

DISMISSIONE DELLA DIGA DI BUNNARI BASSO E PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI SISTEMAZIONE IDRAULICA CONNESSE

STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

MANDATARIA:

 **Lombardi**

Lombardi Ingegneria S.r.l.
Ing. Carlo SILVESTRI

MANDANTI:

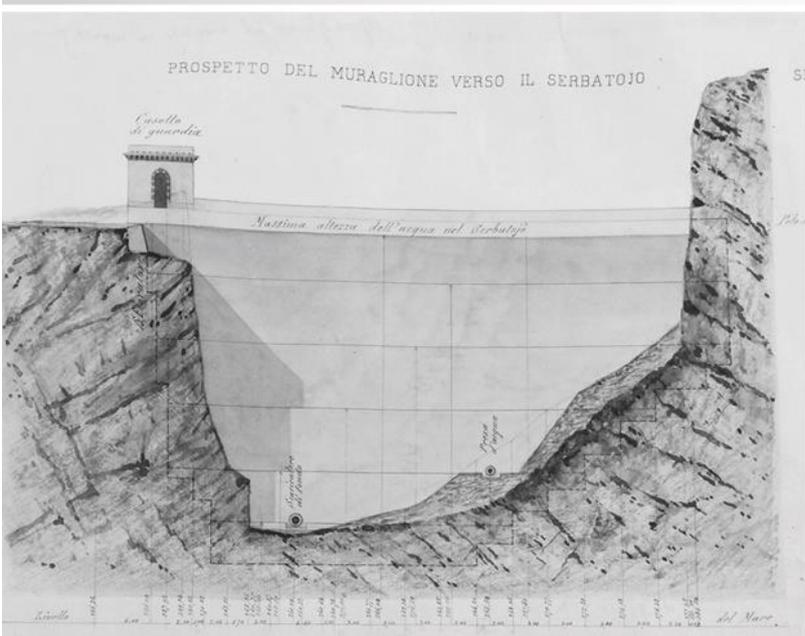
 **TECENTRAL**

 **Metassociati**
architettura ingegneria urbanistica

 **Lombardi**

Lombardi SA Ingegneri Consulenti

Archeologo N. FADDA



IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione idrologica

2020_0275_002_IDR_R001_1



COMUNE DI SASSARI

SETTORE LAVORI PUBBLICI E MANUTENZIONE
DEL PATRIMONIO COMUNALE

**DISMISSIONE DELLA DIGA DI BUNNARI BASSO E PROGETTAZIONE DELLE OPERE
DI SISTEMAZIONE IDRAULICA CONNESSE
STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA**

0	23.08.2021	Emissione finale	M. Lora	M. Lora	C. Silvestri
0	15.06.2021	Versione iniziale	M. Pasinato / G. Massera / M. Lora	M. Lora	C. Silvestri
Versione	Data	Modifica	Redatto	Verificato	Approvato

MANDATARIA:

MANDANTI:

 **Lombardi**

Lombardi Ingegneria S.r.l.

 **FESERTEC**

 **Metassociati**
architettura ingegneria urbanistica

 **Lombardi**

Lombardi SA Ingegneri Consulenti

**ARCHEOLOGO
N. FADDA**



Indice

1	INTRODUZIONE	1
2	APPROCCIO METODOLOGICO	4
2.1	ANALISI PLUVIOMETRICA	4
2.2	PORTATE AL COLMO E IDROGRAMMI DI PIENA	4
3	NORMATIVA E STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE	5
3.1	SCELTA DEL PERIODO DI RITORNO	5
4	INFORMAZIONI PREGRESSE	5
4.1	STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO 1998	5
5	BACINO IDROGRAFICO CONTRIBUENTE	7
5.1	CARATTERISTICHE GEOGRAFICHE E MORFOLOGICHE	7
5.2	CENNI DI USO DEL SUOLO	10
6	PROCEDIMENTI E METODI DI CALCOLO	12
6.1	MASSIMA PRECIPITAZIONE	12
6.1.1	<i>Metodo Regionalizzato</i>	13
6.1.2	<i>Riduzione areale (coefficient ARF)</i>	18
6.1.3	<i>Metodo di stima della precipitazione netta</i>	19
6.2	DURATA DI PIOGGI CRITICA	20
6.3	PORTATE AL COLMO	22
6.3.1	<i>Metodi Diretti</i>	22
6.3.2	<i>Metodo Indiretto Razionale</i>	24
6.3.3	<i>Metodo Indiretto dell'idrogramma unitario istantaneo di Clark (Clark IUH)</i>	25
7	STIMA DELLA MASSIMA PRECIPITAZIONE	29
7.1	SCELTA DEL METODO DI STIMA	29
8	PORTATE AL COLMO E IDROGRAMMI DI PIENA	32
8.1	METODI DIRETTI	32
8.1.1	<i>Metodo di Lazzari</i>	32
8.1.2	<i>Metodo TCEV</i>	33
8.2	METODI INDIRETTI	33
8.2.1	<i>Metodo Indiretto Razionale</i>	34
8.2.2	<i>Metodo Clark IUH – letogramma costante</i>	34

MANDATARIA:

MANDANTI:



**DISMISSIONE DELLA DIGA DI BUNNARI BASSO E PROGETTAZIONE DELLE OPERE
DI SISTEMAZIONE IDRAULICA CONNESSE
STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA**

COMUNE DI SASSARI
SETTORE LAVORI PUBBLICI E MANUTENZIONE
DEL PATRIMONIO COMUNALE

8.2.3	<i>Metodo Clark IUH – Ietogramma Chicago</i>	35
8.3	ALTRI PERIODI DI RITORNO	37
9	INTERBACINO	38
10	CONCLUSIONI	39
11	BIBLIOGRAFIA	40

MANDATARIA:

 **Lombardi**
Lombardi Ingegneria S.r.l.

MANDANTI:



 **Metassociati**
architettura ingegneria urbanistica

 **Lombardi**
Lombardi SA Ingegneri Consulenti

ARCHEOLOGO
N. FADDA



1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione si descrive l'analisi idrologica effettuata per il bacino contribuente sotteso dalle dighe di Bunnari Alto e Bunnari Basso, sull'omonimo Rio Bunnari. L'obiettivo primario dell'analisi è stimare la portata di picco dell'opera di diversione in corrispondenza della diga di Bunnari Basso: nel presente studio, pertanto, si stimano gli idrogrammi di piena in arrivo alla diga di Bunnari Alto e nel bacino intercluso tra le due dighe.

Tali idrogramma costituiranno il riferimento per l'ottenimento dell'idrogramma dimensionante dell'opera di bypass.

Il Rio Bunnari è un affluente in destra del Rio Màscari, il quale a sua volta è un affluente in destra del Mannu di Porto Torres, uno dei corsi d'acqua più importanti della Sardegna.

Si riporta brevemente in questa prima sezione la ricostruzione storica che ha portato alla realizzazione di questo sistema.

Lo sbarramento di Bunnari Basso, completato nel 1878, fu l'elemento essenziale del sistema acquedottistico idropotabile della città di Sassari. Esso fu infatti concepito in modo da garantire la portata minima di approvvigionamento e venne realizzato assieme all'edificio di filtrazione, posto immediatamente a valle della diga, e al tunnel/acquedotto, lungo circa 5 km, che riforniva il serbatoio di arrivo a servizio della rete di distribuzione della città. Si tratta della terza diga realizzata in Italia, con tecnologie oramai superate; questa è una diga a gravità, con corpo realizzato in pietrame trachitico e malta di calce, con rivestimento interno intonacato ed esterno in muratura faccia a vista listata. Il coronamento della diga presenta uno sviluppo rettilineo (Figura 1-1).



Figura 1-1 - Vista del paramento di valle e dello scarico di fondo della diga Bunnari Basso

MANDATARIA:

MANDANTI:

1



Lo sbarramento di Bunnari Alto venne invece terminato nel 1932, per sopperire alle carenze idriche della città. Questo fu realizzato a meno di 1 km verso monte dalla diga di Bunnari Basso e, per oltre 70 anni, ha permesso di risolvere i problemi idrici della città.

Anche questa è una diga a gravità, realizzata in pietrame e cemento, con paramento interno intonacato ed esterno in muratura faccia vista listata. Il raggio di curvatura planimetrico in corrispondenza del coronamento è di 1.5 m (Figura 1-2).



Figura 1-2 - Vista del paramento di valle e degli organi di sfioro della diga Bunnari Alto

Un inquadramento planimetrico esplicativo che permette di meglio inquadrare il sistema delle due dighe rispetto all'abitato di Sassari è mostrato in Figura 1-3.

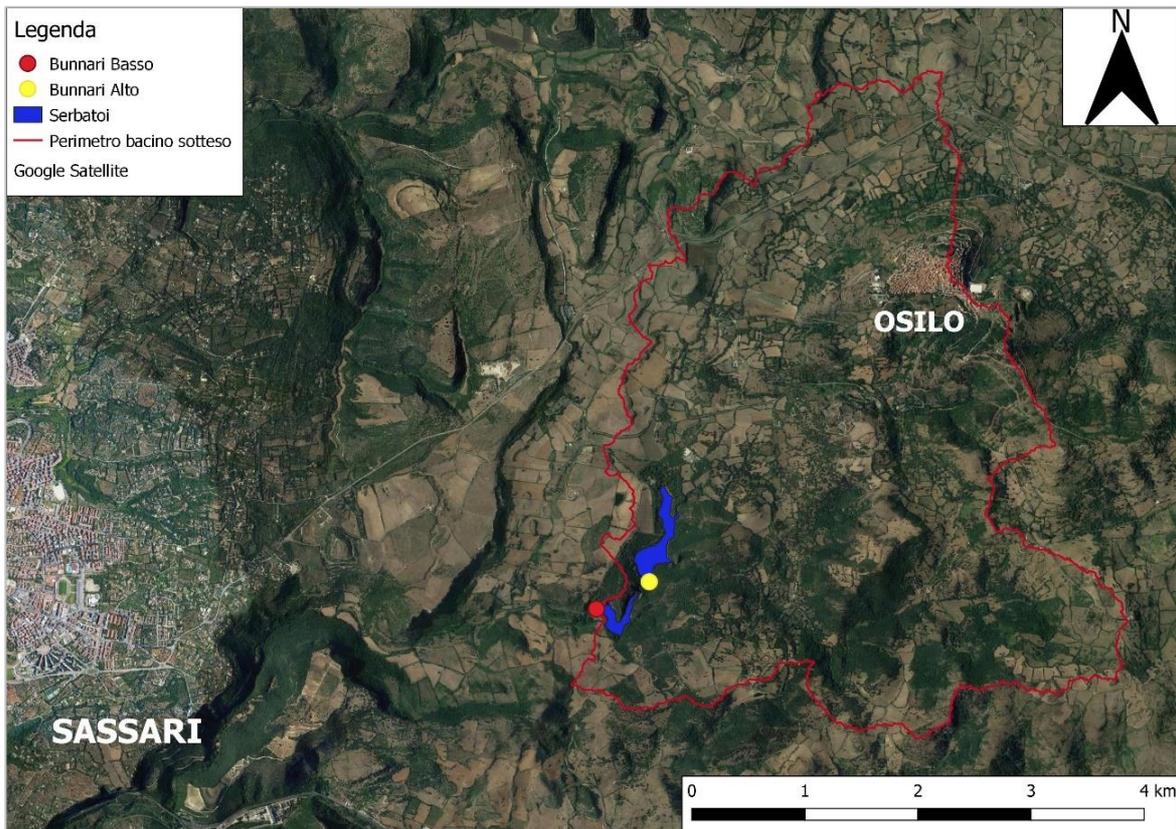


Figura 1-3 - Localizzazione delle dighe e del bacino sotteso rispetto alla città di Sassari

L'obiettivo dell'analisi è, come già detto, quello di stimare l'idrogramma di piena con la massima portata associata ad un determinato periodo di ritorno in arrivo alla sezione dello sbarramento di Bunnari Alto. Successivamente, viene stimato l'idrogramma generato dall'interbacino tra i due sbarramenti.

Viene dapprima effettuato uno studio delle precipitazioni cumulate per diverse durate e per diversi periodi di ritorno (T_R) dell'evento meteorico, volto a costruire le Curve di Possibilità Pluviometrica (CPP). Successivamente, si illustrano gli idrogrammi di piena stimati, in funzione del tempo di precipitazione critico calcolato per il bacino.

La stima degli idrogrammi è svolta sia con metodologie indirette, basate sulla trasformazione degli afflussi meteorici in portate defluenti alla sezione di interesse, sia utilizzando metodi di stima diretti. Per le metodologie indirette, viene fatta l'assunzione che le portate calcolate abbiano lo stesso tempo di ritorno delle piogge che le hanno generate (linearità della trasformazione). In questo caso, gli idrogrammi, che successivamente saranno utilizzati per la verifica idraulica delle opere, vengono ricavati applicando diversi tipi di idrogramma, in modo da individuare la condizione più gravosa per il bacino.



2 APPROCCIO METODOLOGICO

La presente relazione idrologica è sviluppata secondo l'evoluzione concettuale e strutturale di seguito riportata.

2.1 ANALISI PLUVIOMETRICA

Per la costruzione delle Curve di Possibilità Pluviometrica (CPP), dato di partenza per la stima degli idrogrammi, sono stati utilizzati e confrontati tra loro più metodi di stima, elencati di seguito con una loro breve descrizione:

- Metodo *TCEV*:

Questo metodo si basa sulla distribuzione di probabilità TCEV (Two Components Extreme Values), nella quale la probabilità di non superamento è data dalla miscela di due distribuzioni esponenziali. In particolare, questa corrisponde al prodotto tra due distribuzioni di Gumbel. Una prima distribuzione caratterizza i valori più frequenti, mentre la seconda caratterizza la componente eccezionale. Il metodo è adottato nel VAPI Sardegna, per la stima delle portate e delle precipitazioni con assegnato periodo di ritorno. La peculiarità di questo metodo è quella di avere una strutturazione regionale e gerarchica.

- Metodo *GEV*:

Il modello utilizzato in questa metodologia di stima si basa sulla distribuzione di probabilità GEV (Generalized Extreme Values), che segue un approccio geostatistico per l'individuazione di dati incogniti relativi al parametro di forma, di scala adimensionale e della cosiddetta pioggia indice giornaliera.

I risultati di questi metodi vengono in seguito criticamente analizzati e confrontati, anche con quanto emerso da analisi pregresse, in modo da attribuire un ragionevole grado di affidabilità alla scelta delle CPP di progetto, attraverso le quali viene poi stimata la portata al colmo per i metodi indiretti.

2.2 PORTATE AL COLMO E IDROGRAMMI DI PIENA

Per la stima delle portate massime e degli idrogrammi in arrivo alla sezione della diga di Bunnari Alto e Basso sono stati svolti i seguenti procedimenti:

- *Metodi diretti*:

Vengono dapprima applicati i metodi di stima diretta della portata di piena, descritti negli strumenti di pianificazione riferiti alla regione Sardegna. Questi si basano sulle caratteristiche del bacino analizzato, applicando coefficienti ricavati dalle osservazioni idrometriche dei principali bacini regionali, che possono essere adattati ai diversi sottobacini.

- *Metodi indiretti*:

La stima della portata massima e degli idrogrammi viene effettuata applicando diversi metodi ad afflussi/deflussi, tra i quali il più semplice è il noto *metodo razionale* (o della *corrivazione*). Questo considera un idrogramma di precipitazione costante per tutta la durata dell'evento, sebbene gli eventi reali, ed in particolare quelli intensi, presentino una variabilità temporale molto accentuata.



Perciò viene implementato, attraverso l'utilizzo del software di analisi HEC-HMS, il metodo dell'*idrogramma unitario di Clark*, al quale vengono applicati sia uno ietogramma costante che uno ietogramma di tipo Chicago. I risultati ottenuti con questo metodo risultano essere più accurati di quelli ottenuti col metodo razionale.

I metodi descritti saranno confrontati tra loro, analizzando i risultati per il periodo di ritorno di riferimento da considerarsi per gli sbarramenti in esame. Il metodo che produrrà l'idrogramma di piena più gravoso verrà utilizzato per stimare anche gli idrogrammi di tutti gli altri periodi di ritorno.

3 NORMATIVA E STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE

Per lo svolgimento dell'analisi idrologica e il calcolo delle portate di piena sono stati utilizzati gli strumenti di pianificazione territoriale e idraulica emessi dalla Regione Sardegna. Tra questi, in particolare, si è fatto riferimento al Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) regionale e al Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF), che costituiscono un riferimento primario per la trattazione dell'analisi idrologica.

Per stabilire le conformità della diga di Bunnari Alto e Bunnari Basso alle norme tecniche attualmente vigenti in materia di progettazione, costruzione ed esercizio di sbarramenti di ritenuta, è stato fatto riferimento a

- **D. M. 26 giugno 2014** - "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)".

Il decreto dà indicazioni sulla progettazione e caratterizzazione *idraulica* delle opere, ma descrive anche le sollecitazioni, strutturali ed idrauliche, che devono essere considerate nella rivalutazione idrologica del bacino afferente allo sbarramento.

3.1 SCELTA DEL PERIODO DI RITORNO

Le analisi vengono svolte per i seguenti periodi di ritorno: **50, 100, 200, 500 e 1000 anni**.

Il dimensionamento idraulico dell'opera di by-pass, presentata nella RELAZIONE IDRAULICA, è svolta con riferimento all'evento millenario (TR=1000 anni).

4 INFORMAZIONI PREGRESSE

In questa sezione vengono riportate le principali informazioni pregresse sui bacini sottesi agli sbarramenti sul Rio Bunnari. Tali informazioni sono state reperite da fonti storiche e convalidate dal Servizio Nazionale Dighe (SND), perciò, in seguito alle analisi svolte, verrà effettuato un confronto con i risultati qui esposti.

