

INDICE

1.	Premessa.....	3
2.	Introduzione.....	4
3.	Ubicazione dell'area in esame.....	6
4.	Analisi del quadro di riferimento programmatico.....	7
5.	Quadro di riferimento progettuale.....	9
6.	Analisi Idrologica.....	11
7.	Assegnazione del Curve Number.....	14
8.	Analisi idraulica.....	16
10.	Modellazione idraulica.....	36
11.	Determinazione dell'equazione del moto idraulico e calcoli idraulici.....	38
12.	Determinazione delle perdite di carico.....	39
13.	Determinazione delle perdite per attrito.....	40
14.	Determinazione delle perdite per contrazione ed espansione.....	40
15.	Creazione di Sezioni interpolate.....	42
16.	Formazione di Giunzioni di Canali.....	42
17.	Ponti ed attraversamenti in sezioni chiuse.....	42
18.	Determinazione del profilo di moto permanente.....	43
19.	Risultato delle analisi.....	44
20.	Conclusioni.....	48

1. Premessa

Nell'ambito del progetto inerente la variante al P.U.C. di San Sperate avente la finalità di un cambio di destinazione urbanistica di un lotto di terreno da zona agricola “E” a zona servizi “G”, è stato redatto uno studio di compatibilità idraulica a firma dei professionisti Dott. Ing. Antonio Lepori, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Cagliari al n. 2080, e Dott. Geol. Simone Manconi, iscritto all'Ordine dei Geologi della Sardegna al n. 513.

Tale documento è stato compilato secondo quanto disposto dall'art. 8 comma 2 delle N.A. del P.A.I. “Indirizzi per la pianificazione urbanistica e per l'uso di aree di costa”.

La norma richiamata stabilisce che: *“Indipendentemente dall'esistenza di aree perimetrate 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. Le conseguenti valutazioni comunali, poste a corredo degli atti di piano costituiscono oggetto delle verifiche di coerenza di cui all'articolo 32 commi 3, 5, della legge regionale 22.4.2002, n. 7 (legge finanziaria 2002). Il presente comma trova applicazione anche nel caso di variazioni agli strumenti urbanistici conseguenti all'approvazione di progetti ai sensi del DPR 18.4.1994, n. 383, “Regolamento recante disciplina dei procedimenti di localizzazione delle opere di interesse statale”.*

Nello specifico, verranno analizzate le possibili alterazioni dei regimi idraulici e della stabilità dei versanti collegate alle nuove previsioni di uso del territorio, con particolare riguardo ai progetti di insediamenti residenziali, produttivi, di servizi, di infrastrutture.

Lo studio di compatibilità idraulica, predisposto secondo i criteri di cui all'allegato E, avrà cura di dimostrare la coerenza con le previsioni e le norme del P.A.I., 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.

Come stabilito dall'allegato E delle N.T.A., la compatibilità idraulica dell'intervento proposto verrà verificata sia in funzione degli effetti dell'intervento sui i livelli di pericolosità rilevati dal PAI sia in base agli effetti sull'ambiente tenendo conto dell'evoluzione della rete idrografica complessiva e del trasferimento della pericolosità a monte e a valle.

In sintesi, lo studio di compatibilità idraulica, avrà cura di dimostrare in particolare che l'intervento sottoposto all'approvazione è stato progettato rispettando il vincolo di non aumentare il livello di pericolosità e di rischio esistente - fatto salvo quello eventuale intrinsecamente connesso all'intervento ammissibile - e di non precludere la possibilità di eliminare o ridurre le condizioni di pericolosità e rischio.

2. Introduzione

Nello studio di compatibilità idraulica, verranno argomentati i seguenti aspetti:

- Analisi idrologica del/i bacino/i idrografico/i;
- Analisi idraulica dell'asta/e fluviale/i;
- Analisi dei processi erosivi in alveo e nelle aree di allagamento;
- Analisi dei processi erosivi e delle sollecitazioni dei manufatti.

La compatibilità idraulica dell'intervento proposto:

a) è verificata in funzione degli effetti dell'intervento sui livelli di pericolosità rilevati dal PAI e dal P.S.F.F.:

b) è valutata in base agli effetti sull'ambiente tenendo conto dell'evoluzione della rete idrografica complessiva e del trasferimento della pericolosità a monte e a valle.

L'obiettivo della presente relazione è stato quello di determinare analiticamente le portate di piena dei corsi d'acqua, affinché si valuti con precisione l'effettiva capacità di smaltimento nelle sezioni interessate dall'intervento di edificazione.

Nell'ambito della redazione dello studio di compatibilità idraulica, l'analisi idrologica prevede la simulazione degli effetti di un'onda di piena con tempi di ritorno $T_r = 50 - 100 - 200 - 500$ anni.

La valutazione delle portate di piena è stata condotta secondo i criteri delle Linee Guida del PAI vigente e del PSFF II^a Versione, adottato con delibera del Comitato Istituzionale n° 1 del 05.12.2013, in attuazione della Direttiva 2070/60/CE e dall'art. 6 comma 2 e comma 5 del D.Lgs 23 Febbraio 2010 n. 49, che prevedono vengano prioritariamente identificati i cosiddetti tronchi critici, ossia quei tratti di alveo che hanno presentato o presentano situazioni di insufficienza idraulica con conseguenti allagamenti in aree con significativa presenza di attività antropiche, ovvero che potrebbero provocare situazioni di pericolo a seguito di probabili eventi meteorici estremi.

Le Linee Guida prevedono che le portate di piena da assumere nella generazione degli scenari di pericolosità siano quelle caratterizzate da tempi di ritorno 50, 100, 200 e 500 anni e che esse vengano stimate mediante i metodi classici dell'idrologia, operando una attenta scelta fra le diverse formulazioni possibili e una valutazione critica dei parametri utilizzati.

In particolare, le norme pongono l'accento sulla possibilità di stimare le portate direttamente sulla base delle distribuzioni probabilistiche dei massimi annui (regionalizzate o locali) o per mezzo di relazioni empiriche, oppure mediante un processo indiretto di trasformazione afflussi/deflussi basata, principalmente, sulla così detta formula razionale.

Poiché si è reso necessario, a seguito di specifica richiesta da parte dell'Amministrazione Comunale, operare un controllo più approfondito, specie nelle aree di sbocco fra i volumi di piena e le superfici inondate, si è messo a punto un opportuno modello di generazione degli idrogrammi di piena.

Tutti i risultati delle stime ottenute applicando le diverse metodologie sono stati analizzati criticamente, sino a operare le scelte definitive che hanno consentito di assumere i valori di portata utilizzati nelle simulazioni modellistiche e le verifiche idrauliche sugli alvei naturali.

Nel complesso, il documento analizzerà le possibili alterazioni dei regimi idraulici collegate alle nuove previsioni di uso del territorio, con particolare riguardo al progetto di insediamento residenziale proposto.

Da un'analisi morfologica si è rilevato che l'area in esame risulta prossima ad un canale del Consorzio di Bonifica della Sardegna Meridionale, avente funzione di dreno di raccolta delle acque zenitali della zona. Questo canale, rilevato lungo tutto il suo tratto risulta a sezione trapezia, con sponde e fondo rivestiti in cls. La direzione di deflusso delle acque risulta circa NNW – SSE verso il Rio Ponti Becciu, che raccordandosi con il Rio S. Gemiliano da luogo al Rio Sa Nuxedda, che attraversa il territorio comunale di Assemini per poi sfociare nello Stagno di Santa Gilla.

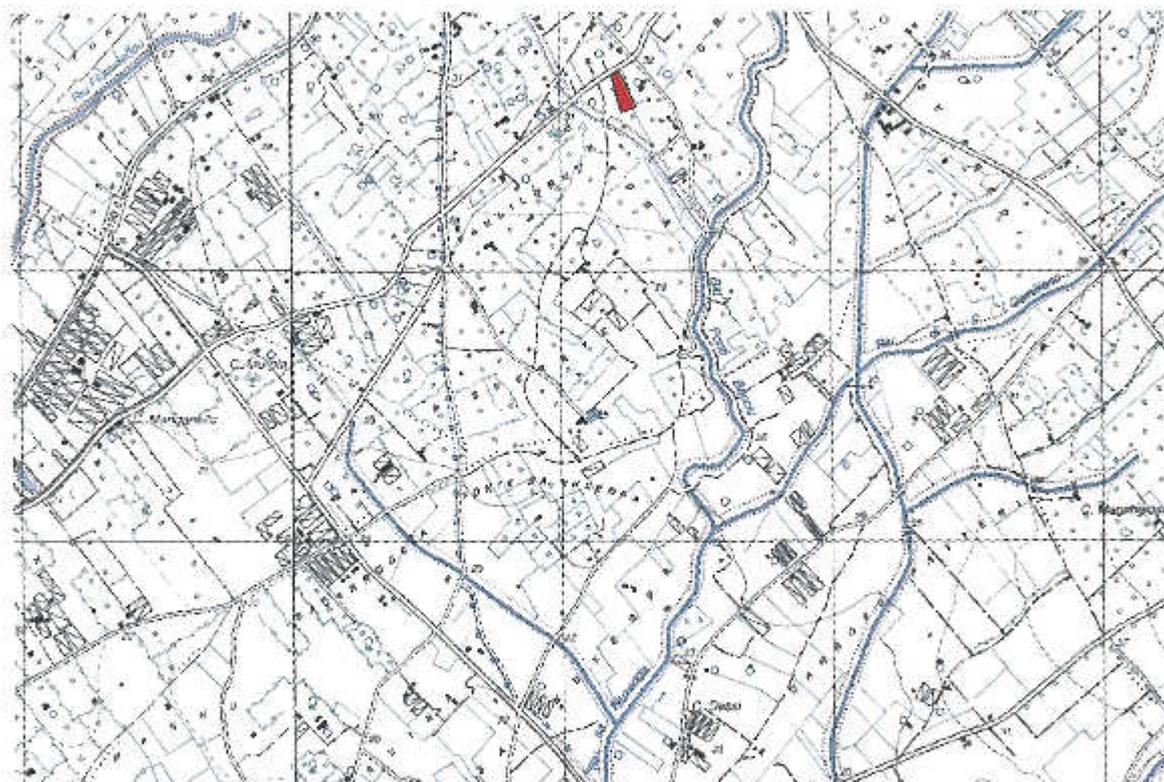


Fig. 1: Inquadramento dell'area d'intervento su Tavoleta IGM 25000

Per la stesura della presente relazione ci si è riferiti agli studi riportati sia nel P.A.I. sia nel P.S.F.F. (II^e Versione – settembre 2012), adottato con delibera del Comitato Istituzionale n° 1 del 5.12.2013, che risulta essenziale per un confronto oggettivo sui parametri idrologici e idraulici dei corsi d'acqua sopraccitati.

Inoltre, si è tenuto conto delle prescrizioni contenute della Delibera del Comitato Istituzionale n° 40/11 del 11.10.2012, "Modifica ed Integrazione dell'art.21, comma 2 lettera d. delle Norme di Attuazione del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Regione Sardegna, a seguito della "Analisi modellistica per la definizione del franco idraulico da utilizzare nella progettazione, realizzazione e manutenzione delle infrastrutture a rete o puntuali" condotta dal Dipartimento di

Ingegneria del Territorio dell'Università degli Studi di Cagliari nell'ambito dell'accordo di collaborazione scientifica con la Direzione generale Agenzia Regionale del distretto Idrografico della Sardegna, che modificano sostanzialmente i contenuti dell'art. 21 comma 2 delle N.A. del P.A.I., ridefinendo quelli che sono i valori di franco idraulico.

La modifica della norma stabilisce che per i nuovi attraversamenti, dovrà garantirsi un franco sul livello della portata di progetto, per velocità medie della corrente inferiori a 8 m/s, pari a quanto indicato dall'analisi modellistica sul franco idraulico approvata dal Comitato istituzionale dell'Autorità di Bacino, corrispondente al massimo tra:

1. $0.7v^2/2g$ dove indica la v è la velocità media della corrente;
2. un metro;
3. $0.87\sqrt{y} + \alpha y'$ dove y è la profondità media della corrente, y' è l'altezza della corrente areata ed α un coefficiente che varia linearmente tra 0 e 1 quando la velocità varia tra 5 m/s e 15 m/s, con le limitazioni che il valore $0.87\sqrt{y}$ sarà assunto al massimo pari a 1,5 ed y' viene assunto pari a 2 metri o alla profondità media y , se questa risulta minore di 2.
4. Per velocità superiori a 8 m/s il franco sarà almeno pari all'intera altezza cinetica $v^2/2g$.

3. Ubicazione dell'area in esame

Il sito oggetto di intervento ricade nella frazione periferica del Comune di San Sperate, più precisamente lungo la S.P. 5 di collegamento tra i Comuni di San Sperate e Decimomannu - .

Relativamente all'ubicazione, alla caratterizzazione topografica si è fatto riferimento alla seguente cartografia:

- Foglio n. 557 "Cagliari", dell'I.G.M.I. (scala 1:50.000);
- Foglio n. 557, sez. IV "San Sperate", dell'I.G.M.I. (scala 1:25.000);
- Foglio n. 556, sez. 040 "Villasor", CTR (scala 1:10.000);
- Foglio n. 557, sez. 010 "Monastir", CTR (scala 1:10.000);
- Foglio n. 557, sez. 050 "Azienda Agricola Picciau", CTR (scala 1:10.000);
- Piano di Assetto Idrogeologico – Regione Sardegna (Approvato con Decreto Presidente Regione Sardegna n. 67 del 10.07.2006);
- Elaborati Progettuali;
- Cartografia Catastale Comune di San Sperate Scala 1:2000;
- Ortofoto Digitale Georeferenziate;
- P.U.C del Comune di San Sperate
- Cartografia P.P.R.
- Piano Regionale delle attività estrattive (PRAE).

- Piano Forestale della Sardegna (P.F.R.S.)
- Piano delle Stralcio delle Fasce Fluviali (Approvato con Delibera del Comitato Istituzionale n°1 del 05.12.2013);



Fig. 2: Rappresentazione aerofotogrammetrica del settore oggetto di intervento

4. Analisi del quadro di riferimento programmatico

L'area in esame attualmente non risulta inserita nell'ambito della perimetrazione definita dal Piano di Assetto Idrogeologico della regione Sardegna per quanto concerne la pericolosità ed il rischio Idraulico.

Il Comune di San Sperate è parte integrante del Bacino Idrografico del Flumendosa – Campidano - Cixerri, nel quale sono state rilevate una serie di criticità idrauliche riportate nella Carta delle Aree Inondabili B7Hi23/26 e più di recente, nella Variante al P.A.I ai sensi dell'art. 37 comma 3 lettera b relativa alle zone esposte a rischio idraulico nel territorio comunale, approvata con D.P.G.R. n. 58 del 28.08.2009.

A riguardo, la scheda di Intervento B7cpTC110 "Scheda informativa per gli interventi connessi ai fenomeni alluvionali – Interventi di protezione idraulica nel Comune di San Sperate" stabilisce che il tronco critico in esame (sezione di controllo: codice B7cpTC110) si trova in comune di San Sperate, ed è costituito dal tratto del Rio Flumineddu che attraversa il centro abitato.

Ai fini delle verifiche idrauliche la sezione n. 11 (inizio secondo tratto tombato all'ingresso del paese) è stata scelta in maniera tale da riconoscerci una sezione di controllo significativa ai fini del deflusso, ovvero in cui per la presenza di un'ostruzione (ponte, soglia, guado, etc.) fosse possibile determinare l'altezza idrica al contorno per la determinazione del profilo idraulico.

Nel complesso, le cause dell'insufficienza idraulica sono dovute a tratti d'alveo con manutenzione insufficiente e soprattutto alla sezione idraulica del corso d'acqua che risulta inadeguata per lo smaltimento delle portate, sia nel tratto di monte che a valle.

