

Diga Casalbuono e schema idrico di connessione idraulica ai comprensori irrigui del Vallo di Diano, dell'Alto Bussento e della Piana del Sele - 1° lotto

STUDIO DI FATTIBILITÀ DELLE ALTERNATIVE PROGETTUALI



Cliente:



Il direttore esecuzione del contratto:

Ing. Mariano Lucio Alliegro
(Ordine Ingegneri SALERNO n. 2382)

Il responsabile unico del procedimento:

Ing. Domenico Macellaro
(Ordine Ingegneri SALERNO n. 3630)

Mandataria:



Mandati:



Il progettista:

Ing. Carlo Silvestri
(Ordine Ingegneri MILANO n. 20345A)

Codice documento:

2022.0305.002-IDR-R01

Titolo:

RELAZIONE IDRAULICA-IDROLOGICA PRELIMINARE

Rev.	Data	Redatto	Verificato	Approvato	Descrizione
2					
1	19.02.2023	G. Massera	M. Lora	C. Silvestri	Seconda emissione
0	22.12.2023	G. Massera	M. Lora	C. Silvestri	Prima emissione

INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	OBIETTIVI E SINTESI DELLO STUDIO	2
2.1	Bilancio idrologico per il dimensionamento dell'invaso	2
2.2	Analisi idrologica di piena	2
2.3	Dimensionamento idraulico e verifica delle opere di scarico	2
2.4	Dimensionamento idraulico della condotta di derivazione	3
2.5	Stima dell'apporto solido medio annuo	3
3.	NORMATIVA VIGENTE E STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE	4
3.1	NTD 2014	4
3.2	Strumenti di pianificazione vigenti in riferimento al bacino idrografico del fiume Tanagro	6
4.	DIMENSIONAMENTO DEGLI INVASI	7
4.1	Curve caratteristiche del serbatoio e quote notevoli dell'invaso	7
4.1.1	Alternativa 1: Diga A sul fiume Tanagro	8
4.1.2	Alternativa 2: Diga D sul torrente Porcile	9
4.1.3	Alternativa 2: Diga A1* sul fiume Tanagro	11
4.1.4	Alternativa 3: Diga A2* sul fiume Tanagro	11
4.2	Approccio metodologico	11
4.2.1	Determinazione del volume di deflusso meteorologico mensile	15
4.2.2	Fabbisogno idrico totale	18
4.2.3	Evaporazione	29
4.2.4	Infiltrazione	29
4.3	Risultati dei bilanci idrici degli invasi	30
4.3.1	Alternativa 1	30
4.3.1.1	Coefficiente di permeabilità $k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$	31
4.3.1.2	Coefficiente di permeabilità $k_p = 5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	36
4.3.1.3	Confronto	39
4.3.2	Alternativa 2	41
4.3.2.1	Coefficiente di permeabilità $k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$	42

4.3.2.2	Coefficiente di permeabilità $k_p = 5 * 10^{-7} m/s$	45
4.3.2.3	Confronto	50
4.3.3	Alternativa 3	50
4.4	Analisi dei risultati del bilancio idrologico	51
4.5	Applicazione del bilancio idrologico degli invasi a supporto delle valutazioni preliminari per lo sfruttamento idroelettrico	52
5.	ANALISI IDROLOGICA DI PIENA	55
5.1	Approccio metodologico	55
5.1.1	Premessa	55
5.1.2	Metodo VAPI per la valutazione delle piene in Campania	55
5.1.2.1	Generalità	55
5.1.2.2	Base dati utilizzata per la pluviometria	56
5.1.2.3	Base dati utilizzata per l'idrometria	57
5.1.2.4	Leggi di variazione dei coefficienti di crescita con il periodo di ritorno	57
5.1.2.5	Stima della pioggia indice e calcolo delle Curve di Possibilità Pluviometriche	60
5.1.2.6	Stima della piena media annua e calcolo della portata al colmo di piena istantanea	62
5.1.3	Metodo indiretto per la valutazione delle piene con modello afflussi-deflussi	65
5.1.3.1	Calcolo della durata di pioggia critica	66
5.1.3.2	Metodo di Gumbel per il calcolo delle Curve di Possibilità Pluviometrica (CPP)	67
5.1.3.3	Generazione del modello meteorologico	68
5.1.3.4	Coefficiente di ragguaglio della precipitazione (coefficiente ARF di riduzione areale)	68
5.1.3.5	Modello di infiltrazione (o di separazione delle piogge efficaci)	69
5.1.3.6	Modello di trasformazione afflussi-deflussi	71
5.1.3.7	Modello del deflusso profondo	72
5.2	Analisi morfometrica dei bacini idrografici	72

5.3	Analisi pluviometrica	78
5.3.1	Durata critica dell'evento di precipitazione	78
5.3.2	Ragguaglio della precipitazione lorda	79
5.3.3	Calcolo delle CPP	80
5.3.4	Scelta delle Curve di Possibilità Pluviometrica	87
5.4	Calcolo della portata al colmo di piena istantanea con il metodo VAPI	88
5.4.1	Regressione Empirica	89
5.4.2	Modello Razionale	89
5.4.3	Modello Geomorfoclimatico	90
5.4.4	Confronto tra i metodi del VAPI-Campania	90
5.5	Modello idrologico e calcolo degli idrogrammi di piena con il metodo indiretto	92
5.5.1	Parametri del modello idrologico	92
5.5.2	Modello meteorologico sintetico	92
5.5.3	Idrogrammi di piena per tempi di ritorno significativi	96
5.6	Definizione delle portate al colmo e degli idrogrammi di piena di progetto	97
6.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA IDRAULICA DELLE OPERE DI SCARICO	101
6.1	Curve caratteristiche del serbatoio e quote notevoli dell'invaso	104
6.2	Approccio metodologico per il dimensionamento delle opere di scarico	104
6.2.1	Scarico di superficie	104
6.2.1.1	Calcolo della capacità di efflusso	104
6.2.1.2	Verifica soglia sfiorante	106
6.2.1.3	Verifica del franco netto secondo NTD 2014	108
6.2.1.4	Vasca colletttrice di portata	109
6.2.1.5	Canale fugatore	112
6.2.1.6	Opera di dissipazione dello scarico	112
6.2.2	Scarico di fondo e di mezzofondo	116
6.2.2.1	Capacità dello scarico di fondo e mezzofondo	116
6.2.3	Scarico di regolazione e laminazione	119
6.2.3.1	Calcolo della capacità di laminazione dell'invaso	119
6.3	Dimensionamento dello scarico di superficie	120
6.3.1	Alternativa 1: Diga A sul fiume Tanagro	120

