



CITTA' DI TEMPIO PAUSANIA

Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio - strada provinciale per Aglientu - PIA SS 17-19 "Alta Gallura"
Lotto 1 - Lotto 2 Tratto 2 - Lotto 4

Procedimento per il rilascio del Provvedimento Ambientale Unico Regionale (P.A.U. R.)
Riscontro alle richieste di integrazioni
ad esito della Conferenza di servizi istruttoria del 14.03.2023

PROGETTAZIONE : R.T.I.



Ing. Angelo Binaghi

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI
E PROGETTAZIONE STRADALE
Ing. F. P. Bocchetto (Bonifica)

PROGETTAZIONE STRUTTURALE
Ing. F. Momoni (Bonifica)

ASPETTI AMBIENTALI
Arch. C. Caminiti (Bonifica)

PROGETTAZIONE IDRAULICA
Ing. F. P. Bocchetto (Bonifica)

IL RESPONSABILE DEL
PROCEDIMENTO

Ing. Paola Tetti

IL GEOLOGO

Dott. Geol. A. Bruna

SICUREZZA IN FASE
DI PROGETTAZIONE

Ing. A. Binaghi

ALL. 5.4

RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA

CODICE ELABORATO

P D I D R R I - 0 1

REV. C

SCALA

.

DATA CONSEGNA

SETTEMBRE 2023

C

REVISIONE PER INTEGRAZIONE VOLONTARIA

Novembre 2023

F.STAFFA

L.ZILIANI

F.P. Bocchetto

B

REVISIONE PER ISTRUTTORIA PAUR

Settembre 2023

F.STAFFA

L.ZILIANI

F.P. Bocchetto

A

EMISSIONE

Ottobre 2022

.

.

F.P. Bocchetto

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDAZIONE

VERIFICA

APPROVAZIONE



INDICE

1	PREMESSA.....	2
1.1	Normativa	3
1.2	Terminologia	4
1.3	Individuazione degli eventi di riferimento	4
1.4	Confronto con le linee guida del Pai.....	5
2	CARATTERIZZAZIONE DEL TERRITORIO.....	6
2.1	IL BACINO DEL FIUME LISCIA	10
2.1.1	Inquadramento generale	10
2.1.2	Aspetti geologici e geomorfologici	10
2.1.3	Uso del suolo.....	10
2.2	Individuazione dei bacini scolanti.....	11
2.2.1	I bacini idrografici naturali	11
2.2.2	analisi idrologiche e idrauliche	13
2.3	Analisi idrologica per la determinazione della portata di piena	13
2.3.1	Determinazione del tempo di corrivazione	14
2.3.2	Determinazione dell'altezza di pioggia critica	14
2.3.3	Modello TCEV.....	14
2.3.4	Coefficiente di riduzione areale.....	18
2.3.5	Coefficiente di deflusso	18
2.4	Individuazione del sottobacino idrografico dell’Affluente in dx del Rio Tuortu	23
2.4.1	Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell’impluvio minore in studio	24
2.4.2	Risultati dell’analisi idrologica di dettaglio	24
2.5	Individuazione del sottobacino idrografico dell’Affluente in sx del Rio Abbafritta	25
2.5.1	Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell’impluvio minore in studio	26
2.5.2	Risultati dell’analisi idrologica di dettaglio	26
2.6	Individuazione del sottobacino idrografico del Rio Abbafritta	27
2.6.1	Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell’impluvio minore in studio	28
2.6.2	Risultati dell’analisi idrologica di dettaglio	28
2.7	Individuazione del sottobacino idrografico del 104025_FIUME_108053	29
2.7.1	Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell’impluvio minore in studio	30
2.7.2	Risultati dell’analisi idrologica di dettaglio	30
2.8	Analisi idraulica in moto permanente	31
2.8.1	Portate utilizzate per la modellazione idraulica	34
2.8.2	Risultati delle simulazioni idrauliche stato attuale.....	34
3	Lotto 1 - DESCRIZIONE INTERVENTI IDRAULICI	35
3.1	Fosso Rio Battinu in corrispondenza al Km 0+570.50	35
4	LOTTO 2 – DESCRIZIONE INTERVENTI IDRAULICI: INTEGRAZIONI AL P.E. CONSEGNATO	37
4.1	Fosso Rio Conca in corrispondenza del Km 1+284.95.....	37
5	LOTTO 4 – DESCRIZIONE INTERVENTI IDRAULICI	42
5.1	Fossi in corrispondenza Viadotti Abba (km. 3+635.00) e Rio Tuorto (km.3+855.89).....	42
5.2	Fosso in corrispondenza del Tombino scatolare alla Km.4+640.60.....	44
5.3	Fosso in corrispondenza del Ponticello esistente alla Km. 3+082: da prolungare	45



1 PREMESSA

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

La presente relazione riporta la descrizione dello studio idrologico ed idraulico condotto al fine di determinare l’entità delle portate che possono prodursi in corrispondenza di alcuni impluvi, non analizzati precedentemente, a seguito di eventi pluviometrici caratterizzati da una determinata probabilità di accadimento.

L’attività ha previsto da prima la definizione del reticolo idrografico. Il reticolo è stato individuato mediante diversi livelli cartografici, che comprendono la carta IGM 1:25000, la CTR 1:10000 e il rilievo aerofotogrammetrico 1:1000. Definito il reticolo, sono state individuate le interferenze con le opere in progetto e i bacini ad essi sottesi.

Quindi, l’intervento secondo *Piano per l’Assetto Idrogeologico - Individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e geomorfologico e misure di salvaguardia* ricade nell’area a rischio idraulico del Bacino Liscia.

Rispetto agli studi precedenti sono stati individuati alcuni impluvi che interferiscono con la struttura viaria, ed altri sono stati studiati con maggior dettaglio. Gli impluvi analizzati in tale relazione, in ordine da nord verso sud, sono:

- 104025_FIUME_93122
- Rio Tuortu tratto monte
- Affluente in dx del Rio Tuortu
- Affluente in sx Rio Abbafritta
- Rio Abbafritta (104025_FIUME_102895 tratto monte)
- 104025_FIUME_108053

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

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

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

La stima delle portate è stata elaborata con riferimento ai metodi regionali sviluppati nello studio CNR – GNDC, “Rapporto di sintesi sulla valutazione delle piene in Italia”, in particolare la “Valutazione delle Piene in Sardegna”, secondo le Linee Guida per l’individuazione e la perimetrazione delle aree a rischio idraulico e geomorfologico e delle relative misure di salvaguardia” (PAI) della Regione Sardegna e in coerenza con il Piano Stralcio Fasce Fluviali regionale.

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

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



1.1 Normativa

Per sviluppare la fase di progettazione degli interventi, in particolare per la definizione delle scelte costruttive da adottare allo scopo di garantire adeguate condizioni di sicurezza del deflusso originato dalle precipitazioni meteoriche, si è fatto riferimento a diverse normative, raccomandazioni, regolamenti.

- **Regio Decreto del 25/07/1904 n. 523** e ss.mm.ii – Testo unico sulle opere idrauliche;
- **Decreto Legislativo del 27/01/1992 n. 132** - “Attuazione della direttiva n. 80/68/CEE concernente la protezione delle acque sotterranee dall’inquinamento provocato da certe sostanze pericolose”;
- **Decreto Ministeriale del 14/02/1997** - “Direttive tecniche per l’individuazione e la perimetrazione, da parte della Regioni, delle aree a rischio idrogeologico”;
- **Direttiva 2000/60/CE**, cosiddetta “Direttiva Acque”
- **Decreto Legge del 3/04/2006 n. 152** – Norme in materia ambientale
- **Direttiva 2007/60/CE** cosiddetta “Direttiva delle alluvioni”
- **Legge del 27/02/2009, n.13** – Misure straordinarie in materia di risorse idriche e protezione dell’ambiente
- **Decreto Legge del 23/02/2010 n. 49** – Attuazione della Direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e gestione dei rischi di alluvioni”
- **Decreto Ministeriale del 17/01/2018** – Norme tecniche per le Costruzioni e la relativa circolare n. 7 del 21/01/2019

Il progetto è stato redatto nel rispetto delle seguenti norme in vigore a livello regionale e/o a scala di distretto idrografico:

- **Legge Regionale del 6/12/2006 n. 19** – Disposizioni in materia di risorse idriche e bacini idrografici
- **Piano di Gestione del distretto idrografico della Sardegna – Aggiornato 2010**
- **Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF) – Aggiornato 2015**
- **Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) del Distretto Idrografico della Sardegna – Aggiornamento Marzo 2016**
- **Norme di Attuazione del Piano per l’Assetto Idrogeologico (PAI) – Aggiornato Dicembre 2022**
- **Linee Guida e indirizzi operativi per l’attuazione del principio della invarianza idraulica – Aggiornato 2017**



1.2 Terminologia

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

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

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

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

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

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

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

$$h = at^n$$

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

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

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

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

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

1.3 Individuazione degli eventi di riferimento

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



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

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

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

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

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

T_r (anni)	R_N (%)
2	≈ 100
5	≈ 100
10	99.48
20	92.30
50	63.58
100	39.42
200	22.17
500	9.52

Tabella 1-1 - Rischio di insufficienza in funzione del T_r

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

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

È chiaro che il tempo di ritorno su cui dimensionare l'opera deve tenere conto sia del rischio associato al malfunzionamento dell'opera stessa che del costo aggiuntivo relativo all'adozione di tempi di ritorno maggiori. Nel caso in studio il danno associato all'allagamento della sede stradale consiste essenzialmente in una temporanea interruzione della viabilità; per il dimensionamento delle nuove opere di smaltimento delle acque di piattaforma si è ritenuto corretto definire come evento di progetto quello a cui è associato un tempo di ritorno pari a 200 anni.

1.4 Confronto con le linee guida del Pai

Nelle Norme di Attuazione del Piano Stralcio per Assetto Idrogeologico (PAI) del maggio 2016 all'articolo 21 – Indirizzi per la progettazione, realizzazione e manutenzione delle nuove infrastrutture al comma 2 in particolare viene prescritto quanto segue:

a. *conservino le funzioni e il livello naturale dei corsi d'acqua;*



- b. non creino in aree pianeggianti impedimenti al naturale deflusso delle acque;*
- c. prevedono l'attraversamento degli alvei naturali ed artificiali e delle aree di pertinenza da parte di condotte in sotterraneo a profondità compatibile con la dinamica fluviale;*
- d. garantiscono un franco sul livello della portata di progetto, per velocità medie della corrente inferiore a 8 m/s, pari a quanto indicato dall'analisi modellistica sul franco idraulico approvato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino, corrispondente al massimo tra :
1 – $0,7 v^2/2g$ dove v indica la velocità media della corrente;
2 – un metro;
3 – $(0,87(y)^{1/2} + \alpha y')$ dove y è la profondità media della corrente, y' è l'altezza della corrente areata ed α un coefficiente che varia linearmente tra 0 e 1 quando la velocità varia tra 5 m/s e 15 m/s, con le limitazioni che il valore $0,87(y)^{1/2}$ sarà assunto al massimo pari a 1,5 ed y' viene assunto pari a 2 metri o alla profondità media y , se questa risulta minore di 2. Per velocità superiore a 8m/s il franco sarà almeno pari all'intera altezza cinetica $v^2/2g$;*
- e. prevedono eventuali rampe di accesso alle infrastrutture di attraversamento in modo da non ostacolare il naturale deflusso delle acque;*
- f. adottino per i nuovi attraversamenti criteri che possibilmente evitino o comunque limitino il numero di pile in alveo;*
- g. configuri le spalle dei ponti in modo da non comportare restringimenti della sezione che pregiudichino la sicurezza del tronco d'alveo;*
- h. prevedano le pile dei nuovi attraversamenti in modo da offrire la minore resistenza idrodinamica;*
- i. garantiscono la protezione dall'erosione delle pile dei ponti preferibilmente evitando plateazioni delle sezioni di imposta;*
- l. minimizzino il rischio di instabilità gravitativa e di alterazione del naturale reticolo drenante indotto dai tagli dei versanti lungo i tracciati;*
- m. limitino le modificazioni della morfologia naturale dei pendii impegnati;*
- n. prevedano appropriati sistemi di drenaggio, da sottoporre ad adeguata manutenzione;*
- o. prevengano l'apporto di suolo nei corsi d'acqua in conseguenza dell'esposizione agli agenti meteorici della superficie interessata dall'opera.*

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

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

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

2 CARATTERIZZAZIONE DEL TERRITORIO

Con la deliberazione del 30/10/1990 n. 45/57, la Giunta Regionale suddivide il Bacino Unico Regionale in sette Sub – Bacini, ognuno dei quali caratterizzato da generali omogeneità geomorfologiche, geografiche, idrologiche ma anche da forti differenze di estensione territoriale.

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



<i>Numero</i>	<i>Bacino</i>	<i>Superficie (km²)</i>	<i>%</i>
1	Sulcis	1646	6.8
2	Tirso	5327	22.2
3	Coghinas-Mannu-Temo	5402	22.5
4	Liscia	2253	9.4
5	Posada-Cedrino	2423	10.1
6	Sud-Orientale	1035	4.3
7	Flumendosa-Campidano-Cixerri	5960	24.8
Totale		24046	100.0

Tabella 2-1 - Delimitazione dei Sub-bacini Regionali Sardi

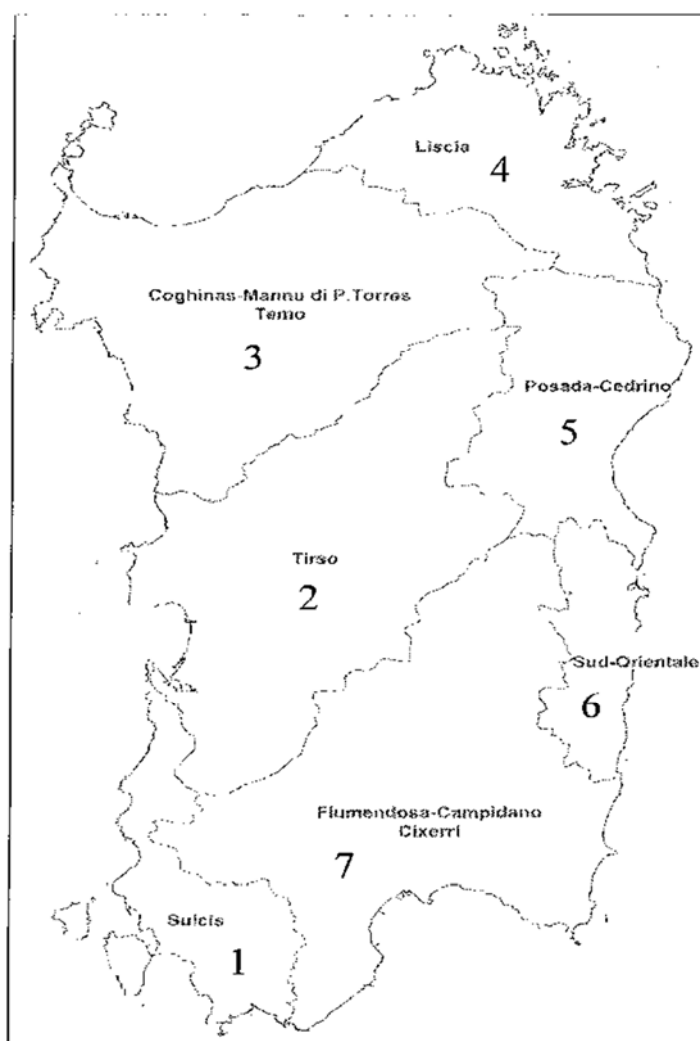


Figura 1 - Delimitazione dei Sub-bacini Regionali Sardi

L'idrografia regionale è caratterizzata dalla quasi totale assenza di corsi d'acqua perenni. Infatti, i soli classificati come tali sono costituiti dal Tirso, dal Flumedosa, dal Coghinas, dal Cedrino, dal Liscia e dal Temo, unico navigabile nel tratto terminale. Inoltre, la necessità di reperire risorse idriche superficiali da tutti i corsi d'acqua disponibili ha portato alla costruzione di numerosi invasi artificiali che di fatto hanno completamente modificato il regime idrografico, tanto che anche i fiumi sopra citati a valle degli sbarramenti, sono asciutti per lunghi periodi dell'anno.



