



**COMUNE DI SINNAI**  
PROVINCIA DI CAGLIARI



## STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

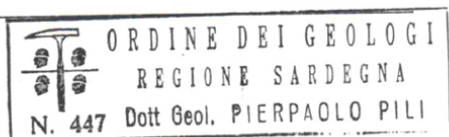
VARIANTE DEL PIANO DI EDILIZIA ECONOMICA E POPOLARE "SA PIRA"

RELAZIONE

DATA:

COMMITTENTE  
COMUNE DI SINNAI

I TECNICI  
DOTT. GEOL. PIERPAOLO PILI

  
ORDINE DEI GEOLOGI  
REGIONE SARDEGNA  
N. 447 Dott. Geol. PIERPAOLO PILI

ING. GIACOMO CARRUS



ORDINE INGEGNERI  
PROVINCIA DI CAGLIARI  
Dott. Ing. GIACOMO CARRUS  
N. 5765



## **COMUNE DI SINNAI**

**STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA**

**AI SENSI DELL'ART. 8 COMMA 2 DELLE NA DEL PAI**

**PROGETTO DI VARIANTE ALLA LOTTIZZAZIONE "SA PIRA"**

## INDICE

PREMESSA .....	4
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....	5
INQUADRAMENTO PROGETTUALE.....	6
CARATTERI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI .....	11
Assetto geologico di inquadramento .....	11
Depositi olocenici .....	11
Successione sedimentaria Oligo-Miocenica .....	12
Situazione litostratigrafica locale con definizione ed origine dei litotipi, loro stato di alterazione e fratturazione e della loro degradabilità.....	14
Lineamenti geomorfologici, processi morfologici, dissesti in atto e potenziali che possono interferire con l’opera da realizzare e loro tendenza evolutiva. ....	14
PERIMETRAZIONE DI AREE DI PERICOLOSITÀ IDRAULICA NEI PIANI DI SETTORE .....	17
Funzionamento idraulico.....	17
Il bacino idrografico .....	18
Analisi idrologica. ....	20
Metodo Razionale.....	21
Valutazione del tempo di corrivazione. ....	23
Valutazione del coefficiente ARF.....	26
Altezze di pioggia. ....	26
Valutazione del coefficiente di deflusso $\Phi$ .....	32
Determinazione portate di piena.....	35
Portate di piena. ....	36

ANALISI IDRAULICA .....	37
Introduzione.....	37
Il codice di calcolo HEC RAS .....	37
Componenti idrauliche dell'analisi .....	38
I calcoli idraulici .....	39
Perdite di carico .....	40
Perdite per attrito.....	40
Perdite per contrazione ed espansione .....	41
Sezioni interpolate .....	43
Ponti ed attraversamenti in sezioni chiuse.....	43
Determinazione del profilo di moto permanente .....	44
Dati di input e risultati delle simulazioni.....	45
Sezioni trasversali .....	45
Valori di portata adottati .....	46
Condizioni al contorno.....	47
Risultati simulazione idraulica .....	47
Invarianza idraulica .....	71
Conclusioni.....	75

## **PREMESSA**

Nell'ambito del progetto di variante del piano di lottizzazione "Sa Pira" nel Comune di Sinnai, con incarico conferito ai sottoscritti Dott. Geol. Pierpaolo Pili e Ing. Giacomo Carrus, è stato realizzato il presente studio di compatibilità geologica e geotecnica.

Lo Studio di compatibilità idraulica è previsto dall'art. 8 comma 2 delle norme di attuazione del P.A.I. Sardegna che recita:

*“.....Indipendentemente dall'esistenza di aree perimetrare dal PAI, in sede di adozione di nuovi strumenti urbanistici anche di livello attuativo e di varianti generali agli strumenti urbanistici vigenti i Comuni tenuto conto delle prescrizioni contenute nei piani urbanistici provinciali e nel piano paesistico regionale relativamente a difesa del suolo, assetto idrogeologico, riduzione della pericolosità e del rischio idrogeologico assumono e valutano le indicazioni di appositi studi di compatibilità idraulica e geologica e geotecnica, predisposti in osservanza dei successivi articoli 24 e 25, riferiti a tutto il territorio comunale o alle sole aree interessate dagli atti proposti all'adozione.....”*

Lo studio di compatibilità idraulica ha lo scopo di :

- analizzare le relazioni tra le trasformazioni del territorio derivanti dalla realizzazione dell'intervento proposto e le condizioni dell'assetto idraulico e del dissesto idraulico attuale e potenziale dell'area interessata, anche studiando e quantificando le variazioni della permeabilità e della risposta idrologica della stessa area;
- verificare e dimostrare la coerenza del progetto con le previsioni e le norme del PAI;
- prevedere adeguate misure di mitigazione e compensazione all'eventuale incremento del pericolo e del rischio sostenibile associato agli interventi in progetto.

A tal fine, dovrà contenere l'analisi idrologica finalizzata alla definizione della piena di riferimento completa di caratterizzazione geopedologica del bacino sotteso dalla sezione di controllo, nonché l'analisi idraulica dell'asta fluviale e dell'area di allagamento compresa tra due sezioni caratterizzate da condizioni al contorno definibili.

Il presente studio è costituito pertanto da una prima parte in cui è riportata l'analisi idrologica che ha condotto alla determinazione delle portate di piena relative ai bacini ricadenti nell'area di

studio, da introdurre nella successiva analisi idraulica che porterà alla eventuale determinazione delle aree a pericolosità idraulica.

## **INQUADRAMENTO GEOGRAFICO**

Il comune di Sinnai appartiene amministrativamente alla Provincia di Cagliari, geograficamente ricade nel Campidano di Cagliari e confina con la regione geografica del Parteolla a nord, e con il Sarrabus a est. I collegamenti stradali sono assicurati da tre strade provinciali collegate a loro volta alle arterie statali S.S. 125, S.S. 554 e S.S. n.387. Tale rete viaria consente di raggiungere con relativa facilità l’abitato storico di Sinnai; esso è inoltre servito dalla linea ferroviaria del limitrofo comune di Settimo S. Pietro.

L’area interessata dal progetto è situata nella periferia nord occidentale del centro abitato, in un’area compresa tra le vie Raffaello e Caravaggio, entrambe le strade suddette chiudono il comparto e risultano essere dotate di servizi primari.

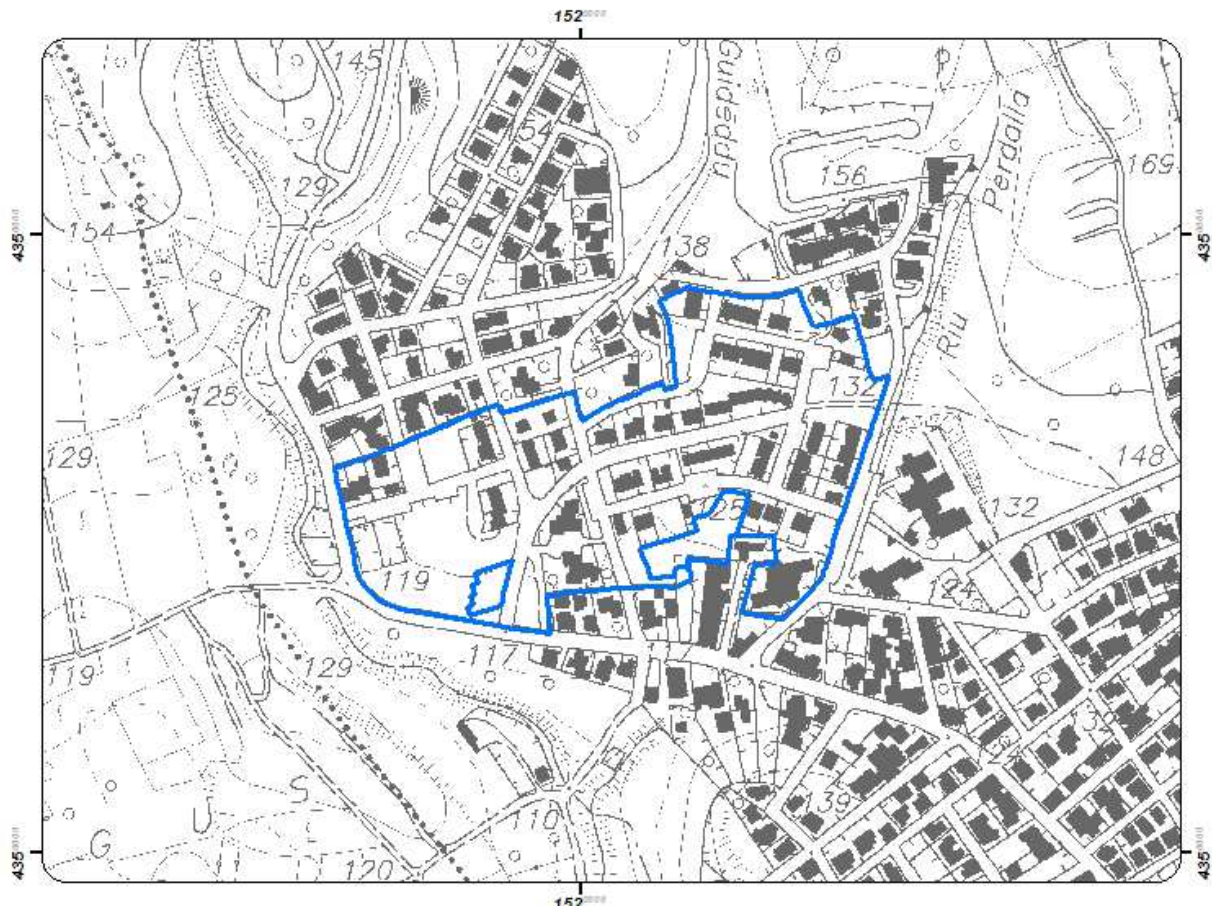


*Indicazione dell’area di progetto su base satellitare*

Con riferimento alla cartografia nazionale IGMI in scala 1:25.000 l’area è ricompresa nel Foglio 557 Sez. I “Sinnai”, mentre è ricompreso nella sezione 557070 “Sinnai” della Carta Tecnica Regionale Digitale in scala 1:10.000.



Di seguito si riporta uno stralcio della carta tecnica regionale con l’indicazione dell’area interessata dal progetto.



*Indicazione dell’area di intervento su base CTR*

## **INQUADRAMENTO PROGETTUALE**

Il Consiglio Comunale con deliberazione n. 43 del 31/05/1982, contro dedotta con deliberazione n. 66 del 11/06/1982, rese esecutive, ha adottato il P.d.Z. in località “Sa Pira” poi approvato con Decreto dell’Assessore agli EE.LL., Finanze e Urbanistica della Regione Autonoma della Sardegna n. 1112/U del 24/06/1983 e poi oggetto di successive varianti.

Di seguito si riporta la planimetria del progetto.



*Planimetria di progetto*

Con deliberazione del Consiglio Comunale n. 44 del 10/07/1992 è stata approvata una prima variante non sostanziale al Piano di Zona divenuta esecutiva con nota del CO.CI.CO. n. 9743 del 12/10/1992. Con deliberazione del Consiglio Comunale n. 17 del 28/02/1996 è stata poi adottata una variante non sostanziale al Piano di Zona il cui contenuto principale può essere così sintetizzato:

- a) eliminazione della tipologia del tipo isolato a palazzina e approvazione per gli stessi lotti, di quella a schiera della tipologia esistente; sono stati adottati due tipi edilizi principali: un tipo plurifamiliare, su due o tre piani fuori terra più eventuale seminterrato o pilotis, a seconda dell’andamento del terreno, adottato per la realizzazione di interventi da parte di cooperative, ed un secondo tipo per abitazioni singole, a schiera su due piani;
- b) individuazione di una zona per l’ubicazione dei servizi strettamente connessi con la residenza;
- c) approvazione di una nuova tipologia così composta:
  - ✓ al piano terra volumi per servizi strettamente connessi con la residenza;
  - ✓ al piano primo volumi per l’abitazione;



- d) ridistribuzione dei servizi conseguenti a nuova dislocazione degli stessi e omogeneizzazione dei dati catastali con quelli cartografici;

Il Piano attuativo è delimitato territorialmente dalla Via Pineta, dalla Via Caravaggio nonché dalla Zona “B” di completamento residenziale lungo la fascia di sviluppo urbano verso la foresta demaniale “Sa Pira” e ricomprende:

- parte della Via Pineta;
- parte della Via Caravaggio;
- Via Voltaire;
- parte di Via Dei Lecci;
- parte di Via Delle Eriche;
- parte di Via Delle Ginestre;
- Via Cartesio;
- parte di Via Socrate;
- Via Leibnitz;
- Via Schopenauer.

Con deliberazione del Consiglio Comunale n. 69 del 29/10/1997, così come integrata con deliberazione del C.C. n. 30 del 22/04/1999 è stato approvato il Programma di Recupero Urbano ai sensi della Legge 493/93 finanziato per l’importo di £ 1.000.000.000 e riguardante anche i Piani di Zona “Bellavista” e “Via Libertà”.

Il Programma di Recupero Urbano, oltre alla riqualificazione delle opere di urbanizzazione, ha previsto l’utilizzo di parte delle volumetrie ancora in capo al Comune di Sinnai e destinate a servizi strettamente connessi con la residenza per la realizzazione, in apposito lotto, di un ostello della gioventù. La realizzazione di tale opera, che si prevedeva di realizzare prioritariamente con finanziamenti pubblici e assegnare in gestione, di fatto non ha trovato attuazione. Alcune previsioni contenute nel P.R.U., inoltre, pur costituendo, a parere degli scriventi, variante sostanziale al Piano di Zona, non hanno seguito il completo iter di approvazione ai sensi degli artt. 20 e 21 della L.R. 45/89 e ss.mm. e, pertanto, sono da ritenersi decadute.

Da qui la necessità, con il presente progetto di variante, di ripartire dal previgente disegno urbanistico del piano e procedere con la sua modifica sulla base delle nuove esigenze di seguito rappresentate.

Le previsioni del Piano di Zona e del Programma di Recupero Urbano non hanno trovato completa attuazione, con particolare riferimento alle volumetrie ancora in capo all’Amministrazione comunale e destinare alla realizzazione dei servizi strettamente connessi con la residenza; la mancata assegnazione di tali volumetrie ha determinato un mancato introito per le casse comunali; infatti, il quadro finanziario del Piano prevedeva una spesa per

l’acquisizione delle aree e per la realizzazione delle opere di urbanizzazione occorrenti per la sua completa attuazione, da coprire anche con gli introiti dalla cessione dei volumi di cui sopra ancora in capo all’Amministrazione comunale.

### ***Soluzioni proposte di carattere urbanistico***

La principale soluzione di carattere urbanistico del P.E.E.P. “Sa Pira” consiste nella trasformazione delle volumetrie destinate a servizi strettamente connessi con la residenza ancora in capo al Comune in volumetrie residenziali abitative.

Per quanto sopra si è proceduto prioritariamente con una ricognizione delle aree destinate a viabilità, a servizi pubblici e a lotti fondiari, verificandone il relativo stato di attuazione. Si è procedendo poi con lo studio di una variante sostanziale riducendo le aree destinate a servizi pubblici di quartiere e ricavando nuovi lotti residenziali. Anche le aree precedentemente destinate ai s.s.c.r. sono state ridisegnate ricavando nuovi lotti abitativi.

Considerato che la destinazione urbanistica delle volumetrie su citate sia ancora quella di s.s.c.r. ai sensi e per gli effetti del Decreto RAS all’Urbanistica n. 2266/U/83 (cd. Decreto Floris) ed in conformità al Piano di Zona approvato con l’ultima variante con deliberazione di Consiglio Comunale n. 17 del 28/02/1996, si ritiene di ripartire da tale atto e dare attuazione piena al P.E.E.P. anche alla luce delle nuove disposizioni normative.

Per le finalità di cui sopra si è proceduto con l’individuazione di nuovi 13 lotti abitativi da assegnare in proprietà i cui parametri urbanistici sono riportati nella tabella allegata alla presente relazione. Nella tabella sono indicati tutti i lotti del piano con l’indicazione dello stato di attuazione dei relativi interventi.

**Tabella riepilogativa P.E.E.P.**

<b>Piano per l'Edilizia Economica e Popolare "SA PIRA"</b>			
<b>DATI URBANISTICI PEEP IN VARIANTE</b>			<b>%</b>
Superficie territoriale	m <sup>2</sup>	73.704	100,00%
Superficie per viabilità e sosta	m <sup>2</sup>	16.584	22,67%
Superficie aree per standard	m <sup>2</sup>	16.076	21,81%
Superficie fondiaria lotti residenziali	m <sup>2</sup>	40.922	55,52%
Indice fondiario di copertura	m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	0,35	
Indice territoriale di edificazione volumetrica	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	1,20	
Indice fondiario di edificazione volumetrica	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	Variabile	
Volumetria totale	m <sup>3</sup>	88.445	100,00%
Volume per servizi pubblici	m <sup>3</sup>	13.504	15,27%
Volume residenziale	m <sup>3</sup>	74.041	83,71%
Volume per servizi str. connessi con la residenza	m <sup>3</sup>	900	1,02%

## **CARATTERI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI**

### ***Assetto geologico di inquadramento***

Il settore su cui insiste l’opera in progetto si caratterizza in prevalenza per la presenza di un substrato costituito da depositi conglomeratici di ambiente continentale.

A partire dai litotipi più recenti a quelli più antichi la stratigrafica del settore può essere così descritta:

### **Depositi olocenici**

I depositi olocenici maggiormente rappresentati nell’area in esame sono costituiti da sedimenti alluvionali e costieri che hanno caratterizzato sia le dinamiche attuali che quelle passate.

Si tratta sia di depositi di pianura alluvionale che di estese conoidi alluvionali.

### **Coltri eluvio colluviali (b2)**

Si tratta di depositi in cui sono presenti percentuali variabili di materiali fini (sabbia, limo), più o meno pedogenizzati ed arricchiti in frazione organica, mescolati con sedimenti più grossolani. La elevata presenza di frazione organica suggerisce una loro derivazione dall’erosione del suolo durante l’Olocene e successivo mescolamento a sedimenti provenienti per degradazione fisica direttamente dal substrato. Il loro spessore è in genere esiguo (qualche metro) ma data la natura pelitico-arenacea del substrato terziario, sono estremamente diffusi ovunque ai piedi dei versanti e sulle testate delle vallecole. La genesi di tali depositi è legata a condizioni climatiche con forte contrasto stagionale e con scarsa copertura vegetale forestale, in condizioni non dissimili da quelle attuali.

### **Depositi alluvionali terrazzati (bna)**

Affiorano ad est e a sud ovest dell’area in esame, e sono strettamente correlati ad un reticolo idrografico simile a quello attuale di cui costituiscono i letti di piena straordinaria o le pianure alluvionali legate alle dinamiche passate, quando un maggiore carico solido proveniva dai versanti. Si tratta di depositi a tessitura grossolana contenenti limitate lenti e livelli di sabbie e di ghiaie fini, simili a quelli che si osservano sul letto attuale. Questi depositi sono posti ai lati dei letti attuali o dei tratti di alveo regimati, o su depositi alluvionali terrazzati, ed in genere non sono interessati dalle dinamiche in atto.

### Depositi alluvionali terrazzati (ba)

Affiorano a nord est dell’area e sono costituiti da depositi alluvionali recenti ed attuali a granulometria grossolana costituiti da ghiaie con intercalazioni di sabbie, legati prevalentemente alle fasce golenali.

### Depositi alluvionali (bb)

Si tratta di depositi legati al sistema fluviale attuale, perciò ancora in evoluzione; i corsi d’acqua sono caratterizzati da letti mobili con sedimenti da grossolani a molto grossolani, e solo localmente presentano intercalazioni di sabbie. Tali depositi si presentano sovente mal classati e la distribuzione areale corrisponde all’incirca con la rete idrografica attuale.

## **Successione sedimentaria Oligo-Miocenica**

### Marne di Gesturi (GST)

Affiorano a sud ovest dell’area in studio e sono rappresentate da una successione monotona, potente diverse centinaia di metri, di marne arenacee e siltitiche con subordinate intercalazioni di arenarie e, localmente, di calcari a “*Lithothamnium*” e calcareniti. La formazione è rappresentata da marne arenacee, arenarie marnose e siltiti con subordinate intercalazioni di arenarie soprattutto nelle parti basale e sommitale. La porzione basale è caratterizzata da alternanze di arenarie da medie a grossolane, talora ben cementate, localmente contenenti bivalvi, gasteropodi, briozoi e noduli algali, siltiti laminate e marne siltose e/o argillose, in strati di spessore variabile, fino al metro. Le marne si presentano di colore giallo, giallo verdastro, con marcata fissilità nei termini più siltitici e fratturazione pseudo concoide in quelli più argillosi. Eventuali laminazioni piano parallele e rare ondulazioni sono associate ad evidenti alternanze tessiturali. Il substrato delle Marne di Gesturi è rappresentato dal membro delle Arenarie di Serralonga (NLL2) mentre al tetto si può osservare sia il passaggio graduale, eteropico, alle Argille di Fangario che direttamente alle arenarie di Pirri.

### Formazione di Nurallao (NLL2)

Nota in letteratura come arenarie di Gesturi, in seguito proposta come membro di Serralonga, la Formazione di Nurallao è costituita da sedimenti silicoclastici e carbonatico – silicoclastici in cui sono stati distinti due membri: quello basale (“conglomerato di Duidduru” NLL1) è rappresentato da facies clastiche grossolane; quello sommitale (“Arenarie di Serralonga” NLL2) è rappresentato da facies sabbioso arenacee e calcarenitiche. Questi sedimenti sono riconducibili ad ambienti da transazionale a marino litorale. Questa successione rappresenta il passaggio laterale e superiore dalla formazione di Ussana ed è costituita da arenarie medio grossolane a



stratificazione incrociata localmente canalizzata da conglomerati e da arenarie siltose fini che evolvono ritmicamente a marne. Gli ambienti deposizionali vanno da transazionali a distali, talora mostrano accumuli gravitativi (torbiditi e slumping). Sono frequenti le alternanze di arenarie e sabbie talora conglomeratiche riconducibili ad ambiente marino ad alta energia, di spiaggia sommersa (shoreface). Questa formazione la si ritrova in affioramento a sud est dell’area in esame.

#### Formazione di Ussana (USS)

La formazione di Ussana è costituita da conglomerati, brecce e arenarie, a matrice argilloso arenacea rosso violacea; nella parte alta sono presenti micro conglomerati, arenarie ed argille, talora siltose e spesso fortemente piritose, talora fossilifere.

Gli ambienti deposizionali variano da quello di scarpata e di conoide alluvionale a quello di piana alluvionale con transizione ad ambienti fluvio-lacustri, lagunari e litorali. La facies riscontrabile in affioramento nell’area in esame è costituita da depositi prevalentemente conglomeratici in banchi e lenti di spessore da pochi decimetri fino a diversi metri (si tratta di riempimenti di canali in paleo alvei incisi nei livelli arenacei e siltoso argillosi, riconducibili ad ambienti di piana alluvionale a canali intrecciati. Localmente prevalgono facies conglomeratiche massive, scarsamente stratificate, a tessitura prevalentemente clasto-sostenuta e/o matrice – sostenuta, con sporadiche intercalazioni lenticolari argilloso-siltose o arenacee.

I ciottoli, da sub angolari a sub arrotondati e con dimensioni variabili, mediamente sul decimetro, hanno distribuzione caotica, raramente embriata. Si osservano gradazioni dirette e/o inverse, e sono frequenti le canalizzazioni.

La base della Formazione di Ussana non è più antica dell’Oligocene medio-superiore per la presenza nei livelli conglomeratici di clasti di vulcaniti oligoceniche che, inoltre, giacciono prevalentemente alla base della formazione. L’età della formazione viene assegnata all’Oligocene superiore Aquitaniano inferiore.

#### Filoni ed ammassi acidi: porfidi riolitici e dacitici (fp)

Vengono accorpati in questa unità cartografica i filoni che intrudono la formazione di Pala Manna, nel settore nord di Sinnai e sono comprensivi in netta prevalenza di termini acidi riolitici, grigi, rosati, per alterazione; rari sono i termini dacitici.

Presentano struttura per lo più porfirica con indice di porfiricità molto variabile (20-40%) e con fenocristalli di feldspato –k (ortoclasio), plagioclasio oligoclasio spesso albitizzato e quarzo di

taglia plurimillimetrica; la massa di fondo varia da cripto cristallina, felsitica, microgranulare, granofirica, sferulitica ed è caratterizzata talora da una marcata tessitura fluidale, con fitta laminazione di flusso millimetrica. Questi corpi filoniani hanno in genere direzione circa NS, con subordinate apofisi e diramazioni secondo varie direzioni. Una spiccata fluidalità magmatica caratterizza questi corpi filoniani i quali, in alcuni casi, si adattano al sistema di discontinuità del basamento metamorfico attraversato assumendo giaciture anche sinuose molto variabili, in alcuni casi posso anche inglobare frammenti di microgranito.

***Situazione litostratigrafica locale con definizione ed origine dei litotipi, loro stato di alterazione e fratturazione e della loro degradabilità.***

Dal rilevamento di dettaglio effettuato nell’area e dal raffronto con dati disponibili in letteratura e dati relativi a lavori eseguiti nella zona, si evince che la situazione litostratigrafica locale è caratterizzata dalla presenza dei conglomerati e arenarie a matrice argillosa della formazione di Ussana e dai terreni alluvionali quaternari rappresentati da depositi a tessitura grossolana contenenti limitate lenti e livelli di sabbie e di ghiaie fini.

Si tratta di terreni compatti e in genere sovraconsolidati dotati pertanto, in generale, di buona resistenza alla degradabilità; ciò è confermato anche dall’analisi geomorfologica dell’area che ha escluso la presenza di forme di erosione accelerata a carico degli stessi.