6.3.1.1	Caratteristiche geometriche	120
6.3.1.2	Calcolo della capacità di efflusso	120
6.3.1.3	Verifica della soglia sfiorante	122
6.3.1.4	Verifica del franco netto secondo NTD 2014	123
6.3.1.5	Vasca colletttrice di portata	123
6.3.1.6	Opera di dissipazione dello scarico	124
6.3.2	Alternativa 2 e 3: Diga D sul torrente Porcile	125
6.3.2.1	Caratteristiche geometriche	125
6.3.2.2	Calcolo della capacità di efflusso	125
6.3.2.3	Verifica della soglia sfiorante	126
6.3.2.4	Verifica del franco netto secondo NTD 2014	128
6.3.2.5	Vasca colletttrice di portata	128
6.3.2.6	Canale fugatore	129
6.3.2.7	Opera di dissipazione dello scarico	130
6.3.3	Alternativa 2: Diga A1* sul fiume Tanagro	130
6.3.3.1	Caratteristiche geometriche	130
6.3.3.2	Calcolo della capacità di efflusso	130
6.3.3.3	Verifica della soglia sfiorante	131
6.3.3.4	Verifica del franco netto secondo NTD 2014	133
6.3.3.5	Opera di dissipazione dello scarico	133
6.3.4	Alternativa 3: Diga A2* sul fiume Tanagro	133
6.3.4.1	Caratteristiche geometriche	133
6.3.4.2	Calcolo della capacità di efflusso	134
6.3.4.3	Verifica della soglia sfiorante	135
6.3.4.4	Verifica del franco netto secondo NTD 2014	137
6.3.4.5	Opera di dissipazione dello scarico	137
6.4	Scarico di fondo e di mezzofondo	137
6.4.1	Alternativa 1: Diga A sul fiume Tanagro	137
6.4.1.1	Calcolo della capacità dello scarico di fondo	138
6.4.1.2	Calcolo del tempo di vuotamento	139

6.4.1.3	Calcolo della capacità dello scarico di mezzofondo	141
6.4.2	Alternativa 2: Diga D sul torrente Porcile	142
6.4.2.1	Calcolo della capacità dello scarico di fondo	143
6.4.2.2	Calcolo del tempo di vuotamento	144
6.4.3	Alternativa 2: Diga A1* sul fiume Tanagro	145
6.4.3.1	Calcolo della capacità dello scarico di fondo	145
6.4.3.2	Calcolo del tempo di vuotamento	146
6.4.4	Alternativa 3: Diga A2* sul fiume Tanagro	148
6.4.4.1	Calcolo della capacità dello scarico di fondo	148
6.4.4.2	Calcolo del tempo di vuotamento	149
6.5	Scarico di regolazione e laminazione	149
6.5.1	Alternativa 1: Diga A	149
6.5.1.1	Calcolo della capacità di laminazione dell'invaso	150
6.5.2	Alternativa 2 e 3: Diga D	151
6.5.2.1	Calcolo della capacità di laminazione dell'invaso	151
6.5.3	Alternativa 2: Diga A1* sul fiume Tanagro	153
6.5.3.1	Calcolo della capacità di laminazione dell'invaso	153
6.5.4	Alternativa 3: Diga A2* sul fiume Tanagro	154
7.	DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLA CONDOTTA DI DERIVAZIONE	155
8.	STIMA DELL'APPORTO SOLIDO MEDIO ANNUO	157
8.1	Determinazione dei fattori del modello RUSLE	158
8.1.1	Fattore di erodibilità del suolo (K)	158
8.1.2	Fattore morfologico del suolo (LS)	160
8.1.3	Fattore adimensionale di copertura vegetale e di uso del suolo (C)	161
8.1.4	Fattore adimensionale delle pratiche di conservazione del suolo (P)	163
8.1.5	Fattore di erosività della pioggia (R)	164
8.2	Risultati ottenuti dall'applicazione del modello RUSLE	166
9.	CONCLUSIONI	168
10.	ALLEGATI	171

1. PREMESSA

La presente Relazione idraulica-idrologica preliminare illustra gli studi idrologici e gli aspetti di dimensionamento idraulico delle opere, a supporto dello Studio di fattibilità delle alternative progettuali, fase preliminare e propedeutica al successivo sviluppo della progettazione di Fattibilità Tecnico-Economica (PFTE) delle opere. Tali alternative progettuali sono le seguenti (Figura 1):

- Alternativa 1: realizzazione di uno sbarramento in materiali sciolti nel sito A sul fiume Tanagro (Diga A) con la duplice funzione di accumulo della risorsa idrica e laminazione delle piene;
- Alternativa 2: realizzazione di uno sbarramento in hardfill nel sito A sul fiume Tanagro (diga A1*) con la funzione di laminazione delle piene e di opera di captazione per il trasferimento della risorsa idrica in un bacino di accumulo nel sito D sul torrente Porcile (Diga D);
- Alternativa 3: realizzazione di una traversa in calcestruzzo nel sito A sul fiume Tanagro (diga A2*) con la funzione di opera di captazione per il trasferimento della risorsa idrica in un bacino di accumulo nel sito D sul torrente Porcile (Diga D).

