

COMUNE DI SINNAI
Provincia di Cagliari

PROGETTO LOTTIZZAZIONE
"IS BEGURIS" COMPARTO 1C3
SUB COMPARTO A

OGGETTO

STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA
RELAZIONE

ELABORATO

C.1

I TECNICI

ING. GIACOMO CARRUS

DOTT. GEOL. PIERPAOLO PILI

DATA

LUGLIO
2014

COLLABORATORI

ING. GIUSEPPE CONCAS, P.E. SANDRO SERRELI, GEOM. GIUSEPPE CORONA

INDICE

1. Premessa	2
2. Inquadramento geografico.....	5
3. Caratteri geologici e geomorfologici.....	5
3.1. <i>Assetto geologico di inquadramento</i>	5
3.2. <i>Situazione litostratigrafica locale con definizione ed origine dei litotipi, loro stato di alterazione e fratturazione e della loro degradabilità</i>	8
4. Perimetrazione di aree di pericolosità idraulica nei piani di settore.....	11
4.1. <i>P.A.I.</i>	11
4.2. <i>P.S.F.F.</i>	11
ANALISI IDROLOGICA	13
5. Il bacino idrografico.....	13
6. Valutazione della portata di piena.....	15
6.1. <i>Metodo Razionale</i>	16
6.1.1. <i>Valutazione del tempo di corrivazione</i>	18
6.1.2. <i>Altezze di pioggia</i>	21
6.2. <i>Valutazione del coefficiente ARF</i>	21
6.3. <i>Curva di possibilità pluviometrica di Cao-Puddu</i>	22
6.4. <i>Curva di possibilità pluviometrica di Piga-Liguori</i>	24
6.5. <i>Curva di possibilità pluviometrica di Deidda-Piga-Sechi</i>	24
6.6. <i>Valutazione del coefficiente di deflusso α</i>	28
6.7. <i>Portate di piena</i>	31
ANALISI IDRAULICA	32
7. Premessa	32
8. Determinazione delle condizioni di moto permanente	32
8.1. <i>Determinazione del profilo della corrente</i>	32
8.2. <i>Il codice di calcolo HEC RAS</i>	32
8.3. <i>Componenti idrauliche dell'analisi</i>	33
8.4. <i>I calcoli idraulici</i>	35
8.5. <i>Perdite di carico</i>	36
8.5.1. <i>Perdite per attrito</i>	36
8.5.2. <i>Perdite per contrazione ed espansione</i>	37
8.5.3. <i>Sezioni interpolate</i>	39
8.5.4. <i>Ponti ed attraversamenti in sezioni chiuse</i>	39
8.5.5. <i>Determinazione del profilo di moto permanente</i>	40
8.6. <i>Localizzazione planimetrica dei corsi d'acqua</i>	41
8.7. <i>Approccio metodologico e dati di input nel modello di calcolo</i>	42
8.8. <i>Risultati</i>	43
9. Determinazione del franco idraulico.....	54
10. Conclusioni	55

1. PREMESSA

Il presente Studio di compatibilità idraulica, redatto ai sensi dell' art. 24 delle norme di attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) della Regione Sardegna, aggiornato con Decreto del Presidente della Regione Sardegna n.35 del 21 marzo 2008, è riferito al piano di lottizzazione "Is Beguris comparto 1C3" nel Comune di Sinnai.

L'area interessata dal piano è inserita in una più vasta zona di espansione residenziale, e confina a ovest con il comparto di zona 2C2, a sud il comparto è attraversato dalla via S.Elena mentre a nord viene chiuso dalla via Emilia, a est confina con la zona agricola. Queste due strade che attraversano e chiudono il comparto risultano essere dotate di servizi primari.

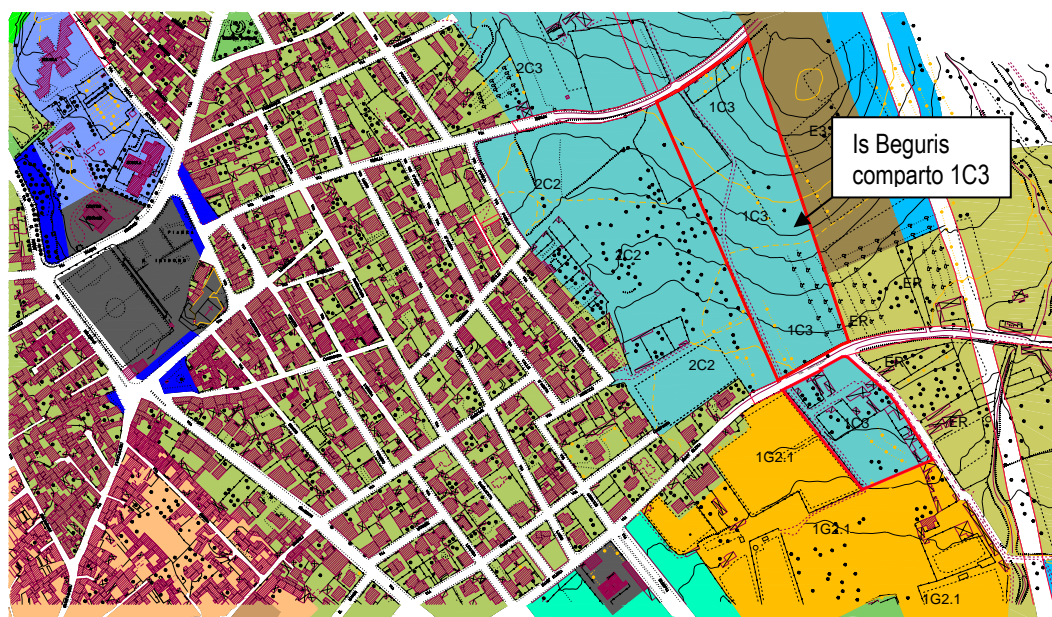


Fig.1 – Inquadramento comparto 1C3 su stralcio PUC

L'impostazione progettuale è fondamentale basata sul tentativo di utilizzare le particolari opportunità offerte dalla bassa densità insediativa prevista e i caratteri del luogo. Si è cercato di dar corpo a un intervento caratterizzato da un basso impatto ambientale - visivo, utilizzando tipologie edilizie contenute in altezza, articolate in: casa unifamiliare isolata e casa binata favorendo così l'ampiezza dei giardini privati.

La soluzione planimetrica proposta tende a costituire un intervento concluso nel suo insieme, ma contemporaneamente aperto verso la zona residenziale esistente ad esso vicina e, dall'altra, attraverso gli ampi cortili, alla adiacente campagna.

Il sistema viario di comparto, abbastanza semplice, è articolato in modo tale che l'accesso ai lotti avvenga unicamente dalla viabilità interna alla lottizzazione e solo per alcuni di essi direttamente dalla via S.Elena e via Emilia. Dal punto di vista altimetrico l'area è caratterizzata da una pendenza degradante verso la via S.Elena.

Il progetto del piano di lottizzazione, come da prescrizioni della disciplina specifica della zona C3 sfrutta un indice territoriale di 0,7 mc/mq. Poiché la superficie complessiva comparto 1C3 è di 36.845 mq, la volumetria massima realizzabile risulta di 25.792 mc così ripartita: il 70% per la residenza, il 20% per i servizi privati di quartiere e il restante 10% per i servizi pubblici.

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 perimetrata 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.

Non si rileva l'esistenza di reticoli idrografici o compluvi che attraversano l'area in studio, l'esame della compatibilità idraulica è riferito alle aree di pericolosità derivanti dalle potenziali esondazioni del rio Reguris.

Il rio Reguris è il tronco di monte del Rio Foxi di Quartu Sant'Elena; detto tronco è perimetrato dal P.S.F.F. in fascia C.

Le analisi idrologiche e idrauliche di cui al seguito saranno riferite al rio Reguris, in quanto la sezione di chiusura considerata è inquadrata nel tratto del corso d'acqua così battezzata dalle carte tecniche regionali.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.

Per lo studio idrologico dell'area oggetto di studio è stata utilizzata la seguente cartografia:

- Carte Tecniche Regionali n. 557-070 in scala 1:10'000, edita dall'Istituto Geografico Militare Italiano nel 1992 su rilevamento aerofotogrammetrico del 1987;
- Cartografia del comune di Sinnai in varie scale.

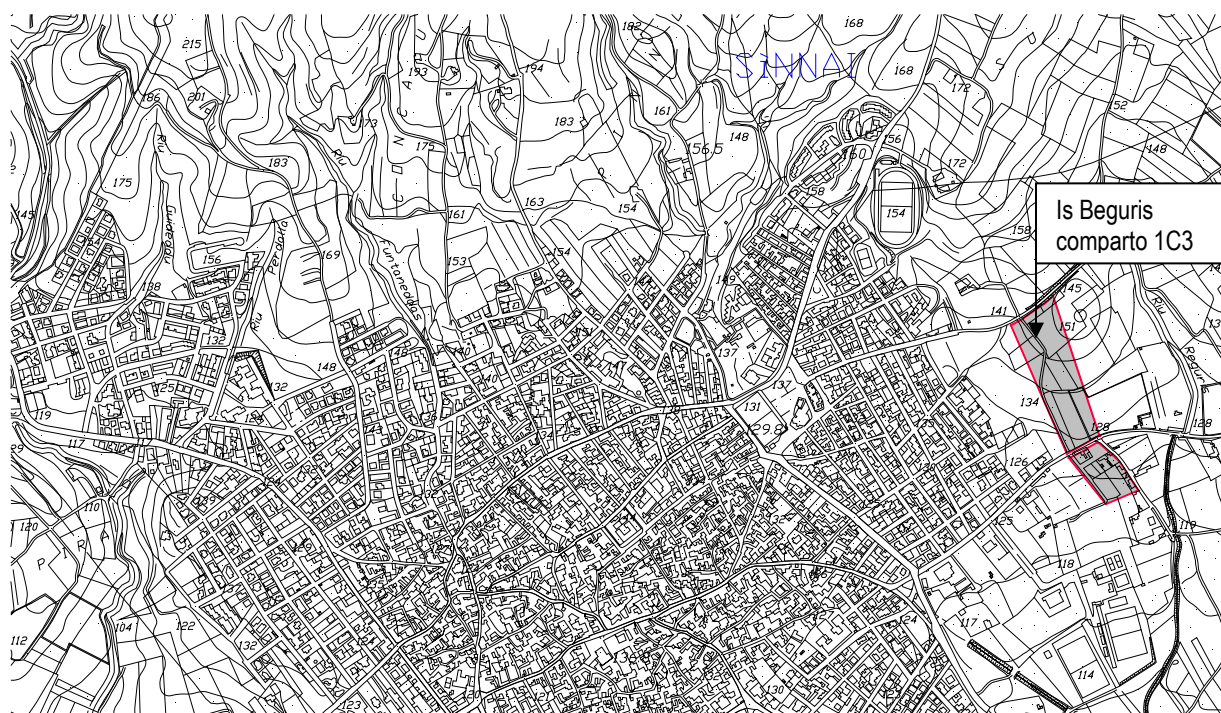


Fig.3 – Inquadramento comparto 1C3 su stralcio CTR

3. CARATTERI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI.

3.1. *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 marini ed in particolare marne, sulle quali si rinvengono, in netta discordanza stratigrafica depositi alluvionali terrazzati e non. 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 (sigla 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 (sigla bna)

Affiorano nella parte più piana dell'area, 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 (sigla ba)

Si tratta di depositi alluvionali recenti ed attuali a granulometria grossolana costituiti da ghiaie con intercalazioni di sabbie, legati prevalentemente alle fasce golenali.

Depositi antropici h1r

Dato il grado di antropizzazione che caratterizza l'area, i depositi antropici assumono importanza notevole, sono infatti diffusi sia i manufatti antropici che i riporti soprattutto al fine edilizio.

Successione sedimentaria Oligo-Miocenica

Marne di Gesturi GST

Le Marne di Gesturi 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. All'interno di questa formazione vengono distinte due facies: una marnoso arenacea ed una piroclastico-epiclastica.

Nell'area in esame si trova in affioramento la prima, che è rappresentata da marne arenacee, arenarie marnose e siltiti che, 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).

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

Dal dettagliato sopralluogo 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 rappresentata sostanzialmente da un substrato costituito da depositi sabbioso arenacei sciolti distinguibili in due tipi, uno più fine limoso, compatto e sovra consolidato verosimilmente per essiccazione e uno più grossolano rappresentato da sabbie e ghiaie localmente ciottolose.

Su tale substrato specificatamente nell'area in esame si osservano spessori di suolo sabbioso dell'ordine di pochi decimetri e un esame dettagliato delle caratteristiche di questi litotipi permette di associarli all'Unità di Paesaggio "Paesaggi su alluvioni ed arenarie eoliche del Pleistocene" nella quale il substrato è impostato su aree con forme da subpianeggianti a pianeggianti. In esse si rinvencono generalmente suoli da franco sabbiosi a franco sabbioso argillosi in superficie e da franco sabbioso argillosi ad argillosi in profondità, da permeabili a poco permeabili, da sub alcalini ad acidi, da saturi a desaturati.

Questi suoli sono classificati come Typic, Aquic ed Ultic Parexeralfs, ad essi si attribuisce una classe di capacità d'uso III - IV e sono soggetti a limitazioni d'uso dovute a eccesso di scheletro, drenaggio da lento a molto lento, moderato pericolo d'erosione.

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

Lo smantellamento delle litologie costituenti i rilievi presenti nell'area, ad opera degli agenti esogeni, ed il loro successivo accumulo nelle parti inferiori dei versanti e nei fondovalle, ha portato alla formazione di significative coperture di sedimenti fini, a prevalente componente argillosa; il deflusso superficiale dei corsi d'acqua, più o meno incanalato, successivamente, è stato responsabile della deposizione di depositi a granulometria mista lungo gli impluvi e nelle aree di depressione morfologica, pertanto in generale nell'area è possibile distinguere sia forme di erosione che di deposizione.