4.1 STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO 1998

Lo studio venne svolto al fine di adeguare le dighe alle allora vigenti normative e comprende anche uno studio della motorizzazione degli scarichi e delle paratoie, oltre ad un'analisi dell'onda di piena generata verso valle dagli scarichi di fondo. La Tabella 4-1 mostra le caratteristiche del bacino individuate.



Tabella 4-1 – Caratteristiche del bacino sotteso – studio del 1998

Superficie	S	Km ²	17.549
Lunghezza asta principale	La	m	4731
Quota massima asta principale	Zmax	m.s.l.m.	420
Quota minima asta principale	Zmin	m.s.l.m.	313
Altitudine minima	Hmin	m.s.l.m.	313
Altitudine media	Hm	m.s.l.m.	449
Pendenza media asta principale	ia	%	2.26
Pendenza media bacino	ib	%	9.4
Capacità d'infiltrazione	-	mm	36.4
Coefficiente di deflusso	ψ	-	0.6
Coefficiente di ragguaglio della precipitazione	r	-	1
Tempo di corrivazione	tc	ore	1.5

Il bacino descritto nella Tabella 4-1 è quello sotteso dalla diga di Bunnari Alto.

Venne eseguita anche un'analisi pluviometrica, a partire dai dati disponibili su una base dati regionale. L'intervallo di registrazione dei dati utilizzato per questa analisi va dal 1922 al 1975 e, a partire da questi, è stato applicato un procedimento di tipo probabilistico per determinare le Curve di Possibilità Pluviometrica. Lo studio ha individuato 4 gruppi di stazioni pluviometriche probabilisticamente omogenee, tra le quali le stazioni di riferimento per il bacino: la stazione di Bunnari (284 m s.l.m.), che appartiene al I° gruppo, e la stazione di Osilo (650 m s.l.m.), appartenente al II° gruppo. Il bacino venne considerato dunque come intermedio tra il primo e il secondo gruppo, assegnando ad ogni stazione un peso del 50%. Le CPP del I° e II° gruppo utilizzate sono le seguenti:

$$\text{I}^\circ \text{ gruppo: } h = h_1 \tau^{(0.305041 - 0.017147u)}, \text{ in cui: } \log h_1 = 1.273178 + 0.179732u$$

$$\text{II}^\circ \text{ gruppo: } h = h_1 \tau^{(0.359696 - 0.017941u)}, \text{ in cui: } \log h_1 = 1.296212 + 0.167488u$$

Le CPP che furono presentate nello studio sono in Figura 4-1.

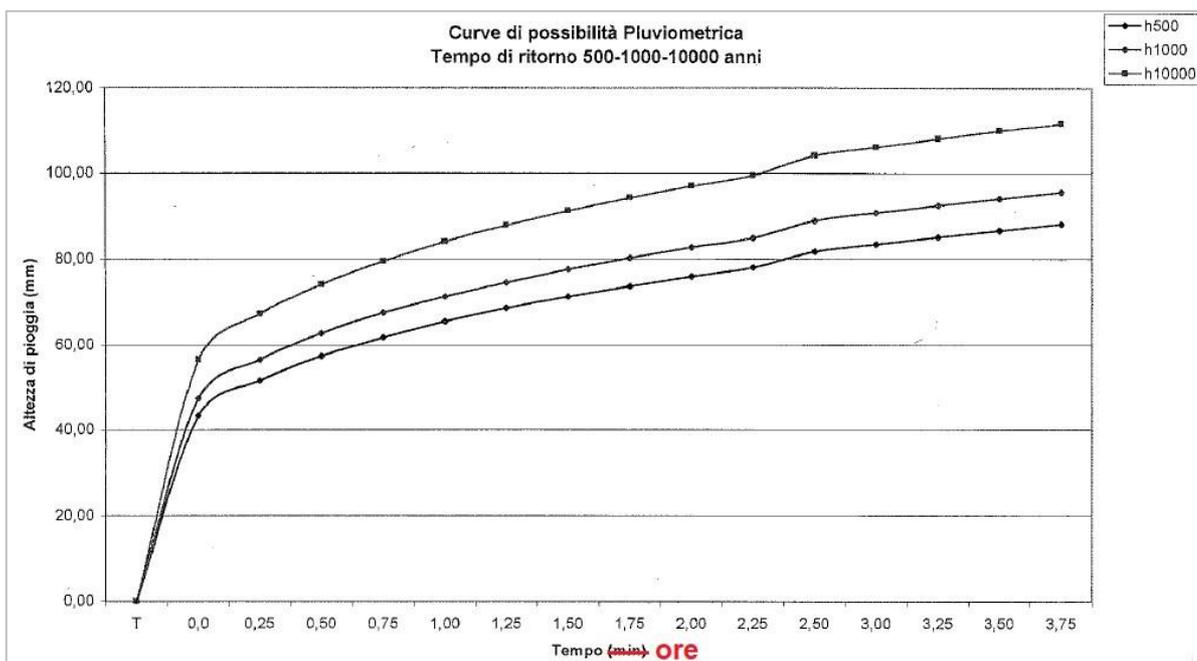


Figura 4-1 – CPP ottenute nello studio idrologico/idraulico del 1998

Queste curve verranno in seguito confrontate con quelle ottenute attraverso le diverse metodologie riportate nella presente analisi.

Le portate al colmo in arrivo al bacino di Bunnari Alto vennero ricavate attraverso l'utilizzo del metodo razionale, il più semplice modello di simulazione afflussi/deflussi di tipo deterministico e di natura cinematica. I risultati che furono ottenuti vengono di seguito riportati:

- $T_R = 500$ anni $Q_{max} = 133 \text{ m}^3/\text{s}$
- $T_R = 1000$ anni $Q_{max} = 145 \text{ m}^3/\text{s}$
- $T_R = 10000$ anni $Q_{max} = 169 \text{ m}^3/\text{s}$

Anche questi valori saranno successivamente messi a confronto con i risultati ottenuti dalle elaborazioni della presente analisi idrologica.

5 BACINO IDROGRAFICO CONTRIBUENTE

5.1 CARATTERISTICHE GEOGRAFICHE E MORFOLOGICHE

Il rio Bunnari è un breve corso d'acqua del nord-ovest della Sardegna, affluente del rio Mascari, il quale lo è a sua volta del rio Mannu di Porto Torres. Il bacino del rio Bunnari è ubicato circa 10 km a est rispetto alla città di Sassari, in provincia della medesima città. Questo bacino presenta dimensioni modeste, con una superficie totale di circa 16 km² alla sezione di chiusura in corrispondenza della diga di Bunnari Alto, che diventano 17.37 km² alla sezione di chiusura della diga di Bunnari Basso. L'asta principale del rio Bunnari presenta una



lunghezza di circa 6 km fino alla diga di Bunnari Alto, partendo da una quota di 439.11 m s.m.m. fino ai 308.51 m s.m.m. di questa diga. Tale asta diventa poi di 7 km, se si considera la sua lunghezza sviluppata fino alla diga di Bunnari Basso, raggiungendo la quota minima di 290 m s.m.m.. Le quote principali del bacino, ovvero quella massima, media e minima, sono rispettivamente pari a 747.08 m s.m.m., 474.68 m s.m.m. e 308.51 m s.m.m. (quota minima che diventa 290 m s.m.m. considerando il bacino esteso fino a Bunnari Basso). Inoltre, l'asta principale presenta una pendenza media del 2.2 %, mentre il bacino nella sua interezza del 22.85% (Figura 5-1).

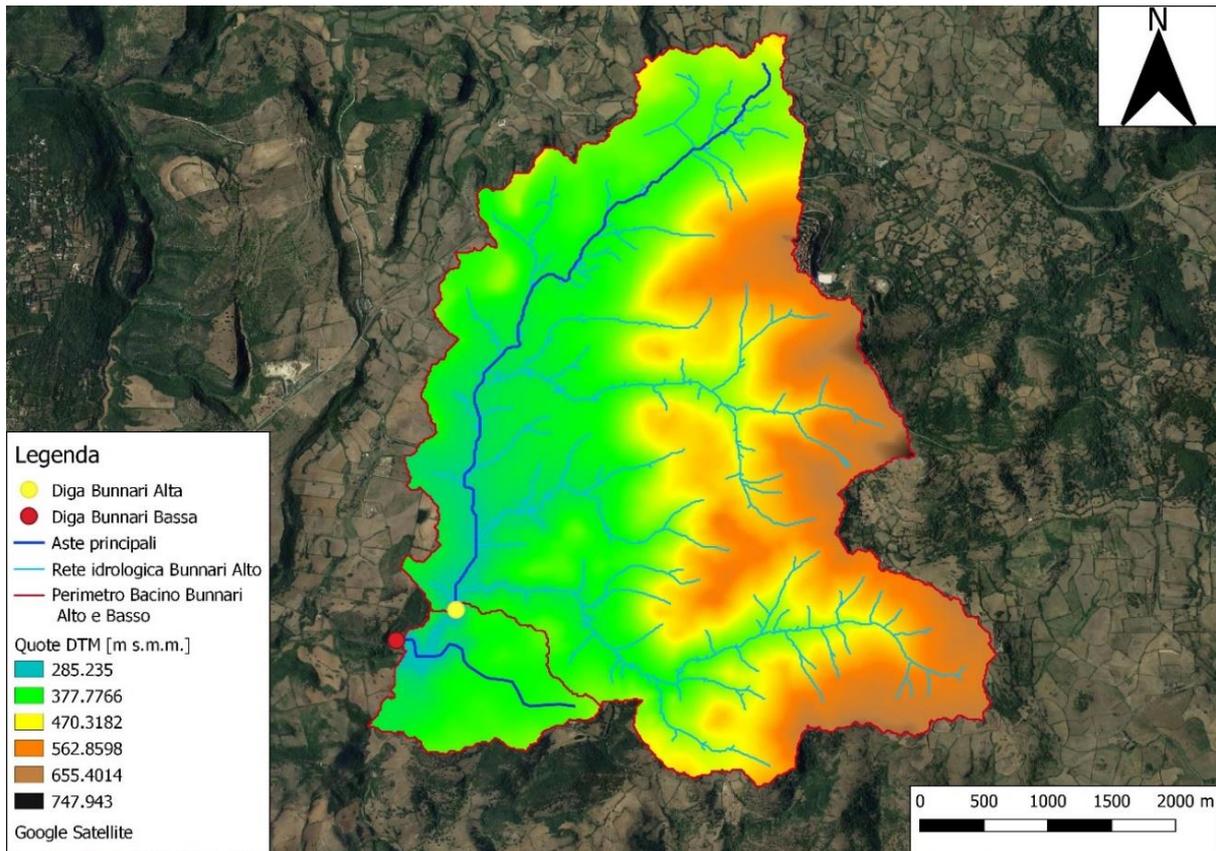


Figura 5-1 - Quote del bacino e individuazione aste principali

Nonostante sia un bacino di superficie non elevata, esso presenta una discreta disomogeneità morfologica: la porzione di bacino in cui si sviluppa il percorso dell'asta principale, che ricopre gran parte della superficie, presenta infatti pendenze relativamente dolci, se confrontate con quella sud-orientale. Per questo motivo è stato ritenuto opportuno suddividere il bacino in n. 2 sottobacini, per valutarne in modo separato le caratteristiche morfometriche e, nella successiva, valutarne le differenti capacità di deflusso, in particolare con riferimento al tempo di corrivazione. Inoltre, è stato considerato separatamente anche il cosiddetto "interbacino" sotteso dalla diga di Bunnari Basso e compreso tra quest'ultima e Bunnari Alto.

L'asta principale fa parte del Sottobacino 1, il quale è il più esteso, mentre un'asta secondaria di lunghezza di poco inferiore (5 km) fa parte del Sottobacino 2 e presenta una pendenza media circa 3 volte superiore. L'interbacino presenta una superficie ridotta, di poco superiore a 1 km², e si estende non solo nella porzione

strettamente compresa tra le due dighe, ma anche verso est, tanto che l'asta principale, di lunghezza 1.76 km, percorre questa zona e non coincide con quella che si sviluppa tra le due dighe (Figura 5-2).

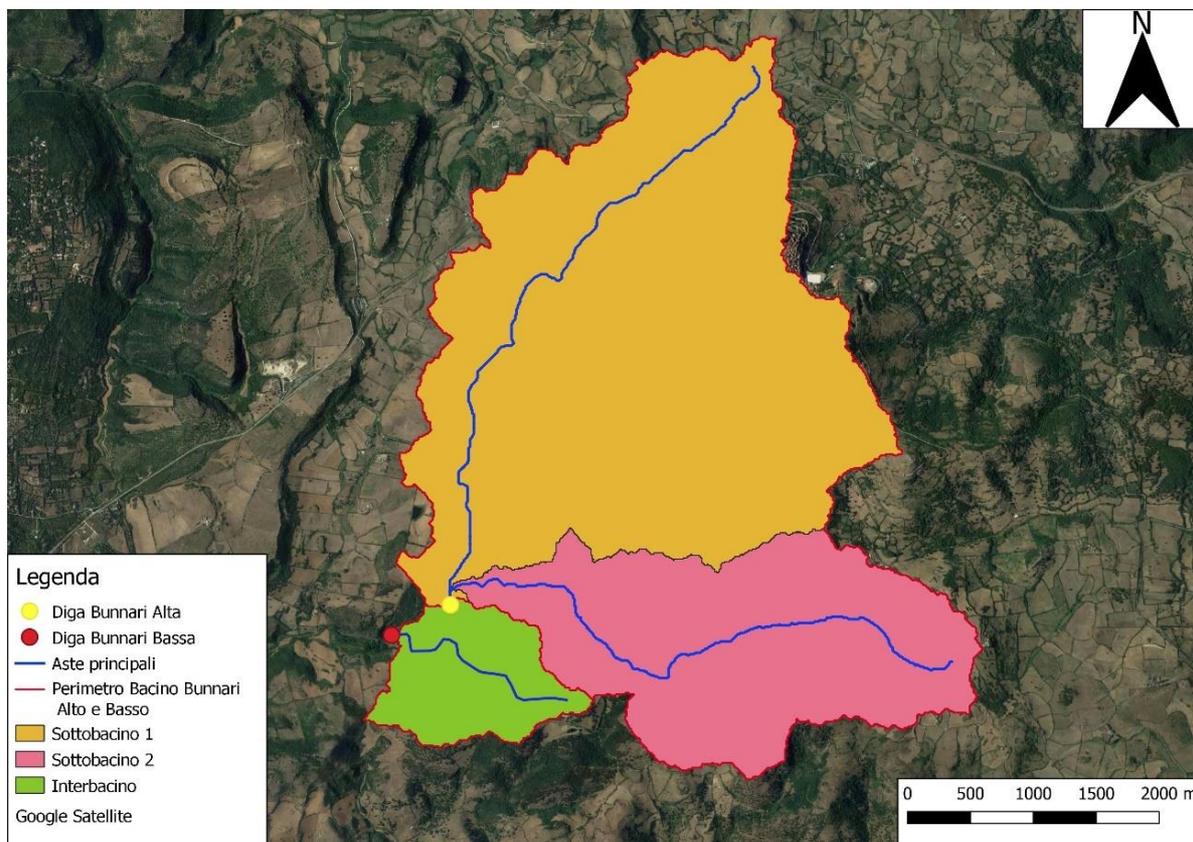


Figura 5-2 - Suddivisione in sottobacini con individuazione aste principali

Tutti i parametri morfometrici, riassunti per il bacino totale, per i suoi sottobacini e per l'interbacino sono riportati in Tabella 5-1.

Tabella 5-1 – Parametri morfometrici calcolati per il bacino del rio Bunnari, sottobacini e interbacino

Parametro morfometrico	Unità di misura	Bacino totale	Sottobacino 1	Sottobacino 2	Interbacino
Superficie – S	km ²	16.05	11.12	4.93	1.32
Perimetro – p	km	29.00	23.90	15.90	
Lunghezza asta principale – L _a	km	5.94	5.94	5.11	1.76
Quota massima asta principale – Z _{max}	m s.m.m.	439.11	439.11	600.58	401.79
Quota minima asta principale – Z _{min}	m s.m.m.	308.51	308.51	308.51	290.00
Quota massima bacino – H _{max}	m s.m.m.	747.08	747.08	672.03	446.23
Quota media bacino – H _m	m s.m.m.	474.68	441.74	486.43	369.05
Quota minima bacino – H _{min}	m s.m.m.	308.51	308.51	310.71	285.23
Pendenza media asta principale – i _a	%	2.20	2.20	5.67	6.00



Pendenza media bacino – i_b	%	22.85	20.77	27.43	16.00
CNII medio bacino (standard) – CNII	-	77.43	77.90	78.05	75.74
CNII medio bacino (asciutto) – CNI	-	60.02	60.65	60.63	57.76
CNIII medio bacino (umido) – CNIII	-	88.43	88.70	88.86	87.49

5.2 CENNI DI USO DEL SUOLO

Il bacino del Rio Bunnari si trova in un'area scarsamente popolata, in cui è presente un solo centro abitato di discrete dimensioni, ovvero la città di Osilo, situato in cima ad una collina sul perimetro nord-orientale del bacino. Il resto della superficie è occupato principalmente da coltivazioni, macchie di arbusteti, aree adibite al pascolo e boschi di latifoglie. Dal geoportale della regione Sardegna è stato possibile reperire la mappa di utilizzo del suolo, dalla quale si ricava che circa il 60% della superficie del bacino è utilizzata a fini agricoli, considerando anche i prati artificiali. Le aree occupate da boschi (latifoglie, conifere, aree agroforestali) sono circa il 16%, quelle adibite al pascolo e comprendenti anche cespuglieti, arbusteti e macchia mediterranea sono circa il 20%, mentre l'occupazione data dal tessuto residenziale, considerando anche le aree estrattive e di cantiere, è pari a poco più del 2%. Infine, si osserva che la superficie destinata ai bacini artificiali è pari allo 0.91% dell'area totale del bacino. La Tabella 5-2 espone i risultati qui riassunti, mentre la Figura 5-3 mostra la mappa di uso del suolo del bacino utilizzata.

