree di allagamento del Rio Piscinas arrivino ad occupare quella della Gora, e conseguentemente restano valide le considerazioni fatte nel paragrafo ad esso dedicato.

Figura 35 – Imbocco canale tombato

6.5*MODELLAZIONE IDRAULICA DEL FIUME 6897*

E' stato modellato un unico tratto di lunghezza pari a 1.75 km. I transetti, tracciati come previsto dalle Linee guida del PAI, sono complessivamente 16, con lunghezza compresa tra i 76 e i 250 metri circa.

La successiva figura e la conseguente Tabella 12 consegnano gli elementi sui quali si è operata la modellazione idraulica.

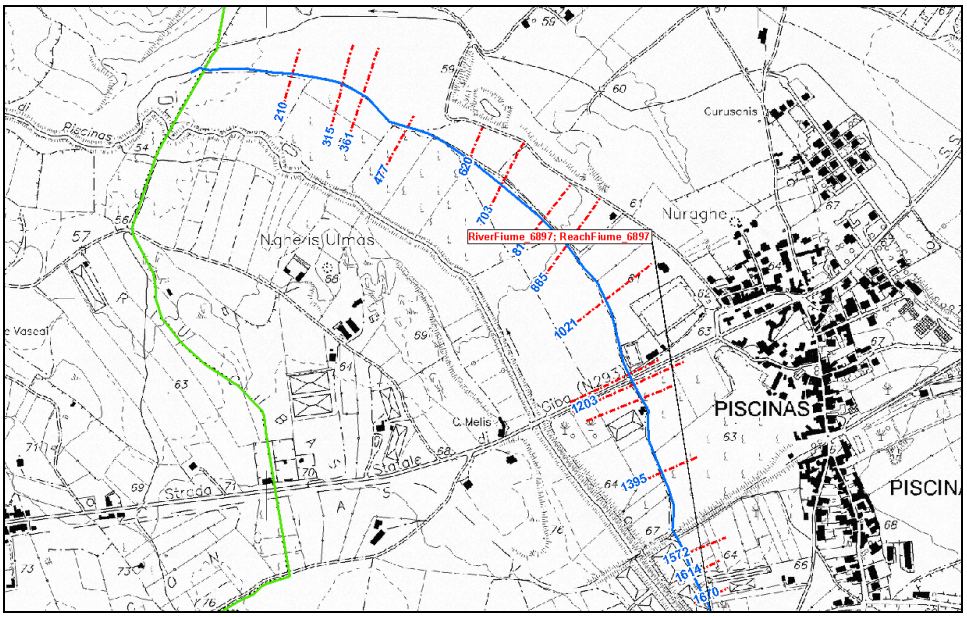


Figura 36 -Schema idraulico del fiume 6897

Complesso idrografico di riferimento	River	Reach	Lunghezza tratto [m]	N. sezioni
Sistema Fiume 6897	Fiume 6897	Fiume 6897	609.3	18

Tabella 15 -Aste modellate

Interpretazione del modello idraulico

Le aree di allagamento del fiume 6897 sono completamente contenute in quelle del Rio Piscinas, e conseguentemente valgono le stesse immagini viste nel paragrafo ad esso dedicato.

Nel tratto fino alla sezione 1572, in cui le portate sono veramente esigue, le altezze idriche sono dell'ordine di qualche centimetro, mentre nel tratto successivo, a valle della confluenza con la Gora di Piscinas, i tiranti idrici raggiungono 1 m circa di altezza, con velocità dell'ordine di 1.5 m/s e condizioni di moto di corrente lenta.

7. REGIME VINCOLISTICO VIGENTE

All'interno del territorio comunale di Piscinas, ricade attualmente un'area interessata da livelli di pericolosità idraulica: essa interessa il *Rio Piscinas,* la cui mappatura deriva dal PAI approvato con Decreto del Presidente della Regione Sardegna n.67 del 10.07.2006, e di cui si riporta l'immagine di seguito.