Comune di Tempio Pausania

Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio – strada provinciale
per Aglientu –PIA SS 17-19 “Alta Gallura” LOTTO 1, LOTTO 2-Tratto 2, LOTTO 4
Procedimento per il rilascio del P.A.U. R.

Riscontro alle richieste di integrazioni ad esito della CdS istruttoria del 14.03.2023

La maggior parte dei corsi d’acqua presenta caratteristiche torrentizie che, per la conformazione geomorfologia dei bacini imbriferi, presentano pendenze elevate per buona parte del loro percorso, con tratti vallivi, brevi che si sviluppano nei conoidi di deiezione o nelle piane alluvionali. Di conseguenza nelle parti montane si verificano intensi processi erosivi dell’alveo, mentre nei tratti di valle si osservano fenomeni di sovralluvionamento che danno luogo a sezioni poco incise con frequenti fenomeni di instabilità planimetrica anche per portate non particolarmente elevate.

Il Bacino Unico Regionale presenta un clima semiarido con un’elevata variabilità temporale della precipitazione e intensità orarie di elevata intensità, tipiche dei regimi idrologici pluviometrici marittimi. Di seguito si riportano media e deviazione standard della precipitazione annuale per alcune stazioni pluviometriche.

Stazione	Cagliari	Oristano	Sassari	Nuoro	Tempio	Is Cannoneris
Media (mm)	430,1	581,3	593,2	714,8	800,0	1134,7
Dev. St (mm)	114,6	128,8	123,9	213,0	186,8	266,5

Tabella 2-2 - Media e deviazione standard della piovosità annua (mm) in alcune stazioni pluviometriche nel periodo 1922 - 1922

Alla variabilità temporale delle precipitazioni si aggiunge anche quella spaziale, caratterizzata dalla forte influenza dell’orografia con le principali direzioni dei flussi di umidità indotte dalle perturbazioni atmosferiche come si evince dalla distribuzione spaziale della media giornaliera.

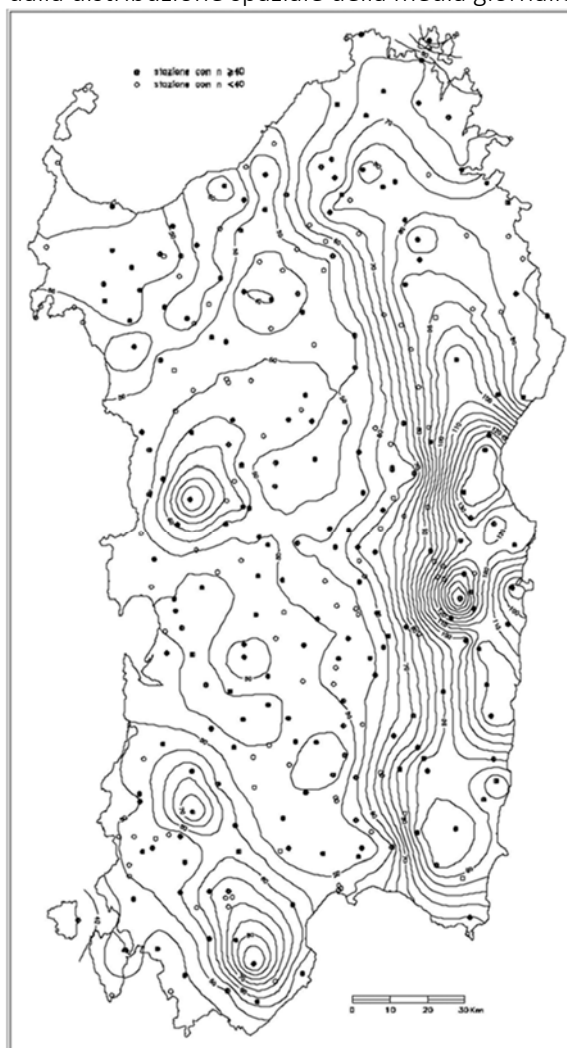


Figura 2 - Ubicazione delle stazioni di misura in Sardegna e corrispondenti valori della pioggia indice giornaliera mg



Comune di Tempio Pausania

Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio – strada provinciale
per Aglientu –PIA SS 17-19 “Alta Gallura” LOTTO 1, LOTTO 2-Tratto 2, LOTTO 4
Procedimento per il rilascio del P.A.U. R.

Riscontro alle richieste di integrazioni ad esito della CdS istruttoria del 14.03.2023

La variabilità si manifesta anche sul valore annuale di precipitazione, dove si può osservare come la precipitazione media annua varia dai 430 mm di Cagliari, praticamente al livello del mare, sino agli oltre 1100 mm di Is Cannoneris, ubicata a quota 700 m circa e ad una distanza di 30 km da Cagliari.

Di conseguenza i regimi pluviometrici, oltre che per la nota dipendenza dai fattori litologici del bacino, i deflussi nei corsi d’acqua sono irregolari, con bassi o quasi nulli valori di portata nel periodo estivo, ma con picchi di portata nel periodo della stagione autunno – vernina.

Facendo riferimento alla suddivisione in Sub Bacini, l’intervento in progetto fa parte del sub bacino del Liscia.



2.1 IL BACINO DEL FIUME LISCIA

2.1.1 Inquadramento generale

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

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

Gli altri corsi d'acqua principali sono i seguenti

Rio Vignola,

Rio Surrau, con foce a Palau,

Rio San Giovanni di Arzachena,

Rio San Nicola e il Rio De Seligheddu, che attraversano il centro abitato di Olbia,

Fiume Padrogianus, che in sinistra idrografica ha gli apporti del Rio Enas e del Rio S.Simone provenienti dalle pendici del Limbara, mentre in destra il Rio Castagna proveniente da M.Nieddu.

2.1.2 Aspetti geologici e geomorfologici

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

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

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

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

2.1.3 Uso del suolo

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



2.2 Individuazione dei bacini scolanti

2.2.1 I bacini idrografici naturali

I principali bacini idrografici naturali presi in considerazione in progetto sono i bacini sottesi da alcuni rii minori appartenenti al Bacino Idrografico del fiume Liscia:

Rio Valdidonna, Rio Tortu e Rio Abba. I tracciati dei tre rii minori si congiungono in corrispondenza del Rio Carana il quale alimenta poi al termine del suo percorso il lago Liscia.

In questa fase progettuale sono stati individuati altri sottobacini direttamente afferenti al tratto viario, e di seguito è riportata una tabella in cui sono elencate le superfici dei bacini presi in esame (i nomi fanno riferimento all'allegata planimetria dei bacini).

<i>Bacino</i>	<i>Area (km²)</i>
<i>104025_FIUME_93122</i>	0.37
<i>Rio Tuortu tratto monte</i>	1.97
<i>Affluente in dx del Rio Tuortu</i>	0.08
<i>Affluente in sx del Rio Abbafritta</i>	0.10
<i>Rio Abbafritta (104025_FIUME_102895 tratto monte)</i>	0.69
<i>104025_FIUME_108053</i>	0.05

Tabella 2-3 - Sottobacini direttamente afferenti al tratto in progetto

I primi due sottobacini (evidenziati in verde) sono stati valutati all'interno dello *Studio di compatibilità idraulica dell'intero territorio comunale ai sensi dell'art. 8 c. 2 delle Norme di Attuazione (N.A.) del P.A.I. previgenti al DPGR n.35 del 27.04.2018 approvato con DELIBERAZIONE N. 6 DEL 26.02.2020*, quindi per le simulazioni idrauliche si farà riferimento alle portate ottenute in tale studio. Gli altri sottobacini verranno descritti con maggior dettaglio nelle pagine seguenti.



Comune di Tempio Pausania

Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio – strada provinciale
per Aglientu –PIA SS 17-19 “Alta Gallura” LOTTO 1, LOTTO 2-Tratto 2, LOTTO 4
Procedimento per il rilascio del P.A.U. R.

Riscontro alle richieste di integrazioni ad esito della CdS istruttoria del 14.03.2023

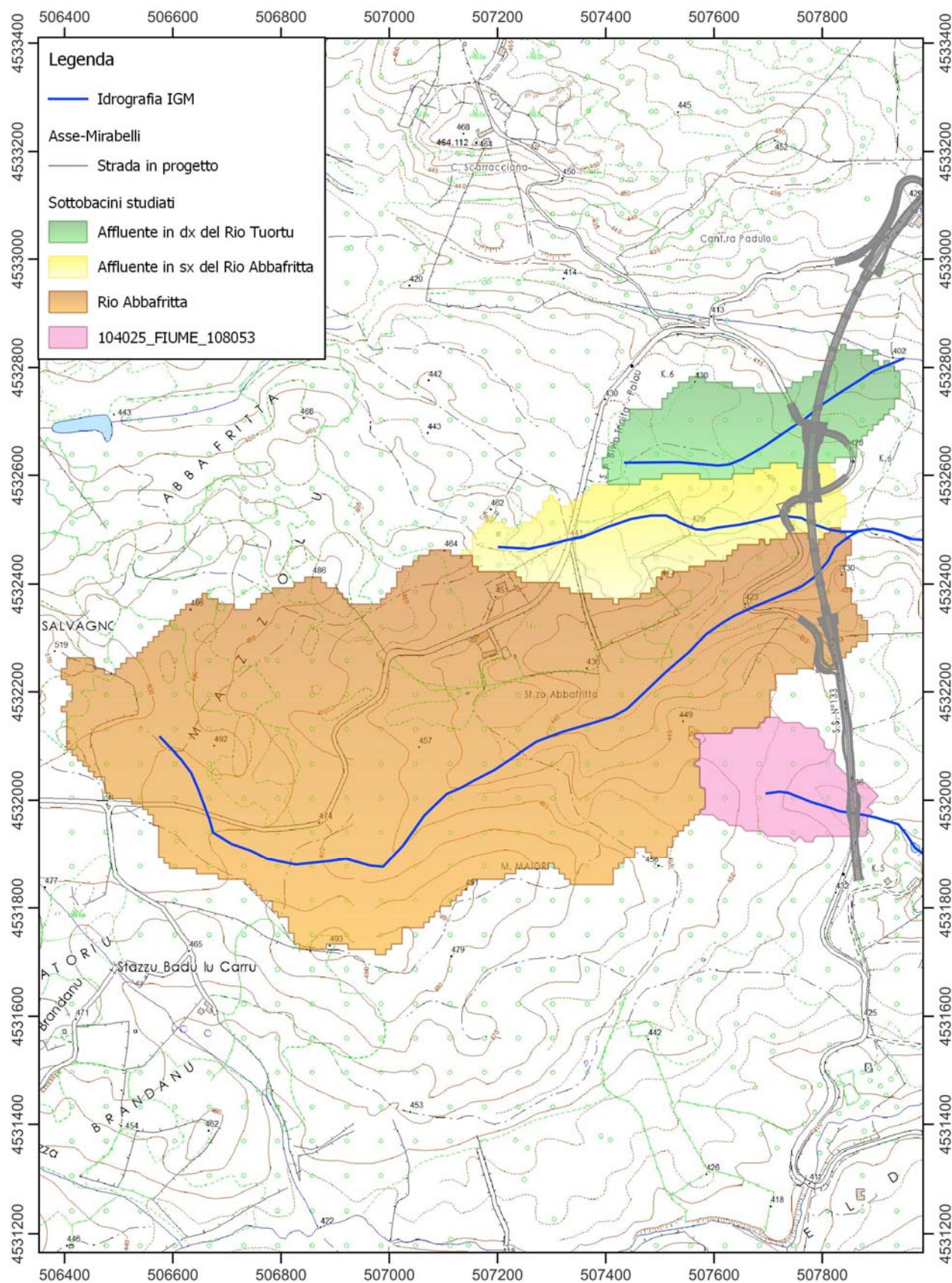


Figure 2.1: Sottobacini studiati



2.2.2 analisi idrologiche e idrauliche

Lo studio che segue ha lo scopo di aggiornare lo stato idrologico-idraulico rispetto a quello di progetto Definitivo ed in base al progetto esecutivo attuale, e pertanto di verificare le opere previste che vengono di seguito sintetizzate:.

L4
Fosso in corrispondenza Viadotto Abba - km. 3+635.00
Fosso in corrispondenza Viadotto Rio Tuortu - km.3+855.89
Fosso in corrispondenza del Tombino scatolare alla Km.4+640.60
Fosso in corrispondenza del Ponticello esistente alla Km. 3+082: da prolungare
L2
Fosso Rio Conca in corrispondenza del Km 1+284.95
L1
Fosso Rio Battinu in corrispondenza al Km 0+570.50

2.3 Analisi idrologica per la determinazione della portata di piena

Metodologie di calcolo delle portate di piena

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

Metodi indiretti

La poca disponibilità di osservazioni storiche di portata, fa' sì che non si possa prescindere dall'uso di procedure indirette per la valutazione della portata di piena. Tali metodologie stimano la portata al colmo a partire dalla precipitazione nell'ipotesi che la frequenza di accadimento di questa ultima caratterizzi quella della portata al colmo.

Per la stima delle portate di piena si fa riferimento al modello cinematico (o razionale) che si basa sulle seguenti ipotesi fondamentali:

la pioggia critica è quella che ha durata pari al tempo di corrivazione del bacino;

la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;

il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica;

la trasformazione della piena è dovuta esclusivamente ad un fenomeno di trasferimento della massa liquida.

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

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

dove:

T_c = tempo di corrivazione [ore]

S = superficie del bacino [km^2]

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

Ψ = coefficiente di deflusso.



2.3.1 Determinazione del tempo di corrivazione

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

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

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

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

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

(dove V è la velocità media di scorrimento ed è stata assunta pari a 1 m/s)

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

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

2.3.2 Determinazione dell'altezza di pioggia critica

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

2.3.3 Modello TCEV

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

La pioggia lorda h viene ricavata dalla nota formula:

$$h(T_p) = a \cdot T_p^n \quad \text{dove:} \quad \begin{cases} a = a_1 \cdot a_2 \\ n = n_1 + n_2 \end{cases}$$

quindi:

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

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

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

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



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

Tabella 2-4 - parametri della curva di possibilità climatica per T_r maggiori di 10 anni¹ usati dal PAI

SZO 1	$a_2 = 0,46378 + 1,0386 \text{ Log}_{10} T$	
	$n_2 = -0,18449 + 0,23032 \text{ Log}_{10} T - 3,3330 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2$	(per $\tau \leq 1$ ora)
SZO 2	$a_2 = 0,44182 + 1,0817 \text{ Log}_{10} T$	
	$n_2 = -0,18676 + 0,24310 \text{ Log}_{10} T - 3,5453 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2$	(per $\tau \leq 1$ ora)
SZO 3	$a_2 = 0,41273 + 1,1370 \text{ Log}_{10} T$	
	$n_2 = -0,19055 + 0,25937 \text{ Log}_{10} T - 3,8160 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2$	(per $\tau \leq 1$ ora)

Tabella 2-5: parametri della curva di possibilità climatica per T_r maggiori di 10 anni usati dal PAI

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

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

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

Dall'analisi della carta delle Isoiete si evince che i bacini in studio sono compresi tra quella dei 70 e quella dei 65mm, cautelativamente per il presente studio si assume un valore di μ_g pari a 70mm, da cui si ricava a_1 e n_1 e di conseguenza $\mu(T_p)$. Per quanto riguarda a_2 e n_2 si determinano con relazioni differenti per tempi di ritorno T_R maggiori o minori di 10 anni, per durate di pioggia T_p maggiori o minori di 1 ora e a seconda delle sottozone omogenee (SZO) in cui è stata suddivisa la Sardegna².