Le forme d'erosione sono rappresentate principalmente dalle incisioni vallive presenti lungo i pendii dei rilievi collinari, le forme di deposizione, per contro, caratterizzano con rilevanza le aree a maggiore altitudine irrigua; sono rappresentate dalle aree di fondovalle, con incisioni attuali o non più attive, e dalle depressioni morfologiche, chiuse e aperte.

La morfologia nel settore di studio appare pertanto in generale dolce, ma a scala maggiore si presenta più complessa, articolata in una serie di strutture minori individuate da solchi vallivi

che tagliano le strutture principali. Il maggiore agente morfogenetico di queste aree è rappresentato dal processo erosivo, in particolare l'erosione lineare ad opera delle acque correnti che, agendo su un substrato variamente erodibile determina una morfologia accidentata, con valli a V impostate lungo i pendii. Al passaggio dal sistema collinare alle aree pianeggianti, affiorano i depositi di versante e i depositi alluvionali derivanti dall'apporto di materiale solido ad opera dei corsi d'acqua. Questi materiali vanno a costituire il raccordo con la pianura e danno luogo ad una morfologia molto dolce derivante dall'azione di erosione regolare e continua su litologie a granulometria prevalentemente sabbiosa e ghiaiosa. I rilievi sono poco elevati con versanti uniformi, debolmente inclinati e ben raccordati ai fondovalle. L'immagine seguente mostra una panoramica dell'area in esame.



Fig.4 - Panoramica dell'area in studio

L'area è caratterizzata da morfologia sub orizzontale e debolmente inclinata, con una pendenza inferiore al 10%, con dolci rotture di pendio in corrispondenza dei bordi caratterizzati dalla presenza di più ordini di terrazzi fluviali, con frequenti conoidi alluvionali allo sbocco dei corsi d'acqua nella valle.

Dal punto di vista litologico sono caratterizzate dalla presenza di materassi alluvionali a granulometria fortemente eterogenea e spessore variabile all'interno dei quali sono presenti antiche strutture sedimentarie quali paleoalvei e paleococonoidi.



Fig.5: Vista dell'area di progetto

Come si evince dalle immagini dal punto di vista morfologico l'area interessata dal progetto è caratterizzata da una elevata uniformità e appare come un tabulato ad andamento leggermente concavo convesso immergente verso sud con modestissima pendenza, come detto dappertutto inferiore al 10%, interrotto al suo interno da lievi incisioni e segni dovuti all'azione delle acque di ruscellamento superficiale diffuso impostatosi verosimilmente sulle direzioni determinate dai percorsi di aratura e manutenzione antropica del territorio. Le caratteristiche morfologiche del territorio regionale, unitamente a quelle litologiche e strutturali, condizionano, naturalmente, la localizzazione e le caratteristiche dei corpi idrici sia superficiali sia sotterranei.

4. PERIMETRAZIONE DI AREE DI PERICOLOSITÀ IDRAULICA NEI PIANI DI SETTORE.

4.1. P.A.I.

Il Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico individua nel rio Foxi (si rammenta che il rio Reguris è il tratto di monte del rio Foxi) delle aree di pericolosità idraulica esclusivamente nel tratto vallivo del corso d'acqua nei pressi dell'attraversamento sulla S.P. 17 in Comune di Quartu Sant'Elena.

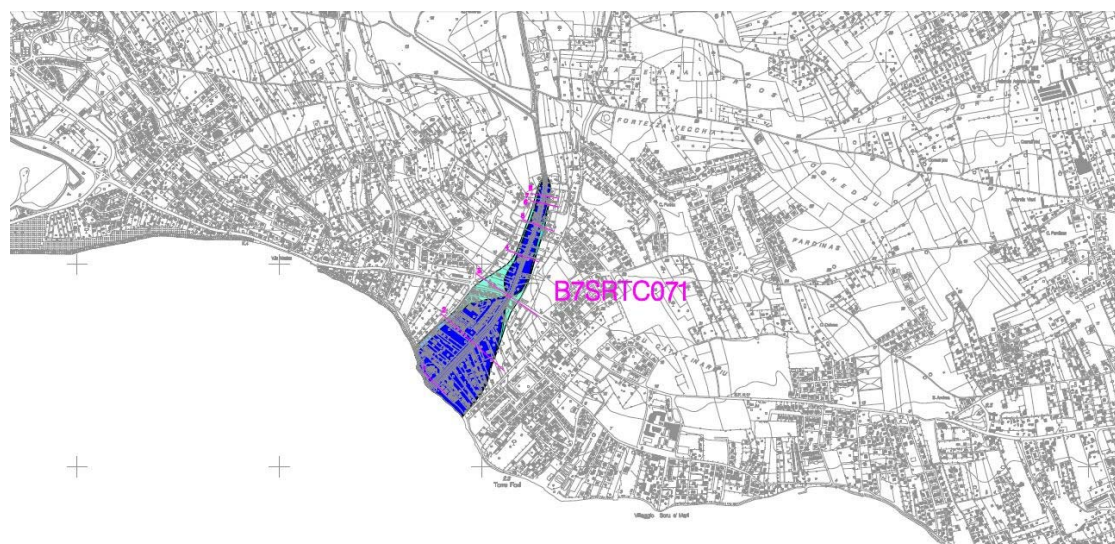


Fig.6: Stralcio PAI

4.2. P.S.F.F.

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali individua nelle zone in studio, come da immagine di cui al seguito, delle perimetrazioni in fascia C ossia la presenza di aree inondabili solo al verificarsi dell'evento con portata al colmo di piena corrispondente al periodo di ritorno $T=500$ anni o superiore

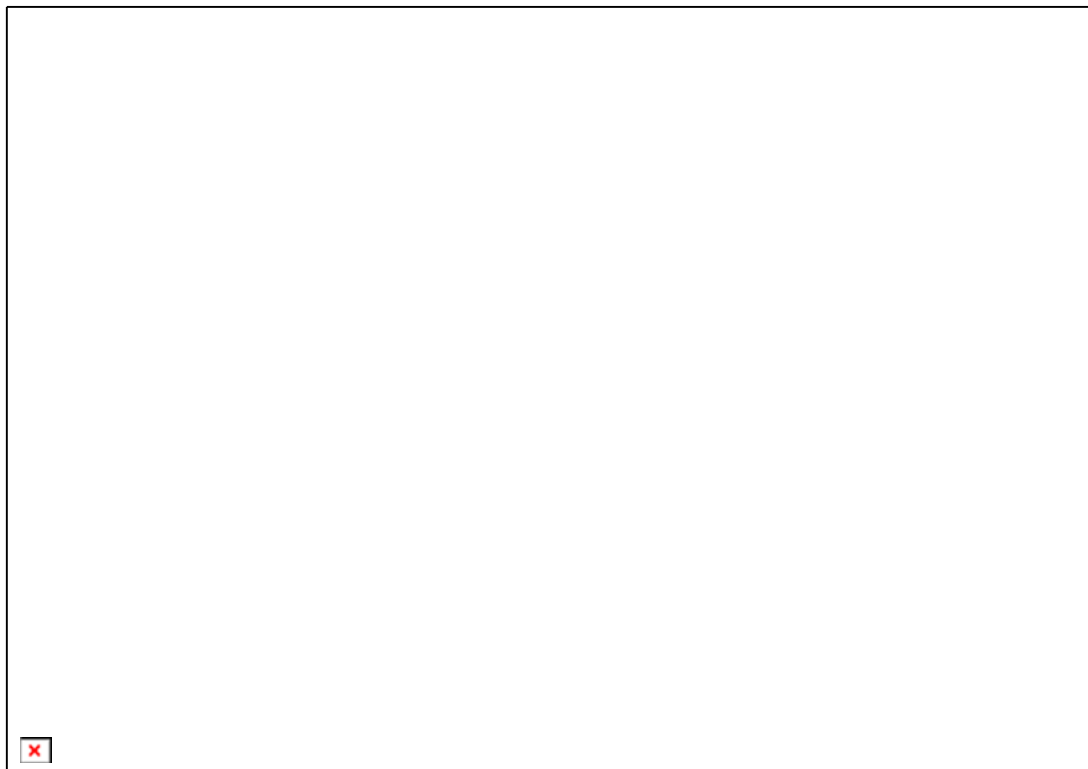


Fig.7: Stralcio PSFF

L'art. 30 (Disciplina delle aree di pericolosità idraulica moderata Hi1) delle Norme di Attuazione del P.A.I. recita:

“Fermo restando quanto stabilito negli articoli 23 e 24, nelle aree di pericolosità idraulica moderata compete agli strumenti urbanistici, ai regolamenti edilizi ed ai piani di settore vigenti disciplinare l'uso del territorio e delle risorse naturali, ed in particolare le opere sul patrimonio edilizio esistente, i mutamenti di destinazione, le nuove costruzioni, la realizzazione di nuovi impianti, opere ed infrastrutture a rete e puntuali pubbliche o di interesse pubblico, i nuovi insediamenti produttivi commerciali e di servizi, le ristrutturazioni urbanistiche e tutti gli altri interventi di trasformazione urbanistica ed edilizia, salvo in ogni caso l'impiego di tipologie e tecniche costruttive capaci di ridurre la pericolosità ed i rischi.”

Da quanto sopra si evince la compatibilità idraulica dell'intervento in oggetto in riferimento alla perimetrazione della pericolosità idraulica del PSFF.

ANALISI IDROLOGICA

5. 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 il reticolo idrografico ivi presente, nonché il bacino idrografico avente la sezione di chiusura ricadente a valle della lottizzazione:

La superficie da lottizzare non è direttamente interessata da corsi d'acqua mentre rientra, seppur marginalmente, nel bacino idrografico del rio Reguris la cui asta fluviale determina il reticolo idrografico in studio.

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 ed 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).

Le principali grandezze geomorfologiche del bacino idrografiche sono riassunte nella seguente tabella:

DATI BACINO RIO REGURIS			
superficie	A	km ²	0.993
lunghezza asta principale	L	km	2.508
pendenza asta principale	j	m/m	0.044
quota della sezione terminale	H _o	m s.l.m.	115.21
altitudine media	H _m	m s.l.m.	182.55

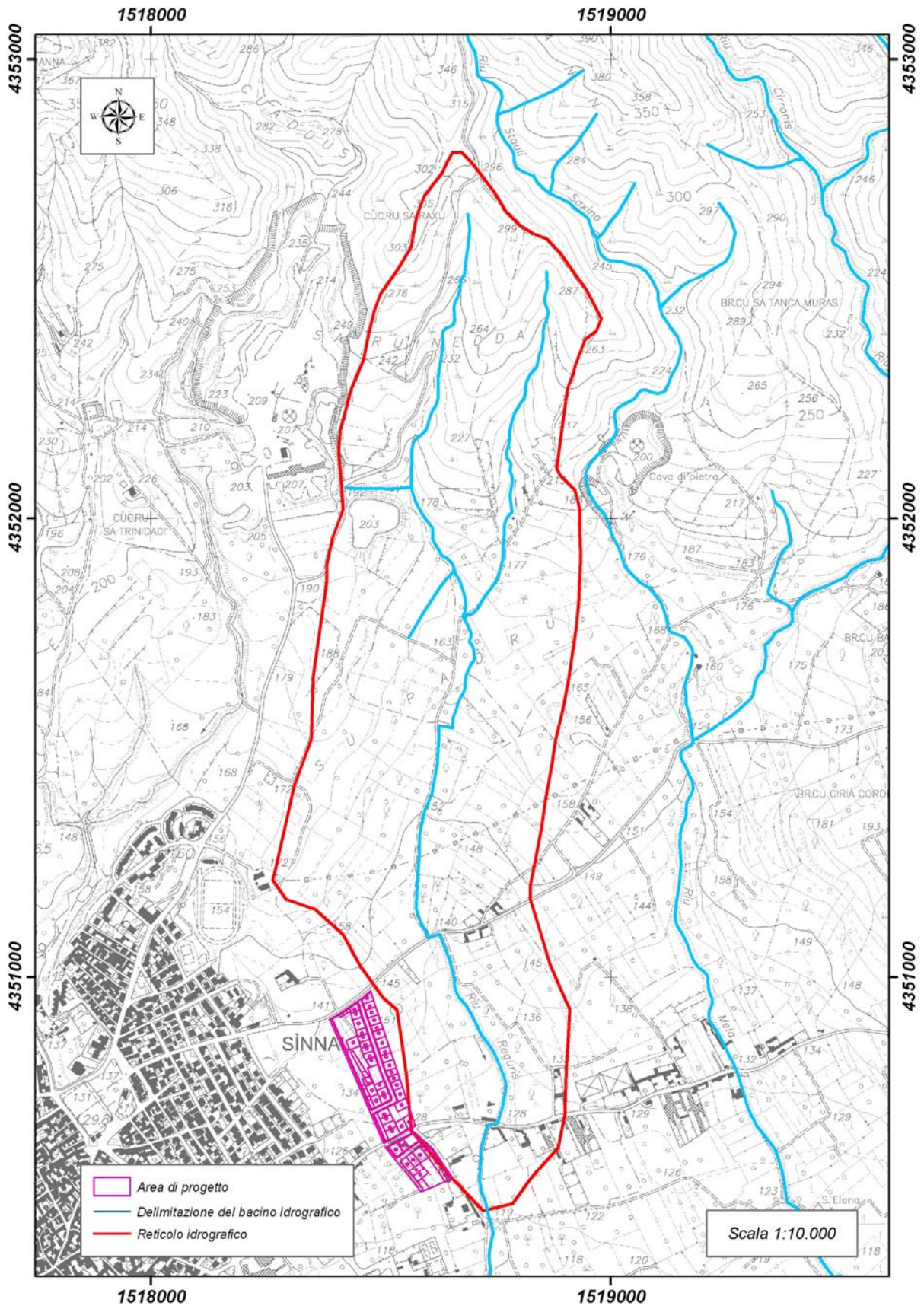


Fig.8 – Individuazione bacino idrografico Rio Reguris

6. VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA.

I metodi di stima della portata di piena Q di assegnato tempo di ritorno T_r , 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.

Nel considerare le metodologie usualmente adottate per la valutazione delle portate di piena ai fini del dimensionamento delle opere di difesa dalle esondazioni, degli organi di scarico e delle sistemazioni fluviali in genere, 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 in genere 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 date 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.