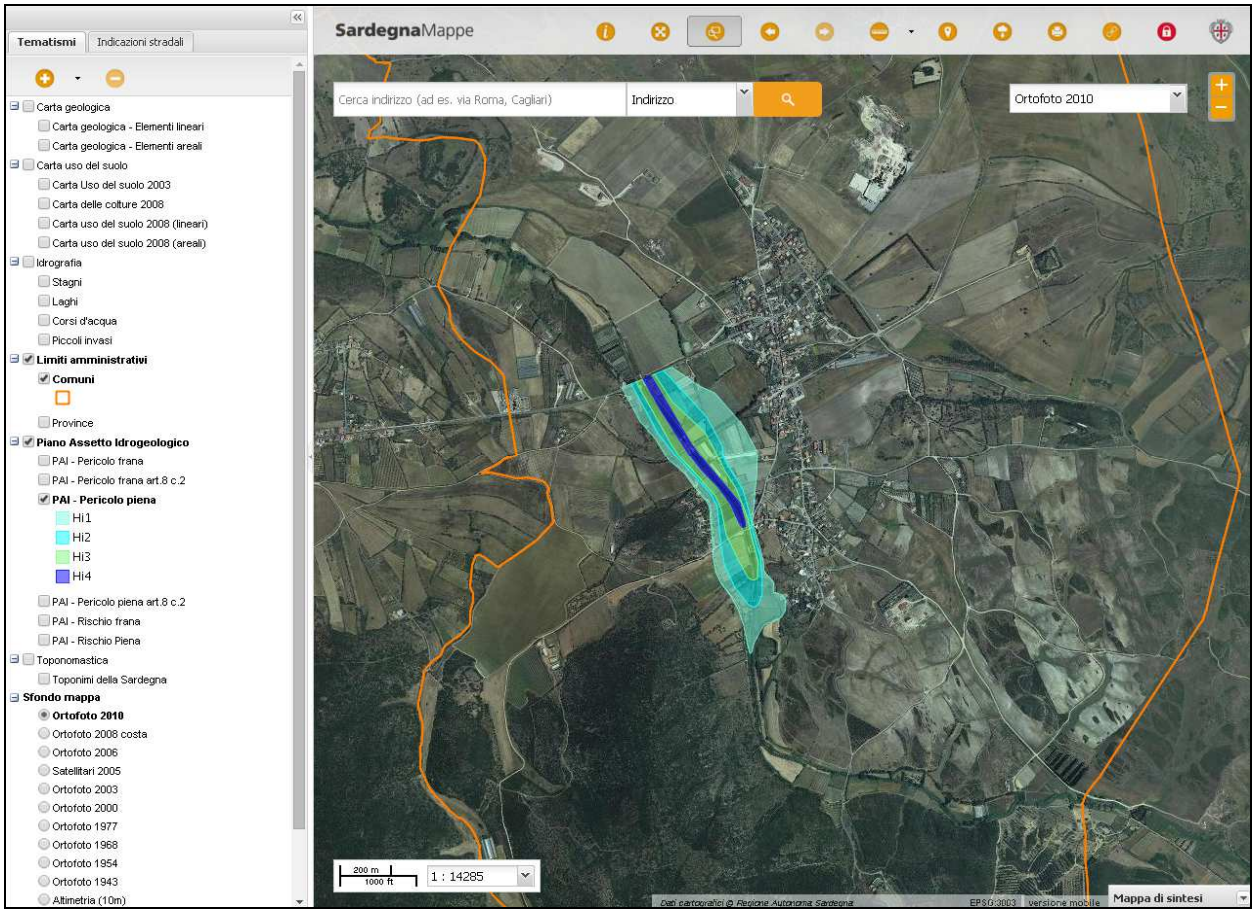


Figura 37 -Aree di pericolosità idraulica definite dal PAI

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'inviluppo 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 Piscinas può essere suddiviso in un sistema idrografico principale, il bacino del *Riu Piscinas,* e tre bacini secondari, quello del *Rio Funtanaluma, Gora di Piscinas e Rio Gutturuaxiu.*

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 modesta entità e non possono in alcuna maniera determinare portate di interesse; inoltre le aree non esaminate non comprendono zone antropizzate.

Il sistema idrografico nel suo complesso si sviluppa da sud verso nord-nord ovest in zone caratterizzate da basse pendenze e spesso sede di coltivazione agricole e di insediamenti produttivi, coinvolgendo raramente complessi abitativi, eccezion fatta per la Gora di Piscinas che attraversa l'abitato.

Inoltre sono presenti alcune zone depresse e prive di copertura vegetale un tempo utilizzate per impianti produttivi di cava.

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

- La prima è caratteristica dei compluvi secondari caratterizzati mediamente da tiranti idrici modesti, alvei poco incisi, aree di esondazioni contenute nei 100 m e modeste portate veicolate (Gora di Piscinas e Riu Gutturuaxiu);
- La seconda, che rappresenta quasi la metà del territorio analizzato, è caratteristica del rio Piscinas ed in parte del Rio Funtanaluma, che sono invece associati ad aree di pericolosità decisamente più marcate ed a portate maggiori.

In ambito extra-urbano si tratta di aree che raramente coinvolgono elementi sensibili, essendo sviluppate in zone agricola a bassa densità edificatoria: le uniche eccezioni riguardano dunque alcuni edifici rurali e qualche complesso produttivo presente lungo lo sviluppo del Rio Piscinas, sia in sinistra che in destra idraulica. In particolare, i punti più critici dal punto di vista antropico sono costituiti dalle serre ed edifici annessi che si trovano immediatamente a monte del ponte dismesso, dall'edificato discontinuo lungo l'alveo della Gora di Piscinas e dalle infrastrutture viarie principali che conducono all'abitato.

Il livello di pericolosità predominante è pari ad H_4, tranne in alcuni casi, come il Rio Funtanaluma o il Rio Piscinas in cui risulta presente anche un grado di pericolosità minore.

L'ambito urbano è sicuramente più rilevante, non fosse altro per la naturale presenza antropica: l'abitato è infatti attraversato da una canalizzazione tombata il cui contributo risulta nullo in termini di deflusso, ai sensi dell'analisi modellistica per la definizione del franco idraulico della Regione Sardegna. Inoltre la presenza di attraversamenti sul Rio Piscinas che causano un notevole restringimento della sezione idraulica, con conseguente aumento dei tiranti idrici a monte dei ponti che causano l'allagamento di parte dell'abitato.

Le zone maggiormente coinvolte sono quelle comprese tra l'alveo del Rio Piscinas e Via Giardini nel tratto a monte di Via della Stazione, mentre nel tratto successivo vengono interessate alcune abitazioni prossime alla SS 293.

Una criticità minore riguarda l'edificato di Via S'Olivariu che, a causa dell'esondazione in sinistra del Rio Funtanaluma, risulta in parte interessato da fenomeni di allagamento con portata bicentenaria.

La pericolosità idraulica individuata dal PAI sul Rio Piscinas è quasi totalmente assorbita da quella derivante dal presente studio di dettaglio, e perciò la mappatura complessiva (inviluppo studio e PAI) non differisce sensibilmente da essa.