

REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA
Assessorato dei Lavori Pubblici



Ente acque della Sardegna
Servizio Gestione Sud



Riassetto e risanamento funzionale del canale adduttore principale
alimentato dai laghi del medio Flumendosa - II° Lotto II° stralcio

Finanziamento L.R. 05.03.2008 n°3 - D.G.R. 32/15 del 04.06.2008 e Decr. Ass. LL.PP. n° 68 dle 07.08.2008

PROGETTO DEFINITIVO

Approvato con det. D. S.IN/LL.PP.
Prot. 8336 rep. 230 del 07 MAR. 2014

Relazione idrologica

Allegato :

1.2

scala:

nome file:
1.2 Relazione idrologica

Progettisti:
Ing. Maurizio Meloni
Geom. Bernardino Pitzalis



Collaboratori:
Ing. Marcello Ligas
Ing. Simona Solinas

Il Responsabile del Procedimento
Ing. Sandro Bachis

Il Direttore Generale f.f.
Ing. Franco Ollargiu

Il Direttore del Servizio Gestione Sud
Ing. Felice Soda

CAGLIARI, Settembre 2010 - Agg. Dicembre 2012



INDICE

1. Premessa.....	2
2. Inquadramento geografico.	4
3. Il bacino idrografico.....	4
4. Valutazione della portata di piena.....	5
5. Curva inviluppo dei massimi contributi unitari - Formula di Sirchia-Fassò.....	8
6. La formula di Lazzari.....	10
7. La distribuzione probabilistica TCEV.	12
8. Metodo Razionale.	14
8.1. Valutazione del tempo di corrivazione.....	16
8.2. Altezze di pioggia.	18
8.3. Valutazione del coefficiente ARF.	19
8.4. Curva di possibilità pluviometrica di Cao-Puddu.....	19
8.5. Curva di possibilità pluviometrica di Piga-Liguori.	21
8.6. Curva di possibilità pluviometrica di Deidda-Piga-Sechi.	21
8.7. Valutazione del coefficiente di deflusso Φ	25
9. Valutazione della portata di piena.....	28



1. **PREMESSA**

Gli interventi in progetto, illustrati diffusamente nella relazione tecnico-descrittiva, alla quale si rimanda per ogni maggior dettaglio, riguardano la realizzazione delle opere di messa in sicurezza delle canne del sifone di Segariu, nel tratto adiacente al manufatto di scarico, e del potenziamento delle opere di attraversamento in sottopasso del Rio Sa Mela.

Le opere di sistemazione risultano prioritarie alla luce degli eventi di piena riscontrati nel mese di Ottobre 2008 che hanno interessato i territori comunali e l'allagamento dei centri di Segariu e Furtei. In quell'occasione si sono riscontrati fenomeni di sifonamento del rilevato di copertura delle canne dei sifoni Ø 3200 in c.a.p., dovuti alle acque di pioggia convogliate dal rio Sa Mela che nel superare lo sbarramento creato dalle canne dei sifoni hanno scalzato il ricoprimento in terra mettendo a nudo parte delle canne dei sifoni, a monte e a valle del manufatto di scarico. Gli eventi registrati hanno messo in evidenza il rilevante mutamento dell'idrologia superficiale della zona e dei relativi parametri idrologici e la necessità di adeguare le infrastrutture esistenti destinate allo smaltimento delle acque meteoriche, realizzate anni orsono, alle mutate esigenze e normative tecniche di settore.

Nell'occasione le acque meteoriche, associate ad eventi di piena di particolare rilevanza, hanno creato un piccolo invaso a monte dei sifoni, le cui acque sono state smaltite in parte attraverso lo scatolare esistente ed in parte hanno superato lo sbarramento privando in alcuni tratti le tubazioni esistenti del materiale di rinterro. Ciò ha messo in risalto la duplice esigenza di:

- adeguare da un lato la potenzialità di smaltimento del sottopasso esistente a valori più consoni alla mutate vicende idrologiche ed in conformità alla circolare sulle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008;
- mettere in sicurezza le canne del sifone ripristinando il rinterro in forma definitiva non con materiale incoerente erodibile, come risulta allo stato attuale, ma con opere definitive in grado di non essere scalzate dall'azione di trasporto dell'acqua drenata dal bacino imbrifero.

Nel rispetto delle attuali esigenze e delle conseguenti priorità indicate dell'amministrazione a seguito degli eventi che hanno caratterizzato le fasi di



esercizio del canale e delle tecniche di risanamento già utilizzate con successo nelle opere di riassetto già realizzate, gli interventi del II° stralcio in progetto riguardano il tratto di canale realizzato con sifone, presso lo scatolare, sottostante le canne del sifone, che convoglia il rio Sa Mela verso l'abitato di Segariu e riguardano in particolare:

- Lavori di posa di un nuovo rivestimento lapideo delle canne del sifone da realizzare con gabbioni a scatola e materassi tipo Reno, per uno sviluppo di circa 80 m, in prossimità dell'esistente pozzetto di scarico, finalizzati a mettere in sicurezza le due tubazioni del Ø 3200 mm in modo definitivo onde evitare i fenomeni di sifonamento e scalzamento del terreno di copertura dovuto agli eventi meteorologici che potranno interessare la zona ed il possibile danneggiamento delle tubazioni del sifone;
- Opere di potenziamento del sottopasso esistente, di dimensione 3x2 mq, consistenti nella infissione con tecnica spingitubo, in adiacenza allo scatolare, di due condotte del Ø 2200 mm in acciaio, finalizzate a ridurre le situazioni di potenziale pericolo nei casi di accumulo di acqua a monte dei sifoni e conseguente ampliamento delle opere di invito a monte e di sbocco a valle dell'attraversamento.