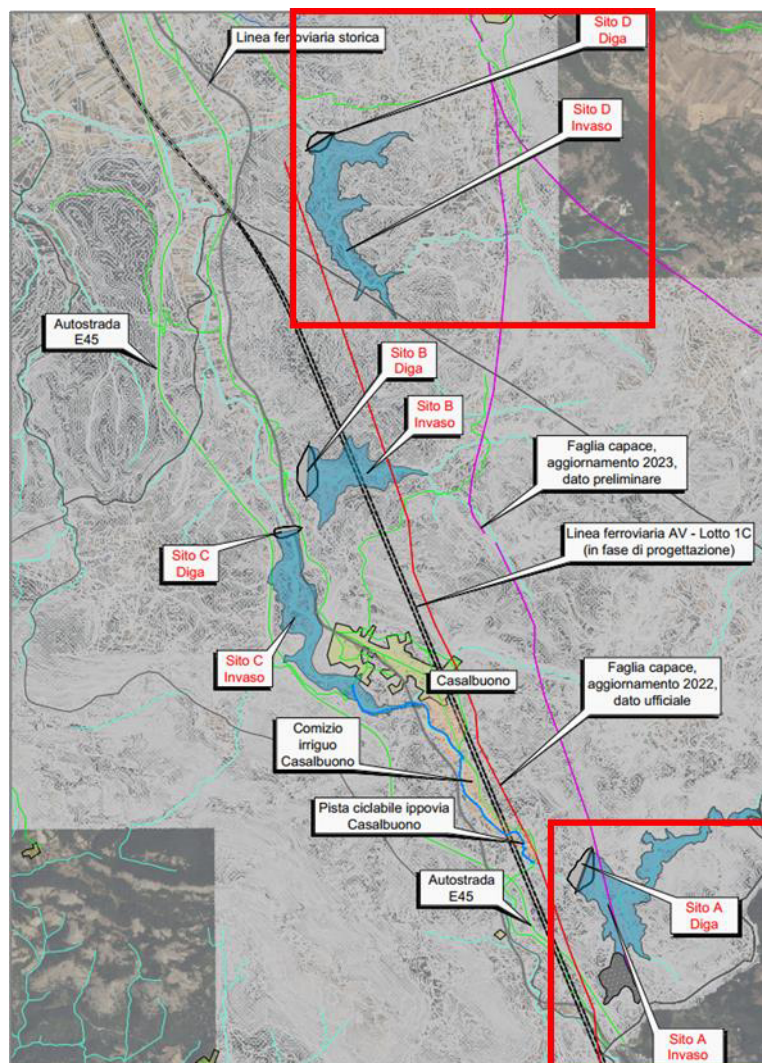


Figura 1: Inquadramento dell'area di studio analizzati ed evidenza dei siti A e D, nei quali sono situate le opere di sbarramento previste nelle differenti alternative progettuali

2. OBIETTIVI E SINTESI DELLO STUDIO

Il presente studio si articola su cinque tematiche principali:

1. Bilancio idrologico per il dimensionamento dell'invaso;
2. Analisi idrologica di piena;
3. Dimensionamento idraulico e verifica.
4. Dimensionamento della condotta di derivazione;
5. Stima dell'apporto solido medio annuo.

Viene riportata nel seguito una sintesi per ciascuno dei punti sopra indicati.

2.1 Bilancio idrologico per il dimensionamento dell'invaso

Il bilancio idrologico per il dimensionamento dell'invaso viene simulato ipotizzando la realizzazione di una diga di differenti altezze, con lo scopo di definire quella ottimale in termini di soddisfacimento dei fabbisogni idrici e di grandezza dell'opera.

Gli elementi necessari ai fini dell'implementazione di tali simulazioni sono:

- curve caratteristiche degli invasi;
- il fabbisogno idrico totale, costituito da una componente irrigua, idroelettrica ed una relativa al Deflusso Minimo Vitale (DMV) e Deflusso Ecologico (DE) dei corsi d'acqua analizzati.

2.2 Analisi idrologica di piena

L'analisi idrologica di piena è stata svolta al fine di determinare le portate al colmo e gli idrogrammi di piena per differenti tempi di ritorno, con l'obiettivo di dimensionare le opere di scarico della diga, verificando il franco idraulico coerentemente con quanto richiesto dalla Normativa vigente (NTD 2014).

Per ciascuno delle Alternative analizzate i principali step per determinare gli idrogrammi di piena sono i seguenti:

- analisi morfometrica del bacino idrografico;
- analisi pluviometrica e calcolo delle Curve di Possibilità Pluviometrica (CPP);
- calcolo della altezza di precipitazione netta;
- calcolo della durata critica dell'evento di precipitazione;
- calcolo degli idrogrammi di piena.

2.3 Dimensionamento idraulico e verifica delle opere di scarico

L'analisi idraulica delle opere di scarico consente di definire la geometria delle opere deputate al rilascio della portata di efflusso. Le opere sono elencate nel seguito:

- Scarico di superficie;
- Scarico di fondo e di mezzofondo;

- Scarico di regolazione per la laminazione dell'evento di piena.

2.4 Dimensionamento idraulico della condotta di derivazione

La condotta di derivazione viene dimensionata con l'obiettivo di trasferire i volumi idrici accumulati alla rete di distribuzione irrigua e alle centrali idroelettriche, ove previste.

2.5 Stima dell'apporto solido medio annuo

La stima dell'apporto solido medio annuo viene effettuata allo scopo di determinare la quantità di sedimenti prodotti nei bacini idrografici sottesi dalle opere di sbarramento nelle varie alternative considerate.

Tale stima viene effettuata ricorrendo all'utilizzo di un modello empirico per la valutazione dell'erosione del suolo (*Revised Universal Soil Loss Equation*, RUSLE). Gli elementi principali di tale valutazione sul bacino idrografico considerato sono:

- fattori legati all'erodibilità, morfologia e caratteristiche della copertura vegetale;
- precipitazione cumulata media annua.

3. **NORMATIVA VIGENTE E STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE**

3.1 NTD 2014

La normativa vigente da tenere come riferimento per la progettazione della diga di Casalbuono nelle alternative progettuali è il D.M. 26 giugno 2014 “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”, di seguito nella relazione abbreviata come NTD 2014. Tale normativa si applica a tutti gli sbarramenti di ritenuta del territorio nazionale.