I bacini di interesse per tale studio, come si può vedere nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, ricadono interamente nella SZO 2, dalle tabelle sopra riportate si ricavano le espressioni di a_2 e n_2 usate dal Piano di Assetto Idrogeologico PAI e dal Piano Stralcio Fasce Fluviali PSFF della Regione Sardegna.

¹ LINEE GUIDA: Attività di coordinamento e di perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idraulico e geomorfologico e delle relative misure di salvaguardia “DL 180 e Legge 267 del 3-08-1998”

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



Comune di Tempio Pausania

Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio – strada provinciale
per Aglientu –PIA SS 17-19 “Alta Gallura” LOTTO 1, LOTTO 2-Tratto 2, LOTTO 4
Procedimento per il rilascio del P.A.U. R.

Riscontro alle richieste di integrazioni ad esito della CdS istruttoria del 14.03.2023

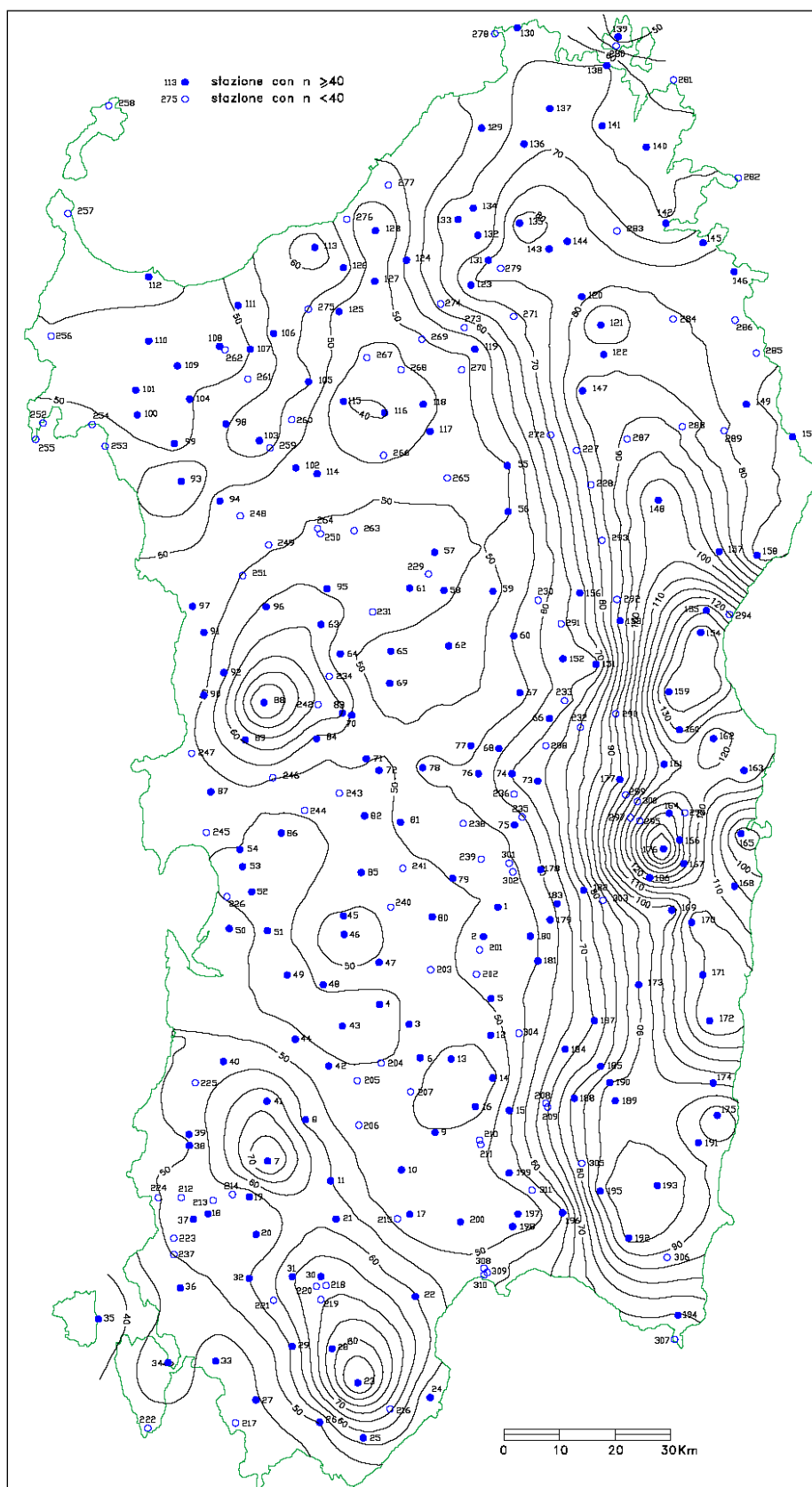


Figure 2.2: Distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera (da Deidda ed Al., Quad. Ricerca dell'Università di Cagliari, 1997)



Comune di Tempio Pausania

Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio – strada provinciale
per Aglientu –PIA SS 17-19 “Alta Gallura” LOTTO 1, LOTTO 2-Tratto 2, LOTTO 4
Procedimento per il rilascio del P.A.U. R.

Riscontro alle richieste di integrazioni ad esito della CdS istruttoria del 14.03.2023

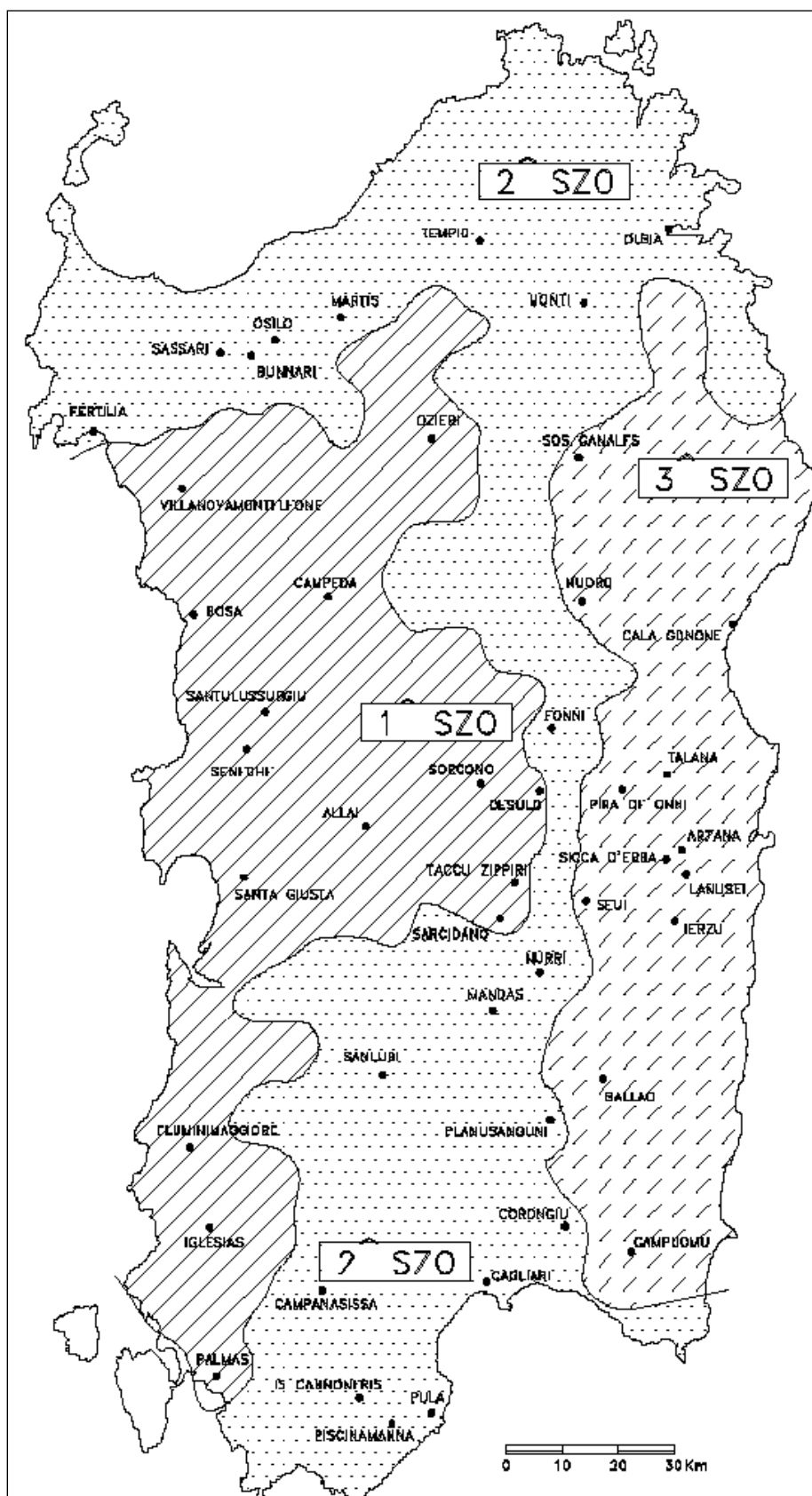


Figure 2.3: Carta delle Sottozone Omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna. (da Deidda ed AL., 1993)



2.3.4 Coefficiente di riduzione areale

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

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

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

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

dove:

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

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

Per il coefficiente ARF si osserva che:

diminuisce all'aumentare dell'area S ;

aumenta all'aumentare della durata di pioggia T_p .

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

2.3.5 Coefficiente di deflusso

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

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

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

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

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

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

dove:



I_a = fattore di ritenzione iniziale;

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

Da riscontri sperimentali si è ricavato:

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

quindi la (1) diventa:
$$h_N = \frac{(h - 0,20 \cdot f_s)^2}{h + 0,80 \cdot f_s} \quad (2)$$

f_s è collegato alle caratteristiche del suolo dalla seguente formula:

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

Il CN è un indice numerico che descrive in percentuale la quantità d’acqua caduta nel suolo che contribuirà al deflusso superficiale. Può variare da 0 a 100 anche se in pratica oscilla tra 25 e 98; per esempio un’area completamente pavimentata può avere CN=98 e un campo coltivato CN≈25. In altre parole, come è evidente dalla (3) se CN è grande, l’infiltrazione f_s è piccola e quindi avremo elevati coefficienti di deflusso. I valori del CN, che teoricamente possono variare tra zero (assenza di deflusso superficiale) e 100 (assenza di perdite per infiltrazione), si ricavano dalle tabelle del Soil Conservation Service in funzione principalmente dell’uso del suolo e della capacità di infiltrazione di questo ultimo.

USO DEL SUOLO	TIPO DI DRENAGGIO	CONDIZIONI DROLOGICHE	TIPO DI TERRENO			
Terreno Residenziale			A	B	C	D
Zone urbane	85% impermeabile	qualsiasi	89	92	94	95
Zone industriali	72% impermeabile	“ “	81	88	91	93
Case a schiera	65% impermeabile	“ “	77	85	90	92
Ville isolate	25% impermeabile	“ “	54	70	80	85
Parcheggi	100% impermeabile	“ “	98	98	98	98
Parchi	75% a verde	“ “	39	71	74	80
Strade pavimentate	Con cunette e fognatura	“ “	98	98	98	98
Strade in macadam	---	“ “	76	85	89	91
Strade sterrate	---	“ “	72	82	87	89
Terreno Agricolo						
Prato stabile	---	qualsiasi	77	86	91	94
Seminativo	Solchi a rittocchino	Cattive	65	76	84	88
Seminativo	Solchi a rittocchino	Buone	63	75	83	87
Seminativo	Solchi a traversochino	Cattive	63	74	82	85
Seminativo	Solchi a traversochino	Buone	61	73	81	84
Seminativo	Terrazzato	Cattive	61	72	79	82
Seminativo	Terrazzato	Buone	59	70	78	81
Pascolo	---	Cattive	68	79	86	89
Pascolo	---	Discrete	49	69	79	84
Pascolo	---	Buone	39	71	64	80
Erbaio	---	qualsiasi	30	58	71	78
Terreno boschivo	---	Cattive	45	66	77	83
Terreno boschivo	---	Discrete	36	60	73	79
Terreno boschivo	---	Buone	25	55	70	77



Comune di Tempio Pausania

Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio – strada provinciale
per Aglientu –PIA SS 17-19 “Alta Gallura” LOTTO 1, LOTTO 2-Tratto 2, LOTTO 4
Procedimento per il rilascio del P.A.U. R.

Riscontro alle richieste di integrazioni ad esito della CdS istruttoria del 14.03.2023

*Tabella 2-6 - Valori del CN in funzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli di copertura vegetale e per condizioni medie di
umidità antecedenti l'evento (AMCII)*

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

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

Tabella 2-7 - classi AMC per le condizioni iniziali di imbibimento del terreno



I valori del parametro CN tabellati in letteratura sono quelli riferiti a condizioni medie di umidità del terreno all’inizio della precipitazione e in funzione del tipo di terreno.

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

Tabella 2-8 - suddivisione in classi del tipo di terreno in funzione della capacità di infiltrazione del suolo

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

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

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



Comune di Tempio Pausania

Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio – strada provinciale
per Aglientu –PIA SS 17-19 “Alta Gallura” LOTTO 1, LOTTO 2-Tratto 2, LOTTO 4
Procedimento per il rilascio del P.A.U. R.

Riscontro alle richieste di integrazioni ad esito della CdS istruttoria del 14.03.2023

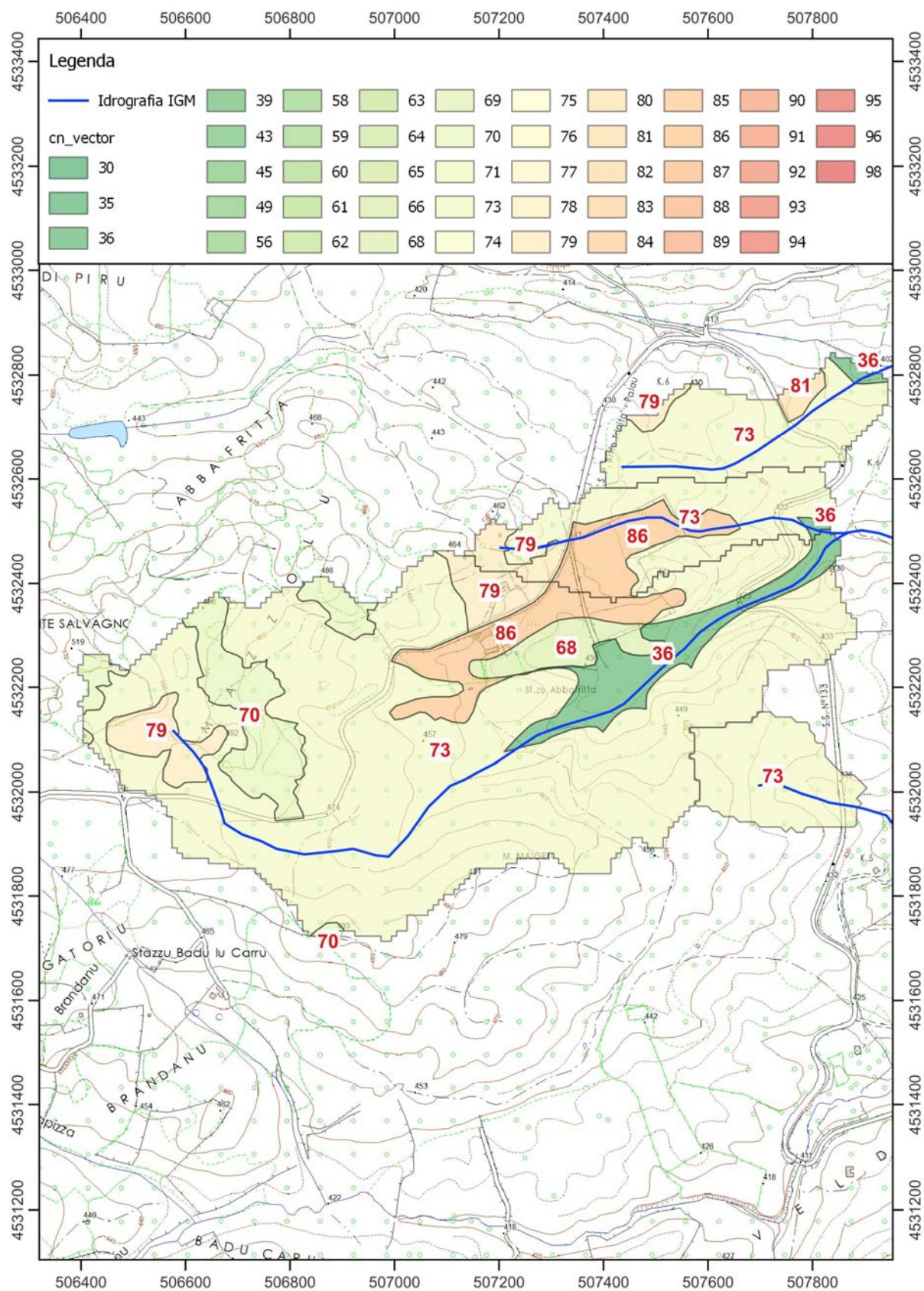


Figura 2.3 –Determinazione del Curve Number, per il bacino oggetto delle analisi idrologiche e idrauliche, con evidenziata l'asta di riferimento del Rio



Comune di Tempio Pausania

Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio – strada provinciale
per Aglientu –PIA SS 17-19 “Alta Gallura” LOTTO 1, LOTTO 2-Tratto 2, LOTTO 4
Procedimento per il rilascio del P.A.U. R.