Con riferimento al D.M. 14.01.2008 già citato, è stato redatto lo studio di compatibilità idraulica, nella stesura richiesta per nuovi manufatti, quali ad esempio i ponti stradali, ai sensi del P.A.I., ed è stata presa come base di riferimento per il dimensionamento delle tubazioni da posare in parallelo allo scatolare, la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni. E' stata inoltre valutata la portata massima smaltibile dalla nuova opera di attraversamento potenziata ed il corrispondente tempo di ritorno.

Va osservato che gli interventi in progetto non ricadono su aree di pericolosità idrogeologica perimetrate dal PAI e pertanto non si renderebbe necessaria la redazione della relazione di compatibilità idraulica. Tuttavia, in linea con le prescrizioni richiamate dall'articolo 23 delle norme di attuazione del P.A.I., tale strumento di studio e pianificazione, consigliato in tutti i casi che richiedono un'attenta valutazione della risposta idraulica, idrologica, degli effetti sulla stabilità e l'equilibrio dei versanti e sulla permeabilità delle aree interessate, si rende necessario per valutare gli effetti che induce sul deflusso delle acque



meteoriche la realizzazione degli interventi in progetto.

Verrà pertanto di seguito illustrato il funzionamento idraulico del Rio Sa Mela a seguito dell'esecuzione delle opere di cui trattasi.

2. **INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.**

La base cartografica utilizzata per il seguente studio è la seguente:

- Foglio 558-III, 567-IV in scala 1:25'000, editi dall'Istituto Geografico Militare Italiano nel 1992 su rilevamento aerofotogrammetrico del 1987;

3. **IL BACINO IDROGRAFICO.**

Il bacino idrografico per la sezione di chiusura posta all'ingresso dell'opera in progetto, è riportata nella seguente immagine:

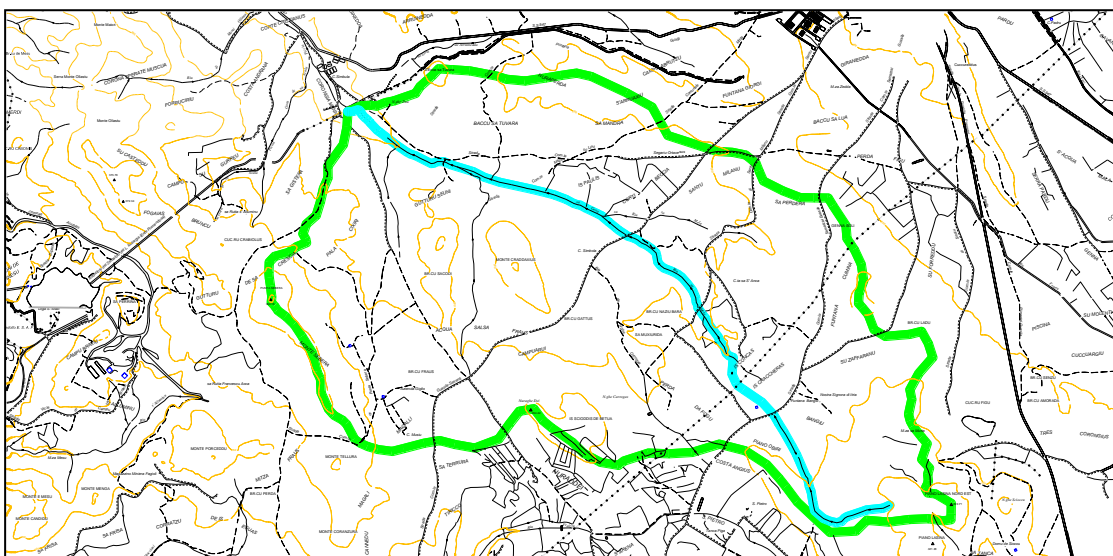


Fig.1 – Bacino idrografico Rio Sa Mela

Le caratteristiche principali del bacino esaminato sono stati riassunti nella tabella seguente:



DATI BACINO RIO SA MELA			
superficie	A	km ²	10.8
lunghezza asta principale	L	km	5.55
pendenza asta principale	j	m/m	0.019
quota della sezione terminale	H ₀	m slm	143.49
altitudine media	H _m	m slm	206.2
pendenza media bacino	p		
velocità corrente	v	m/s	1.0
y sirchia-fassò	Ps		0.6
frattile lognormale standardizzata	u		0.000
esposizione_lazzari (0=occ; 1=or.)			0
areal reduction factor	ARF		0.941
gruppo cao-puddu/piga-liguori	Gr		1
sottozona pig-a-deidda-sechi	SZO		2
pioggia indice giornaliera	Hg	mm	50
tempo di formazione del deflusso	Ta	h	0.00
estensione della pioggia prima e dopo	Dp	h/h	0.00
curve number	CN		93
stima del massimo invaso del suolo	S'		19.12
altezza ragguagliata perdite iniziali	l _a		3.82

4. 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 istudio 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 della Sardegna, la consistenza dei dati di portata disponibili, unitamente alla frequente necessità di dover stimare le portate in sezioni non osservate, suggerisce che la stima della portata di piena ad assegnata frequenza in ciascuna sezione idrologica debba essere determinata attraverso il confronto



critico tra metodologie dirette, indirette e metodi empirici e studi specialistici locali, metodologie che dovranno essere confrontate con i dati osservati ove disponibili.