Tabella 5-2 – Uso del suolo del bacino del Rio Bunnari

Descrizione uso del suolo	Area [ha]	% superficie
Tessuto residenziale compatto e denso	24.21	1.39
Tessuto residenziale rado e nucleiforme	0.26	0.01
Fabbricati rurali	0.94	0.05
Aree estrattive	9.57	0.55
Cantieri	2.60	0.15
Seminativi in aree non irrigue	629.88	36.25
Prati artificiali	191.07	11.00
Seminativi semplici e colture orticole a pieno campo	69.63	4.01
vigneti	2.37	0.14
Colture temporanee associate ad altre colture permanenti	26.28	1.51
Sistemi colturali e particellari complessi	73.51	4.23
Aree prev. occupate da colture agrarie con presenza di spazi naturali importanti	57.42	3.30
Aree agroforestali	35.35	2.03
Boschi di latifoglie	167.49	9.64
Sugherete	44.25	2.55
Boschi di conifere	13.89	0.80
Boschi misti di conifere e latifoglie	23.77	1.37



Aree a pascolo naturale	126.74	7.29
Cespuglieti ed arbusteti	132.42	7.62
Macchia mediterranea	15.13	0.87
Aree a ricolonizzazione naturale	57.93	3.33
Aree a ricolonizzazione artificiale	17.04	0.98
Bacini artificiali	15.77	0.91
Totale	1737.53	100.00

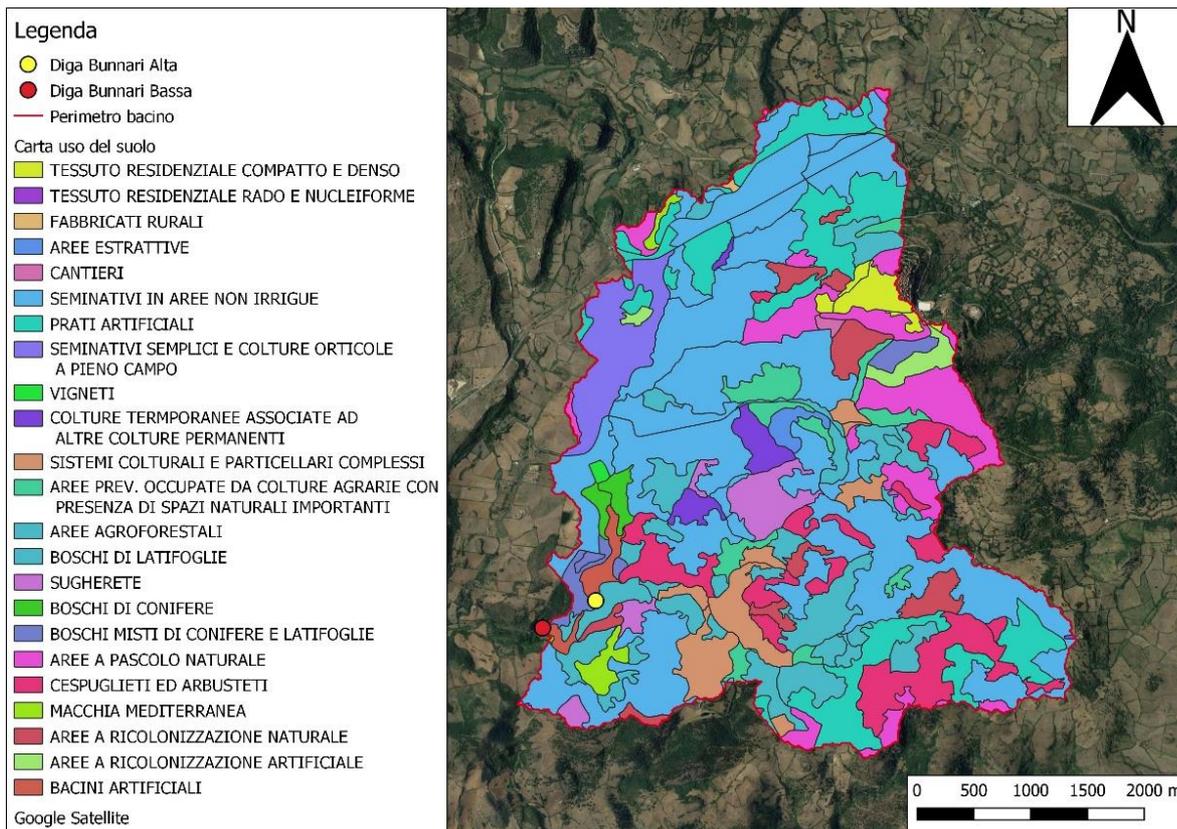


Figura 5-3 - Bacino del Rio Bunnari: uso del suolo

Un'altra importante mappa reperita dal sito del geoportale della regione Sardegna è quella del *Curve Number* (CN), parametro fondamentale per la stima della capacità d'infiltrazione e il conseguente calcolo della precipitazione netta che contribuisce alla formazione del deflusso. I valori teorici del CN spaziano da 0 a 100, i quali corrispondono ad un range di capacità di infiltrazione del terreno da infinita a nulla. Valori di CN alti contribuiranno quindi maggiormente alla formazione del ruscellamento superficiale; viceversa, valori bassi presenteranno una maggior capacità d'infiltrazione, quindi un deflusso netto superficiale inferiore.

La mappa del CN riporta i valori del parametro nelle cosiddette *condizioni standard* (CNII), dalle quali è possibile ricavare il valore del CN in condizioni pregresse del suolo asciutte o umide.

La mappa del bacino è mostrata in Figura 5-4.

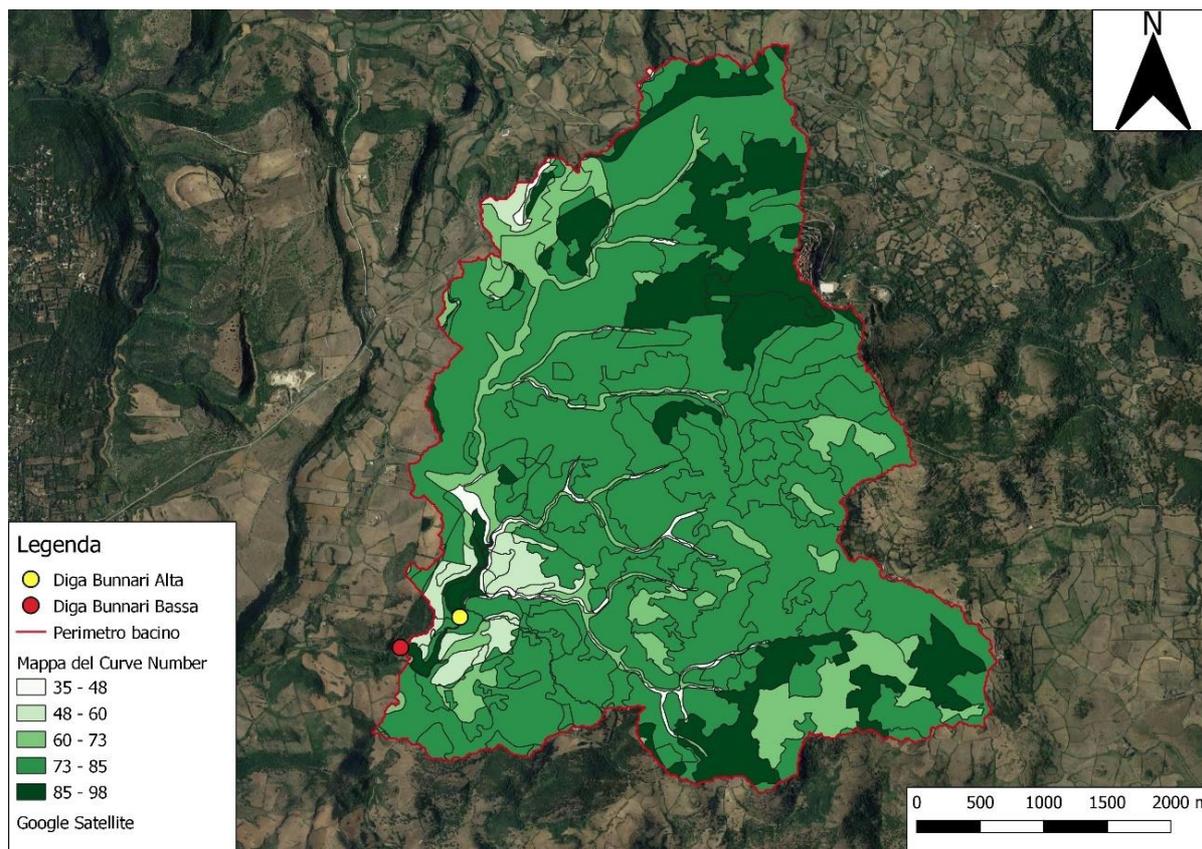


Figura 5-4 - Bacino del Rio Bunnari: Curve Number

All'interno della superficie del bacino, i valori del CN spaziano da circa 35 a valori prossimi al 100, quindi zone con saturazione del terreno molto elevata.

I valori medi del Curve Number in condizioni standard (CNII) sono stati riportati in Tabella 5-1; il valore medio del CN per l'intero bacino è pari a 77,3.

6 PROCEDIMENTI E METODI DI CALCOLO

6.1 MASSIMA PRECIPITAZIONE

Nella presente sezione vengono esposti nel dettaglio i diversi metodi applicati per la stima delle CPP caratteristiche del bacino in esame. Il procedimento per stimare la massima precipitazione prevede le seguenti analisi, esposte nell'ordine di avanzamento:

1. Stima della massima precipitazione, mediante il metodo regionalizzato (§6.1.1)
2. Raggiungimento della precipitazione rispetto all'estensione del bacino contribuente considerato (§6.1.2)
3. Stima della precipitazione netta, ovvero la precipitazione decurtata della componente di infiltrazione nel sottosuolo (§6.1.3).



6.1.1 Metodo Regionalizzato

La stima delle massime precipitazioni nella Regione Sardegna è condotta con il metodo VAPI della regionalizzazione. Tale metodo può avvalersi di modelli appartenenti a due categorie principali:

1. modelli TCEV – modelli basati sulla definizione di regioni omogenee (generalmente determinate e verificate statisticamente utilizzando le procedure descritte in Hosking & Wallis, 1997);
2. modelli GEV – modelli geostatistici “boundaryless” (in genere basati sulla interpolazione di parametri della distribuzione adottata, o delle statistiche, o delle misure).

I primi hanno il vantaggio di ridurre la varianza di stima dei parametri della distribuzione, ma introducono discontinuità non fisiche tra regioni omogenee limitrofe (creando incongruenze) ed inoltre possono mascherare eventuali peculiarità locali, che, se osservate su poche stazioni, possono essere interpretate ed accettate come fluttuazioni campionarie. I metodi geostatistici “boundaryless” superano questi problemi, ma sono maggiormente sensibili alle incertezze di stima.

Nel seguito sono esposti i procedimenti numerici di calcolo delle Curve di Possibilità Pluviometrica da riferirsi ad entrambi i modelli.

MODELLO TCEV

Il modello probabilistico TCEV è fondato sull'ipotesi che i valori estremi della grandezza idrologica considerata provengano da due differenti popolazioni di variabili aleatorie, originate da fenomeni meteorici diversi. La prima popolazione comprende gli eventi ordinari più frequenti e meno intensi e costituisce lo componente di base mentre la seconda raccoglie gli eventi più rilevanti e rari e costituisce la componente straordinaria. I due differenti meccanismi climatici sono interpretati con un unico processo di tipo poissoniano nel quale la distribuzione probabilistica del massimo valore annuo è esprimibile mediante la relazione:

$$F(x) = e^{-\lambda_1 e^{-x\eta/\mu} - \lambda_* \lambda_1^{1/\theta_*} e^{-x\eta/\mu\theta_*}}$$

In questa espressione, $F(x)$ rappresenta la probabilità che l'altezza di pioggia massima annua abbia un valore pari o inferiore ad x ed è legata al tempo di ritorno Tr espresso in anni dalle relazioni:

$$F(x) = 1 - 1/Tr$$

$$Tr = 1/(1 - F(x))$$

mentre λ_* , θ_* , λ_1 e μ sono i quattro parametri della distribuzione.

Dai primi due parametri λ_* e θ_* , dipende il valore del coefficiente di asimmetria della distribuzione, dal terzo parametro λ_1 oltre che dai primi due, dipende il valore del coefficiente di variazione mentre il quarto parametro μ , chiamato anche pioggia indice, rappresenta la media della distribuzione. La grandezza η che compare nella relazione di cui sopra è una funzione nota di λ_* , θ_* , λ_1 e la sua espressione risulta:

$$\eta = (\ln\lambda_1 + 0.5772) - \sum_i [(-1)^i (\lambda_*)^i \Gamma(i/\theta_*)] / i!$$

dove Γ è la funzione Gamma.

Introducendo la variabile ridotta $x' = x/\mu$, pari al rapporto tra la variabile originaria e la sua media. La relazione della distribuzione probabilistica assume la forma:



$$F(x) = e^{-\lambda_1 e^{-x'/\eta} - \lambda_1 \lambda_1^{1/\theta^*} e^{-x'/\theta^*}}$$

nota col nome di curva di crescita. Pertanto, due siti nei quali si possano assumere valori uguali dei parametri λ^* , θ^* , λ_1 saranno contraddistinti da una medesima curva di crescita e conseguentemente le altezze di pioggia di pari tempo di ritorno staranno tra loro nella stessa proporzione delle rispettive medie.

Per la stima dei parametri della distribuzione viene usualmente adottata una procedura di tipo gerarchico. Essa procede attraverso tre successivi livelli di regionalizzazione nel primo dei quali viene ripartito il territorio in esame in una o più Zone Omogenee (ZO) contraddistinte ognuno da valori costanti dei due parametri di λ^* , θ^* , e quindi del coefficiente d'asimmetria. Al secondo livello di regionalizzazione il territorio viene ulteriormente ripartito in Sottozone Omogenee (SZO) con valori costanti del parametro λ_1 e quindi del coefficiente di variazione, mentre al terzo livello vengono stimati in ogni punto del territorio i valori della pioggia indice μ . I valori dei parametri sono usualmente determinati mediante un procedimento iterativo basato sul metodo di massima verosimiglianza.

Nell'applicazione del modello TCEV in Sardegna sono stati utilizzati i dati delle 46 stazioni pluviografiche e delle 200 stazioni pluviometriche con il maggior numero di osservazioni.

PIOGGE GIORNALIERE

Al primo livello di regionalizzazione delle piogge giornaliere, basato sulle 200 stazioni pluviometriche, è stata identificata un'unica ZO comprendente tutto il territorio regionale, nella quale i parametri λ^* , θ^* , valgono: $\lambda^* = 0.3938$ e $\theta^* = 5.58866$. Al secondo livello di regionalizzazione il territorio è stato ripartito in tre SZO, i cui confini sono indicati nella Figura 6-1, per le quali si utilizzano diverse formulazioni per il calcolo del K_T , ossia il coefficiente (adimensionale) di crescita espresso in funzione del tempo di ritorno T_r :

- SZO1 $h(T_r) = \mu_g K_T =$
 $= \mu_g [0.69319 + 0.72015 \cdot \text{Log}_{10} Tr + 3.1364 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} Tr)^2]$
- SZO2 $h(T_r) = \mu_g K_T =$
 $= \mu_g [0.60937 + 0.91699 \cdot \text{Log}_{10} Tr + 3.9932 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} Tr)^2]$
- SZO3 $h(T_r) = \mu_g K_T =$
 $= \mu_g [0.47839 + 1.22460 \cdot \text{Log}_{10} Tr + 5.3321 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} Tr)^2]$

Al terzo livello di regionalizzazione, i valori locali della pioggia indice μ_g sono stati ottenuti mediante la tecnica d'interpolazione stocastica tra i valori osservati nelle 200 stazioni pluviometriche, nota col nome di Kriging (Figura 6-2).

PIOGGE BREVI E INTENSE

Un procedimento analogo è stato adottato per la stima dei parametri relativi alle piogge brevi ed intense. In particolare, l'indagine è stata condotta sulle piogge di durata τ pari a 0.50, 0.75, 1, 3, 6, 12 e 24 ore, rilevate nelle 46 stazioni pluviografiche della Sardegna. L'indagine ha confermato la stessa ripartizione in ZO e SZO ottenute nello studio delle piogge giornaliere.

Nel caso delle piogge brevi ed intense i parametri λ^* , θ^* , λ_1 dipendono, in generale, dalla durata dell'evento.



Le indagini svolte al terzo livello di regionalizzazione hanno consentito di individuare una relazione di tipo monomio tra il valore della pioggia indice $\mu(\tau)$ (ovvero la media dei massimi annui delle piogge di durata τ) e quello della durata τ , i cui coefficienti sono funzione del valore della media μ_g della pioggia giornaliera nel medesimo sito. Esprimendo la durata τ in ore e l'altezza di pioggia in mm, questa relazione risulta:

$$\mu(\tau) = a_1 \cdot \tau^{n_1}$$

nella quale i coefficienti a_1 ed n_1 si possono determinare in funzione della pioggia indice giornaliera μ_g :

$$a_1 = \mu_g / (0,886 \cdot 24^{n_1})$$

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

La pioggia indice giornaliera μ_g viene stimata sulla base della carta delle isoiete riportata in Figura 6-2. Il valore di questo parametro nell'area del bacino del rio Bunnari è di 55 mm.