***Lineamenti geomorfologici, processi morfologici, dissesti in atto e potenziali che possono interferire con l’opera da realizzare e loro tendenza evolutiva.***

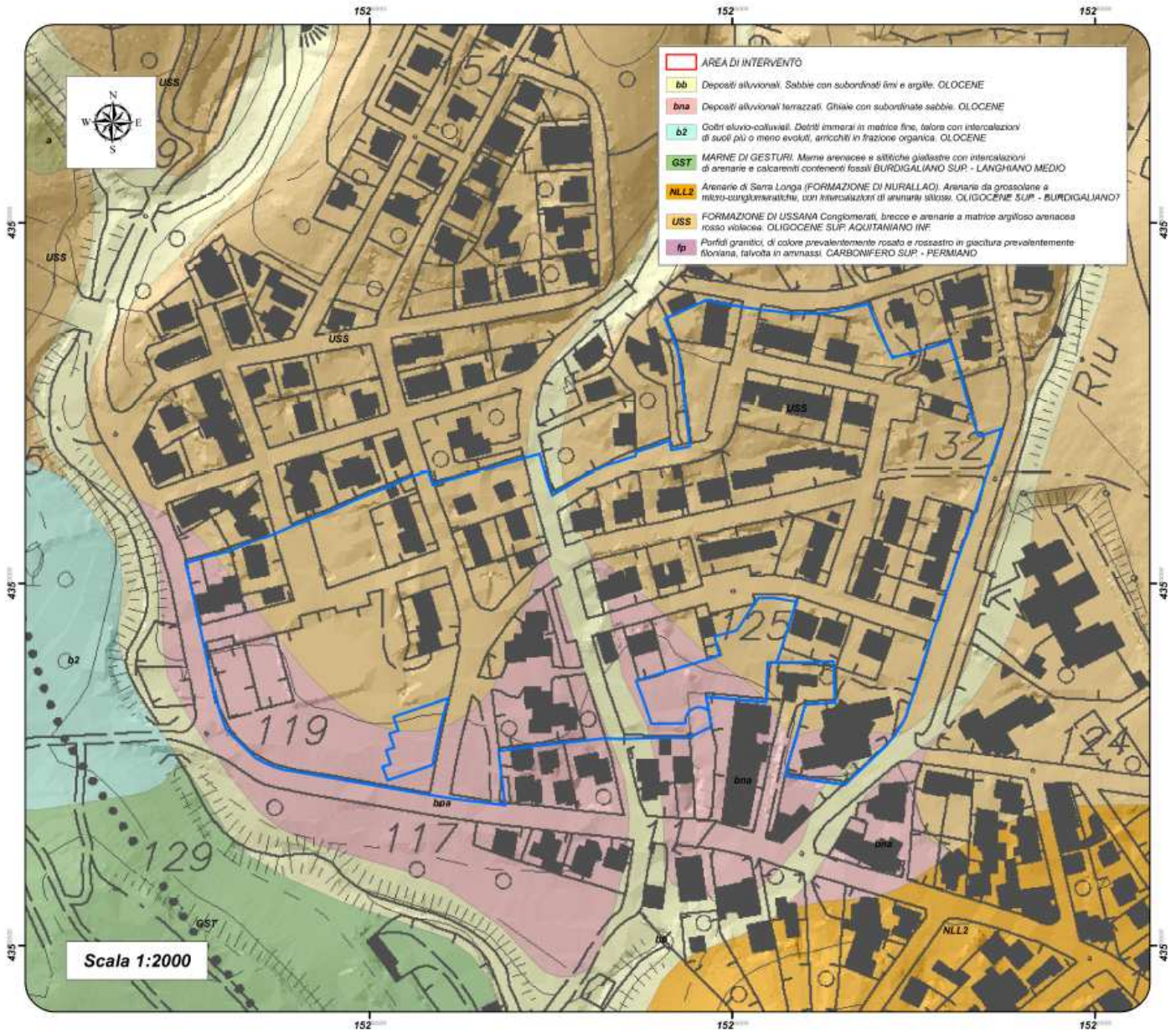
Il settore di Sinnai presenta una morfologia tipicamente collinare; dal punto di vista altimetrico l’area è compresa all’incirca fra le quote di 120 e 135 m sul livello del mare e presenta, in generale, una debole inclinazione con vergenza verso sud.

I terreni interessati dalla lottizzazione in progetto e le aree limitrofe possono essere in buona sostanza associate all’*unità fisiografica di paesaggio collinare eterogeneo*, che si caratterizza da variabilità litologica rappresentata in gran parte da rocce metamorfiche e terrigene, e da superfici sommitali piatte o leggermente ondulate, con struttura morfologica complessiva a scarpate e ripiani. L’energia del rilievo è nel complesso da bassa a medio bassa in corrispondenza delle aree sommitali e più elevata in corrispondenza dei gradini morfologici. In questa unità il reticolo idrografico è generalmente dendritico e le componenti fisico morfologiche sono rappresentate da superfici sommitali e crinali da piatti a dolcemente ondulati, terrazzi fluviali, versanti e scarpate con debole acclività.

La copertura del suolo è data principalmente da territori caratterizzati dal tessuto urbano residenziale compatto e rado e territori agricoli, in subordine boschi, vegetazione spontanea arbustiva e prativa. L’analisi effettuata nell’area in esame, supportata da un rilevamento geomorfologico di dettaglio, non ha evidenziato la presenza di forme di erosione accelerata o particolari anomalie di carattere geomorfologico, consentendo di escludere la presenza di dissesti attivi o potenziali a carico del substrato. Non sono state inoltre osservate faglie che possano costituire piani preferenziali di scorrimento e nell’area non si rileva presenza di indizi di dissesto geomorfologico, quali ad esempio nicchie di distacco di volumi di terreno, accumuli di blocchi, depositi cuneiformi di materiali sciolti, o incisioni causate dall’azione dei processi di ruscellamento concentrato. Di seguito si riportano alcune immagini riguardanti l’area di intervento:







Stralcio della carta geologica

## **PERIMETRAZIONE DI AREE DI PERICOLOSITÀ IDRAULICA NEI PIANI DI SETTORE**

Il Piano stralcio per l’Assetto Idrogeologico e il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali non individuano nelle zone in esame delle aree di pericolosità idraulica.

## **FUNZIONAMENTO IDRAULICO**

L’esame del valore dei livelli idrici per effetto della propagazione di una portata di piena viene condotta secondo quanto suggerito dalle Linee Guida del PAI. Il calcolo dei livelli di esondazione per ciascun tronco critico verrà eseguito con tecniche di moto permanente, corrispondente alle portate di piena con tempi di ritorno di 50, 100, 200, 500 anni determinate attraverso i metodi descritti nel seguito in un numero di sezioni sufficientemente significative. Fintanto che i livelli sono contenuti nelle sponde dell’alveo, la sezione trasversale della corrente sarà costituita dalla sezione arginata (contenuta); successivamente, quando il livello idrico supera le sponde anzidette, la sezione trasversale risulterà dall’unione della sezione arginata e della piana alluvionale compresa tra il corso d’acqua e la linea isoipsa corrispondente al livello idrico per la portata di calcolo. Tale tipo di approccio a sezione mista, se da un lato risulta più gravoso nella definizione della geometria delle sezione idrauliche, permette allo stesso tempo una più reale definizione dei livelli idrici e delle caratteristiche idrauliche della corrente lungo tutta la sezione idraulica. In base ai profili così determinati verranno definite quindi come allagabili tutte le porzioni di territorio limitrofe al corso d’acqua le cui quote del piano di campagna risultino minori di quelle del pelo libero della corrente nelle sezioni considerate. Ai sensi della Normativa per ciascuna delle portate di piena sarà quindi possibile associare l’area esondabile in funzione del periodo di ritorno della portata di piena:

- Area ad altissima probabilità di inondazione se allagata con portata con tempo di ritorno minore o uguale a 50 anni;
- Area ad alta probabilità di inondazione se allagata con portata con tempo di ritorno minore o uguale a 100 anni;
- A moderata probabilità di inondazione se allagata con portata con tempo di ritorno minore o uguale a 200 anni;



- A bassa probabilità di inondazione se allagata con portata con tempo di ritorno minore o uguale a 500 anni

Si rileva, peraltro, che la metodologia suggerita tende a sovrastimare le aree inondabili perché non viene considerata la propagazione di un idrogramma di assegnata forma, ma bensì uno rettangolare il cui picco è il valore di portata ad assegnato tempo di ritorno. Il volume di allagamento così ottenuto è maggiore di quello effettivamente esondato. Per tale ragione, soprattutto per i tratti di pianura, si verifica che le aree definite esondabili siano congruenti con i volumi dell'idrogramma di piena. Per ciascun bacino idrografico l'individuazione delle aree è stata operata, conformemente alle direttive PAI, secondo la seguente articolazione:

1. individuazione dei tronchi critici del reticolo idrografico;
2. analisi idrologica e idraulica per ciascun tronco critico;
3. delimitazione delle aree inondabili di ciascun tronco critico;

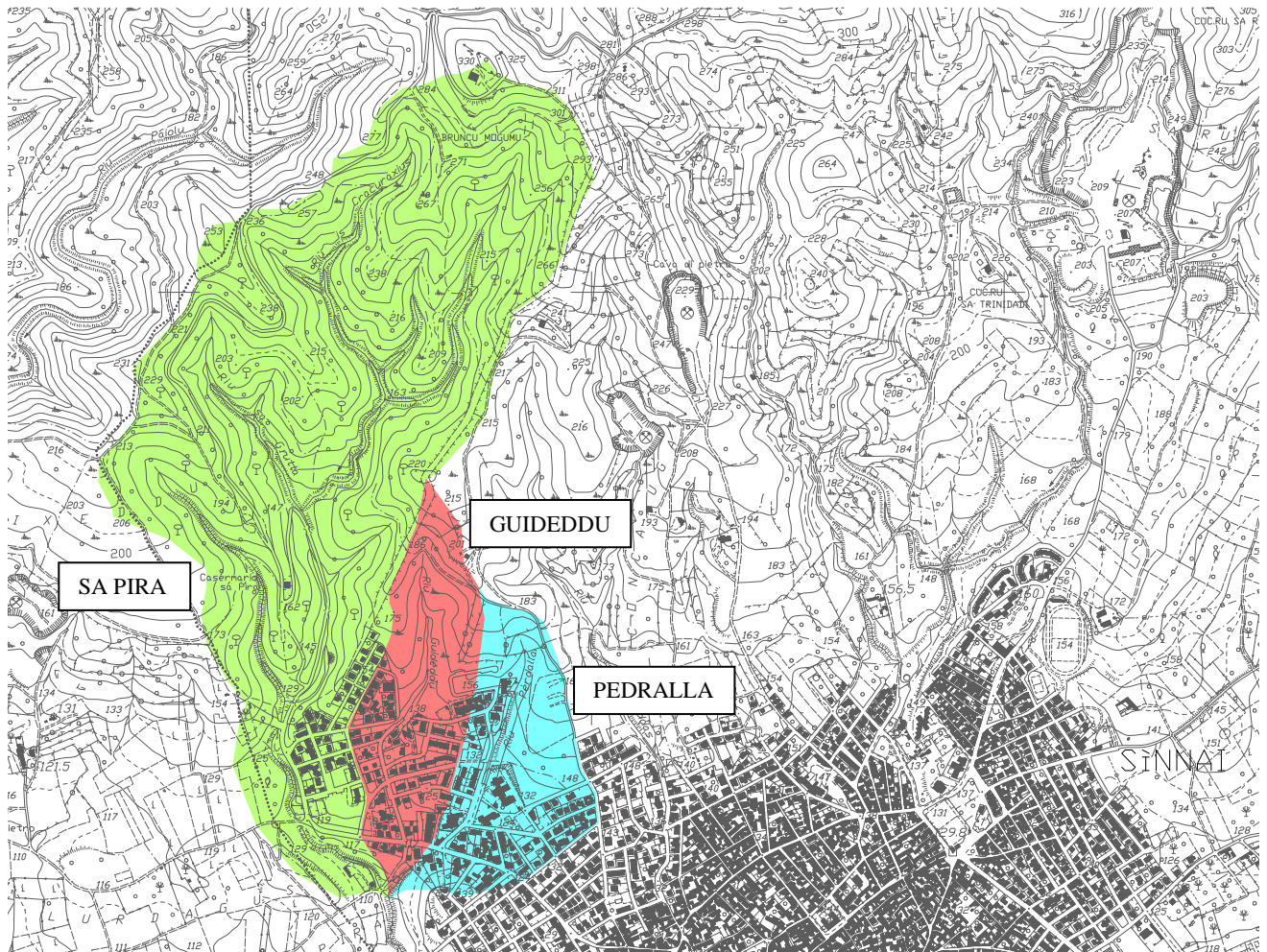
In ciascuno tronco si è proceduto, prima alla stima delle portate di piena relative ai quattro livelli di pericolosità  $H_i$  definiti per i differenti periodi di ritorno e quindi alla verifica idraulica, che in caso di insufficiente capacità di smaltimento, ha condotto all'individuazione delle aree allagabili per ciascun livello di pericolosità.

## **IL BACINO IDROGRAFICO**

Per eseguire lo studio idrologico dell'area oggetto di intervento è necessario dapprima determinare il reticolo idrografico presente nella zona. Dall'immagine riportata nel seguito è possibile distinguere i bacini idrografici aventi la sezione di chiusura ricadente a valle della lottizzazione:

L'area di lottizzazione rientra nei bacini idrografici dei rii Sa Pira, Guideddu e Pedralla. L'unico corso d'acqua che attraversa la lottizzazione in studio è il rio Guideddu.

Il comportamento idrologico di un bacino è chiaramente influenzato dalla sua morfologia. Le caratteristiche geomorfiche possono essere distinte in planimetriche e orografiche: le prime esprimono le dimensioni geometriche orizzontali (per es. l'estensione e il perimetro), la forma, l'organizzazione e lo sviluppo del reticolo fluviale, mentre le seconde esprimono il rilievo (per es. l'altezza media) e le pendenze (sia dei versanti che delle aste fluviali).



*Bacini Idrografici in studio*

Le principali grandezze geomorfologiche dei bacini idrografici, individuati dall’immagine di cui sopra, sono riassunti nelle seguenti tabelle:

DATI BACINO RIO GUIDEDDU			
superficie	A	km <sup>2</sup>	0.172
lunghezza asta principale	L	km	0.888
pendenza asta principale	j	m/m	0.070
quota della sezione terminale	Ho	m slm	109.00
altitudine media	Hm	m slm	150.00

DATI BACINO RIO PEDRALLA			
superficie	A	km <sup>2</sup>	0.194
lunghezza asta principale	L	km	0.888
pendenza asta principale	j	m/m	0.070
quota della sezione terminale	Ho	m slm	109.00
altitudine media	Hm	m slm	140.00

DATI BACINO RIO SA PIRA			
superficie	A	km <sup>2</sup>	1.417
lunghezza asta principale	L	km	2.584
pendenza asta principale	j	m/m	0.049
quota della sezione terminale	Ho	m slm	109.00
altitudine media	Hm	m slm	188.38

## ANALISI IDROLOGICA.

I metodi di stima della portata di piena  $Q$  di assegnato tempo di ritorno  $Tr$ , cioè del numero medio di anni che occorre attendere affinché si abbia una portata pari o maggiore di  $Q$ , dipendono da vari fattori, primi fra tutti la disponibilità di dati osservati e la copertura spaziale della rete idrometeorologica. In relazione ai dati disponibili, la letteratura evidenzia diverse metodologie che possono essere raccolte in due grandi sottoinsiemi: la prima è nota sotto la generale definizione di Metodi Diretti, cioè elaborano le misure di portata disponibili per il bacino in studio o per bacini idrologicamente simili, la seconda come Metodi Indiretti, fanno ricorso indirettamente dalla precipitazione meteorica tramite trasformazione afflussi-deflussi e a equazioni che permettono di ottenere la sola portata al colmo (metodi empirici, metodo razionale).

I primi prescindono dall’esame dell’influenza che i diversi fattori morfologici e climatici hanno sulla formazione dei deflussi di piena e si fondano sull’analisi probabilistica di una o più serie storiche di misura di portate di piena.

I secondi invece consentono la valutazione della portata di massima piena sulla base di parametri morfometrici del bacino imbrifero o sull’impostazione di un bilancio idrologico relativo all’evento di piena, in cui figura la precipitazione a cui è imputabile l’evento stesso. Tale

metodologia stima la portata al colmo a partire dalla precipitazione nell’ipotesi che la frequenza di accadimento di quest’ultima caratterizza quella della portata al colmo.

Tra le metodologie usualmente adottate per la valutazione delle portate di piena, per la Sardegna, ci si può limitare a considerare tre tipi di approccio:

- quello empirico basato sulla curva di inviluppo dei massimi eventi osservati, proposto da Sirchia ed aggiornato a fine anni ’60 da Fasso;
- quello a fondamento razionale, basato su una schematizzazione in genere semplificata del processo di trasformazione afflussi-deflussi, che nella sua usuale formulazione per la Sardegna utilizza le curve di possibilità pluviometrica fornite da Cao e altri e recentemente aggiornate;
- il modello probabilistico regionale per la valutazione delle portate di piena basato sulla distribuzione probabilistica Log-Normale e Two Components Extreme Values applicati ai dati massimi annuali di portata al colmo. La prima metodologia fu introdotta dal Lazzari nel 1967, mentre la seconda, in base a studi più recenti, interpreta i fenomeni di piena con la distribuzione TCEV nella quale la probabilità di non superamento è data dalla miscelanea di due distribuzioni esponenziali.

In contesto urbano, considerata la dimensione delle superfici dei bacini, si esclude l'applicazione delle metodologie dirette basate sulla regionalizzazione della distribuzione probabilistica della portata al colmo, per preferire i metodi indiretti basati sulla distribuzione probabilistica della precipitazione massima annua di assegnata durata. Si ritiene che la stima della portata di piena debba essere determinata attraverso il confronto critico tra metodologie a fondamento razionale.

### ***Metodo Razionale.***

Il metodo razionale è l’espressione di un modello deterministico elementare a fondamento cinematico. Nell’applicazione del metodo si attribuisce implicitamente all’evento di piena la stessa probabilità dell’evento di pioggia e quindi il medesimo tempo di ritorno. La valutazione della portata di piena di assegnato tempo di ritorno, sulla base di uno schematico bilancio idrologico, è data dalla seguente relazione:

$$Q = \frac{\Phi \cdot ARF \cdot S \cdot H(Tc)}{3.6 \cdot Tc}$$

nella quale:

- F è il coefficiente di deflusso e rappresenta l'aliquota di precipitazione che, in occasione dell'evento meteorico, scorre in superficie;
- ARF (Areal Reduction Factor) è il coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area ed esprime il rapporto tra l'altezza di pioggia media su tutto il bacino e l'altezza di pioggia in un punto al suo interno, valutati a parità di durata e di tempo di ritorno;
- S è la superficie del bacino, espressa in Km<sup>2</sup>;
- Tc è il tempo di corrivazione, espresso in ore;
- H è l'altezza di precipitazione che cade in un punto del bacino per una durata pari a Tc per un assegnato tempo di ritorno, espressa in mm;
- 3.6 è un fattore di conversione delle unità di misura che permette di ottenere la portata in m<sup>3</sup>/s.

Per un bacino che ha un tempo di corrivazione pari a Tc ed un diagramma aree-tempi lineare, nel quale cade una pioggia netta di intensità uniforme per una durata pari a t, il modello cinematico indica una portata di piena pari a:

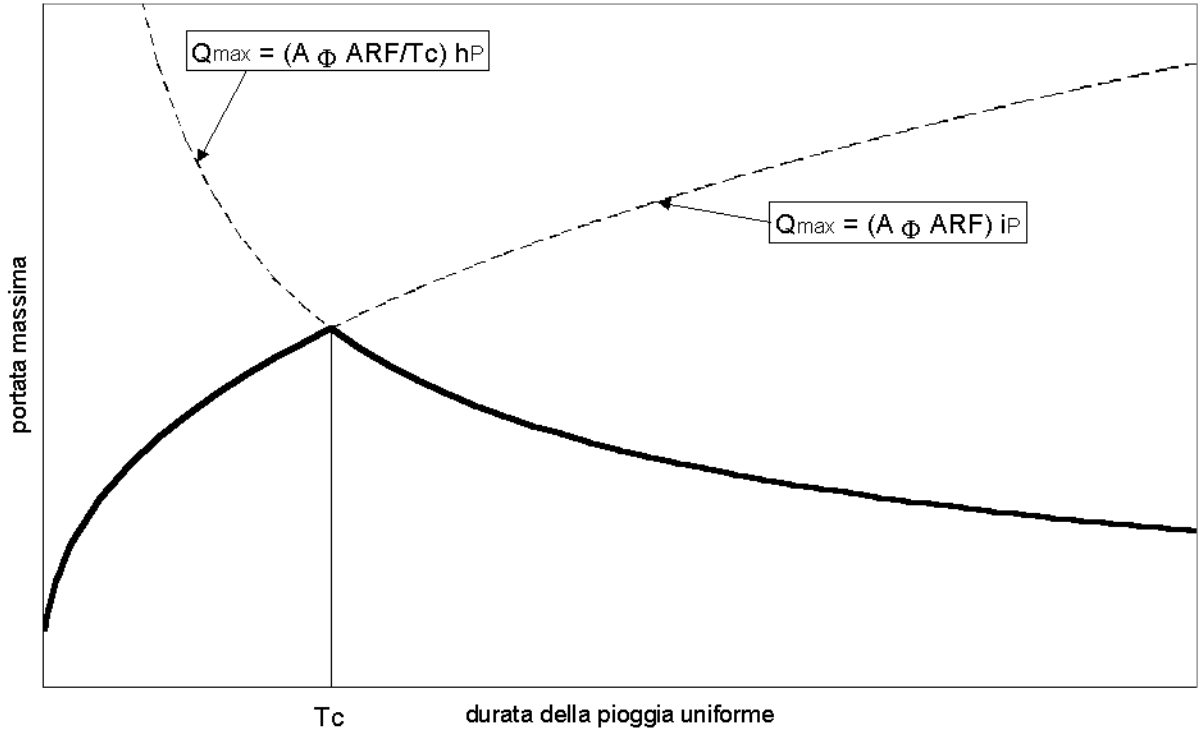
$$Q_{\max} = A i_N t/Tc = A h_N/Tc = A F ARF h_p/Tc = (A F ARF/Tc) h_p \quad (\text{se } t < Tc)$$

$$Q_{\max} = A i_N = A F ARF i_p = (A F ARF) i_p \quad (\text{se } t > Tc)$$

le due espressioni indicano che per durate minore del tempo di corrivazione, la portata massima è proporzionale (col coefficiente A F ARF/Tc), all'altezza di precipitazione h<sub>p</sub>, mentre per durate maggiori del tempo di corrivazione, la portata massima è proporzionale (col coefficiente A F ARF), all'intensità di precipitazione i<sub>p</sub>.

Trascurando la dipendenza di F e ARF dalla durata della precipitazione, che è meno marcata rispetto a quella che presentano h<sub>p</sub> e i<sub>p</sub>, poiché all'aumentare della durata della pioggia, l'altezza di pioggia h<sub>p</sub> aumenta, mentre l'intensità di precipitazione i<sub>p</sub> diminuisce, il valore della durata della precipitazione per cui si ha la portata massima è pari al tempo di corrivazione Tc, come mostrato nella figura seguente:





*Valore della portata massima nella sezione terminale del bacino  
al variare della durata di una precipitazione uniforme, a parità di ARF e F.*

Si dimostra così che, utilizzando il modello di corrivazione con ietogramma di pioggia netta uniforme la durata della precipitazione per cui si ha la massima portata è pari al tempo di corrivazione del bacino.

### Valutazione del tempo di corrivazione.

Il tempo di corrivazione del bacino  $T_c$  è invece il tempo necessario alla goccia di pioggia che cade nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura del bacino.

Per la valutazione del tempo di corrivazione sono presenti in letteratura numerose espressioni empiriche fra le quali sembrano particolarmente adatte alla Sardegna le seguenti:

#### Formula di Viparelli

$$T_c = \frac{L}{3.6 \cdot v}$$

dove:

- $L$  è la lunghezza dell’asta principale, espressa in Km;
- $v$  è una velocità media di scorrimento che in ambito urbano si può ritenere pari a 1.5 m/s.

**Formula di Giandotti**

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_o}}$$

dove:

- S è la superficie del bacino, espressa in Km<sup>2</sup>;
- L è la lunghezza dell’asta principale, espressa in Km;
- H<sub>m</sub> è la quota media del bacino, espressa in m s.l.m.;
- H<sub>o</sub> è la quota della sezione di chiusura, espressa in m s.l.m.

**Formula di Ventura**

$$T_C = \frac{0.127\sqrt{S}}{\sqrt{i_m}}$$

dove:

- S è la superficie del bacino, espressa in Km<sup>2</sup>;
- i<sub>m</sub> è la pendenza media dell’asta principale.

**Formula di Pasini**

$$T_C = \frac{0.108 \cdot \sqrt[3]{S \cdot L}}{\sqrt{i_m}}$$

dove:

- S è la superficie del bacino, espressa in Km<sup>2</sup>;
- L è la lunghezza dell’asta principale, espressa in Km;
- i<sub>m</sub> è la pendenza media dell’asta principale.

Le espressioni empiriche precedenti forniscono, per il medesimo bacino, risultati spesso discordanti e comunque, caratterizzati da ampi margini di incertezza. Recenti analisi sono volte alla ricerca di un metodo di stima del tempo di corrivazione dei bacini dell’Isola in base alle caratteristiche dei tracciati idrometrografici. Sulla base dell’analisi di correlazione multipla per i valori relativi a 18 stazioni per quali si disponeva di una base dati sufficiente, si è ricavata la relazione:

**Formula VAPI-Sardegna**

$$T_c = 0.212 \cdot S^{0.231} \cdot \left( \frac{H_m}{J_m} \right)^{0.289}$$

dove:

- S è la superficie del bacino, espressa in Km<sup>2</sup>;
- H<sub>m</sub> è la quota media del bacino, espressa in m s.l.m.;
- j<sub>m</sub> è la pendenza dell’asta principale.