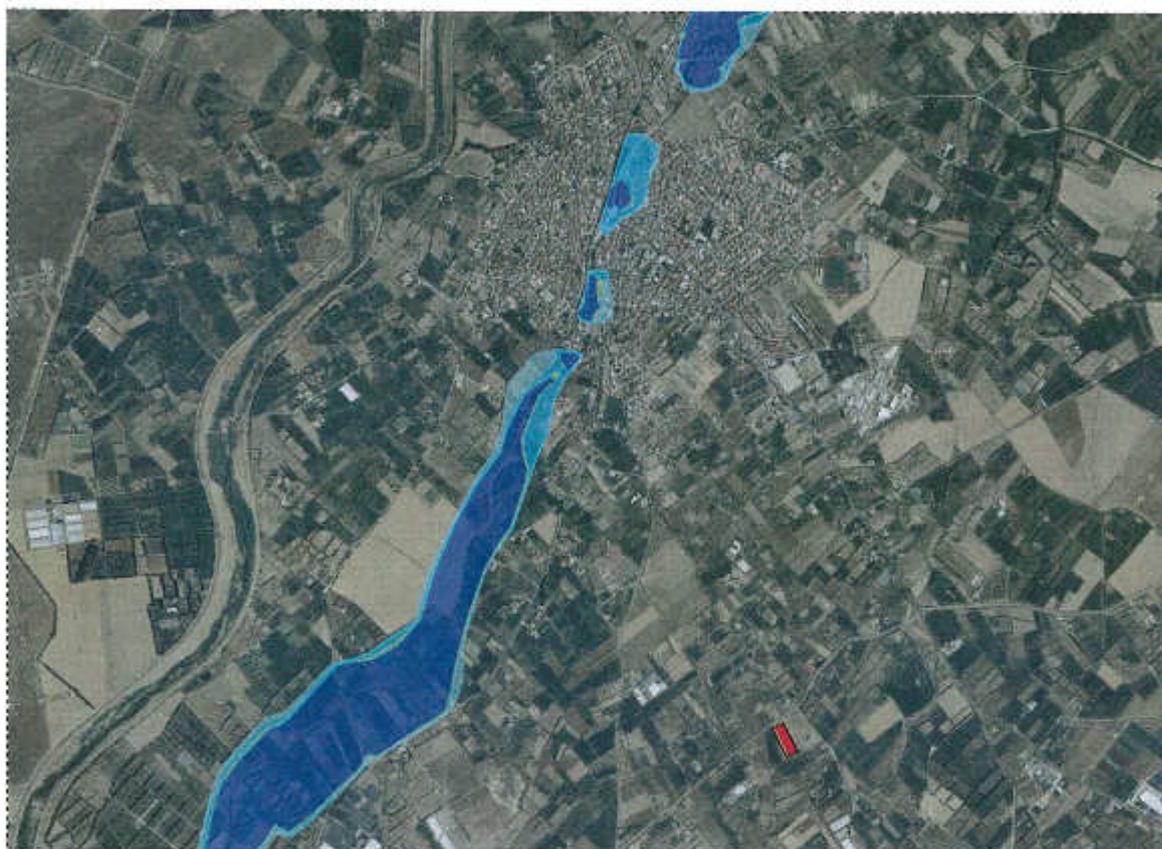


Fig. 3: Rappresentazione G.I.S. delle aree inondabili nel Comune di san Sperate - Variante al P.A.I. approvata

Come si evince dall'estratto cartografico, nel territorio comunale di San Sperate vengono individuate delle aree adiacenti al corso d'acqua del Rio Flumineddu aventi una pericolosità idraulica ma media (Hi1) a molto elevata (Hi4).

Sulla base di tale perimetrazione, occorre pertanto analizzare preliminarmente l'andamento topografico dei terreni e verificare se le quote presenti nel sito d'intervento risultano in qualche modo compatibili con gli eventi di piena che caratterizzano il Rio Flumineddu. Successivamente, occorrerà valutare in condizione *ex-ante* e *ex-post* gli effetti della simulazione di un evento di piena con tempi di ritorno $T_r = 50 - 100 - 200$ e 500 anni, tenendo conto della dinamica degli eventi meteorici più estremi che hanno caratterizzato tutto l'Hinterland Cagliaritano degli ultimi anni.

Per quanto attiene il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali, approvato con Delibera del Comitato Istituzionale n. 1 del 05.12.2013, l'area d'intervento, così come rappresentata nella tavola FM039 (Atlante cartografico delle Fasce Fluviali) risulta esterna alla “Fascia Geomorfológica C”, definibile come quell'area caratterizzata da eventi di piena con Tempi di ritorno $T_r=500$ Anni, definibili pertanto come zone a pericolosità idraulica media (Hi1)

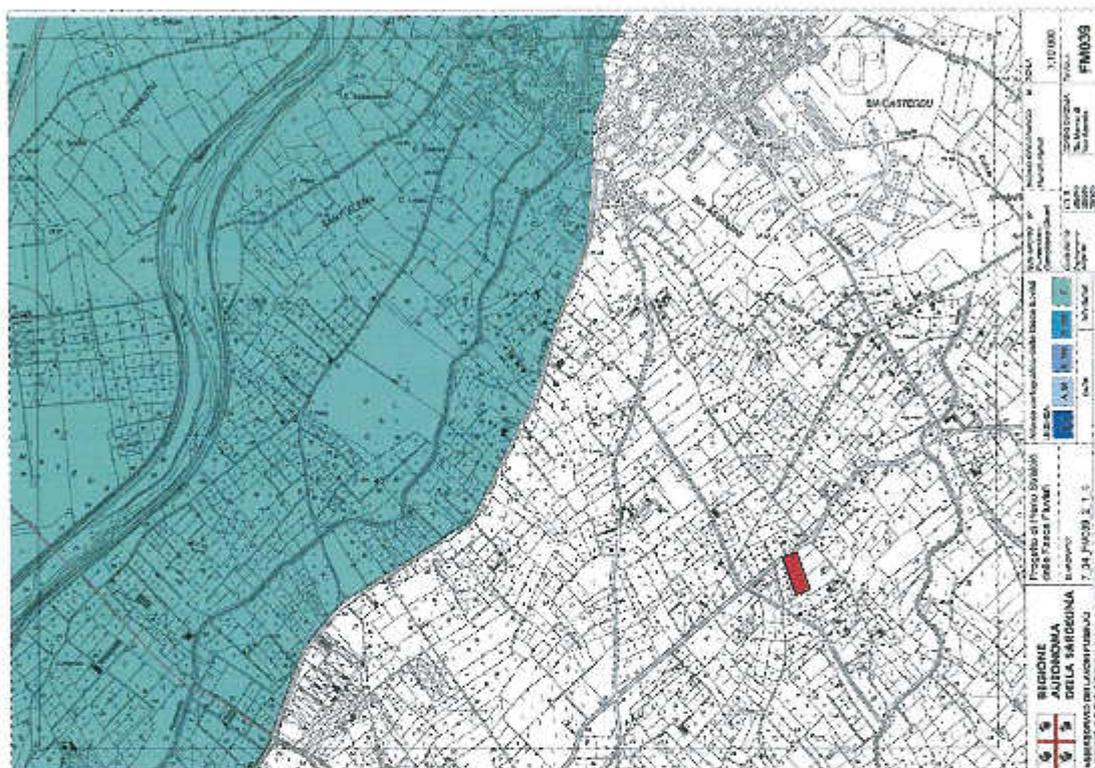


Fig. 4: Rappresentazione Cartografica Tav. FM039 – P.S.F.F. Comune di San Sperate

5. Quadro di riferimento progettuale

Nell'ambito dello sviluppo del quadro progettuale, si evince che la superficie totale del lotto è pari a 6440,08 mq e attualmente risulta inserita nell'attuale Piano Urbanistico Comunale in zona “E” agricola. Catastralmente l'area è distinta nel Catasto Terreni al Foglio 20 mappale 448.

L'area in progetto avrà come destinazione urbanistica “G” e più specificatamente “G15” con i seguenti parametri di zona:

- Cessione aree per servizi (area parcheggi) mq 588,06;
- Viabilità mq 85,35;
- Superficie in zona G15 mq 5766,68;

Nel contesto urbanistico e progettuale, si ritiene specificare come il cambio di destinazione urbanistica dell'area è finalizzato alla presentazione di un progetto per la realizzazione di una struttura

tesa ad accogliere anziani non autosufficienti con esiti di patologie fisiche, psichiche, sensoriali o miste, stabilizzate, non curabili a domicilio, nonché una struttura per accogliere minori e/o adolescenti, persone con disabilità o disturbo mentale che richiedono interventi a bassa intensità sanitaria, educativa e relazionale, minori ed adulti con problematiche affettive.

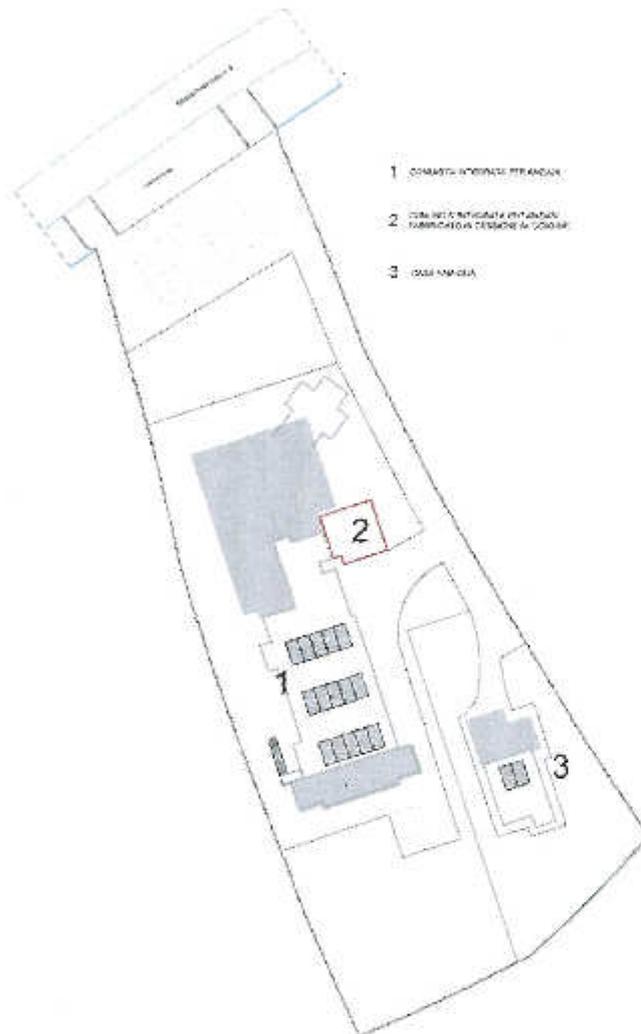


Fig. 5: Rappresentazione planimetrica degli interventi previsti in progetto

Come si evince dalla planimetria sopra riportata, la struttura sarà costituita da n. 2 nuovi corpi di fabbrica, inseriti all'interno di un contesto che prevede la viabilità interna e zone a verde per attività ludico – ricreative.

Complessivamente gli edifici avranno le seguenti destinazioni:

- CORPO 1: Comunità integrata per anziani destinata ad accogliere complessivamente n. 60 posti letto, di cui n° 6 gestiti autonomamente dall'amministrazione comunale all'interno di un locale autonomo. L'edificio avrà uno sviluppo complessivo su n. 2 piani fuori terra e altezza max pari a ml 6.30 dal p.d.c.

- CORPO 3: Casa Famiglia, come punto di riferimento per la ricostruzione di rapporti affettivi parentali di carenza o disgregazione del nucleo familiare naturale. Si svilupperà su n. 2 piani fuori terra con altezza max pari a ml 6.30.

6. Analisi Idrologica

Nell'ambito dell'analisi idrologica dell'area d'intervento è stato essenziale segnalare la presenza di un compluvio, distante circa 70 metri dall'area d'intervento, corrispondente ad un canale di dreno del Consorzio di Bonifica della Sardegna Meridionale, avente la funzione di convogliare le acque zenitali di tutto il bacino, che verrà analizzato nel dettaglio.



Fig. 6: Rappresentazione planimetrica canale del C.B.S.M.

La delimitazione del bacino idrografico è avvenuta individuando tutti quelli che sono i compluvi afferenti al corso d'acqua oggetto d'intervento e delineando i limiti fisici corrispondenti agli spartiacque. Le linee di displuvio sono state successivamente collegate per dar luogo ad una spezzata che costituisce il limite idrografico del bacino.

Come si può evincere dalla documentazione cartografica, l'area d'intervento è caratterizzata da una morfologia complanare con differenze di quote minime, la maggior parte delle volte inferiori al metro.

Pertanto, si è reso necessario sviluppare un modello tridimensionale utilizzando i DTM forniti dalla Regione Sardegna (passo 1 m) in modo da individuare tutti quei sottobacini afferenti alla sezione di chiusura.

Questo tipo di operazione si è resa possibile mediante l'utilizzo dell'applicativo G.I.S. *Map-Window*, e più specificatamente del Plug-In *Watershed Delineation* che permette lo sviluppo di tutta una serie di sottobacini idrologici afferenti all'area di studio utilizzando semplicemente il DTM nativo e la direzione di deflusso dei corsi d'acqua afferenti alla sezione di chiusura.

L'operazione si è sviluppata preliminarmente delineando l'area d'interesse su Base IGM 25000 e successivamente sovrapponendo i raster generati sul G.I.S.

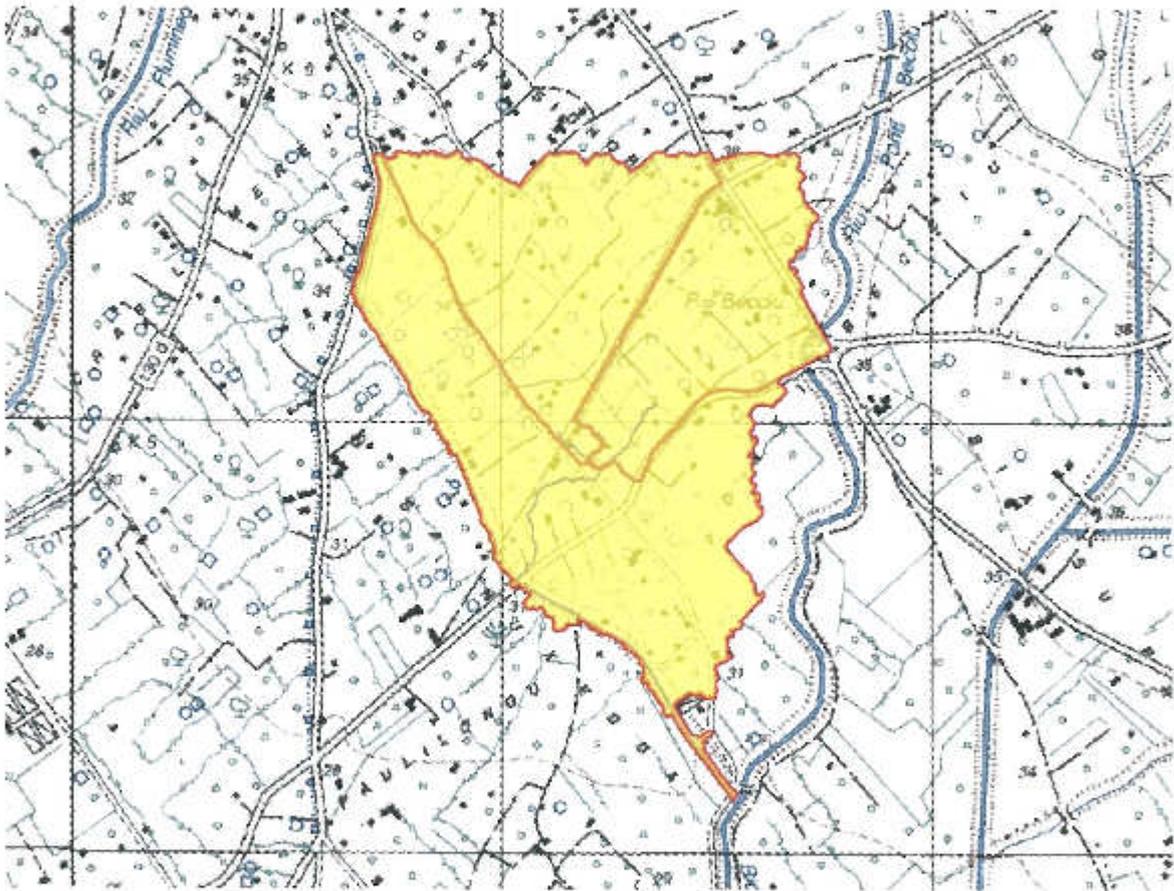


Fig. 7: Rappresentazione planimetrica dell'area di bacino afferente al Canale di dreno del CBSM

Una volta delineata la base cartografica su cui eseguire la digitalizzazione sono stati caricati i DEM dell'area oggetto di studio, sui quali è stato applicato il comando *watershed delineation* (delineazione degli spartiacque).

In effetti, come si evince dalla figura 7, l'interpolazione matematica delle celle contenute nel DTM (con valori x,y,z) ha permesso di ottenere una serie di poligoni chiusi afferenti alla sezione di chiusura interessata dal calcolo idrologico.

Questa simulazione, come già detto in precedenza parte dall'analisi dei DTM caricati e soltanto

successivamente viene sovrapposta alla carta topografica per una sua calibrazione finale.