Le principali definizioni espresse nella NTD 2014, che verranno utilizzate in modo ricorrente nella relazione e di cui è possibile prendere visione per interezza nel capitolo B.1 dell’Allegato alla Normativa stessa, sono le seguenti:

- Altezza della diga: è la differenza tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più depresso dei paramenti;
- Quota di massimo invaso: quota massima cui può giungere il livello dell’invaso ove si manifesti il più gravoso evento di piena previsto in progetto. Non si considera la sopraelevazione del moto ondoso;
- Quota massima di regolazione: quota del livello d’acqua al quale ha inizio, automaticamente, lo sfioro dagli appositi dispositivi;
- Volume di invaso: volume del serbatoio compreso tra la quota massima di regolazione e la quota del punto più depresso del paramento di monte;
- Volume utile di regolazione: volume del serbatoio compreso tra la quota massima di regolazione e quella minima alla quale è derivata l’acqua invasata;
- Volume totale di invaso: volume del serbatoio compreso tra la quota di massimo invaso e quella del punto più depresso del paramento di monte;
- Franco idraulico: differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso;
- Franco idraulico netto: è definito come differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso incrementata della semialtezza della maggiore tra l’onda generata dal vento ovvero quella di massima regolazione incrementata della semialtezza dell’onda da sisma di progetto, calcolate come all’art. C.2. Per il calcolo del franco netto dovranno essere, inoltre, considerati i fenomeni di interazione tra moto ondoso e diga: “riflessione” e “risalita” (run-up). Per queste due ultime componenti, ai fini del mantenimento del franco previsto, si potrà anche ricorrere ad un idoneo muro paraonde, di altezza non superiore a 1.4 m.

Tra le principali prescrizioni progettuali della NTD 2014, utili ai fini delle successive analisi, si riportano le prescrizioni salienti della Disposizione del Capitolo C.1 “Portata di progetto e dispositivi di scarico”, di cui è possibile prendere visione per interezza nell’Allegato alla Normativa stessa:

- Gli scarichi di superficie della diga devono essere dimensionati per l'onda con portata al colmo di piena corrispondente al periodo di ritorno di 1000 anni, per le dighe in calcestruzzo, e di 3000 anni per le dighe di materiali sciolti, tenendo conto dell'effetto di laminazione esercitato dal serbatoio.

Le verifiche devono comprendere anche la stima della portata di piena con periodo di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni.

Gli scarichi di superficie della diga dovranno essere dimensionati in modo tale che il franco netto non sia inferiore a 1.0 m per le dighe di calcestruzzo e ai seguenti valori per le dighe di materiali sciolti: 1.5 m per altezza della diga fino a 15 m, 3.5 m per altezza della diga a partire da 90 m. Per i valori intermedi dell'altezza della diga, il franco netto è determinato per interpolazione.

Ai valori sopra indicati sono da aggiungere, per le dighe di materiali sciolti, i previsti abbassamenti del coronamento derivanti dai cedimenti del terreno e del rilevato dopo il termine della costruzione, nonché quelli derivanti dalle azioni sismiche, da calcolarsi con adeguati modelli; questi ultimi non dovranno comunque essere assunti inferiori a 0,5 cm per metro di altezza della diga.

Per le dighe di calcestruzzo, lo scarico di superficie può essere composto da soglie libere o presidiate da paratoie. Per le dighe di materiali sciolti, lo scarico di superficie deve essere composto da soglie libere o in parte presidiate con paratoie; in questo ultimo caso, le soglie libere dovranno essere dimensionate per esitare, alla quota di massimo invaso, almeno il 50% della portata di progetto, tenendo conto dell'effetto di laminazione esercitato dal serbatoio.

In caso di soglie presidiate con paratoie dovrà essere considerata l'ipotesi del mancato funzionamento di almeno il 50% delle paratoie, nel caso di dighe di materiali sciolti, e di almeno il 20% delle paratoie, nel caso di dighe di calcestruzzo, verificando che in tale condizione il franco netto si riduca, al peggio, a 1/3 dei valori sopra indicati. Il calcolo può considerare il contributo della portata che effluisce sopra le paratoie chiuse, se queste sono tracimabili.

I serbatoi dovranno essere provvisti di scarico di fondo e di esaurimento. Di norma per sbarramenti alti più di 50 m o che invasino più di 50 milioni di m³, è da prevedersi uno scarico di mezzofondo. Questo deve essere dimensionato per scaricare, con invaso alla quota massima di regolazione, una portata almeno pari alla metà della portata dello scarico di fondo. L'eventuale esclusione dello scarico di mezzofondo o differenti valori del rapporto della portata scaricata rispetto allo scarico di fondo dovranno essere adeguatamente motivati.

Gli scarichi a battente, nel loro insieme con esclusione dello scarico di esaurimento, devono rendere possibile la vuotatura del 75% del volume d'invaso del serbatoio a partire dalla quota massima di regolazione, in un periodo di 3 giorni se la capacità del serbatoio è inferiore o uguale a 50 milioni di m³.

3.2 Strumenti di pianificazione vigenti in riferimento al bacino idrografico del fiume Tanagro

Vale la pena citare nel seguito i principali strumenti di pianificazione vigenti in riferimento al bacino idrografico del fiume Tanagro, che vengono tenuti in considerazione in riferimento alle successive analisi idrologiche e idrauliche. Tali strumenti sono i seguenti:

- Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PSAI), redatto dall' Autorità di Bacino Regionale Campania Sud ed Interregionale per il bacino idrografico del fiume Sele e rivisitato nella revisione di giugno 2012 per quanto riguarda il fiume Tanagro, contiene le analisi idrologiche ed idrauliche svolte per la perimetrazione delle aree allagabili;
- Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA), redatto dall'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale e vigente nell'aggiornamento di dicembre 2018, è lo strumento operativo previsto dalla legge italiana, per individuare e programmare le azioni necessarie a ridurre le conseguenze negative delle alluvioni per la salute umana, il territorio, i beni, l'ambiente, il patrimonio culturale e le attività economiche e sociali
- Piano di Tutela delle Acque (PTA), redatto dalla Regione Campania ai sensi dell'art. 121 del D. Lgs.152/06 e vigente nell'aggiornamento del 2019, contiene informazioni attinenti allo stato quali-quantitativo delle risorse idriche, e inerenti alla gestione delle stesse.

4. DIMENSIONAMENTO DEGLI INVASI

Nel presente capitolo si riporta l'analisi idrologico-idraulica svolta per dimensionare gli invasi nelle alternative scenari progettuali della diga di Casalbuono, al fine di soddisfare i fabbisogni idrici definiti in accordo con il Consorzio Vallo di Diano e Tanagro.