Si riportano di seguito le stime dei tempi di corrivazione calcolati per bacini in esame:

DATI BACINO RIO GUIDEDDU			
tempo di corrivazione: Viparelli	Tc	ore	0.247
tempo di corrivazione: Giandotti	Tc	ore	0.584
tempo di corrivazione: Ventura	Tc	ore	0.199
tempo di corrivazione: Pasini	Tc	ore	0.218
tempo di corrivazione: VAPI	Tc	ore	1.295
<b>tempo di corrivazione adottato</b>	<b>Tc</b>	<b>ore</b>	<b>0.218</b>

DATI BACINO RIO PEDRALLA			
tempo di corrivazione: Viparelli	Tc	ore	0.247
tempo di corrivazione: Giandotti	Tc	ore	0.695
tempo di corrivazione: Ventura	Tc	ore	0.212
tempo di corrivazione: Pasini	Tc	ore	0.227
tempo di corrivazione: VAPI	Tc	ore	1.306
<b>tempo di corrivazione adottato</b>	<b>Tc</b>	<b>ore</b>	<b>0.212</b>

DATI BACINO RIO SA PIRA			
tempo di corrivazione: Viparelli	Tc	ore	0.718
tempo di corrivazione: Giandotti	Tc	ore	1.212
tempo di corrivazione: Ventura	Tc	ore	0.680
tempo di corrivazione: Pasini	Tc	ore	0.749
tempo di corrivazione: VAPI	Tc	ore	2.491
<b>tempo di corrivazione adottato</b>	<b>Tc</b>	<b>ore</b>	<b>0.750</b>

Per il calcolo della portata di piena è stato adottato, per i bacini in studio, il tempo di corrivazione riportato nell'ultima riga delle rispettive tabelle.

### Valutazione del coefficiente ARF.

Il coefficiente ARF (coefficiente di ragguaglio delle piogge all’area) dipende dalla durata della precipitazione e alla superficie del bacino; esso può essere stimato facendo ricorso a diverse formulazioni tra cui quella usata nel VAPI Sardegna che fa riferimento al Flood Studies Report - Wallingford Institute, UK 1977:

$$\begin{array}{ll} \text{per } S < 20 \text{ km}^2 & ARF = 1 - (0.0394 \cdot S^{0.354}) \cdot T_C^{(-0.40 + 0.0208 \cdot (4.6 - \ln(S)))} \\ \text{per } S > 20 \text{ km}^2 & ARF = 1 - (0.0394 \cdot S^{0.354}) \cdot T_C^{(-0.40 + 0.003832 \cdot (4.6 - \ln(S)))} \end{array}$$

dove

- Tc è il tempo di corrivazione, espresso in ore;
- S è la superficie del bacino, espressa in Km<sup>2</sup>.

### Altezze di pioggia.

In corrispondenza del tempo di corrivazione assunto, è possibile determinare l’altezza di pioggia da utilizzare per l’applicazione della formula razionale, facendo ricorso alle curve di possibilità pluviometrica che caratterizzano il regime pluviometrico sardo.

### ***Curva di possibilità pluviometrica di Cao-Puddu.***

L'altezza di precipitazione  $H(\tau)$  è legata alla durata ed al tempo di ritorno attraverso la curva di possibilità pluviometrica calibrata da Cao e Puddu:

$$H(\tau) = 10^{a+u \cdot b} \cdot \tau^{c+u \cdot d}$$

Dove:

- $H(\tau)$  è espressa in mm;
- a, b, c, d sono parametri legati alla posizione geografica del bacino e riportati nella tabella seguente;
- u è il frattile della distribuzione normale;
- $\tau$  è la durata dell’evento meteorico, espresso in ore.

<b>gruppo</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>d</b>
<b>1</b>	0.31354	-0.00183	1.28174	0.17609
<b>2</b>	0.34448	-0.00807	1.30625	0.15331
<b>3</b>	0.35997	0.02868	1.38058	0.18845
<b>4</b>	0.45344	0.04835	1.48726	0.19867

### ***Curva di possibilità pluviometrica di Piga-Liguori.***

La curva di possibilità pluviometrica calibrata nel 1985 da Piga-Liguori (che rielaborarono quelle già stabilite nel 1969 da Cao Puddu e Pazzaglia, ed adottano le stesse metodologie ma aggiornando la base dati) è legata all'altezza di precipitazione  $H(\tau)$ , alla durata dell’evento ed al tempo di ritorno secondo la seguente relazione:

$$H(\tau) = 10^{a+u \cdot b} \cdot \tau^{c+u \cdot d}$$

dove:

- $H(\tau)$  è espressa in mm;
- a, b, c, d sono parametri legati alla posizione geografica del bacino e riportati nella tabella seguente;

- $u$  è il frattile della distribuzione normale;
- $\tau$  è la durata dell’evento meteorico, espresso in ore.

<b>gruppo</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>d</b>
<b>1</b>	0.305043	-0.0171463	1.273175	0.179731
<b>2</b>	0.359699	-0.0179413	1.296258	0.167487
<b>3</b>	0.418225	0.0090927	1.379027	0.164598
<b>4</b>	0.497194	0.0412504	1.460799	0.191831

### ***Curva di possibilità pluviometrica di Deidda-Piga-Sechi.***

L’altezza di pioggia  $H(\tau)$  è data dalla curva di possibilità pluviometrica, calibrata nel 1997:

$$H(Tc) = (a_1 \cdot a_2) \cdot \tau^{(n_1+n_2)}$$

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

$$a_1 = h_g / (0.886.24 n_1)$$

$$n_1 = -0.493 + 0.476 \log h_g$$

I coefficienti  $a_2$  e  $n_2$  si determinano con le relazioni seguenti per differenti tempi di ritorno  $Tr$ , durata dell’evento meteorico delle sottozone di appartenenza:

- per tempi di ritorno  $Tr \leq 10$  anni

per la sottozona 1:

$$a_2 = 0.66105 + 0.85994 \log Tr$$

$$n_2 = -1.3558 \cdot 10^{-4} - 1.3660 \cdot 10^{-2} \log Tr$$

per la sottozona 2:

$$a_2 = 0.64767 + 0.89360 \log Tr$$

$$n_2 = -6.0189 \cdot 10^{-3} + 3.2950 \cdot 10^{-4} \log Tr$$

per la sottozona 3:



$$a_2 = 0.62408 + 0.95234 \log Tr$$

$$n_2 = -2.5392 \cdot 10^{-2} + 4.7188 \cdot 10^{-2} \log Tr$$

- per tempi di ritorno  $Tr > 10$  anni

per la sottozona 1:

$$a_2 = 0.46378 + 1.0386 \log Tr$$

$$n_2 = -0.18449 + 0.23032 \log Tr - 3.3330 \cdot 10^{-2} (\log Tr)^2 \quad (\text{per } t \leq 1 \text{ ora})$$

$$n_2 = -1.0563 \cdot 10^{-2} - 7.9034 \cdot 10^{-3} \log Tr \quad (\text{per } t \geq 1 \text{ ora})$$

per la sottozona 2:

$$a_2 = 0.44182 + 1.0817 \log Tr$$

$$n_2 = -0.18676 + 0.24310 \log Tr - 3.5453 \cdot 10^{-2} (\log Tr)^2 \quad (\text{per } t \leq 1 \text{ ora})$$

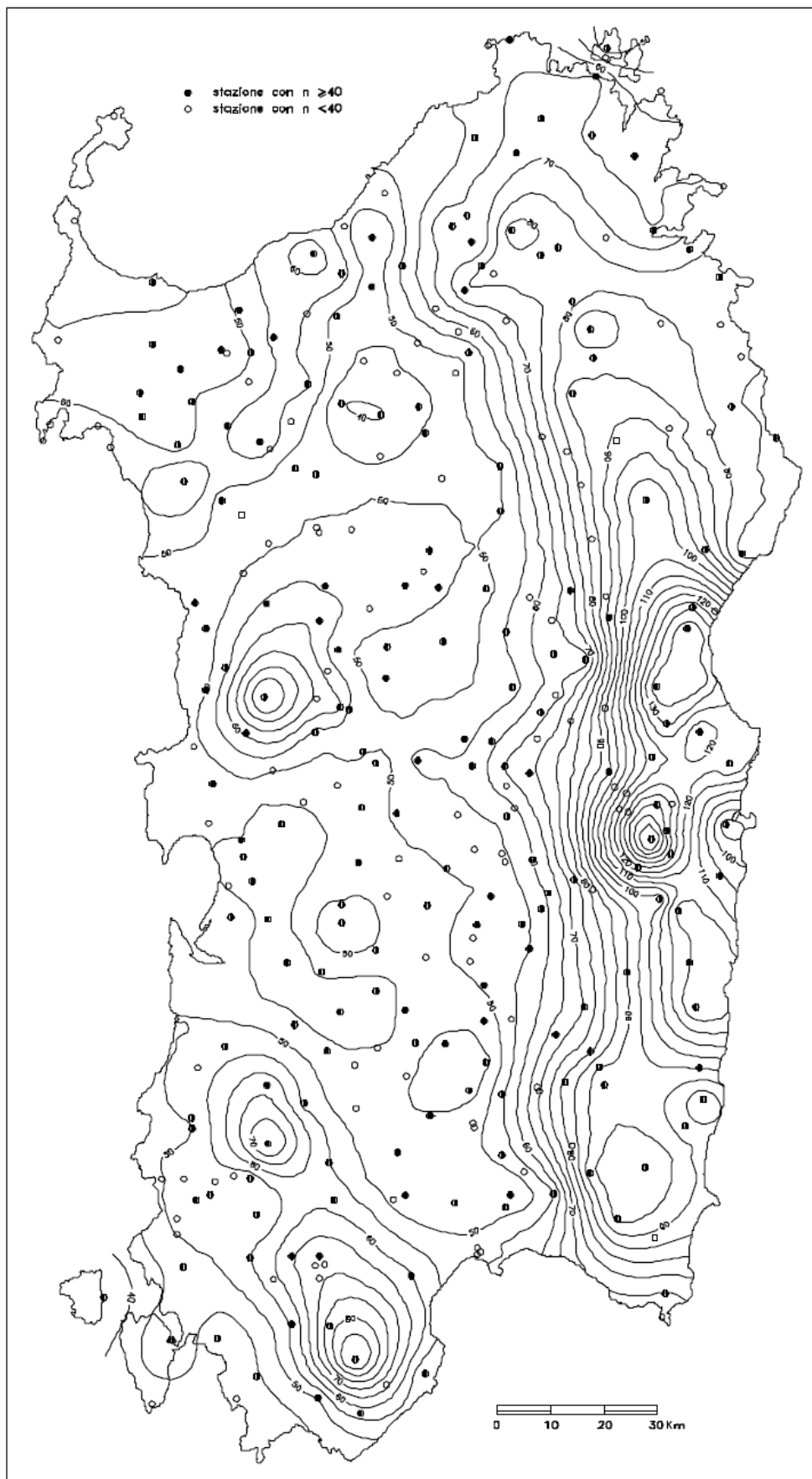
$$n_2 = -5.6593 \cdot 10^{-3} - 4.0872 \cdot 10^{-3} \log Tr \quad (\text{per } t \geq 1 \text{ ora})$$

per la sottozona 3:

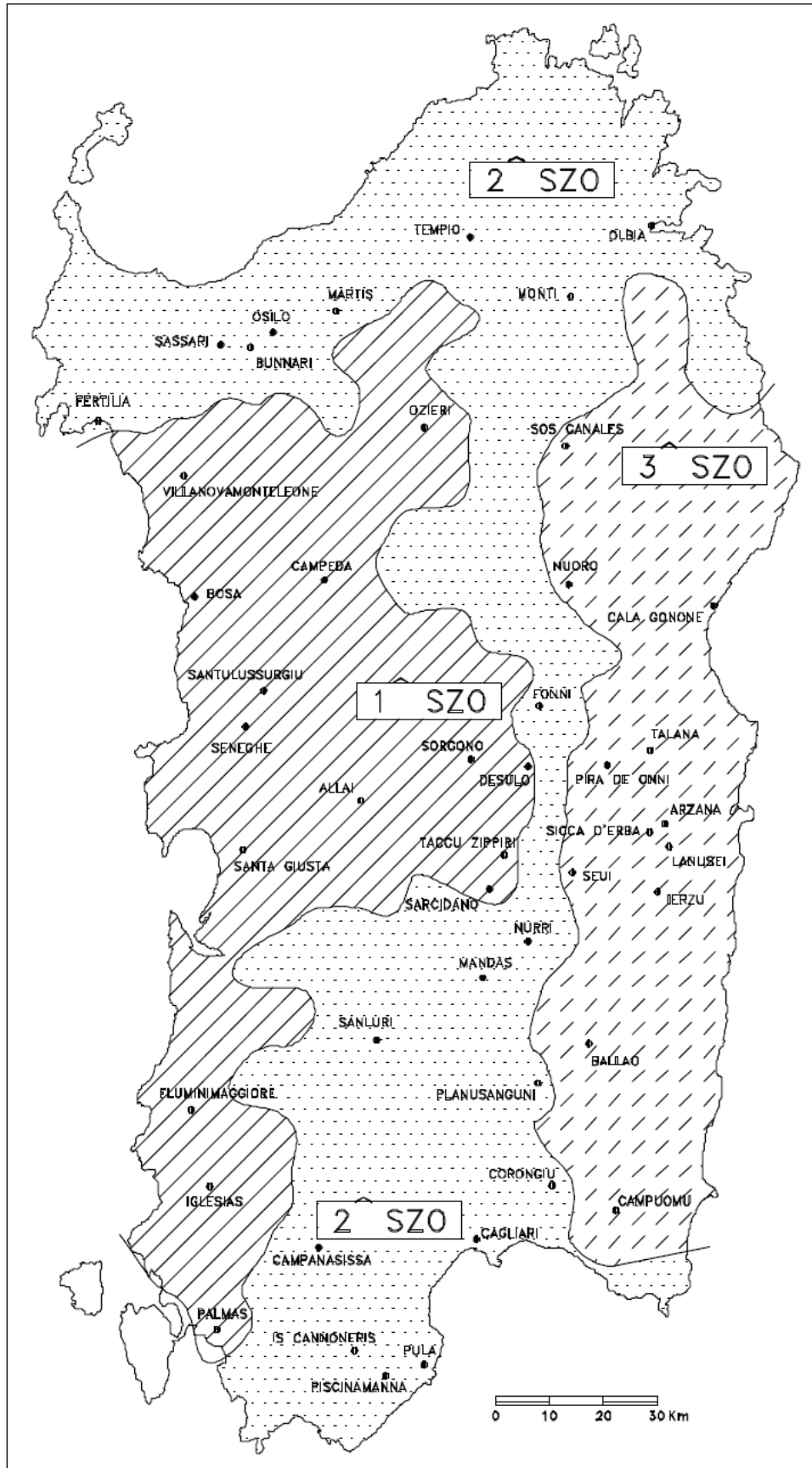
$$a_2 = 0.41273 + 1.1370 \log Tr$$

$$n_2 = -0.19055 + 0.25937 \log Tr - 3.8160 \cdot 10^{-2} (\log Tr)^2 \quad (\text{per } t \leq 1 \text{ ora})$$

$$n_2 = 1.5878 \cdot 10^{-2} + 7.6250 \cdot 10^{-3} \log Tr \quad (\text{per } t \geq 1 \text{ ora})$$



Carta delle piogge indice giornaliera



Carta delle sottozone

## Valutazione del coefficiente di deflusso $\Phi$

Nell’applicazione della formula razionale merita particolare attenzione la valutazione del coefficiente di deflusso che viene definito come rapporto tra il volume d’acqua defluito attraverso la sezione terminale del bacino e il volume d’acqua caduto per precipitazione all’interno di tutto il bacino, ossia rappresenta il rapporto tra pioggia netta e pioggia totale. Esso dipende dalla copertura vegetale, dalle caratteristiche del suolo e dalle relative condizioni iniziali di umidità diverse, in generale, da evento a evento.

In assenza di informazioni specifiche è possibile:

- valutare  $\Phi$  per diversi tipi di superficie, in funzione della pendenza  $i$  e del tempo di ritorno  $Tr$  della precipitazione, attraverso la Tabella della normativa tecnica della città di Austin (Texas, USA) (Chow e altri, 1988)

	2	5	10	50	100	200	500	1000	10000
asfalto	0.73	0.77	0.81	0.90	0.95	0.97	1.00	1.00	1.00
calcestruzzo, tetti	0.75	0.80	0.83	0.92	0.97	0.98	1.00	1.00	1.00
coltivazioni ( $i=0-2\%$ )	0.31	0.34	0.36	0.43	0.47	0.51	0.57	0.61	0.75
coltivazioni ( $i=0-2\%$ )	0.35	0.38	0.41	0.48	0.51	0.55	0.60	0.64	0.76
coltivazioni ( $i>7\%$ )	0.39	0.42	0.44	0.51	0.54	0.57	0.61	0.64	0.74
pascoli ( $i=0-2\%$ )	0.25	0.28	0.30	0.37	0.41	0.46	0.53	0.58	0.74
pascoli ( $i=0-2\%$ )	0.33	0.36	0.38	0.45	0.49	0.53	0.58	0.62	0.75
pascoli ( $i>7\%$ )	0.37	0.40	0.42	0.49	0.53	0.56	0.60	0.63	0.74
boschi ( $i=0-2\%$ )	0.22	0.25	0.28	0.35	0.39	0.43	0.48	0.52	0.65
boschi ( $i=0-2\%$ )	0.31	0.34	0.36	0.43	0.47	0.51	0.56	0.60	0.73
boschi ( $i>7\%$ )	0.35	0.39	0.41	0.48	0.52	0.55	0.58	0.61	0.72

- valutare  $\Phi$  attraverso la formula di Harolds che pone:

$$\phi = \phi_{100} (Tr / 100)^{0.2}$$

dove  $\Phi$  è il coefficiente di deflusso relativo ad un generico tempo di ritorno  $Tr$  e  $\Phi_{100}$  è il coefficiente di deflusso relativo a un tempo di ritorno di 100 anni. I valori di  $\Phi_{100}$ , in funzione del tipo di terreno e della vegetazione, possono essere desunti dalla tabella seguente.

tipo di terreno	bassa densità vegetale	alta densità vegetale
impermeabile	0.85	0.77
debolmente permeabile	0.7	0.6
permeabile	0.55	0.5

- valutare  $\Phi$  ricorrendo al metodo del Curve Number, elaborato dal Soil Conservation Service dove:

$$\Phi = \frac{(H - 0.2 \cdot S)^2}{H \cdot (H + 0.8 \cdot S)}$$

con

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

Il valore di CN è legato alle caratteristiche del terreno e della copertura vegetale.

L’applicazione di questo metodo presuppone, oltre alla conoscenza della precipitazione totale H, la stima del massimo volume invasabile nel suolo S che, teoricamente, può assumere tutti i valori positivi compresi tra 0 (superficie perfettamente impermeabile) e infinito (nessuna formazione di deflusso superficiale).

La valutazione di S, presuppone la stima del parametro CN, denominato Curve Number, che assume valori compresi tra 100 e 0. Il CN dà un’indicazione dell’attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso e si stima, sulla base dei valori riportati nella Tabella di cui al seguito, in relazione alle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale presenti nel bacino. La stima del CN presuppone inizialmente la determinazione del gruppo idrologico di ciascun suolo ricadente nel bacino e, all’interno di ciascun gruppo, l’individuazione di aree omogenee per destinazione d’uso, sistemazione e condizione idrica. A ciascuna area omogenea, di nota superficie, viene attribuito l’appropriato CN; il valore di CN dell’intero bacino si ottiene come media pesata, con peso la superficie, dei valori stimati per le singole aree omogenee.

Il metodo tiene anche conto delle condizioni di umidità del suolo antecedente all’inizio dell’evento AMC (Antecedent Moisture Condition). La definizione di AMC richiede la determinazione della precipitazione totale caduta dei cinque giorni precedenti l’evento in esame.

Nel caso si ricada nella condizione AMCI (secca) o in quella AMCII (umida) devono essere utilizzati i valori di CN corretti, utilizzando le seguenti formule di conversione :

$$CN(I) = \frac{4.2 \cdot CN(II)}{10 - 0.058 \cdot CN(II)}$$

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

USO DEL SUOLO	TIPO DI DRENAGGIO	CONDIZIONI DROLOGICHE	TIPO DI TERRENO			
			A	B	C	D
<i>Terreno Residenziale</i>						
Zone urbane	85% impermeabile	qualsiasi	89	92	94	95
Zone industriali	72% impermeabile	“ ”	81	88	91	93
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
<i>Terreno Agricolo</i>						
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

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

Classe	Valori di CN corrispondenti alle diverse classi AMC										
I	100	78	63	51	40	31	22	15	9	4	0
II	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0
III	100	96	91	85	78	70	60	50	37	22	0

Tabella di conversione per AMC I e III.

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 o possiedono una tessitura da moderatamente fina a fina.
D	Suolo con molto piccola capacità di infiltrazione. Principalmente argille con alto potenziale di rigonfiamento; suoli con livello di falda alto e permanente; suoli con strati argillosi in superficie; suoli poco profondi su strati impermeabili o semi-impermeabili.

Caratteristiche dei gruppi di suolo.

Il valore del CN assunto per i bacini Guideddu e Pedralla è pari a 94, mentre per il bacino Sa Pira è pari a 92.



### ***Determinazione portate di piena.***

Al fine di giungere alla determinazione delle portate di piena corrispondenti ai diversi tempi di ritorno, per ciascun bacino, sono stati ricavati i parametri di seguito riepilogati da imputare nel modello utilizzato per la simulazione idraulica:

<b>RIO GUIDEDDU</b>			
superficie	A	km2	0.172
lunghezza asta principale	L	km	0.888
pendenza asta principale	j	m/m	0.070
quota della sezione terminale	Ho	m slm	109.00
altitudine media	Hm	m slm	150.00
tempo di corrivazione adottato	Tc	ore	0.218
areal reduction factor	ARF		0.963
gruppo cao-puddu/piga-liguori	Gr		1
sottozona pig-a-deidda-sechi	SZO		2
pioggia indice giornaliera	Hg	mm	60
curve number	CN		94
stima del massimo invaso del suolo	S'		16.21
altezza ragguagliata perdite iniziali	la		3.24

<b>RIO PEDRALLA</b>			
superficie	A	km2	0.194
lunghezza asta principale	L	km	0.888
pendenza asta principale	j	m/m	0.070
quota della sezione terminale	Ho	m slm	109.00
altitudine media	Hm	m slm	140.00
tempo di corrivazione adottato	Tc	ore	0.212
areal reduction factor	ARF		0.961
gruppo cao-puddu/piga-liguori	Gr		1
sottozona pig-a-deidda-sechi	SZO		2
pioggia indice giornaliera	Hg	mm	60
curve number	CN		94
stima del massimo invaso del suolo	S'		16.21
altezza ragguagliata perdite iniziali	la		3.24

RIO SA PIRA			
superficie	A	km2	1.417
lunghezza asta principale	L	km	2.584
pendenza asta principale	j	m/m	0.049
quota della sezione terminale	Ho	m slm	109.00
altitudine media	Hm	m slm	188.38
tempo di corrivazione adottato	Tc	ore	0.750
areal reduction factor	ARF		0.950
gruppo cao-puddu/piga-liguori	Gr		1
sottozona piga-deidda-sechi	SZO		2
pioggia indice giornaliera	Hg	mm	60
curve number	CN		92
stima del massimo invaso del suolo	S'		22.09
altezza ragguagliata perdite iniziali	la		4.42

### Portate di piena.

Si riportano nelle seguenti tabelle le stime delle portate di piena calcolate con i metodi a fondamento razionale sopra descritti

I valori delle portate di piena utilizzate nell’analisi idraulica sono quelli del metodo a fondamento razionale “Piga – Deidda - Sechi”.

PORTATE DI PIENA - RIO GUIDEDDU					
METODO RAZIONALE	esposizione	Tr	Tr	Tr	Tr
		50	100	200	500
CAO - PUDDU	1	3.05	3.63	4.24	5.08
PIGA - LIGUORI	1	3.35	4.02	4.73	5.72
PIGA - DEIDDA - SECHI	2	2.72	3.11	3.49	4.03

PORTATE DI PIENA - RIO PEDRALLA					
METODO RAZIONALE	esposizione	Tr	Tr	Tr	Tr
		50	100	200	500
CAO - PUDDU	1	3.50	4.17	4.86	5.82
PIGA - LIGUORI	1	3.84	4.62	5.44	6.58
PIGA - DEIDDA - SECHI	2	<b>3.10</b>	<b>3.53</b>	<b>3.96</b>	<b>4.58</b>

PORTATE DI PIENA - RIO SA PIRA					
METODO RAZIONALE	esposizione	Tr	Tr	Tr	Tr
		50	100	200	500
CAO - PUDDU	1	11.05	13.09	15.20	18.12
PIGA - LIGUORI	1	11.21	13.33	15.55	18.63
PIGA - DEIDDA - SECHI	2	<b>13.24</b>	<b>15.84</b>	<b>18.48</b>	<b>22.03</b>

## ANALISI IDRAULICA

### *Introduzione*

L’analisi idraulica ha lo scopo di determinare i profili di corrente relativi ai quattro tempi di ritorno per i quali sono state calcolate le portate di piena nell’ambito dello studio idrologico sopra descritto. Tali profili sono necessari per la successiva fase di perimetrazione delle aree a pericolosità idraulica, al fine di valutare se residuano situazioni di pericolosità non censite e potenziale causa di rischio idraulico.

### *Il codice di calcolo HEC RAS*

HEC RAS è un codice sviluppato dall’Hydrologic Engineering Center dell’U.S. Army Corps of Engineers. Il software è in grado di analizzare e risolvere i calcoli legati al tracciamento del profilo idrico di un corso d’acqua in regime di moto permanente e/o in regime di moto vario, nonché le problematiche legate al trasporto solido.

In ciascuna di queste tre tipologie di studio il programma è in grado di utilizzare sia le proprietà intrinseche del terreno (in particolare in termini di coefficiente di scabrezza di Manning), sia le proprietà geometriche della sezione del corso d’acqua.