Riscontro alle richieste di integrazioni ad esito della CdS istruttoria del 14.03.2023

2.4 Individuazione del sottobacino idrografico dell’Affluente in dx del Rio Tuortu

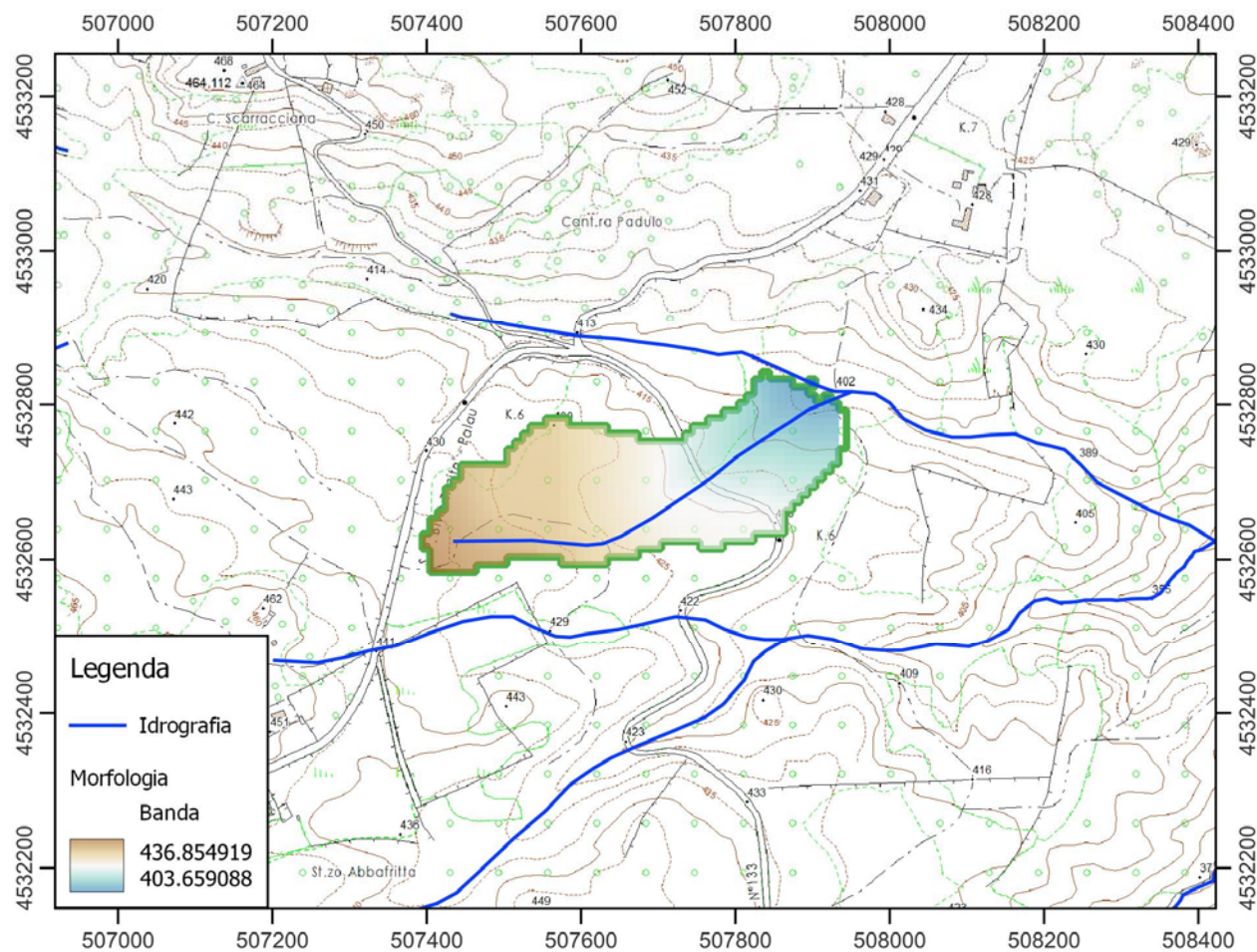


Figura 2.4: morfologia e idrografia superficiale del bacino del Rio



2.4.1 Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell'impluvio minore in studio

Il sottobacino oggetto dell'analisi geomorfologica che interessa il progetto presenta le principali caratteristiche geomorfologiche riassunte qui di seguito:

Parametri	Simbolo	Valore	[U.M.]
Bacino			
Superficie	S	0.081	Kmq
Perimetro	P	1.781	Km
Altezza massima	Hmax	436.855	m
Altezza minima	Ho	403.660	m
Altezza media	Hm	422.565	m
Pendenza media	i _{versante}	0.037	m/m
Pendenza media	i _{versante}	3.723	%
Indice di forma di Horton	H _f	0.273	adimensionale
Indice di circolarità	R _c	0.321	adimensionale
Indice di compattezza di Gravelius	R _u	1.765	adimensionale
Indice di allungamento	R _a	0.590	adimensionale
Asta			
Lunghezza	L	0.544	Km
Pendenza media	im	0.052	m/m
Pendenza media	im	5.202	%

2.4.2 Risultati dell'analisi idrologica di dettaglio

Metodologia utilizzata	Metodo indiretto TCEV		
Dati di input	Simbolo	Valore	[U.M.]
Tempo di corrivazione	Tp = Tc	0.361	Ore [metodo SCS]
Superficie del bacino	S	0.081	Kmq
Sottozona omogenea	SZO	2	
Pioggia indice giornaliera	μg	70	mm
Coefficiente di riduzione areale	ARF	0.977	
Curve number	CN II	72.335	
Curve number	CN III	85.742	
Fattore di ritenzione iniziale	fs	42.237	mm
Capacità di massimo assorbimento del bacino	Ia	8.447	

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

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.361	0.470	0.582	0.699	0.864
Ventura	0.159	0.333	0.406	0.483	0.599
Giandotti*	0.562	0.501	0.625	0.755	0.935
Viparelli	0.151	0.321	0.392	0.467	0.579
Pasini	0.167	0.344	0.420	0.501	0.621
VAPI	1.600	0.426	0.529	0.635	0.779

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

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.361	0.485	0.600	0.725	0.905
Ventura	0.159	0.361	0.441	0.534	0.676
Giandotti*	0.562	0.509	0.633	0.767	0.954
Viparelli	0.151	0.350	0.428	0.518	0.658
Pasini	0.167	0.372	0.455	0.550	0.696
VAPI	1.600	0.423	0.526	0.631	0.775



Portate derivanti dall’ analisi di sensitività da cui si è scartata la formula del Giandotti* valida solo per bacino superiori ai 60 kmq e non adatta a descrivere piccoli e piccolissimi bacini con superfici inferiori al kmq come quello in studio:

Tempo ritorno	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata progetto	Contributo Unitario
[anni]	a1	n1	a2	n2	[mm]	[mm]	[mm]		[m³/s]	[m³/s]
50	23.2228	0.3853	2.2881	0.1239	31.614	30.876	7.779	0.252	0.485	5.99
100	23.2228	0.3853	2.6052	0.1576	34.779	33.967	9.612	0.283	0.600	7.40
200	23.2228	0.3853	2.9308	0.1849	38.053	37.164	11.623	0.313	0.725	8.95
500	23.2228	0.3853	3.3613	0.2111	42.491	41.499	14.510	0.350	0.905	11.17

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

2.5 Individuazione del sottobacino idrografico dell’Affluente in sx del Rio Abbafritta

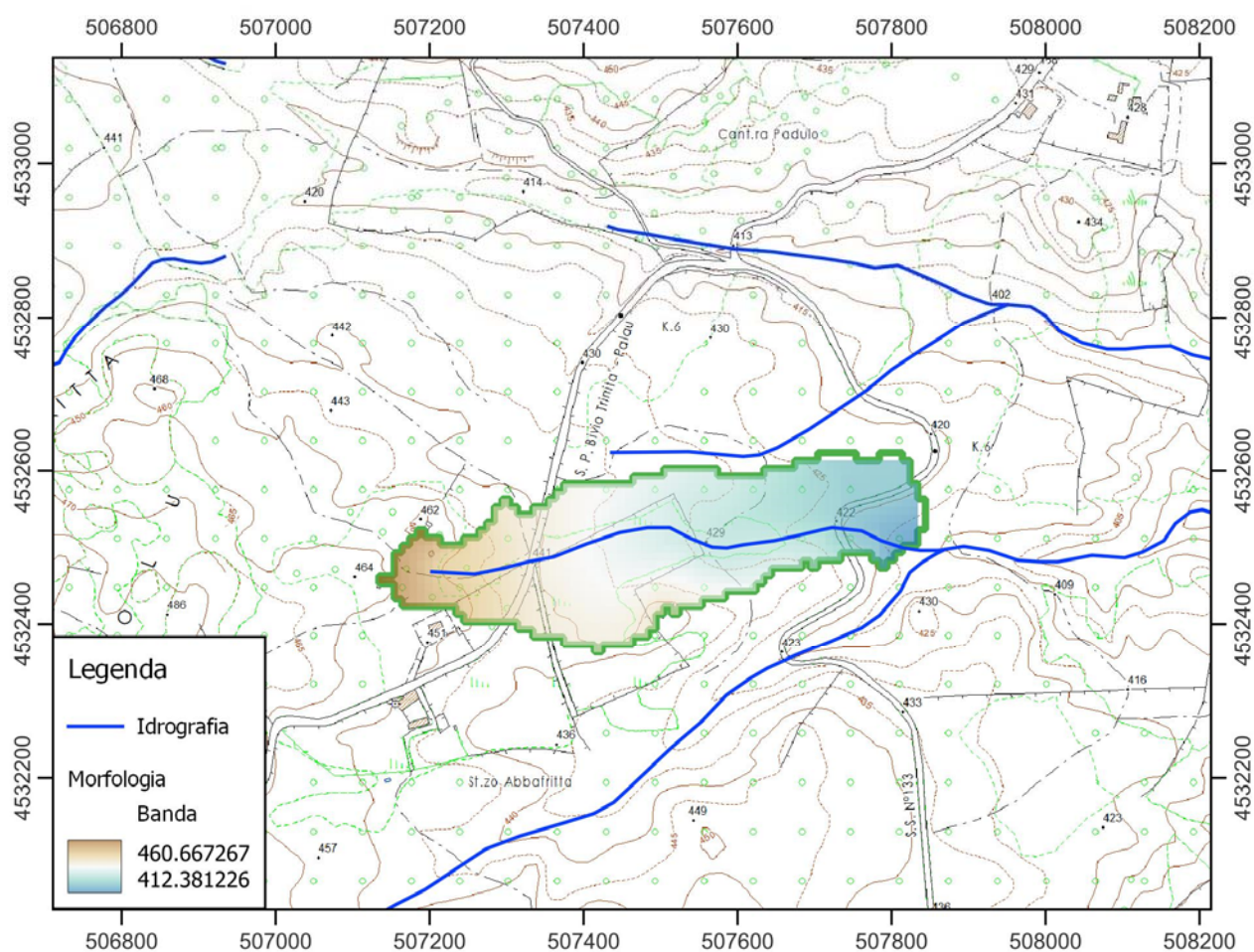


Figura 2.5: morfologia e idrografia superficiale del bacino del Rio



2.5.1 Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell'impluvio minore in studio

Il sottobacino oggetto dell'analisi geomorfologica che interessa il progetto presenta le principali caratteristiche geomorfologiche riassunte qui di seguito:

Parametri	Simbolo	Valore	[U.M.]
Bacino			
Superficie	S	0.102	Kmq
Perimetro	P	2.141	Km
Altezza massima	Hmax	460.667	m
Altezza minima	Ho	412.381	m
Altezza media	Hm	434.499	m
Pendenza media	$i_{versante}$	0.079	m/m
Pendenza media	$i_{versante}$	7.914	%
Indice di forma di Horton	H _f	0.2163	adimensionale
Indice di circolarità	R _c	0.2797	adimensionale
Indice di compattezza di Gravelius	R _u	1.8910	adimensionale
Indice di allungamento	R _a	0.5247	adimensionale
Asta			
Lunghezza	L	0.687	Km
Pendenza media	im	0.057	m/m
Pendenza media	im	5.731	%

2.5.2 Risultati dell'analisi idrologica di dettaglio

Metodologia utilizzata	Metodo indiretto TCEV		
Dati di input	Simbolo	Valore	[U.M.]
Tempo di corrivazione	Tp = Tc	0.269	Ore [metodo SCS]
Superficie del bacino	S	0.102	Kmq
Sottozona omogenea	SZO	2	
Pioggia indice giornaliera	μg	70	mm
Coefficiente di riduzione areale	ARF	0.979	
Curve number	CN II	76.901	
Curve number	CN III	88.449	
Fattore di ritenzione iniziale	fs	33.171	mm
Capacità di massimo assorbimento del bacino	Ia	6.634	

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

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.269	0.750	0.900	1.055	1.273
Ventura	0.170	0.666	0.788	0.914	1.099
Giandotti*	0.613	0.783	0.958	1.139	1.387
Viparelli	0.191	0.692	0.822	0.956	1.151
Pasini	0.186	0.687	0.815	0.947	1.140
VAPI	1.654	0.609	0.744	0.882	1.068

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

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.269	0.781	0.937	1.107	1.353
Ventura	0.170	0.709	0.842	0.990	1.212
Giandotti*	0.613	0.792	0.966	1.151	1.407
Viparelli	0.191	0.733	0.872	1.027	1.256
Pasini	0.186	0.728	0.866	1.019	1.247
VAPI	1.654	0.607	0.741	0.878	1.062



Portate derivanti dall’ analisi di sensitività da cui si è scartata la formula del Giandotti* valida solo per bacino superiori ai 60 kmq e non adatta a descrivere piccoli e piccolissimi bacini con superfici inferiori al kmq come quello in studio:

Tempo ritorno	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata progetto	Contributo Unitario
[anni]	a1	n1	a2	n2	[mm]	[mm]	[mm]		[m³/s]	[m³/s]
50	23.2228	0.3853	2.2881	0.1381	27.246	26.479	7.428	0.281	0.781	7.66
100	23.2228	0.3853	2.6160	0.1755	29.680	28.844	8.907	0.309	0.937	9.19
200	23.2228	0.3853	2.9438	0.2068	32.216	31.309	10.525	0.336	1.107	10.86
500	23.2228	0.3853	3.3771	0.2388	35.699	34.694	12.859	0.371	1.353	13.26