L'analisi si articola affrontando:

- L'estrazione delle curve caratteristiche degli invasi;
- la simulazione della regolazione degli invasi, che viene implementata definendo uno specifico fabbisogno idrico totale, costituito da:
 - un fabbisogno irriguo, definito in accordo con il CBVD;
 - una componente definita allo scopo di sfruttare la risorsa dal punto di vista idroelettrico;
 - una componente definita sulla base dei rilasci relativi al Deflusso Minimo Vitale (DMV) e Deflusso Ecologico (DE) dei corsi d'acqua analizzati, che vengono ipotizzati in questa fase progettuali e meglio definite nelle seguenti, grazie a specifiche analisi di campo.

4.1 Curve caratteristiche del serbatoio e quote notevoli dell'invaso

Per una descrizione geometrica del serbatoio possono essere utilizzate le funzioni $S(z)$ e $V(z)$; esse rappresentano, rispettivamente, la superficie ed il volume di un invaso al variare dell'altezza o quota z presa rispetto ad un prefissato e arbitrario riferimento. Tali funzioni vengono interpolate con notevole approssimazione da un polinomio, di cui si sceglie di considerare solo i termini fino al terzo grado, usando la seguente relazione:

$$V(z) = \sum_{n=0}^{n=3} a_n \cdot z^n$$

In questo caso, il punto di riferimento è scelto come la quota più depressa del terreno del rilievo a disposizione lungo lo sviluppo trasversale della diga ipotizzata in questa fase di studio. Il dato topografico considerato è il DTM di risoluzione 4x4 m che è stato fornito al Progettista dalla Stazione Appaltante e basato sul DTM di risoluzione 10x10 m, reperibile dal portale dell'INGV e datato 2018 (http://tinality.pi.ingv.it/Download_Area1_0.html).

La variabile z corrisponde all'altezza dell'invaso rispetto alla quota del fondo alveo attuale in corrispondenza dell'asse dello sbarramento, ovvero la quota minima di talweg attuale, corrispondente alla quota minima del serbatoio di invaso.

Si riportano nel seguito le curve caratteristiche calcolate per ciascuno degli invasi ipotizzati negli scenari progettuali al confronto.

4.1.1 *Alternativa 1: Diga A sul fiume Tanagro*

L'ipotesi della configurazione dell'invaso della diga A nella Alternativa 1 è riferibile ai seguenti polinomi:

$$S[m^2] = 0.488 \cdot z^3 + 86.524 \cdot z^2 + 3076.300 \cdot z$$

$$V[m^3] = 48.299 \cdot z^3 + 622.820 \cdot z^2 + 12729 \cdot z.$$

		Scenario A (Estrazione da DTM)	
quota assoluta	quota relativa	Superficie specchio liquido	volume progressivo
h [m s.m.m.]	z [m]	S [m ²]	V [m ³]
590.00	0.00	709.01	187.01
592.00	2.00	4'104.46	4'956.72
594.00	4.00	7'425.72	16'296.51
596.00	6.00	18'060.18	40'914.43
598.00	8.00	29'137.60	88'141.39
600.00	10.00	43'371.05	159'723.89
602.00	12.00	55'865.57	260'106.40
604.00	14.00	67'466.29	383'701.83
606.00	16.00	79'901.54	532'600.73
608.00	18.00	89'637.98	702'720.62
610.00	20.00	100'011.16	893'067.63
612.00	22.00	111'591.86	1'105'304.42
614.00	24.00	127'214.82	1'344'141.17
616.00	26.00	146'690.10	1'619'915.55
618.00	28.00	163'443.16	1'930'188.98
620.00	30.00	183'748.85	2'276'306.00
622.00	32.00	208'816.68	2'670'209.33
624.00	34.00	228'634.28	3'106'431.64
626.00	36.00	249'186.68	3'584'020.14
628.00	38.00	267'435.64	4'100'746.16
630.00	40.00	287'986.22	4'656'540.21
632.00	42.00	308'816.43	5'255'111.04
634.00	44.00	334'303.46	5'910'302.69
636.00	46.00	363'827.45	6'609'470.33
638.00	48.00	394'014.57	7'369'853.38
640.00	50.00	427'592.54	8'192'021.41
642.00	52.00	461'650.30	9'084'327.19
644.00	54.00	498'016.03	10'049'325.07
645.00	55.00	513'528.68	10'580'744.63
646.00	56.00	536'060.56	11'088'820.65
648.00	58.00	570'192.68	12'204'614.61
650.00	60.00	608'078.09	13'389'163.83
655.00	65.00	710'864.00	16'743'948.04
660.00	70.00	812'256.00	20'559'008.00
665.00	75.00	909'296.00	24'874'196.05

Coefficienti equazioni serbatoio				
	a1 (z ³)	a2 (z ²)	a3 (z)	a4
z-S	0.488	86.524	3076.300	0.000
z-V	48.299	622.820	12729.000	0.000

Tabella 1: Valori delle curve caratteristiche dell'invaso in A

La seguente Figura 2 rappresenta le curve caratteristiche dell'invaso in A.