Nel caso in esame, date le dimensioni del bacino idrografico in studio e i valori dei relativi dati morfometrici, si ritiene che la stima della portata di piena debba essere determinata attraverso il confronto critico tra metodologie a fondamento razionale.

6.1. 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 in regime di piena, è data dalla seguente relazione:

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

nella quale:

- Φ è il coefficiente di deflusso e rappresenta l'aliquota di precipitazione che, in occasione della piena, scorre in superficie;
- ARF (Areal Reduction Factor) è il coefficiente di ragguglio 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 Km²;
- Tc è il tempo di corrivazione, espresso in ore;

- H è l'altezza di precipitazione che cade in un punto del bacino in una durata pari a T_c 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^3/s .

Per un bacino che ha un tempo di corrivazione pari a T_c 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:

$$Q_{\max} = A i_N t/T_c = A h_N/T_c = A \Phi ARF h_P/T_c = (A \Phi ARF/T_c) h_P \quad (\text{se } t < T_c)$$

$$Q_{\max} = A i_N = A \Phi ARF i_P = (A \Phi ARF) i_P \quad (\text{se } t > T_c)$$

le due espressioni indicano che per durate minore del tempo di corrivazione, la portata massima è proporzionale (col coefficiente $A \Phi ARF/T_c$), all'altezza di precipitazione h_P , mentre per durate maggiori del tempo di corrivazione, la portata massima è proporzionale (col coefficiente $A \Phi ARF$), all'intensità di precipitazione i_P .

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

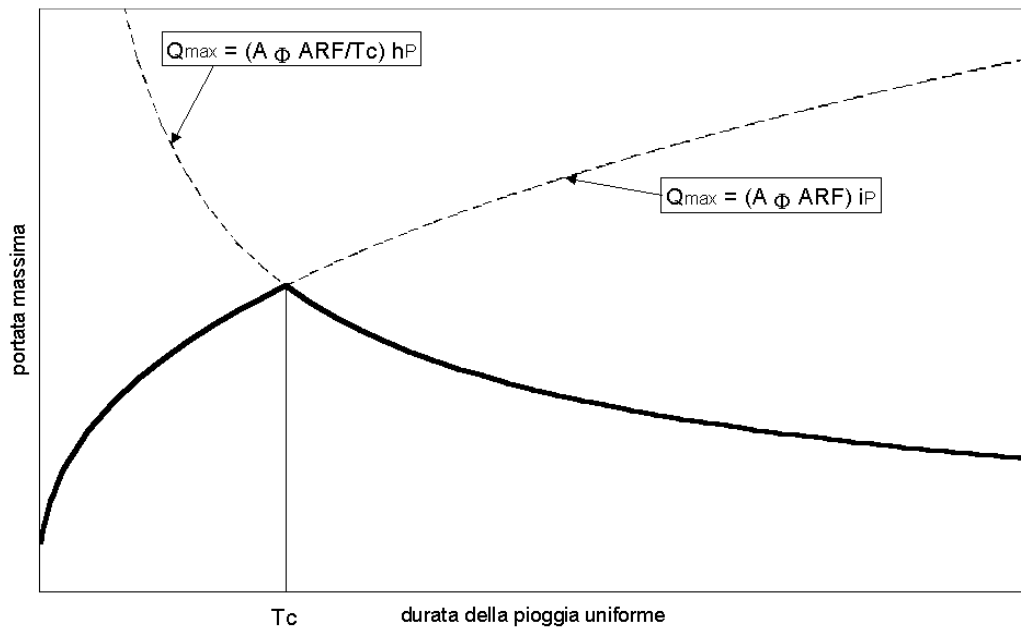


Fig.9- Valore della portata massima nella sezione terminale del bacino al variare della durata di una precipitazione uniforme, a parità di ARF e F.

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.

6.1.1. Valutazione del tempo di corrivazione.

Il tempo di corrivazione di un punto del bacino è il tempo necessario perché la goccia d'acqua caduta in quel punto possa raggiungere la sezione di chiusura del bacino considerato.

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. Nell'individuazione del punto idraulicamente più lontano del bacino si è considerato ovviamente non solo la distanza planimetrica ma anche la quota del punto stesso.

Per la valutazione del tempo di corrivazione sono state proposte moltissime 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;
- 3.6 è un fattore di conversione delle unità di misura che permette di ottenere il tempo di corrivazione in ore;
- v è una velocità media di scorrimento che in genere si può ritenere pari a 1÷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 Km²;
- L è la lunghezza dell'asta principale, espressa in Km;
- H_m è la quota media del bacino, espressa in m s.l.m.;
- H_o 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 Km²;
- i_m 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 Km²;
- L è la lunghezza dell'asta principale, espressa in Km;
- i_m è la pendenza media dell'asta principale.

Di fatto, tuttavia, le espressioni empiriche precedenti forniscono, per il medesimo bacino, risultati spesso discordanti e, comunque, caratterizzati da ampi margini di incertezza. Recenti analisi sono state dedicate al tentativo di dedurre 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 base di dati sufficiente, si è ricavata la relazione:

$$\text{Formula VAPI-Sardegna} \quad T_C = 0.212 \cdot S^{0.231} \cdot \left(\frac{H_m}{J_m} \right)^{0.289}$$

dove:

- S è la superficie del bacino, espressa in Km²;
- H_m è la quota media del bacino, espressa in m s.l.m.;
- j_m è la pendenza dell'asta principale.

I tempi di corrivazione stimati con la formula del Giandotti e quella VAPI Sardegna, per bacini di piccola / media estensione (come quello in studio), risultano decisamente superiori a quelli stimati con le altre espressioni empiriche date precedentemente, mentre forniscono stime accettabili del tempo di corrivazione per i bacini di adeguata estensione.

Viste le considerazioni sopra riportate e data la elevata empiricità delle formule, testimoniata anche dalla eterogeneità delle stime del valore del tempo di corrivazione, nel caso in esame risulta cautelativo assumere il valore più critico (quindi il più piccolo) tra quelli stimati con le formule sopra esposte.

TEMPO DI CORRIVAZIONE			
tempo di corrivazione: Viparelli	Tc	ore	0.70
tempo di corrivazione: Giandotti	Tc	ore	1.18
tempo di corrivazione: Ventura	Tc	ore	0.60
tempo di corrivazione: Pasini	Tc	ore	0.70
tempo di corrivazione: VAPI	Tc	ore	2.35
tempo di corrivazione adottato	Tc	ore	0.60

Per il calcolo della portata di piena è stato adottato il tempo di corrivazione riportato nell'ultima riga.

6.1.2. Altezze di pioggia.

Per determinare l'altezza di pioggia da utilizzare per l'applicazione della formula razionale si fa ricorso alle curve di possibilità pluviometrica che caratterizzano il regime pluviometrico sardo.

6.2. *Valutazione del coefficiente ARF.*

La stima di ARF, coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area, legata alla durata della precipitazione e alla superficie del bacino, è espressa da diverse formulazioni tra cui quella usata nel VAPI Sardegna che fa riferimento al Flood Studies Report - Wallingford Institute, UK 1977:

$$\text{per } S < 20 \text{ km}^2 \quad ARF = 1 - (0.0394 \cdot S^{0.354}) \cdot T_c^{(-0.40 + 0.0208 \cdot (4.6 - \ln(S)))}$$

$$\text{per } S > 20 \text{ km}^2 \quad ARF = 1 - (0.0394 \cdot S^{0.354}) \cdot T_c^{(-0.40 + 0.003832 \cdot (4.6 - \ln(S)))}$$

dove

- Tc è il tempo di corrivazione, espresso in ore;
- S è la superficie del bacino, espressa in Km².

6.3. Curva di possibilità pluviometrica di Cao-Puddu.

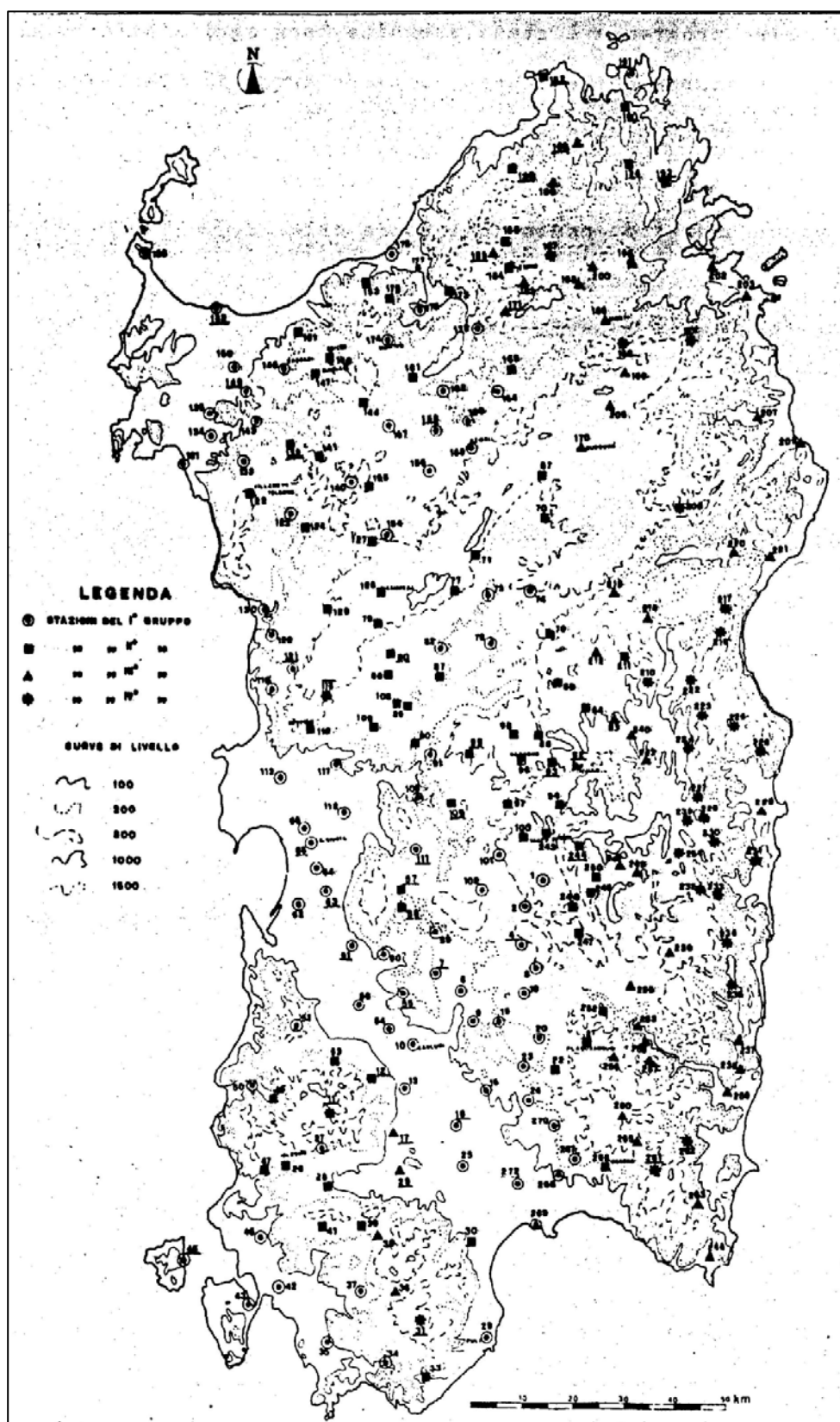
L'altezza di precipitazione $H(\tau)$ è legata alla durata ed al tempo di ritorno attraverso la curva di possibilità pluviometrica calibrata da Cao e Puddu:

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

dove $H(\tau)$ è espressa in mm, e:

- a, b, c, d sono parametri legati alla posizione geografica del bacino e riportati nella tabella seguente;
- u è il frattile della distribuzione normale;
- è la durata dell'evento meteorico, espresso in ore.

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



.Figura 10. Stazioni pluviografiche e individuazione delle zone omogenee secondo la curva di possibilità pluviometrica di Cao-Puddu

6.4. Curva di possibilità pluviometrica di Piga-Liguori.

L'altezza di precipitazione $H(\tau)$ è legata alla durata ed al tempo di ritorno attraverso 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):

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

dove $H(\tau)$ è espressa in mm, e:

- a, b, c, d sono parametri legati alla posizione geografica del bacino e riportati nella tabella seguente;
- u è il frattile della distribuzione normale;
- è la durata dell'evento meteorico, espresso in ore.