L'altezza di pioggia $h(\tau)[Tr]$ di durata τ con assegnato periodo di ritorno Tr in anni si ottiene moltiplicando la pioggia indice $\mu(\tau)$ per un coefficiente di crescita $K(\tau)[Tr] = a_2 \tau^{n_2}$:

$$h(\tau)[Tr] = \mu(\tau) \cdot K(\tau)[Tr] = (a_1 a_2) \tau^{(n_1+n_2)}$$

nella quale i coefficienti a_2 e n_2 si determinano con le seguenti relazioni, distinte per sottozona, per differenti Tr e τ :

a) Per tempi di ritorno $Tr \leq 10$ anni

SZO1 $a_2 = 0.66105 + 0.85994 \cdot \text{Log}_{10} Tr$

$$n_2 = -1.3558 \cdot 10^{-4} - 1.3660 \cdot 10^{-2} \cdot \text{Log}_{10} Tr$$

SZO2 $a_2 = 0.64767 + 0.89360 \cdot \text{Log}_{10} Tr$

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

SZO3 $a_2 = 0.62408 + 0.95234 \cdot \text{Log}_{10} Tr$

$$n_2 = -2.5392 \cdot 10^{-2} + 4.7188 \cdot 10^{-2} \cdot \text{Log}_{10} Tr$$

b) Per tempi di ritorno $Tr > 10$ anni

SZO1 $a_2 = 0.46378 + 1.0386 \cdot \text{Log}_{10} Tr$

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

$$n_2 = -1.0563 \cdot 10^{-2} - 7.9034 \cdot 10^{-3} \cdot \text{Log}_{10} Tr \quad \text{per } \tau \geq 1 \text{ hr}$$

SZO2 $a_2 = 0.44182 + 1.0817 \cdot \text{Log}_{10} Tr$

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

$$n_2 = -5.6593 \cdot 10^{-3} - 4.0872 \cdot 10^{-3} \cdot \text{Log}_{10} Tr \quad \text{per } \tau \geq 1 \text{ hr}$$

SZO3 $a_2 = 0.41273 + 1.1370 \cdot \text{Log}_{10} Tr$

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

$$n_2 = 1.5878 \cdot 10^{-2} + 7.6250 \cdot 10^{-3} \cdot \text{Log}_{10} Tr \quad \text{per } \tau \geq 1 \text{ hr.}$$

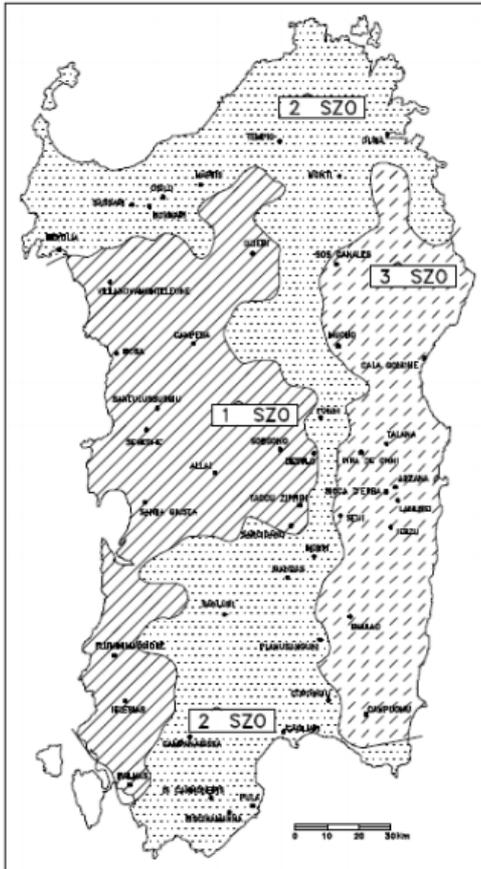


Figura 6-1 – Suddivisione delle sottozone omogenee della Regione Sardegna secondo il modello TCEV

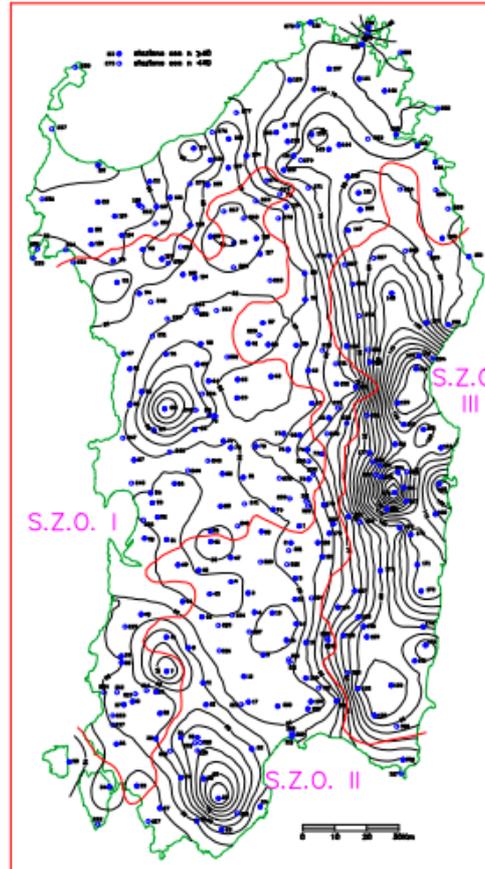


Figura 6-2 – Carta delle isoiete per identificare la pioggia indice giornaliera espressa in [mm]

MODELLO GEV

Si espone nel seguito il modello GEV (distribuzione Generalizzata del Valore Estremo), che segue un approccio geostatistico, basato sull'applicazione di un kriging per i dati incogniti relativi a: i) parametro di forma, ii) parametro di scala adimensionale e iii) pioggia indice giornaliera.

Con una procedura "leave-one-out cross-validation", si dimostra che il modello GEV, di tipo geostatistico, risulta più accurato rispetto al tradizionale modello TCEV. Il modello GEV qui presentato è stato elaborato successivamente al modello TCEV dal prof. Deidda e presentato nel corso di seminario "L'alluvione, le alluvioni: memorie e azioni" tenutosi a Cagliari in data 4 novembre 2016.

Nel modello GEV, la distribuzione probabilistica del massimo valore annuo è esprimibile mediante la relazione:

$$F_x(x) = e^{\left[-\left(1 - \frac{k}{\alpha}(x - \varepsilon)\right)^{\frac{1}{k}}\right]}$$

Il fattore di crescita è esprimibile mediante la seguente relazione:

$$K_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky_T})$$

nella quale y_T indica la variabile ridotta di Gumbel, pari a

MANDATARIA:

MANDANTI:



$$y_T = -\ln\left(\ln\frac{Tr}{Tr-1}\right)$$

Il modello si riconduce a delle espressioni analitiche con coefficienti tarati sui valori determinati dalle funzioni statistiche su esposte. Secondo tali espressioni, l'altezza di pioggia $H_{lor\grave{a}}[\theta_{cr}; Tr]$ funzione della durata τ (in ore) e del periodo di ritorno Tr (in anni) è espressa in millimetri ed è pari a:

$$H_{lor\grave{a}}[\theta_{cr}; Tr] = a_1 \cdot \tau^{n_1} = (a1_m \cdot \tau^{b1m}) \cdot (a1_y \cdot \tau^{b1y}) = m(\tau) \cdot y_{Tr}(\tau) \quad \text{per } \tau < 1 h$$

$$H_{lor\grave{a}}[\theta_{cr}; Tr] = a_2 \cdot \tau^{n_2} = (a2_m \cdot \tau^{b2m}) \cdot (a2_y \cdot \tau^{b2y}) = m(\tau) \cdot y_{Tr}(\tau) \quad \text{per } \tau > 1 h$$

nelle quali:

$$a_1 = a1_m \cdot a1_y \quad \text{per } \tau < 1 h$$

$$a_2 = a2_m \cdot a2_y \quad \text{per } \tau > 1 h$$

$$n_1 = n1_m + n1_y \quad \text{per } \tau < 1 h$$

$$n_2 = n2_m + n2_y \quad \text{per } \tau > 1 h.$$

La pioggia indice (definita come la media dei massimi annui con durata di pioggia τ stabilita), viene derivata dalle seguenti equazioni:

$$m(\tau) = (a1_m \cdot \tau^{n1m}) \quad \text{per } \tau < 1 h$$

$$m(\tau) = (a2_m \cdot \tau^{n2m}) \quad \text{per } \tau > 1 h$$

i cui parametri sono pari a:

$$n1_m = -0.2 + 0.33 \cdot \log(mD) \quad \text{per } \tau < 1 h$$

$$n2_m = -0.6 + 0.52 \cdot \log(mD) \quad \text{per } \tau > 1 h$$

$$a1_m = a2_m = (-10 + 1.25 \cdot mD) / (24^{n2m}).$$

Il valore mD rappresenta la pioggia indice giornaliera espressa in mm ed è ricavabile dalla mappa di Figura 6-3. Il valore di questo parametro nell'area del bacino del rio Bunnari è compreso tra 50 e 55 mm , perciò si è ritenuto opportuno considerare un valore di 52.5 mm .

La variabile ridotta adimensionale diventa

$$y_{Tr}(\tau) = \begin{cases} a1_y \cdot \tau^{n1y} & \tau \leq 1 h \\ a2_y \cdot \tau^{n2y} & \tau \geq 1 h \end{cases}$$

con

$$n1_y = n1_{yp} + n1_{yq} \cdot \log(Tr)$$

$$n2_y = n2_{yp} + n2_{yq} \cdot \log(Tr)$$

$$a1_y = a2_y = 10^{a1_{yp} + a1_{yq} \cdot \log(Tr) + a1_{yr} \cdot [\log(Tr)]^2}.$$

La dipendenza territoriale della variabile ridotta adimensionale $y_{Tr}(\tau)$ è introdotta infine dalle seguenti relazioni:

$$n1_{yp} = -0.08441 - 0.09092\kappa_D + 0.07846\sigma_D^* + 0.32383\kappa_D^2 + 0.00793\kappa_D\sigma_D^* + 0.01891\sigma_D^{*2}$$

$$n1_{yq} = +0.02720 - 0.13097\kappa_D + 0.18360\sigma_D^* - 0.37370\kappa_D^2 - 0.07701\kappa_D\sigma_D^* - 0.07303\sigma_D^{*2}$$

$$n2_{yp} = +0.01206 - 0.17695\kappa_D + 0.01612\sigma_D^* - 0.67415\kappa_D^2 - 0.05609\kappa_D\sigma_D^* + 0.13555\sigma_D^{*2}$$

$$n_{2yq} = -0.10358 + 0.17971\kappa_D + 0.29584\sigma^*_D + 0.74819\kappa_D^2 + 0.36062\kappa_D\sigma^*_D - 0.34968\sigma^*_D^2$$

$$a_{1yp} = -0.06465 - 0.04403\kappa_D - 0.08110\sigma^*_D + 0.08870\kappa_D^2 + 0.06253\kappa_D\sigma^*_D + 0.05123\sigma^*_D^2$$

$$a_{1yq} = +0.20019 + 0.06131\kappa_D + 0.38674\sigma^*_D - 0.09988\kappa_D^2 - 0.10208\kappa_D\sigma^*_D - 0.10724\sigma^*_D^2$$

$$a_{1yr} = -0.01193 - 0.00329\kappa_D - 0.05745\sigma^*_D - 0.01044\kappa_D^2 + 0.01938\kappa_D\sigma^*_D + 0.01084\sigma^*_D^2.$$

Le mappe di Figura 6-4 e Figura 6-5 raffigurano le curve isovalore del parametro di forma κ_D e del parametro adimensionale di scala σ^*_D . I valori di questi due parametri nell'area del bacino del rio Bunnari sono di 0.14 e 0.28 rispettivamente.

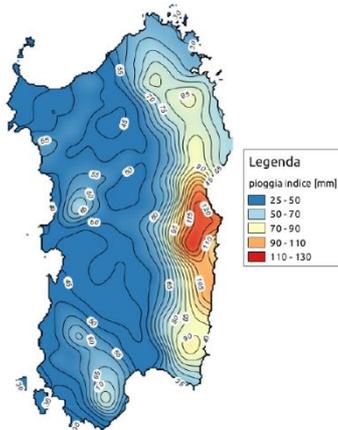


Figura 6-3 - Modello GEV - Rappresentazione della distribuzione spaziale della pioggia indice giornaliera mD espressa in mm

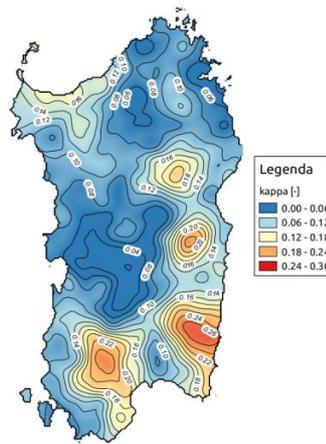


Figura 6-4 - Modello GEV - Rappresentazione della distribuzione spaziale del parametro di forma κ_D della distribuzione GEV delle piogge giornaliere

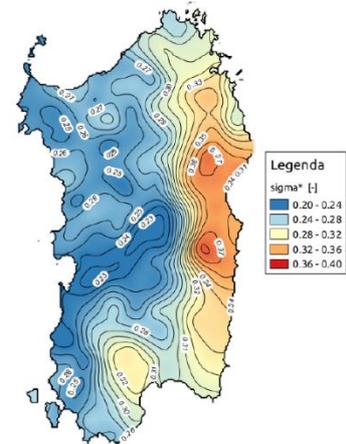


Figura 6-5 - Modello GEV - Rappresentazione della distribuzione spaziale del parametro adimensionale di scala σ^*_D della distribuzione GEV delle piogge giornaliere

6.1.2 Riduzione areale (coefficient ARF)

Seguendo le indicazioni delle Linee Guida del PAI e del PSFF, è stato valutato un coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area (ARF-Area Reduction Factor), per tener conto della disuniformità delle precipitazioni sulle superfici interessate.

Il coefficiente di ragguaglio $r(d, S)$, legato alla durata della precipitazione d , e alla superficie del bacino S , è espresso da diverse formulazioni, tra cui quella, utilizzata nel VAPI Sardegna, che fa riferimento al Flood Studies Report (Wallingford Institute UK, 1997):

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

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

in cui d è espressa in ore e S in km^2 . In alternativa si suggerisce l'espressione proposta dal U.S. Weather Service:



$$r = 1 - \exp(-1.1 \cdot d^{0.25}) + \exp(-1.1 \cdot d^{0.25} - 0.01S)$$

dove S è espressa in miglia quadrate e d in ore.

6.1.3 Metodo di stima della precipitazione netta

A causa dei fenomeni di infiltrazione che si verificano nel terreno in seguito ad un evento meteorico, risulta necessario effettuare un bilancio tra precipitazione totale caduta all'interno del bacino e pioggia efficace ai fine del deflusso superficiale. Si definiscono:

- *Infiltrazione*: velocità con cui l'acqua viene sottratta dalla superficie;
- *Capacità d'infiltrazione*: massima velocità con cui il suolo, in qualsiasi condizione, è in grado di assorbire acqua.

Se l'altezza di pioggia caduta è inferiore alla capacità d'infiltrazione, l'infiltrazione coinciderà con la pioggia stessa; al contrario, l'infiltrazione sarà pari alla capacità d'infiltrazione e l'eccesso di pioggia darà vita al ruscellamento superficiale.

La capacità d'infiltrazione dipende non solo dalla tessitura del terreno, ma anche dallo stato dello strato superficiale di questo e dallo spessore del suolo saturo d'acqua in funzione del tempo.

Per considerare questo fenomeno, in questo caso si è utilizzato un approccio empirico idrologico molto diffuso: si è utilizzata la procedura del 'Curve Number' (CN) del Soil Conservation Service (1972), che viene largamente utilizzata per il calcolo dinamico delle perdite di pioggia efficace per infiltrazione. Questa si basa sulla seguente formulazione:

$$h_{netta}(t) = \frac{(H(t) - I_a)^2}{H(t) - I_a + S}$$

Nella quale:

- $h_{netta}(t)$ è l'altezza di pioggia netta/efficace di durata t
- $H(t)$ è l'altezza di pioggia lorda/totale della stessa durata t
- S è l'altezza di acqua massima immagazzinabile nel terreno a saturazione
- I_a è l'assorbimento iniziale, che quindi non contribuisce alla formazione del deflusso, questo viene assunto tipicamente pari a $0.2 S$.

Il valore di S dipende da quello del parametro CN , il quale a sua volta dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla tipologia di copertura ed uso del suolo. La relazione che lega questi parametri è:

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

I valori di CN vengono determinati in funzione della permeabilità del terreno e dalla condizione di umidità di questo agli inizi dell'evento di pioggia. Il Soil Conservation Service fornisce delle tabelle per la stima di questo importante parametro in funzione della permeabilità e dei valori per condizioni standard di umidità (AMC,



Antecedent Moisture Condition, di classe II). Per tener conto di condizioni iniziali molto asciutte o molto umide (rispettivamente AMC I e AMC III) e stata determinata una funzione d'interpolazione:

$$CN_{AMCI} = \frac{4.2 CN}{10 - 0.058 CN} \quad CN_{AMCIII} = \frac{23 CN}{10 + 0.13 CN}$$

6.2 DURATA DI PIOGGI CRITICA

Il tempo di corrivazione rappresenta il tempo che impiega la particella di pioggia che cade nel punto più lontano del bacino rispetto alla sezione di chiusura ad arrivare in essa. Esso è stato calcolato attraverso l'applicazione di formule empiriche, che richiedono la conoscenza dei principali parametri morfometrici del bacino, quali la superficie e la pendenza, la lunghezza dell'asta principale e la sua pendenza media.