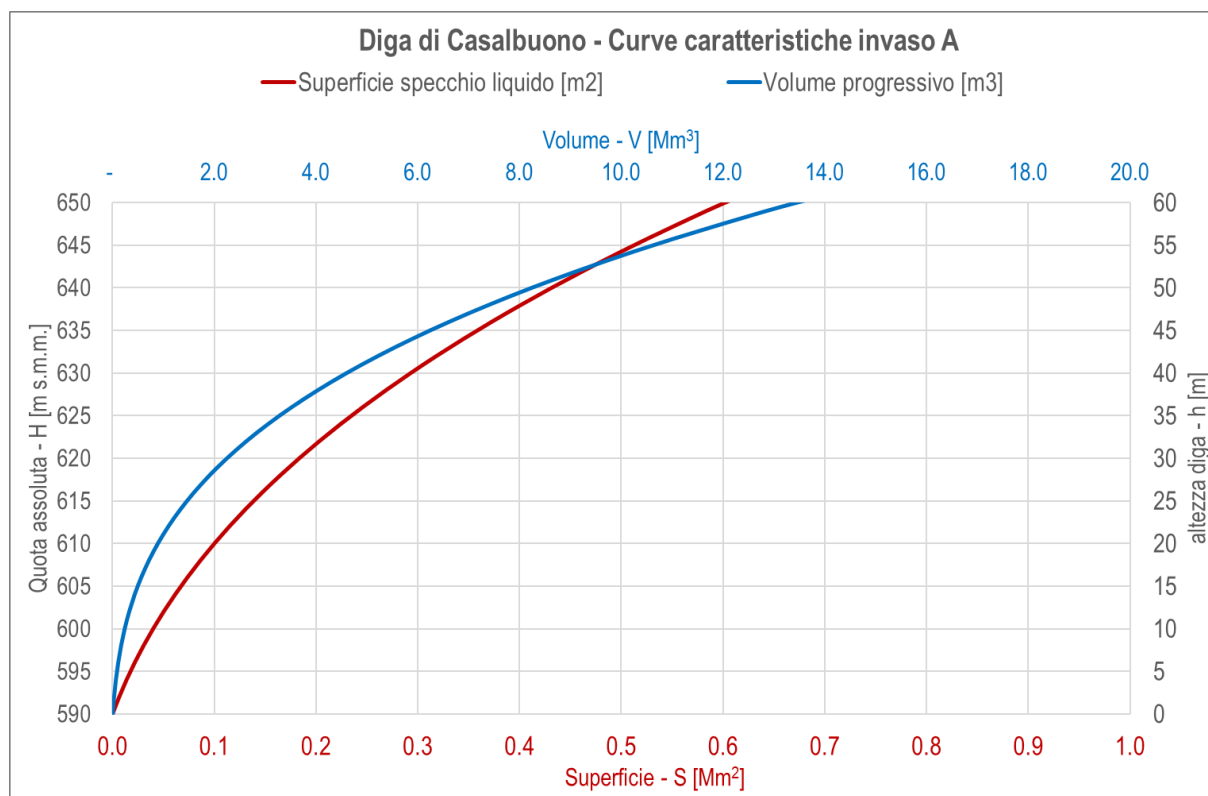


Figura 2: Curve dei volumi e delle superfici dell'invaso rappresentate rispetto alla quota assoluta del livello idraulico per l'invaso in A

4.1.2 Alternativa 2: Diga D sul torrente Porcile

In questo caso viene valutato l'invaso in "D", dal momento che la traversa fluviale ipotizzata "A*" avrebbe un'altezza ridotta (e conseguentemente una ridotta capacità di invaso) e la quasi esclusiva funzione di derivare la risorsa idrica verso l'invaso di accumulo in D.

L'ipotesi della configurazione dell'invaso nello Scenario D è riferibile ai seguenti polinomi:

$$S[m^2] = -1.500 \cdot z^3 + 350.96 \cdot z^2 + 2417.5 \cdot z$$

$$V[m^3] = 78.92 \cdot z^3 + 2393 \cdot z^2 - 10694 \cdot z.$$

		Scenario D (Estrazione)	
quota assoluta	quota relativa	Sup. specchio liquido	volume progressivo
h [m s.m.m.]	z [m]	S [m ²]	V [m ³]
520.00	0.00	-	-
522.00	2.00	3'507.46	2'345.95
524.00	4.00	11'674.70	16'763.62
526.00	6.00	28'192.95	56'038.11
528.00	8.00	41'587.36	126'004.13
530.00	10.00	56'065.59	221'872.10
532.00	12.00	80'369.21	365'986.52
534.00	14.00	101'591.82	546'331.30
536.00	16.00	127'923.30	775'982.50
538.00	18.00	150'330.52	1'054'629.40
540.00	20.00	178'225.31	1'381'467.47
542.00	22.00	205'982.73	1'768'281.20
544.00	24.00	232'095.15	2'203'170.33
546.00	26.00	268'324.03	2'705'069.71
548.00	28.00	303'347.42	3'277'452.95
550.00	30.00	344'967.24	3'925'256.90
552.00	32.00	389'180.23	4'655'508.87
554.00	34.00	429'725.52	5'480'344.17
556.00	36.00	478'914.86	6'389'664.39
558.00	38.00	519'919.65	7'385'650.99
560.00	40.00	564'396.18	8'470'974.74
562.00	42.00	611'657.42	9'640'823.97
564.00	44.00	658'149.06	10'919'909.34
566.00	46.00	709'907.69	12'285'863.63
568.00	48.00	756'150.20	13'756'226.64
570.00	50.00	805'036.42	15'307'239.36
571.00	51.00	835'824.00	16'172'657.02
572.00	52.00	863'104.00	17'021'955.26
573.00	53.00	890'976.00	17'898'888.83
574.00	54.00	918'496.00	18'803'555.37
575.00	55.00	947'728.00	19'736'287.44

Coefficienti equazioni serbatoio				
	a1 (z ³)	a2 (z ²)	a3 (z)	a4
z-S	-1.500	350.960	2417.500	0.000
z-V	78.920	2393.000	-10694.000	0.000

Tabella 2: Valori delle curve caratteristiche dell'invaso in A

La seguente Figura 3 rappresenta le curve caratteristiche dell'invaso in D.