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

6.5. 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 μ_g , con μ_g dipendente dalla posizione geografica del bacino .

$$a_1 = \mu_g / (0.886.24 n_1)$$

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

I coefficienti a_2 e n_2 si determinano con le relazioni seguenti per differenti tempi di ritorno Tr , durata dell'evento meteorico τ e sottozona 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:

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

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

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

per la sottozona 2:

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

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

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

per la sottozona 3:

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

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

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

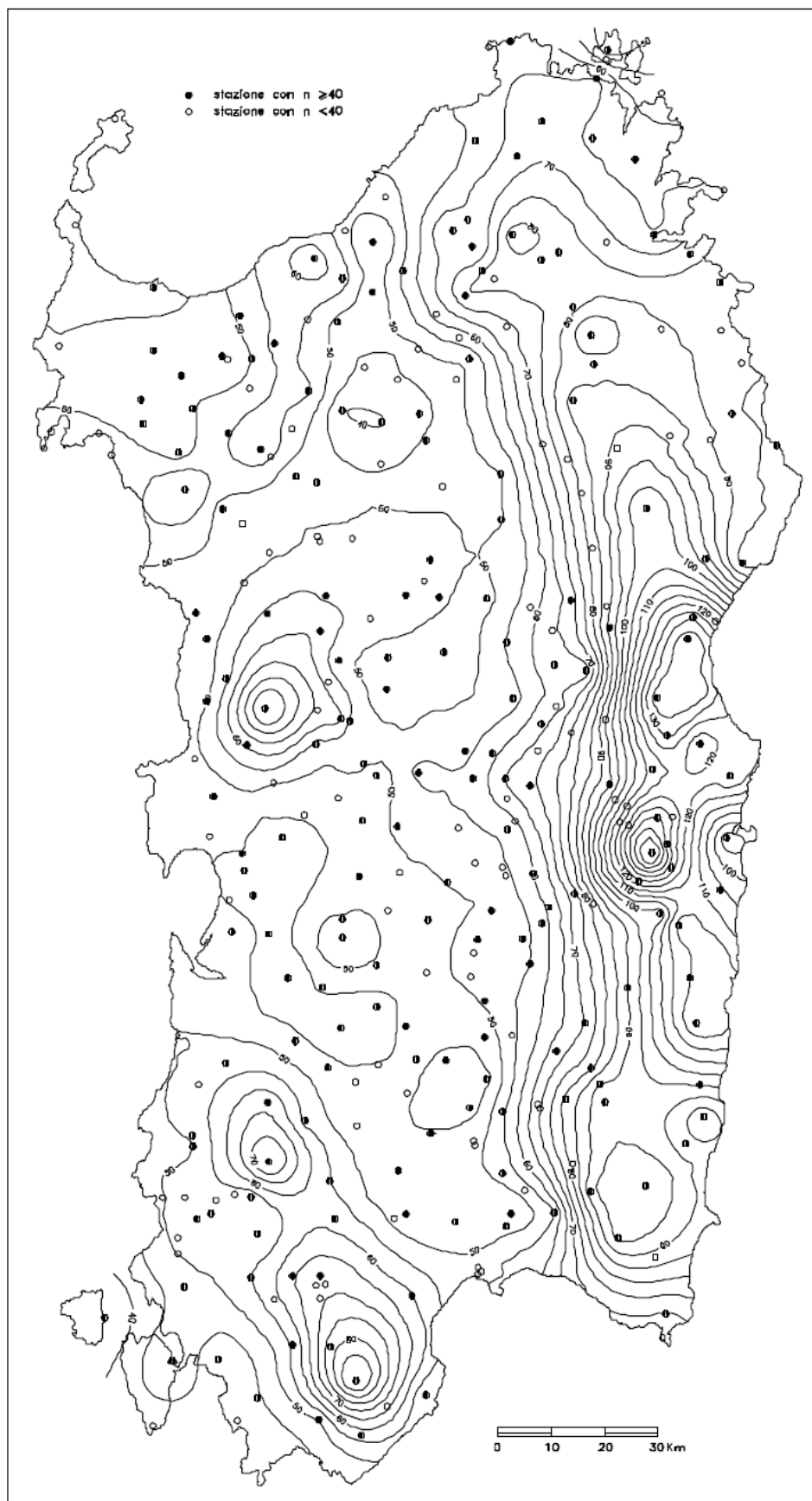


Figura 11 Carta delle piogge indice giornaliera

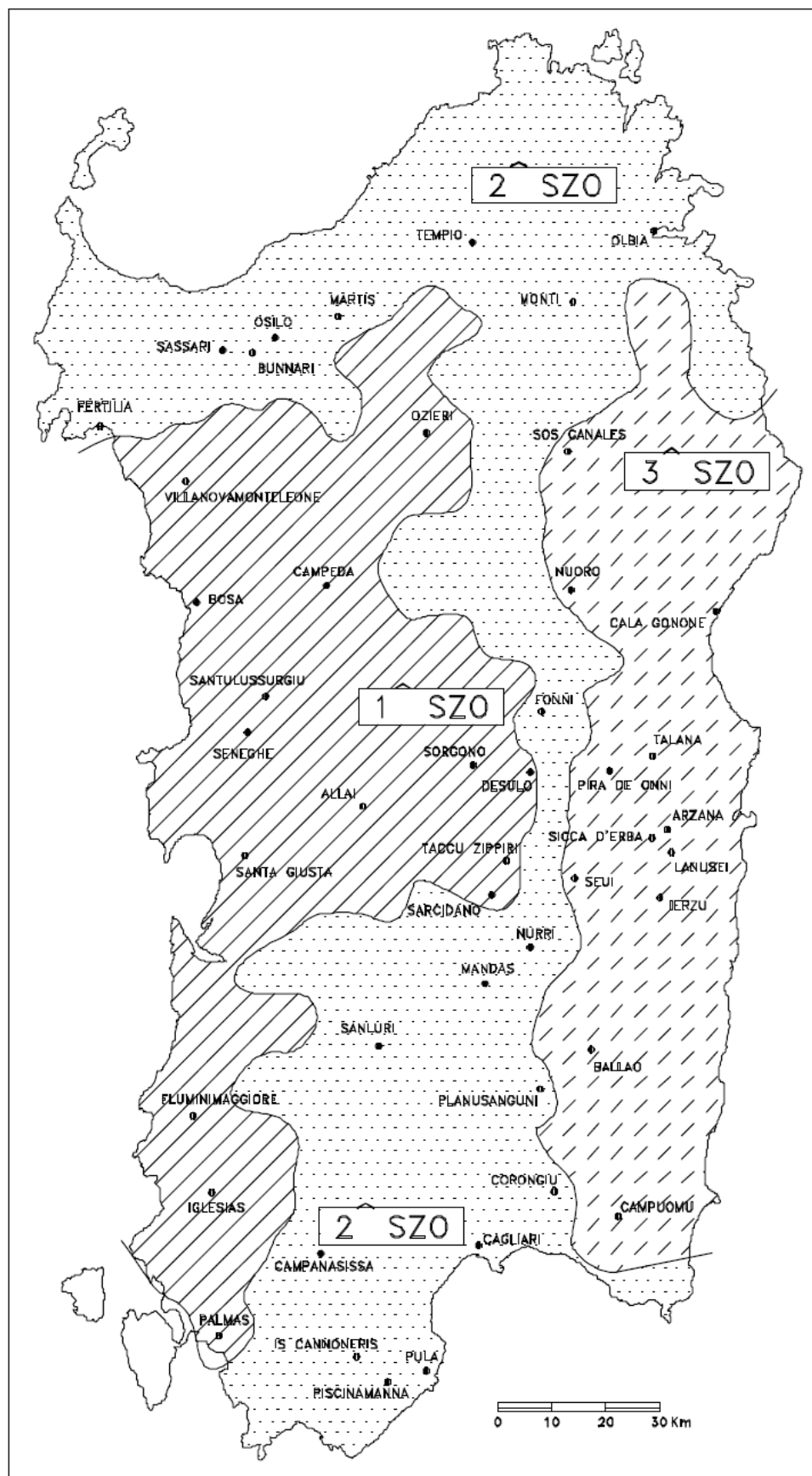


Figura 12. Carta delle sottozone

6.6. Valutazione del coefficiente di deflusso Φ .

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 soprattutto 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, si può valutare il coefficiente Φ del metodo razionale nei svariati modi che la letteratura specializzata propone, tra i quali:

- valutare Φ 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 Φ attraverso la formula di Harolds che pone:

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

dove Φ è il coefficiente di deflusso relativo ad un generico tempo di ritorno Tr e Φ_{100} è il coefficiente di deflusso relativo a un tempo di ritorno di 100 anni. I valori di Φ_{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

- ricorrere al metodo del Curve Number, elaborato dal Soil Conservation Service.

Il coefficiente Φ può essere stimato col metodo del Curve Number (CN) secondo cui vale:

$$\Phi = \frac{(H - 0.2 \cdot S)^2}{H \cdot (H + 0.8 \cdot S)} \quad \text{con} \quad S = 254 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

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

L'applicazione di questo metodo presuppone, oltre la conoscenza della precipitazione totale H , la stima del massimo invaso S del suolo che, teoricamente, può assumere tutti i valori positivi compresi tra 0 (superficie perfettamente impermeabile) a 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 rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso e si stima, sulla base dei valori riportati nella Tabella 1, in relazione alle caratteristiche ideologiche dei suoli e di copertura vegetale presenti nel bacino. La stima del CN presuppone inizialmente la determinazione del gruppo ideologico 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 i fattori FI e FIII, rispettivamente per la condizione secca e per quella umida, aventi le seguenti espressioni:

$$FI = 0.3 + 0.00636 \cdot CN$$

valida per valori di CN compresi tra 20 e 95

$$FIII = 3.4212 + 1.1999 \cdot \log(CN)$$

valida per valori di CN compresi tra 5 e 100

USO DEL SUOLO	TIPO DI DRENAGGIO	CONDIZIONI IDROLOGICHE	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					

Tabella 1. 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 2. 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.

Tabella 3. Caratteristiche dei gruppi di suolo.

Nel caso in esame, il valore di CN ragguagliato suddividendo le varie tipologie di superfici, è risultato pari a 91

6.7. Portate di piena

Si riportano nella seguente tabella le grandezze utilizzate per il calcolo delle portate di piena con i metodi a fondamento razionale sopra descritti

RIO REGURIS			
superficie	A	km ²	0.993
lunghezza asta principale	L	km	2.508
pendenza asta principale	j	m/m	0.044
quota della sezione terminale	H _o	m slm	115.21
altitudine media	H _m	m slm	182.55
tempo di corrivazione adottato	T _c	ore	0.603
areal reduction factor	ARF		0.953
gruppo cao-puddu/piga-liguori	Gr		1
sottozona piga-deidda-sechi	SZO		2
pioggia indice giornaliera	Hg	mm	60
curve number	CN		91
stima del massimo invaso del suolo	S'		25.121
altezza ragguagliata perdite iniziali	I _a		5.024

Risultati

PORTATE DI PIENA - RIO REGURIS					
metodo	esposizione	Tr	Tr	Tr	Tr
		50	100	200	500
RAZIONALE CAO-PUDDU	1	8.02	9.60	11.25	13.56
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	1	8.25	9.94	11.72	14.19
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	2	9.33	11.17	13.04	15.58

I valori delle portate di piena utilizzate nell'analisi idraulica sono quelli del metodo a fondamento razionale "Piga - Liguori" che presenta i valori medi rispetto alle stime ottenute con diverse curve di possibilità pluviometrica

ANALISI IDRAULICA

7. PREMESSA

L'analisi idraulica ha lo scopo di determinare i profili di corrente relativi ai 4 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 di pericolosità idraulica.

8. DETERMINAZIONE DELLE CONDIZIONI DI MOTO PERMANENTE

8.1. Determinazione del profilo della corrente

Il profilo della corrente è stato determinato ipotizzando condizioni di moto permanente, dato che le variazioni di portata nel tempo in occasione delle piene naturali non sono così rapide da rendere necessaria un'analisi in condizioni di moto vario.

Il buon inalveamento della corrente consente altresì di considerare la corrente con una schematizzazione monodimensionale, essendo assenti esondazioni con componenti del moto ortogonali all'asse del corso d'acqua, e potendo così ricorrere a schemi di calcolo sufficientemente semplici da non destare problemi numerici e necessità di complesse analisi di sensitività per la validazione del modello stesso.

In particolare, è stato utilizzato il codice di calcolo HEC RAS, descritto nel paragrafo successivo.

8.2. 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.

8.3. 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 (è il caso ad esempio in cui si hanno restringimenti dovuti al passaggio tra le pile di un ponte ed il conseguente allargamento).

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 (ponti, passaggi all'interno di condotte circolari, a sezione rettangolare e comunque di qualunque forma, chiuse, ma in generale ogni 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 (è il caso, ad esempio, di savanella rivestita ed aree golenali con una certa copertura vegetale), 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. Nei casi di moto vario è possibile valutare l'efficacia di un'eventuale cassa d'espansione, così come gli effetti di un'idrovora che da tale area di espansione dovesse pompare le acque su un altro corpo idrico etc. 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.

8.4. 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 ed i fenomeni legati al trasporto solido, sono la velocità della corrente, l'altezza del pelo libero, l'energia totale ed il suo gradiente.

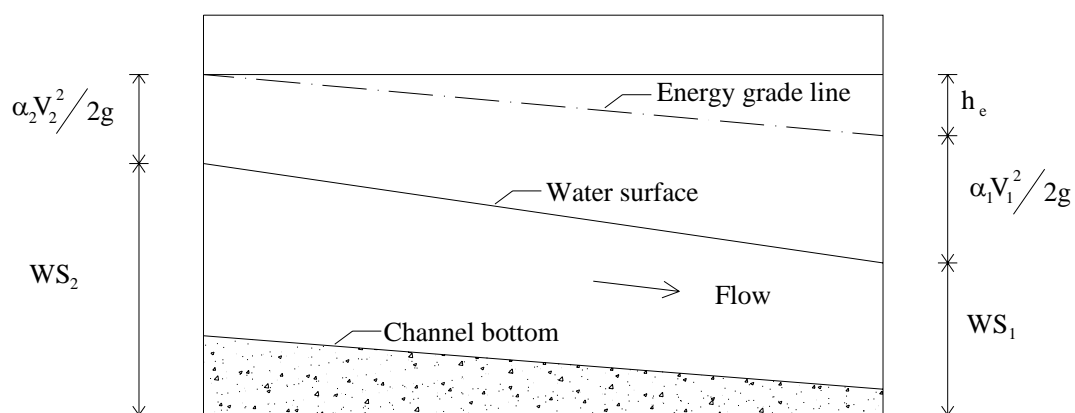


Fig 13 - Carichi idraulici in due sezioni di calcolo consecutive

Nella Fig. 13 sono messe in evidenza le grandezze che compaiono nell'equazione (1) (equazione di bilancio dell'energia).

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^3}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^3}{2g} + h_e \quad (1)$$

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;
- WS_1, WS_2 : quota del pelo libero della corrente (per il dato valore di portata) rispetto uno zero convenzionale;

- α_1, α_2 : coefficienti di ragguglio delle potenze cinetiche (o coeff. di Coriolis);

8.5. *Perdite di carico*

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.

Come già scritto le perdite per attrito sono calcolate tramite il Metodo II descritto in "*Backwater Curves in River Channels*" EM 1110-2-1409 (USACE 1959).

Come riportato nell'equazione 2), la perdita di carico " h_e " è data dalla somma di due componenti:

- h_f : perdita di energia per attrito
- h_o : perdita di energia legata alla forma della sezione

$$h_e = h_f + h_o \quad (2)$$

Le perdite dovute alla contrazione o all'allargamento della sezione sono valutate nel termine h_o .