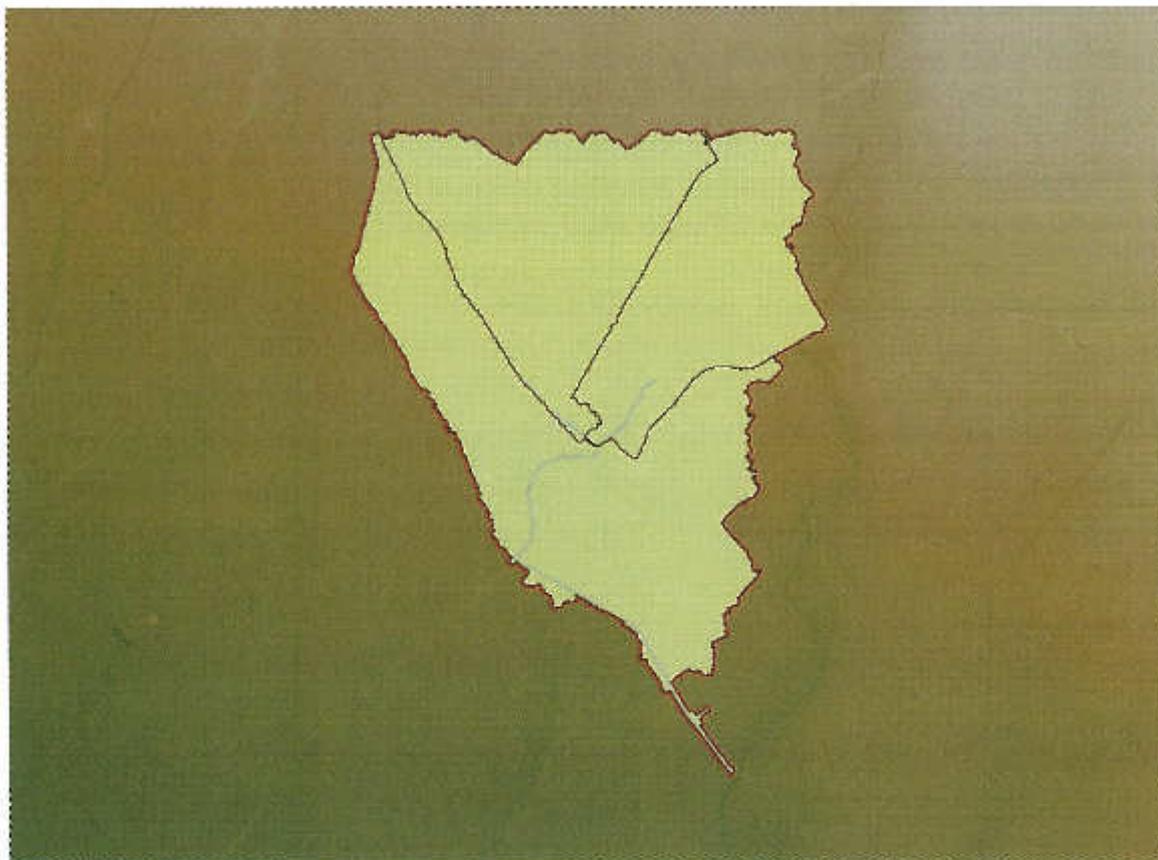


Fig. 8: Rappresentazione DTM passo a 1 m dell'area di bacino afferente al Canale di dreno del CBSM

- Denominazione: Bacino Idrografico Canale di dreno CBSM
- Unità Idrografica Omogenea: Flumini Mannu di Cagliari - Cixerri
- Area del bacino: 0.94 (km²)
- Perimetro del Bacino: 5,38 (Km)
- Lunghezza dell'asta: 1.37 (km)
- Quota della sezione di chiusura: 28.50 (m s.l.m.)
- Altitudine massima: 37.00 (m.s.l.m.)
- Altitudine media: 33.00 (m.s.l.m.)
- Altitudine minima: 28.50 (m.s.l.m.)
- Pendenza media dell'asta (m/m): 0.015

7. Assegnazione del Curve Number

Per il bacino afferente alla sezione di interesse è stato determinato un valore medio del CN (Curve Number) relativo alle condizioni più critiche di umidità antecedente del suolo, ovvero corrispondente alla condizione AMC (Antecedent Moisture Condition) di tipo III.

La determinazione è stata condotta, per ciascun bacino, delimitando e misurando le aree aventi caratteristiche geologiche e di uso del suolo omogenee. A ciascuna di queste aree è stato attribuito il valore del CN(II) dedotto dalle Tabelle redatte dal Soil Conservation Service (SCS, 1975; 1985).

Successivamente, tali valori del CN(II) sono stati quindi convertiti in CN(III) corrispondenti alla condizione AMC di tipo III. Infine è stato calcolato per ciascun bacino il valore medio di CN(III) utilizzando una media pesata con le aree dei CN(III) determinati in ciascuna area omogenea.

Sulla base di quanto disposto dalle linee guida del P.A.I. è stata eseguita una sovrapposizione cartografica tra la carta dell'uso del suolo e la carta geologica dell'area in esame per determinare i valori CNIII. Tutte le cartografie elaborate precedentemente citate, risultano quelle ufficiali, estratte direttamente dal sito della R.A.S. "Sardegna Geoportale".

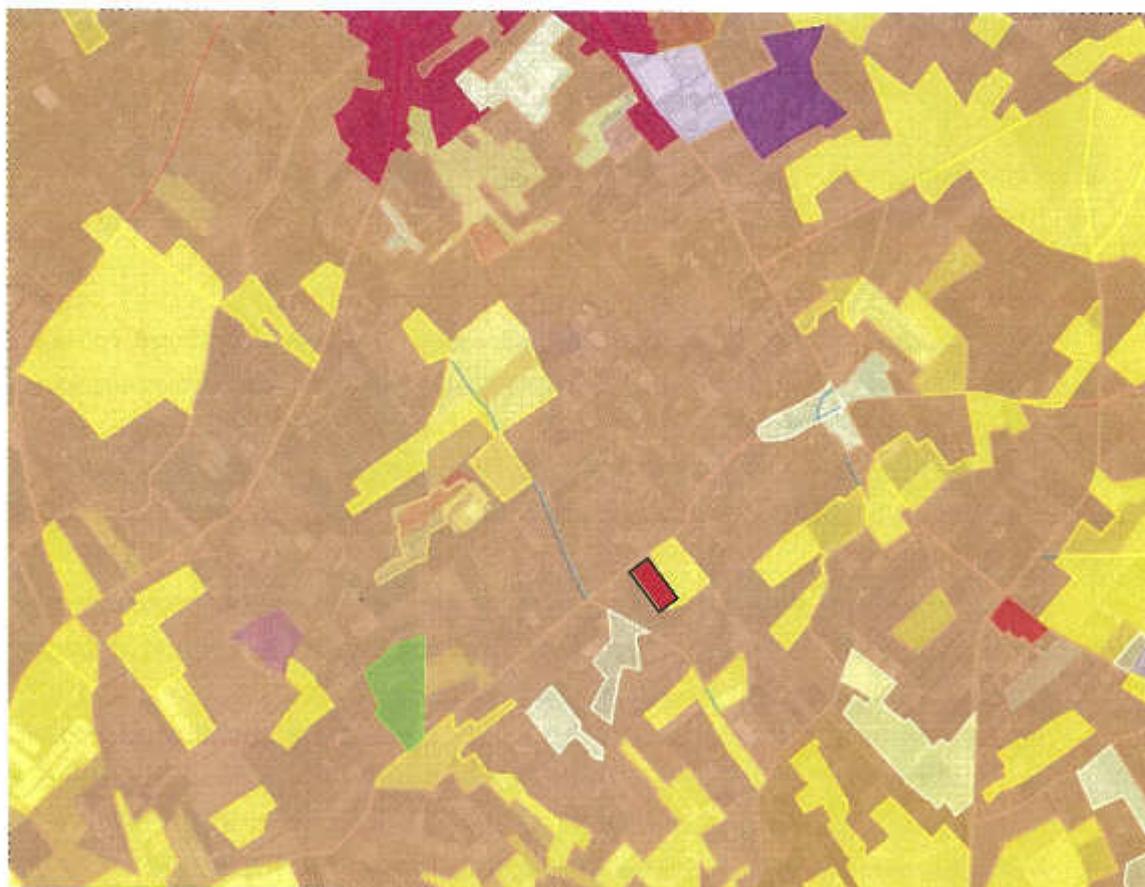


Fig. 9 – Sovrapposizione cartografica della Carta Uso del Suolo per l'area d'intervento – Fonte RAS – Sardegna Geoportale

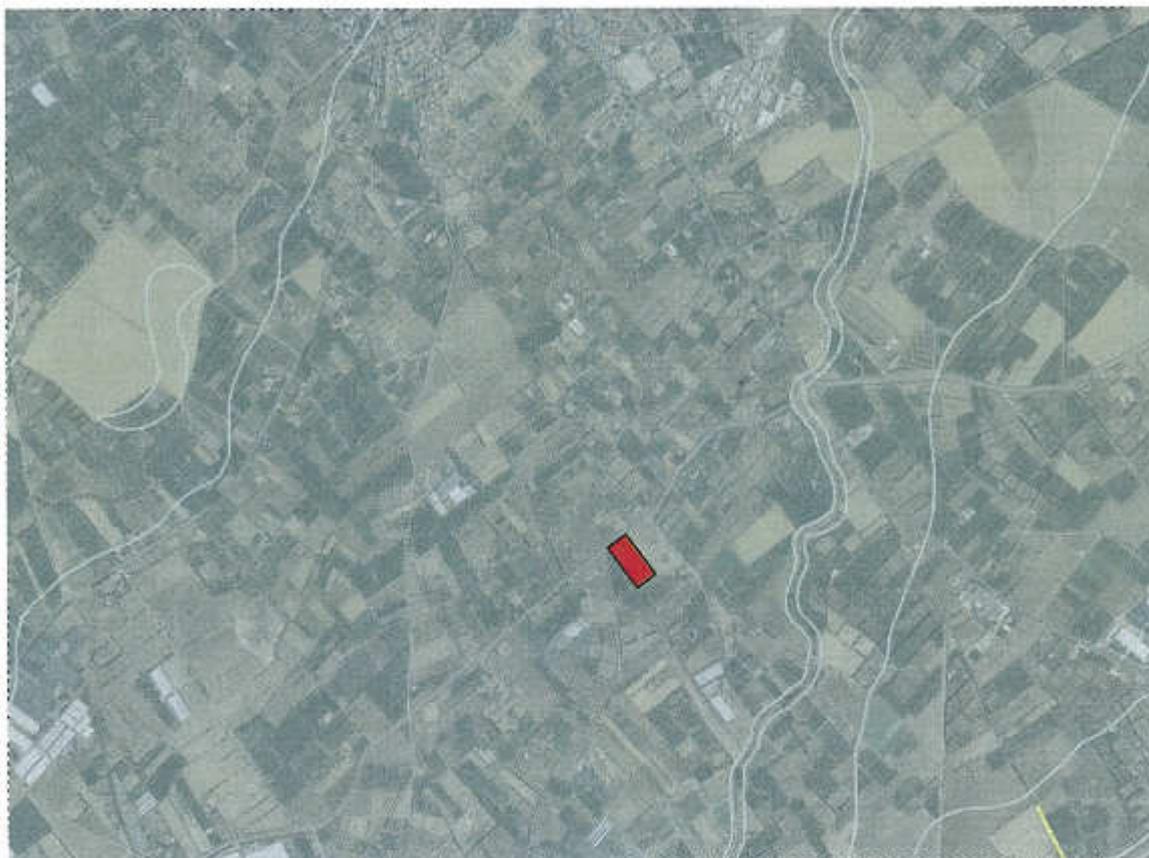


Fig. 10 – Sovrapposizione cartografica della Carta geologica e rete idrografica per l'area d'intervento – Fonte RAS – Sardegna Geoportale

Come si evince dalla sovrapposizione cartografica della Carta dell'uso del Suolo, con la carta dei bacini idrografici, l'area d'intervento è caratterizzata per circa il 90% da seminativi semplici e colture orticole a pieno campo, mentre per circa il 10% da tessuti urbanizzati densi e compatti.

Una volta determinate le percentuali di bacino ricadenti su ogni categoria di suolo, verranno prese in considerazione i valori del Curve Number dalle Tabelle redatte dal Soil Conservation Service (SCS, 1975; 1985).

Per ciascun bacino afferente alla sezione di interesse verrà successivamente determinato un valore medio del CN (Curve Number) relativo alle condizioni più critiche di umidità antecedente del suolo, ovvero corrispondente alla condizione AMC (Antecedent Moisture Condition) di tipo III.

Successivamente, tali valori del CN(II) verranno convertiti in CN(III) corrispondenti alla condizione AMC di tipo III. Infine, verrà calcolato per ciascun bacino il valore medio di CN(III) utilizzando una media pesata con le aree dei CN(III) determinati in ciascuna area omogenea.

Nell'ambito della definizione dei Curve Number, dalla Tabella SCS, si rileva che:

Tessuto residenziale compatto e denso:	CN = 95
Seminativi semplici e colture orticole a pieno campo:	CN = 65

Inoltre, stabilito che circa il 98 % dell'area d'intervento è costituita da depositi alluvionali terrazzati, si ritiene di dover comunque assegnare un fattore correttivo al Curve Number per le condizioni geologiche pari a 10 (condizione più sfavorevole relativa ai depositi marnosi che risultano meno permeabili).

Pertanto, il valore di CN più cautelativo per la tipologia di suolo presente, risulta essere: CN III= 81.

8. Analisi idraulica

Con la presente relazione, si vuole verificare con uno studio di maggior dettaglio, il valore effettivo delle portate di massima piena in corrispondenza della sezione idraulica di chiusura più rappresentativa rispetto all'area d'intervento, posta in prossimità dell'intersezione idraulica con il Rio Ponti Becciu.

La valutazione delle portate di piena è stata condotta secondo i criteri espressi nelle Linee Guida del PAI e del P.S.F.F.

Esse, in particolare, prevedono che vengano prioritariamente identificati i cosiddetti tronchi critici, ovvero i tratti di canale che hanno manifestato situazioni di insufficienza idraulica con conseguenti allagamenti in aree adibite a attività antropiche, ovvero che potrebbero provocare situazioni di pericolo a seguito di probabili eventi meteorici estremi.

Nella prima fase di indagine sono stati considerati come critici tutti i segmenti e porzioni di canali già assunti nel PAI ai quali sono stati aggiunti tutti i compluvi minori che attraversano i centri abitati o che sono interessati dalla loro futura espansione.

La fase di analisi e simulazione idraulica ha consentito, successivamente, di espungerne un certo numero in quanto considerati non problematici o di scarsa influenza.

Le Linee Guida prevedono che le portate di piena da assumere nella generazione degli scenari di pericolosità siano quelle caratterizzate da tempi di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni e che esse vengano stimate mediante i metodi classici dell'idrologia, operando una attenta scelta fra le diverse formulazioni possibili e una valutazione critica dei parametri utilizzati.

In particolare, le Linee Guida pongono l'accento sulla possibilità di stimare le portate direttamente sulla base delle distribuzioni probabilistiche dei massimi annui (regionalizzate o locali) o per mezzo di relazioni empiriche, oppure mediante un processo indiretto di trasformazione afflussi/deflussi basata, principalmente, sulla così detta formula razionale.

Nel corso del presente studio si sono naturalmente utilizzati tutti procedimenti indicati nel citato documento. Inoltre, poiché si è reso necessario, a seguito di specifica richiesta da parte dell'Amministrazione Comunale, operare un controllo di congruenza fra i volumi di piena e le superfici inondate, si è messo a punto un opportuno modello di generazione degli idrogrammi di piena di cui si riferirà successivamente.

Per una definizione più precisa dello scenario di pericolosità idraulica, come specifica richiesta dell'Autorità Idraulica competente, sono state assunte portate di piena caratterizzate da tempi di

Comune di Sa Sperate - Provincia di Cagliari

VARIANTE AL P.U.C. DI S. SPERATE – CAMBIO DI DESTINAZIONE URBANISTICA DI UNA ZONA “E” IN ZONA “G” – “LOC. SA NUSCEDDA” – FOGLIO 20 – MAPPALE 448

ritorno di 50 – 100 – 200 e 500 anni, stimate mediante i metodi classici dell'idrologia, operando una attenta scelta fra le diverse formulazioni possibili e una valutazione critica dei parametri utilizzati. Inoltre, per la determinazione della massima portata di piena, è stato preso come riferimento un coefficiente di deflusso pari a 1.

I risultati delle stime ottenute applicando le diverse metodologie sono stati analizzati criticamente, sino a operare le scelte definitive che hanno consentito di assumere i valori di portata utilizzati nelle simulazioni modellistiche e le verifiche idrauliche nelle condotte artificiali.

Nella presente relazione, pertanto, vengono descritti, in dettaglio, i criteri, le procedure e gli schemi modellistici assunti e le valutazioni che hanno condotto alle stime finali e le incertezze di stima.

L'analisi idrologica si sviluppa partendo dalla caratterizzazione morfologica, geologica, idrologica e storico-ambientale dell'intero bacino, per poi proseguire riportando brevi cenni degli eventi alluvionali storici che si sono caratterizzati negli ultimi anni.

Per un'analisi idrologica esaustiva del bacino rilevato, attualmente risultano disponibili adeguate informazioni idro-meteorografiche riferite all'evento meteorico del 22 ottobre 2008 che ha segnato tragicamente tutto il territorio dell'hinterland cagliaritano.