### ***Componenti idrauliche dell'analisi***

Questa componente del sistema di modellazione è da utilizzare per il calcolo della superficie idrica di correnti gradualmente variate. Il sistema può analizzare una rete di canali o un singolo corso d'acqua. Per l'analisi del moto, HEC RAS richiede la portata nota su ogni ramo (o parte di esso), inoltre è necessario definire le condizioni al contorno a monte (che saranno valide per una corrente veloce) e a valle (che saranno valide per una corrente lenta) dei rami unitamente alle caratteristiche delle confluenze; il software permette di imporre una corrente lenta, un regime di corrente veloce ovvero di determinare autonomamente il profilo della corrente in regime misto.

Le condizioni al contorno utilizzabili sono:

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

La procedura di calcolo è basata sulla risoluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia, in cui le perdite di carico sono valutate tramite il coefficiente di scabrezza di Manning. È possibile valutare i fenomeni di contrazione e allargamento della corrente tramite opportuni coefficienti di contrazione/espansione allorquando si abbiano variazioni di sezione in corti tratti. Nei casi in cui la corrente non dovesse essere gradualmente variata viene utilizzata l'equazione del momento della quantità di moto (automaticamente, con l'opzione "regime misto", nei passaggi da corrente veloce a lenta, o su opzione nelle confluenze).

Il punto di partenza è l'input della geometria del sistema, costituito dal corso d'acqua principale e da tutti gli affluenti, le sezioni trasversali, tutte le interferenze (qualsiasi variazione di sezione e/o la sua ostruzione). Ogni sezione, di un determinato ramo del corso d'acqua, è identificata univocamente da un numero positivo, crescente nel verso opposto a quello di scorrimento della corrente (quindi da valle verso monte). In generale ognuna di queste sezioni è suddivisa in tre porzioni che in prima istanza possono essere pensate come la savanella centrale (*main channel*) e le due aree golenali adiacenti (*left overbank e right overbank*). Tale suddivisione consente di ripartire la corrente in tre porzioni, considerando, per ognuna, velocità, portata e scabrezza diverse, ma con pari energia totale.

Una volta completato l'input geometrico dei dati, occorre fornire i valori di portata da mettere in conto nelle sezioni. Nei casi di moto permanente il valore della portata  $Q$  è costante nel tempo, e

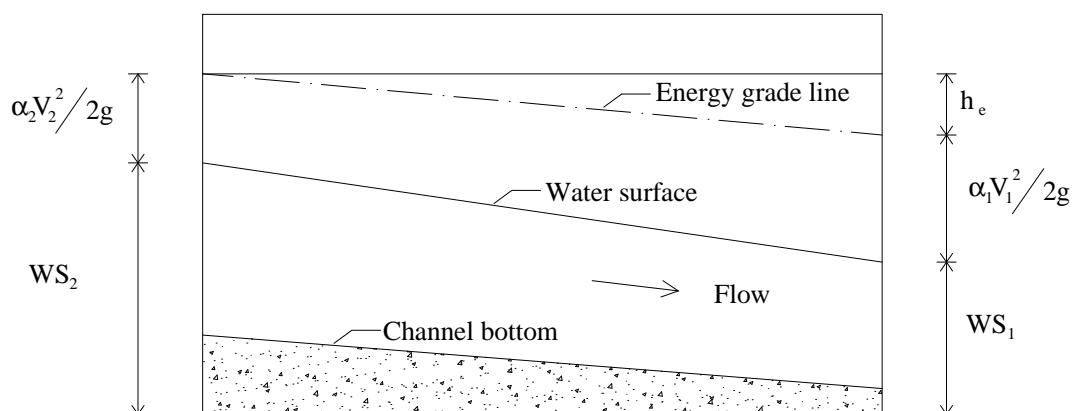
sarà possibile fornire un valore di Q per ciascuna sezione, o, più semplicemente, si può inserire il valore solo nelle sezioni che hanno un cambiamento di portata. Nei casi di moto vario è possibile fornire un idrogramma con portata variabile col passo temporale desiderato.

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

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

### ***I calcoli idraulici***

La metodologia utilizzata per la valutazione delle grandezze idrauliche che regolano il moto della corrente è il Metodo II descritto in *"Backwater Curves in River Channels"* EM 1110-2-1409 (USACE 1959). Le grandezze idrauliche fondamentali, che intervengono nei processi che determinano il profilo della corrente e i fenomeni legati al trasporto solido, sono la velocità della corrente, l'altezza del pelo libero, l'energia totale e il suo gradiente.



*Carichi idraulici in due sezioni di calcolo consecutive*

Nella Figura di cui sopra sono messe in evidenza le grandezze che compaiono nell'equazione (1) (equazione di bilancio dell'energia).

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

in cui si hanno:

- $g$ : accelerazione di gravità;
- $h_e$ : perdita di energia;
- $V_1, V_2$ : velocità media, riferita all'area della sezione bagnata, e relativa alla portata data;
- $W_{s1}, W_{s2}$ : quota del pelo libero della corrente (per il dato valore di portata) rispetto uno zero convenzionale;
- $\alpha_1, \alpha_2$ : coefficienti di ragguglio delle potenze cinetiche (o coeff. di Coriolis);

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

### ***Perdite di carico***

La perdita di carico "he" è data dalla somma di due componenti:

$$h_e = h_f + h_o$$

- $h_f$ : perdita di energia per attrito (calcolate tramite il Metodo II descritto in "Backwater Curves in River Channels").
- $h_o$ : perdita di energia legata alla forma della sezione (perdite dovute alla contrazione o all'allargamento della sezione).

### **Perdite per attrito**

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

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

in cui:



$$K = \sum_{j=1}^{NSS} \frac{1}{n_j} \frac{\frac{A_{2j}+A_{1j}}{2} \left( \frac{R_{2j}+R_{1j}}{2} \right)^{2/3}}{\sqrt{L_j}} \quad (3)$$

- $A_{1j}, A_{2j}$ : aree delle sezioni, normali al flusso, rispettivamente di valle e di monte;
- NSS: numero totale di *sub-sezioni* in cui è suddivisa una sezione;
- K: total conveyance del tratto compreso tra le due sezioni
- $L_j$ : distanza tra le j esime *sub-sezioni*;
- $n_j$ : coeff. di scabrezza di Manning tra le j esime *sub-sezioni*;
- Q: portata;
- $R_{1j}, R_{2j}$ : raggi idraulici delle corrispondenti sezioni.

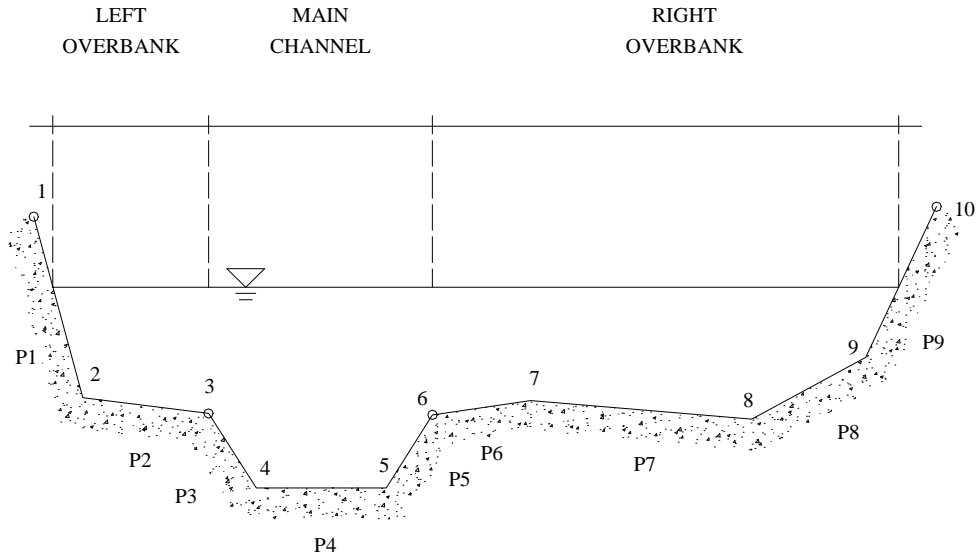
### Perdite per contrazione ed espansione

Le perdite per contrazione ed espansione della corrente sono valutate tramite l'equazione 5) riportata di seguito:

$$h_0 = c_L \left( \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right) \quad (4)$$

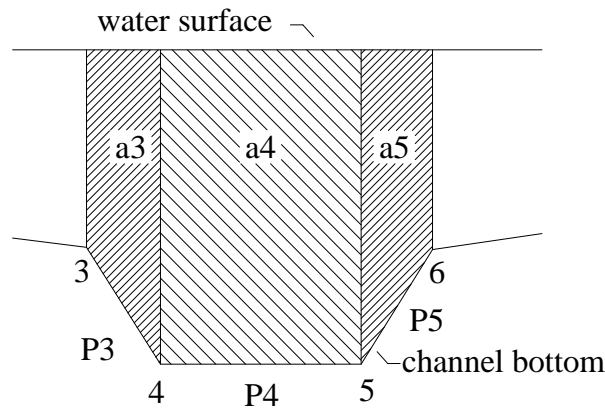
dove:  $c_L$  è il coefficiente di contrazione (positivo) o espansione (negativo).

Ogni sezione descritta da un numero N di punti è suddivisa, come già detto in precedenza in tre "porzioni" (*left overbank, main channel, right overbank*).



Suddivisione della sezione in 3 componenti

Ogni porzione è ulteriormente suddivisa in sub-section.



Scomposizione di una componente della sezione in sub-sezioni

Ad esempio l'area corrispondente al *main channel* è data dalla sommatoria delle aree delle sub-section che la compongono secondo quanto riportato in figura.

$$A_j = a_3 + a_4 + a_5 \quad (5)$$

così come

$$P_j = p_3 + p_4 + p_5 \quad (6)$$

in cui P è il contorno bagnato della sezione.

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

$$R_j = \frac{A_j}{P_j} = \frac{\sum A_k}{\sum P_k} \quad (7)$$

dove  $A_j$ ,  $P_j$  ed  $R_j$  sono rispettivamente l'area, il contorno bagnato ed il raggio idraulico della  $j$ -esima sub-section.

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

$$\alpha = \frac{\sum_{j=1}^{NSS} \left( \frac{K_j^3}{A_j} \right)}{\frac{K^3}{A^2}} \quad (8)$$

### ***Sezioni interpolate***

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

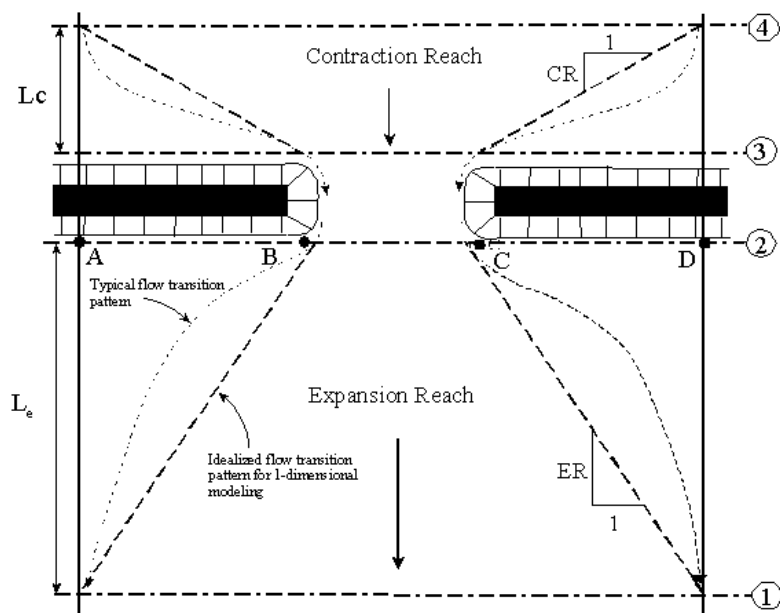
### ***Ponti ed attraversamenti in sezioni chiuse***

Particolare attenzione merita la presenza di eventuali ponti e/o attraversamenti all'interno di sezioni chiuse (scatolari, circolari, ovoidali etc.).

Per ciò che riguarda la perdita di energia, questa viene suddivisa in tre componenti:

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

Per rendere definito il problema occorre fornire 4 sezioni, due delle quali rispettivamente a monte e a valle dell'interferenza in cui siano trascurabili i fenomeni dovuti alla contrazione della corrente (Fig. 14, sezioni 4 e 1), le altre due immediatamente a monte e a valle del manufatto (sezioni 2 e 3), in queste è necessario imporre un'area inefficace.



Geometria di un passaggio ristretto

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

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

### ***Determinazione del profilo di moto permanente***

Il calcolo è stato effettuato sulla base dei seguenti elementi:

- il profilo della corrente è stato valutato considerando un moto permanente per tronchi omogenei chiusi alle sezioni di interesse. Rispetto alle reali condizioni del moto, che in generale presenta variazioni di portata nel tempo, si avranno delle differenze, tuttavia, l'involuppo dei massimi livelli idrici riscontrabili in un transitorio di portata

variabile non sono, in generale, superiori dei livelli idrici riscontrabili in moto permanente, ovviamente per la data portata assunta;

- la portata è stata considerata costante lungo i diversi tratti omogenei dei reticoli idrografici studiati, con incrementi in corrispondenza delle confluenze;
- Le perdite di carico sono state valutate con la consueta espressione di Chezy e valutazione del coefficiente  $c$  mediante la formula di Manning.

Per la stima del coefficiente di scabrezza  $n$  è possibile utilizzare la formula di Cowan che, prende in considerazione i diversi fattori che influenzano tale parametro :

$$n = (n_{veget} + n_{superf} + n_{restr/allarg} + n_{irregolar} + n_{ostruzioni}) m_{curve}$$

dove  $n$  è il coefficiente di Manning complessivo, mentre gli  $n_i$  sono i contributi dovuti a vari parametri descrittivi delle condizioni dell'alveo o delle superfici di scorrimento.

Nei casi in esame si pone il coefficiente di Manning pari a:

$n = 0.035$  - sezioni alveo in terra;

$n = 0.025$  - sezioni centro urbano;

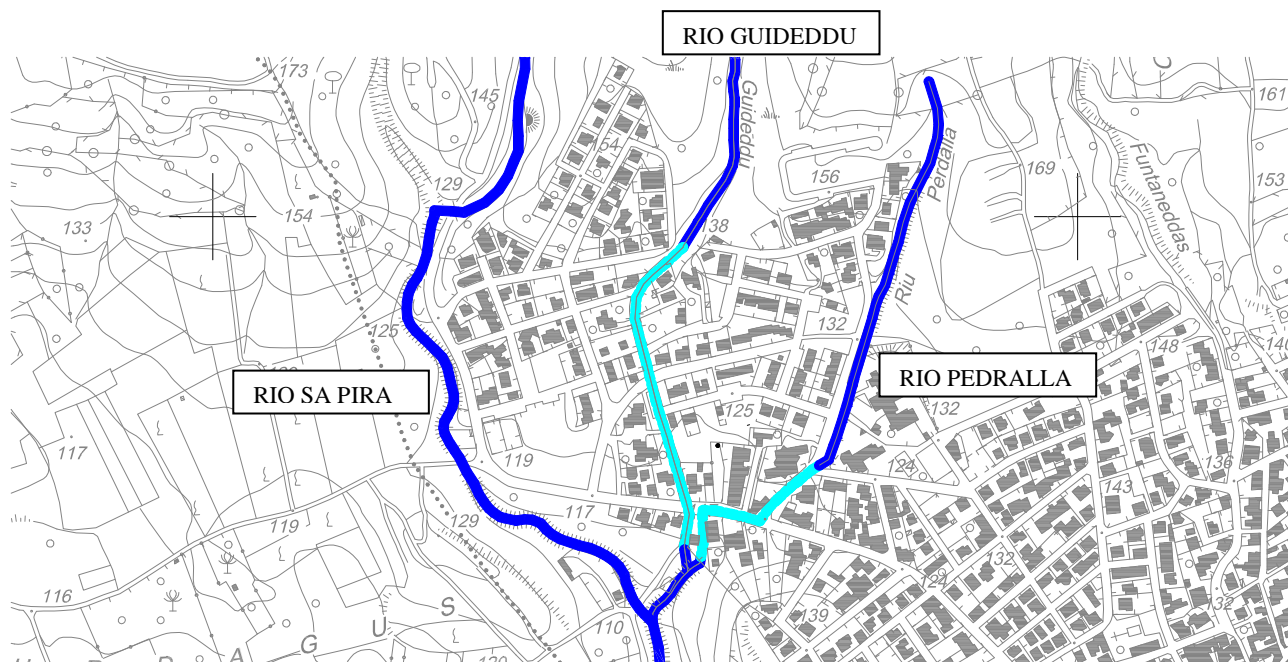
## ***Dati di input e risultati delle simulazioni***

### **Sezioni trasversali**

I primi dati da inserire nel modello utilizzato sono: l’andamento planimetrico del corso d’acqua e le sezioni trasversali più significative. La scelta di queste ultime è basata sulla necessità di suddividere l’asta in tratti omogenei per caratteristiche idrauliche.

### **Reticolo idrografico in studio**

Il reticolo idrografico introdotto in Hec Ras è riportato nella seguente immagine:



*Corsi d’acqua analizzati*

Il rio Guideddu e il rio Pedralla attraversano l’abitato di Sinnai, con un canale tombato (rappresentato in ciano nell’immagine di cui sopra) per poi, nelle sezioni immediatamente a valle del centro urbano, confluire a cielo aperto in un’unica asta fluviale (rio Pedralla 2).

Poichè i due canali tombati sono palesemente sottodimensionati, non riuscendo a contenere le rispettive portate di piena, **si considera lo scorrimento superficiale del rio Guideddu e del rio Pedralla.**

Il rio Pedralla 2 è un affluente in sinistra del rio Sa Pira.

### **Valori di portata adottati**

Le verifiche sono state effettuate per valori di portata corrispondenti rispettivamente ai tempi di ritorno di 50, 100, 200, 500 anni. I valori di portata utilizzati per i bacini sopra esaminati sono quelli derivanti dal metodo razionale di Piga - Deidda – Sechi.

In riferimento allo schema planimetrico riportato nel precedente paragrafo, nella sezione immediatamente a valle della confluenza tra il rio Guideddu e il rio Pedralla si utilizza come valore di portata (per un dato tempo di ritorno) quello dato dalla somma delle portate dei due corsi d’acqua.

Nella sezione immediatamente a valle della confluenza tra il rio Sa Pira e il rio Pedralla 2 si utilizza come valore di portata (per un dato tempo di ritorno) quello dato dalla somma delle portate dei due corsi d'acqua.

### **Condizioni al contorno**

Nel caso specifico il codice di calcolo HEC-RAS è stato utilizzato in condizioni di moto permanente e i valori di portata al colmo applicati nelle simulazioni, che per definizione restano costanti nel tempo, sono stati definiti nell’ambito dell’analisi idrologica.

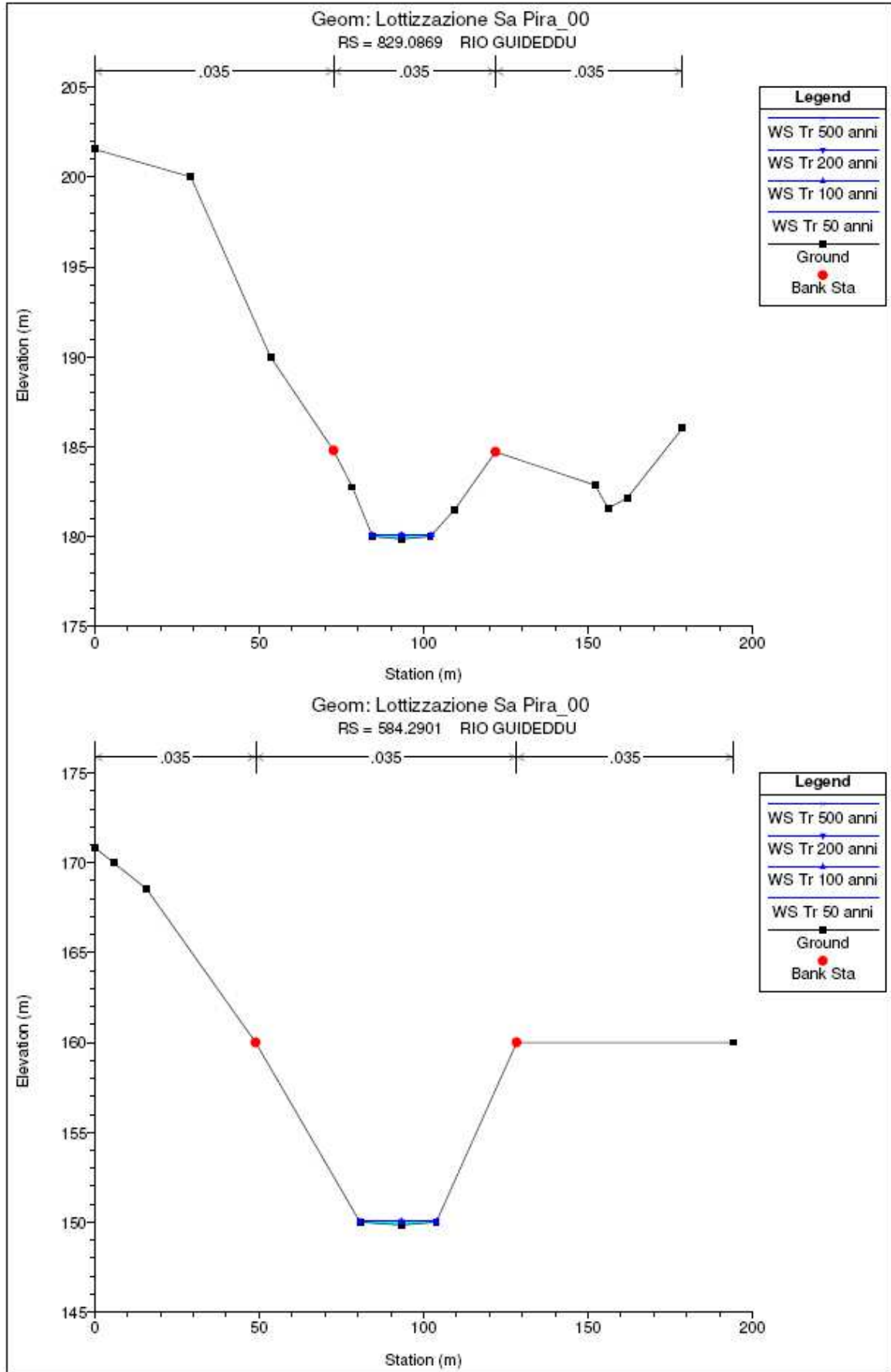
Per quanto attiene le condizioni al contorno da introdurre per la simulazione in moto permanente, per entrambi i corsi d’acqua esaminati, dato che si è deciso di procedere in regime misto di corrente, si è reso necessario definire le condizioni al contorno sia a monte che all’estremo di valle; sia nelle sezioni di monte che in quelle di valle è stata imposta l’altezza di moto uniforme.