8.5.1. 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:

$$h_f = \left(\frac{Q}{R}\right)^2 \quad (3)$$

in cui:

$$K = \sum_{j=1}^{N_{SS}} \frac{1}{n_j} \frac{A_{2j} + A_{1j} \left(\frac{R_{2j} + R_{1j}}{a} \right)^{2/3}}{\sqrt{L_j}} \quad (4)$$

- 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.

8.5.2. Perdite per contrazione ed espansione

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

$$h_o = c_L \left(\frac{a_2 V_2^3}{2g} - \frac{a_1 V_1^3}{2g} \right) \quad (5)$$

in cui 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*), come illustrato in Fig. 14.

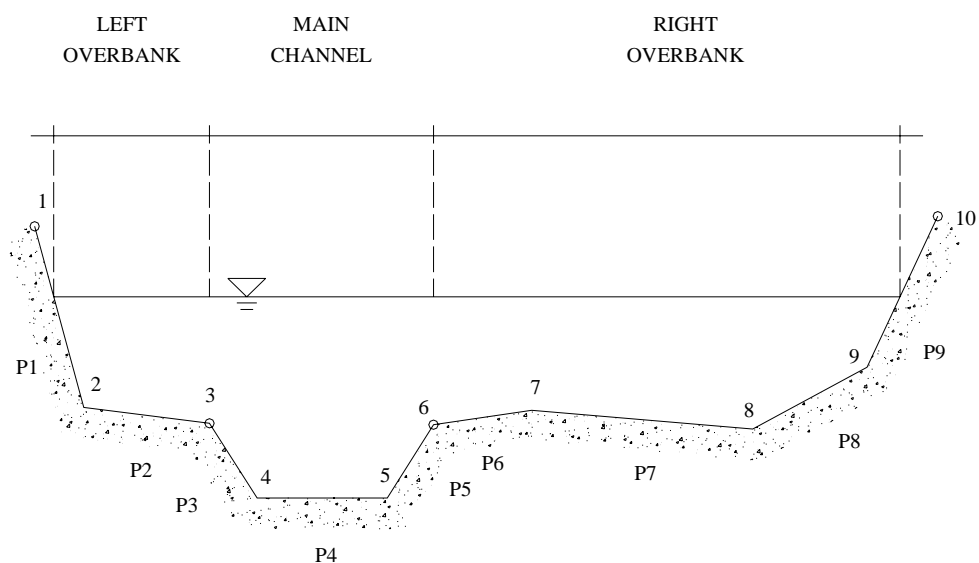


Fig. 14- Suddivisione della sezione in 3 componenti

Ogni porzione è ulteriormente suddivisa in *sub-section*, come illustrato in Fig. 15.

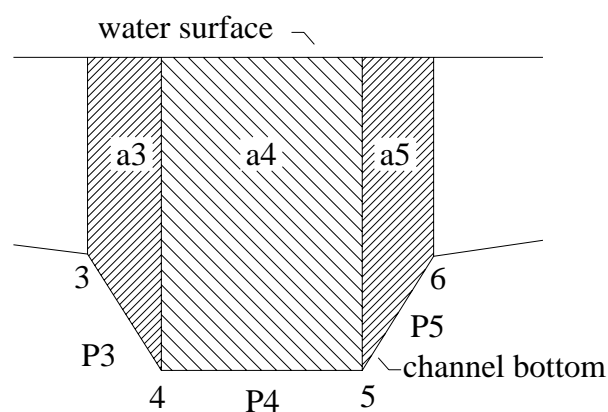


Fig. 15- Scomposizione di una componente della sezione in sub-sezioni

Ad esempio l'area corrispondente al *main channel* è data dalla sommatoria delle aree delle sub-section che la compongono secondo quanto riportato in Fig. 15:

$$A_j = a_3 + a_4 + a_5 \quad (6)$$

così come

$$P_j = p_3 + p_4 + p_5 \quad (7)$$

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:

$$R_j = \frac{A_j}{P_j} = \frac{\sum A_k}{\sum P_k} \quad (8)$$

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 che tiene conto della distribuzione della distribuzione della velocità all'interno della sezione trasversale, viene calcolato tramite la relazione:

$$\alpha = \frac{\sum_{j=1}^{N_{sub}} \left(\frac{R_j^3}{A_j} \right)}{\frac{R^3}{A^2}} \quad (9)$$

8.5.3. 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.

8.5.4. 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. 16, 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.

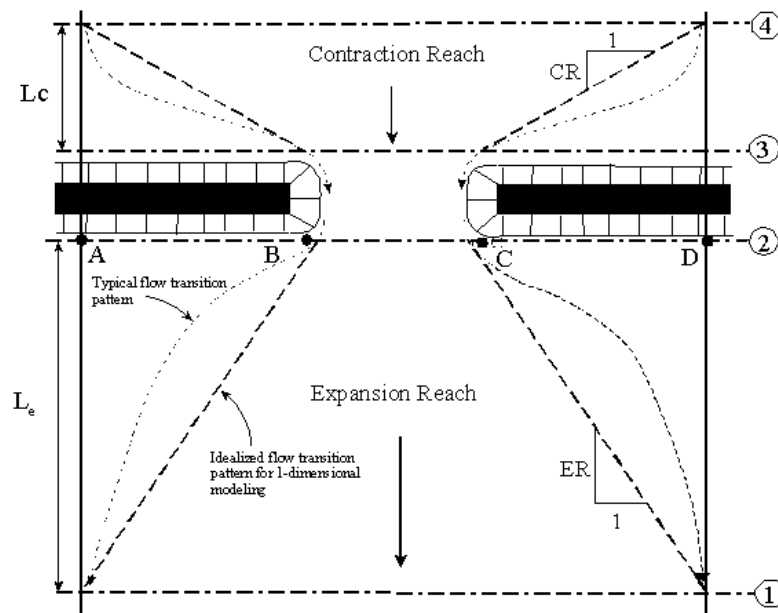


Fig. 16 - Geometria di un passaggio ristretto

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.

8.5.5. 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 considerata è stata considerata costante lungo i diversi tratti omogenei degli alvei studiati, con incrementi in corrispondenza delle confluenze;
- le perdite di carico sono state valutate con la consueta espressione di Chezy e valutazione del coefficiente mediante la formula di Manning, ponendo cautelativamente il coefficiente $n=0.035$ nelle sezioni in terra, poco vegetate e con mediocre manutenzione; 0.030 nelle sezioni in terra, non vegetate e con mediocre manutenzione; 0.025 in corrispondenza delle sezioni con pareti realizzate in cls. Per la stima del coefficiente di scabrezza n si è adottato un metodo utilizzato dal U.S. Soil Conservation Service. Secondo questo metodo, ad ogni elemento che influenza la scabrezza di un alveo viene associato un contributo di scabrezza, e la scabrezza complessiva viene calcolata tramite l'espressione:

$$n = (n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5) n_6 \quad (10)$$

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

8.6. Localizzazione planimetrica dei corsi d'acqua

Il reticolo idrografico introdotto in Hec Ras e la localizzazione delle sezioni utilizzate per la simulazione idraulica, è indicata nella seguente immagine:

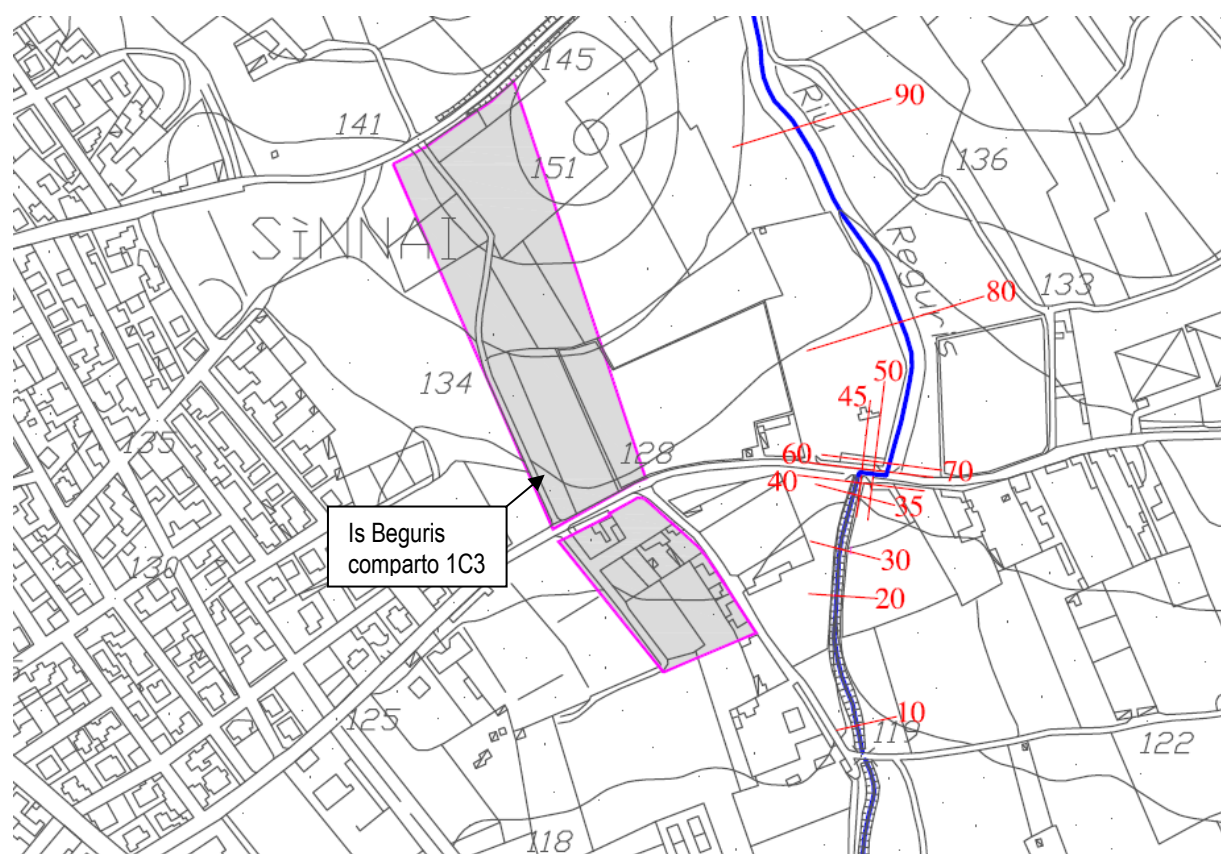


Fig. 17 – Localizzazione sezioni e corso d'acqua analizzato

8.7. *Approccio metodologico e dati di input nel modello di calcolo*

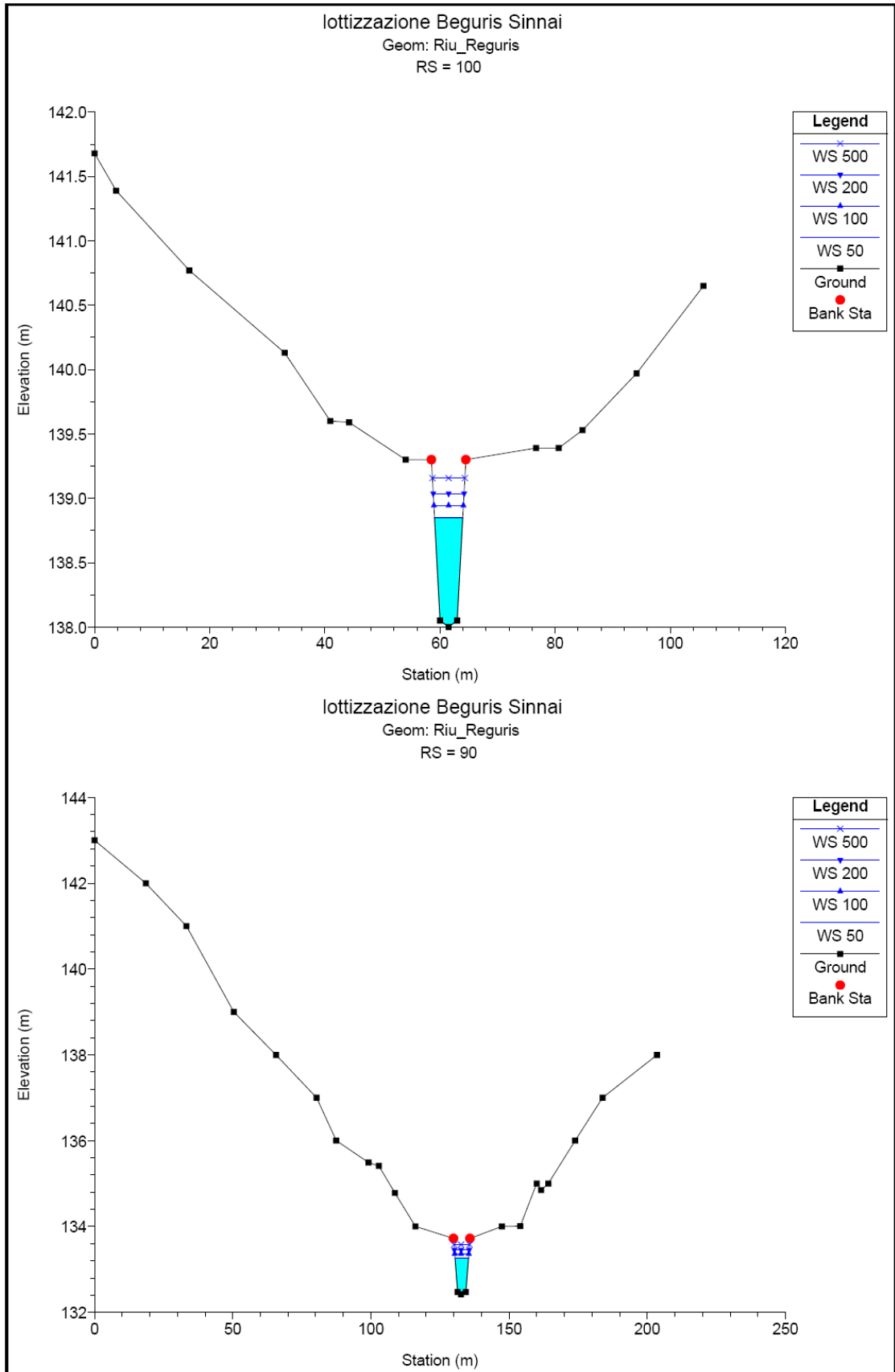
Nel caso specifico del Rio Reguris il codice di calcolo HEC-RAS è stato utilizzato in condizioni di moto permanente e i valori di portata al colmo applicati nelle simulazioni, che per definizione restano costanti nel tempo, sono stati definiti nell'ambito dell'analisi idrologica.