In particolare, il t_{corr} è ricavabile dal confronto delle seguenti espressioni empiriche:

- Formula di **Viparelli** - Ottenuta da bacini pedemontani è stata calcolata ponendo in relazione a velocità dell'acqua, pendenze medie e tipologia dei terreni:

$$t_{corr}[h] = \frac{L}{3,6 \cdot V}$$

- Formula di **Ventura** - Valida per bacini con $S < 40 \text{ km}^2$:

$$t_{corr}[h] = 0,1272 \cdot \left(\frac{S}{i_{asta}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

- Formula di **Kirpich** - pendenze tra 0,03 e 0,1 e superficie tra 0,4 e 45 ha. Usata per bacini urbani e rurali fino a 80 ha. 1940 - California Highways and Public Works:

$$t_{corr}[h] = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \cdot \left[\frac{H_{max} - H_s}{1000 \cdot L} \right]^{-0.385}$$

- Formula di **Giandotti** - Valida per bacini di superficie compresa tra 170 e 70.000 km^2 . Accettabile per bacini di superficie $S > 100 \text{ km}^2$:

$$t_{corr}[h] = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8 \cdot \sqrt{H_m - H_s}}$$

- Formula di **Pasini** - Valida per bacini con $S < 40 \text{ km}^2$:

$$t_{corr}[h] = \frac{0,108(S \cdot L)^{\frac{1}{3}}}{\sqrt{i_{asta}}}$$

- Formula di **Pezzoli** - Studiata su piccoli bacini montani piemontesi. Valida per bacini di superficie $S < 20 \text{ km}^2$:

$$t_{corr}[h] = \frac{0,055 \cdot L}{\sqrt{i_{asta}}}$$

- Formula di **Puglisi** - Ottenuta analizzando bacini di superficie $43 < S < 94 \text{ km}^2$:

$$t_{corr}[h] = 6 \cdot L^{2/3} \cdot (H_{max} - H_s)^{-1/3}$$

- Formula di **Tournon** - Ricavata su 9 piccoli bacini piemontesi. Valida per bacini di superficie $30 < S < 170 \text{ km}^2$:



$$t_{corr}[h] = \frac{0.396 \cdot L}{i_{asta}} \left(\frac{S}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{i_{asta}}{S}} \right)^{0.72}$$

- Formula **VAPI SARDEGNA** - Ricavata dall'analisi di bacini con misuratori di portata. Non validata per superfici $S < 50 \text{ km}^2$:

$$t_{corr}[h] = 0,212 \cdot S^{0,231} \left(\frac{H_m}{i_{asta}} \right)^{0,289}$$

- Formula **Soil Conservation Service** - Calcolata per piccoli bacini rurali degli Stati Uniti. Tende a sottostimare il tempo di corrivazione:

$$t_{corr}[h] = \frac{0.00227 \cdot (1000L)^{0,8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}}{\sqrt{100i_{bacino}}}$$

Le formule su esposte considerano le seguenti grandezze:

- $S [km^2]$ è l'area del bacino
- $t_{corr} [h]$ è il tempo di corrivazione
- i_{asta} è la pendenza media dell'asta principale
- i_{bacino} è la pendenza media del bacino
- $L [km]$ è la lunghezza dell'asta principale
- $H_{max} [m \text{ s. m. m.}]$ è la quota massima del bacino
- $H_m [m \text{ s. m. m.}]$ è la quota media del bacino
- $H_s [m \text{ s. m. m.}]$ è la quota della sezione di chiusura
- $V [m/s]$ è la velocità media di scorrimento assunta pari a 1 m/s.

L'approccio adottato è stato il seguente: dopo aver scelto le precedenti formule empiriche, che sono applicabili al bacino/sottobacini considerati in termini di criterio legato alla superficie degli stessi, è stata calcolata una media del risultato, per ottenere un valore unico di tempo di corrivazione.

Sono stati perciò ricavati i tempi di corrivazione dei 2 sottobacini, calcolandone poi una media pesata sull'area di competenza e ottenendo un unico valore di riferimento per il bacino chiuso a Bunnari Alto. Con lo stesso approccio, è stato successivamente calcolato il tempo di corrivazione dell'interbacino.

Una volta noto il tempo di corrivazione, per calcolare la durata di pioggia critica t_{cr} è necessario tenere in considerazione anche il tempo di formazione del deflusso superficiale t_f , infatti si ha che:

$$t_{cr} = t_{corr} + t_f$$

Nella quale t_{corr} è ricavato tramite i ragionamenti espressi in precedenza. Per quanto riguarda il tempo di formazione del ruscellamento superficiale t_f , si può utilizzare la seguente formulazione:

$$t_f = \frac{I_a}{i(t_{cr}, r)}$$



Dove I_a rappresenta l'assorbimento iniziale e $i(t_{cr}, r)$ l'intensità di pioggia corrispondente alla durata critica. La stima di questo valore dev'essere evidentemente effettuata in maniera iterativa.

6.3 PORTATE AL COLMO

I metodi di stima della portata massima ad assegnato periodo di ritorno dipendono da più fattori, primi fra tutti la disponibilità di dati osservati e la copertura della rete idrometeorologica. In funzione dei dati a disposizione, in letteratura si individuano due distinte tipologie di approccio alla problematica: attraverso metodologie Dirette o Indirette, in cui l'aggettivo diretto o indiretto specifica se la portata al colmo in qualunque sezione viene ricavata direttamente da valori di portate osservate ovvero indirettamente, dalla precipitazione meteorica tramite processi di trasformazione afflussi-deflussi.

In questa analisi vengono utilizzati entrambi gli approcci, effettuando successivamente un confronto critico dei risultati ottenuti.

Vengono qui di seguito descritti i metodi implementati per la presente analisi.

6.3.1 *Metodi Diretti*

METODO DI LAZZARI (1967)

I metodi diretti di stima delle portate qui descritti sono quelli riportati nella pubblicazione "Valutazione delle piene in Sardegna" (Cao, Piga, Salis, Sechi, novembre 1991). Essi mirano a determinare la portata di piena di un bacino prescindendo dall'informazione pluviometrica, ma determinando la distribuzione probabilistica della portata al colmo tramite l'elaborazione statistica dei dati idrometrici rilevati su bacini ritenuti morfometricamente omogenei.

Il primo fra i due metodi diretti utilizzati nel presente studio fu introdotto dal Lazzari nel 1967 e fa riferimento alla distribuzione log-normale delle portate di piena. La portata al colmo viene determinata con due diverse formulazioni che permettono di differenziare la risposta agli afflussi meteorici dei bacini della Sardegna, distinti fra "occidentali" e "orientali":

$$\text{Log}Q(T) = 0.3583z(Tr) + 0.956(A \cdot h_m) - 2.995 \quad \text{per i bacini occidentali}$$

$$\text{Log}Q(T) = 0.4413z(Tr) + 0.746(A \cdot h_m) - 1.781 \quad \text{per i bacini orientali}$$

Nelle quali:

- $Q(T)$ portata di piena corrispondente al tempo di ritorno Tr ;
- $z(Tr)$ frattile della normale standardizzata relativo al tempo di ritorno Tr ;
- A superficie del bacino in km^2 ;
- hm quota media del bacino in metri sul livello del mare.

METODO TCEV (VAPI):

La seconda metodologia per il calcolo della portata al colmo, più recente, fa riferimento alla distribuzione TCEV. In tale modello si considerano n°3 livelli successivi di regionalizzazione. Tale metodologia deriva

dall'analisi di serie storiche relative alle stazioni idrometriche che sottendono bacini di estensione superiore a circa 60 km².

Per quanto concerne il primo livello di analisi regionale, si è ritenuto coerente allo spirito del metodo non operare alcuna differenziazione territoriale, nonostante la tendenza dell'asimmetria ad assumere valori mediamente più elevati per i bacini orientali ed il valore molto basso che si ha per il Mannu di P.to Torres. Si sono pertanto ottenute le seguenti stime dei parametri Λ^* e θ^* di modello:

$$\Lambda^* = 0.3938; \quad \theta^* = 5.887$$

che caratterizzano l'intero territorio dell'isola.

Al secondo livello di regionalizzazione, le stazioni a disposizione sono state differenziate in relazione al versante di appartenenza, orientale od occidentale (Figura 6-6), ed alle indicazioni ottenute dalle stime preliminari di Λ_1 per ciascuna stazione. Le stime dei valori di massima verosimiglianza del parametro per i due versanti risultano:

- bacini occidentali $\Lambda_1 = 6.286$
- bacini orientali $\Lambda_1 = 4.571$.

Pertanto, i parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle portate in Sardegna risultano:

$$\Lambda^* = 0.3938; \quad \theta^* = 5.887$$

$$\text{bacini occidentali } \Lambda_1 = 6.286; \quad \eta = 4.377$$

$$\text{bacini orientali } \Lambda_1 = 4.571; \quad \eta = 4.058.$$

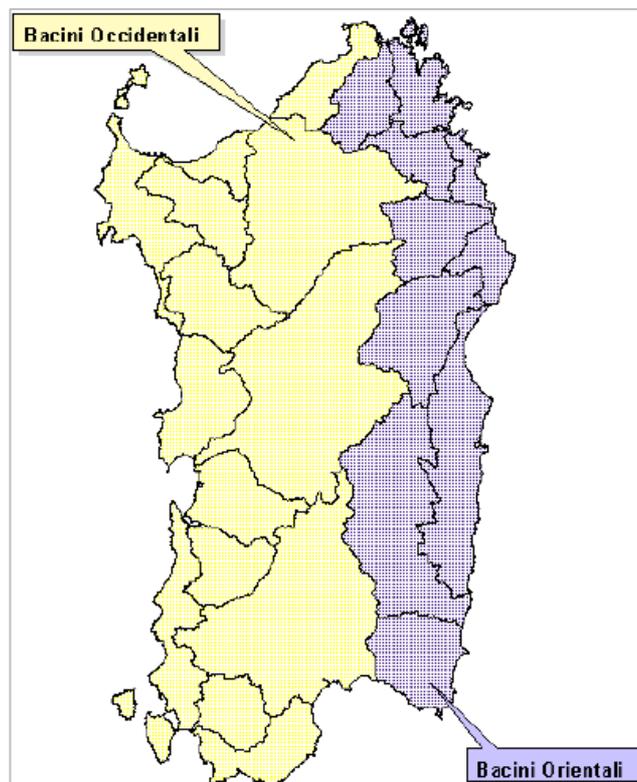


Figura 6-6 – Suddivisione della Sardegna nei due versanti: occidentale e orientale



Nella Tabella 6-1 vengono riportati i valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita K_T per le portate in Sardegna, in funzione di diversi periodi di ritorno.

Tabella 6-1 – Valori teorici di K_T per le portate al colmo

T_R [anni]	K_T (bacini occidentali)	K_T (bacini orientali)
2	0.65	0.63
5	1.31	1.34
10	2.20	2.29
20	3.16	3.33
50	4.41	4.68
100	5.35	5.70
200	6.29	6.71
500	7.52	8.04
1000	8.46	9.04

Il terzo livello di analisi delle piene, nella struttura gerarchica del modello TCEV, si avvale dell'analisi del parametro modale ε_1 della distribuzione TCEV. Il legame teorico tra questo parametro e la piena media annua

μ_x è:

$$\mu_x = \frac{\varepsilon_1}{\ln(\lambda_1)} \eta.$$

I valori stimati nelle singole stazioni idrometriche sono stati regolarizzati in funzione della superficie del bacino S :

- bacini occidentali $\ln(\varepsilon_1) = 1.1954 + 0.9235 \cdot \ln S$
- bacini orientali $\ln(\varepsilon_1) = 0.9882 + 0.6452 \cdot \ln S$.

6.3.2 Metodo Indiretto Razionale

Il metodo indiretto consiste nell'applicazione di un modello afflussi – deflussi, che si inquadra come modello di tipo globale, ossia applicato unitariamente all'intero bacino idrografico di interesse; il modello afflussi-deflussi combina i risultati dell'analisi statistica delle precipitazioni, mediante le metodologie più sopra esposte, con il metodo del Curve Number dell'SCS per la valutazione del volume netto di pioggia disponibile per la formazione della piena.

La procedura si articola nei seguenti passi:

- calcolo della durata di pioggia critica
- calcolo dell'altezza di pioggia puntuale lorda
- calcolo della pioggia netta
- calcolo della portata al colmo.



Alla base della procedura vi sono le seguenti assunzioni:

- che la massima piena avvenga per precipitazioni meteoriche con durata pari alla durata di pioggia critica
- che il picco di piena abbia il medesimo tempo di ritorno della precipitazione che lo ha generato
- che la formazione della piena nel bacino ed il suo trasferimento lungo il reticolo idrografico avvenga senza la formazione di significativi invasi; nel caso si formino invasi, il colmo di piena calcolato con questa metodologia sarà comunque sovrastimato, a favore di sicurezza.

In definitiva il calcolo della portata al colmo viene eseguito uguagliando il volume di pioggia netta, o efficace, al volume della piena descritta a mezzo di un idrogramma di assegnata forma. Nel caso del metodo Razionale l'idrogramma assume una semplice forma triangolare.

La poca disponibilità di osservazioni storiche di portata, insieme con la necessità di stime in svariate sezioni idrologiche lungo i corrispondenti tronchi critici, non può prescindere dall'uso della procedura indiretta per la valutazione della portata di piena.

Tale metodologia d'analisi stima la portata al colmo a partire dalla precipitazione nell'ipotesi, discutibile, che la frequenza di accadimento di quest'ultima caratterizza quella della portata al colmo.

La portata di piena è espressa dalla ben nota Formula Razionale come prodotto tra l'intensità di precipitazione, i , di assegnata durata d e periodo di ritorno Tr , il coefficiente di assorbimento Φ , la superficie del bacino A e il coefficiente di laminazione $\varepsilon(t)$:

$$Q = i[\theta, Tr, r(\theta, A)] \cdot \Phi \cdot A \cdot \varepsilon(\theta)$$

dove con θ si è indicato il valore di durata critica, mentre $r(\theta, A)$, rappresenta il fattore di ragguaglio della precipitazione all'area del bacino, espresso in funzione della durata, θ , e della superficie del bacino, A .

Rispetto ai metodi più articolati e di moderna impostazione, il metodo razionale si distingue per considerare lo ietogramma di precipitazione costante per tutta la durata dell'evento meteorico. Tale assunzione, come verrà dimostrato nel seguito, sottostima fortemente i valori di picco dell'idrogramma.

6.3.3 Metodo Indiretto dell'idrogramma unitario istantaneo di Clark (Clark IUH)

In questo caso l'idrogramma di piena viene calcolato con l'utilizzo del modello numerico HEC-HMS della USACE (United States Army Corps of Engineers), che si compone dei seguenti blocchi:

Schema concettuale del bacino

Il bacino sotteso dalla diga viene concettualmente riprodotto come un unico elemento puntuale, al quale vengono assegnate tutte le proprietà geografiche e morfologiche.

A questo vengono assegnati l'estensione areale, il valore medio del CN e delle perdite iniziali (I_a) ed infine i parametri del modello di trasformazione afflussi-deflussi selezionato (Clark IUH, in questo caso).

Modello meteorologico

MANDATARIA:

MANDANTI:



In questo blocco viene specificata la tipologia di ietogramma che contribuirà alla formazione della piena. La forma e i valori possono anche essere direttamente inseriti manualmente dall'utente (*Specified Hyetograph*). Nel caso in esame si utilizzano sia uno ietogramma costante, di durata pari alla pioggia critica t_{cr} , sia lo ietogramma di tipo Chicago, identificato nel modello col nome di *Frequency Storm*. In questo caso, la durata di pioggia deve essere tale da garantire che il picco d'intensità di precipitazione si verifichi ad un tempo maggiore o uguale a t_{cr} . Per questo tipo di ietogramma è stato possibile specificare vari parametri, tra cui la posizione del picco d'intensità massima, la sua durata e le altezze di pioggia della corrispettiva CPP in funzione del T_r .

Modello di infiltrazione

Si utilizza il modello di infiltrazione dell'SCS, corrispondente a quanto descritto al paragrafo precedente. All'interno di questa finestra del programma devono essere specificati il Curve Number medio del bacino e l'assorbimento iniziale I_a .

I valori utilizzati per tutte le simulazioni sono:

- Curve Number $CN = 88.75$; pari a CN III (CN in condizioni pregresse *umide*)
- Assorbimento iniziale $I_a = 6.44 \text{ mm}$.

Modello di calcolo del deflusso profondo

Viene svolto tramite il modello di regressione, per cui: $Q(t) = Q_0 k^t$, nella quale:

- Q_0 è la portata iniziale, cioè la portata media annuale di deflusso alla sezione di interesse. In questo caso si è assunto un valore pari a $0 \text{ m}^3/\text{s}$, essendo l'alveo inciso del Rio Bunnari prevalentemente asciutto.
- Costante di regressione k : Pilgrim e Cordery hanno determinato valori sperimentali di k , variabili tra 0.3 (bacini di limitata estensione $< 300 \text{ km}^2$) e 0.95 (bacini di elevata estensione $> 1600 \text{ km}^2$). In questo caso si assume $k = 0.01$, essendo questo un bacino di estensione molto limitata rispetto al limite inferiore di 300 km^2 proposto in letteratura.
- Viene definito un valore di soglia al di sotto del quale si ha solamente deflusso profondo, questo è stato impostato pari ad una portata di $5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Modello di trasformazione afflussi-deflussi

Il deflusso generato dalla precipitazione distribuita sul bacino viene propagato alla rete idrografica e alla sezione di chiusura utilizzando la tecnica dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH), che rappresenta la risposta di un bacino ad un impulso di pioggia efficace di volume unitario e durata istantanea. Se questo viene ipotizzato invariante nel tempo e indipendente dall'intensità, la risposta del bacino ad un qualsiasi ietogramma può essere ottenuta tramite una combinazione lineare di tutti gli impulsi unitari.

Per la presente analisi è stato utilizzato il metodo dell'*idrogramma unitario istantaneo di Clark*: questo si basa concettualmente sull'utilizzo di un serbatoio di invaso a comportamento lineare con costante del serbatoio R .



Il volume S_t invasato nel serbatoio all'istante t e la corrispondente portata in uscita O_t sono correlati dall'espressione:

$$S_t = R O_t$$

Nota il valore della portata entrante ad un certo istante I_t , il modello risolve l'equazione di continuità:

$$\Delta S / \Delta t = I_t - O_t$$

Questa viene risolta mediante una tecnica alle differenze finite, giungendo all'espressione finale della portata in uscita: $O_t = C_A I_t + C_B O_{t-1}$,

dove C_A e C_B sono coefficienti di propagazione definiti dalle seguenti espressioni:

$$C_A = \Delta t / (R + 0.5 \Delta t) \quad C_B = 1 - C_A$$

L'espressione di O_t viene accoppiata ad un modello del ritardo cinematico (Dooge, 1959) per considerare il tempo richiesto dal deflusso per giungere alla sezione di chiusura.