Tabella 1) - Caratteristiche delle stazioni e precipitazione del giorno 22 ottobre 2008

Stazione	latitud	Longitud	quota (m)	Sensore	Precipitazioni (mm)
Capoterra - Poggio dei Pini	4334237	1497002	165	Pe	372,0
Santa Lucia di Capoterra	4339004	1494611	62	Pe	276,4
Capoterra paese	4336100	1497500	54	P/Pr	457,8
Poggio - O.A.C.**	4332106	1497731	210	Pe	192,0
Cagliari- Belvedere	4341647	1510061	116	Pe	94,6
Cagliari -Pini	4344507	1511204	10	Pr	112,2
Cagliari- S.Gilla	4342500	1508023	25	Pr	62,6
Sestu -131	4351809	1504725	48	Pr	107,2
Sestu -131	4351809	1504725	48	P	120,0
Fluminimanno o Decimomannu	4350899	1495945	20	Pe	63,8
Campusomu	4350704	1534119	-439	Pe	41,6
Sinnai-Sa pira	4351160	1516090	215	Pr	84,8
Villasor	4358033	1494736	21	Pe	14,2
Elmas - A.M.**	Nd	Nd	Nd	Pe	135*

Legenda
P = Pluviometro **Pe** = Pluv. con registrazione digitale **Pr** = Pluviografo
 * stima ** stazioni non dell' Anni. Regionale

Fig. 11 – Tabella recante le precipitazioni del giorno 22 Ottobre 2008 – Fonte ARPAS - RAS

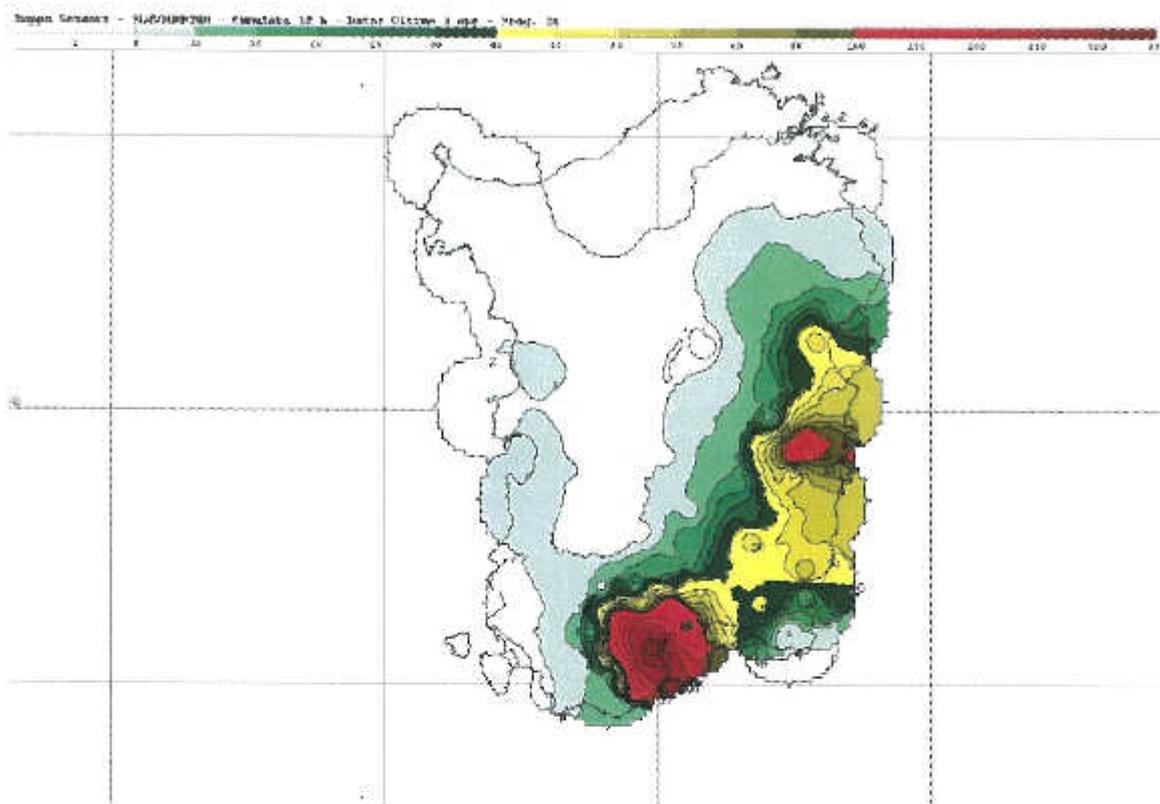


Fig. 12 – Perimetrazione intensità di precipitazione in Sardegna – Giornata del 22 Ottobre 2008

A riguardo, la zona dell'Hinterland Cagliariitano, anche se non localizzata nel centro di scroscio che ha coinvolto la zona di Capoterra, è stata comunque interessata da precipitazioni di straordinaria intensità.

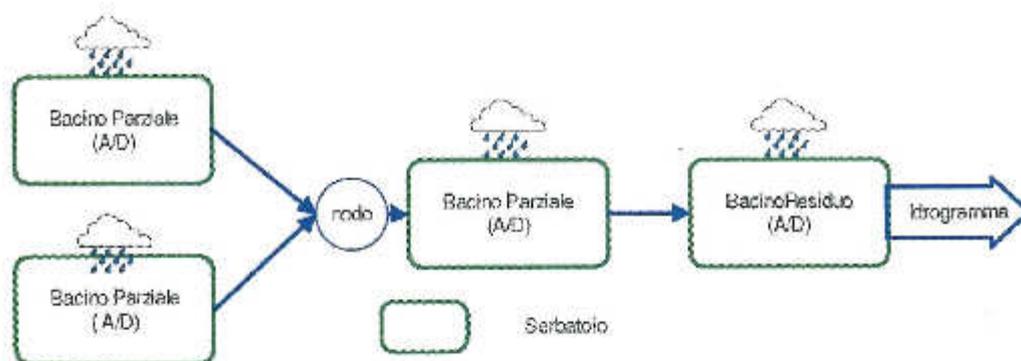
A conferma del carattere eccezionale dell'evento, l'analisi delle precipitazioni dal punto di vista probabilistico effettuate con la modellazione TCEV applicata alla Sardegna abbiamo TR (tempi di ritorno) dell'evento compresi tra 390 e 185 anni rispettivamente per i tempi di pioggia compresi tra 3 e 6 ore (tempi di pioggia considerati per le simulazioni della presente relazione rispettivamente pari a 3,61 e 4,95 ore).

Pertanto, appare evidente e ovvio che quindi i dati idrologici del 22 ottobre del 2008 dovranno essere certamente utilizzati per un confronto dei risultati dei calcoli con i dati sperimentali.

Sulla base delle indicazioni desunte dalla bibliografia del settore, dopo una serie di tentativi preliminari, nel corso dello studio si è ritenuto applicabile un approccio modellistico semplificato secondo il Modello di Clark che presuppone un modello semplice a parametri concentrati.

Tale modello è stato applicato al software HEC-HMS (ver. 4.0 prodotto da USACE US Army Corps of Engineers), che simula il comportamento degli schemi idrologici riprodotti precedentemente per ogni bacino, come combinazione di serbatoi e canali connessi in serie e/o in parallelo.

L'analisi idrologica con il software HEC-HMS prevede che siano caricati preliminarmente i dati morfometrici del bacino e successivamente le curve di possibilità pluviometrica.



Lo sviluppo del modello di piena, si è basato sui metodi delle perdite per infiltrazione nel terreno, attraverso i metodi del Curve Number e sul modello di formazione dell'onda di piena secondo l'idrogramma Unitario di Clark, che si basa sulle seguenti equazioni:

$$\begin{aligned} dS &= (I - O) dt \\ Q &= xI + (1 - x) O \\ S &= KQ \end{aligned}$$

Dove:

I = ingresso nel bacino (pioggia netta)

O = uscita dal bacino (portata di piena nella sezione di chiusura)

t = tempo

S = volume immagazzinato nel bacino all'istante t

Q = portata in transito nella rete idrografica x = coefficiente di ripartizione

K = coefficiente di immagazzinamento

La prima equazione esprime il principio di conservazione della massa (equazione di continuità), la seconda esprime la portata in transito nella rete come somma di una quota parte di pioggia e di deflusso; la terza presuppone che la portata uscente dal bacino sia proporzionale alla quantità immagazzinata all'istante t (ipotesi di serbatoio lineare).

Lo sviluppo dei calcoli e dell'equazioni differenziale, risolta alle differenze finite, conduce ad alla formulazione della portata in uscita dal bacino seguente:

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

Ovvero la portata nell'intervallo di tempo 2 è ottenuta per combinazione lineare della pioggia caduta nell'intervallo 2 sommata alla pioggia e portata relative all'intervallo 1 precedente.

I coefficienti di proporzionalità sono espressi in funzione dei parametri x, K, e il passo temporale Δt assunto. Se si assume che il bacino si comporti solo come un serbatoio ovvero, senza propagazione nella rete di drenaggio, risulta:

$$x = 0$$

$$C_0 = C_1 = \frac{\Delta t}{2k + \Delta t}$$

$$C_2 = \frac{2k - \Delta t}{2k + \Delta t}$$

Il passo temporale Δt rappresenta la frazione di tempo nella quale si suddividono le aree del bacino progressivamente contribuenti al deflusso nella sezione d'interesse; esso implica la costruzione della curva aree-tempi che, nel codice di calcolo adottato, è data analiticamente dalle seguenti funzioni:

$$\frac{\Delta t}{A} = \begin{cases} 1.414 \left(\frac{t}{tc} \right)^{1.5} & \text{per } t \leq \frac{tc}{2} \\ 1.414 \left(1 - \frac{t}{tc} \right)^{1.5} & \text{per } t > \frac{tc}{2} \end{cases}$$

In definitiva, pertanto, il modello semplice a parametri concentrati richiede la stima di due parametri:

- Tc) tempo di concentrazione
- K) coefficiente di immagazzinamento

Risulta evidente che la stima delle portate di piena effettiva richiede la valutazione della così detta pioggia netta, ovvero la determinazione della frazione di pioggia che non contribuisce direttamente alla formazione del deflusso di piena (perdite di bacino).

L'adozione del metodo del curve-number, (CN) consente la risoluzione di quest'incognita in quanto basato su informazioni territoriali facilmente reperibili.

Nel complesso, la formula del CN risulta la seguente:

$$h - f - I_a = h_n$$

In tale formula, la pioggia netta deriva dalla pioggia totale caduta sul bacino decurtata dall'infiltrazione f e dalle perdite iniziali I_a per invaso e bagnamento superficiale.

Il metodo, che stima I_a , in media, pari al 20% di f , si basa sostanzialmente sulla stima dell'infiltrazione potenziale f attraverso un indice numerico CN rappresentativo del terreno nelle condizioni di saturazione all'inizio dell'evento, sperimentalmente legati dalla seguente relazione:

$$f = \frac{25400}{C_n} - 254$$

dove l'indice CN (curve number) è funzione di tre parametri:

- uso del suolo
- capacità di drenaggio

- grado di saturazione

$$h_n = \frac{(h - f)^2}{h - 0.8f}$$

In sostanza, quindi, il metodo si riconduce alla individuazione del valore del CN da attribuire alle parti di bacino aventi caratteristiche omogenee per derivarne, con operazioni di ragguglio areale, il valore da attribuire all'intero bacino.

Poiché tale dato non è direttamente disponibile, occorre procedere attraverso un sistema di informazioni che, nella fattispecie, è stato implementato in ambiente GIS mediante l'applicativo HEC-GeoRas.

In sostanza, partendo dalle informazioni relative ai dati geologici, geomorfologici, e soprattutto dell'uso del suolo, abbinando a tale tipologia di layer la matrice del Curve Number, si è ottenuta la carta dei Curve Number, che rappresenta i settori in cui la pioggia netta o effettiva raggiunge la sezione di chiusura del bacino.

Per quanto concerne poi la valutazione delle precipitazioni, si è utilizzato il metodo della distribuzione probabilistica TCEV dei massimi annui applicato alle curve di possibilità climatica della Sardegna. I tempi di ritorno di riferimento coincidono, evidentemente, con quelli previsti dal PAI mentre le durate sono state assunte conformemente a quanto richiesto dal modello idrologico assunto.

Nel caso in questione si è preferito utilizzare la metodica del modello di Clark, che assume la durata critica dell'evento pluviometrico più prossima al tempo di corrivazione fra quelle imposte dal codice di calcolo adottato.

Il volume di pioggia così determinato viene quindi ripartito nella durata complessiva secondo un istogramma, nel quale le altezze cumulate di pioggia durante l'evento hanno probabilità di superamento costante.

Tra le metodologie messe a punto per i bacini sardi si riportano di seguito le più utilizzate. In esse i parametri del bacino sono indicati con i simboli e le unità di misura su riportati, mentre la portata di piena Q è espressa sempre in m³/s. Per la determinazione del valore della portata al colmo delle sezioni, si sono utilizzati i seguenti metodi:

- Metodo SIRCHIA – FASSÒ
- Metodo della CURVA DI INVILUPPO MODIFICATO;
- Metodo LOGNORMALE di Lazzari;
- Metodo LOGNORMALE di Lazzari modificato;
- Metodo TCEV;
- Metodo RAZIONALE;
- Metodo RAZIONALE con la CURVA DI POSSIBILITA PLUVIOMETRICA di Piga – Liguori;
- Metodo RAZIONALE con la CURVA DI POSSIBILITA PLUVIOMETRICA di Deidda – Piga – Sechi;

METODO DI SIRCHIA - FASSÒ

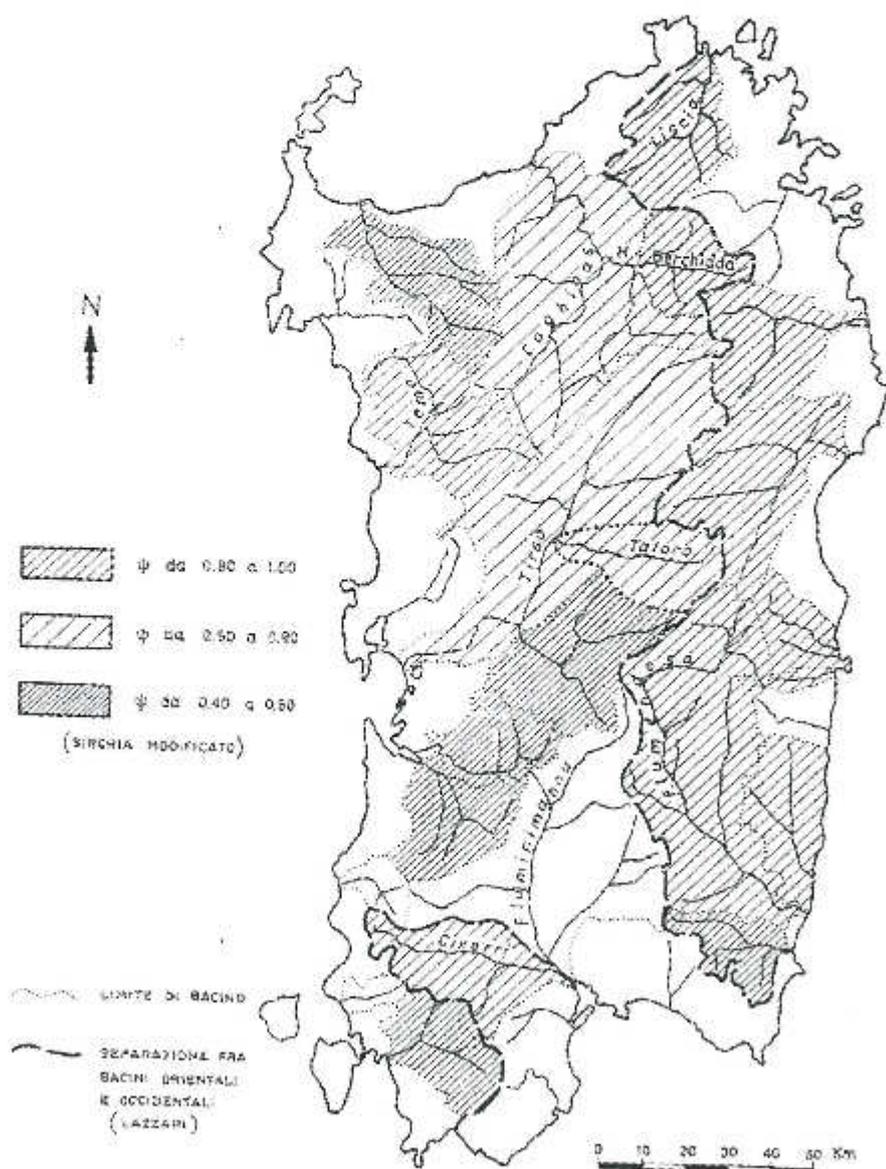
Come detto in precedenza il metodo probabilistico regionalizzato ipotizza l'auto-somiglianza statistica a livello di regione o zona omogenea.