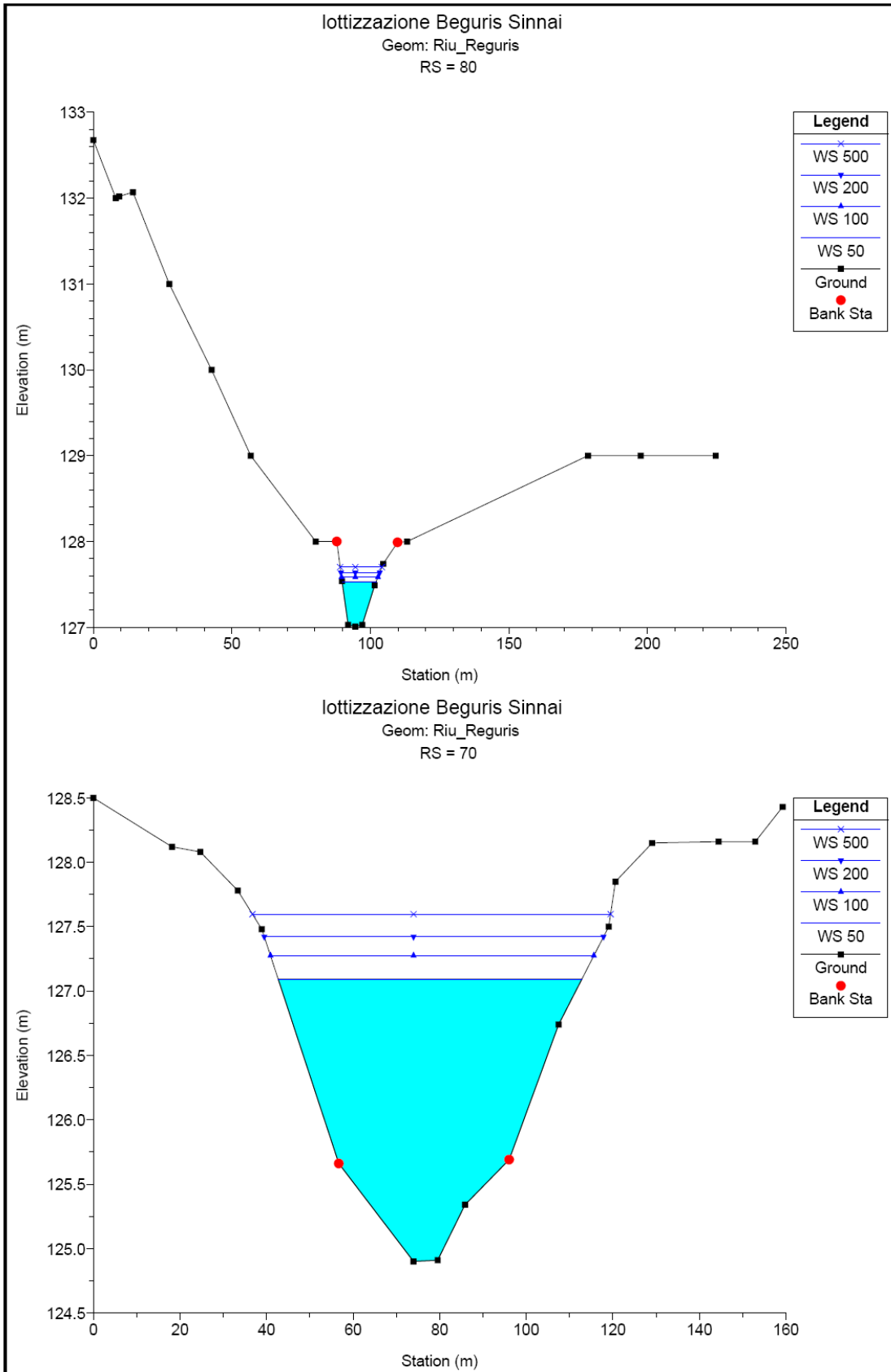
Per quanto attiene le condizioni al contorno da introdurre per la simulazione in moto permanente, del corso d'acqua esaminato, dato che si è deciso di procedere in regime misto di corrente, si è reso necessario definire le condizioni al contorno sia a monte che all'estremo di valle; sia nelle sezioni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

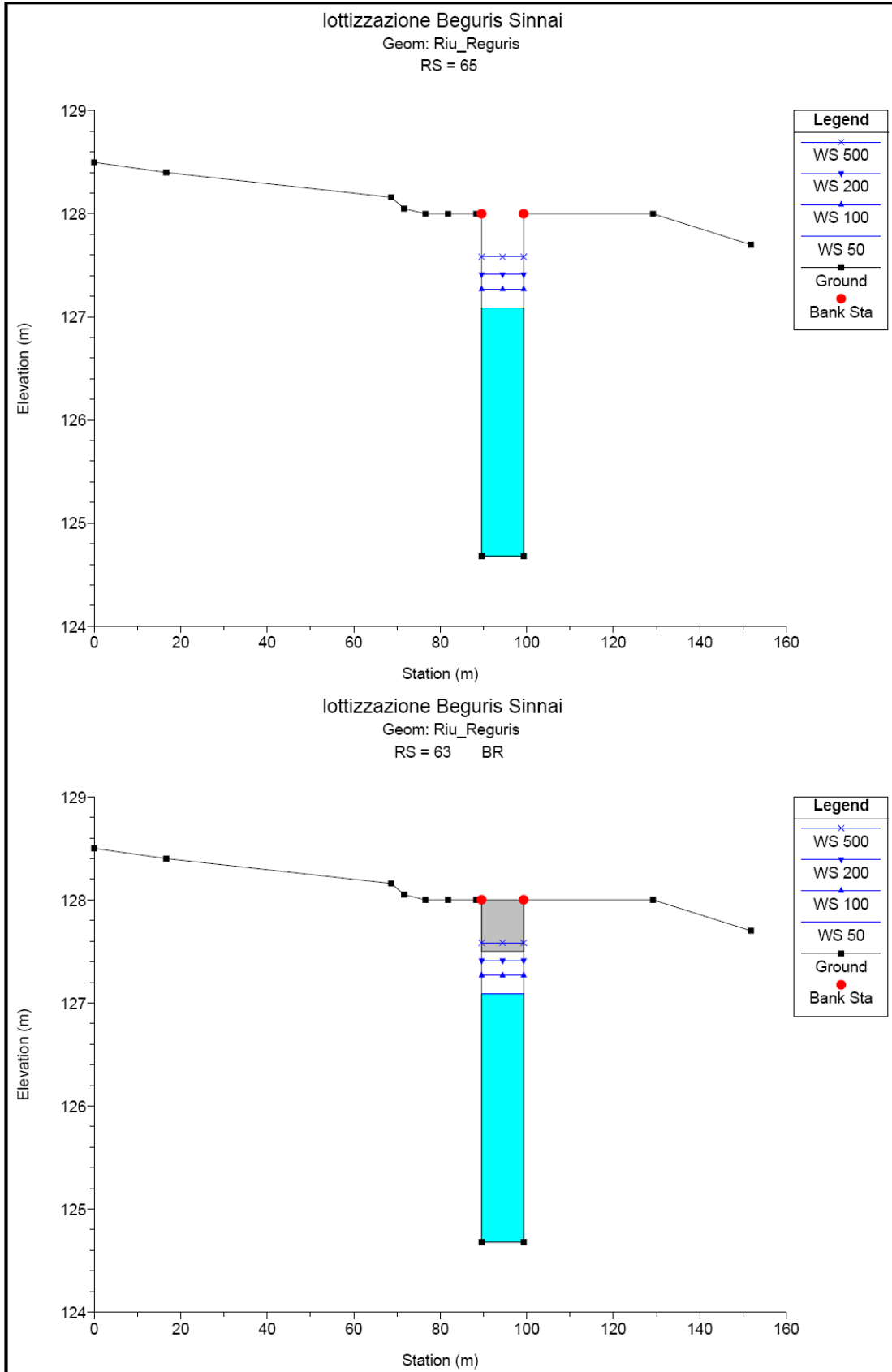
8.8. Risultati

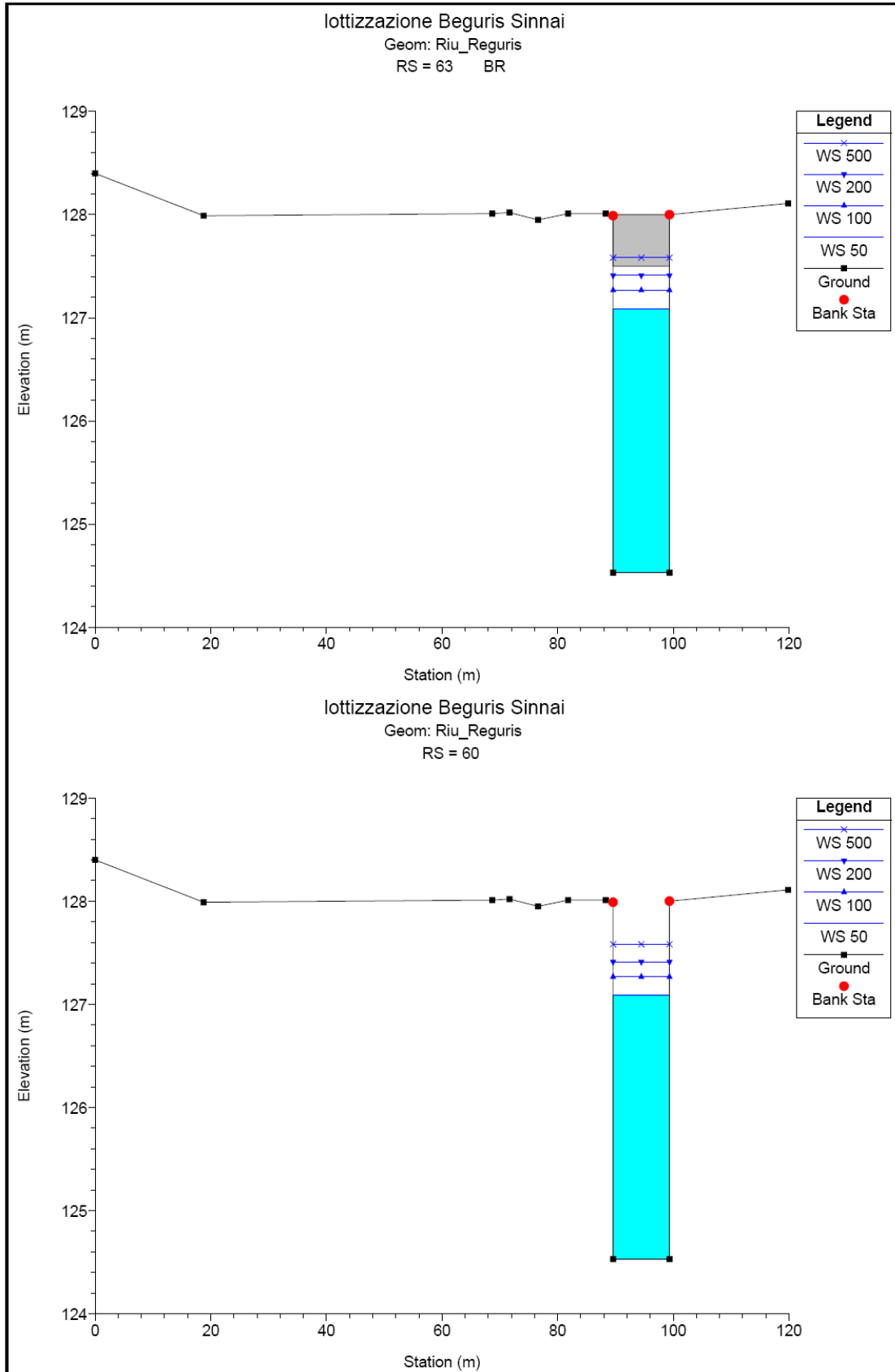
Di seguito verranno riportati per ciascuno dei bacini esaminati:

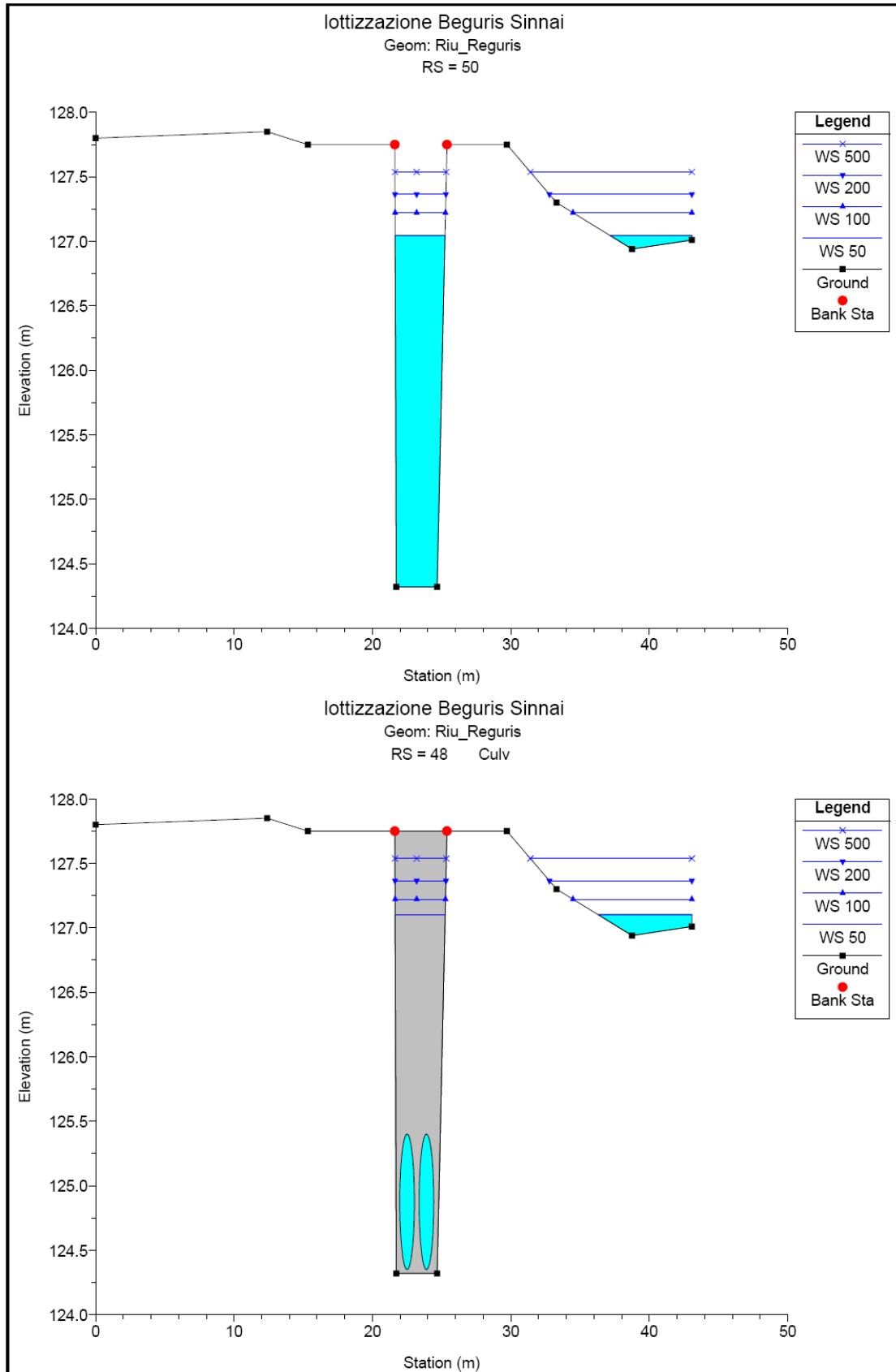
- Le sezioni idrauliche con i livelli idrici raggiunti per le portate corrispondenti ai vari tempi di ritorno;
- Le principali grandezze idrauliche in forma tabellare, per ciascuna delle sezioni introdotte nel modello di simulazione.