Per questo modello è necessario specificare i valori dei seguenti parametri:

- Tempo di corrivazione del bacino contribuente t_{corr}
- Storage Coefficient R del bacino

Secondo Eaglin e Wanielista (1997) la costante R (storage coefficient) può essere posta in prima approssimazione uguale al tempo di corrivazione del bacino ed inoltre il rapporto $R / (t_{corr} + R)$ assume generalmente un valore costante all'interno di regioni idrologiche omogenee, variando generalmente da valori prossimi a 0.1, tipici solitamente di idrogrammi caratterizzati da una ramo ascendente ripido (ad esempio idrogrammi generate da bacini urbani o da bacini ad elevate pendenza media), fino a valori prossimi a 0.7, per idrogrammi relative a bacini agricoli pianeggianti o coperti da boschi, con bassa pendenza media.

Stando alla precedente affermazione è possibile constatare che il range di variazione dello Storage Coefficient R è pari a:

$$0.11 t_c \leq R \leq 2.33 t_c$$

Nel caso in esame, essendo quello di Bunnari un bacino di estensione molto ridotta, i risultati sono stati estrapolati per le diverse casistiche esposte:

- $R = 0.11 t_c$
- $R = 0.25 t_c$
- $R = 0.3 t_c$

In questo modo è stato possibile svolgere un'analisi di sensibilità del modello rispetto a questo importante parametro di simulazione.

Nella seguente Tabella 6-2 vengono invece riportati i valori del tempo di corrivazione ottenuti con le formule elencate al paragrafo precedente.

Tabella 6-2 – Tempi di corrivazione: in verde i valori considerati nel calcolo della media

Stima del tempo di corrivazione t_{corr} [ore]				
Formula	Intero bacino (Bunnari Alto)	Sottobacino 1 (Bunnari Alto)	Sottobacino 2 (Bunnari Alto)	Interbacino
1 - Viparelli	1.65	1.65	1.42	0.49
2 - Ventura	3.44	2.86	1.19	0.60
3 - Kirpich	0.71	0.71	0.65	0.26
4 - Giandotti	2.42	2.41	1.56	0.99
5 - Pasini	3.33	2.94	1.33	0.58
6 - Pezzoli	2.20	2.20	1.18	0.40
7 - Puglisi	2.59	2.59	2.50	1.61
8 - Tournon	5.66	4.95	2.15	2.07
9 - VAPI-Sardegna	7.20	6.48	4.20	2.81
10 - SCS	1.42	1.47	1.13	0.67
MEDIA	2.60	2.44	1.28	0.55
DEVIAZIONE STANDARD (campione)	0.87	0.61	0.12	0.09

Per ognuno dei bacini o sottobacini considerati, la variabilità dei valori stimati ed esposti in Tabella 6-2 è decisamente elevata e attribuibile ai differenti contesti di applicazione delle formule considerate. Dunque, per ogni colonna riportata in tabella è stata calcolata la deviazione standard rispetto alla media dei valori, la quale, in una distribuzione normale (a campana) di osservazioni, rappresenta lo scostamento dei dati che ricadono in un quantile pari al 68% dei valori registrati rispetto alla media (Figura 6-7).

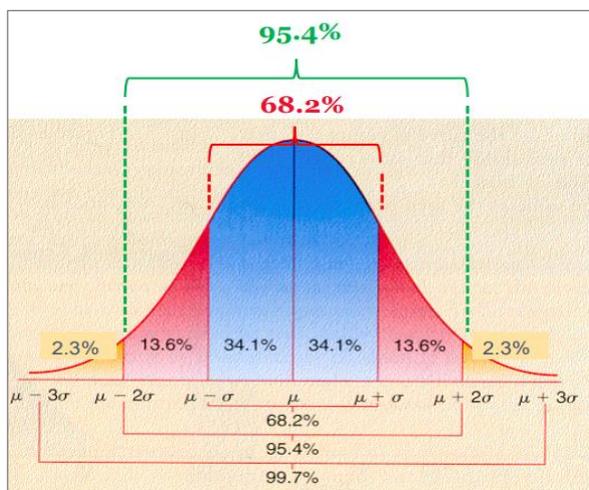


Figura 6-7 – Intervalli di confidenza per una distribuzione gaussiana



I valori del tempo di corrivazione che si discostano dalla media per un valore superiore alla deviazione standard non sono stati considerati nel calcolo della media stessa; questi sono quelli evidenziati in rosso in Tabella 6-2. A valle di queste considerazioni, per la stima del tempo di corrivazione del bacino di Bunnari Alto, si è svolto un processo di *media pesata sull'area* dei valori dei tempi di corrivazione ricavati per i due sottobacini identificati. Questo processo è in accordo con quanto svolto dall'Ing. Porcheddu nello studio idrologico del 1998. In tal caso, il tempo di corrivazione del bacino risultò pari a 1.5 ore.

Effettuando la media pesata sull'area dei tempi di corrivazione medi calcolati per i 2 sottobacini contribuenti alla diga di Bunnari Alta, si ottiene un valore del tempo di corrivazione del bacino pari a $t_{corr} = 2.06$ ore. Tale valore verrà utilizzato nelle simulazioni effettuate con HEC-HMS e per il calcolo della portata al colmo con il metodo indiretto razionale.

7 STIMA DELLA MASSIMA PRECIPITAZIONE

Applicando i modelli di stima delle precipitazioni descritti al paragrafo precedente, si ottengono le altezze di precipitazione lorda, le quali rappresentano le CPP di progetto da utilizzare per la stima della portata al colmo con i metodi indiretti.

7.1 SCELTA DEL METODO DI STIMA

I parametri regionali relativi al bacino del Rio Bunnari per i due metodi di stima applicati sono riportati in Tabella 7-1.

Tabella 7-1 – Valori dei parametri regionali relativi ai due modelli

Valori regionali dei parametri		
Pioggia indice giornaliera (TCEV)	μ_g [mm]	55.00
Sottozona di riferimento	SZO	2.00
Pioggia indice giornaliera (GEV)	μ_d [mm]	52.00
Parametro di forma k_D (GEV)	k_D	0.14
Parametro adimensionale di scala σ_D^* (GEV)	σ_D^*	0.28

Noti i valori dei parametri, è possibile procedere all'applicazione dei modelli. Le altezze di pioggia lorde ottenute sono mostrate in Tabella 7-2 e Tabella 7-3.



Tabella 7-2 – CPP ottenute con il metodo TCEV

Tempo di ritorno Tr	0,5 ore h(mm)	1 ora h(mm)	3 ore h(mm)	6 ore h(mm)	12 ore h(mm)	24 ore h(mm)
10	25,44	32,57	46,58	58,38	73,16	91,69
20	29,86	39,53	56,46	70,70	88,53	110,85
50	35,45	48,74	69,48	86,90	108,70	135,95
100	39,57	55,70	79,30	99,10	123,84	154,77
200	43,69	62,66	89,09	111,24	138,90	173,43
500	49,20	71,86	101,99	127,21	158,66	197,88
1000	53,51	78,82	111,72	139,22	173,49	216,20

Tabella 7-3 – CPP ottenute con il metodo GEV

Tempo di ritorno Tr	0,5 ore h(mm)	1 ora h(mm)	3 ore h(mm)	6 ore h(mm)	12 ore h(mm)	24 ore h(mm)
10	26,53	33,67	46,05	56,12	68,38	83,32
20	31,06	39,77	54,51	66,50	81,13	98,98
50	37,59	48,72	66,94	81,80	99,95	122,14
100	42,85	56,06	77,18	94,42	115,52	141,33
200	48,31	63,79	87,98	107,77	132,01	161,70
500	55,63	74,36	102,82	126,15	154,77	189,89
1000	61,10	82,42	114,18	140,26	172,29	211,63

I valori relativi a $T_R=100, 500, 1000$ vengono riportati in Figura 7-1 per un confronto.

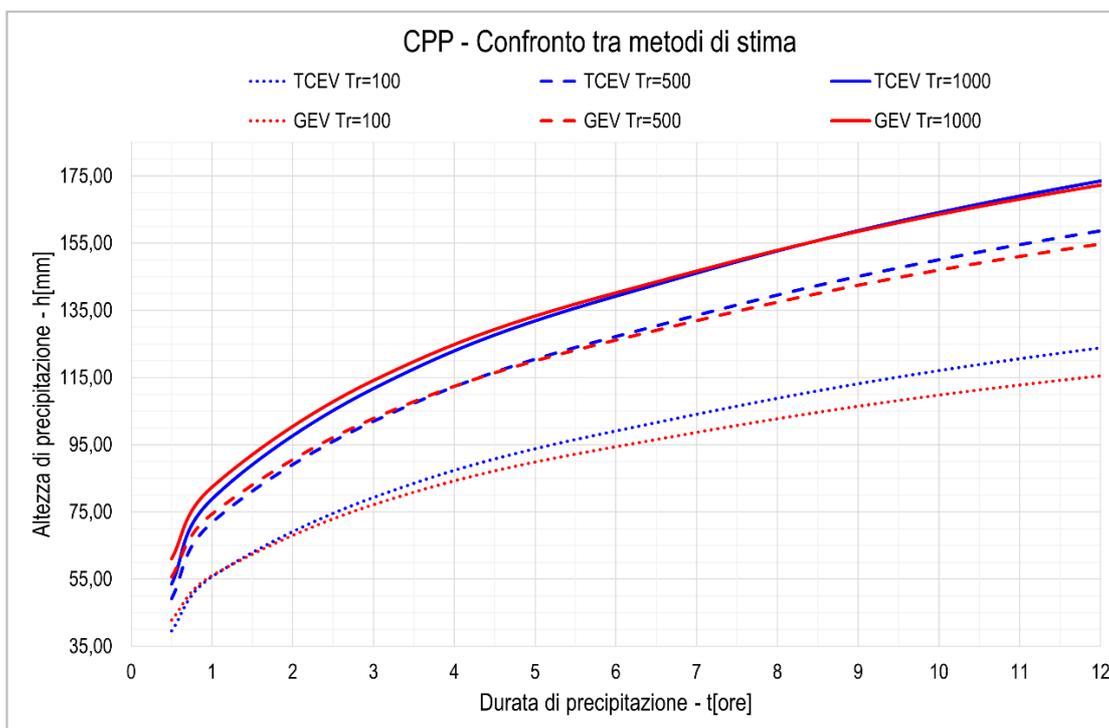


Figura 7-1 – CPP ottenute con metodo TCEV e GEV, per $T_r = 100, 500, 1000$ anni



Dalla Figura 7-1 si nota che le differenze di altezza di pioggia tra i due metodi sono molto contenute. In particolare, queste differenze diminuiscono all'aumentare del periodo di ritorno ma si intensificano con l'aumentare della durata dell'evento meteorico.

I risultati ottenuti vengono inoltre confrontati con le CPP ricavate nello studio idrologico/idraulico del 1998, più precisamente descritte nel paragrafo precedente.

Il risultato è mostrato in Figura 7-2.

È evidente come le CPP presentate nello studio del 1998 risultino sottostimate rispetto a quelle ottenute con i metodi utilizzati nella presente analisi. La Figura 7-2 mostra le CPP per durate di precipitazione limitate a 3 ore, in modo da poter apprezzare maggiormente le differenze tra i risultati. Considerando che il t_{corr} per il bacino di Bunnari Alto è stato stimato di poco superiore alle 2 ore, è possibile affermare che il metodo più cautelativo da adottare per il calcolo delle altezze di precipitazione è quello basato sulla distribuzione di probabilità **GEV**. Questo metodo, inoltre, è quello di più recente concezione e quindi basato su osservazioni pluviografiche più aggiornate rispetto a quelle di altri metodi.

Il metodo GEV viene quindi utilizzato nella presente analisi per stimare le CPP relative ai diversi periodi di ritorno considerati. I risultati sono mostrati in Figura 7-3. I valori sono quelli riportati precedentemente nella Tabella 7-3.

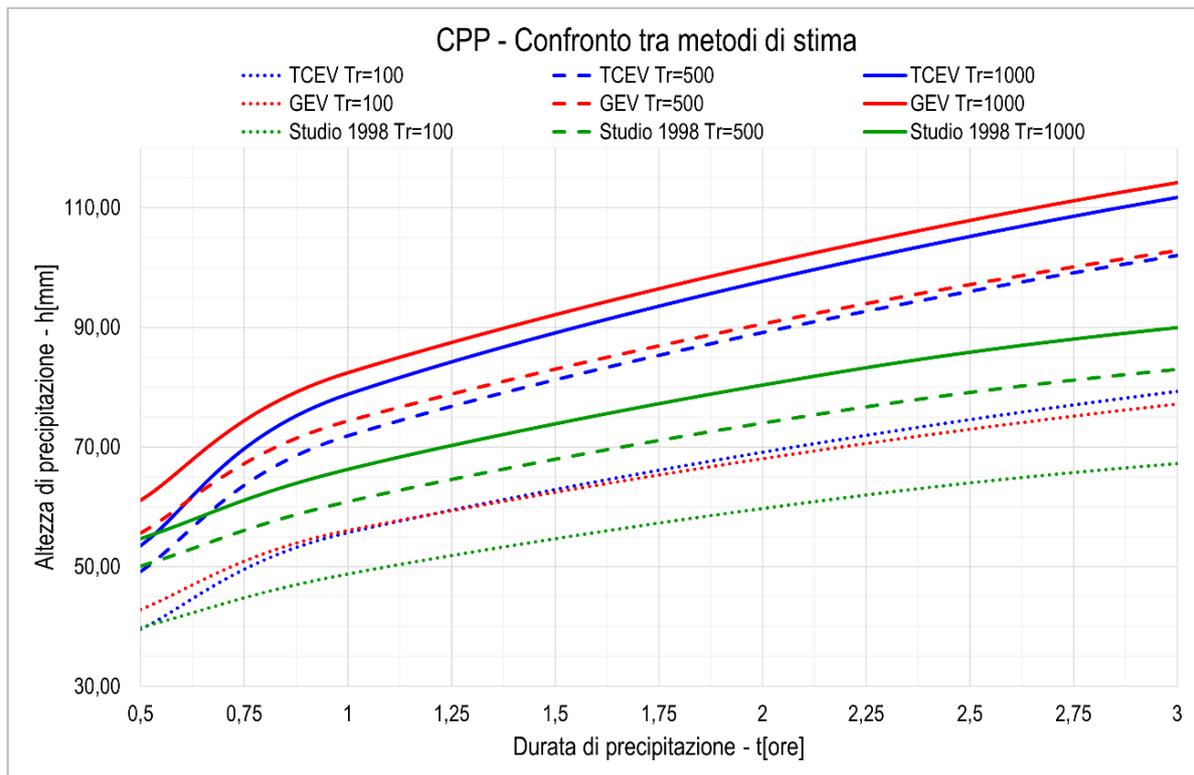


Figura 7-2 – Confronto tra CPP stimate nell'analisi e quelle dello studio del 1998

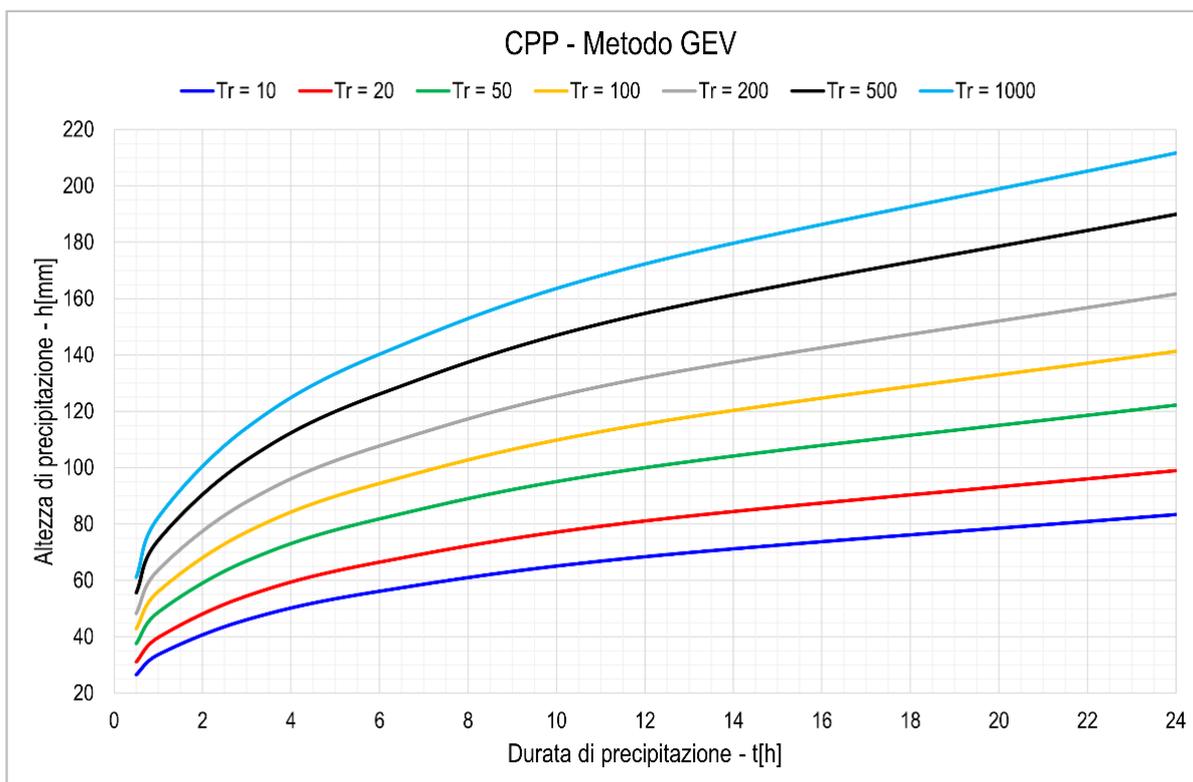


Figura 7-3 – CPP ottenute con il metodo GEV per diversi periodi di ritorno

8 PORTATE AL COLMO E IDROGRAMMI DI PIENA

In questa sezione vengono presentati e descritti i risultati ottenuti con i diversi metodi di stima delle portate al colmo, ottenuti applicando quanto descritto al paragrafo precedente. Successivamente, vengono stimati gli idrogrammi di piena alla sezione individuata dalla diga di Bunnari Alta, per diversi periodi di ritorno.