La formula di Sirchia-Fassò è stata ottenuta come involucro dei massimi contributi unitari ($q = Q/S$, espresso in $m^3/s/km^2$) delle piene registrate in Sardegna fino al 1969, ed ha l'espressione:

$$q = \Psi 45.8 S^{-0.106}, \text{ ovvero } Q = \Psi 45.8 S^{0.894} \text{ (per } S < 20 \text{ km}^2\text{)}$$

$$q = \Psi 207 S^{-0.6}, \text{ ovvero } Q = \Psi 207 S^{0.4} \text{ (per } S > 20 \text{ km}^2\text{)}$$

In cui Ψ è un coefficiente che dipende dalla posizione geografica del bacino, desumibile dalla figura seguente:



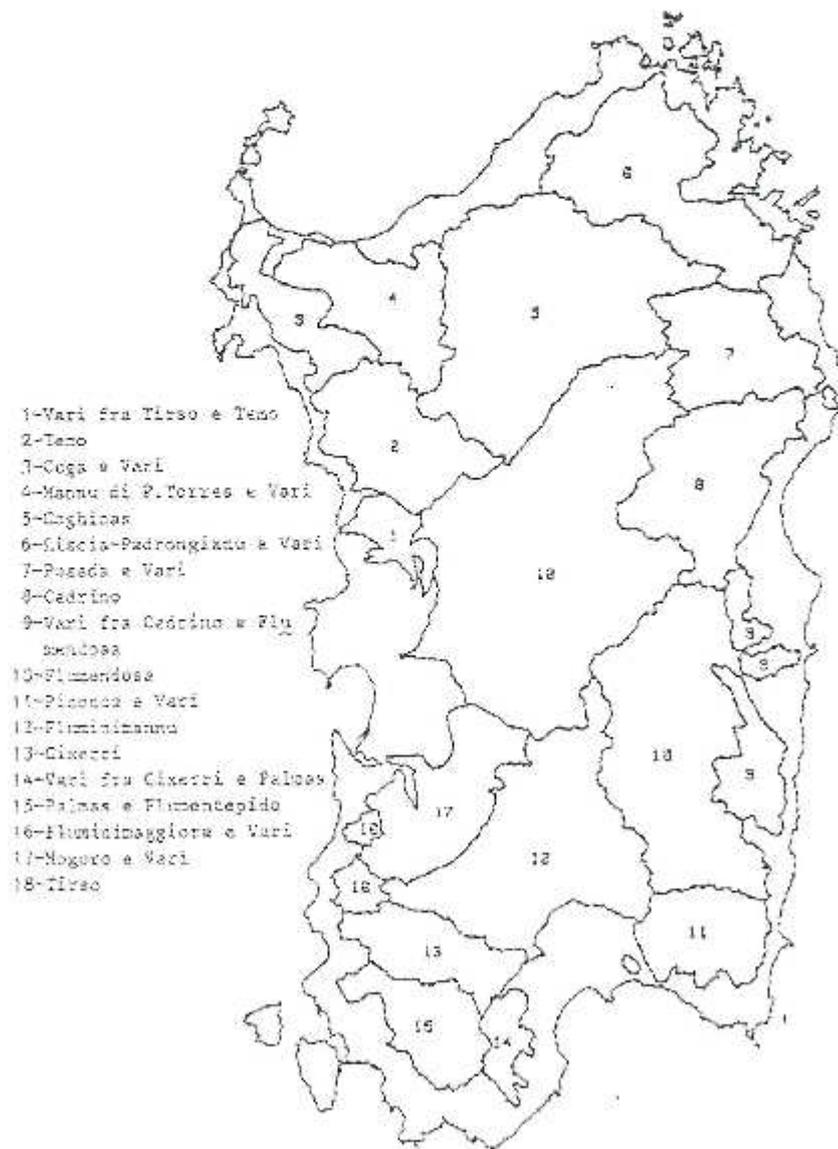
Zone Omogenee Ψ della Sardegna

METODO DELLA CURVA DI INVILUPPO MODIFICATO (SIRCHIA – FASSO' RIVISTO)

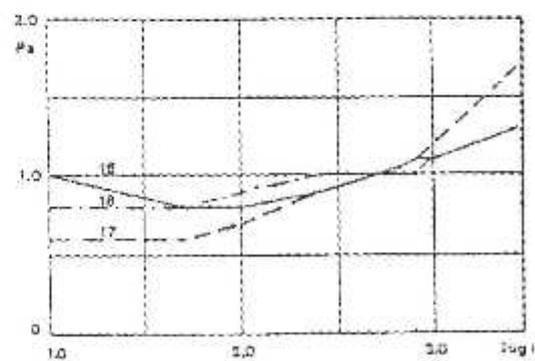
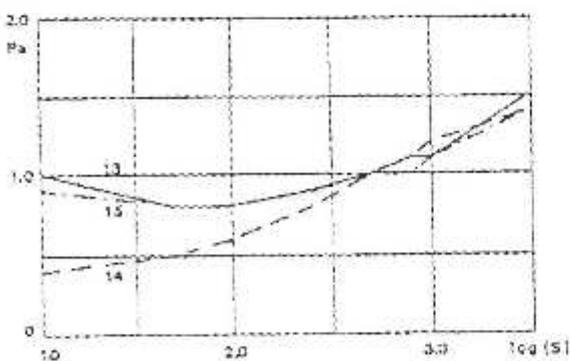
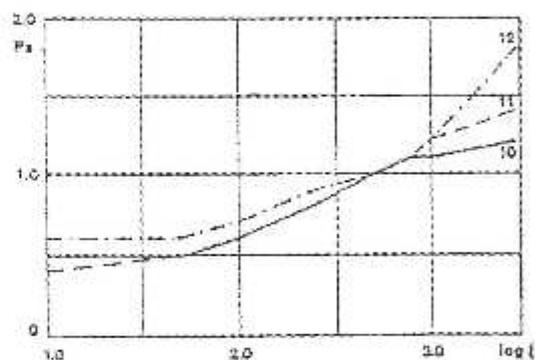
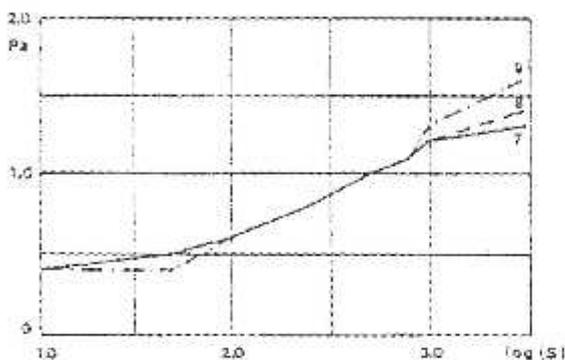
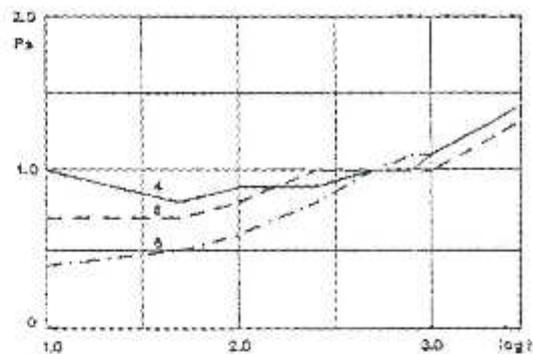
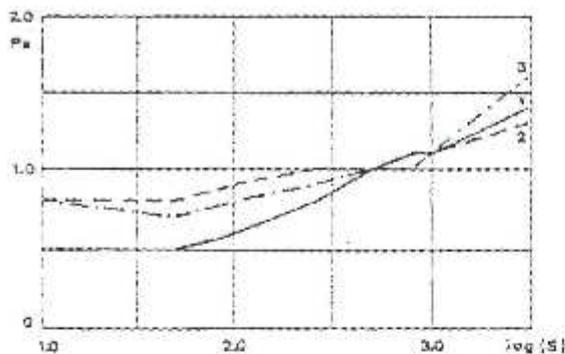
In occasione della redazione dello studio "Valutazione delle piene in Sardegna" (1991), è stata proposta una variante al metodo della curva inviluppo esposto al punto precedente, indicando il contributo unitario con l'espressione:

$$q = Ps' Pa 45.8 S^{0.106}, \text{ ovvero } Q = Ps' Pa 45.8 S^{0.804} \text{ (per } S < 21 \text{ km}^2\text{)}$$
$$q = Ps' Pa 207 S^{0.6}, \text{ ovvero } Q = Ps' Pa 207 S^{2.4} \text{ (per } S > 21 \text{ km}^2\text{)}$$

in cui Ps' e Pa sono dei coefficienti che tengono conto il primo del tempo di ritorno della piena considerata, e Pa un effetto della dimensione del bacino variabile con la zona idrografica, intesa come descritto nella figura seguente.



I coefficienti per le diverse zone idrografiche sono quindi riportati nella figura e tabella seguenti.



ZONA IDROGRAF	TEMPO DI RITORNO							
	10	50	100	200	300	500	1000	2500
ZONA 1	0.39	0.64	0.73	0.83	0.89	0.96	1.07	1.22
ZONA 2	0.27	0.37	0.52	0.66	0.69	0.75	0.80	0.86
ZONA 3	0.09	0.18	0.22	0.27	0.30	0.34	0.40	0.48
ZONA 4	0.14	0.25	0.30	0.35	0.38	0.42	0.48	0.56
ZONA 5	0.21	0.37	0.45	0.54	0.59	0.66	0.75	0.86
ZONA 6	0.50	0.77	0.88	1.01	1.08	1.17	1.31	1.49
ZONA 7	0.49	0.86	0.99	1.13	1.22	1.33	1.48	1.70
ZONA 8	0.58	0.89	1.03	1.18	1.27	1.38	1.55	1.78
ZONA 9	0.81	1.25	1.45	1.67	1.80	1.98	2.22	2.57
ZONA 10	0.31	0.61	0.76	0.86	0.93	1.01	1.11	1.27
ZONA 11	0.53	0.92	1.07	1.22	1.31	1.43	1.60	1.84
ZONA 12	0.06	0.14	0.19	0.24	0.27	0.32	0.38	0.48
ZONA 13	0.13	0.28	0.40	0.45	0.51	0.58	0.69	0.86
ZONA 14	0.51	0.83	0.95	1.08	1.16	1.26	1.41	1.61
ZONA 15	0.14	0.28	0.35	0.43	0.47	0.54	0.63	0.77
ZONA 16	0.13	0.28	0.32	0.39	0.43	0.49	0.57	0.69
ZONA 17	0.06	0.13	0.17	0.21	0.23	0.27	0.32	0.39
ZONA 18	0.17	0.30	0.36	0.42	0.46	0.51	0.59	0.69

METODO DELLA CURVA DI INVILUPPO MODIFICATO (SIRCHIA – FASSO’ RIVISTO)

La formula di Lazzari, desunta nel 1967 dall’analisi probabilistica regionalizzata dei dati di portata massima annua registrati nei bacini osservati in Sardegna, è la seguente:

$$Q = 10(\mu + u \sigma)$$

Nella quale, μ e σ sono i parametri della distribuzione log-normale delle portate e u è il frattile della distribuzione normale. I parametri μ e σ sono espressi in funzione della la superficie del bacino S e dell’altitudine media del bacino H_m , diversamente per i bacini aventi esposizione orientale e occidentale, e precisamente per i bacini aventi esposizione orientale:

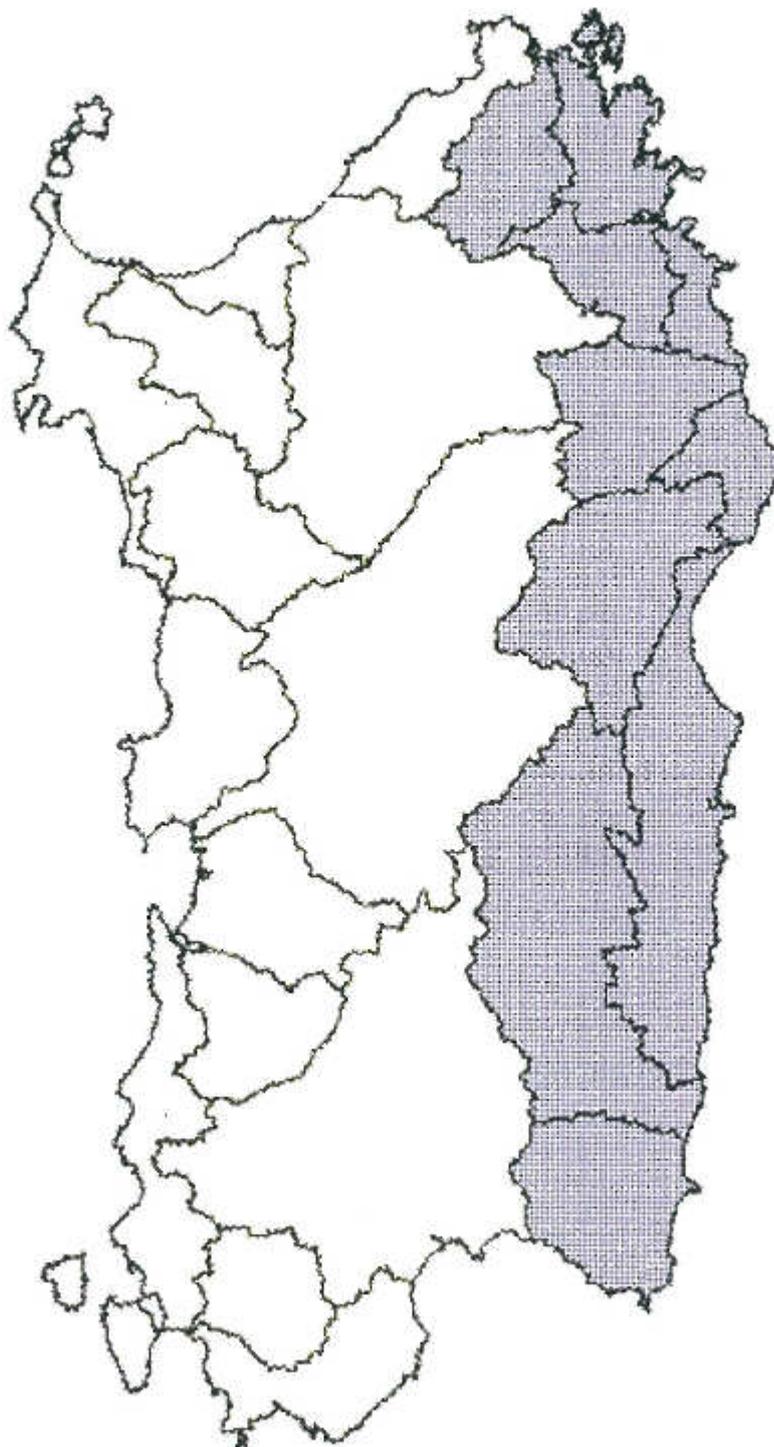
$$\mu = 0.746 \log(S H_m) - 1.781$$

$$\sigma = 0.4413$$

Per i bacini aventi esposizione occidentale:

$$\mu = 0.956 \log(S \text{ Hm}) - 2.995$$

$$\sigma = 0.3583 \text{ con la limitazione di applicabilità: } S \text{ Hm} > 50'000$$



Esposizione orientale e occidentale dei bacini sardi

METODO DELLA FORMULA DI LAZZARI MODIFICATA

Sempre in occasione della redazione dello studio “Valutazione delle piene in Sardegna” (1991), è stata proposta una variante della distribuzione probabilistica lognormale che considera la variabile:

$$Q = e^{(\mu + u\sigma)}$$

nella quale, μ e σ sono i parametri della distribuzione lognormale delle portate e u è il frattile della distribuzione normale. I parametri μ e σ sono espressi in funzione della sola superficie del bacino S , ancora diversamente per i bacini aventi esposizione orientale e occidentale, e precisamente: Per i bacini aventi esposizione orientale:

$$\mu = 0.6388 \ln(S) + 1.534$$

$$\sigma = 1.0454$$

Per i bacini aventi esposizione occidentale:

$$\mu = 0.9104 \ln(S) - 0.6547$$

$$\sigma = 0.6646$$

METODO DELLA DISTRIBUZIONE PROBABILISTICA TCEV

Come detto in precedenza il metodo probabilistico regionalizzato ipotizza l'auto-somiglianza statistica a livello di regione o zona omogenea.

Esso permette inoltre d'integrare la limitata informazione temporale con la più ampia informazione spaziale e quindi di ovviare alla debole quantità di dati idrometrici disponibili, dovuta essenzialmente ad un progressivo abbandono delle misure di portata in Sardegna.

Il metodo di regionalizzazione ritenuto nell'ambito del presente studio si basa sull'impiego della distribuzione probabilistica TCEV (Two Component Extreme Value) data dalla seguente espressione:

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

Il valore dei quattro parametri per i bacini sardi è stato stimato come segue:

(per tutti i bacini della Sardegna)

$$\theta = \theta_2/\theta_1 = 5.8866$$

$$\lambda = \lambda_2/\lambda_1/\theta = 0.3938$$

(per i bacini con esposizione occidentale)

$$\lambda_1 = 6.286$$

$$\theta_1 = 0.1646 S^{0.9235}$$

(per i bacini con esposizione orientale)

$$\lambda_1 = 4.571$$

$$Q_1 = 1.7677 S^{0.6452}$$

METODO RAZIONALE TCEV

Il metodo razionale, detto anche cinematico, fornisce la portata di piena tramite l'espressione:

$$Q = \Phi \text{ ARF S H} / (3.6 T_c)$$

Nella quale Φ rappresenta l'aliquota di precipitazione che, in occasione della piena, scorre in superficie, ARF (Areal Reduction Factor - Coefficiente di Riduzione Areale) 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, T_c è il tempo di corrivazione espresso in ore, ed H è l'altezza di precipitazione, in mm, che cade in un punto del bacino in una durata pari a T_c con l'assegnato Tempo di ritorno.

Il tempo di corrivazione T_c può essere stimato facendo riferimento a diverse espressioni empiriche che forniscono le seguenti stime:

- Formula di Viparelli: $T_c = L/3.6V$
- Formula di Giandotti: $T_c = (1.5 L + 4 S^{0.5}) / (0.8 (H_m - H_o)^{0.5})$
- Formula di Ventura: $T_c = 0.127 (S/J)^{0.5}$
- Formula di Pasini: $T_c = 0.108 ((S L)^{1/5})/J^{2.5}$

Per la stima del coefficiente ARF si possono utilizzare le Formule di Wallingford:

$$\text{ARF} = 1 - (0.0394 S^{0.354}) T_c^{(-0.40 + 0.0206 \ln(4.8 \ln(S)))} \text{ per } S < 20 \text{ km}^2$$

$$\text{ARF} = 1 - (0.0394 S^{0.354}) T_c^{(-0.40 + 0.003852 (4.6 \ln(S)))} \text{ per } S > 20 \text{ km}^2$$

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

$$\Pi = (H - 0.2 S)^2 / (H(H + 0.8 S)), \text{ con } S = 254 (100/\text{CN} - 1)$$

In cui il valore di CN è legato alle caratteristiche del terreno e della copertura vegetale.

Il coefficiente Φ assume però, con questa metodologia, valori eccessivamente bassi, poiché fa coincidere l'inizio della precipitazione con la porzione di durata T_c considerata.