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

2.6 Individuazione del sottobacino idrografico del Rio Abbafritta

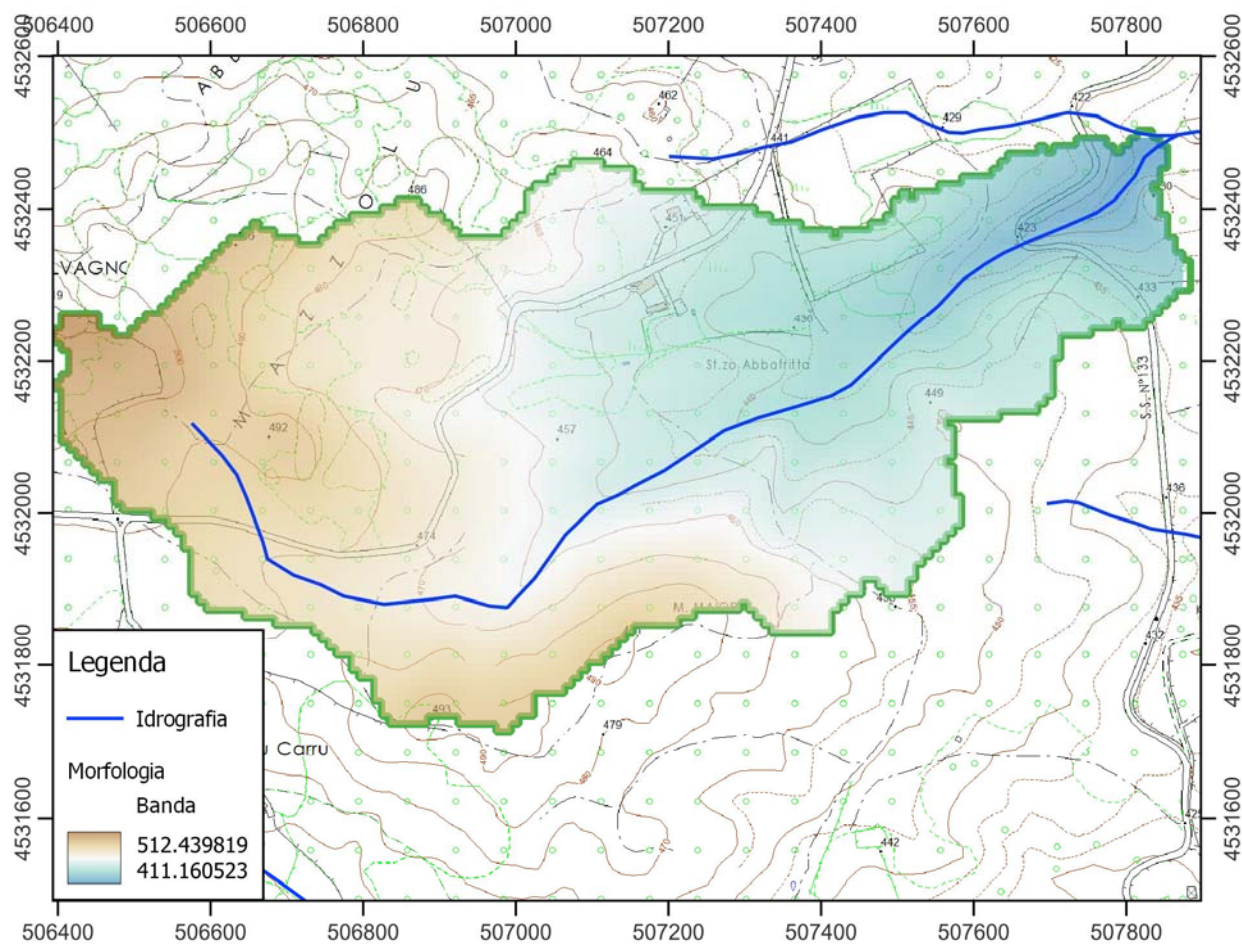


Figura 2.6: morfologia e idrografia superficiale del bacino del Rio



2.6.1 Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell'impluvio minore in studio

Il sottobacino oggetto dell'analisi geomorfologica che interessa il progetto presenta le principali caratteristiche geomorfologiche riassunte qui di seguito:

Parametri	Simbolo	Valore	[U.M.]
Bacino			
Superficie	S	0.689	Kmq
Perimetro	P	5.362	Km
Altezza massima	Hmax	512.440	m
Altezza minima	Ho	411.161	m
Altezza media	Hm	461.764	m
Pendenza media	i _{versante}	0.066	m/m
Pendenza media	i _{versante}	6.603	%
Indice di forma di Horton	H _f	0.2580	adimensionale
Indice di circolarità	R _c	0.3011	adimensionale
Indice di compattezza di Gravelius	R _u	1.8223	adimensionale
Indice di allungamento	R _a	0.5731	adimensionale
Asta			
Lunghezza	L	1.634	Km
Pendenza media	im	0.048	m/m
Pendenza media	im	4.832	%

2.6.2 Risultati dell'analisi idrologica di dettaglio

Metodologia utilizzata	Metodo indiretto TCEV		
Dati di input	Simbolo	Valore	[U.M.]
Tempo di corrivazione	Tp = Tc	0.668	Ore [Metodo SCS]
Superficie del bacino	S	0.689	Kmq
Sottozona omogenea	SZO	2	
Pioggia indice giornaliera	μg	70	mm
Coefficiente di riduzione areale	ARF	0.960	
Curve number	CN II	71.237	
Curve number	CN III	85.067	
Fattore di ritenzione iniziale	fs	44.589	mm
Capacità di massimo assorbimento del bacino	Ia	8.918	

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

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.668	3.903	4.927	5.998	7.486
Ventura	0.480	3.732	4.688	5.691	7.099
Giandotti*	1.014	3.937	4.995	6.102	7.624
Viparelli	0.454	3.690	4.631	5.619	7.009
Pasini	0.511	3.774	4.745	5.763	7.189
VAPI	2.750	2.776	3.411	4.062	4.941

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

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.668	3.948	4.956	6.047	7.571
Ventura	0.480	3.818	4.777	5.824	7.311
Giandotti*	1.014	3.910	4.960	6.058	7.568
Viparelli	0.454	3.783	4.730	5.767	7.244
Pasini	0.511	3.852	4.822	5.880	7.377
VAPI	2.750	2.766	3.398	4.047	4.922



Portate derivanti dall’ analisi di sensitività da cui si è scartata la formula del Giandotti* valida solo per bacino superiori ai 60 kmq e non adatta a descrivere piccoli e piccolissimi bacini con superfici inferiori al kmq come quello in studio:

Tempo ritorno	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata progetto	Contributo Unitario
[anni]	a1	n1	a2	n2	[mm]	[mm]	[mm]		[m³/s]	[m³/s]
50	23.2228	0.3853	2.2881	-0.0141	43.279	41.547	13.787	0.332	3.948	5.73
100	23.2228	0.3853	2.6160	-0.0155	48.612	46.666	17.306	0.371	4.956	7.19
200	23.2228	0.3853	2.9438	-0.0168	54.090	51.924	21.115	0.407	6.047	8.78
500	23.2228	0.3853	3.3771	-0.0186	61.382	58.925	26.436	0.449	7.571	10.99

Pioggia Lorda ' = Pioggia Lorda x ARF

2.7 Individuazione del sottobacino idrografico del 104025_FIUME_108053

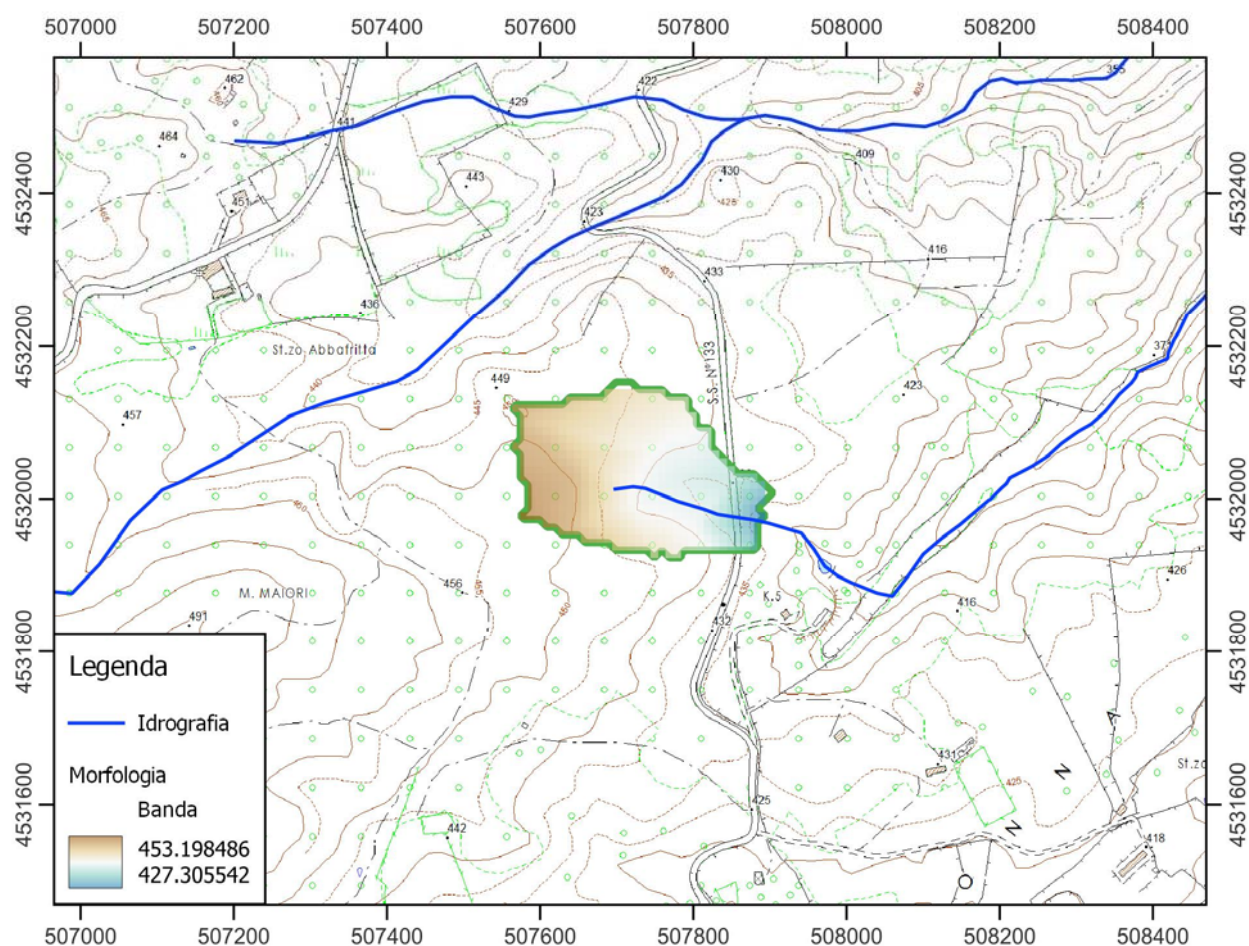


Figura 2.7: morfologia e idrografia superficiale del bacino del 104025_FIUME_108053



2.7.1 Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell'impluvio minore in studio

Il sottobacino oggetto dell'analisi geomorfologica che interessa il progetto presenta le principali caratteristiche geomorfologiche riassunte qui di seguito:

Parametri	Simbolo	Valore	[U.M.]
Bacino			
Superficie	S	0.054	Kmq
Perimetro	P	1.036	Km
Altezza massima	Hmax	453.198	m
Altezza minima	Ho	427.306	m
Altezza media	Hm	443.011	m
Pendenza media	$\bar{I}_{versante}$	0.045	m/m
Pendenza media	$\bar{I}_{versante}$	4.465	%
Indice di forma di Horton	H _f	1.400	adimensionale
Indice di circolarità	R _c	0.631	adimensionale
Indice di compattezza di Gravelius	R _u	1.259	adimensionale
Indice di allungamento	R _a	1.335	adimensionale
Asta			
Lunghezza	L	0.196	Km
Pendenza media	im	0.074	m/m
Pendenza media	im	7.370	%

2.7.2 Risultati dell'analisi idrologica di dettaglio

Metodologia utilizzata	Metodo indiretto TCEV		
Dati di input	Simbolo	Valore	[U.M.]
Tempo di corrivazione	Tp = Tc	0.143	Ore [Metodo SCS]
Superficie del bacino	S	0.054	Kmq
Sottozona omogenea	SZO	2	
Pioggia indice giornaliera	μg	70	mm
Coefficiente di riduzione areale	ARF	0.980	
Curve number	CN II	73.000	
Curve number	CN III	86.147	
Fattore di ritenzione iniziale	fs	40.846	mm
Capacità di massimo assorbimento del bacino	Ia	8.169	

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

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.143	0.225	0.272	0.322	0.397
Ventura	0.109	0.179	0.215	0.254	0.314
Giandotti*	0.386	0.332	0.411	0.492	0.607
Viparelli	0.055	0.055	0.066	0.078	0.102
Pasini	0.087	0.139	0.166	0.196	0.245
VAPI	1.335	0.311	0.387	0.466	0.573

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.143	0.245	0.298	0.359	0.453
Ventura	0.109	0.200	0.243	0.293	0.374
Giandotti*	0.386	0.342	0.422	0.509	0.632
Viparelli	0.055	0.073	0.089	0.111	0.153
Pasini	0.087	0.161	0.194	0.236	0.305
VAPI	1.335	0.309	0.385	0.463	0.570



Portate derivanti dall’ analisi di sensitività da cui si è scartata la formula del Giandotti* valida solo per bacino superiori ai 60 kmq e non adatta a descrivere piccoli e piccolissimi bacini con superfici inferiori al kmq come quello in studio:

Tempo ritorno	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda ‘	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata progetto	Contributo Unitario
[anni]	a1	n1	a2	n2	[mm]	[mm]	[mm]		[m³/s]	[m³/s]
50	23.2228	0.3853	2.2881	0.1239	19.771	19.216	2.352	0.122	0.245	4.55
100	23.2228	0.3853	2.6052	0.1576	21.085	20.493	2.856	0.139	0.298	5.53
200	23.2228	0.3853	2.9308	0.1849	22.496	21.865	3.439	0.157	0.359	6.66
500	23.2228	0.3853	3.3613	0.2111	24.521	23.832	4.342	0.182	0.453	8.41

Pioggia Lorda ‘ = Pioggia Lorda x ARF

2.8 Analisi idraulica in moto permanente

Criteri generali

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

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

Sono state quindi determinate:

le sagome delle sezioni trasversali e relative dimensioni geometriche;

la pendenza longitudinale del fondo;

la sequenza planimetrica delle sezioni trasversali;

il valore della scabrezza del fondo, delle sponde e delle aree esondabili;

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

Breve descrizione del programma di calcolo: modulo di moto permanente

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

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

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

che stabilisce che l’energia totale in una data sezione, lungo il tratto in analisi, è data dalla somma dell’energia potenziale e dall’energia cinetica. Le perdite valutate sono quelle per attrito (equazione di Manning) e quelle causate dalla contrazione e espansioni delle sezioni (tramite un coefficiente che moltiplica la variazione dell’energia cinetica).

L’equazione della quantità di moto è utilizzata nei punti dove il profilo del pelo libero subisce brusche variazioni; questo si verifica in condizioni di regime misto, nei punti di passaggio da corrente veloce a corrente lenta (risalti idraulici), oppure in corrispondenza di ponti o delle confluenze di più rami di una rete. Si possono effettuare analisi di più configurazioni geometriche contemporaneamente; calcoli di più profili; analisi idrauliche in corrispondenza di punti singolari quali ponti, sottopassi ad aperture multiple e manufatti con paratoie.



Comune di Tempio Pausania

Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio – strada provinciale
per Aglientu –PIA SS 17-19 “Alta Gallura” LOTTO 1, LOTTO 2-Tratto 2, LOTTO 4
Procedimento per il rilascio del P.A.U. R.