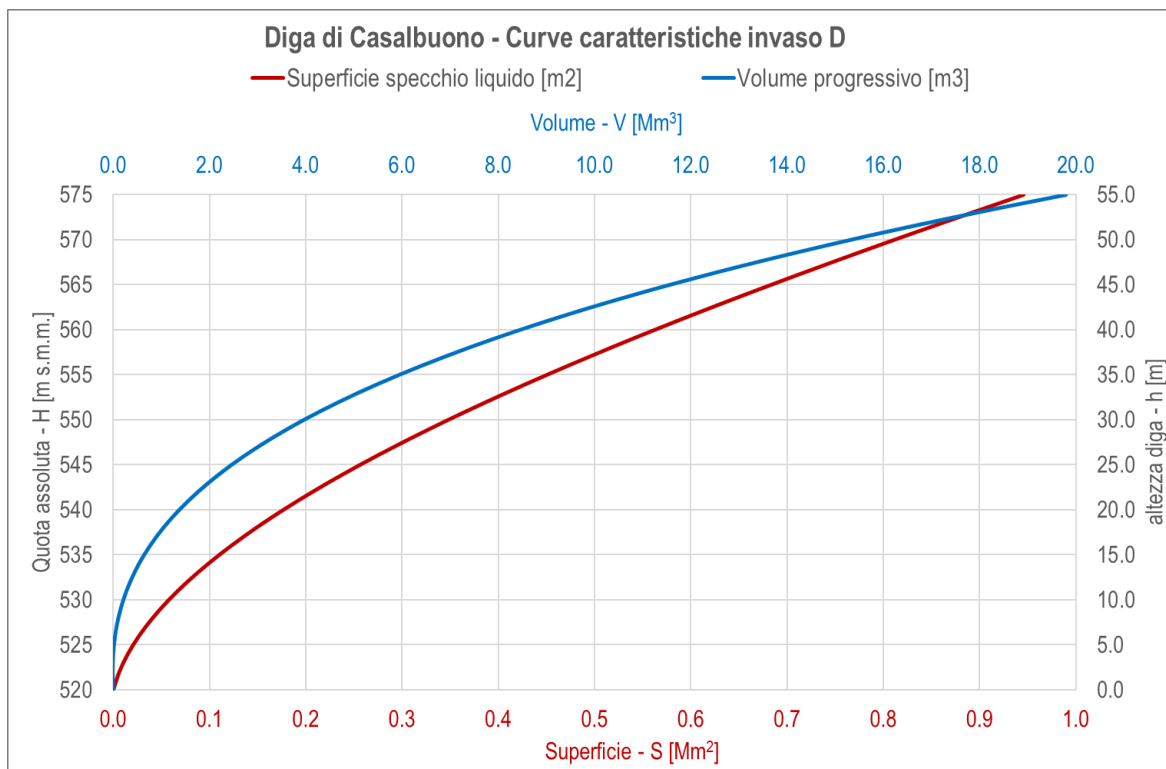


Figura 3: Curve dei volumi e delle superfici dell'invaso rappresentate rispetto alla quota assoluta del livello idraulico per l'invaso in D

4.1.3 Alternativa 2: Diga A1* sul fiume Tanagro

L'ubicazione della Diga A1* è pressoché corrispondente a quella della Diga A, con la differenza che la Diga A1* viene prevista poco più a valle lungo il corso del fiume Tanagro. Si ritiene opportuno in questa fase assumere per la Diga A1* le stesse curve caratteristiche dell'invaso calcolate per la Diga A al §4.1.1.

4.1.4 Alternativa 3: Diga A2* sul fiume Tanagro

L'ubicazione della Diga A2* è pressoché corrispondente a quella della Diga A, con la differenza che la Diga A2* viene prevista poco più a valle lungo il corso del fiume Tanagro. Si ritiene opportuno in questa fase assumere per la Diga A2* le stesse curve caratteristiche dell'invaso calcolate per la Diga A al §4.1.1.

4.2 Approccio metodologico

L'analisi sulla regolazione è stata svolta ricorrendo al bilancio mensile degli apporti idrici in afflusso all'invaso e degli apporti di efflusso. L'arco temporale del bilancio è esteso da gennaio del 1951 fino a dicembre del 2022, a meno del decennio tra il gennaio 1990 e il dicembre 1999.

I dati di input dell'analisi sono gli afflussi meteorici cumulati giornalieri registrati in questo arco temporale in una serie di stazioni pluviometriche, che vengono di seguito elencate:

- Stazioni pluviometriche del Centro Funzionale Multirischi di Protezione Civile della Regione Campania:
 - Montesano sulla Marcellana;
 - Montesano Terme;
 - Sanza;
 - Casaleto Spartano.
- Stazioni pluviometriche del Centro Funzionale Decentrato di Protezione Civile della Regione Basilicata:
 - Lagonegro.
- Stazioni pluviometriche gestite dall'ex-SIMN e i cui dati sono reperibili dagli annali idrologici:
 - Lagonegro;
 - Casaleto Spartano;
 - Sanza;
 - Montesano Terme;
 - Casalbuono.