Per ovviare a questo inconveniente, è opportuno far precedere la precipitazione di durata critica T_c una precipitazione di durata pari a D_p volte T_c . Indicando con H_p l'altezza di precipitazione caduta prima della durata critica e con H_t l'altezza di precipitazione totale ($H+H_p$), si ha:

$$\Phi = [(H_t - 0.2 S)^2 / (H_t + 0.8 S) - (H_p - 0.2 S)^2 / (H_p + 0.8 S)] / H$$

METODO RAZIONALE CON CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA DI PIGA - LIGUORI

L'altezza di precipitazione è legata alla durata T ed al tempo di ritorno Tr 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 adottando le stesse metodologie ma aggiornando la base dati):

$$H = 10A + u B TC + u D$$

Nella quale u è il frattile della distribuzione normale, A, B, C e D sono parametri legati alla posizione geografica del bacino:

Gruppo	I	II	III	IV
A	1.273178	1.296212	1.379048	1.460774
B	0.179732	0.167488	0.164598	0.191832
C	0.305041	0.359696	0.418212	0.497207
D	-0.017147	-0.017941	0.009093	0.041251

Elenco delle stazioni

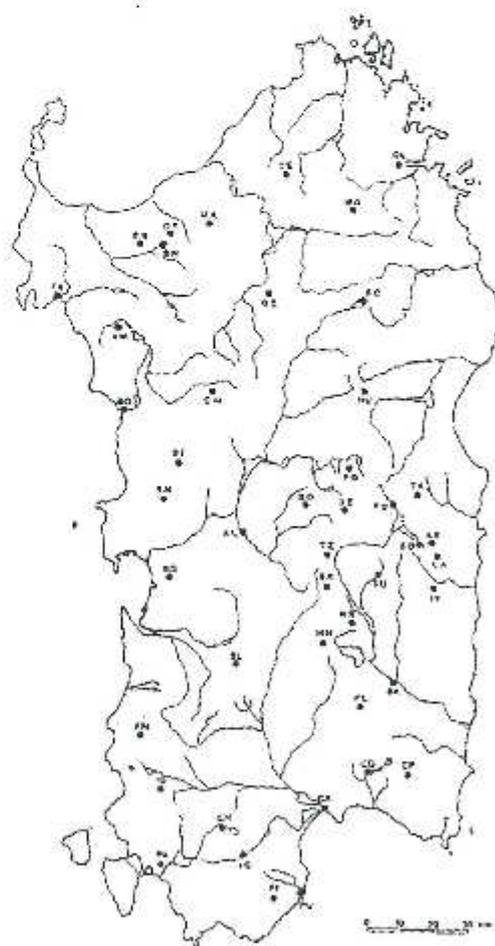
Stazioni	sigla	Quota m. s.m.	Gruppi omogenei
Cagliari	CA	7	I Gruppo
Martis	MA	300	
Pula	PU	10	
Bona	BO	13	
S. Giusea	SG	10	
Seduri	SE	68	
Osieri	OS	390	
Fiuminivaggiore	FM	15	
Sassari	SA	224	
Alassi	AL	50	
Mandada	MA	491	
Sarcidano	SR	669	
Palmas	PA	12	
Fertilia	FE	39	
Bonari	BN	284	
Carpada	CA	551	

Tempio	TE	558	II Gruppo
Seneghe	SE	300	
Sorgono	SO	687	
Fanni	FO	992	
Fianusanguni	FI	651	
Cherchiviu	CH	126	
Iglesias	IG	193	
Osilo	OS	650	
Tattu Lippiri	TL	825	
Olbis	OL	15	
Sor Cavalles	SC	712	
Desulo	DE	920	

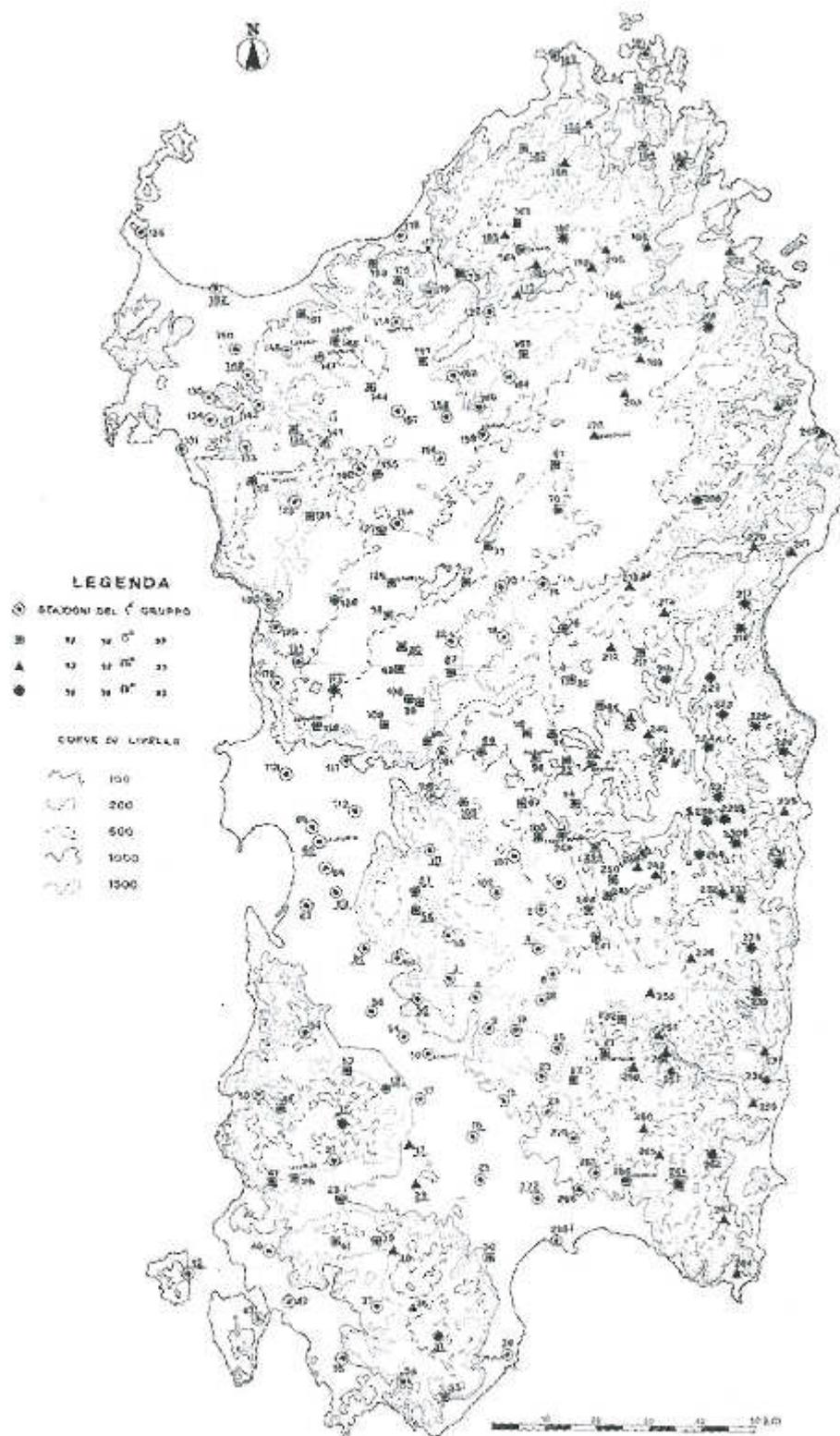
Santulussurgiu	ST	557	III Gruppo
Pira de Onni	PO	870	
Is Cannoneria	IC	716	
Ierzu	IE	550	
Carpurru	CP	380	
Coladonone	CL	25	
Carpinasissa	ON	220	
Nurri	NO	296	
Sestu	SE	812	
Piscinamanna	PI	255	

Arzana	AR	674	IV Gruppo
Lunussui	LA	595	
Talana	TA	582	
Sicce d'Arba	SA	825	

Balao	BA	100	Stazioni non classificate
Nurri	NO	557	
Arzeni	AR	545	
Villanova Montsal.	VM	567	



Ubicazione delle stazioni pluviografiche



Stazioni pluviografiche e attribuzione ai gruppi omogenei da Puddu (1973)

METODO RAZIONALE CON CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA DI DEIDDA - FIGA - SECHI

Il metodo è identico a quello esposto nel paragrafo precedente dal quale si differenzia unicamente per la stima della precipitazione H. Questa è data dalla curva di possibilità pluviometrica, calibrata nel 1997 nella quale:

$$H = H_m(T_c) a T_c^n$$

$$H_m(T_c) = 1.1287 H_g (T_c/24)^{0.450+0.475\text{Log}(H_g)}$$

con H_g dipendente dalla posizione geografica del bacino, mentre i parametri a ed n dipendono dalla sottozona di appartenenza:

per la sottozona I:

$$a = 0.4642 + 1.0376 \cdot \text{Log}(T_r)$$

$$n = -0.18488 + 0.22960 \cdot \text{Log}(T_r) - 0.033216 \cdot (\text{Log}(T_r))^2 \text{ (per } T_c < 1 \text{ ora)}$$

$$n = -0.01469 - 0.0078505 \cdot \text{Log}(T_r) \text{ (per } T_c > 1 \text{ ora)}$$

per la sottozona II:

$$a = 0.43797 + 1.089 \cdot \text{Log}(T_r)$$

$$n = -0.18722 + 0.24862 \cdot \text{Log}(T_r) - 0.0336305 \cdot (\text{Log}(T_r))^2 \text{ (per } T_c < 1 \text{ ora)}$$

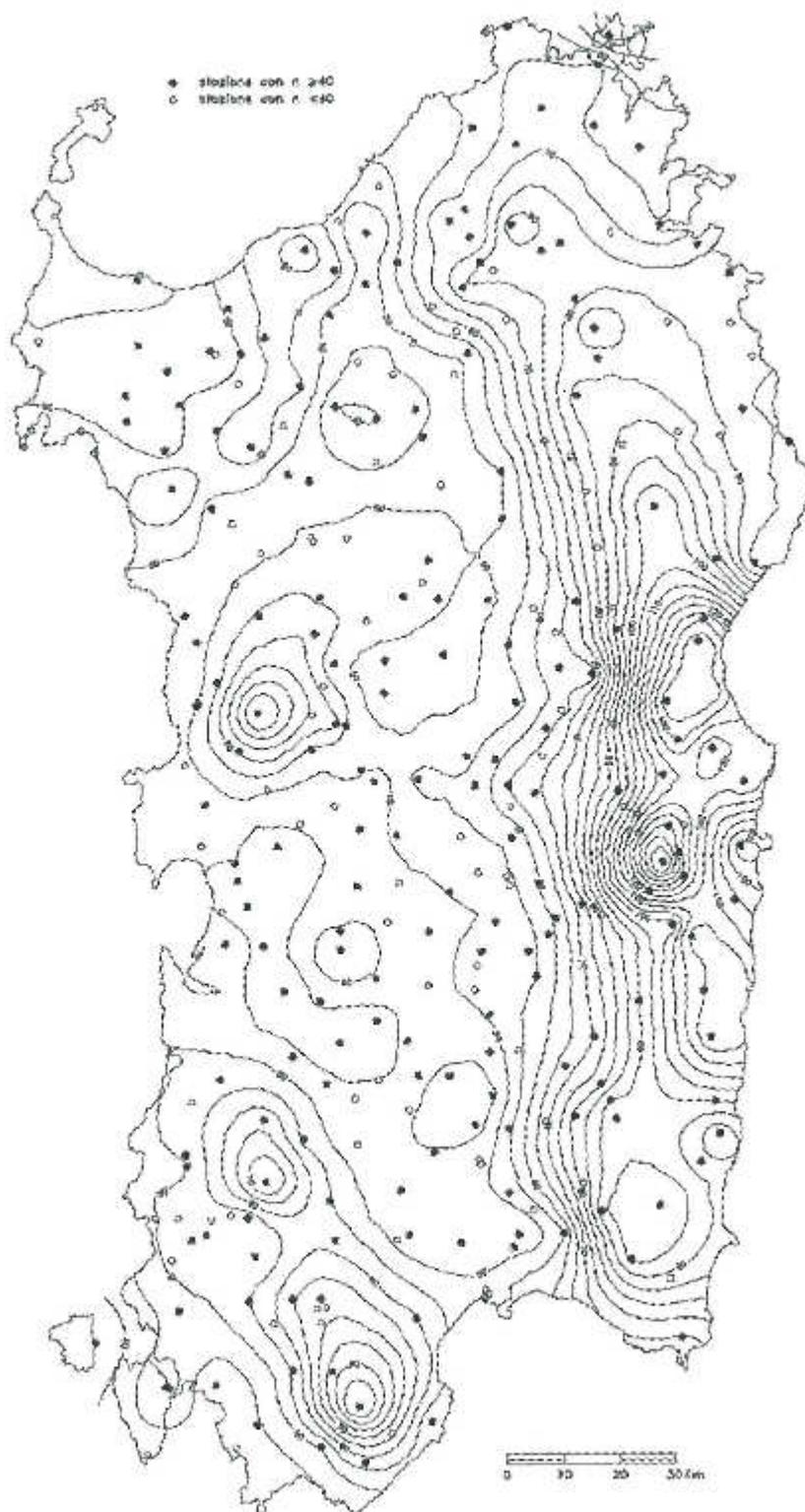
$$n = -0.0063887 - 0.004542 \cdot \text{Log}(T_r) \text{ (per } T_c > 1 \text{ ora)}$$

per la sottozona III:

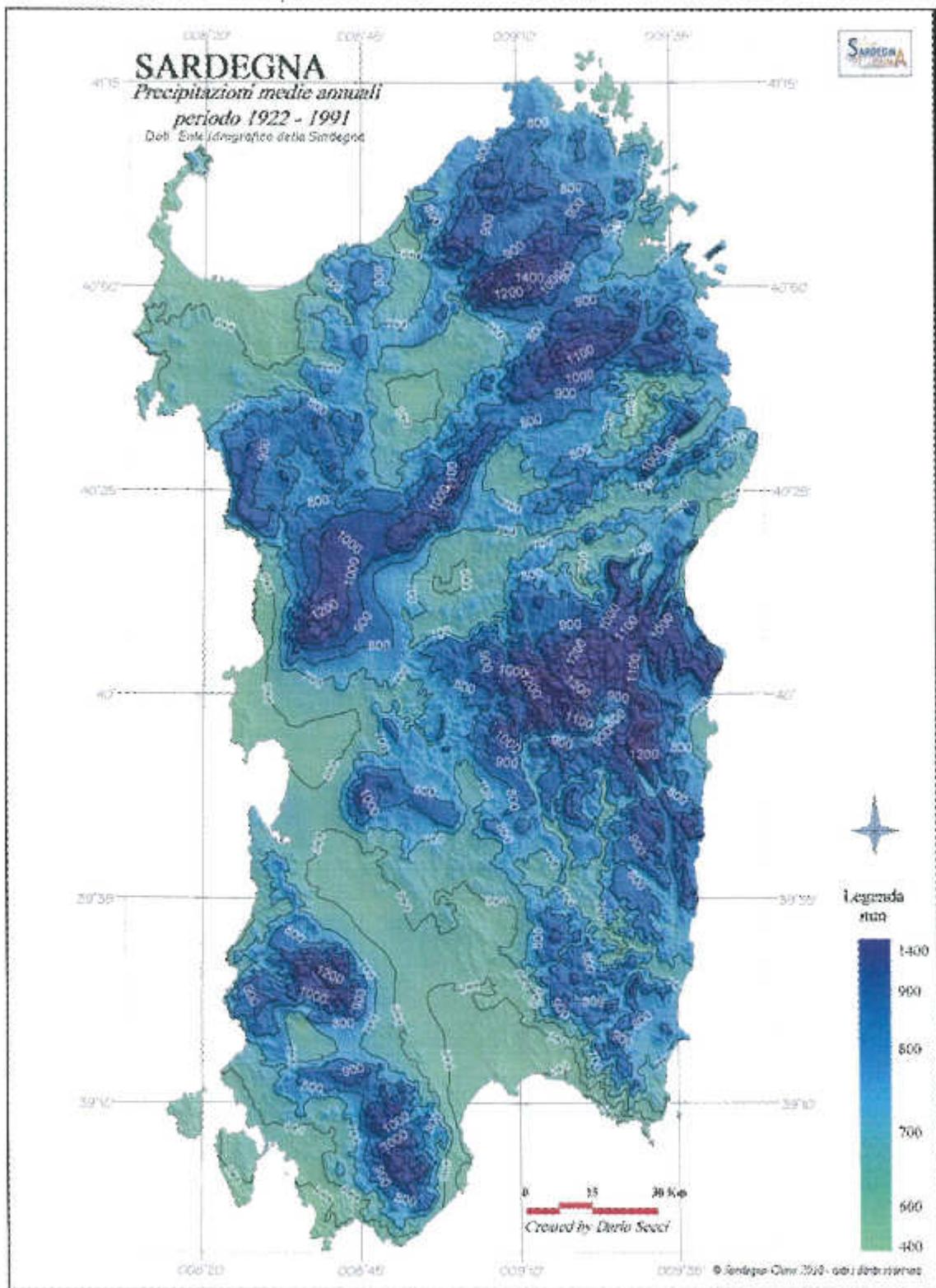
$$a = 0.40926 + 1.1441 \cdot \text{Log}(T_r)$$

$$n = -0.1906 + 0.264438 \cdot \text{Log}(T_r) - 0.038969 \cdot (\text{Log}(T_r))^2 \text{ (per } T_c < 1 \text{ ora)}$$

$$n = 0.014929 + 0.0071973 \cdot \text{Log}(T_r) \text{ (per } T_c > 1 \text{ ora)}$$