Riscontro alle richieste di integrazioni ad esito della CdS istruttoria del 14.03.2023

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

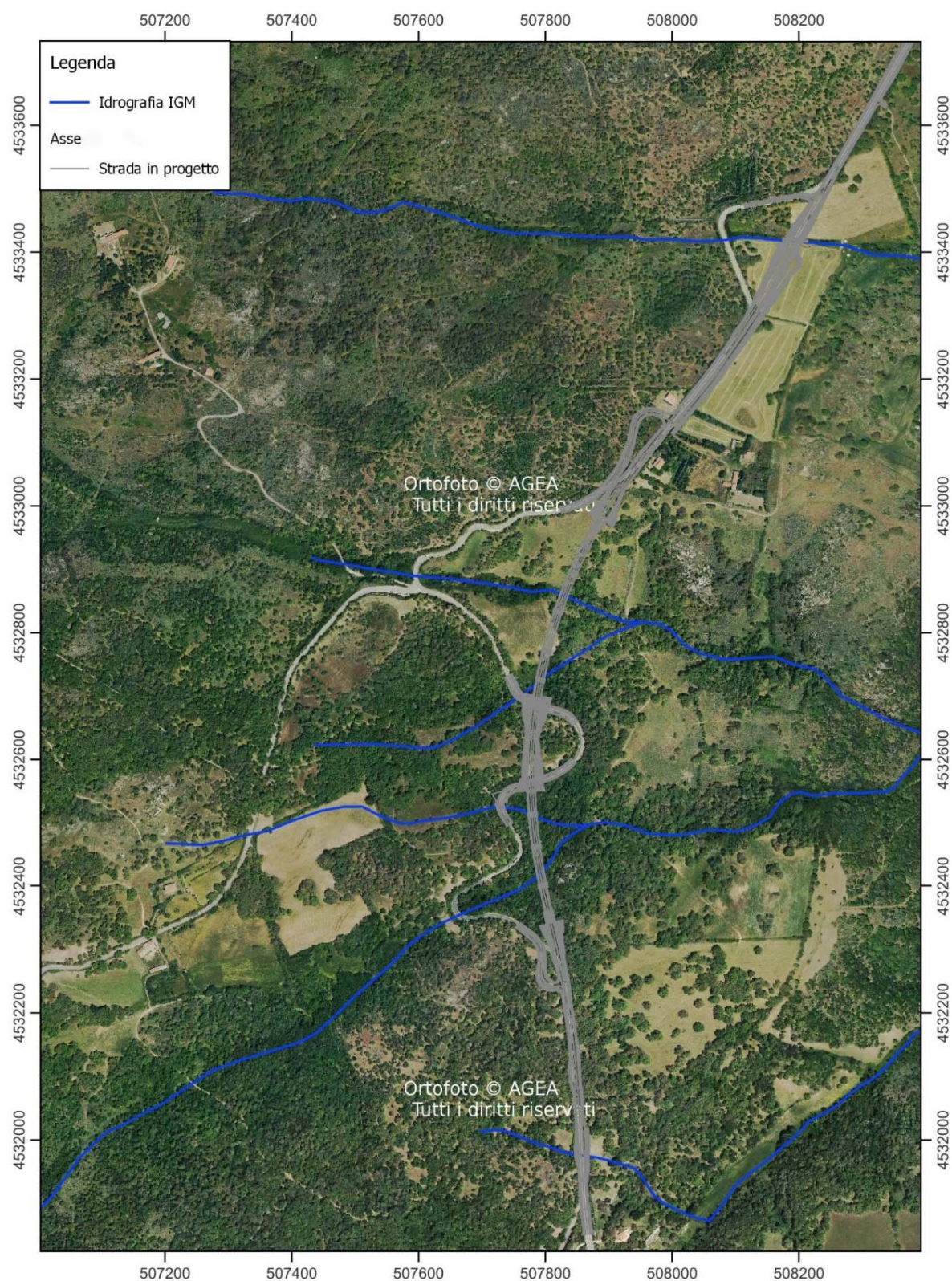


Figure 2.4: area in studio



2.8.1 Portate utilizzate per la modellazione idraulica

Le portate utilizzate per la simulazione idraulica per i diversi tempi di ritorno per quanto illustrato nei paragrafi precedenti sono quelle riportate nella tabella sottostante. Per i soli bacini minori non analizzati dal PAI, visto il minimo incremento a favore di sicurezza, le analisi sulla modellazione vengono svolte con la portata maggiore.

Si ribadisce che per i tratti oggetto di analisi idraulica perimetrati dal PAI si sono utilizzate le portate determinate nell’ambito dello “*Studio di compatibilità idraulica dell’intero territorio comunale ai sensi dell’art. 8 c. 2 delle Norme di Attuazione (N.A.) del P.A.I. previgenti al DPGR n.35 del 27.04.2018*” del comune di Tempio Pausania approvate con Deliberazione n. 6 del 26.02.2020 del Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino Regionale:

Fiume	Tratto	Sezione Hec-Ras	Superficie totale	Portata Tr 50 anni	Portata Tr 100 anni	Portata Tr 200 anni	Portata Tr 500 anni
			[Km ²]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
FIUME_93122	Tratto_valle	301	PAI VIGENTE	5.58	6.19	6.8	7.62
Affi_DX	Tratto_valle	304.927	0.08	0.509	0.633	0.767	0.954
Riu_tuortu	Tratto_monte	347.464	PAI VIGENTE	22.22	25.08	27.89	31.64
Abba Fritta	Tratto_monte	397.402	0,689	3.948	4.956	6.047	7.571
Abba Fritta	Tratto_valle	106.051	0.791	4.74	5.922	7.198	8.978
Affi_sx	tratto_valle	165.604	0.10	0.792	0.966	1.151	1.407
FIUME_108053	Tratto_valle	320	0.05	0.342	0.422	0.509	0.632
RIU BATTINU	LOTTO 1	412.34	PAI VIGENTE	15.95	17.6	19.23	21.46
RIU CONCA	LOTTO 2	442.64	PAI VIGENTE	41.02	45.56	50.02	56.06

Figure 2.5: portate utilizzate per le simulazioni idrauliche

2.8.2 Risultati delle simulazioni idrauliche stato attuale

I risultati delle simulazioni idrauliche per i 4 tempi di ritorno dei 50, dei 100 dei 200 e dei 500 sono illustrati nel dettaglio nell’allegato 5.3 (STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA ALLEGATI RISULTATI MODELLAZIONE ANTE E POST) al presente progetto in termini di risultati tabellari , sezioni e profili di moto permanente.



3 LOTTO 1 - DESCRIZIONE INTERVENTI IDRAULICI

3.1 Fosso Rio Battinu in corrispondenza al Km 0+570.50

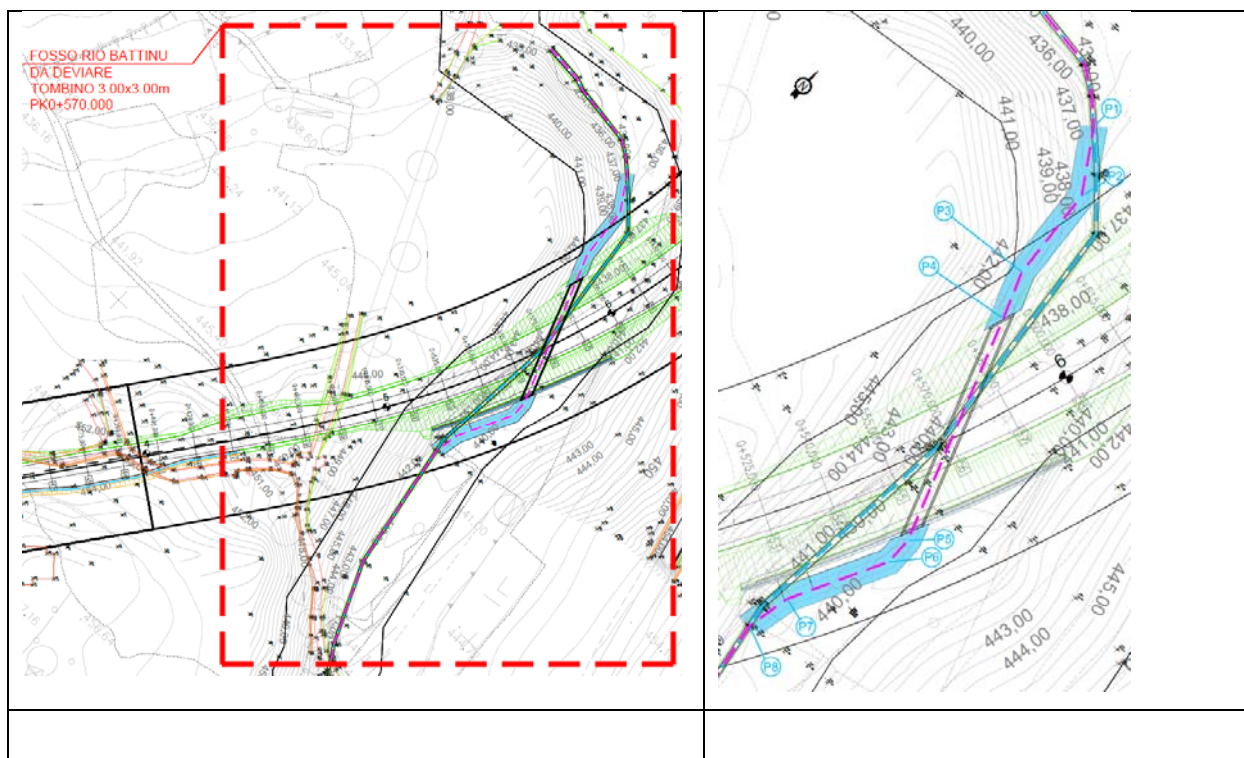
In corrispondenza del nuovo rilevato stradale previsto nel Progetto Esecutivo esiste l'interferenza con il Rio Battinu, tratto di monte, che nasce come bacino, sotto l'abitato di Tempio Pausania.

Tale Rio è studiato dal PAI che determina la portata dell'evento di piena peggiore con $Q_{Tr200}=19.23 \text{ mc/s}$ e che è stato preso a base della analisi idrauliche della modellazione Hec Ras.

Per consentire un corretto attraversamento del rilevato in progetto, rispetto all'attuale andamento dell'alveo, oltre all'opera di sottopasso idraulico caratterizzata da un tombino scatolare $3.0 \times 3.0 \text{ m}$ si prevede una regolarizzazione dell'andamento planoaltimetrico dell'alveo a monte e a valle per accompagnare il deflusso nello scatolare e raccordarsi poi all'alveo naturale.

Le verifiche svolte con modellazione Hec Ras soddisfano e confermano la capacità idraulica dello scatolare $3.0 \times 3.0 \text{ m}$ mentre i raccordi d'alveo prevedono la risagomatura dei tratti monte e valle con sezione trapezia, $B=3.0 \text{ m}$, $H=1.0$, sponde $1/1$ non rivestite.

È stato redatto uno specifico elaborato illustrativo della situazione mentre nelle relazioni di compatibilità idraulica ed i suoi allegati si sviluppano le verifiche ex ante ed ex post.

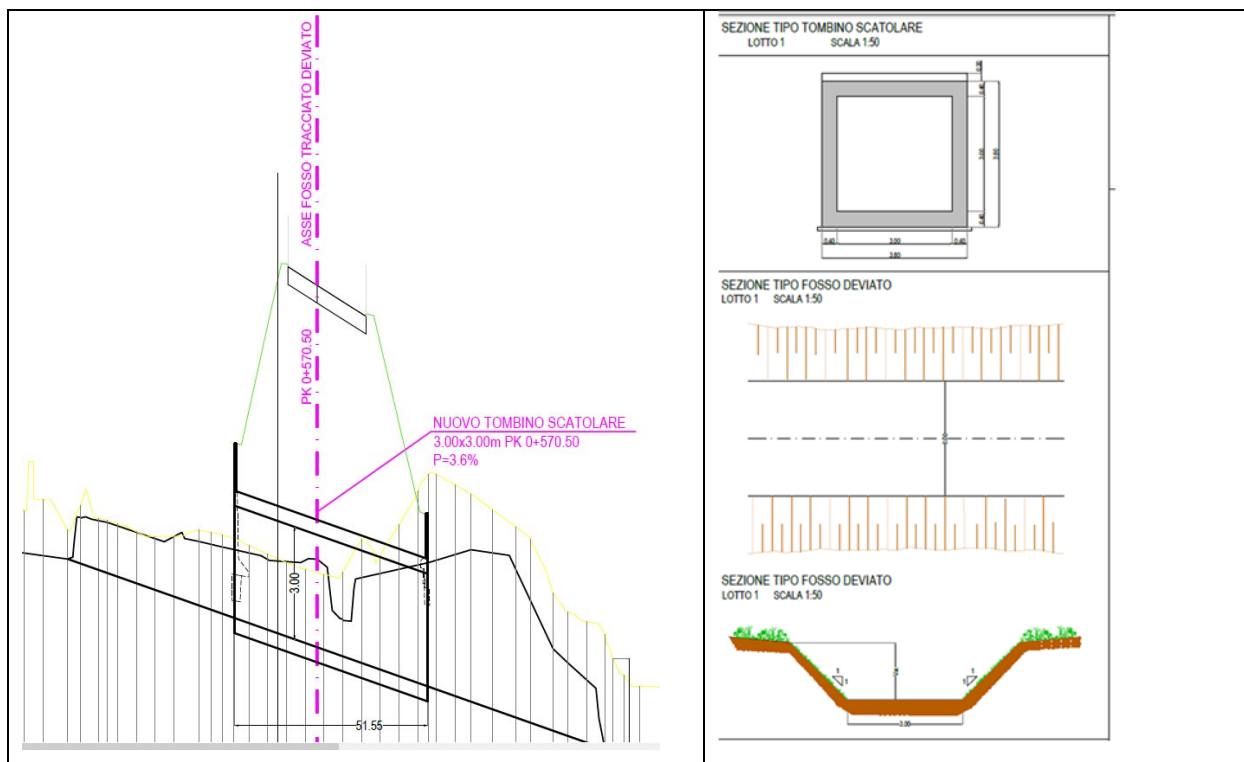




Comune di Tempio Pausania

Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio – strada provinciale
per Aglientu –PIA SS 17-19 “Alta Gallura” LOTTO 1, LOTTO 2-Tratto 2, LOTTO 4
Procedimento per il rilascio del P.A.U. R.