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 riportati, mentre la portata di piena Q è espressa sempre in m^3/s .



5. **CURVA INVILUPPO DEI MASSIMI CONTRIBUTI UNITARI - FORMULA DI SIRCHIA-FASSÒ.**

Tuttora utilizzata dal servizio idrografico per valutare la portata massima prevedibile in una sezione, il metodo consiste nel tracciare la curva o la superficie inviluppo dei punti rappresentanti i massimi valori dei contributi di piena in funzione di uno o più parametri morfologici del bacino. Sulla base delle osservazioni ad allora effettuate, la prima formulazione della curva per la Sardegna fu data da Sirchia. L'autore era dell'avviso che i valori di portata così calcolati fossero utilizzabili per la determinazione delle massime portate prevedibili per i bacini più impervi e rocciosi mentre, per gli altri, si dovesse far ricorso all'applicazione di un opportuno coefficiente di riduzione.

La curva dei massimi valori fu in seguito aggiornata da Fassò tenendo in conto, in particolare, dei valori di portata registrati durante la piena catastrofica dell'ottobre 1951.

La portata di piena per un bacino di superficie pari ad S chilometri quadrati è data da:

$$Q = \Psi \cdot q \cdot S$$

dove:

- Ψ è il coefficiente di riduzione;
- q è il massimo contributo unitario, espresso in $\text{m}^3/(\text{s km}^2)$;
- S è la superficie del bacino, espressa in Km^2 .

Per la valutazione dei massimi contributi unitari sono inoltre suggerite le seguenti espressioni analitiche:

$$q = \Psi \cdot 45.8 \cdot S^{0.894} \quad (\text{per } S < 20 \text{ km}^2)$$

$$q = \Psi \cdot 207 \cdot S^{0.4} \quad (\text{per } S > 20 \text{ km}^2)$$

Sulla base delle indicazioni di Sirchia e con alcune considerazioni integrative è inoltre riportata la distribuzione geografica delle zone della Sardegna (Fig. 4) nelle quali il coefficiente Ψ si possa considerare compreso tra 0.8 ed 1.0, tra 0.6 e 0.8 e tra 0.4 e 0.6.