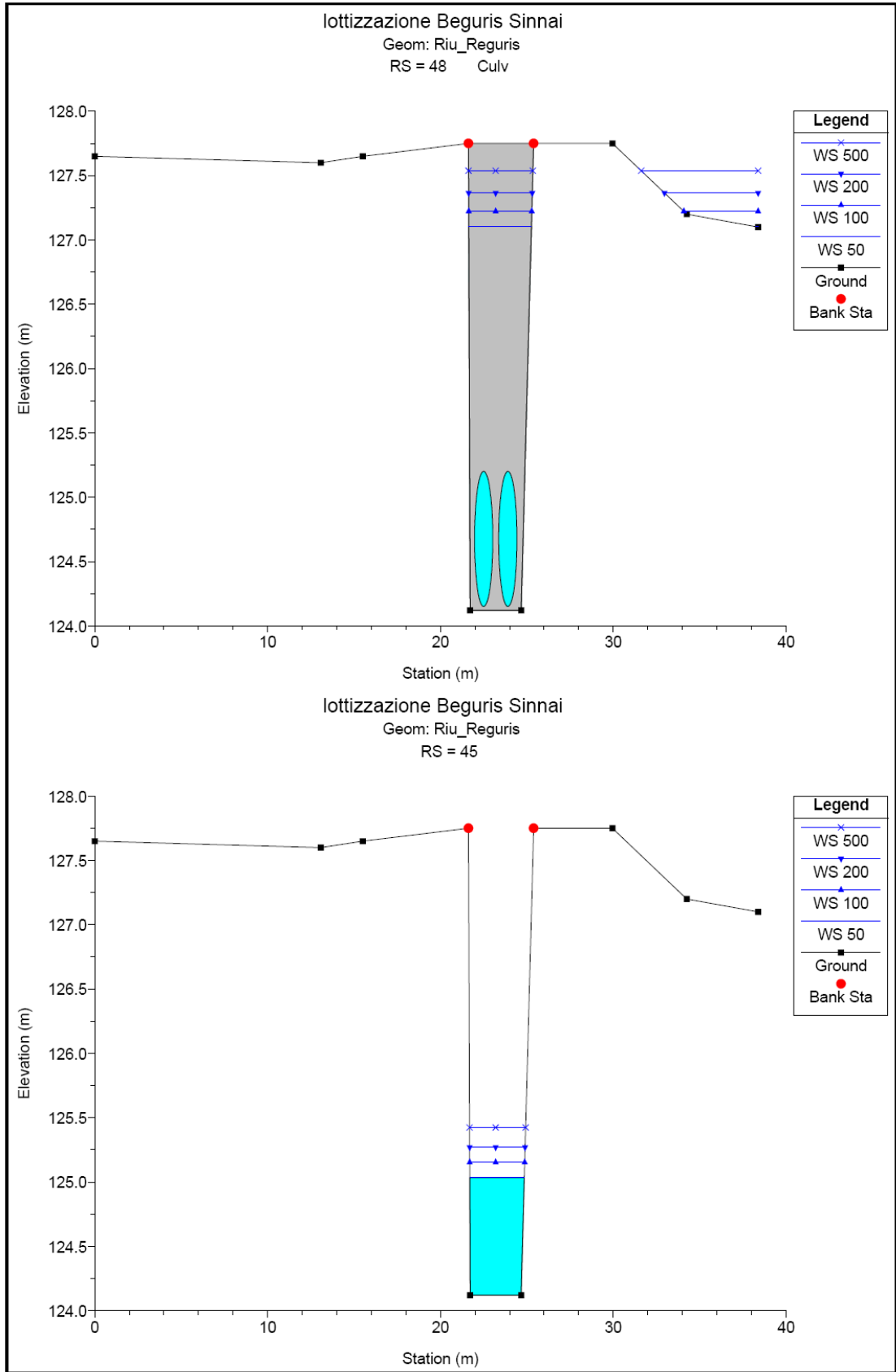


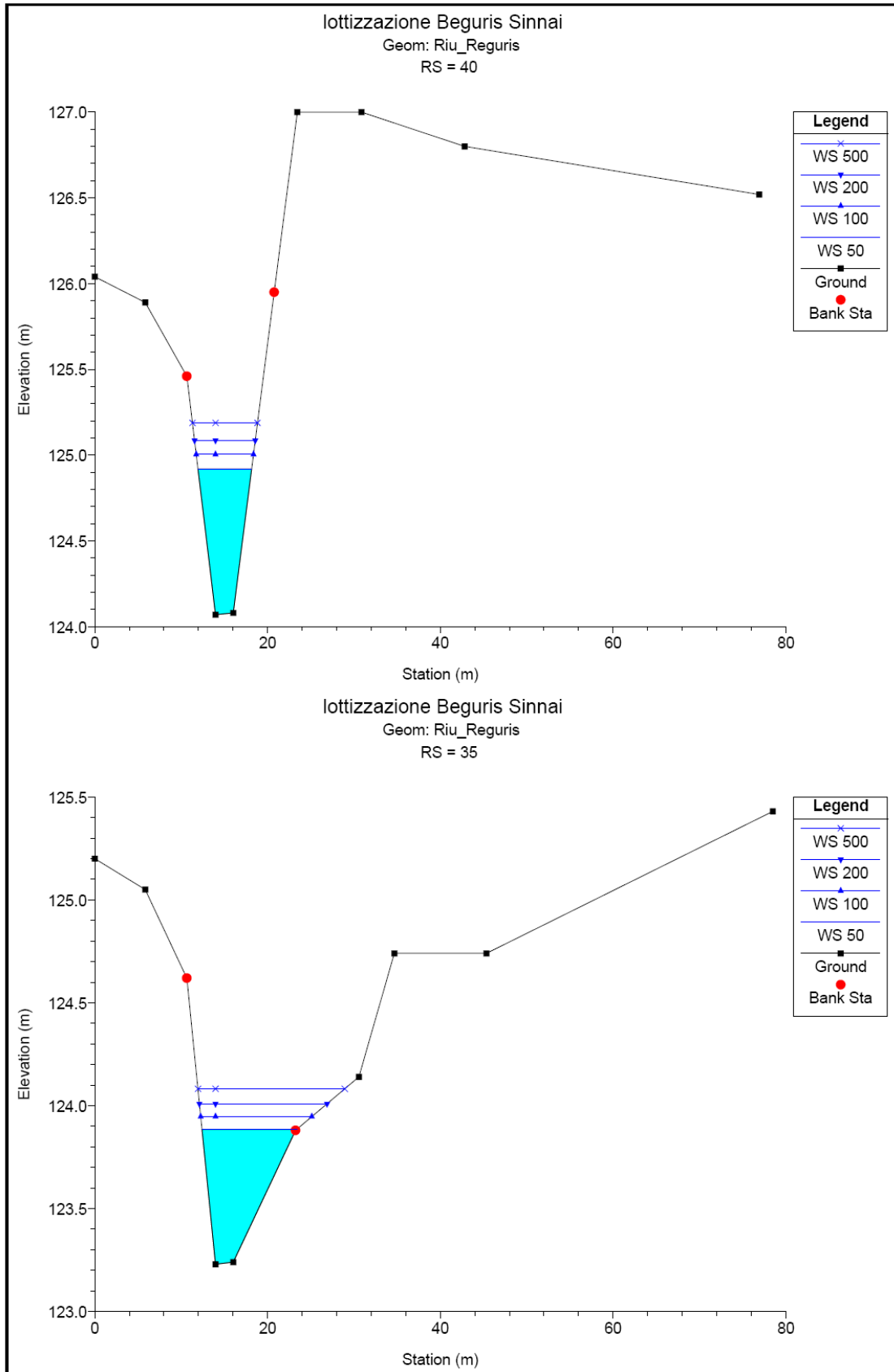


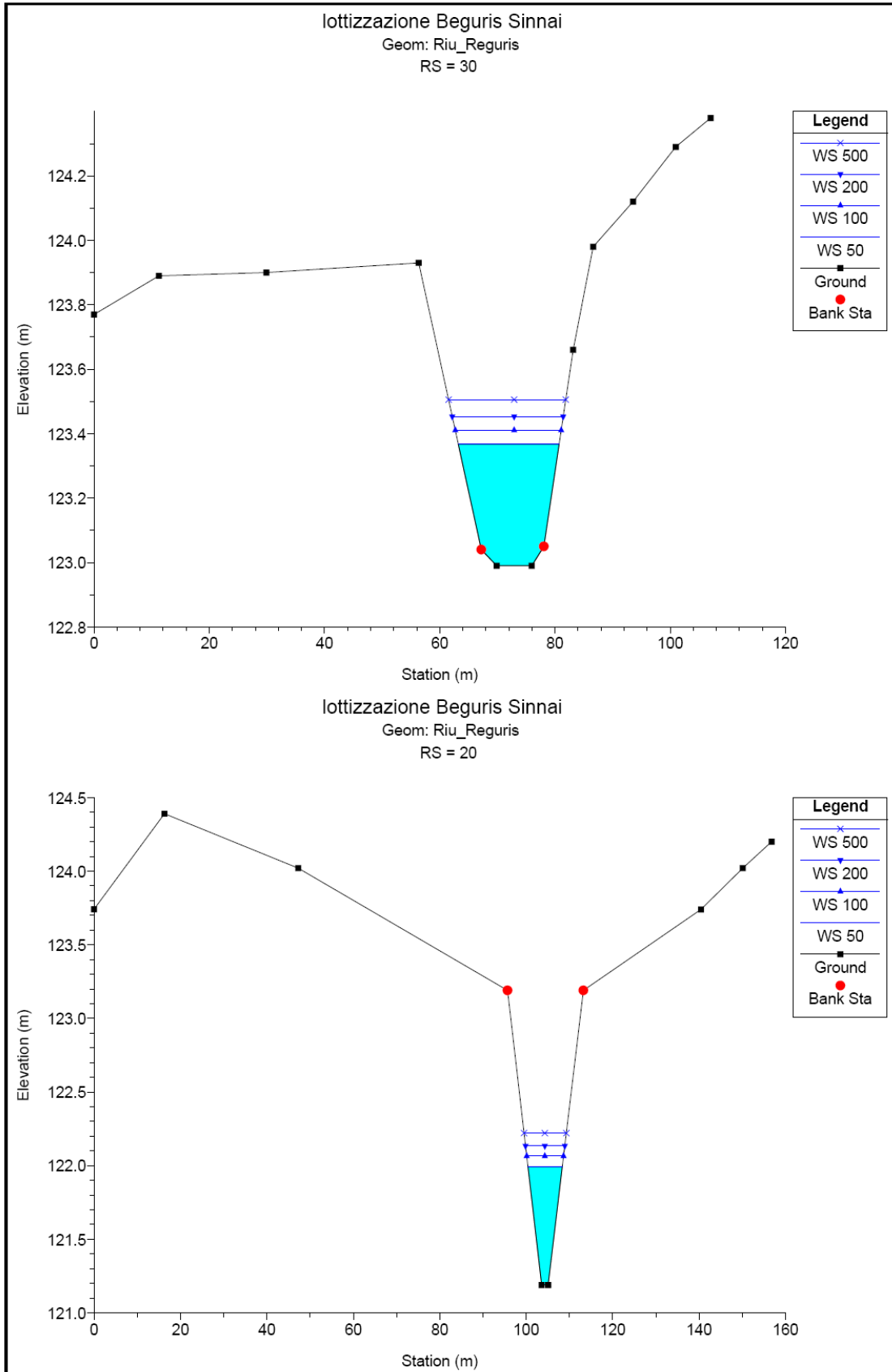


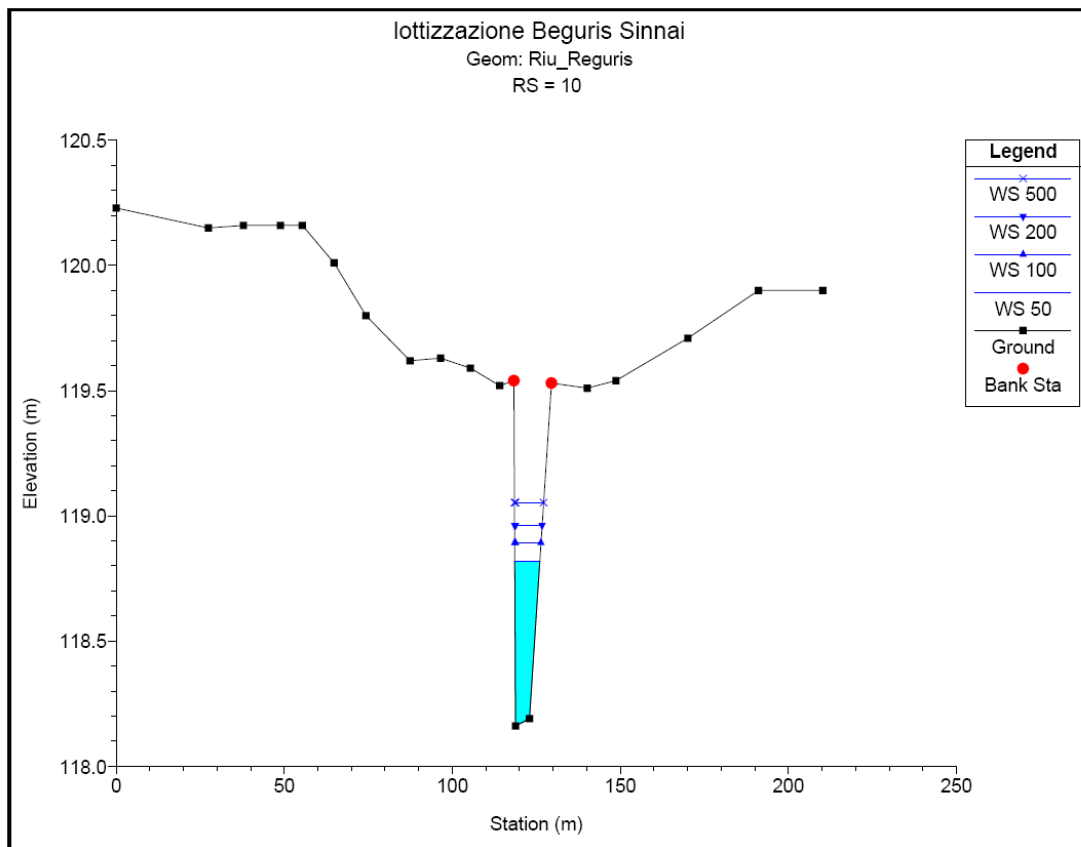












HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Riu Reguris Reach: Lott. Beguris

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
Lott. Beguris	100	50	8.25	138.00	138.85	138.85	139.18	0.011938	2.56	3.23	4.90	1.01
Lott. Beguris	100	100	9.94	138.00	138.94	138.94	139.31	0.011686	2.68	3.71	5.13	1.01
Lott. Beguris	100	200	11.72	138.00	139.04	139.04	139.43	0.011472	2.79	4.20	5.35	1.01
Lott. Beguris	100	500	14.19	138.00	139.16	139.16	139.59	0.011234	2.92	4.85	5.64	1.01
Lott. Beguris	90	50	8.25	132.42	133.27	133.27	133.60	0.011965	2.56	3.22	4.90	1.01
Lott. Beguris	90	100	9.94	132.42	133.36	133.36	133.73	0.011711	2.68	3.71	5.13	1.01
Lott. Beguris	90	200	11.72	132.42	133.46	133.46	133.85	0.011499	2.79	4.20	5.35	1.01
Lott. Beguris	90	500	14.19	132.42	133.58	133.58	134.01	0.011256	2.93	4.85	5.64	1.01
Lott. Beguris	80	50	8.25	127.01	127.53	127.53	127.71	0.012749	1.89	4.37	12.24	1.01
Lott. Beguris	80	100	9.94	127.01	127.59	127.59	127.78	0.012443	1.96	5.07	13.14	1.01
Lott. Beguris	80	200	11.72	127.01	127.64	127.64	127.85	0.012176	2.03	5.78	14.00	1.01
Lott. Beguris	80	500	14.19	127.01	127.70	127.70	127.93	0.011949	2.12	6.71	15.05	1.01
Lott. Beguris	70	50	8.25	124.90	127.09		127.09	0.000004	0.10	93.02	70.16	0.02
Lott. Beguris	70	100	9.94	124.90	127.28		127.28	0.000004	0.11	106.23	74.72	0.02
Lott. Beguris	70	200	11.72	124.90	127.42		127.42	0.000004	0.11	117.46	78.39	0.02
Lott. Beguris	70	500	14.19	124.90	127.60		127.60	0.000005	0.13	131.55	82.74	0.03
Lott. Beguris	65	50	8.25	124.68	127.09	125.10	127.09	0.000059	0.35	23.39	9.72	0.07
Lott. Beguris	65	100	9.94	124.68	127.27	125.15	127.27	0.000070	0.40	25.14	9.72	0.08
Lott. Beguris	65	200	11.72	124.68	127.41	125.21	127.42	0.000083	0.44	26.55	9.72	0.09
Lott. Beguris	65	500	14.19	124.68	127.58	125.28	127.60	0.000103	0.50	28.22	9.72	0.09
Lott. Beguris	63		Bridge									
Lott. Beguris	60	50	8.25	124.53	127.09		127.09	0.000034	0.33	24.95	9.76	0.07
Lott. Beguris	60	100	9.94	124.53	127.27		127.27	0.000041	0.37	26.72	9.76	0.07
Lott. Beguris	60	200	11.72	124.53	127.41		127.42	0.000049	0.42	28.13	9.76	0.08
Lott. Beguris	60	500	14.19	124.53	127.58		127.59	0.000061	0.48	29.80	9.76	0.09
Lott. Beguris	50	50	8.25	124.32	127.05	125.23	127.09	0.000491	0.92	9.31	9.51	0.19
Lott. Beguris	50	100	9.94	124.32	127.22	125.35	127.27	0.000549	0.99	11.24	12.24	0.19
Lott. Beguris	50	200	11.72	124.32	127.37	125.47	127.42	0.000594	1.04	13.13	13.98	0.20
Lott. Beguris	50	500	14.19	124.32	127.54	125.62	127.59	0.000627	1.09	15.66	15.39	0.20
Lott. Beguris	48		Culvert									
Lott. Beguris	45	50	8.25	124.12	125.03	125.03	125.48	0.011277	2.96	2.79	3.16	1.01
Lott. Beguris	45	100	9.94	124.12	125.15	125.15	125.65	0.011417	3.14	3.17	3.18	1.00
Lott. Beguris	45	200	11.72	124.12	125.27	125.27	125.83	0.011614	3.31	3.54	3.21	1.00
Lott. Beguris	45	500	14.19	124.12	125.42	125.42	126.05	0.011878	3.51	4.04	3.24	1.00
Lott. Beguris	40	50	8.25	124.07	124.92	124.92	125.20	0.015866	2.37	3.49	6.20	1.01
Lott. Beguris	40	100	9.94	124.07	125.00	125.00	125.31	0.015476	2.46	4.03	6.62	1.01
Lott. Beguris	40	200	11.72	124.07	125.09	125.09	125.42	0.015141	2.55	4.59	7.02	1.01
Lott. Beguris	40	500	14.19	124.07	125.19	125.19	125.55	0.014765	2.66	5.34	7.53	1.01
Lott. Beguris	35	50	8.25	123.23	123.88	123.88	124.08	0.017153	1.97	4.19	10.97	1.01
Lott. Beguris	35	100	9.94	123.23	123.95	123.95	124.16	0.015353	2.04	4.93	12.87	0.98
Lott. Beguris	35	200	11.72	123.23	124.01	124.01	124.23	0.013699	2.08	5.79	14.78	0.94
Lott. Beguris	35	500	14.19	123.23	124.08	124.08	124.31	0.012483	2.15	6.95	17.00	0.92
Lott. Beguris	30	50	8.25	122.99	123.37	123.37	123.52	0.011137	1.80	5.04	17.49	0.95
Lott. Beguris	30	100	9.94	122.99	123.41	123.41	123.57	0.010661	1.90	5.82	18.38	0.95
Lott. Beguris	30	200	11.72	122.99	123.45	123.45	123.63	0.010216	1.98	6.62	19.25	0.94
Lott. Beguris	30	500	14.19	122.99	123.51	123.51	123.70	0.009859	2.10	7.66	20.33	0.94
Lott. Beguris	20	50	8.25	121.19	121.99	121.99	122.23	0.011933	2.18	3.78	7.93	1.01
Lott. Beguris	20	100	9.94	121.19	122.06	122.06	122.33	0.011633	2.27	4.38	8.52	1.01
Lott. Beguris	20	200	11.72	121.19	122.13	122.13	122.41	0.011374	2.35	4.99	9.08	1.01
Lott. Beguris	20	500	14.19	121.19	122.22	122.22	122.52	0.011078	2.44	5.82	9.78	1.01
Lott. Beguris	10	50	8.25	118.16	118.82	118.82	119.07	0.012400	2.23	3.71	7.44	1.01
Lott. Beguris	10	100	9.94	118.16	118.89	118.89	119.17	0.012062	2.33	4.27	7.83	1.01
Lott. Beguris	10	200	11.72	118.16	118.96	118.96	119.26	0.011840	2.42	4.83	8.19	1.01
Lott. Beguris	10	500	14.19	118.16	119.05	119.05	119.38	0.011528	2.53	5.60	8.67	1.01

9. DETERMINAZIONE DEL FRANCO IDRAULICO

Lungo l'asta fluviale in corso di analisi vi è la presenza di due manufatti di attraversamento quali un piccolo viadotto sulla viabilità pubblica e una doppia condotta idonea a consentire l'attraversamento di un accesso a un terreno privato.

Per tali manufatti, identificati rispettivamente con le sezioni 63 e 48, si procede alla verifica del franco idraulico.

La delibera n° 23 del 01/08/2012 dell'Autorità di Bacino Regionale richiede che per la definizione del franco idraulico da utilizzare in progettazione si debba considerare, per velocità medie della corrente inferiori a 8 m/s, il massimo dei valori tra:

- 1) $0,7 v^2/2g$, dove v indica la velocità media della corrente;
- 2) un metro;
- 3) $0,87 y^{0.5} + \alpha y'$ dove y è la profondità media della corrente, y' è l'altezza della corrente areata e α un coefficiente che varia linearmente tra 0 e 1 quando la velocità varia tra 5 m/s e 15 m/s, con le limitazioni che il valore $0,87 y^{0.5}$ sarà assunto al massimo pari a 1,5 e y' viene assunto pari a 2 metri o alla profondità media y , se questa risulta minore di 2. Per velocità superiori a 8 m/s il franco sarà almeno pari all'intera altezza cinetica $v^2/2g$.

Sezione 63

Quota fondo alveo = 124.53 m;

Quota pelo libero (Tr 200) = 127.41 m;

$V = 0.42$ m/s $\alpha = 0$;

1) $0,7 v^2/2g = 0.01$;

2) un metro (1);

3) $0,87 y^{0.5} + \alpha y' = 1.34$

Il franco idraulico è pari a 1.34 m; quota di rispetto = 128.75 m (127.41+1.34= 128.75)

Il franco non è contenuto nella sezione in analisi.

Sezione 48

Quota fondo alveo = 124.32 m;

Quota pelo libero (Tr 200) = 127.37 m;

$V = 3.05 \text{ m/s}$ $\alpha = 0$;

1) $0,7 v^2/2g = 0.04$;

2) un metro (1);

3) $0,87 y^{0.5} + \alpha y' = 1.50$

Il franco idraulico è pari a 1.50 m; quota di rispetto = 128.87 m (127.37+1.50= 128.87)

Il franco non è contenuto nella sezione 48.

10. CONCLUSIONI

L'analisi idraulica dell'asta fluviale del rio Reguris, relativamente al tratto posto in prossimità della lottizzazione denominata "Is Beguris", ha dimostrato che la portata relativa ai diversi tempi di ritorno individuati nel P.A.I Sardegna, è contenuta all'interno del corso d'acqua nel tratto di monte e di valle del tronco del rio in studio.

L'idraulica del tratto compreso tra le sezioni 70 e 30 (guado) si esamina nel dettaglio:

La sezione 70 (immediatamente a monte del ponte) ha una sezione insufficiente a contenere le piene.

La presenza, tra le sezioni 45 e 50 di un cavalcafosso sottodimensionato (sez. 48 doppio culvert DN 1000 mm), causa un innalzamento del tirante idrico nelle sezioni di monte, che pur non dando luogo a esondazioni, non permette la verifica del franco idraulico ai sensi della delibera n° 23 del 01/08/2012 in corrispondenza dei manufatti sopra citati.

Il franco idraulico non è verificato in corrispondenza delle sezioni 63 (ponte) e 48 (doppio culvert). Il mancato rispetto del franco comporta la perimetrazione della relativa pericolosità idraulica.

La sezione 35 (compresa tra il doppio culvert e il guado) non contiene le piene in sponda destra.

La sezione 30 taglia un guado, che per sua natura è soggetto ad allagamenti.

Quanto sopra descritto è riportato nella planimetria delle aree di pericolosità idraulica a corredo della presente relazione.

Tutte le aree perimetrate Hi distano più di 50 m dalla lottizzazione Is Beguris.

Sinnai lì 18/07/2014

Dott. Geol. Pierpaolo PILI

.....

Dott. Ing. Giacomo CARRUS

.....