Riscontro alle richieste di integrazioni ad esito della CdS istruttoria del 14.03.2023

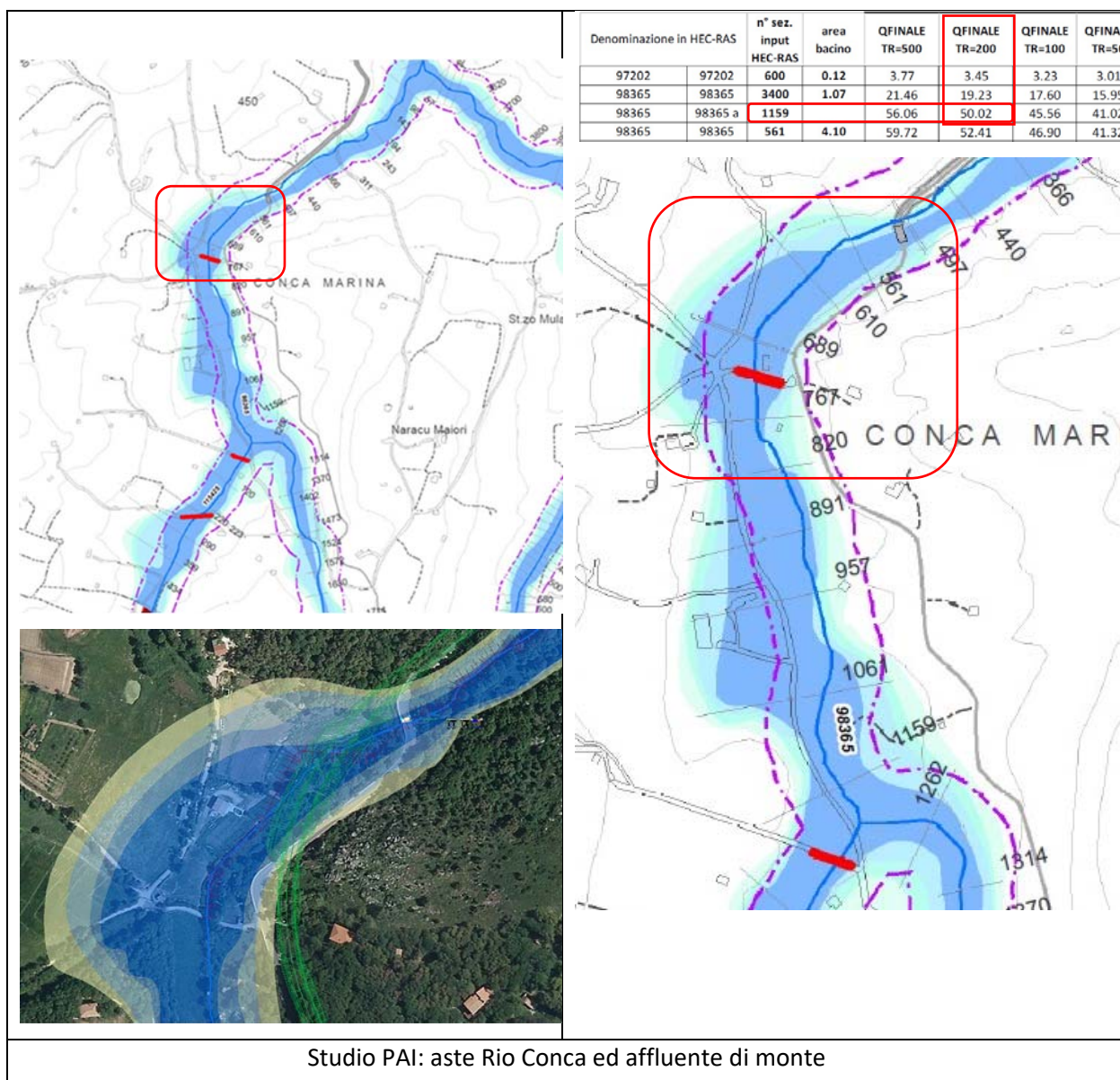


**4 LOTTO 2 – DESCRIZIONE INTERVENTI IDRAULICI: INTEGRAZIONI AL P.E. CONSEGNATO****4.1 Fosso Rio Conca in corrispondenza del Km 1+284.95**

In rispondenza all'integrazione di analisi richieste dalle Osservazioni fatte dal Genio Civile, è stato rilevato il ponticello posto sulla attuale viabilità, subito a valle dell'attraversamento previsto ed inserito nella modellazione in moto permanente.

Si è considerato lo studio PAI e le sue risultanze per cui, come risulta dalla tabella delle portate nelle varie sezioni di chiusura analizzate, subito a monte dell'attraversamento previsto e per Tr200, è stata valutata una portata pari a $Q_{Tr200}=50$ mc/s.

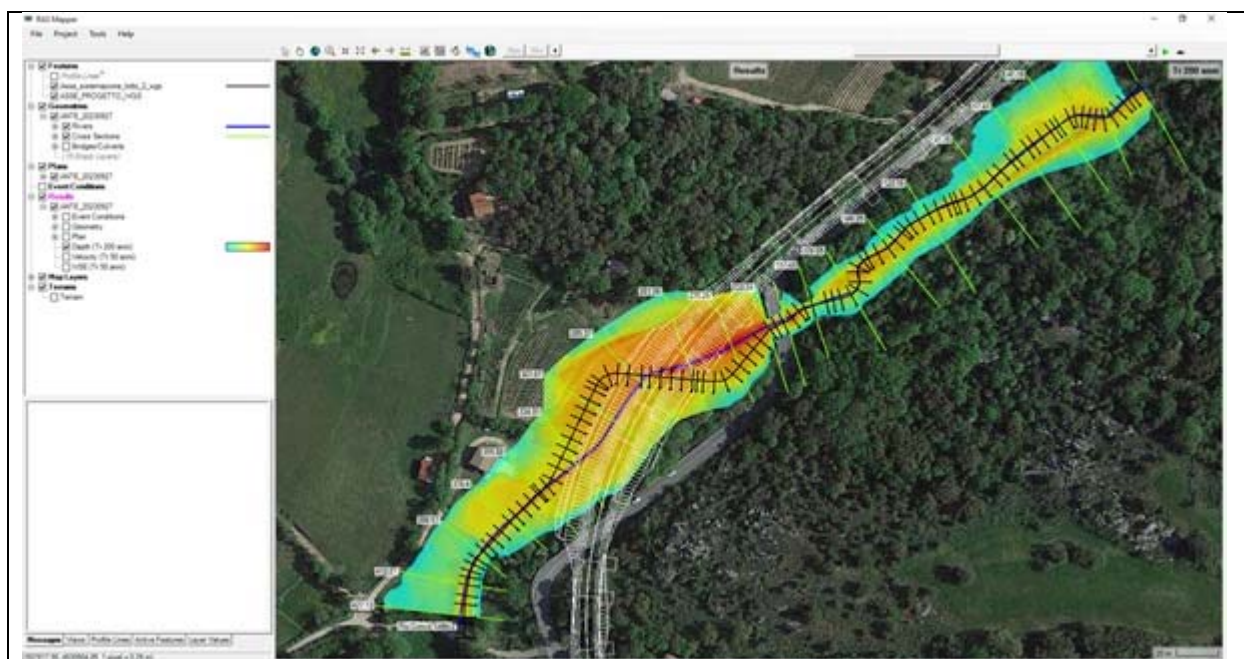
Le risultanze PAI sono riportate nel seguito:





Il presente studio idraulico di compatibilità idraulica considera tale portata ed analizza la modellazione in moto permanente con Hec Ras inserendo le opere esistenti a valle, così come rilevate, che costituiscono sezioni critiche.

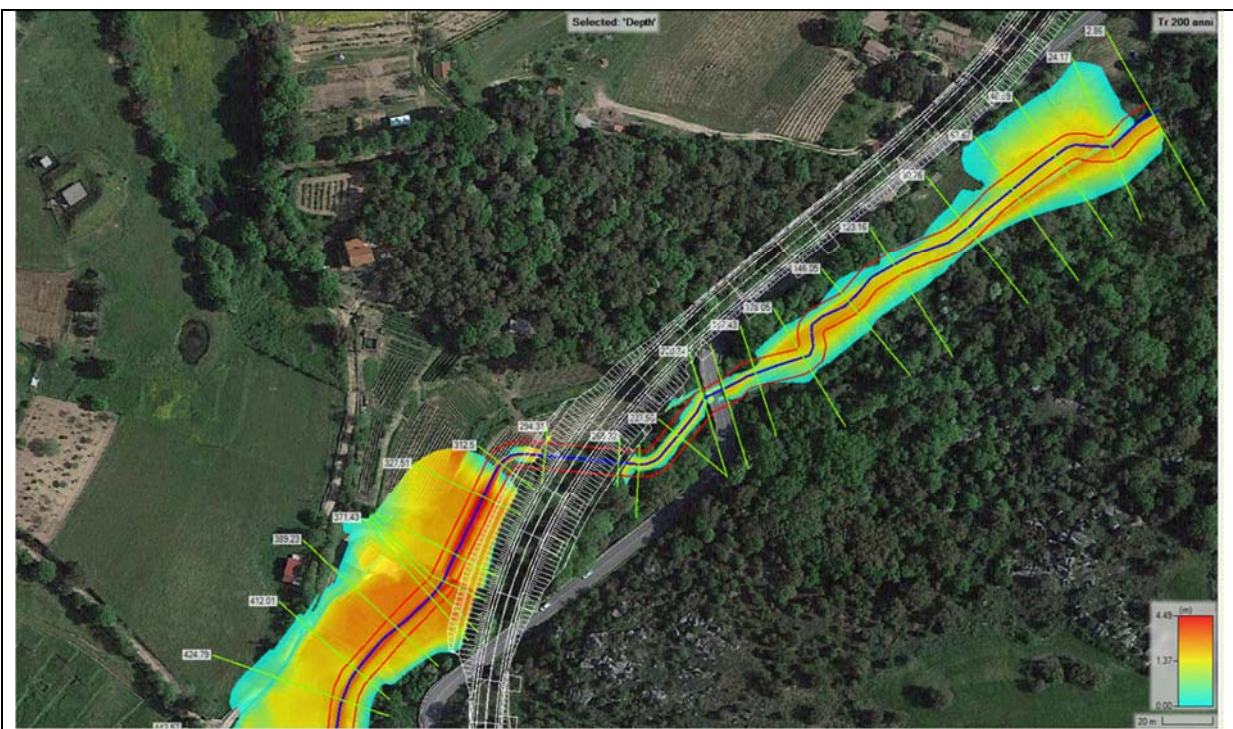
Come si evidenzia dallo studio, l’analisi ex ante già mette in luce le criticità al deflusso di tale portata (*forse troppo sovrastimata nelle analisi PAI*) per cui il primo ponticello di valle (Rilievo Sottopasso 8) risulta rigurgitato e crea un rialzo dei livelli a monte che inevitabilmente coinvolgono e condizionano anche l’opera di attraversamento nuova, prevista per il rilevato stradale di progetto.



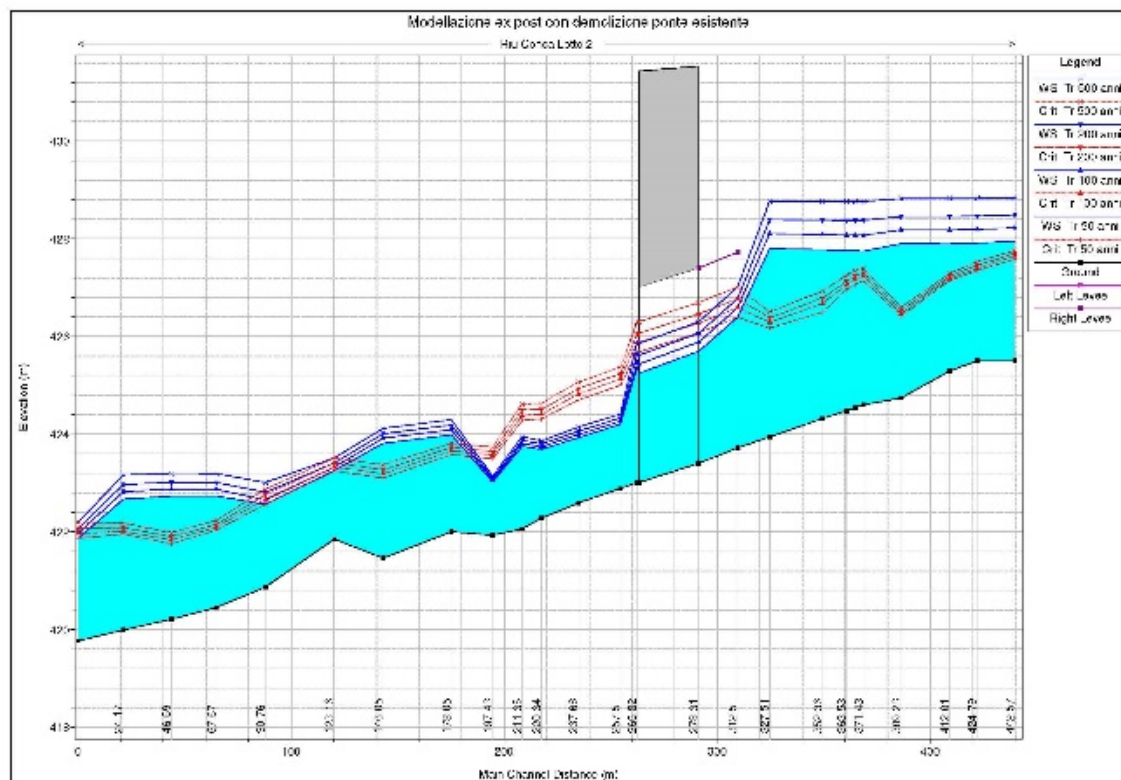
Analisi ex ante con portata PAI QTr200=50 mc/s e modellazione ponticello a valle

Ne consegue che l’attraversamento in progetto, a prescindere dalla sezione idraulica dell’opera, risente fortemente dei livelli a valle rigurgitati dal ponticello esistente.

Si è considerata quindi la possibilità di eliminare tale ponticello con conseguente riduzione dei livelli a monte, e quindi delle aree esondate, a prescindere dalla realizzazione della infrastruttura, come illustrato nel seguito:



Risultato analisi Hec Ras: area esondazione senza ponticello a valle e senza infrastruttura



Risultato analisi Hec Ras: profilo senza ponticello a valle e senza infrastruttura



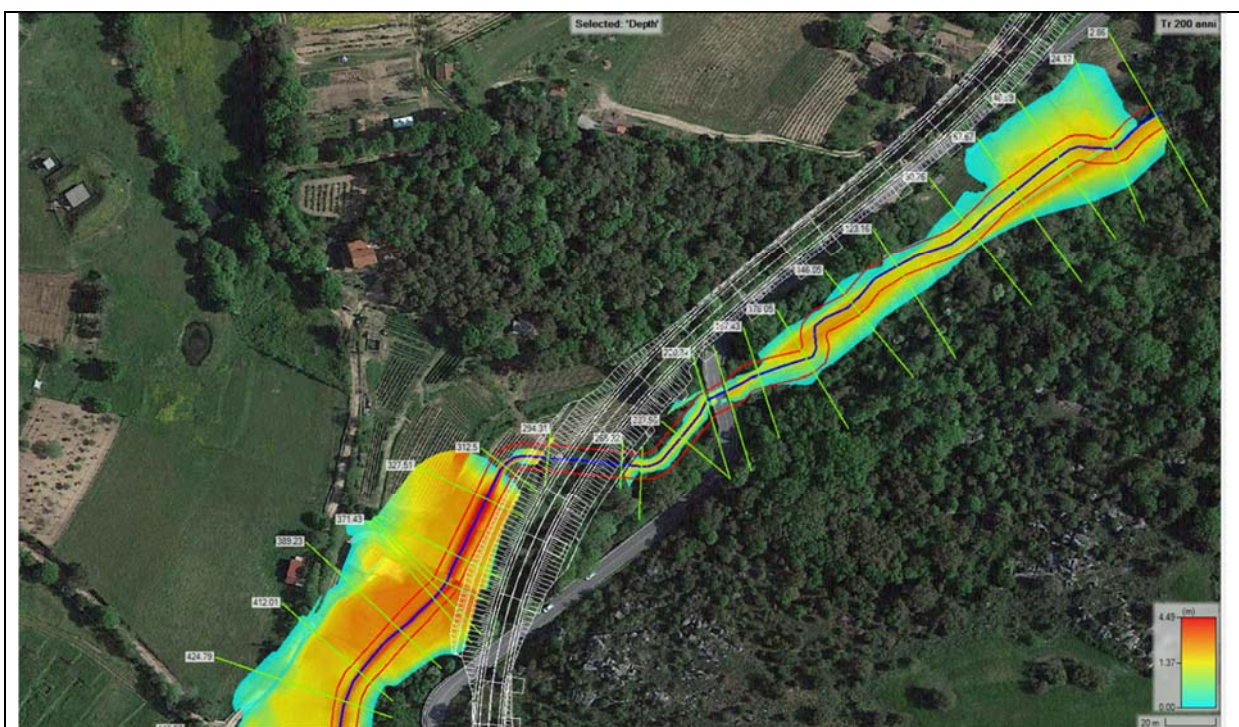
Con l’infrastruttura prevista si è verificata la possibilità di inserire un ponticello scatolare, con dimensioni utili 3.0x4.0 m che risolve il deflusso, insieme alla inalveazione con sezione trapezia del tratto oggetto di deviazione, garantendo all’interno dello scatolare un franco di 1/3 almeno della altezza utile con la portata Tr200..