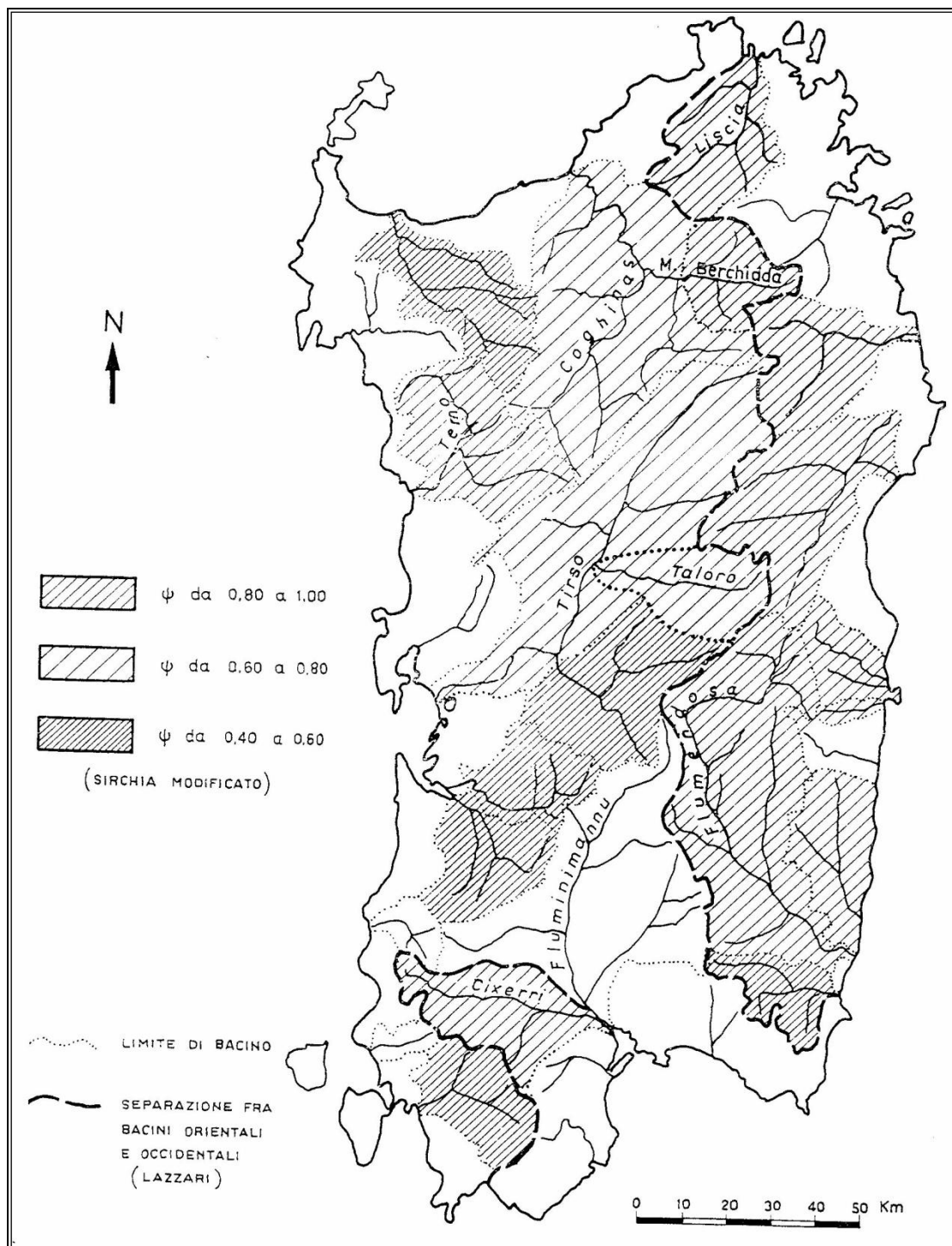


Figura 2. Mappatura del coefficiente Ψ di Sirchia-Fassò



Per il bacino in esame il valore di Ψ non viene fornito (la zona in cui ricadono i bacini in esame non è campita). Per la sua determinazione si è fatto ricorso alla similitudine con i bacini limitrofi per cui è noto il valore di detto coefficiente; può apparire abbastanza cautelativo adottare per Ψ un valore pari a 0.6.

Si precisa che nella formula di Sirchia-Fassò è assente qualunque riferimento probabilistico, per cui alla portata di piena stimata non è possibile associare alcun tempo di ritorno.

6. LA FORMULA DI LAZZARI.

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:

$$Q = 10^{(\mu + u \cdot \sigma)}$$

dove:

- μ e σ sono i parametri della distribuzione lognormale delle portate;
- 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 Hm , differentemente per i bacini aventi esposizione orientale e occidentale, e precisamente:

(per i bacini aventi esposizione orientale)

$$\mu = 0.746 \cdot \log(S \cdot Hm) - 1.781$$

$$\sigma = 0.4413$$

(per i bacini aventi esposizione occidentale)

$$\mu = 0.956 \cdot \log(S \cdot Hm) - 2.995$$



$$\sigma = 0.3583$$

con la limitazione di applicabilità:

$$S \cdot Hm > 50000$$

Il bacino in studio ha un'esposizione occidentale.



7. LA DISTRIBUZIONE PROBABILISTICA TCEV.

Uno studio probabilistico regionalizzato dei dati di portata massima annua registrati nei bacini osservati in Sardegna elaborato più recentemente è basato sulla distribuzione probabilistica TCEV, data dalla seguente espressione:

$$p = \exp\left(-\Lambda_1 e^{-x/\theta_1} - \Lambda_2 e^{-x/\theta_2}\right)$$

dove **p** indica la probabilità di non superamento che si verifichi la portata di piena x relativa a quel determinato tempo di ritorno.

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

(per tutti i bacini della Sardegna)

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

$$\lambda = \lambda_2/\lambda_1^{1/\theta} = 0.3938$$

(per i bacini con esposizione occidentale)

$$\lambda_1 = 6.286$$

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

(per i bacini con esposizione orientale)

$$\lambda_1 = 4.571$$

$$\theta_1 = 1.7677 S^{0.6452}$$

Il bacino in studio, ha un'esposizione occidentale.