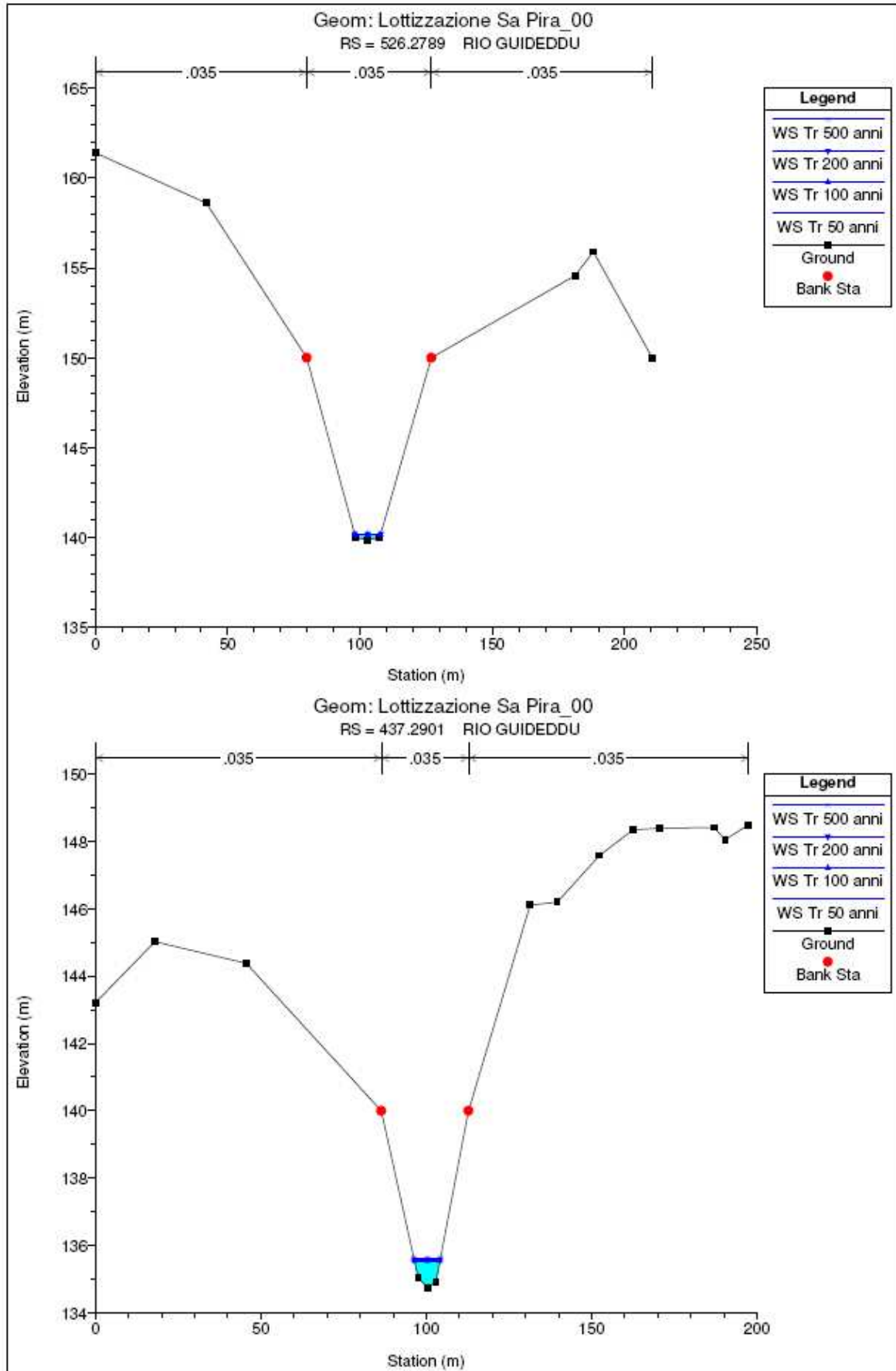
### ***Risultati simulazione idraulica***

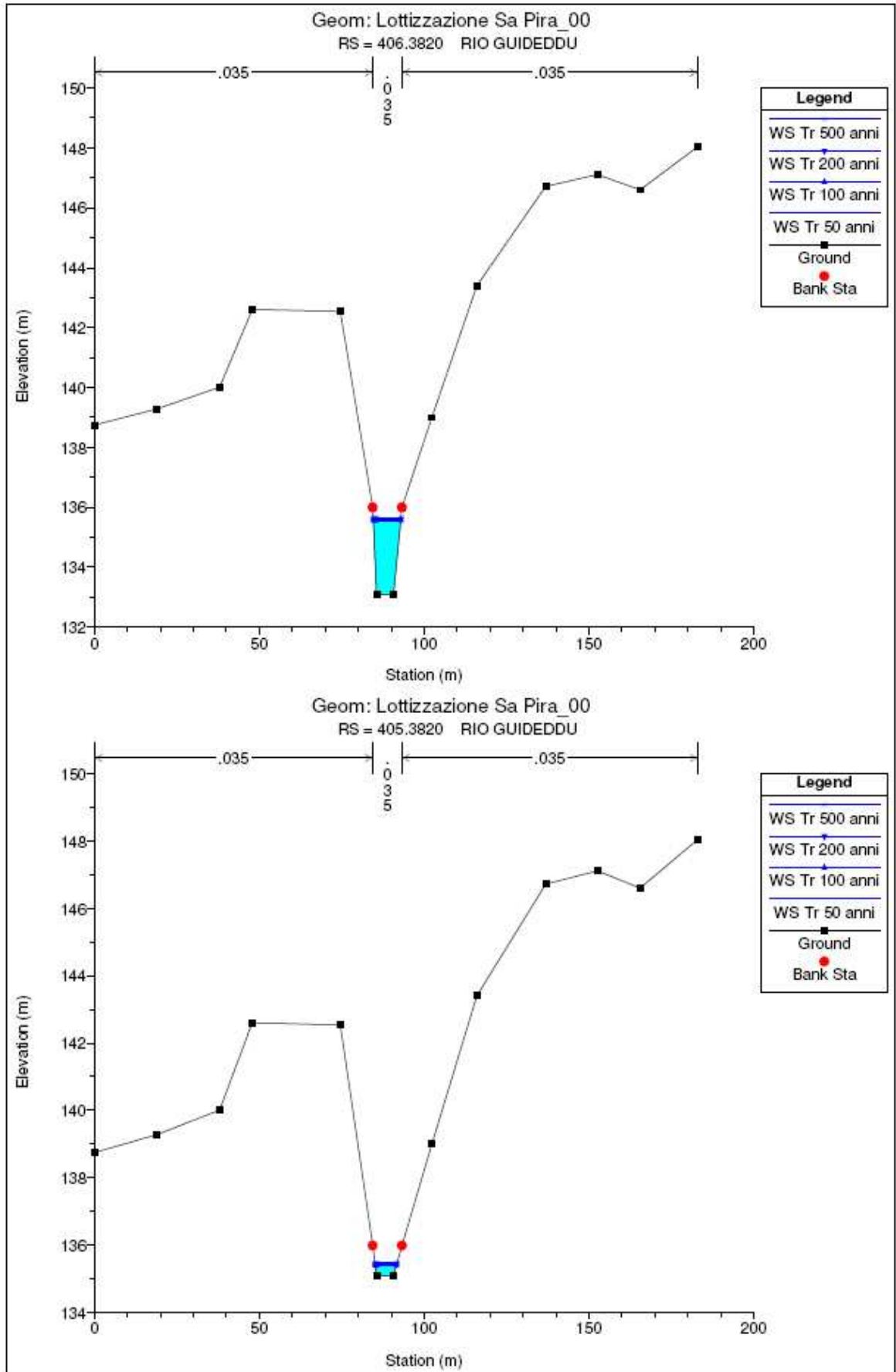
Di seguito verranno riportate per il bacino descritto nei precedenti paragrafi:

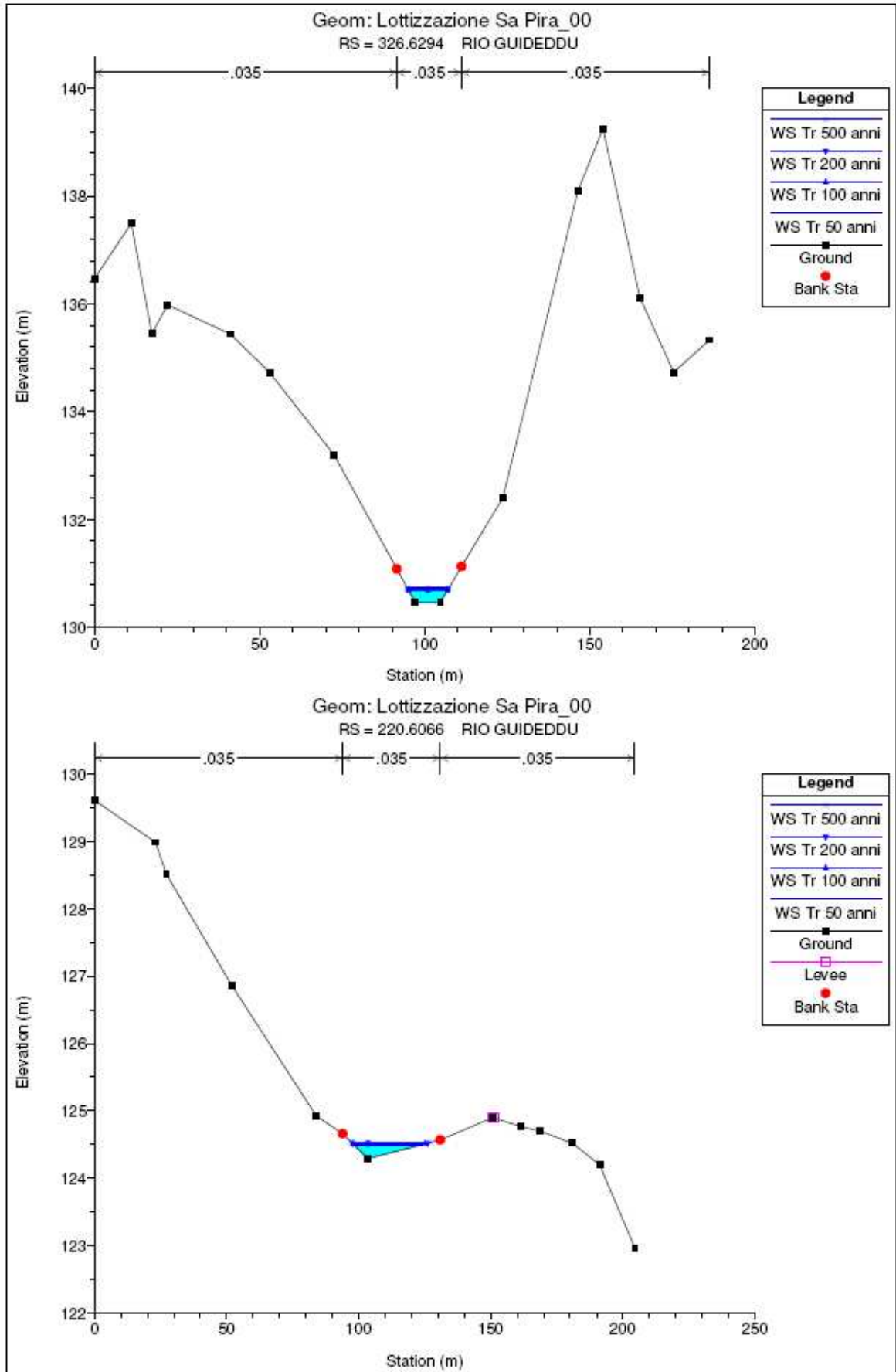
- Le sezioni idrauliche con i livelli idrici raggiunti per le portate corrispondenti ai vari tempi di ritorno;
- Le principali grandezze idrauliche in forma tabellare, per ciascuna delle sezioni introdotte nel modello di simulazione.

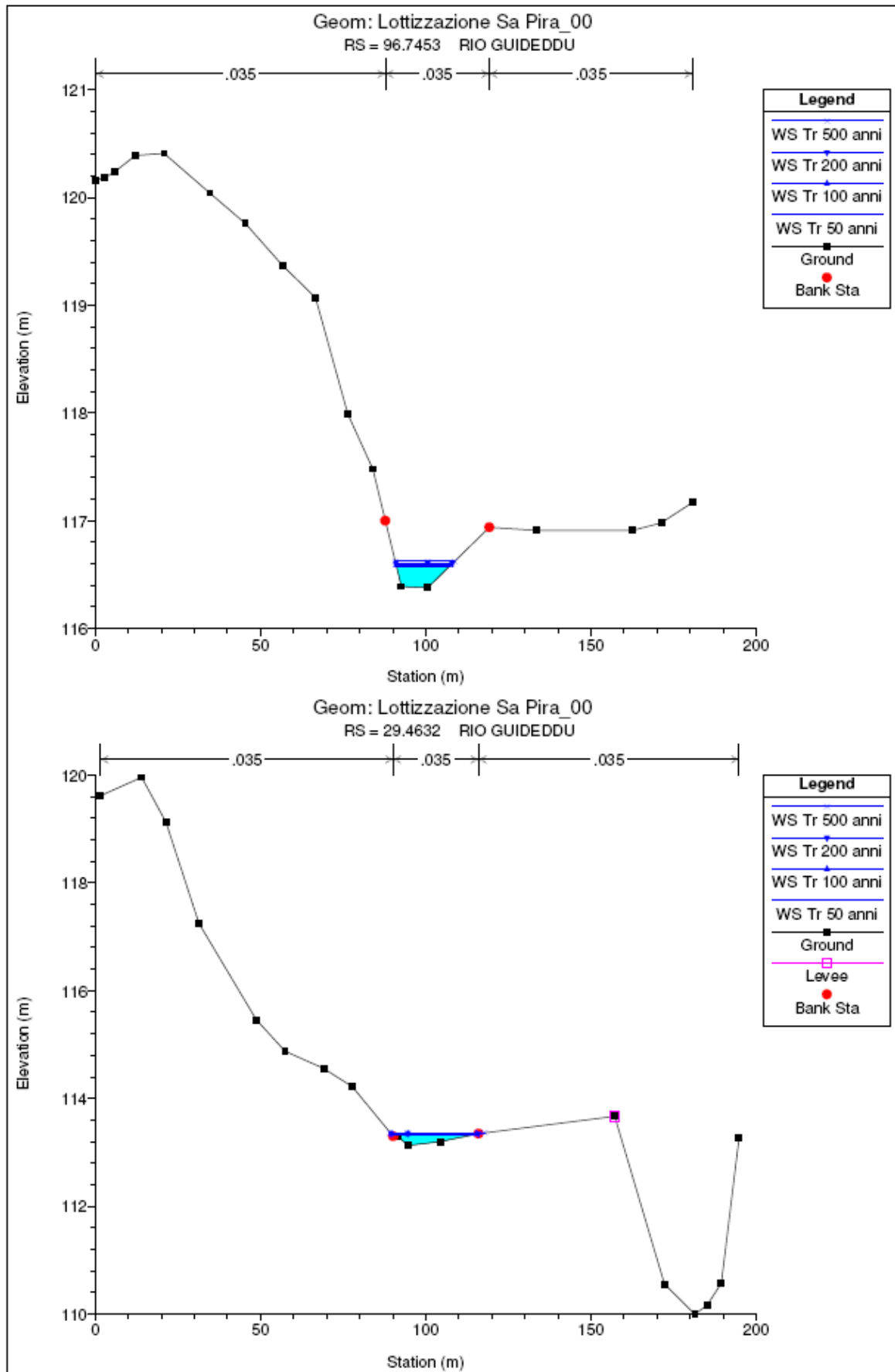


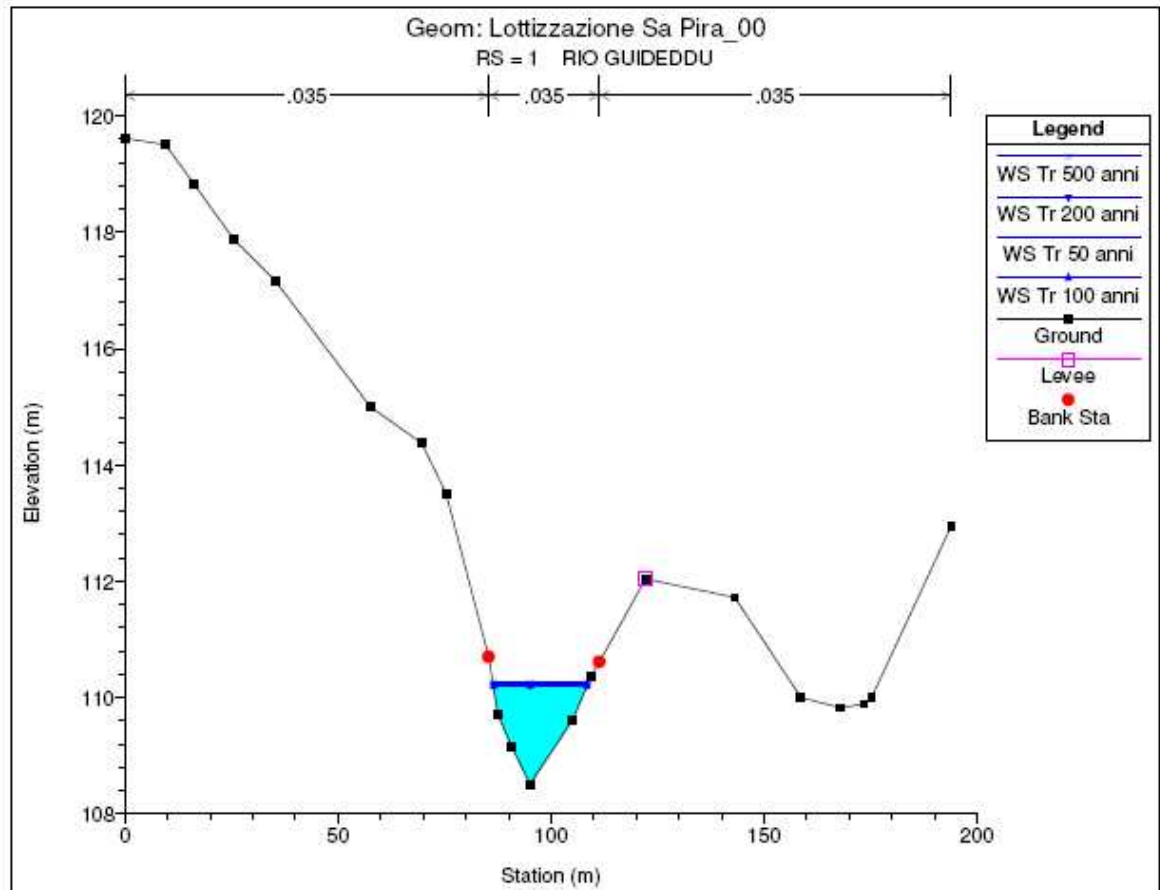






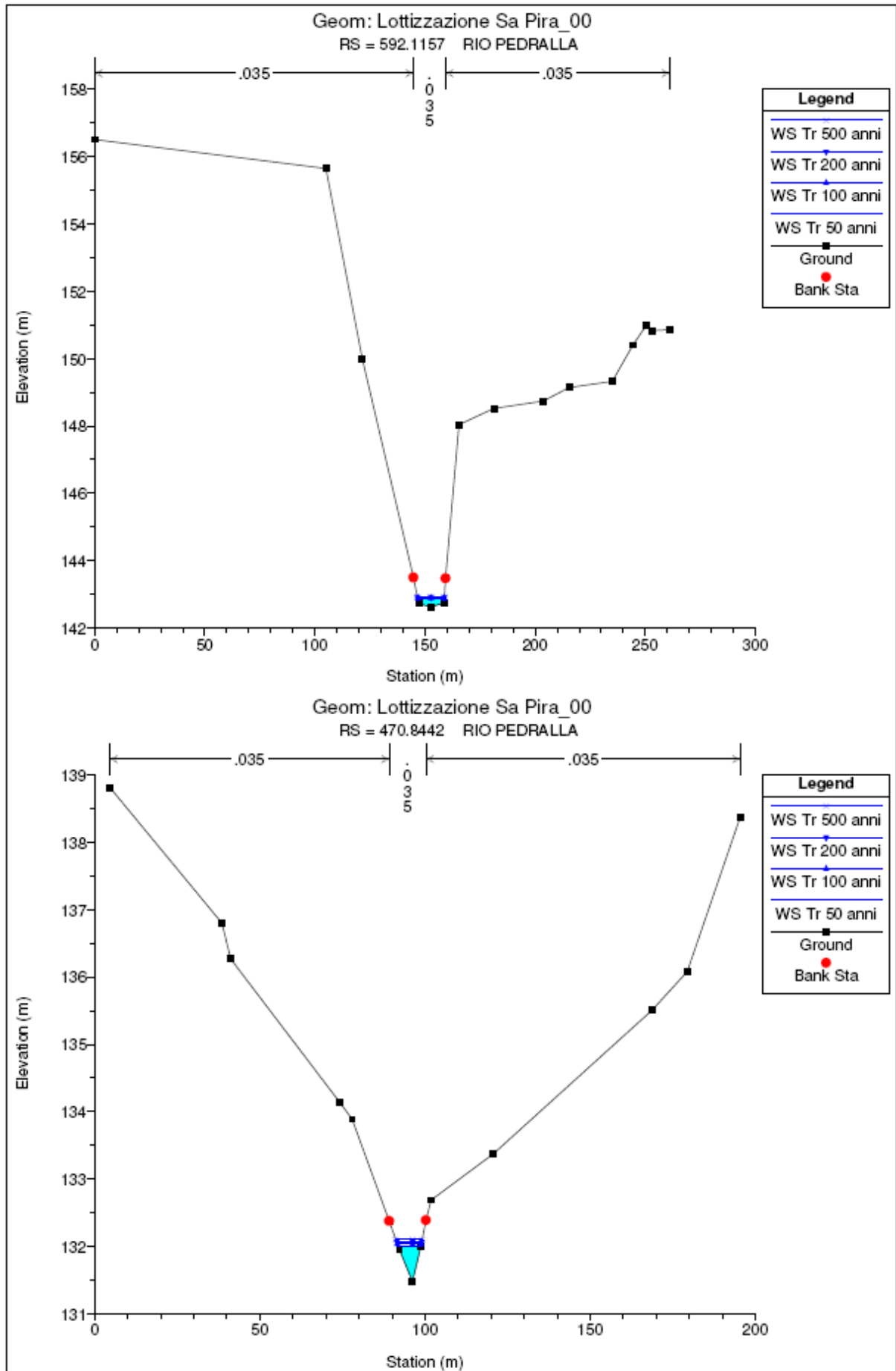




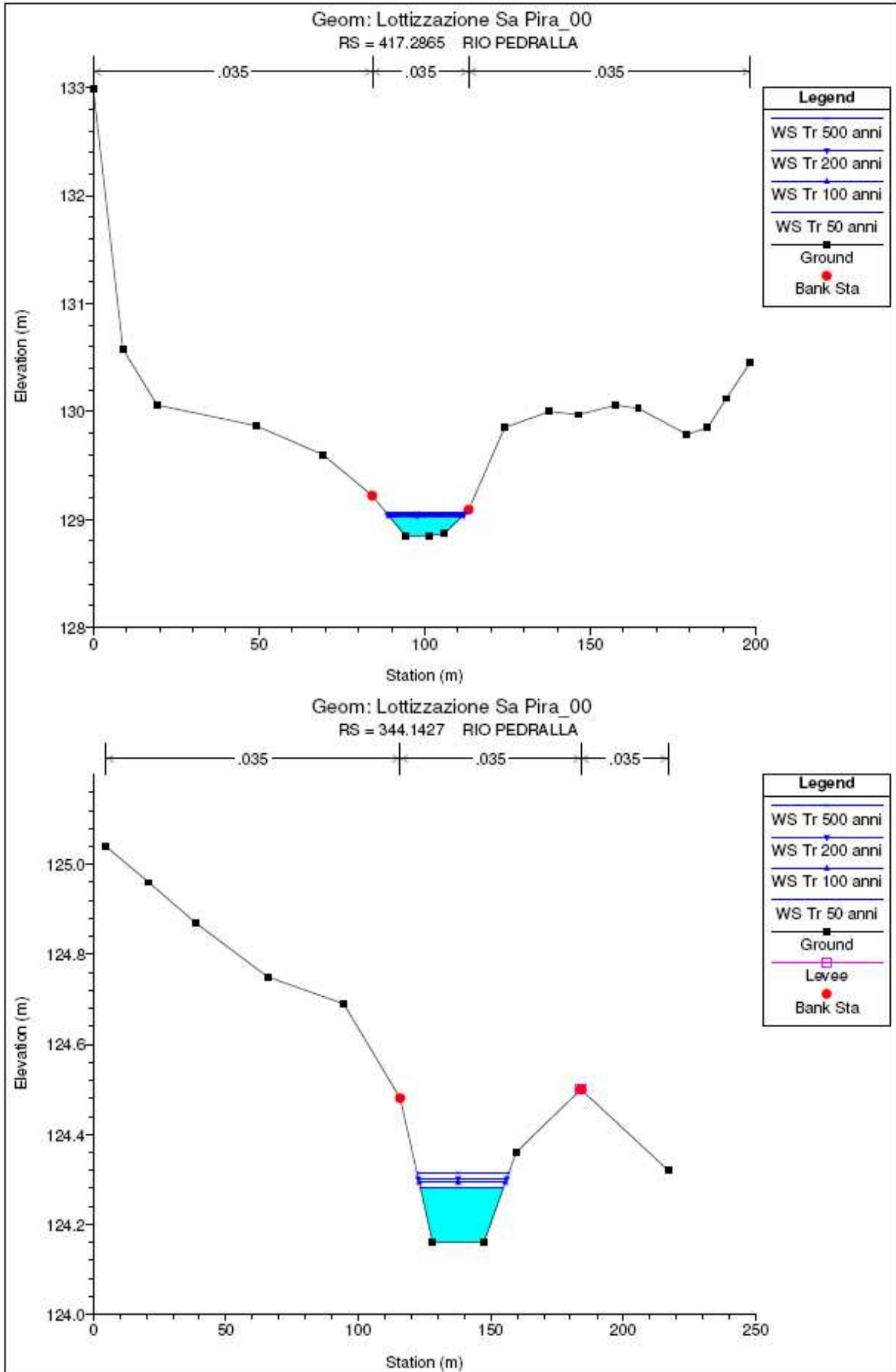


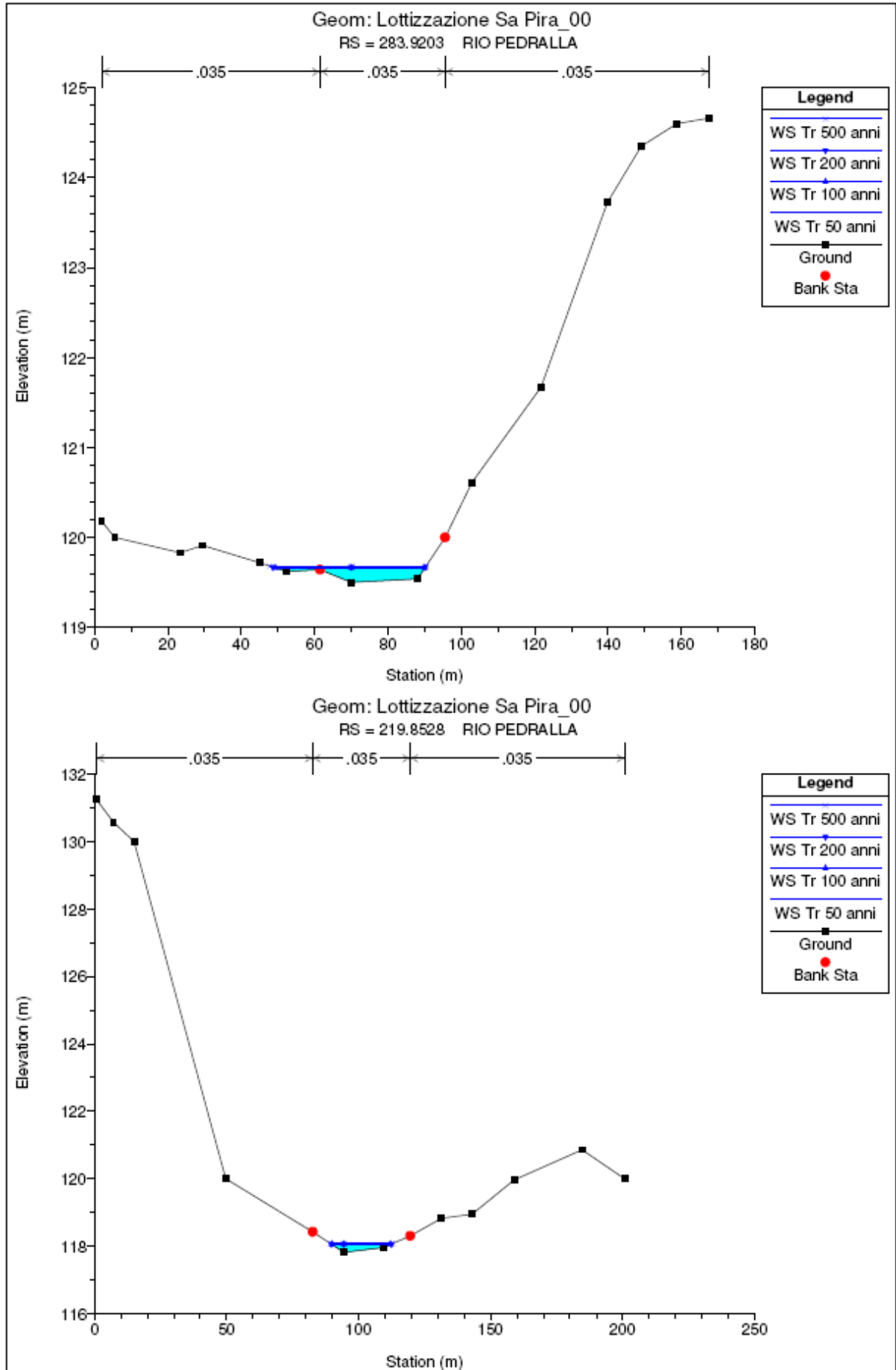
HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Rio Guideddu Reach: Rio Guideddu