Resta comunque una zona esondata in sx idraulica a monte, a prescindere dalla realizzazione della nuova infrastruttura stradale e dell’attraversamento in scatolare, legata alla notevole portata stimata nel PAI ed alla naturale morfologia dei luoghi.

A protezione della deviazione a monte ed in approccio allo scatolare, le sponde dell’alveo regolarizzato in materassi si raccordano gradualmente con gabbioni di pietrame alla sagoma rettangolare dello scatolare stesso mentre ovunque i livelli di invaso sono contenuti sotto alla quota testa dei muri di sottoscarpa previsti per il rilevato stradale.

A valle dello scatolare i livelli idrici scendono e la sezione trapezia, sempre rivestita in materassi, garantisce il corretto deflusso della piena Tr200 senza interagire con il nuovo rilevato stradale, su cui comunque si prevede una protezione al piede per circa 1.0 di spessore con materassi per l’intero sviluppo del parallelismo.

La zona inalveata prosegue quindi fin oltre il ponticello demolito per raccordarsi all’alveo naturale del Rio Conca, laddove i livelli idrici non interferiscono più con il nuovo rilevato stradale.



Risultato analisi Hec Ras: mappa esondazioni: con ponticello demolito e tombino scatolare 3x4 m



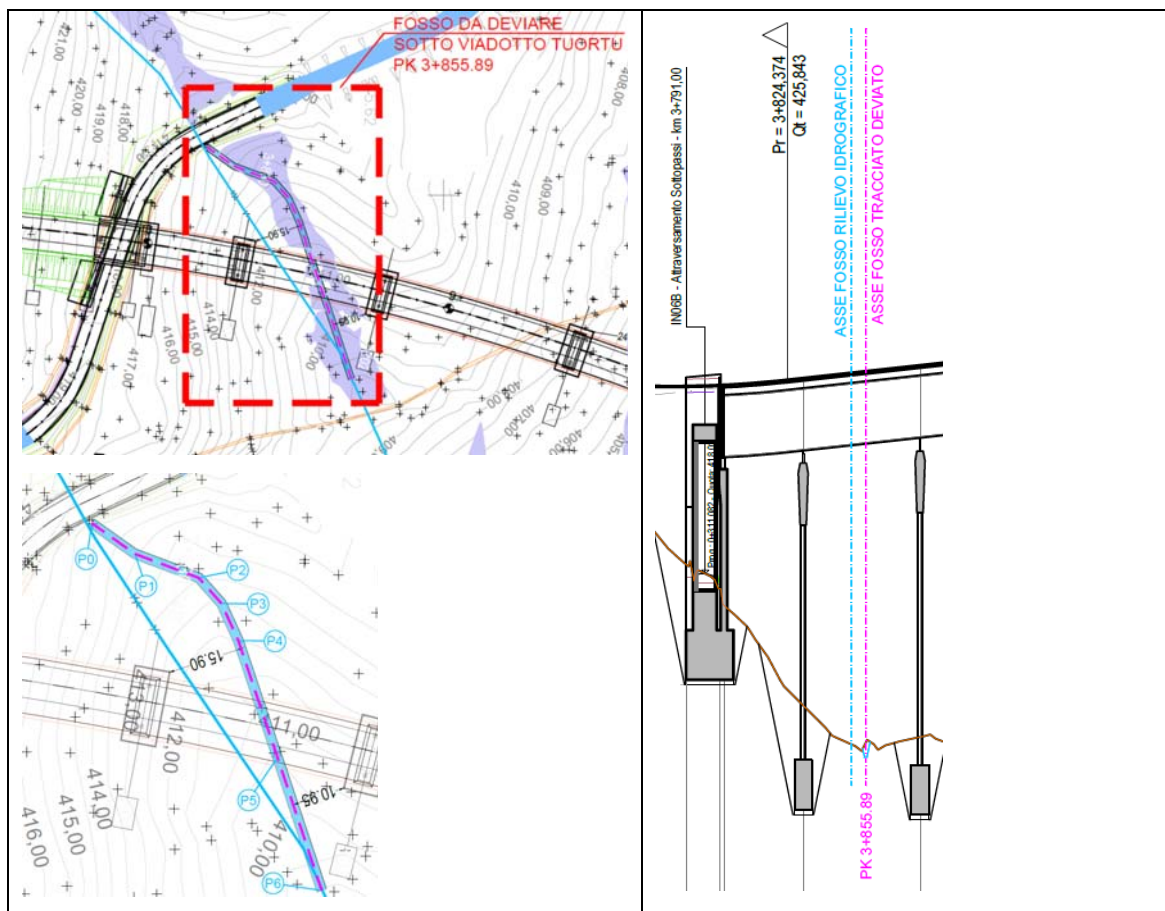
5 LOTTO 4 – DESCRIZIONE INTERVENTI IDRAULICI

5.1 Fossi in corrispondenza Viadotti Abba (km. 3+635.00) e Rio Tuorto (km.3+855.89)

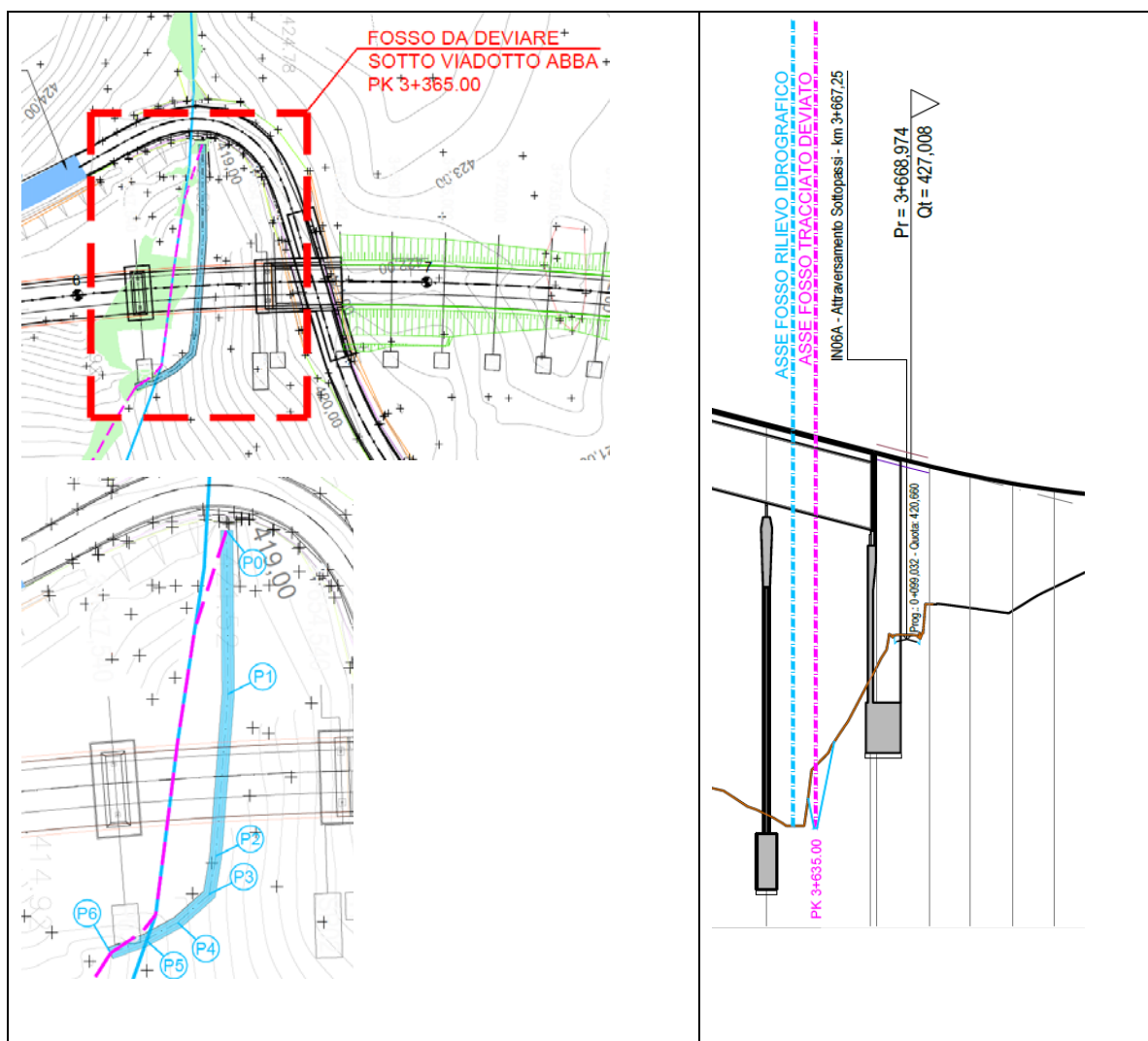
In corrispondenza dei due viadotti principali sono presenti due aste fluviali principali studiate nel PAI: dalle analisi idrauliche di rischio idraulico ed interferenza con le aree di esondazione relative alla portata Tr200 si è verificata la non interferenza con le pile centrali dei Viadotti.

Esistono due fossi minori non censiti nel PAI ma presenti nel reticolo idrografico IGM che percorrono gli stessi impluvi. Per loro si è svolta una analisi idrologica per la valutazione delle portate con Tr200 in relazione al bacino sotteso ed alle piogge elaborate ed in base alla reale asta di percorso sul rilievo di dettaglio eseguito.

Sia per il V.Abba che per il Rio Tuorto, si prevede per tali fossi una deviazione di tracciato: la modellazione di esondazione in Hec Ras dimostra infatti che con la Tr200 l'attuale tracciato andrebbe a toccare marginalmente le pile e interferirebbe anche con le sezioni di scavo delle relative fondazioni, per cui si effettua una locale deviazione con regolarizzazione di alveo ($B=1.0m$ $h=1.0m$ sponde 1/1 non rivestite) lasciato comunque in terra. Subito a valle del viadotto i tracciati deviati sono riportati sul percorso naturale. Sono stati redatti due specifici elaborati illustrativi della situazione mentre nelle relazioni di compatibilità idraulica ed i suoi allegati si sviluppano le verifiche ex ante ed ex post.



Viadotto Abba (km. 3+635.00)



Viadotto Rio Tuorto (km.3+855.89)

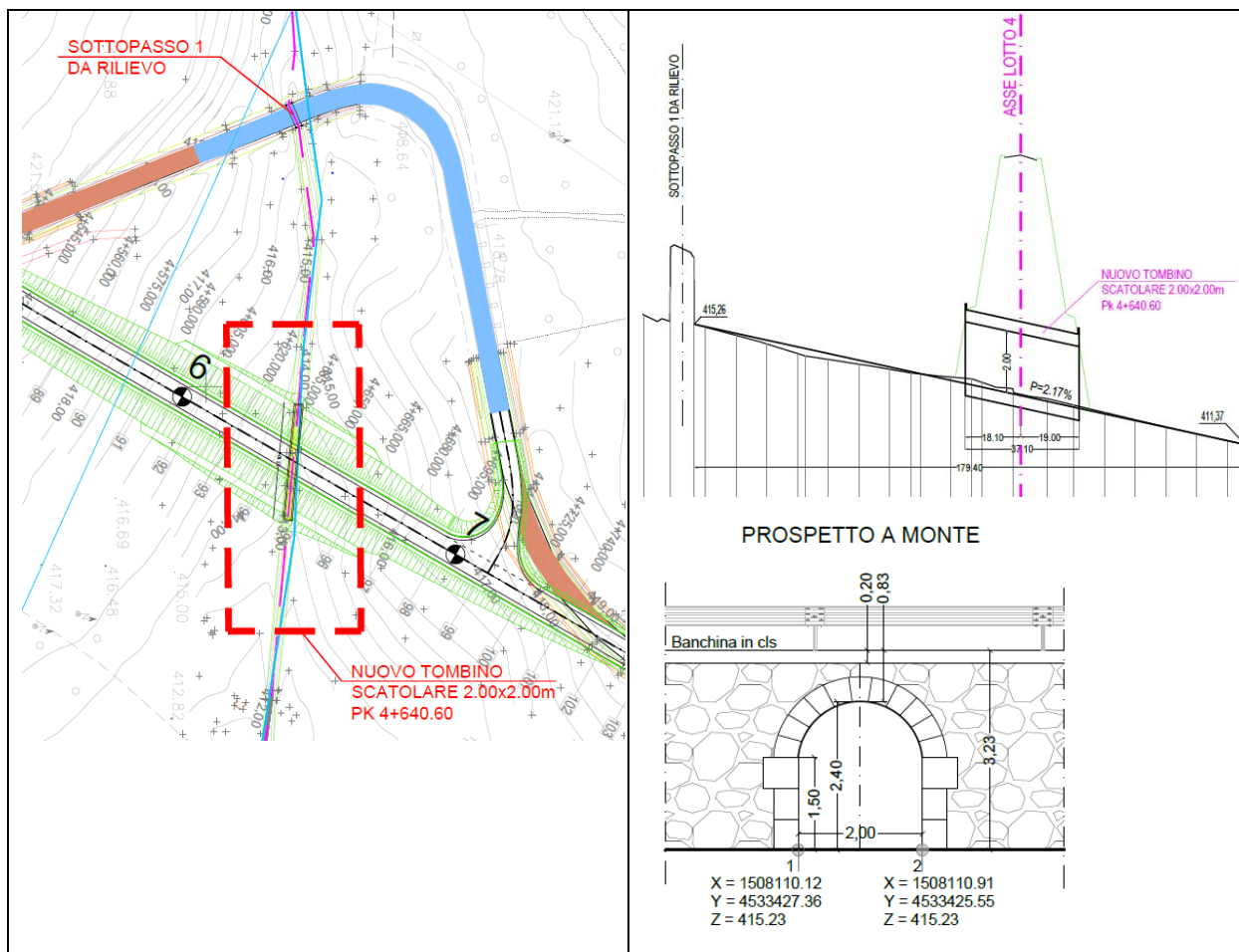
5.2 Fosso in corrispondenza del Tombino scatolare alla Km.4+640.60

In corrispondenza di tale tratto stradale è presente un'asta fluviale principale, studiata nel PAI e perimetrata in HI4: dalle analisi idrauliche in moto permanente in Hec Ras con $Q_{Tr200} = 6.8$ mc/s, si è verificata la sufficienza idraulica del previsto tombino scatolare 2.0x2.0 m.

La modellazione è stata estesa anche al ponticello presente a monte che è stato oggetto di rilievo ed inserito nell'analisi in moto permanente.

Non si richiedono particolari inalveazioni a monte e valle.

È stato redatto uno specifico elaborato illustrativo della situazione mentre nelle relazioni di compatibilità idraulica ed i suoi allegati si sviluppano le verifiche ex ante ed ex post.



5.3 Fosso in corrispondenza del Ponticello esistente alla Km. 3+082: da prolungare

In corrispondenza di tale tratto stradale esistente è presente un'asta fluviale secondaria che attraversa il rilevato stradale esistente mediante un ponticello oggetto di rilievo e caratterizzato dalla sezione scatolare base (B=1.0 m H=2.40m) con calotta.

Tale fosso non è studiato nel PAI ma è presente nel reticolo idrografico IGM: dalle analisi idrauliche in moto permanente in Hec Ras, si è verificata la sufficienza idraulica del tombino attuale per la portata Tr200 calcolata in base al piccolo bacino sotteso e pari a $Q_{tr}=0.5$ mc/s

Il suo prolungamento prevede un tratto di nuovo scatolare a monte e un tratto a valle : per accompagnare meglio l'ingresso del fosso allo scatolare, ora troppo diagonale, si modifica localmente l'asse dell'alveo di monte e si raccordano le quote prevedendo un gabbione di salto subito a monte dell'imbocco di monte.

Per il prolungamento si cerca di ottimizzare le pendenze tra il manufatto esistente ed i nuovi tratti che comunque presentano maggiore pendenza.



È stato redatto uno specifico elaborato illustrativo della situazione mentre nelle relazioni di compatibilità idraulica ed i suoi allegati si sviluppano le verifiche ex ante ed ex post.