8.1 METODI DIRETTI

8.1.1 Metodo di Lazzari

Per il bacino del Rio Bunnari viene utilizzata la formulazione proposta per i bacini “occidentali”. I risultati sono riportati in Tabella 8-1.

Tabella 8-1 – Portate al colmo ottenute col metodo diretto di Lazzari

Metodo lognormale di Lazzari (1967)							
T_r [anni]	10	20	50	100	200	500	1000
Q [m ³ /s]	15	20.2	28.3	35.5	43.6	55.9	66.6



8.1.2 Metodo TCEV

Anche in questo caso, il bacino del Rio Bunnari appartiene a quelli che vengono definiti come bacini "occidentali" nella teoria del metodo. Vengono quindi applicate le formulazioni descritte per tale categoria. I risultati sono riportati in Tabella 8-2.

Tabella 8-2 – Portate al colmo ottenute col metodo diretto TCEV

Metodo diretto TCEV (Vapi Sardegna, 1991)							
T_r [anni]	10	20	50	100	200	500	1000
Q [m ³ /s]	20.6	29.6	41.2	50	58.8	70.3	79.1

Questi risultati verranno confrontati successivamente con quelli ottenuti dai metodi indiretti. Ad un primo confronto con i valori riportati nello studio idrologico del 1998, le portate al colmo ottenute con metodi diretti risultano essere fortemente sottostimate, contrariamente a quanto solitamente accade con l'applicazione di tali metodi. Tale fatto può essere motivato da due osservazioni:

- Il bacino in esame presenta una superficie molto limitata (circa 16 km²). Il metodo diretto TCEV è stato ricavato tramite osservazioni idrografiche di bacini con estensione superiore a circa 60 km² (vedi Linee Guida PAI, §1.7, Metodi Diretti).
- Come già su descritto, nel metodo TCEV sono stati assunti parametri regionali costanti, nonostante la tendenza dell'asimmetria ad assumere valori mediamente più elevati per i bacini orientali ed il valore di portata molto basso che si ha per il Mannu di P.to Torres. Il Rio Bunnari è esattamente un sottobacino del Mannu di P.to Torres; questo può fornire una valida motivazione ai risultati così sottostimati ricavati con l'applicazione dei metodi diretti.

8.2 METODI INDIRETTI

L'applicazione dei metodi indiretti richiede di effettuare innanzitutto il calcolo delle CPP ragguagliate all'area del bacino. Seguendo quanto indicato nelle linee guida del PAI, si è optato per l'adozione del coefficiente di ragguaglio areale descritto nel metodo VAPI Sardegna per bacini con area inferiore a 20 km².

Inoltre, per procedere alla stima delle portate al colmo, è necessario calcolare preventivamente la precipitazione *netta* che contribuisce alla formazione del deflusso superficiale. Si applica quindi il metodo SCS, per il quale si considerano i seguenti parametri:

$$CN = CN III = 88.75 \quad S = 32.19 \text{ mm} \quad I_a = 0.2S = 6.44 \text{ mm}$$

Noti questi valori è quindi possibile valutare l'altezza di pioggia netta a partire dall'altezza di precipitazione lorda ragguagliata.

Vengono di seguito riportati e confrontati tra loro i risultati ottenuti dai vari metodi indiretti per il periodo di ritorno pari a $T_r = 500$ anni. Una volta selezionato il metodo più appropriato, questo verrà utilizzato per la stima delle portate al colmo e degli idrogrammi per tutti i periodi di ritorno considerati nell'analisi.



8.2.1 Metodo Indiretto Razionale

È stato precedentemente stimato il tempo di corrivazione del bacino, pari a $t_{corr} = 2.06$ ore. Il metodo razionale considera un'intensità di pioggia costante, che in questo caso vale:

$$i(\theta, T_r, r(\theta, A)) = \frac{H_{lorda}(t_{corr}, T_r)}{t_{corr}} = \frac{86.73 \text{ mm}}{2.06 \text{ ore}} = 42.1 \text{ mm/ora}$$

Il coefficiente di deflusso si calcola come il rapporto tra la precipitazione netta contribuente e la precipitazione lorda caduta sul bacino, in questo caso vale:

$$\varphi = \frac{H_{netta}}{H_{lorda}} = \frac{57.31 \text{ mm}}{86.73 \text{ mm}} = 0.66$$

Il coefficiente di laminazione $\varepsilon(\theta)$ in questo caso si assume unitario, non essendo presenti all'interno del bacino degli invasi di particolare rilevanza.

L'applicazione della formula del metodo Razionale porta dunque a:

$$Q = i[\theta, T_r, r(\theta, A)] \cdot \varphi \cdot A \cdot \frac{\varepsilon(\theta)}{360} = 123.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

Questo valore al colmo è leggermente inferiore rispetto a quello di 133.2 m³/s ottenuto nello studio del 1998, ma risulta di gran lunga superiore ai valori ricavati attraverso i metodi diretti.

8.2.2 Metodo Clark IUH – Ietogramma costante

Attraverso lo sviluppo di un modello HEC-HMS, si sono svolte delle simulazioni idrologiche del bacino, nelle quali si è applicato uno ietogramma costante, con intensità e durata identiche a quello analiticamente utilizzato per il calcolo della portata con il metodo Razionale. Inoltre, sono stati confrontati tra loro i risultati ottenuti variando il valore dello *Storage Coefficient* (R), importante parametro del modello idrologico. I risultati sono mostrati in Figura 8-1.

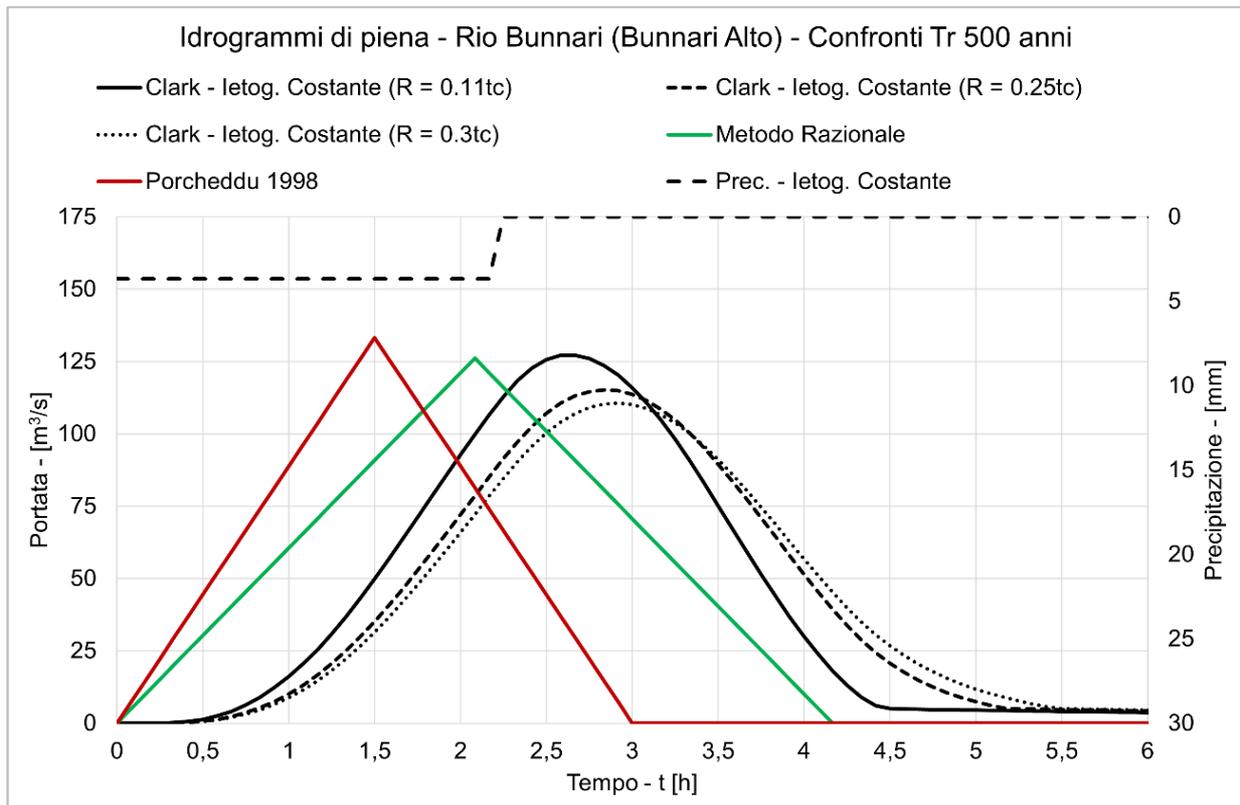


Figura 8-1 – Metodo Clark IUH: confronto risultati con ietogramma costante al variare di R

Si osserva che l'idrogramma che maggiormente avvicina il risultato analitico è quello calcolato con il valore di R più basso: $R = 0.11t_c = 0.23 \text{ ore}$. Oltre che simulare correttamente il valore di portata al colmo, questo valore di R consente di ridurre il lag temporale tra il verificarsi del picco analitico e quello ottenuto con il metodo di Clark. Nelle seguenti simulazioni verrà sempre applicato un valore di R pari a $0.11t_c$.

Per il periodo di ritorno pari a $T_R = 500$ anni, il metodo restituisce perciò i seguenti valori:

$$Q_{max} = 127.1 \text{ m}^3/\text{s} \quad t_{Qmax} = 2.58 \text{ ore}$$

8.2.3 Metodo Clark IUH – Ietogramma Chicago

Viene successivamente applicato al bacino uno ietogramma di tipo Chicago, tramite il modello meteorologico *Frequency Storm* di HEC-HMS. Le durate preimpostate all'interno del modello non consentono di posizionare il picco di intensità esattamente in corrispondenza del tempo di corrvazione del bacino; selezionando una precipitazione di durata pari a 6 ore e posizione del picco al 50%, quest'ultimo di posiziona a $t = 3$ ore, tempo al quale tutto il bacino contribuisce già alla formazione del deflusso superficiale.

Come già specificato in precedenza, per il modello si considera un valore dello Storage Coefficient pari a $R = 0.11t_c$. Il risultato è mostrato in Figura 8-2.

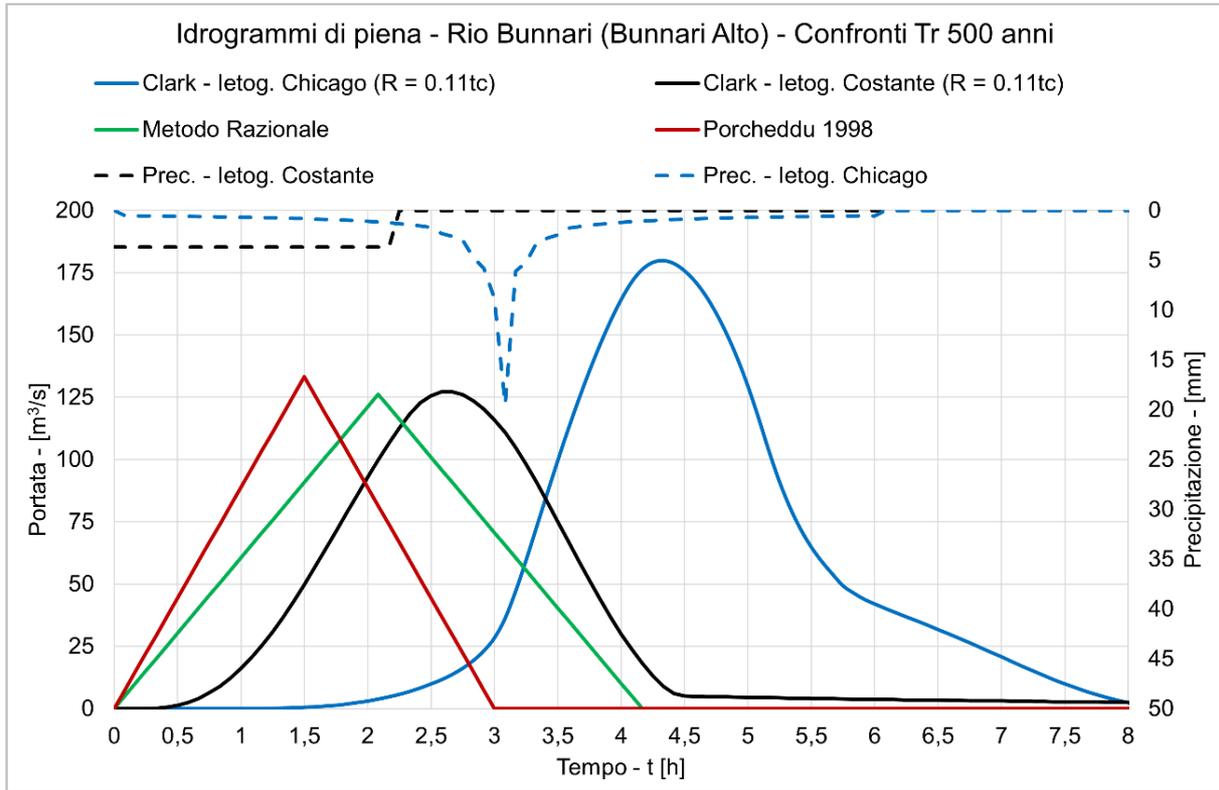


Figura 8-2 – Metodo Clark IUH: confronto risultati ietog. Chicago e costante (Tr=500)

In questo caso, per il periodo di ritorno di 500 anni, i valori restituiti dal metodo sono:

$$Q_{max} = 179.9 \text{ m}^3/\text{s} \quad t_{Qmax} = 4.33 \text{ ore}$$

Si osserva che la portata massima ottenuta con l'applicazione di uno ietogramma ad intensità variabile risulta sensibilmente superiore a quella ottenuta con uno ietogramma ad intensità costante. Questo risultato era auspicabile, poiché gli eventi reali, ed in particolare quelli intensi, si manifestano con variabilità temporale molto accentuata.

L'analisi restituisce dunque un'idrogramma di piena con portata al colmo superiore di quasi 50 m³/s rispetto ai valori ottenuti con lo ietogramma costante, con il metodo razionale e nello studio idrologico del 1998 (per il quale era stato utilizzato sempre il metodo razionale).

Si osserva inoltre che l'intervallo temporale che intercorre tra il verificarsi del picco d'intensità di precipitazione e il picco dell'idrogramma (chiamato *lag time*), è pari a circa 2.25 ore, ed è quindi confrontabile con il tempo di corrivazione calcolato per il bacino.

È possibile affermare che il metodo di stima degli idrogrammi di piena più appropriato per il bacino di Bunnari Alto è individuato dal metodo Clark IUH, al quale si applicano ietogrammi ad intensità variabile di tipo Chicago. Questa metodologia verrà applicata per ricavare gli idrogrammi di piena di tutti gli ulteriori periodi di ritorno studiati in questa analisi.



8.3 ALTRI PERIODI DI RITORNO

In questa sezione vengono esposti gli idrogrammi di piena in arrivo alla sezione della diga di Bunnari Alto, ricavati utilizzando il metodo specificato in precedenza, per i diversi periodi di ritorno considerati nel calcolo delle CPP. I risultati sono esposti in Tabella 8-3.

Tabella 8-3 – Portate al colmo e tempo di picco per diversi T_R

Idrogrammi di piena per diversi T_R							
T_R [anni]	10	20	50	100	200	500	1000
Q_{max} [m ³ /s]	57.7	75.2	101.7	123.9	147.5	179.9	204.7
t_{Qmax} [ore]	4.42	4.42	4.33	4.33	4.33	4.33	4.33

I grafici di questi idrogrammi sono riportati in Figura 8-3.

Risulta di particolare importanza valutare attentamente l'idrogramma di piena riferito al periodo di ritorno di 1000 anni, poiché questo verrà utilizzato per il dimensionamento dell'opera di by-pass da realizzarsi per la diga di Bunnari Basso.

Il risultato, confrontato con i risultati dello studio idrologico del 1998, con il metodo razionale e con l'applicazione dello ietogramma costante, è mostrato in Figura 8-4.