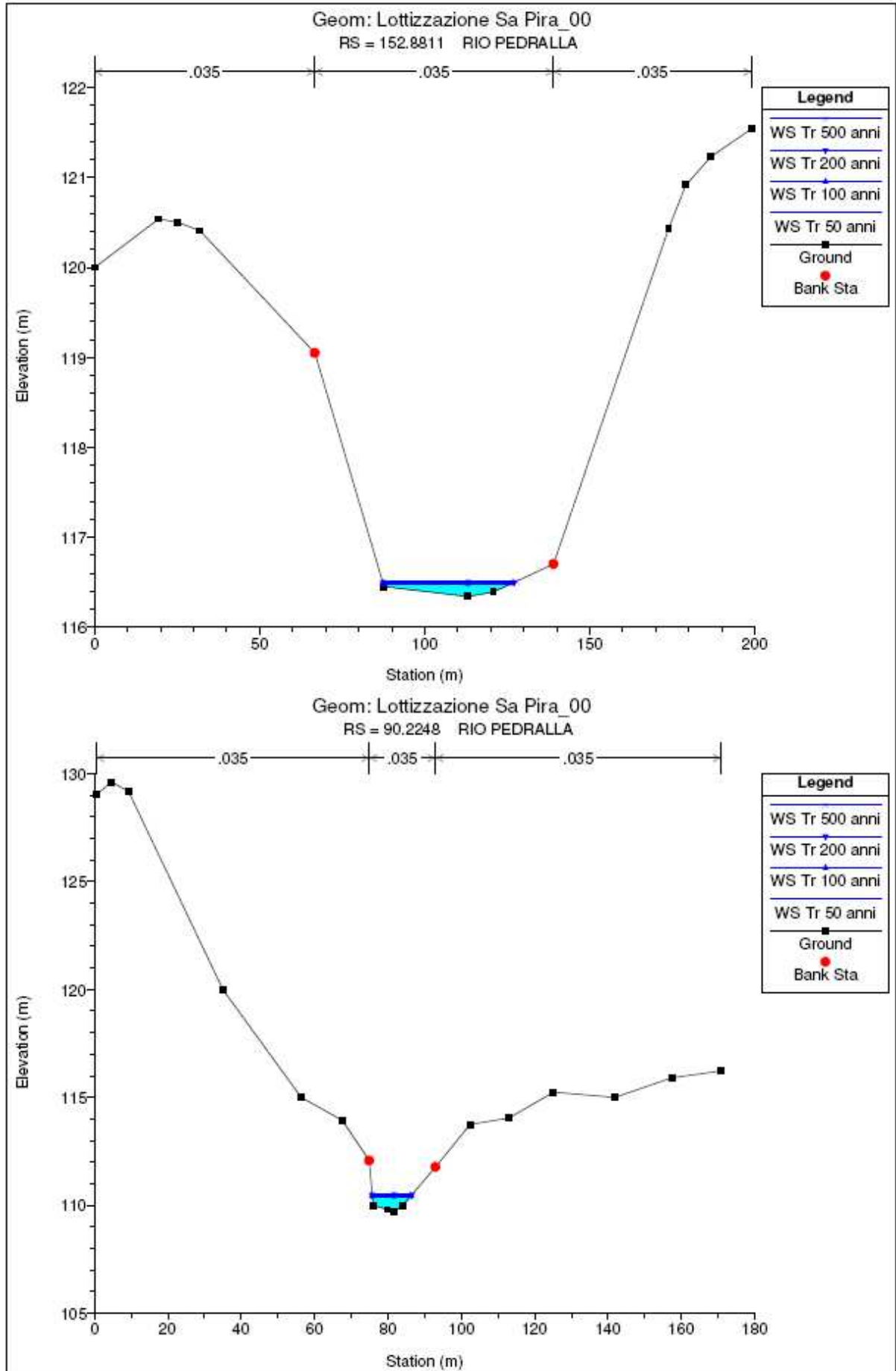
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Rio Guideddu	829.0869	Tr 50 anni	2.72	179.85	180.06	180.06	180.13	0.024456	1.15	2.36	18.00	1.02
Rio Guideddu	829.0869	Tr 100 anni	3.11	179.85	180.07	180.07	180.14	0.023439	1.20	2.60	18.09	1.01
Rio Guideddu	829.0869	Tr 200 anni	3.49	179.85	180.08	180.08	180.16	0.022997	1.24	2.80	18.18	1.01
Rio Guideddu	829.0869	Tr 500 anni	4.03	179.85	180.10	180.10	180.19	0.021779	1.29	3.12	18.30	1.00
Rio Guideddu	584.2901	Tr 50 anni	2.72	149.84	150.03	150.03	150.09	0.025916	1.06	2.57	23.30	1.02
Rio Guideddu	584.2901	Tr 100 anni	3.11	149.84	150.04	150.04	150.10	0.025015	1.10	2.82	23.36	1.01
Rio Guideddu	584.2901	Tr 200 anni	3.49	149.84	150.05	150.05	150.12	0.024435	1.15	3.05	23.42	1.01
Rio Guideddu	584.2901	Tr 500 anni	4.03	149.84	150.06	150.06	150.14	0.023671	1.20	3.36	23.49	1.01
Rio Guideddu	526.2789	Tr 50 anni	2.72	139.87	140.14	140.14	140.24	0.021159	1.41	1.92	9.60	1.01
Rio Guideddu	526.2789	Tr 100 anni	3.11	139.87	140.16	140.16	140.27	0.020251	1.47	2.12	9.68	1.00
Rio Guideddu	526.2789	Tr 200 anni	3.49	139.87	140.18	140.18	140.30	0.020146	1.53	2.28	9.74	1.01
Rio Guideddu	526.2789	Tr 500 anni	4.03	139.87	140.20	140.20	140.33	0.019493	1.60	2.52	9.84	1.01
Rio Guideddu	437.2901	Tr 50 anni	2.72	134.76	135.52		135.54	0.001296	0.66	4.09	7.62	0.29
Rio Guideddu	437.2901	Tr 100 anni	3.11	134.76	135.55		135.58	0.001401	0.71	4.37	7.77	0.30
Rio Guideddu	437.2901	Tr 200 anni	3.49	134.76	135.59		135.62	0.001492	0.75	4.63	7.91	0.31
Rio Guideddu	437.2901	Tr 500 anni	4.03	134.76	135.63		135.67	0.001606	0.81	4.99	8.09	0.33
Rio Guideddu	406.3820	Tr 50 anni	2.72	133.08	135.53		135.53	0.000020	0.17	16.44	8.32	0.04
Rio Guideddu	406.3820	Tr 100 anni	3.11	133.08	135.57		135.57	0.000025	0.19	16.75	8.37	0.04
Rio Guideddu	406.3820	Tr 200 anni	3.49	133.08	135.60		135.61	0.000030	0.20	17.04	8.41	0.05
Rio Guideddu	406.3820	Tr 500 anni	4.03	133.08	135.65		135.65	0.000037	0.23	17.43	8.47	0.05
Rio Guideddu	405.3820	Tr 50 anni	2.72	135.08	135.39	135.39	135.52	0.019559	1.62	1.68	6.38	1.01
Rio Guideddu	405.3820	Tr 100 anni	3.11	135.08	135.41	135.41	135.56	0.019150	1.68	1.85	6.49	1.01
Rio Guideddu	405.3820	Tr 200 anni	3.49	135.08	135.44	135.44	135.59	0.018696	1.74	2.01	6.59	1.00
Rio Guideddu	405.3820	Tr 500 anni	4.03	135.08	135.47	135.47	135.64	0.018286	1.81	2.22	6.73	1.01
Rio Guideddu	326.6294	Tr 50 anni	2.72	130.46	130.67	130.67	130.76	0.021724	1.33	2.05	11.55	1.01
Rio Guideddu	326.6294	Tr 100 anni	3.11	130.46	130.69	130.69	130.79	0.021212	1.37	2.26	11.88	1.01
Rio Guideddu	326.6294	Tr 200 anni	3.49	130.46	130.71	130.71	130.81	0.020840	1.42	2.46	12.19	1.01
Rio Guideddu	326.6294	Tr 500 anni	4.03	130.46	130.73	130.73	130.84	0.020143	1.47	2.75	12.62	1.00
Rio Guideddu	220.6066	Tr 50 anni	2.72	124.29	124.50	124.50	124.55	0.025642	1.01	2.69	25.77	1.00
Rio Guideddu	220.6066	Tr 100 anni	3.11	124.29	124.51	124.51	124.57	0.025060	1.04	2.99	27.22	1.00
Rio Guideddu	220.6066	Tr 200 anni	3.49	124.29	124.52	124.52	124.58	0.024829	1.07	3.28	28.47	1.00
Rio Guideddu	220.6066	Tr 500 anni	4.03	124.29	124.53	124.53	124.60	0.024863	1.10	3.65	30.04	1.01
Rio Guideddu	96.7453	Tr 50 anni	2.72	116.38	116.58	116.58	116.65	0.023297	1.19	2.28	15.89	1.01
Rio Guideddu	96.7453	Tr 100 anni	3.11	116.38	116.59	116.59	116.67	0.022857	1.23	2.52	16.51	1.01
Rio Guideddu	96.7453	Tr 200 anni	3.49	116.38	116.60	116.60	116.69	0.022354	1.27	2.76	17.09	1.01
Rio Guideddu	96.7453	Tr 500 anni	4.03	116.38	116.62	116.62	116.71	0.021602	1.30	3.09	17.89	1.00
Rio Guideddu	29.4632	Tr 50 anni	2.72	113.13	113.33	113.33	113.38	0.025827	1.04	2.62	24.54	1.01
Rio Guideddu	29.4632	Tr 100 anni	3.11	113.13	113.34	113.34	113.40	0.023858	1.05	2.96	25.77	0.98
Rio Guideddu	29.4632	Tr 200 anni	3.49	113.13	113.35	113.35	113.41	0.024573	1.10	3.18	26.54	1.01
Rio Guideddu	29.4632	Tr 500 anni	4.03	113.13	113.36	113.36	113.43	0.022589	1.14	3.57	28.57	0.98
Rio Guideddu	1	Tr 50 anni	2.72	108.51	110.20	108.99	110.20	0.000022	0.13	20.98	21.96	0.04
Rio Guideddu	1	Tr 100 anni	3.11	108.51	110.19	109.01	110.19	0.000030	0.15	20.84	21.91	0.05
Rio Guideddu	1	Tr 200 anni	3.49	108.51	110.22	109.04	110.22	0.000035	0.16	21.42	22.12	0.05
Rio Guideddu	1	Tr 500 anni	4.03	108.51	110.25	109.07	110.26	0.000042	0.18	22.22	22.40	0.06