Altezze Medie di Precipitazione Hg Sardegna



Precipitazione medie annuali in Sardegna - Periodo 1922 - 1991

9. Determinazione della Portata di Massima Piena – Bacino Canale di dreno

DATI DEL BACINO

Bacino Canale di dreno CBSM

	u.m.	simbolo				
Superficie	kmq	S	0.94	0.94	0.94	0.94
Lunghezza dell'asta principale	km	L	1.37	1.37	1.37	1.37
Pendenza dell'asta principale	m/m	J	0.02	0.02	0.02	0.02
Quota della sezione terminale	m slm	Ho	28.5	28.5	28.5	28.5
Altitudine media	m slm	Hm	33	33	33	33
Velocità media in alveo	m/s	V	1.5	1.5	1.5	1.5
Curve Number		CN	89	89	89	89
Coefficiente Sirchia-Fassò		ψ	0.6	0.6	0.6	0.6
Zona idrografica (S-F rivisto)		Zi	12	12	12	12
Coefficiente riduttivo		Pa	0.8	0.8	0.8	0.8
Gruppo pluviometrico (Cao-Puddu)		Gc	1	1	1	1
Zona Deidda-Piga-Sechi		Zo	2	2	2	2
Altezza media giornaliera	mm	Hg	50	50	50	50
Esposizione (or=1, occ=0)		E	0	0	0	0
Applicazione ARF		ARFsn	0	0	0	0
Tempo di corrivazione (0=calcolato)	ore	Tcc	0	0	0	0
Estensione della pioggia prima e dopo	h/h	Dp	0	0	0	0

TEMPO DI RITORNO E PROBABILITÀ DI NON SUPERAMENTO

Tempo di ritorno	anni	Tr	50	100	200	500
Probabilità di non superamento annuo		p	0.98	0.99	1	1
Frattile della distribuzione normale		u	2.054	2.326	2.576	2.875

TEMPO DI CORRIVAZIONE

Viparelli	ore	TcV	0.254	0.254	0.254	0.254
Giandotti	ore	TcG	3.496	3.496	3.496	3.496
Ventura	ore	TcR	1.005	1.005	1.005	1.005
Pasini	ore	TcP	0.959	0.959	0.959	0.959
SCS	ore	TcSCS	0.512	0.512	0.512	0.512
VAPI	ore	TcVP	1.932	1.932	1.932	1.932
Tempo di corrivazione assunto	ora	Tc	0.254	0.254	0.254	0.254

COEFFICIENTE DI RIDUZIONE AREALE

ARF Wallingford	ARFw	0.94	0.94	0.94	0.94
ARF US Weather Service	ARFu	1	1	1	1
	ARF	1	1	1	1

SINTESI

Bacino Canale di dreno CBSM

Tempo di ritorno	50	100	200	500
Sirchia-Fassò	26	26	25	26
Sirchia-Fassò rivisto	4.85	6.59	5.32	11.09
Lazzari	0.15	0.18	0.23	0.29
Lazzari modificato	2.62	3.27	4.01	5.13
TCEV	3.05	3.71	4.28	5.22
Razionale (Piga-Liguori)	9.11	11.87	14.86	19.14
Razionale (TCEV)	7.45	8.67	10.33	12.4

STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

Come si può vedere nelle tabelle sopra riportate, la scelta del valore di portata ricade sul metodo TCEV indiretto basato sul metodo della formula Razionale, così come indicato nelle linee guida del P.A.I. e di recente nelle metodologie di analisi del P.S.F.F.

Per il Bacino del Canale di dreno, si assume pertanto una massima portata di progetto secondo lo schema riportato nella tabella allegata sottostante.

CALCOLO DELLE MASSIME PORTATE NELLA SEZIONE DI CHIUSURA RIO TREMATZU

SEZIONE DI CONTROLLO	Sezione di Chiusura Bacino Canale di dreno CBSM			
Tempo di Ritorno Tr	50	100	200	500
QVERIFICA (m³/s) RAZ. TCEV	7,45	8,87	10,33	12,40

Sulla base di quanto sopra riportato, si ritiene che la verifica di compatibilità idraulica debba quindi essere eseguita considerando per la sezione di chiusura del Canale di dreno i seguenti valori di portata:

- **Tr 50 Anni = 7,45 mc/s**
- **Tr 100 Anni = 8,87 mc/s**
- **Tr 200 Anni = 10,33 mc/s**
- **Tr 500 Anni = 12,40 mc/s**

10. Modellazione idraulica

La modellazione idraulica si sviluppa sulla base delle caratteristiche geometriche del corso d'acqua o del canale nel caso specifico e delle sue sezioni idrauliche di contorno interessate dalla verifica. Una volta definite le specifiche geometriche delle sezioni idrauliche interessate dalla verifica, viene applicato il modello matematico per la simulazione delle condizioni di moto della corrente.

A riguardo, 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 inasveamento della corrente, consente altresì di considerare la corrente idraulica 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 e robusti 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, 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.

Questa componente del sistema di modellazione è da utilizzare per il calcolo della superficie idrica di correnti gradualmente variate. Il sistema di modellazione 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.

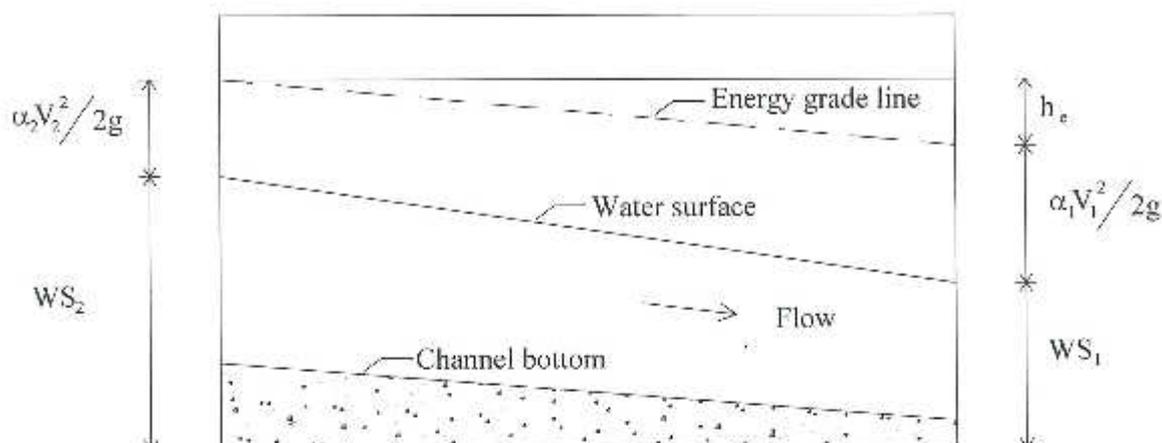
I risultati ottenuti tramite il calcolo possono essere visualizzati graficamente, quali ad esempio l'andamento del profilo longitudinale con l'indicazione del fondo del corso d'acqua, l'altezza critica, l'altezza di moto uniforme, la quota del pelo libero, l'altezza totale e tutte le altre grandezze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

11. Determinazione dell'equazione del moto idraulico e 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:

- velocità della corrente;
- altezza del pelo libero;
- energia totale ed il suo gradiente.



Carichi idraulici in due sezioni di calcolo consecutive

Nella figura soprastante sono messe in evidenza le grandezze che compaiono nell'equazione (1) (equazione di bilancio dell'energia)

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

in cui si hanno:

g: accelerazione di gravità;

h_e: perdita di energia;

V₁, V₂: velocità media, riferita all'area della sezione bagnata, e relativa alla portata data;

WS₁, WS₂: quota del pelo libero della corrente (per il dato valore di portata) rispetto uno zero convenzionale;

α₁, α₂: coefficienti di ragguglio delle potenze cinetiche (o coeff. di Coriolis);

12. Determinazione delle 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).

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

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

- hf: perdita di energia per attrito
- ho: perdita di energia legata alla forma della sezione

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

13. Determinazione delle 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:

$$hf = (Q/K)^2 \quad (3)$$

in cui:

$$K = \sum_{j=1}^{NSS} [(A_{2j}+A_{1j})/2 ((R_{2j}+R_{1j})/2)^{2/3}] / [n_j L_j]^{0.5} \quad (4)$$

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.

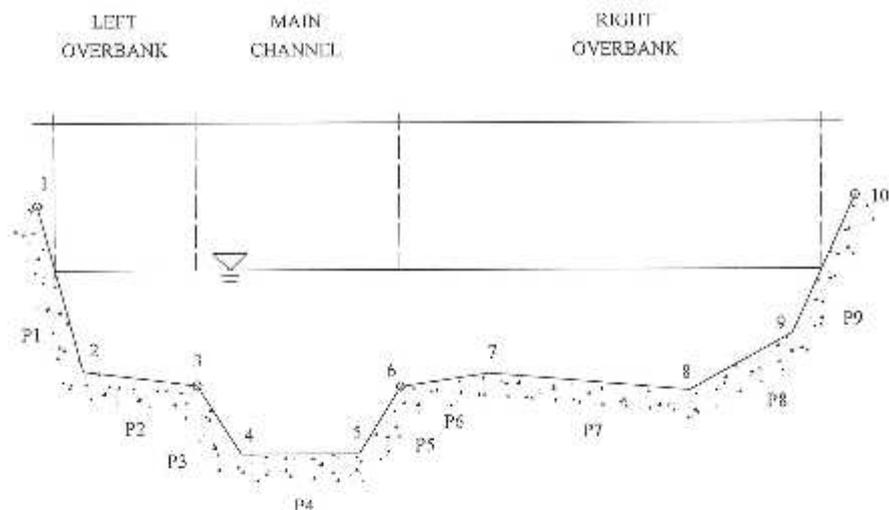
14. Determinazione delle perdite per contrazione ed espansione

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

$$ho = CL [A_2V_2^2/2g - A_1V_1^2/2g] \quad (5)$$

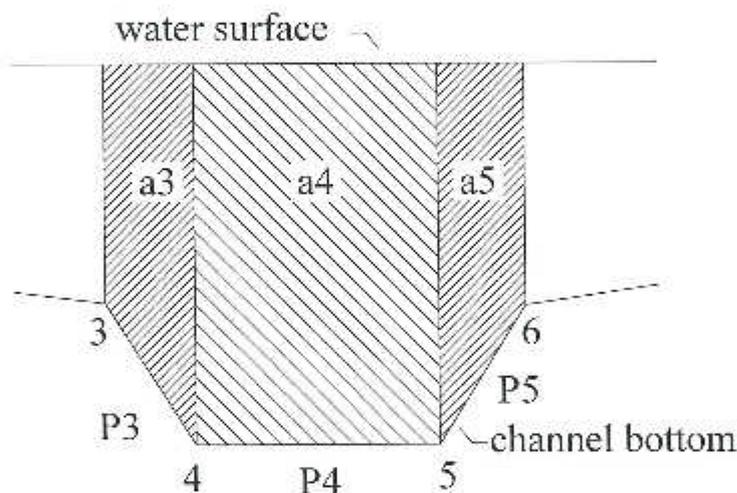
in cui CL è il coefficiente di contrazione (positivo) o espansione (negativo).

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 nella Figura riportata successivamente.



Suddivisione della sezione trasversale del corso d'acqua in porzioni

Ogni porzione è ulteriormente suddivisa in sub-section, come illustrato in Figura



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:

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

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:

$$R_j = (A_j/P_j) = (\Sigma A_w/\Sigma P_w) \quad (8)$$

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

$$\alpha = [\Sigma_{j=1, NSS} (K_j^3/A_j^2)]/(K^3/A^2) \quad (9)$$

15. Creazione di 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.

16. Formazione di Giunzioni di Canali

Le connessioni tra due o più rami di un canale è denominata "giunzione" nella quale un ramo di valle viene connesso con altri che ovviamente stanno a monte. Questa particolare situazione può essere risolta in due modi, come già accennato, ovvero mediante:

EQUAZIONE DELL'ENERGIA TOTALE. Equilibrio delle energie totali delle correnti nelle sezioni immediatamente a monte della confluenza ed immediatamente a valle di questa (Può accadere che una delle correnti di monte risulti avere una energia inferiore alla corrente di valle) (metodologia da preferire nei casi in cui non si hanno particolari dissipazioni di energia tra le sezioni di monte e di valle);

EQUAZIONE DEL MOMENTO. Equilibrio dei momenti delle quantità di moto tra le stesse sezioni di cui sopra (situazione questa da preferire quando l'angolo di incidenza del canale di monte è tale da provocare considerevoli perdite di energia).

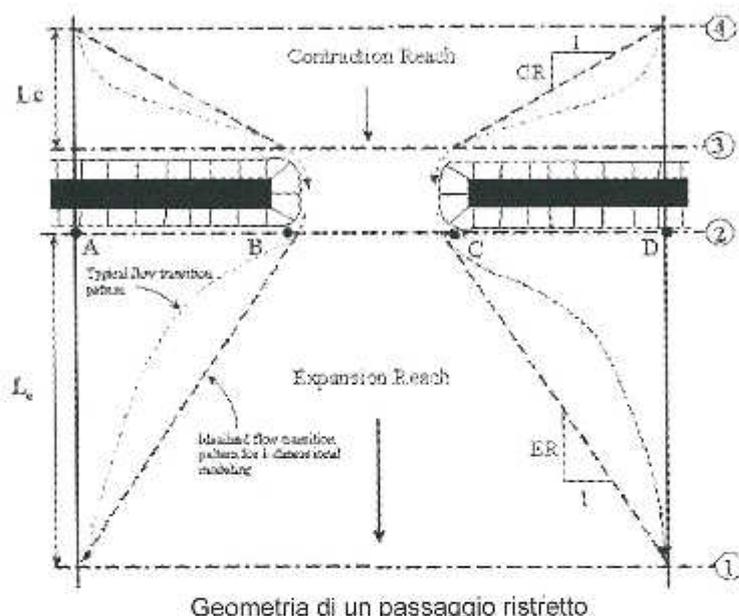
17. Ponti ed attraversamenti in sezioni chiuse

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 (sezioni 4 e 1 della figura sottostante), le altre due immediatamente a monte e a valle del manufatto (sezioni 2 e 3), in queste è necessario imporre un'area inefficace.



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. Con il codice di calcolo HEC-RAS sono stati analizzati i casi con le luci dei ponti attuali ed i casi nelle configurazioni di progetto.

18. 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 χ mediante la formula di Manning, ponendo cautelativamente il coefficiente $n=0.039$ nella parte naturale, e 0.011 nel tratto rivestito in cls.

19. Risultato delle analisi

Tutte le verifiche idrauliche sono state eseguite mediante l'applicativo HEC-RAS ipotizzando una condizione di moto permanente, caratterizzata quindi da sezioni gradualmente variate e portata costante nel tempo. Per una migliore rappresentazione dei risultati, sono state studiate le condizioni al contorno della sezione di monte e di valle (che regolano appunto l'afflusso della corrente) del corso d'acqua. Per lo sviluppo delle sezioni idrauliche interpolate si è utilizzato un applicativo GIS (MapWindow) ed un Plug-In dedicato (HecRas Utilities).

Dapprima è stato caricato il modello digitale del terreno (DTM 1 m) e successivamente è stata sovrapposta la aerofotogrammetria georeferenziata necessaria per la digitalizzazione del corso d'acqua.