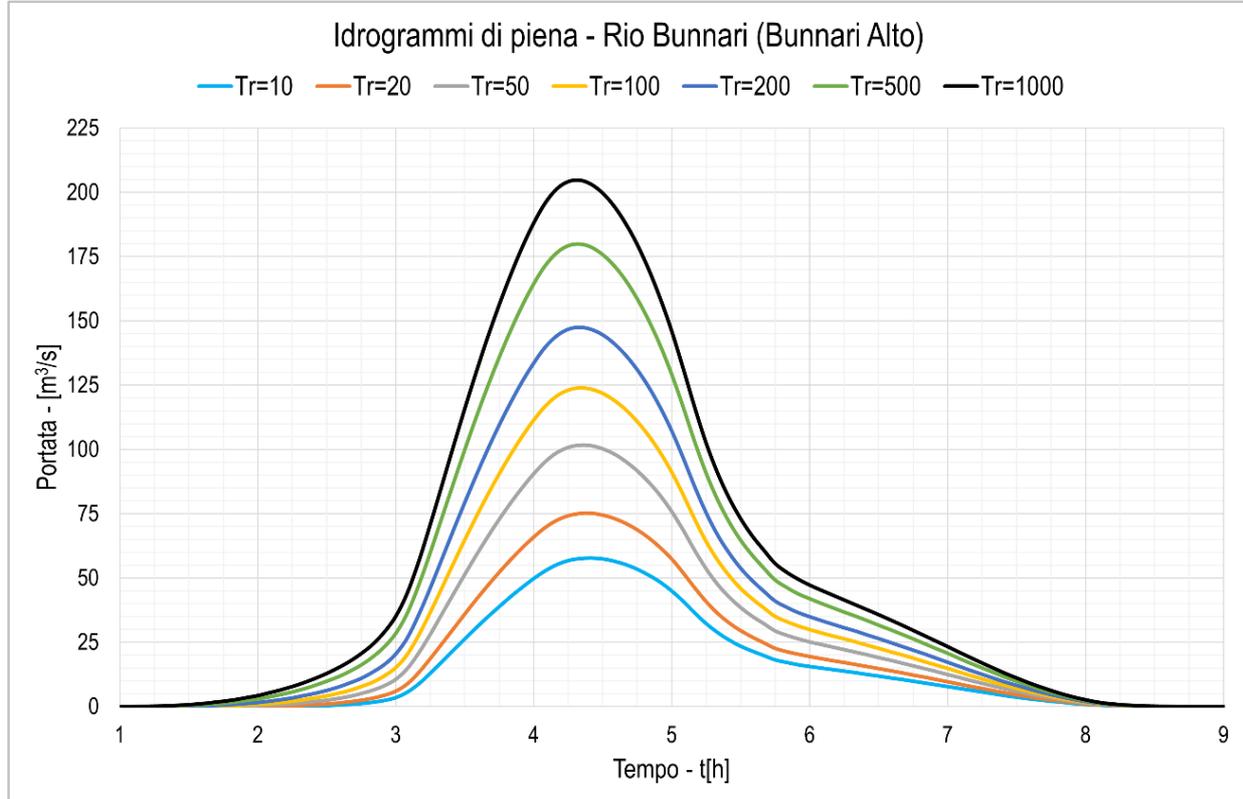


Figura 8-3 – Idrogrammi di piena in arrivo alla diga di Bunnari Alto

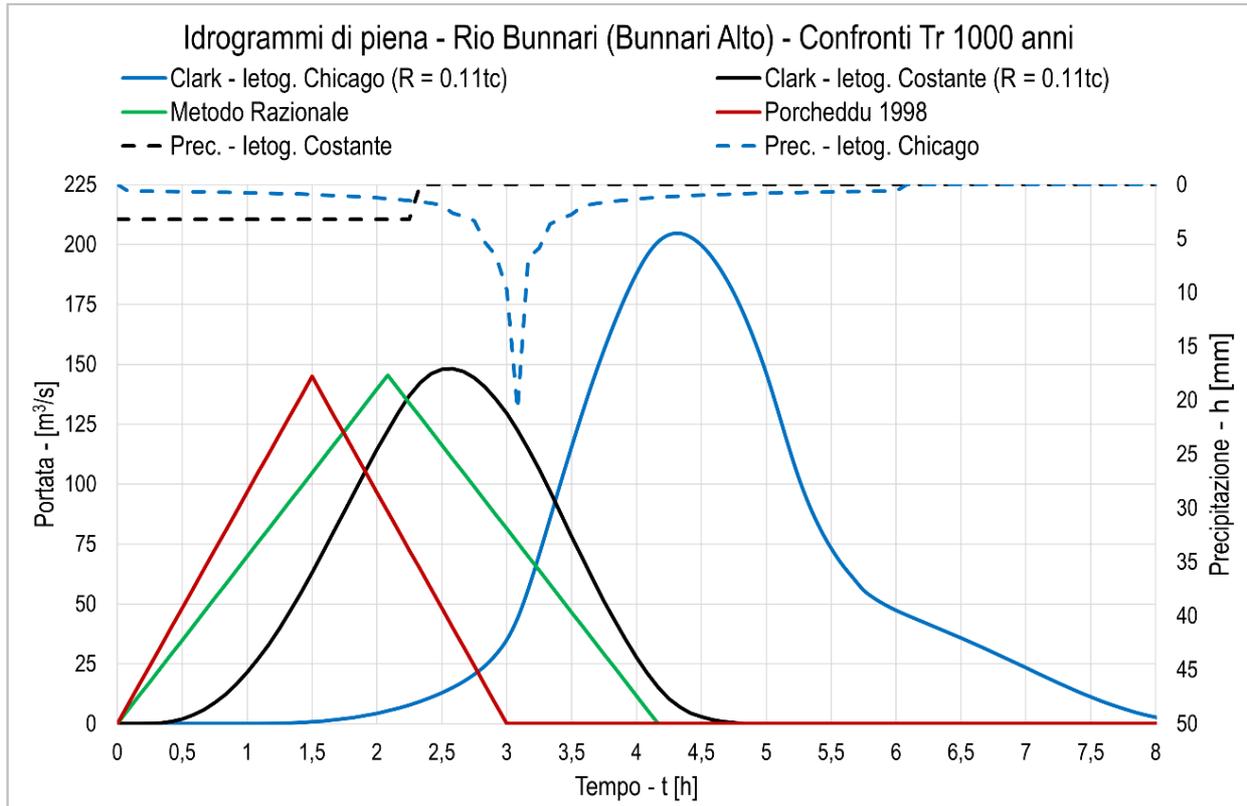


Figura 8-4 – Metodo Clark IUH: confronto risultati Ietog. Chicago e costante ($T_r=1000$)

9 INTERBACINO

In questa sezione viene valutato il contributo generato dalla superficie dell'interbacino compreso tra la diga di Bunnari Alto e Bunnari Basso. L'estensione di questo bacino è molto contenuta, infatti, il tempo di corrivazione calcolato (vedi Tabella 6-2) è di solamente mezz'ora. Considerando che il contributo maggiore alla formazione dell'idrogramma di piena sarà dato dalla portata esitata dagli sfioratori superficiali della diga di Bunnari Alto, il contributo dato dall'interbacino è stato valutato applicando lo stesso Ietogramma Chicago applicato al bacino di Bunnari Alto. Tale Ietogramma ha dunque una durata di sei ore e il picco localizzato a $t_p = 3$ ore. I procedimenti e i metodi utilizzati per l'interbacino sono identici a quelli descritti finora per il bacino di Bunnari Alto. I risultati sono elencati in Tabella 9-1 e mostrati in Figura 9-1.

Tabella 9-1 – Portate al colmo e tempo di picco idrogrammi dell'interbacino

Idrogrammi di piena dell'interbacino per $T_R=500,1000$		
T_R [anni]	500	1000
Q_{max} [m³/s]	31.9	36
t_{Qmax} [ore]	3.33	3.33

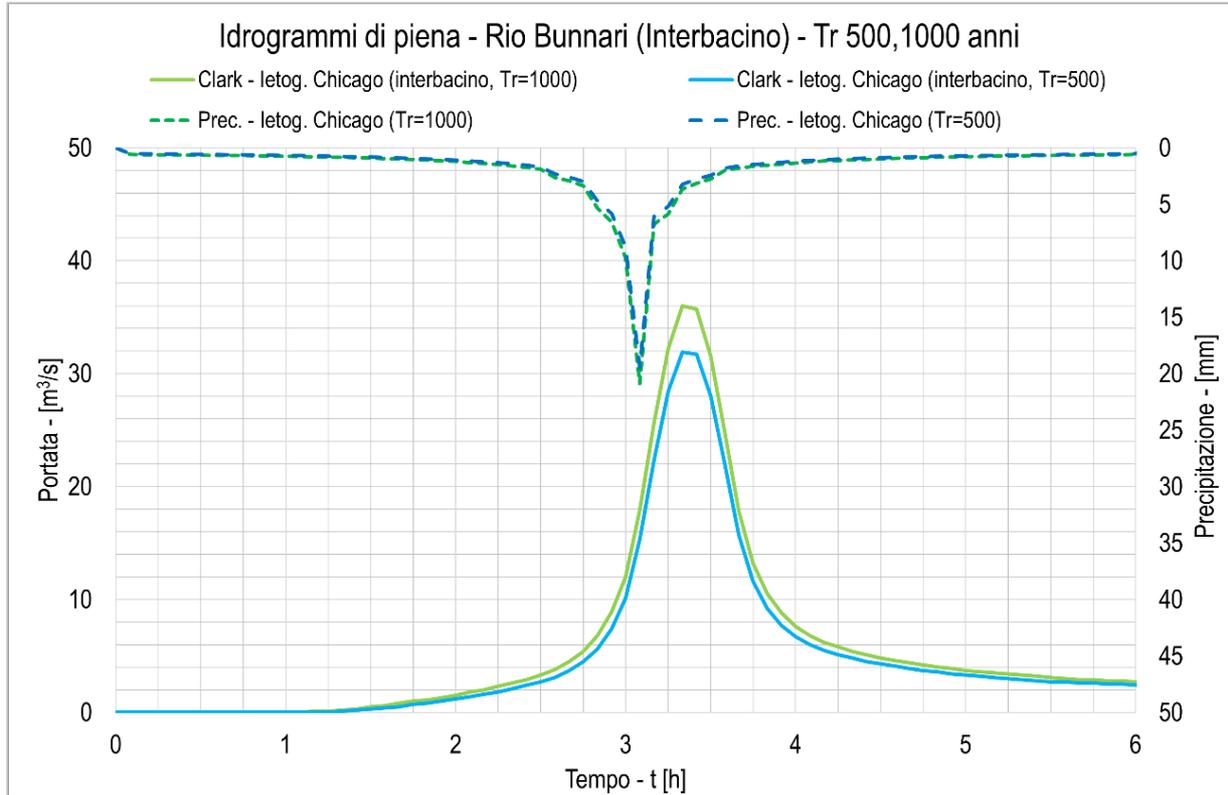


Figura 9-1 – Idrogrammi di piena dell'interbacino e relativi ietogrammi per $T_R = 500, 1000$

10 CONCLUSIONI

L'obiettivo ultimo di tutto il processo di analisi descritto finora, è stato quello di stimare gli idrogrammi di piena da utilizzare per le verifiche idrauliche per i periodi di ritorno di riferimento, $T_R = 500$ e 1000 anni.

Tali idrogrammi sono stati ottenuti nei capitoli precedenti e vengono qui confrontati tra loro, in particolare, vengono messi a confronto in Figura 10-1 i risultati ottenuti per il bacino di Bunnari Alto e quelli ottenuti per l'interbacino.

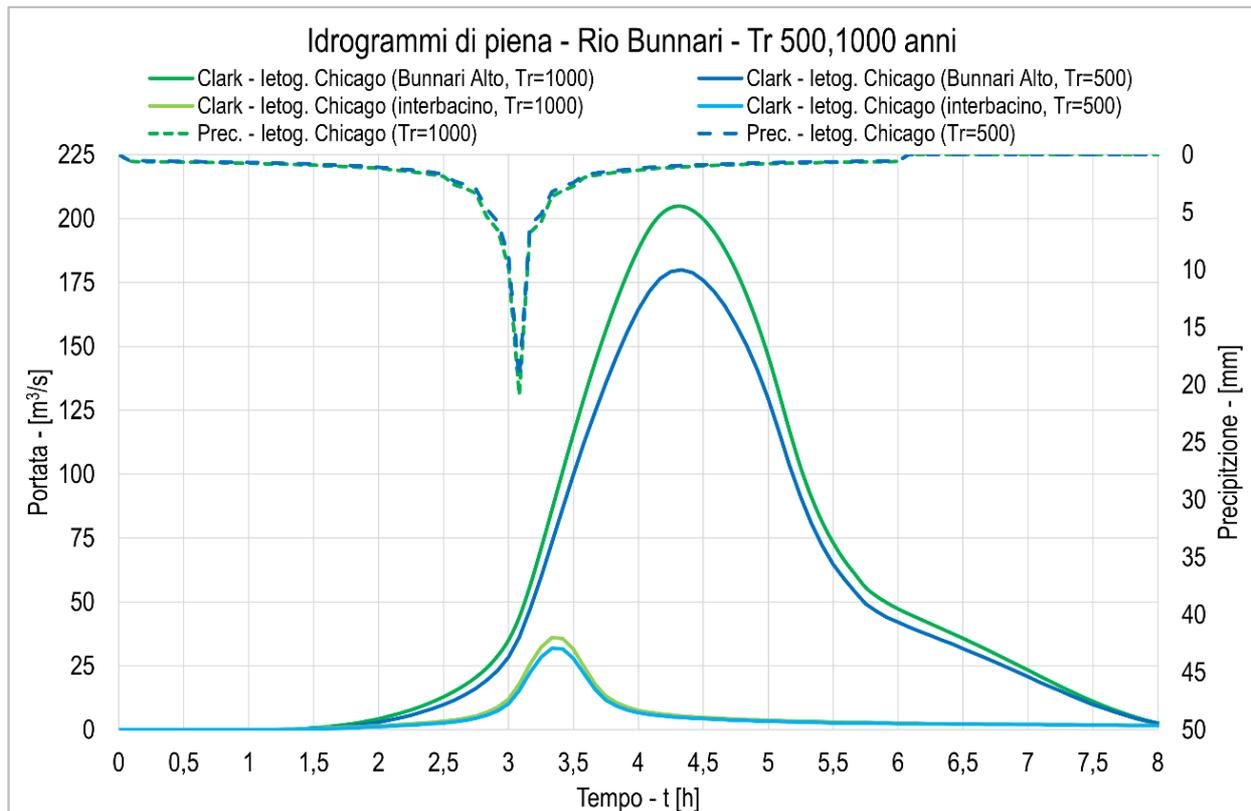


Figura 10-1 – Confronto tra idrogrammi in ingresso stimati per il bacino di Bunnari Alto e l'interbacino

Si sottolinea che l'idrogramma in arrivo alla diga di Bunnari Basso non corrisponde alla semplice somma degli idrogrammi in Figura 10-1 (per ciascun T_R), poiché la portata in ingresso al bacino di Bunnari Alto viene laminata dalla diga stessa; la portata esitata dipenderà dunque dalla geometria degli organi di sfioro e dal funzionamento dello scarico di fondo. Alle portate esitate da Bunnari Alto andranno comunque a sommarsi i contributi, non trascurabili, generati dalla precipitazione caduta nell'interbacino.

Il tutto verrà accuratamente studiato nella relazione idraulica, all'interno della quale si presenteranno gli idrogrammi in arrivo allo sbarramento di Bunnari Basso, che verranno utilizzati per il dimensionamento dell'eventuale opera di bypass.

11 BIBLIOGRAFIA

- Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti. Decreto 26 giugno 2014. Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)
- Regione autonoma della Sardegna, Assessorato Lavori Pubblici. Attività di individuazione e di perimetrazione delle aree a rischio idraulico e geomorfologico e delle relative misure di salvaguardia. D.L. 180 e Legge 267 del 3-08-1998. LINEE GUIDA



- Regione autonoma della Sardegna, Assessorato Lavori Pubblici, Servizio difesa del suolo. Piano stralcio di Assetto Idrogeologico-Aggiornamento 2006. Sub-bacino 5, Posada – Cedrino
- Regione autonoma della Sardegna, Autorità di bacino regionale della Sardegna. Piano di gestione del rischio di alluvioni, 2016
- Cao C., Sechi G.M., Becciu G., (1998). Analisi regionale per la valutazione probabilistica delle piene in Sardegna, XXI Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, L'Aquila
- Cao C., Piga E., Salis M. , Sechi G.M., (1991). Valutazione delle Piene in Sardegna, Rapporto Regionale GNDCl, Pubbl. N. 1418, Graphical Loddo & C., Cagliari
- Claps, P., Caporali, E., Chiarello, V., Deidda, R., De Luca, L., Giuzio, L., Libertino, A., Lo Conti, F., Manfreda, S., Noto, L., & Versace, P. . Stima operativa delle piogge estreme sul territorio nazionale: nuovi metodi e possibili sinergie. XXXV Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Bologna, 2016
- Deidda R., Piga E., Sechi G., (1993). Studio regionale delle massime precipitazioni giornaliere in Sardegna. D.I.T., Quaderni di ricerca, n. 9, Cagliari
- Deidda R., Piga E., (1997). Studio regionale delle piogge brevi ed intense in Sardegna. D.I.T., Quaderni di ricerca, n.11, Cagliari
- Deidda R., Piga E., Sechi G. (1997). Confronto tra alcuni modelli regionali per la valutazione della pioggia indice. D.I.T.. Quaderni di ricerca, n. 13, Cagliari
- Deidda, R. (2016). L'alluvione, le alluvioni: memorie e azioni, intervento esposto a Cagliari, 4 novembre 2016
- Deidda, R. (2018). Aggiornamento delle curve di possibilità pluviometrica per la Regione Sardegna. Rischio alluvionale: 7 sfide per il 2020, Firenze
- Dooge J.C.I. (1959). A general theory of the unit hydrograph. Journal of Geophysical Research, 64(2), 241-25
- Wanielista, Martin P., Kersten, R., Eaglin, Ron. (1997). Hydrology: water quantity and quality control. New York: John Wiley Sons
- Fiorentino M., Gabriele S., Rossi F., Versace P. (1987). Hierarchical approach for regional flood frequency analysis. Ed. by V.P. Singh, pp. 35-49, D. Reidel Publishing Company, Dordrech, Holland
- Hosking J.R.M., Wallis J.R., Wood E.F. (1985). Estimation of the Generalized Extreme-Value Distribution by the Method of Probability-Weighted Moments. Technometrics, 27 (3), 251-261
- Kottegoda, N. and Rosso, R. (1997). Statistics, Probability and Reliability for Civil and Environmental Engineers. McGraw-Hill, New York
- McCarthy G. T. (1938). The Unit Hydrograph and Flood Routing. Unpublished manuscript presented at a conference of the North Atlantic Division. U.S. Army, Corps of Engineers
- Pilgrim, D. H. and Cordery, I. (1993). Flood Runoff, in: HandBook of Hydrology, edited by Maidment, D. R., McGraw-Hill Companies, International Edn



- Rossi F., Fiorentino M. e Versace P. (1984). Two Components Extreme Value distribution for flood frequency analysis. Water Resour. Res., 22(2), 847-856
- SCS (1972). National Engineering Handbook. Section 4, Hydrology. Soil Conservation Service. U.S. Department of Agriculture
- USACE, Hydrologic Modeling System HEC-HMS. Users Manual, 2020
- USACE, Hydrologic Modeling System HEC-HMS. Applications Guide, 2017.