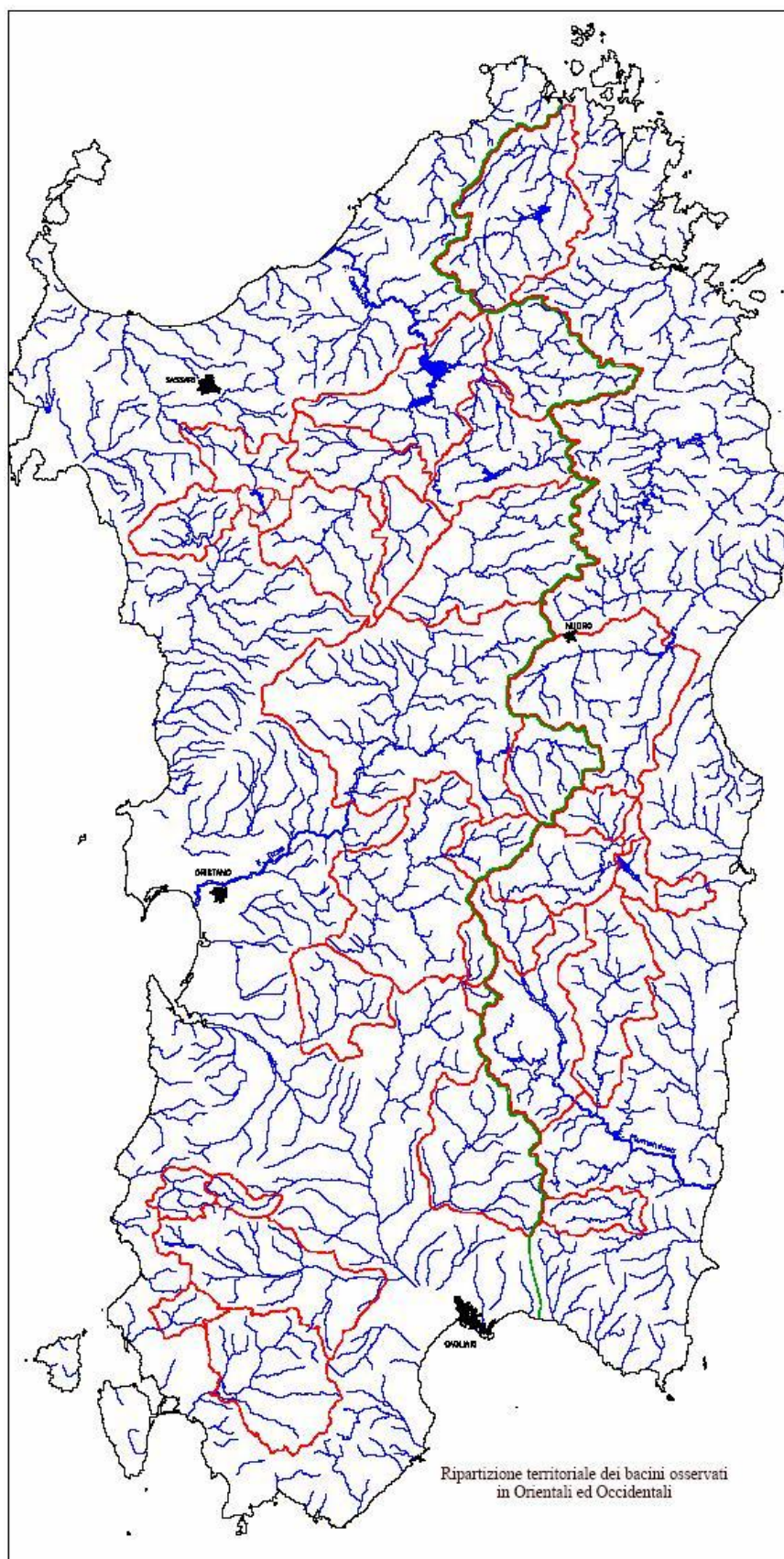


Figura 3. Definizione delle zone occidentale e orientale idrologicamente omogenee in base all'analisi Regionale condotta sui bacini evidenziati in rosso



8. 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:

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

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 ragguaglio delle piogge all'area ed esprime il rapporto tra l'altezza di pioggia media su tutto il bacino e l'altezza di pioggia in un punto al suo interno, valutati a parità di durata e di tempo di ritorno;
- S è la superficie del bacino, espressa in Km²;
- T_c 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 m³/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:

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



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

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

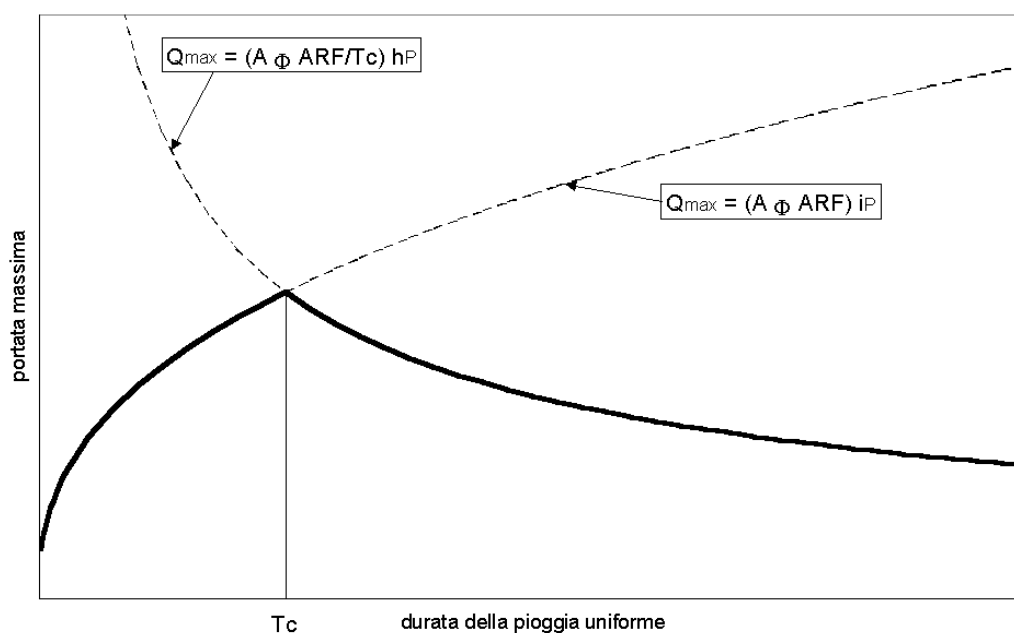


Fig. 4- Valore della portata massima nella sezione terminale del bacino al variare della durata di una precipitazione uniforme, a parità di ARF e F .

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.



8.1. **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 corrvazione 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:

Formula VAPI-Sardegna

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

dove:

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



Dal confronto tra i valori dei tempi di corrivazione stimate con quest'ultima formula e quelli di cui sopra, risulta che i tempi stimati con quest'ultima formula, per i bacini di minore estensione, risultano superiori ai tempi stimati con le espressioni empiriche date precedentemente, mentre per i bacini maggiori sono in discreto accordo con i valori che si ottengono.

In definitiva, nell'applicare la formula razionale per la valutazione della portata di piena, si può ritenere che la formula VAPI Sardegna fornisca un accettabile approssimazione del tempo di corrivazione per i bacini di adeguata estensione, mentre, in alternativa, si può suggerire la formula del Pasini. Comunque data la elevata empiricità delle formule, testimoniata anche dalla eterogeneità delle stime, risulta generalmente cautelativo assumere il valore più critico, cioè il più piccolo dei valori tra quelli calcolati.

Per il bacino in esame l'applicazione delle formule sopra elencate ha condotto ai seguenti valori del tempo di corrivazione:

TEMPO DI CORRIVAZIONE		
Formula del Viparelli	ore	1.54
Formula di Giandotti	ore	3.39
Formula di Ventura	ore	3.06
Formula di Pasini	ore	3.10
Formula di VAPI	ore	5.42

Per il calcolo della portata di piena è stato adottato in via cautelativa il tempo di corrivazione ottenuto con la formula del Ventura, pari a 3.06 ore.