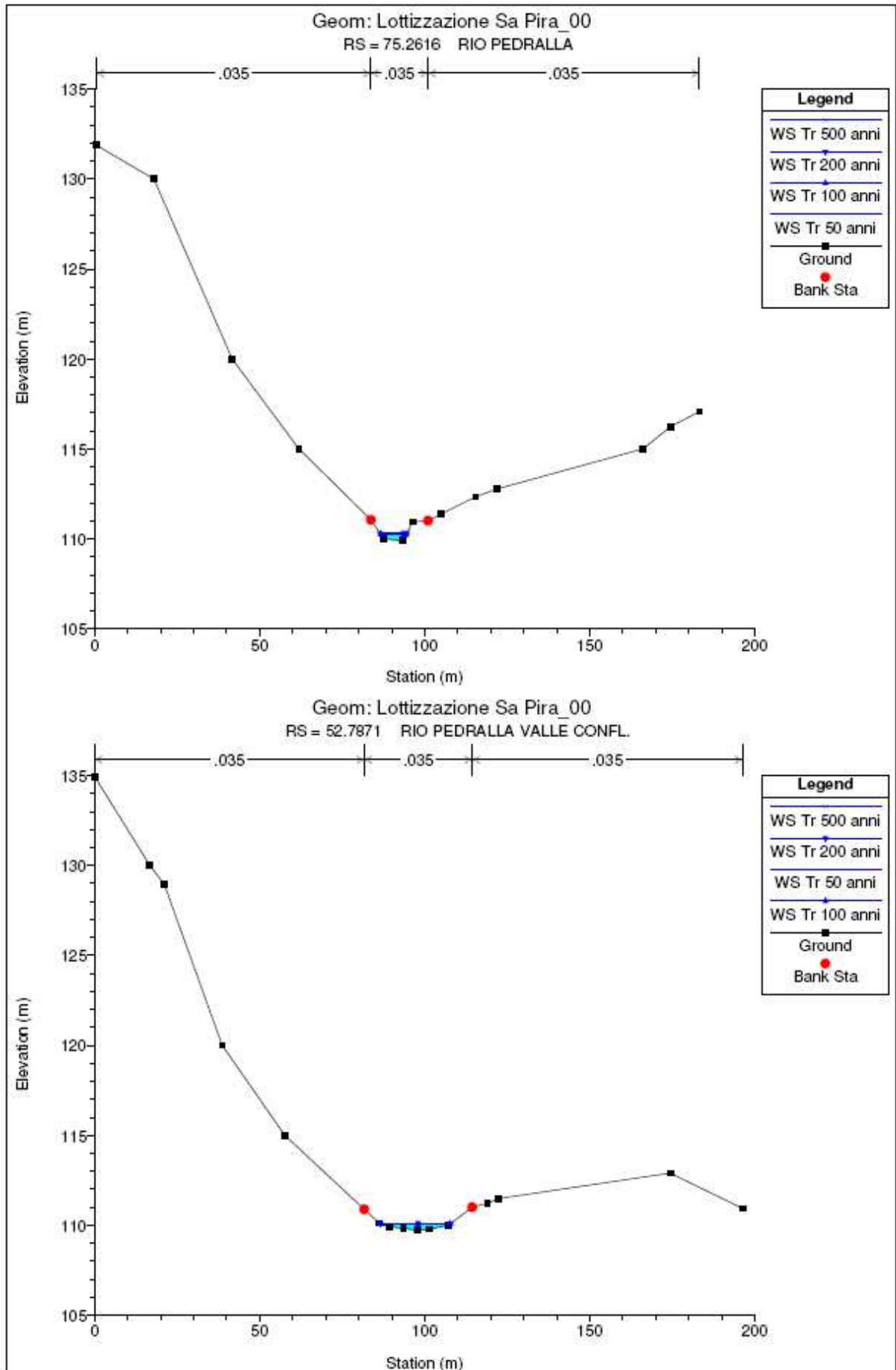


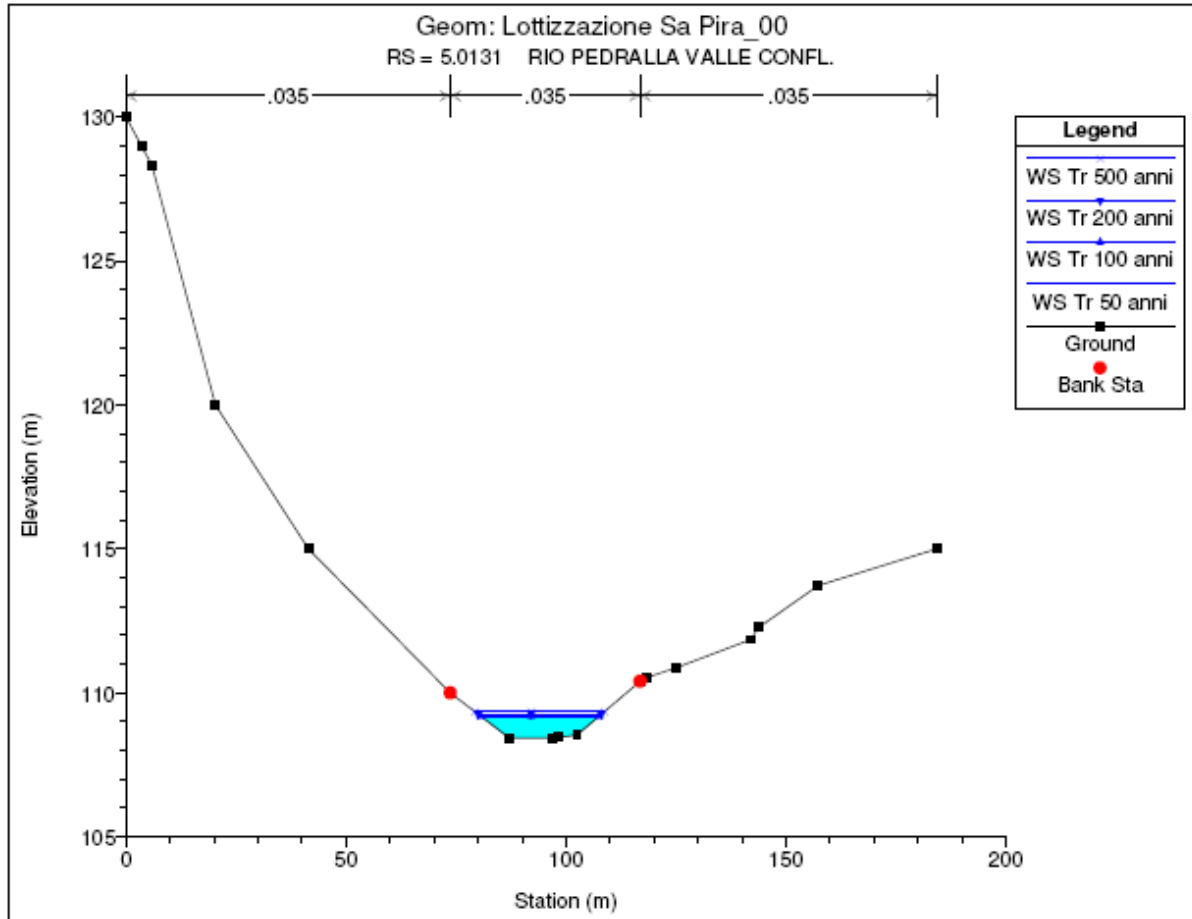






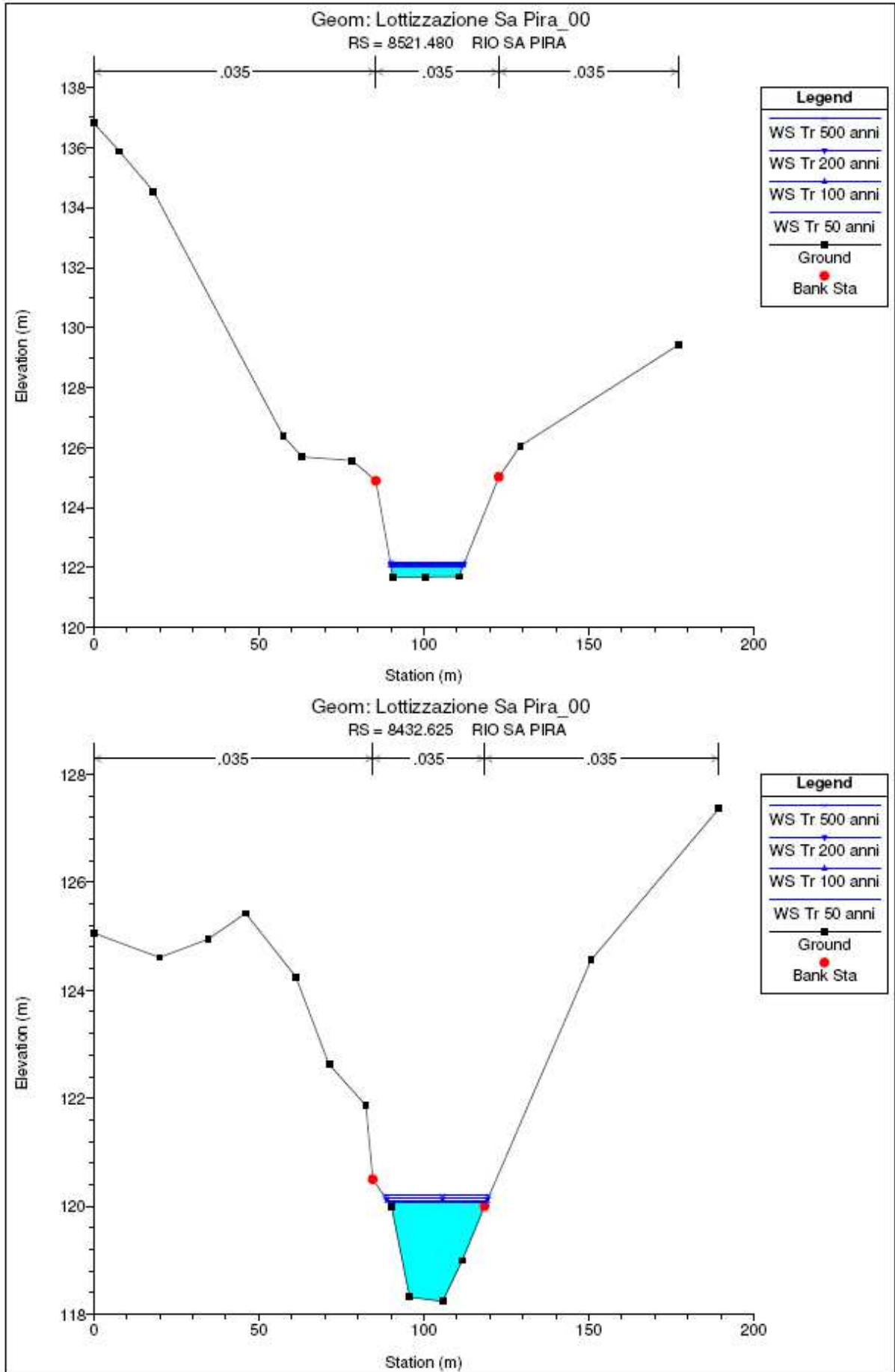


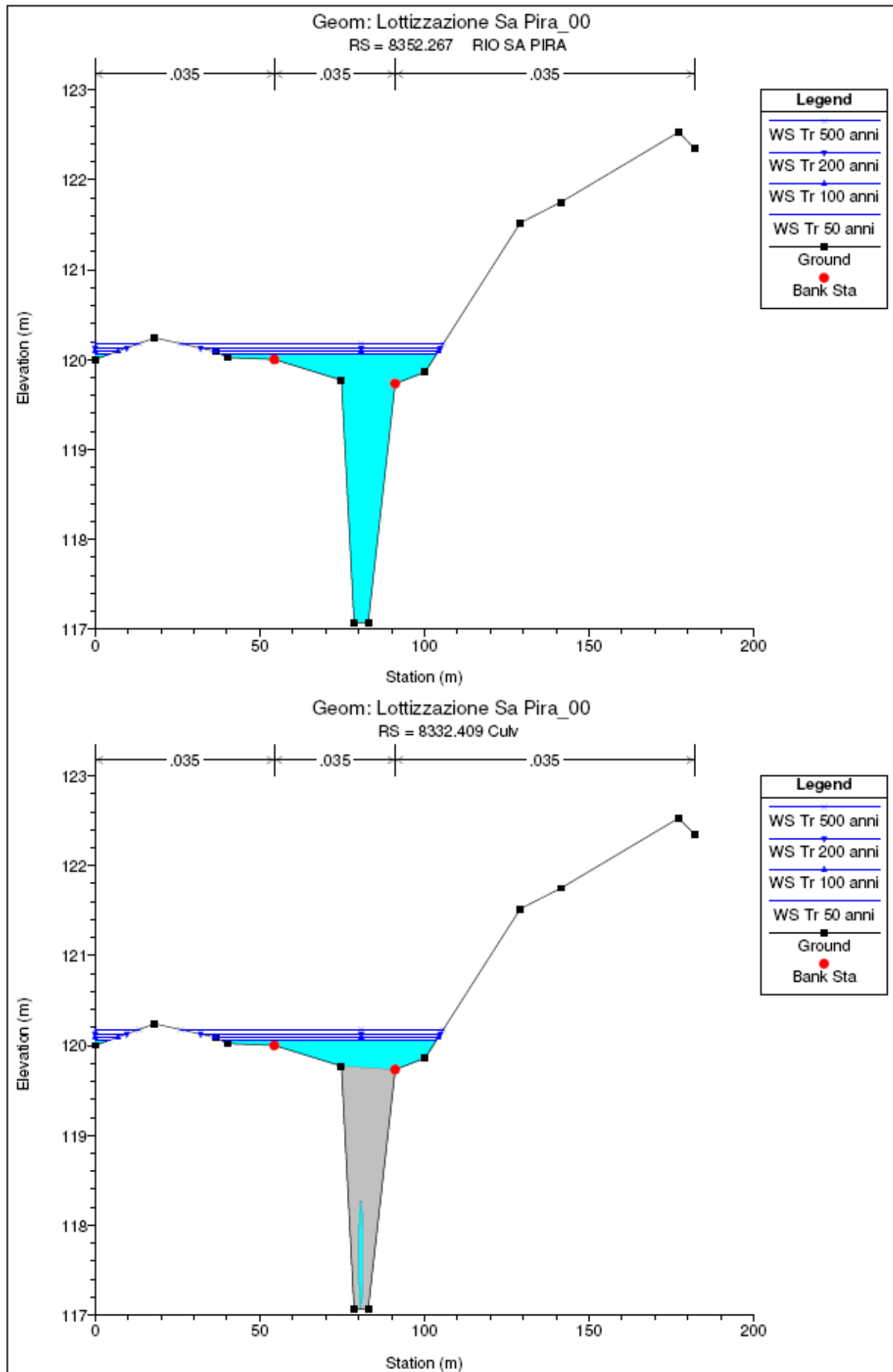




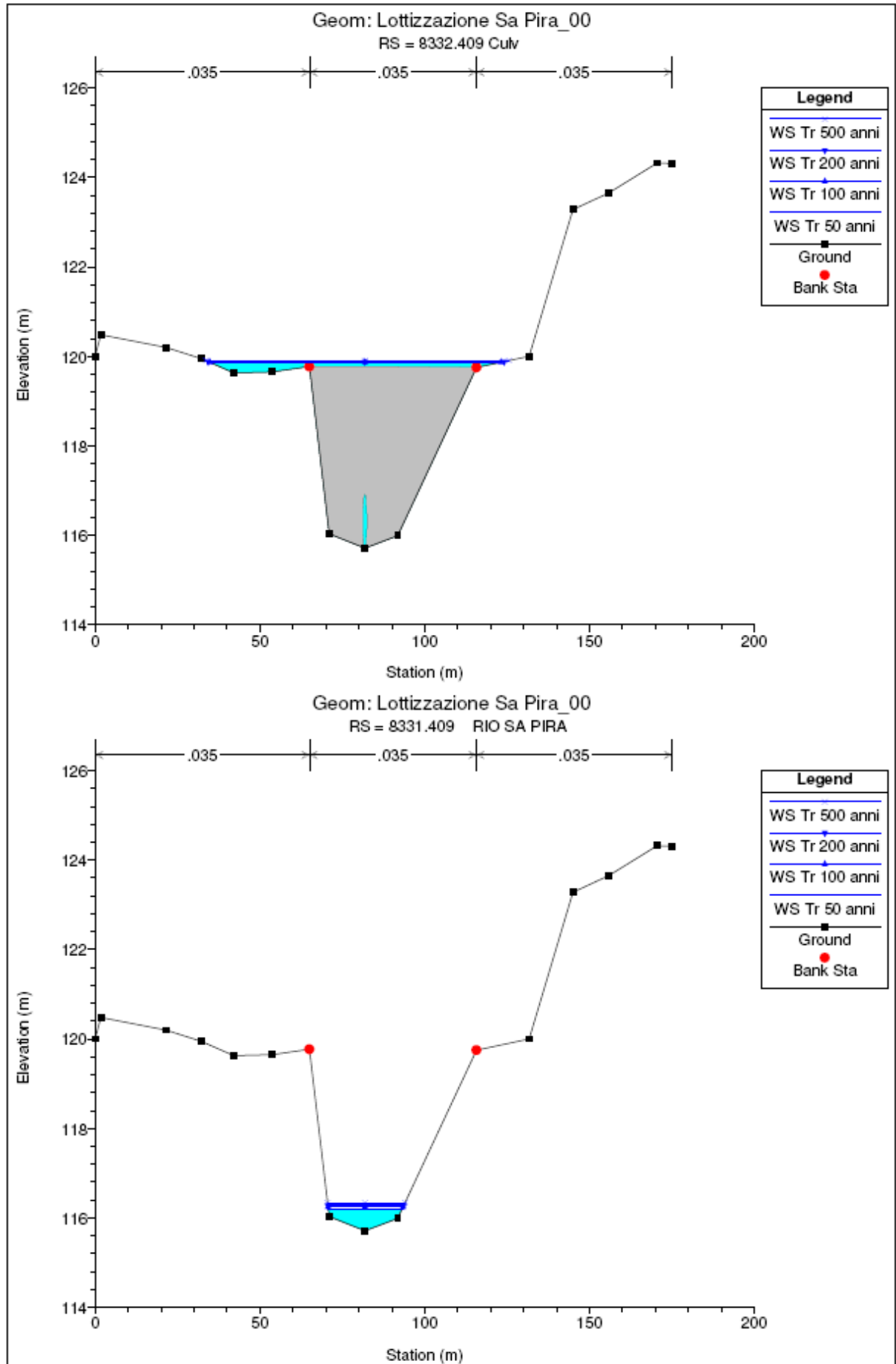
HEC-RAS Plan: Plan 01

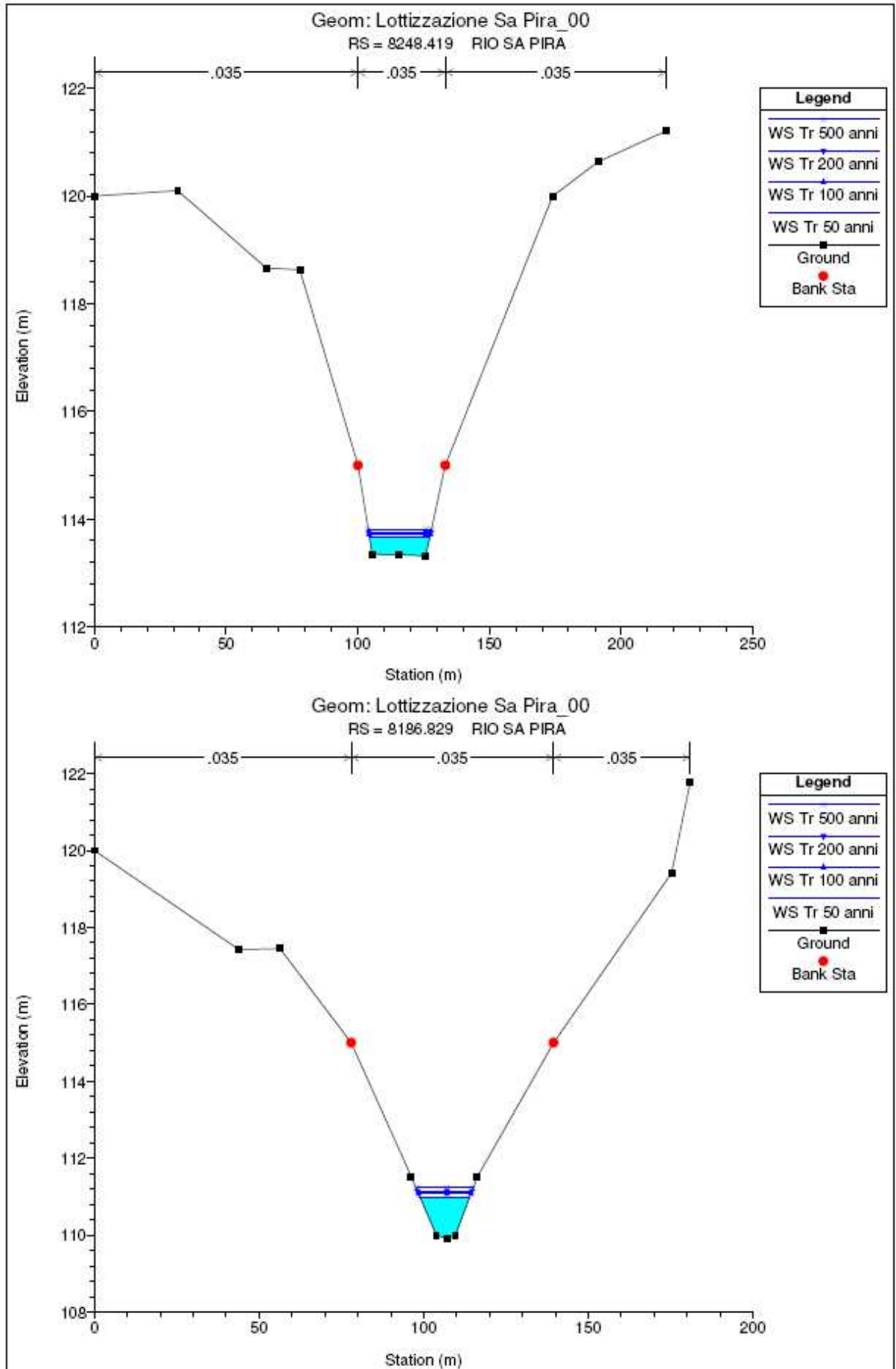
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Rio Pedralla 1	787.6382	Tr 50 anni	3.10	165.76	166.16	166.16	166.29	0.019104	1.62	1.91	7.17	1.00
Rio Pedralla 1	787.6382	Tr 100 anni	3.53	165.76	166.18	166.18	166.33	0.018876	1.68	2.10	7.44	1.01
Rio Pedralla 1	787.6382	Tr 200 anni	3.96	165.76	166.21	166.21	166.36	0.018576	1.73	2.29	7.70	1.01
Rio Pedralla 1	787.6382	Tr 500 anni	4.58	165.76	166.24	166.24	166.41	0.018141	1.78	2.57	8.05	1.01
Rio Pedralla 1	592.1157	Tr 50 anni	3.10	142.63	142.88	142.88	142.97	0.021622	1.37	2.26	12.08	1.01
Rio Pedralla 1	592.1157	Tr 100 anni	3.53	142.63	142.90	142.90	143.00	0.020990	1.43	2.48	12.15	1.01
Rio Pedralla 1	592.1157	Tr 200 anni	3.96	142.63	142.91	142.91	143.02	0.020485	1.48	2.68	12.22	1.01
Rio Pedralla 1	592.1157	Tr 500 anni	4.58	142.63	142.94	142.94	143.06	0.019632	1.54	2.97	12.31	1.00
Rio Pedralla 1	470.8442	Tr 50 anni	3.10	131.48	132.01	132.01	132.15	0.019474	1.65	1.88	6.98	1.01
Rio Pedralla 1	470.8442	Tr 100 anni	3.53	131.48	132.04	132.04	132.19	0.019150	1.70	2.08	7.29	1.02
Rio Pedralla 1	470.8442	Tr 200 anni	3.96	131.48	132.07	132.07	132.22	0.018706	1.74	2.28	7.60	1.01
Rio Pedralla 1	470.8442	Tr 500 anni	4.58	131.48	132.10	132.10	132.27	0.018433	1.80	2.55	7.99	1.01
Rio Pedralla 1	417.2865	Tr 50 anni	3.10	128.85	129.02	129.02	129.09	0.024170	1.13	2.75	21.42	1.01
Rio Pedralla 1	417.2865	Tr 100 anni	3.53	128.85	129.03	129.03	129.10	0.023678	1.17	3.03	22.20	1.01
Rio Pedralla 1	417.2865	Tr 200 anni	3.96	128.85	129.05	129.05	129.12	0.023172	1.20	3.31	22.95	1.01
Rio Pedralla 1	417.2865	Tr 500 anni	4.58	128.85	129.06	129.06	129.14	0.022757	1.24	3.69	23.93	1.01
Rio Pedralla 1	344.1427	Tr 50 anni	3.10	124.16	124.28	124.28	124.33	0.026455	0.99	3.12	31.47	1.01
Rio Pedralla 1	344.1427	Tr 100 anni	3.53	124.16	124.29	124.29	124.35	0.025852	1.03	3.43	32.46	1.01
Rio Pedralla 1	344.1427	Tr 200 anni	3.96	124.16	124.30	124.30	124.36	0.025091	1.05	3.76	33.43	1.00
Rio Pedralla 1	344.1427	Tr 500 anni	4.58	124.16	124.31	124.31	124.38	0.024939	1.10	4.17	34.62	1.01
Rio Pedralla 1	283.9203	Tr 50 anni	3.10	119.50	119.65	119.65	119.70	0.021150	0.96	3.39	39.94	0.92
Rio Pedralla 1	283.9203	Tr 100 anni	3.53	119.50	119.66	119.66	119.71	0.021216	1.01	3.72	40.68	0.93
Rio Pedralla 1	283.9203	Tr 200 anni	3.96	119.50	119.67	119.67	119.72	0.019535	1.02	4.16	41.64	0.91
Rio Pedralla 1	283.9203	Tr 500 anni	4.58	119.50	119.68	119.68	119.74	0.019594	1.07	4.60	42.58	0.92
Rio Pedralla 1	219.8528	Tr 50 anni	3.10	117.82	118.05	118.04	118.10	0.020086	1.06	2.92	21.71	0.92
Rio Pedralla 1	219.8528	Tr 100 anni	3.53	117.82	118.06	118.05	118.12	0.020621	1.12	3.16	22.25	0.95
Rio Pedralla 1	219.8528	Tr 200 anni	3.96	117.82	118.07	118.06	118.14	0.021197	1.17	3.39	22.75	0.97
Rio Pedralla 1	219.8528	Tr 500 anni	4.58	117.82	118.08	118.08	118.16	0.021813	1.23	3.71	23.43	0.99
Rio Pedralla 1	152.8811	Tr 50 anni	3.10	116.34	116.48	116.48	116.53	0.027902	0.93	3.33	38.69	1.01
Rio Pedralla 1	152.8811	Tr 100 anni	3.53	116.34	116.49	116.49	116.54	0.027240	0.97	3.65	39.23	1.01
Rio Pedralla 1	152.8811	Tr 200 anni	3.96	116.34	116.50	116.50	116.55	0.026548	1.00	3.96	39.76	1.01
Rio Pedralla 1	152.8811	Tr 500 anni	4.58	116.34	116.51	116.51	116.56	0.025849	1.04	4.39	40.48	1.01
Rio Pedralla 1	90.2248	Tr 50 anni	3.10	109.71	110.41		110.43	0.001346	0.63	4.95	10.39	0.29
Rio Pedralla 1	90.2248	Tr 100 anni	3.53	109.71	110.44		110.46	0.001415	0.66	5.31	10.58	0.30
Rio Pedralla 1	90.2248	Tr 200 anni	3.96	109.71	110.47		110.50	0.001481	0.70	5.65	10.75	0.31
Rio Pedralla 1	90.2248	Tr 500 anni	4.58	109.71	110.52		110.55	0.001565	0.75	6.13	10.99	0.32
Rio Pedralla 1	75.2616	Tr 50 anni	3.10	109.90	110.24	110.24	110.37	0.019607	1.59	1.95	7.71	1.01
Rio Pedralla 1	75.2616	Tr 100 anni	3.53	109.90	110.26	110.26	110.40	0.019146	1.65	2.14	7.87	1.01
Rio Pedralla 1	75.2616	Tr 200 anni	3.96	109.90	110.28	110.28	110.43	0.018768	1.70	2.33	8.02	1.01
Rio Pedralla 1	75.2616	Tr 500 anni	4.58	109.90	110.32	110.32	110.48	0.018323	1.77	2.59	8.22	1.01
Rio Pedralla 2	52.7871	Tr 50 anni	6.82	109.72	110.08	110.08	110.19	0.020366	1.48	4.59	20.88	1.01
Rio Pedralla 2	52.7871	Tr 100 anni	6.64	109.72	110.07	110.07	110.18	0.020537	1.48	4.50	20.78	1.01
Rio Pedralla 2	52.7871	Tr 200 anni	7.45	109.72	110.09	110.09	110.21	0.020038	1.52	4.90	21.21	1.01
Rio Pedralla 2	52.7871	Tr 500 anni	8.61	109.72	110.11	110.11	110.24	0.019606	1.59	5.43	21.74	1.01
Rio Pedralla 2	5.0131	Tr 50 anni	6.82	108.44	109.15		109.16	0.000633	0.48	14.26	26.21	0.21
Rio Pedralla 2	5.0131	Tr 100 anni	6.64	108.44	109.20		109.21	0.000468	0.43	15.56	27.00	0.18
Rio Pedralla 2	5.0131	Tr 200 anni	7.45	108.44	109.26		109.27	0.000433	0.43	17.32	28.04	0.17
Rio Pedralla 2	5.0131	Tr 500 anni	8.61	108.44	109.35		109.36	0.000404	0.44	19.65	29.36	0.17