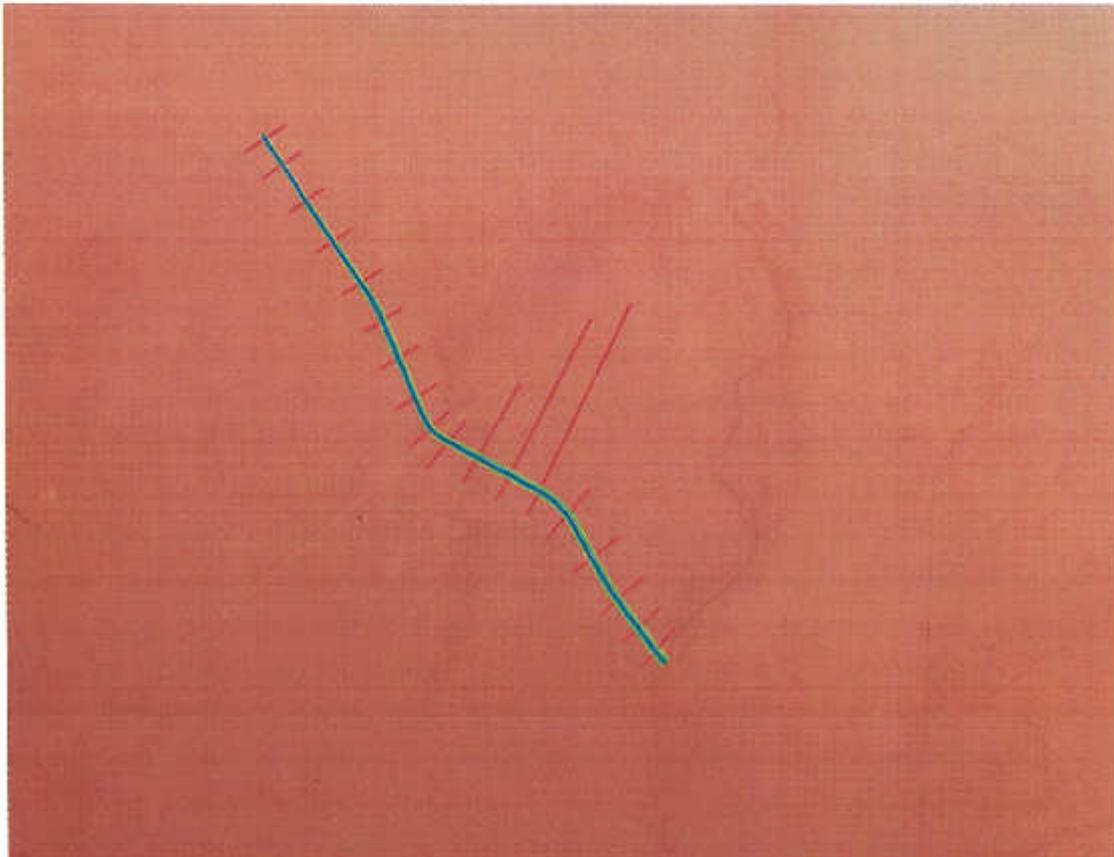


Fig. 13 – Modello digitale del terreno (DTM 1 m) e digitalizzazione corso d'acqua su MapWindow

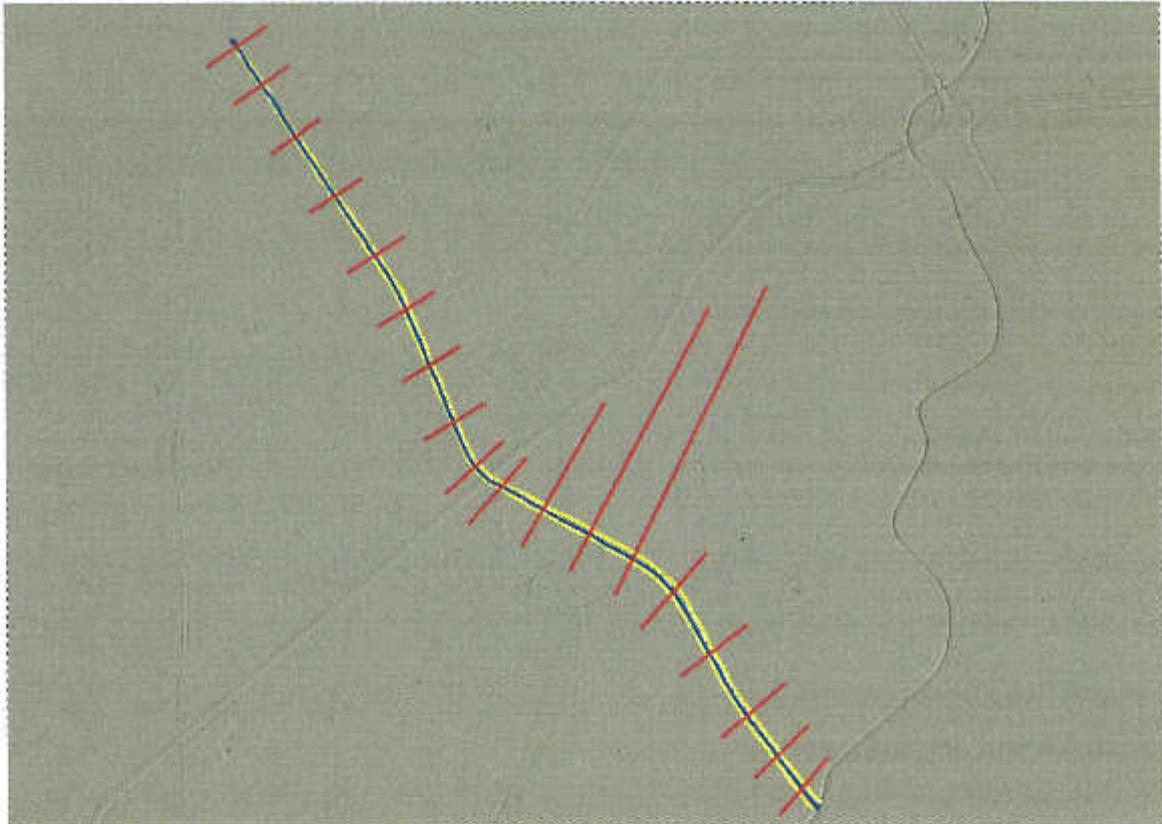


Fig. 14 – Modello digitale del terreno (Hill-shade) e digitalizzazione corso d'acqua su MapWindow

Nell'ambito della digitalizzazione del corso d'acqua sono stati determinati geometricamente i seguenti parametri:

- River (Corso d'acqua);
- Banks (Argini);
- Flowpath (Direzione di deflusso);
- XS Cutlines (Sezioni trasversali)
- 3D Crosssection

Successivamente alla generazione di questa serie di parametri, è stato generato mediante il Plug-in RAS-Export un file di esportazione in formato .sdf essenziale per l'importazione della geometria del corso d'acqua direttamente dal programma HECRAS.

A questo punto si è eseguito il comando di avvio di HECRAS importando dai dati geometrici la modellazione eseguita in ambiente GIS, apportando alcune correzioni specialmente per la morfologia del canale ma soprattutto per il coefficiente di scabrezza, che nel caso di canali a pelo libero rivestiti in CLS, si è assunto pari a 0.025.

Da un'analisi dello sviluppo delle sezioni idrauliche, quelle relative all'area d'intervento sono rappresentate dalle progressive 447.40 e 553.62.

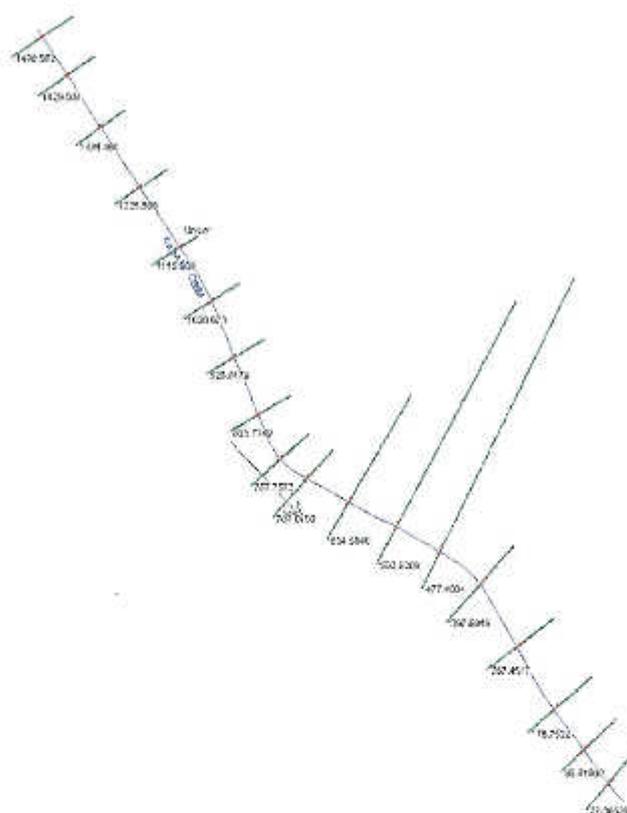


Fig. 15 – Modello geometrico importato nel software HECRAS

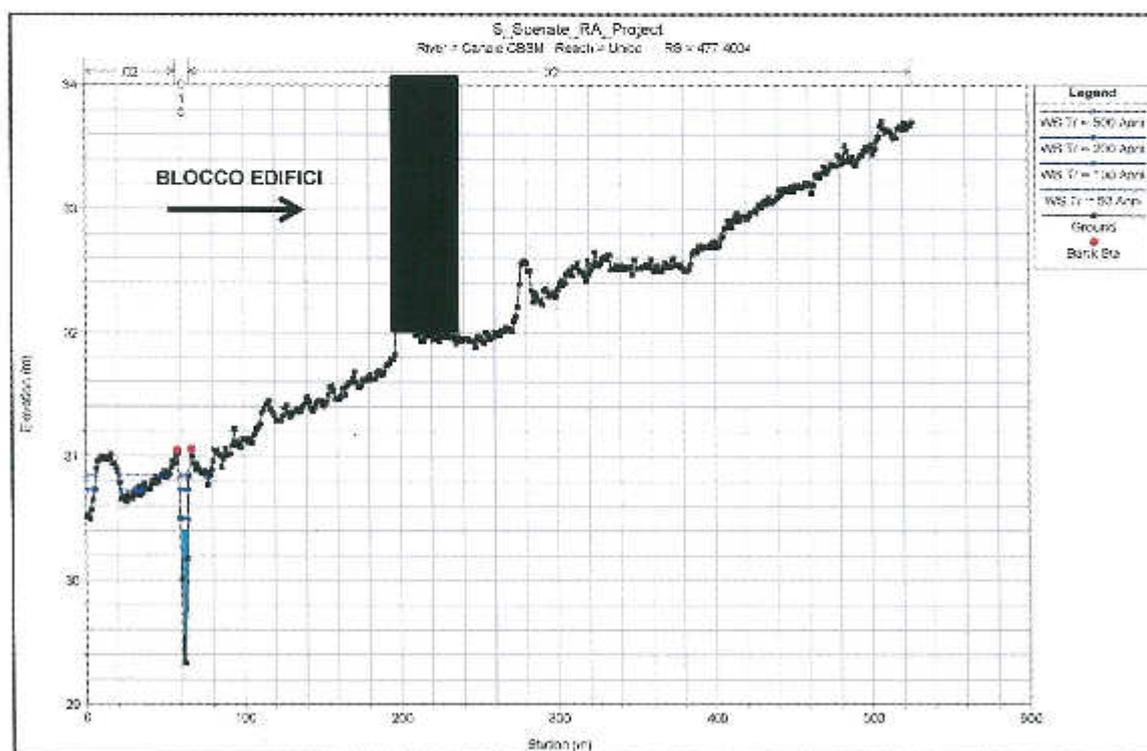


Fig. 16 – Sezione 477.40 – Area d'intervento

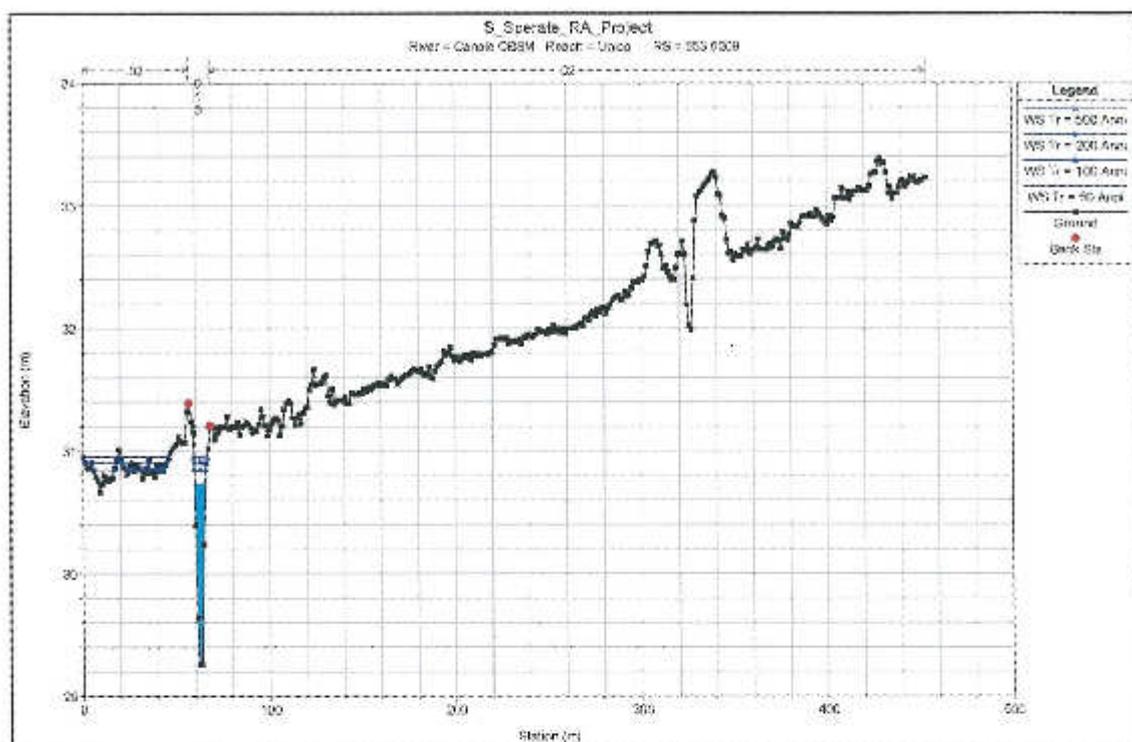


Fig. 17 – Sezione 553.62 – Area d'intervento

HECRAS Plan File 01 Location User Defined

Phys.	Reach	River Sta	Profile	Q.T. Cal	Wtr Ch D	W.S. Elev	Ch. W/S	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel. Ch	Flow Area	Top. W/S	Profile C/D
				m ³ /s	m	m	m	m	1/m	m/s	m ²	m	
Canale CBSM	Unico	553.622	Tr = 50 Anni	7.45	29.26	30.71		30.33	0.000155	1.39	5.44	7.93	0.47
Canale CBSM	Unico	553.622	Tr = 100 Anni	1.87	29.30	30.85		30.45	0.001583	1.43	7.70	26.78	0.45
Canale CBSM	Unico	553.622	Tr = 200 Anni	12.33	29.26	30.91	30.45	31.21	0.000114	1.49	6.52	48.78	0.48
Canale CBSM	Unico	553.622	Tr = 500 Anni	12.40	29.28	30.95	30.59	31.27	0.00126	1.60	11.79	51.35	1.52
Canale CBSM	Unico	477.404	Tr = 50 Anni	1.45	29.33	30.94	30.48	30.12	0.002041	1.62	2.95	4.32	1.51
Canale CBSM	Unico	477.404	Tr = 100 Anni	0.11	29.33	30.49	30.49	30.01	0.003022	2.61	3.40	4.33	1.71
Canale CBSM	Unico	477.404	Tr = 200 Anni	10.33	29.33	31.71	30.73	30.95	0.01553	2.55	8.12	24.38	0.74
Canale CBSM	Unico	477.404	Tr = 500 Anni	12.40	29.33	31.34	30.34	30.99	0.01195	1.33	10.05	43.10	0.68

Fig. 18 – Tabella Riassuntiva HECRAS – In evidenza i livelli idrici raggiunti dalla corrente per i vati TR

Come si evince dalla documentazione sopra riportata, relativamente all'area d'intervento (sezioni progr. 553.62 – 477.04) la portata d'intervento risulta contenuta all'interno della sezione idraulica del canale. Questo conferma l'efficacia realizzativa del canale del Consorzio di Bonifica, avente appunto la funzione di drenare l'acqua zenitale. Nel contesto, appare evidente che la compatibilità idraulica risulta soddisfatta in quanto la quota del terreno dell'area d'intervento risulta essere circa 32.10 m.s.l.m., quindi 1.19 metri più alta rispetto al battente dell'onda di piena bicentenaria, corrispondente ad una quota di 30.91 m.s.l.m. Nel complesso, si ritiene di aver dimostrato che l'intervento nel suo complesso è da considerarsi ammissibile ai sensi delle N.A. del P.A.I. e pertanto realizzabile. Inoltre, da una analisi complessiva dello stato dei luoghi, eseguito un rilievo GPS di dettaglio, analizzate le cartografie CTR, IGM, DBMP, la cartografia comunale in scala

1:1000 e le orto-foto digitali, non stati rilevati nell'area di sedime ulteriori compluvi che possono determinare situazioni di pericolosità idraulica rispetto a quella delineata nel presente studio.

20. Conclusioni

Nel complesso, con il presente studio di compatibilità idraulica si è dimostrato che:

- L'intervento previsto in progetto consiste nella variante al P.U.C. del Comune di San Sperate avente la finalità di un cambio di destinazione urbanistica di un lotto di terreno da zona agricola "E" a zona servizi "G", finalizzato alla presentazione di un progetto per la realizzazione di una struttura tesa ad accogliere anziani non autosufficienti con esiti di patologie fisiche, psichiche, sensoriali o miste, stabilizzate, non curabili a domicilio, nonché una struttura per accogliere minori e/o adolescenti, persone con disabilità o disturbo mentale che richiedono interventi a bassa intensità sanitaria, educativa e relazionale, minori ed adulti con problematiche affettive.
- L'intervento risulta compatibile rapportato alla pericolosità idraulica del canale di dreno del Consorzio di Bonifica della Sardegna Meridionale, in quanto il battente dell'onda di piena generata dal corso d'acqua e calcolato con un Tempo di ritorno di 200 anni, non raggiunge la quota di imposta delle nuove opere, che si trovano più alte di $\sim + 1.19$ m rispetto a tale livello.
- L'intervento sottoposto all'approvazione è stato progettato rispettando il vincolo di non aumentare il livello di pericolosità e di rischio, e comunque non preclude la possibilità di eliminare o ridurre le condizioni di pericolosità e rischio connesse con la realizzazione dell'intervento;
- L'intervento avrà modo di garantire il mantenimento o il miglioramento della permeabilità dei suoli esistente adottando eventuali misure ed interventi compensativi;
- Le aree prive di insediamenti siano gradualmente dotate di adeguati sistemi di drenaggio lento delle acque meteoriche;
- Da una analisi complessiva dello stato dei luoghi, eseguito un rilievo GPS di dettaglio, analizzate le cartografie CTR, IGM, DBMP, la cartografia comunale in scala 1:1000 e le orto-foto digitali, non sono stati rilevati nell'area di sedime ulteriori compluvi che possono determinare situazioni di pericolosità idraulica rispetto a quella attualmente esistente.
- Analizzate tutte le possibili alterazioni dei regimi idraulici e della stabilità dei versanti collegate alle nuove previsioni di uso del territorio, con particolare riguardo al piano attuativo previsto in progetto, l'intervento previsto risulta ammissibile ai sensi di quanto disposto dalle Norme di Attuazione del P.A.I.

Il Geologo

Dott. Geol. Simone Manconi

L'ingegnere

Dott. Ing. Antonio Lepori