8.2. ***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.



8.3. **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:

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

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

dove

- T_c è il tempo di corrivazione, espresso in ore;
- S è la superficie del bacino, espressa in Km^2 .

8.4. **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 $H(\cdot)$ 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

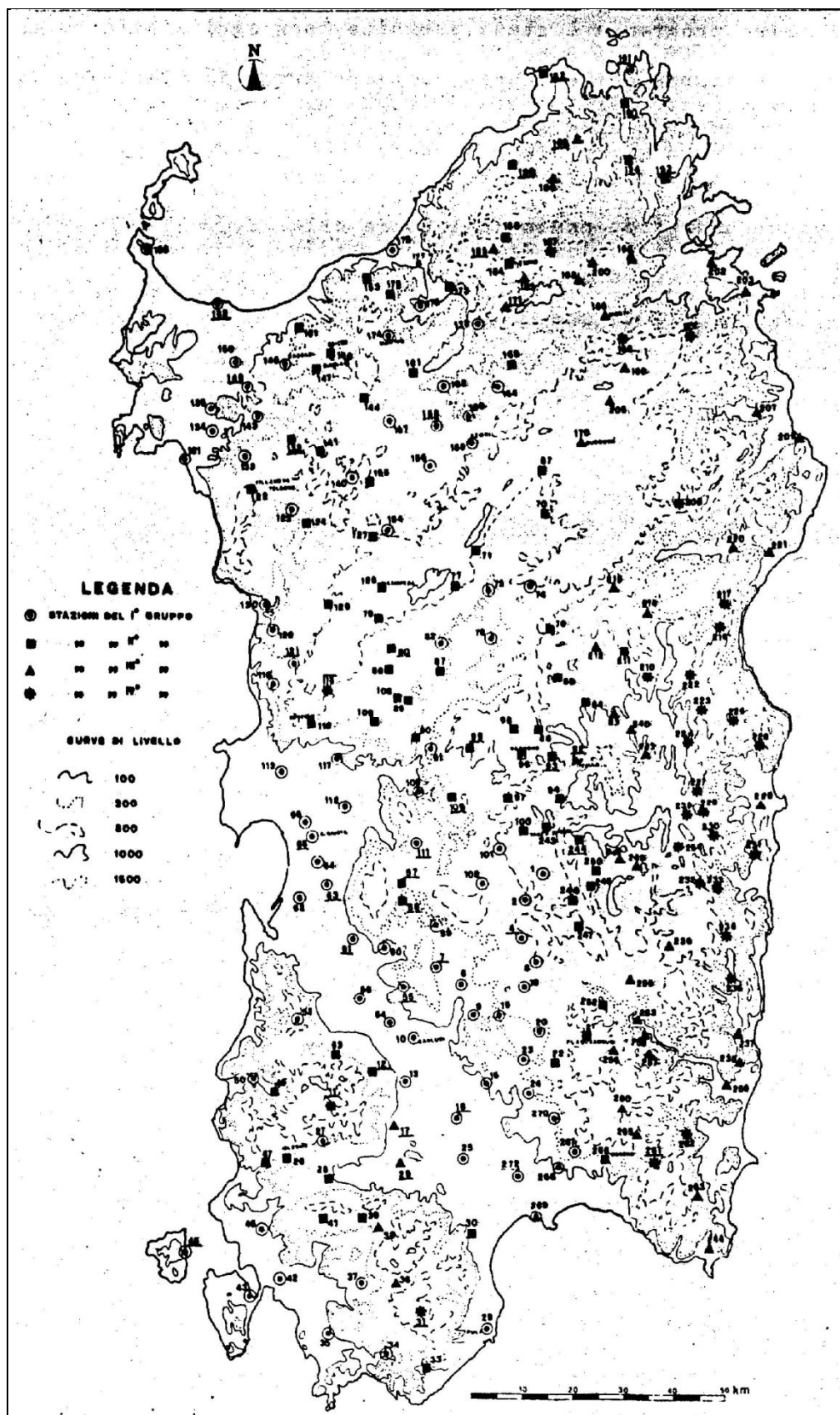


Figura 5. Stazioni pluviografiche e individuazione delle zone omogenee secondo la curva di possibilità pluviometrica di Cao-Puddu



8.5. **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

8.6. **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 (fig.5).

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

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

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 sottozone di appartenenza:



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

per la sottozona 1:

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

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

per la sottozona 2:

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

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

per la sottozona 3:

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

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

- per tempi di ritorno $Tr > 10$ anni

per la sottozona 1:

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

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

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

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:

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

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

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

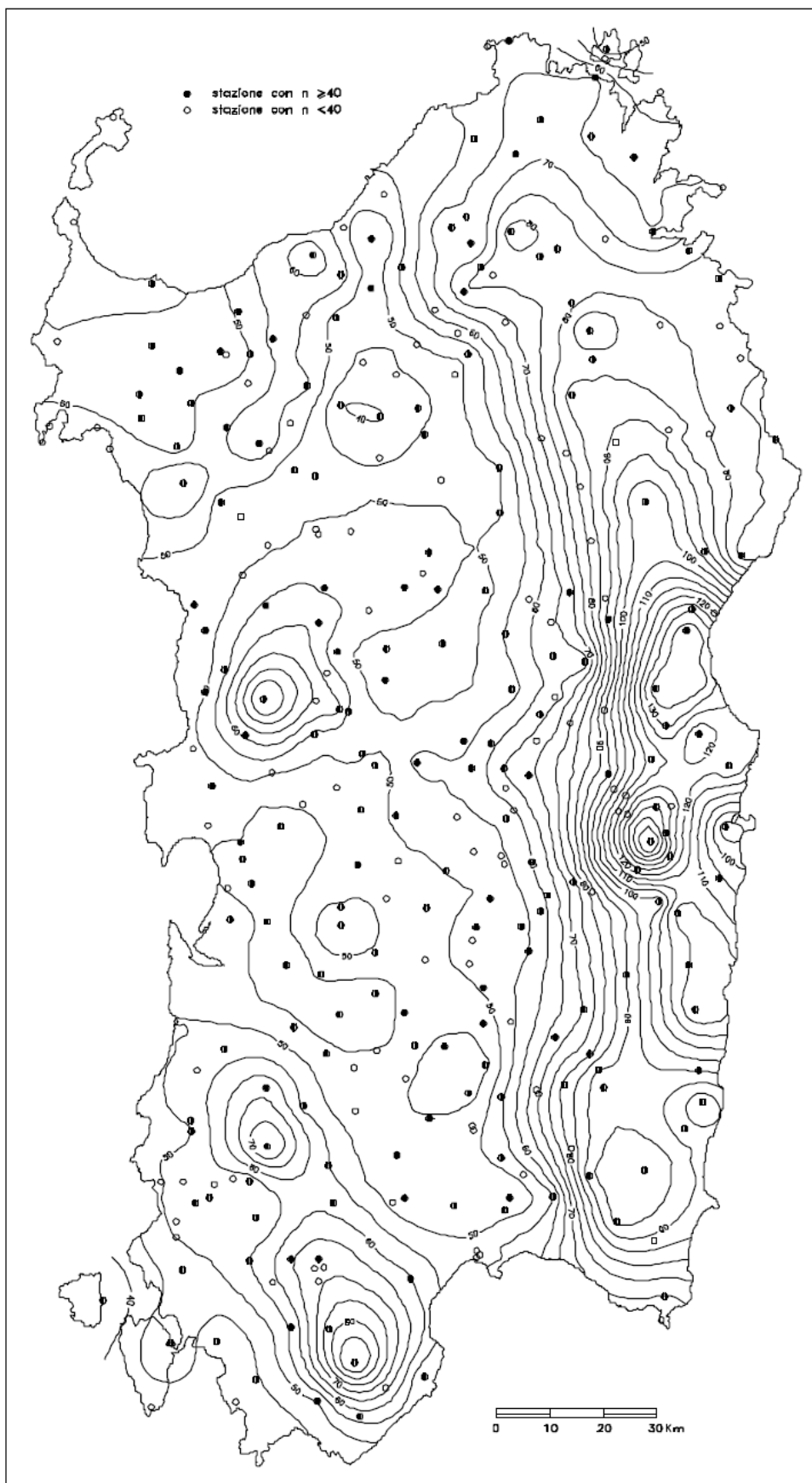


Figura 6. Carta delle piogge indice giornaliera

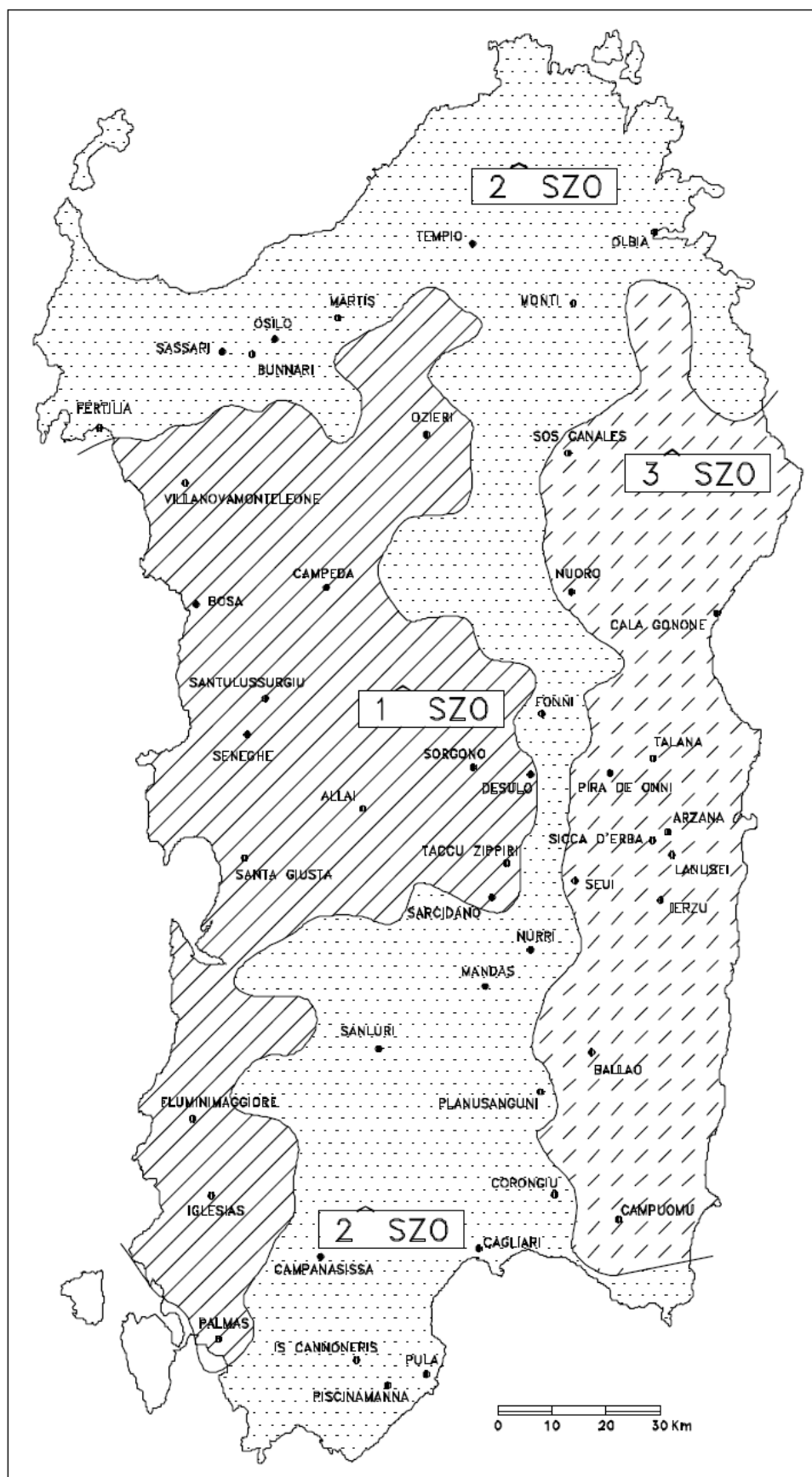


Figura 7. Carta delle sottozone



8.7. **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			
Terreno Residenziale			A	B	C	D
Zone urbane	85% impermeabile	qualsiasi	89	92	94	95
Zone industriali	72% impermeabile	" "	81	88	91	93
Case a schiera	65% impermeabile	" "	77	85	90	92
Ville isolate	25% impermeabile	" "	54	70	80	85
Parcheggi	100% impermeabile	" "	98	98	98	98
Parchi	75% a verde	" "	39	71	74	80
Strade pavimentate	Con cunette e fognatura	" "	98	98	98	98
Strade in macadam	---	" "	76	85	89	91
Strade sterrate	---	" "	72	82	87	89
Terreno Agricolo						
Prato stabile	---	qualsiasi	77	86	91	94
Seminativo	Solchi a rittocchino	Cattive	65	76	84	88
Seminativo	Solchi a rittocchino	Buone	63	75	83	87
Seminativo	Solchi a traversochino	Cattive	63	74	82	85
Seminativo	Solchi a traversochino	Buone	61	73	81	84
Seminativo	Terrazzato	Cattive	61	72	79	82
Seminativo	Terrazzato	Buone	59	70	78	81
Pascolo	---	Cattive	68	79	86	89
Pascolo	---	Discrete	49	69	79	84
Pascolo	---	Buone	39	71	64	80
Erbaio	---	qualsiasi	30	58	71	78
Terreno boschivo	---	Cattive	45	66	77	83
Terreno boschivo	---	Discrete	36	60	73	79
Terreno boschivo	---	Buone	25	55	70	77

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 bacino del Rio Sa Mela non ricade nel centro urbano ma solamente in terreno agricolo, o seminativo o boschivo. Il valore di CN ragguagliato suddividendo le varie tipologie di superfici, è risultato pari a 93.

9. VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA.