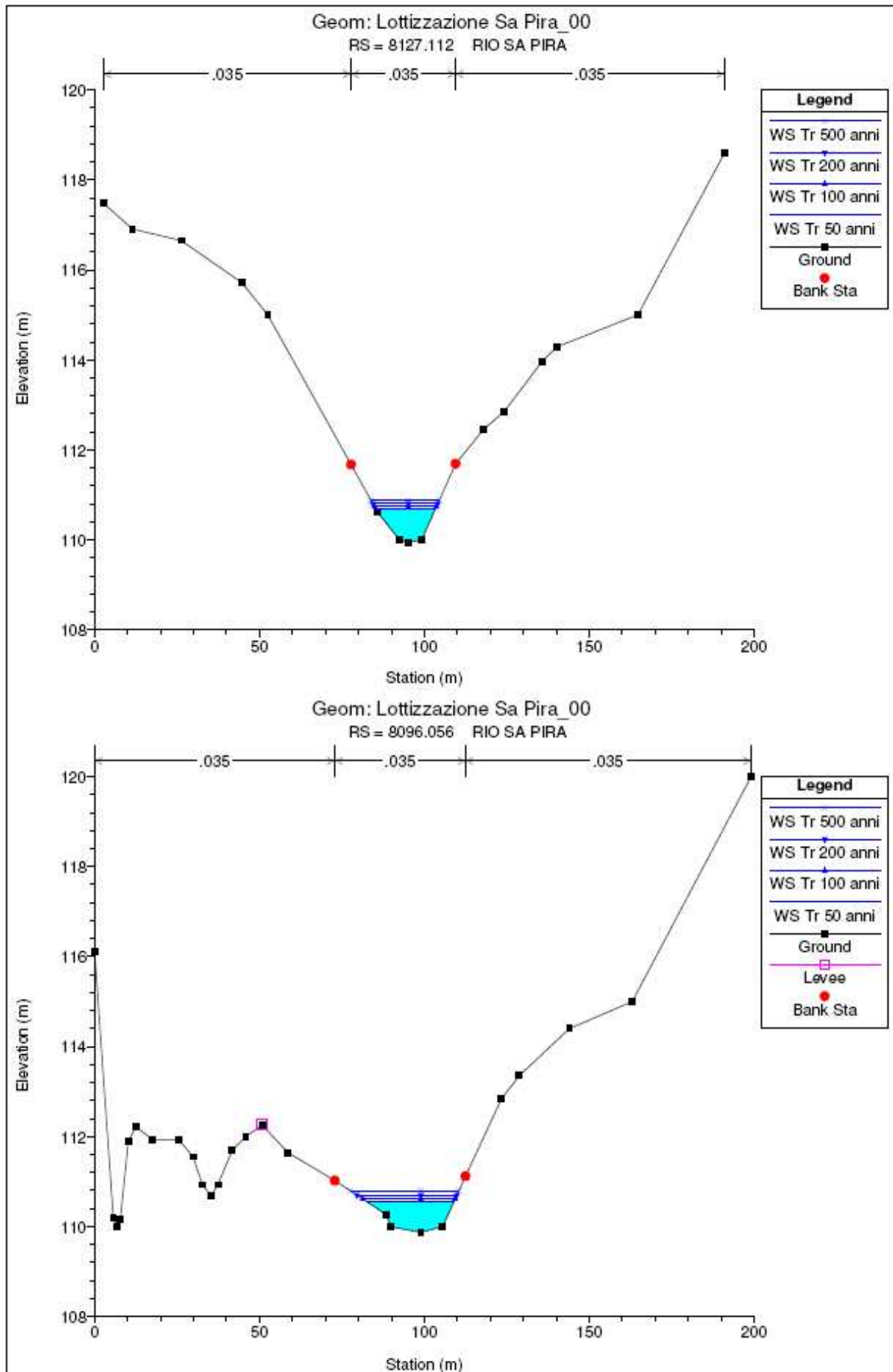


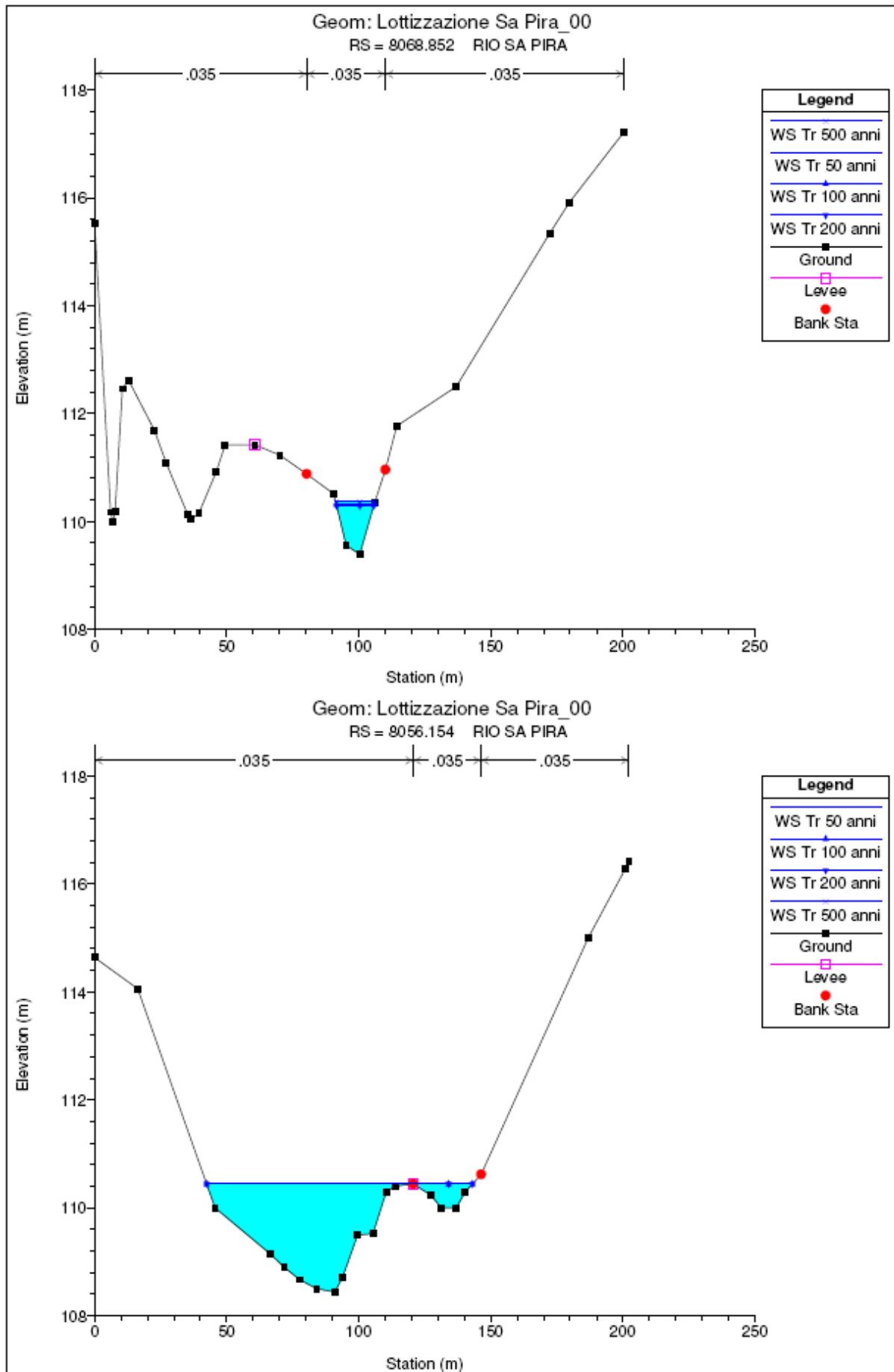


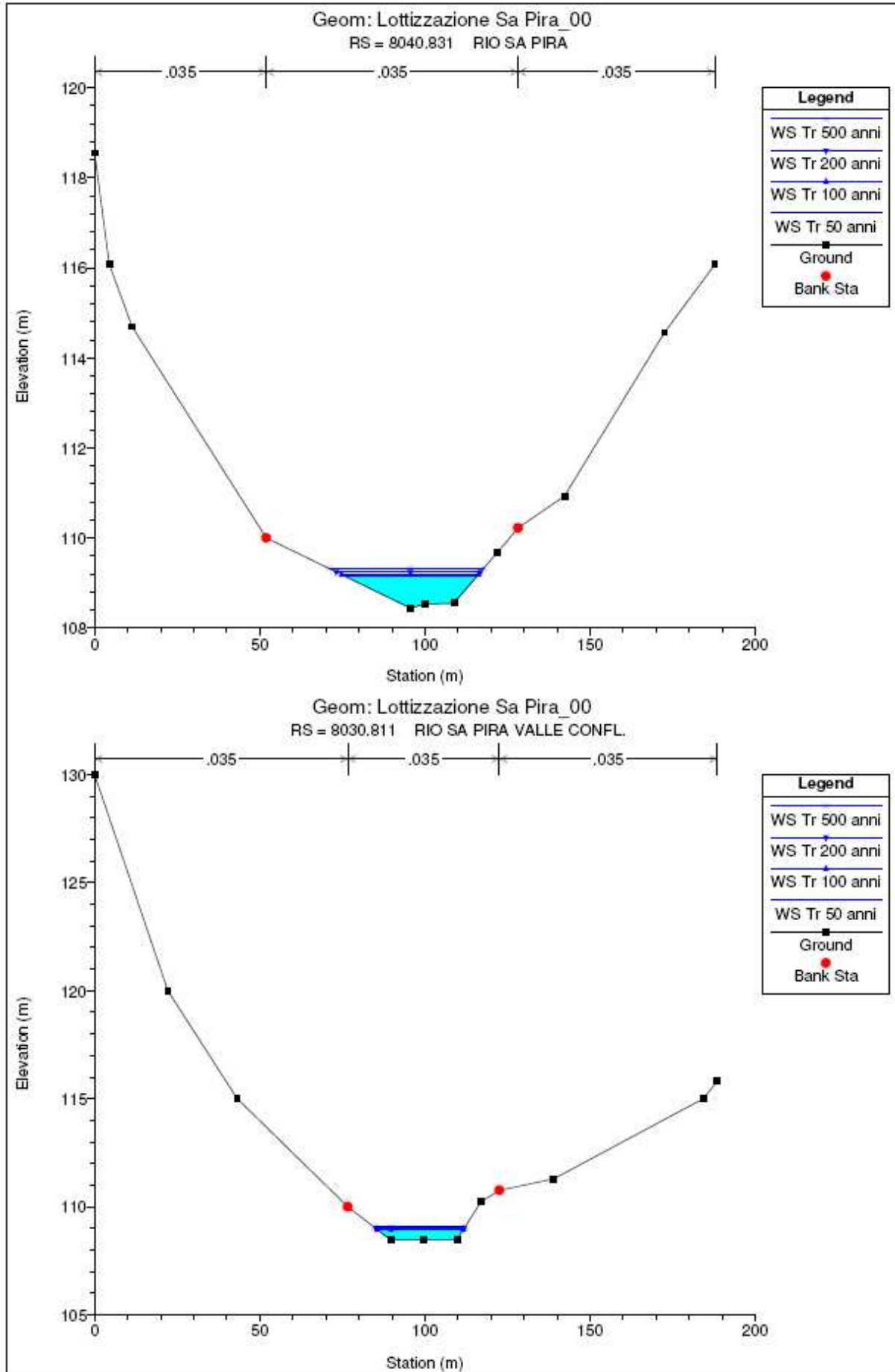


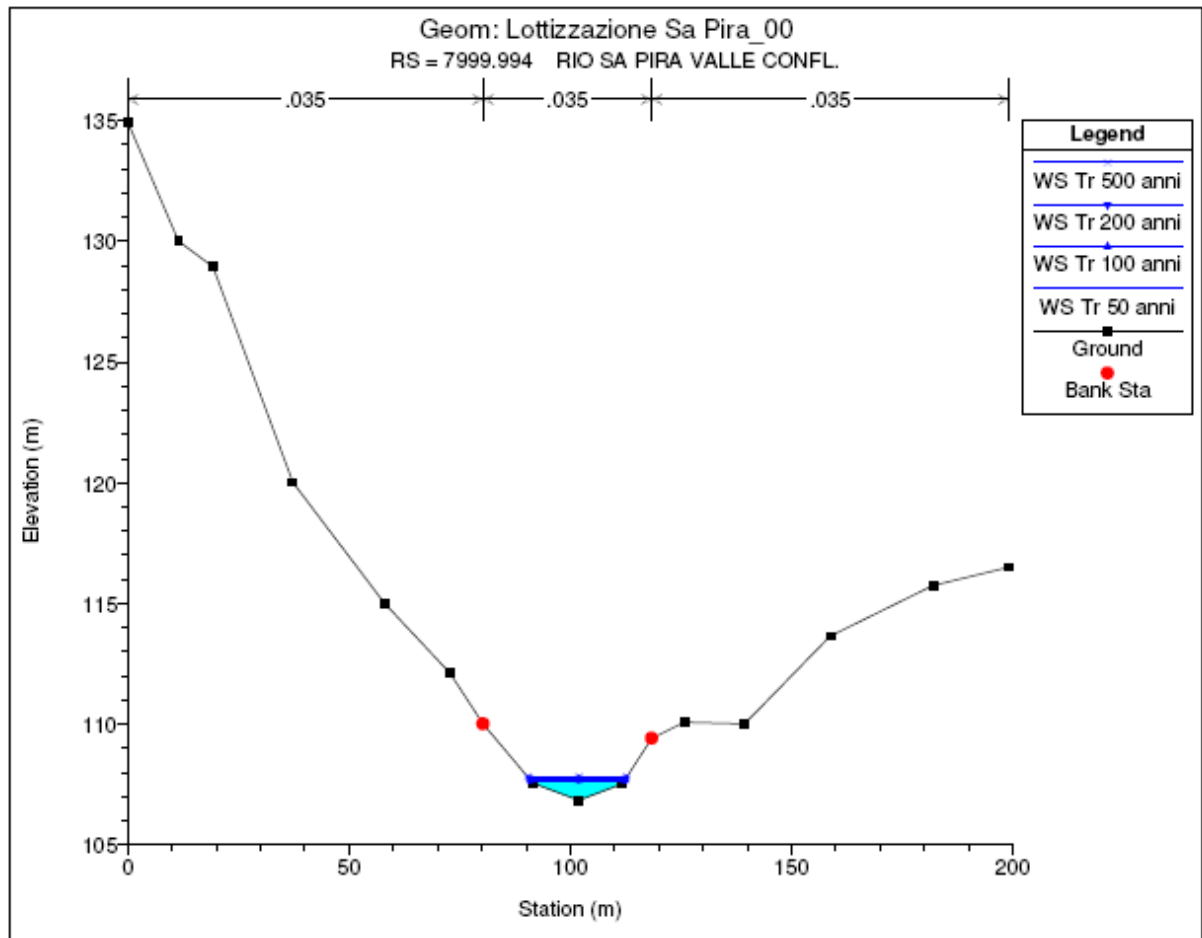












HEC-RAS Plan: Plan 01

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Rio Sa Pira 1	8598.606	Tr 50 anni	13.24	123.60	124.52	124.52	124.87	0.014946	2.65	5.00	7.10	1.01
Rio Sa Pira 1	8598.606	Tr 100 anni	15.84	123.60	124.62	124.62	125.01	0.014604	2.77	5.73	7.45	1.01
Rio Sa Pira 1	8598.606	Tr 200 anni	18.48	123.60	124.71	124.71	125.13	0.014219	2.86	6.45	7.79	1.00
Rio Sa Pira 1	8598.606	Tr 500 anni	22.03	123.60	124.82	124.82	125.28	0.013987	2.99	7.36	8.19	1.01
Rio Sa Pira 1	8521.480	Tr 50 anni	13.24	121.68	122.04	122.04	122.21	0.017610	1.82	7.29	21.81	1.00
Rio Sa Pira 1	8521.480	Tr 100 anni	15.84	121.68	122.08	122.08	122.27	0.017070	1.93	8.23	22.03	1.01
Rio Sa Pira 1	8521.480	Tr 200 anni	18.48	121.68	122.12	122.12	122.33	0.016465	2.02	9.16	22.25	1.00
Rio Sa Pira 1	8521.480	Tr 500 anni	22.03	121.68	122.18	122.18	122.41	0.015966	2.13	10.33	22.53	1.01
Rio Sa Pira 1	8432.625	Tr 50 anni	13.24	118.24	120.07		120.08	0.000134	0.37	35.38	29.44	0.11
Rio Sa Pira 1	8432.625	Tr 100 anni	15.84	118.24	120.11		120.12	0.000177	0.43	36.48	30.12	0.12
Rio Sa Pira 1	8432.625	Tr 200 anni	18.48	118.24	120.14		120.16	0.000222	0.49	37.62	30.82	0.14
Rio Sa Pira 1	8432.625	Tr 500 anni	22.03	118.24	120.20		120.21	0.000282	0.56	39.27	31.79	0.16
Rio Sa Pira 1	8352.267	Tr 50 anni	13.24	117.07	120.06	117.92	120.06	0.000165	0.36	39.75	69.83	0.11
Rio Sa Pira 1	8352.267	Tr 100 anni	15.84	117.07	120.09	118.01	120.10	0.000207	0.41	42.21	74.93	0.13
Rio Sa Pira 1	8352.267	Tr 200 anni	18.48	117.07	120.13	118.10	120.14	0.000247	0.45	44.93	82.41	0.14
Rio Sa Pira 1	8352.267	Tr 500 anni	22.03	117.07	120.18	118.20	120.19	0.000291	0.51	49.26	93.06	0.15
Rio Sa Pira 1	8332.409		Culvert									
Rio Sa Pira 1	8331.409	Tr 50 anni	13.24	115.71	116.20	116.20	116.37	0.017979	1.81	7.31	22.44	1.01
Rio Sa Pira 1	8331.409	Tr 100 anni	15.84	115.71	116.25	116.25	116.43	0.017128	1.90	8.32	22.79	1.01
Rio Sa Pira 1	8331.409	Tr 200 anni	18.48	115.71	116.29	116.29	116.49	0.016780	2.00	9.23	23.11	1.01
Rio Sa Pira 1	8331.409	Tr 500 anni	22.03	115.71	116.34	116.34	116.57	0.016183	2.11	10.45	23.52	1.01
Rio Sa Pira 1	8248.419	Tr 50 anni	13.24	113.32	113.68	113.68	113.84	0.017836	1.79	7.40	22.96	1.01
Rio Sa Pira 1	8248.419	Tr 100 anni	15.84	113.32	113.72	113.72	113.90	0.017219	1.89	8.38	23.29	1.01
Rio Sa Pira 1	8248.419	Tr 200 anni	18.48	113.32	113.76	113.76	113.96	0.016688	1.98	9.33	23.60	1.01
Rio Sa Pira 1	8248.419	Tr 500 anni	22.03	113.32	113.81	113.81	114.04	0.016028	2.09	10.56	24.00	1.00
Rio Sa Pira 1	8186.829	Tr 50 anni	13.24	109.91	111.00		111.08	0.003000	1.23	10.74	15.15	0.47
Rio Sa Pira 1	8186.829	Tr 100 anni	15.84	109.91	111.08		111.17	0.003216	1.33	11.93	15.86	0.49
Rio Sa Pira 1	8186.829	Tr 200 anni	18.48	109.91	111.15		111.25	0.003421	1.42	13.06	16.51	0.51
Rio Sa Pira 1	8186.829	Tr 500 anni	22.03	109.91	111.23		111.35	0.003667	1.52	14.48	17.30	0.53
Rio Sa Pira 1	8127.112	Tr 50 anni	13.24	109.94	110.68		110.80	0.007644	1.53	8.66	17.99	0.70
Rio Sa Pira 1	8127.112	Tr 100 anni	15.84	109.94	110.74		110.88	0.007852	1.63	9.74	18.80	0.72
Rio Sa Pira 1	8127.112	Tr 200 anni	18.48	109.94	110.80		110.95	0.007703	1.69	10.94	19.66	0.72
Rio Sa Pira 1	8127.112	Tr 500 anni	22.03	109.94	110.88		111.04	0.007647	1.77	12.43	20.68	0.73
Rio Sa Pira 1	8096.056	Tr 50 anni	13.24	109.87	110.55	110.34	110.61	0.004302	1.11	11.96	26.28	0.52
Rio Sa Pira 1	8096.056	Tr 100 anni	15.84	109.87	110.61	110.40	110.68	0.004223	1.15	13.75	28.05	0.53
Rio Sa Pira 1	8096.056	Tr 200 anni	18.48	109.87	110.70	110.44	110.77	0.003623	1.13	16.31	30.40	0.49
Rio Sa Pira 1	8096.056	Tr 500 anni	22.03	109.87	110.79	110.50	110.86	0.003308	1.15	19.21	32.86	0.48
Rio Sa Pira 1	8068.852	Tr 50 anni	13.24	109.39	110.36	110.15	110.48	0.005293	1.48	8.97	14.84	0.61
Rio Sa Pira 1	8068.852	Tr 100 anni	15.84	109.39	110.31	110.22	110.50	0.009728	1.93	8.19	14.24	0.81
Rio Sa Pira 1	8068.852	Tr 200 anni	18.48	109.39	110.29	110.29	110.57	0.014684	2.34	7.89	14.01	1.00
Rio Sa Pira 1	8068.852	Tr 500 anni	22.03	109.39	110.37	110.37	110.67	0.014413	2.44	9.03	14.88	1.00
Rio Sa Pira 1	8056.154	Tr 50 anni	13.24	110.00	110.44	110.44	110.44	0.000027	0.06	88.75	100.62	0.04
Rio Sa Pira 1	8056.154	Tr 100 anni	15.84	110.00	110.44	110.44	110.44	0.000039	0.07	88.75	100.62	0.05
Rio Sa Pira 1	8056.154	Tr 200 anni	18.48	110.00	110.44	110.44	110.44	0.000053	0.08	88.75	100.62	0.05
Rio Sa Pira 1	8056.154	Tr 500 anni	22.03	110.00	110.44	110.44	110.44	0.000076	0.10	88.74	100.62	0.06
Rio Sa Pira 1	8040.831	Tr 50 anni	13.24	108.44	109.14		109.17	0.002269	0.78	17.08	39.70	0.38
Rio Sa Pira 1	8040.831	Tr 100 anni	15.84	108.44	109.18		109.22	0.002495	0.84	18.80	41.38	0.40
Rio Sa Pira 1	8040.831	Tr 200 anni	18.48	108.44	109.24		109.28	0.002373	0.86	21.41	43.81	0.39
Rio Sa Pira 1	8040.831	Tr 500 anni	22.03	108.44	109.32		109.36	0.002209	0.88	24.99	46.93	0.39
Rio Sa Pira 2	8030.811	Tr 50 anni	20.06	108.47	108.93	108.93	109.12	0.016576	1.98	10.15	25.72	1.00
Rio Sa Pira 2	8030.811	Tr 100 anni	22.48	108.47	108.96	108.96	109.17	0.016166	2.04	11.03	26.15	1.00
Rio Sa Pira 2	8030.811	Tr 200 anni	25.93	108.47	109.00	109.00	109.23	0.015873	2.13	12.18	26.70	1.01
Rio Sa Pira 2	8030.811	Tr 500 anni	30.64	108.47	109.06	109.06	109.31	0.015404	2.23	13.74	27.43	1.01
Rio Sa Pira 2	7999.994	Tr 50 anni	20.06	106.85	107.66	107.66	107.89	0.016261	2.12	9.45	21.15	1.01
Rio Sa Pira 2	7999.994	Tr 100 anni	22.48	106.85	107.70	107.70	107.94	0.015682	2.19	10.29	21.47	1.01
Rio Sa Pira 2	7999.994	Tr 200 anni	25.93	106.85	107.75	107.75	108.01	0.015478	2.29	11.34	21.86	1.01
Rio Sa Pira 2	7999.994	Tr 500 anni	30.64	106.85	107.82	107.82	108.11	0.014584	2.38	12.89	22.43	1.00

## **INVARIANZA IDRAULICA**

Un bacino naturale presenta la caratteristica, in caso di eventi meteorici, di lasciare infiltrare una certa quantità di acqua durante gli eventi di piena, e di restituire i volumi che non si infiltrano in modo graduale. Quando un bacino subisce un'artificializzazione, i deflussi vengono canalizzati e le superfici vengono regolarizzate con la conseguenza che il deflusso superficiale viene accelerato con la possibilità di gravare ulteriormente le eventuali criticità idrauliche. Ogni intervento che provoca impermeabilizzazione dei suoli e aumento delle velocità di corrivazione deve invece prevedere azioni correttive volte a migliorare tali effetti al fine di mantenere i colmi di piena e dopo la trasformazione del territorio inalterati in modo da conservare l'invarianza idraulica.

Per invarianza idraulica si intende il principio in base al quale le portate di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei recettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione; in base a tale principio si richiede a chi propone una trasformazione di uso del suolo di accollarsi, attraverso opportune azioni compensative, gli oneri del consumo della risorsa territoriale costituita dalla capacità di un bacino di regolare le piene e quindi mantenere le condizioni di sicurezza nel tempo.

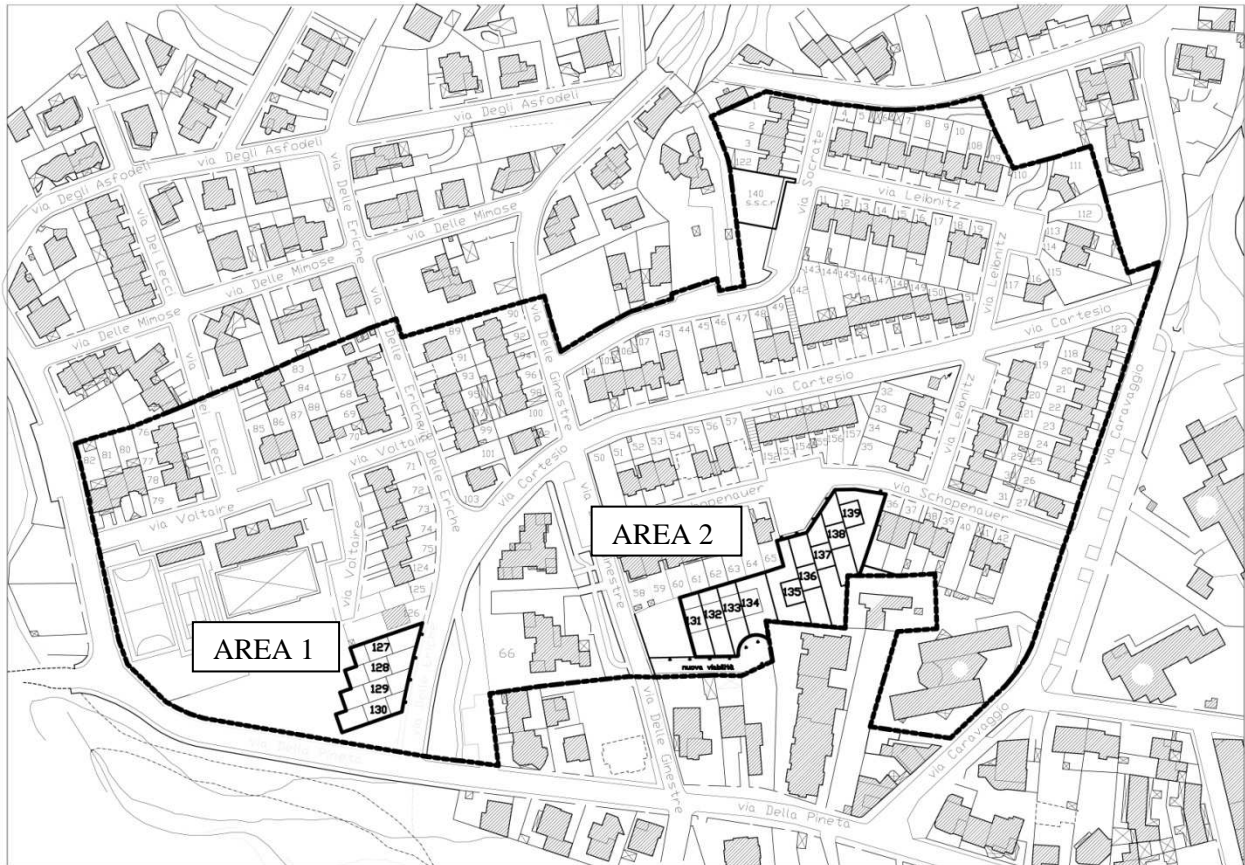
Nel caso in esame si analizza il progetto di variante della lottizzazione P.E.E.P. "Sa Pira" dove si prevede di realizzare 13 nuovi lotti da assegnare in proprietà mediante la trasformazione delle volumetrie destinate a servizi strettamente connessi con la residenza, ancora in capo al Comune, in volumetrie residenziali abitative.

La situazione ante opera è identificata con la situazione attuale, nella quale il piano attuativo della lottizzazione "Sa Pira" è stato realizzato a meno delle volumetrie destinate a servizi strettamente connessi con la residenza e relativa viabilità. Nel progetto di variante della lottizzazione P.E.E.P. "Sa Pira" si prevede di ubicare le nuove volumetrie in due macrolotti così distinti:

Area 1 avente una superficie impermeabile pari a 923 mq;

Area 2 avente una superficie impermeabile pari a 4575 mq;





situazione ante operam

ST = superficie territoriale = 73704 mq

SVe = superficie verde pubblico = 5286 mq

Snr = superficie non realizzata = Sserv connessi+ viabilità = 4575 mq

Si ipotizza, ragionando in termini molto cautelativi, che la superficie impermeabile sia data da:

$Imp^{\circ} = ST - SVe - Snr = 63843 \text{ mq}$

La superficie permeabile sarà data da:

$Per^{\circ} = SVe + Snr = 9861 \text{ mq}$

situazione post - operam (leggasi variante in proposta)

ST = superficie territoriale = 73704 mq

SVe = superficie verde pubblico = 5286 mq

si ipotizza, ragionando in termini molto cautelativi, che la superficie impermeabile sia data da:

$$Imp = ST - SVe = 68418 \text{ mq}$$

La superficie permeabile sarà data da:

$$Per = SVe = 5286 \text{ mq}$$

La superficie impermeabile tra la situazione ante e post operam aumenta di:

$$\Delta Imp = Imp - Imp^\circ = 4575 \text{ mq.}$$

### ***Calcolo dei volumi di compensazione della impermeabilizzazione.***

la misura del volume minimo di invaso da prescrivere in aree sottoposte a una quota di trasformazione l (% dell'area trasformata) e in cui viene lasciata inalterata una quota P (tale che l+P= 100%) è data da:

$$w = w^\circ (\phi / \phi^\circ)^{(1/(1-n))} - 15 l - w^\circ P$$

$w^\circ = 50 \text{ mc/ha}$  = volume "convenzionale" di invaso prima della trasformazione

$\Phi$  = coefficiente di deflusso dopo la trasformazione;

$\Phi^\circ$  = coefficiente di deflusso prima della trasformazione;

$n = 0.48$  = esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora, stimato nell'ipotesi che le % di pioggia oraria caduta nei 5', 15', 30' siano rispettivamente il 30%, 60%, 75%.

Per la stima dei coefficienti di deflusso  $\Phi$  e  $\Phi^\circ$  si fa riferimento alla relazione:

$$\phi^\circ = 0.9 Imp^\circ + 0.2 Per^\circ$$

$$\phi = 0.9 Imp + 0.2 Per$$

in cui Imp e Per sono rispettivamente le frazioni dell'area totale da ritenersi impermeabile e permeabile, prima della trasformazione (se connotati dall'apice  $^\circ$ ) o dopo (senza apice  $^\circ$ ).

Variante alla lottizzazione “Sa Pira” - Calcolo dei volumi di compensazione della impermeabilizzazione				
	Superficie fondiaria-lotto (mq)	=	73704.00	mq
<b>ANTE OPERAM</b>				
	Superficie impermeabile esistente	=	63843.00	mq
	<b>Imp°</b>	=	0.87	
	Superficie permeabile esistente (mq)	=	9861.00	mq
	<b>Per°</b>	=	0.13	
	<b>Imp° + Per°</b>	=	1.00	
<b>POST OPERAM</b>				
	Superficie impermeabile trasformata o di progetto	=	68418.00	mq
	<b>Imp</b>	=	0.93	
	Superficie permeabile di progetto	=	5286.00	mq
	<b>Per</b>	=	0.07	
	<b>Imp + Per</b>	=	1.00	
<b>INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA</b>				
	Superficie trasformata/livellata	=	68418.00	mq
	<b>I</b>	=	0.93	
	Superficie agricola inalterata	=	5286.00	mq
	<b>P</b>	=	0.07	
	<b>I + P</b>	=	1.00	

CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM											
<b>μ°</b>	$0,9 \times Imp^{\circ} + 0,2 \times Per^{\circ}$	=	0.9	x	0.87	+	0.2	x	0.13	=	0.81
<b>μ°</b>	$0,9 \times Imp + 0,2 \times Per$	=	0.9	x	0.93	+	0.2	x	0.07	=	0.85
<b>W</b>	$w = w^{\circ} (0.0^{\circ})^{(1/(1-n))} - 15 I - w^{\circ} P$	=	50	x	1.11	-	15	x	0.93	-	50 x 0.07 =
<b>W°</b>	50 mc/ha										
<b>(=W°)</b>	1.05				<b>W=</b>	<b>37.8</b>		<b>mc/ha</b>			
<b>(1/(1-n))</b>	1.92										
<b>VOLUME MINIMO DI INVASO - Area 1= 923 mq</b>					37.80 :	10,000.00 x		923.00 =		<b>3.49 mc</b>	
<b>VOLUME MINIMO DI INVASO - Area 2= 4575 mq</b>					37.80 :	10,000.00 x		4,575.00 =		<b>17.29 mc</b>	

Per quanto concerne l'area 1, considerato l'esiguo volume di invaso (3.49 mc) necessario a garantire l'invarianza idraulica, si prevede di sovradimensionare (in termini di diametro delle condotte e di tracciato) la rete fognaria delle acque meteoriche interne al macrolotto in esame in ragione di 1mc di tubazione per ogni 0,8 mc di invaso.

Per l'area 2 (il cui volume di invaso è pari a 17.29 mc) si prevede di utilizzare il sovradimensionamento delle condotte, come sopra descritto, e una vasca di accumulo dotata di scolmatore atto ad allontanare le acque di prima pioggia, posizionata a monte del punto di consegna alla rete delle acque bianche esistente, di capacità pari a 10 mc.

Il progetto di detto sistema verrà definito nella fase esecutiva.

## CONCLUSIONI

La lottizzazione in studio è interessata dai bacini idrografici dei rii Sa Pira, Guideddu e Pedralla. L'unico corso d'acqua che attraversa la lottizzazione in studio è il rio Guideddu.

### Rio Guideddu - rio Pedralla

Il rio Guideddu e il rio Pedralla attraversano l'abitato di Sinnai, con un canale tombato; poichè detti tombinamenti sono palesemente sottodimensionati, non riuscendo a contenere le rispettive portate di piena, si considera lo scorrimento superficiale dei due corsi d'acqua.

L'analisi idraulica del rio Guideddu e del rio Pedralla ha dimostrato che la portata relativa ai diversi tempi di ritorno individuati nel P.A.I Sardegna, individua inevitabilmente delle aree a pericolosità idraulica.

**Tutte le aree interessate alla variante della lottizzazione "Sa Pira" rispettano le fasce di tutela dei corpi idrici superficiali individuate nell'art. 8 c. 8 lett. c) delle N.T.A. del P.A.I..**

### Rio Sa Pira

Il rio Sa Pira scorre in destra rispetto alla omonima lottizzazione, rimanendo esterno alla stessa, in un compluvio inciso. Il tratto di rio compreso tra la Pineta e la strada rurale Sinnai - Settimo S.P. - Ussana è stato oggetto di una sistemazione fluviale

L'analisi ha dimostrato che la portata relativa ai diversi tempi di ritorno individuati nel P.A.I Sardegna non è sempre contenuta in alveo; in particolare si rileva che l'attraversamento (in culvert) della strada rurale Sinnai - Settimo S.P. - Ussana è sottodimensionato.

Sinnai lì 10/09/2015

I tecnici incaricati:

Dott. Geol. Pierpaolo Pili

Dott. Ing. Giacomo Carrus