Ai fini del presente studio, teso a stimare le portate allo scopo di valutare gli eventuali cambiamenti idrologici a seguito della realizzazione delle opere previste in progetto, si ritiene di dover fare riferimento alla portata di piena avente tempo di ritorno di 200 anni, in conformità dei valori assunti nel Piano di Assetto Idrogeologico della Regione Sardegna per la definizione delle aree a rischio idraulico.

I valori ottenuti con i metodi sopra descritti sono riassunti nella seguente tabella:

METODO	Tr	Tr	Tr	Tr	Tr	Tr	Tr	Tr	Tr
	2	5	10	50	100	200	500	1000	10000
FORMULA DI SIRCHIA-FASSO'	229.67	229.67	229.67	229.67	229.67	229.67	229.67	229.67	229.67
FORMULA DI LAZZARI	1.60	3.20	4.60	8.70	10.89	13.38	16.19	20.45	34.35
TCEV	0.64	8.60	14.62	28.60	34.62	40.64	46.66	54.62	74.62
RAZIONALE CAO-PUDDU	11.78	20.23	26.26	40.36	46.62	53.05	59.67	68.72	93.14
RAZIONALE PIGA-LIGUORI	11.21	19.14	24.77	37.89	43.70	49.66	55.77	64.12	86.59
RAZIONALE DEIDDA-PIGA-SECHI	11.98	19.90	26.25	44.52	52.80	61.17	69.60	80.82	109.26



Per la scelta della portata di piena da adottare, si può ritenere di poter scartare innanzitutto sia il metodo di Sirchia-Fassò, in quanto già scarsamente attendibile in partenza, sia i metodi di Lazzari e TCEV, in quanto, forniscono stime della portata di piena molto difformi dagli altri metodi.

In merito al Metodo Razionale, sebbene caratterizzato dai problemi riguardo l'incertezza delle valutazioni relative ai tempi di corrivazione, alle precipitazioni ragguagliate e alle entità di piogge nette, i valori delle portate di piena così stimate con le diverse curve di possibilità pluviometrica, non presentano grosse differenze. In questo contesto, si può ritenere sufficientemente attendibile stimare le portate di piena con questa metodologia, riferendosi alle curve di possibilità pluviometrica di Deidda-Piga-Sechi.