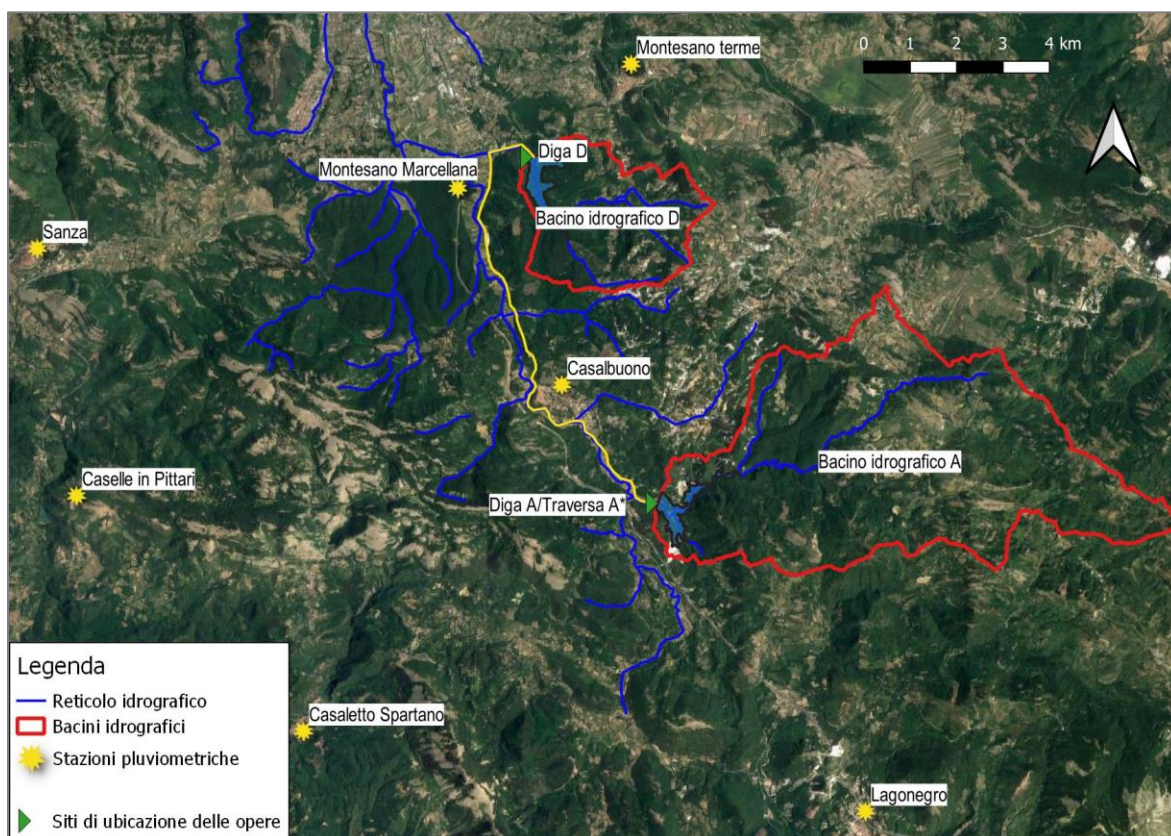
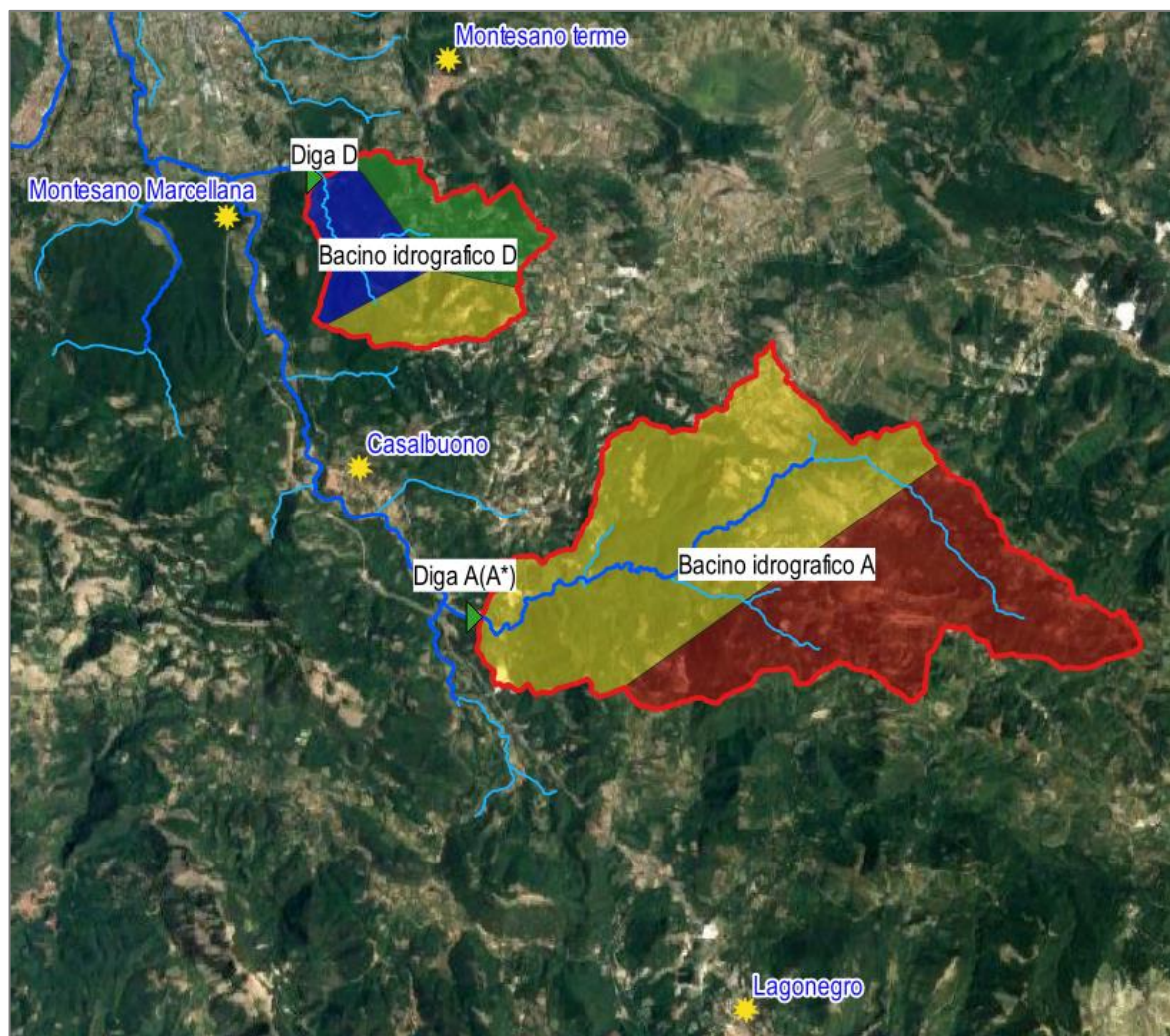


Figura 4: Inquadramento delle stazioni pluviometriche considerate in relazione alle posizioni dei bacini idrografici degli scenari alternativi

Stazione pluviometrica	Ente Gestore	DatiDisp	Considero
Lagonegro	CFD Basilicata	2000-2022	Sì
Lagonegro	EX-SIMN	1951-1987	Sì
Casaletto Spartano	CFM Campania	2015-2022	No
Casaletto Spartano	EX-SIMN	1952-1988	No
Sanza	CFM Campania	2002-2022	No
Sanza	EX-SIMN	1952-1988	No
Montesano Marcellana	CFM Campania	2008-2022	Sì
Montesano Terme	CFM Campania	2001-2022	Sì
Montesano Terme	EX-SIMN	1975-1988	Sì
Casalbuono	EX-SIMN	1951-1988	Sì
Caselle in Pittari	EX-SIMN	1963-1988	No

Tabella 3: sintesi delle stazioni pluviometriche scelte per l'analisi

Sono state considerate soltanto alcune delle stazioni sopra menzionate, in funzione della loro posizione rispetto ai bacini idrografici analizzati (Figura 4). Ricorrendo all'utilizzo dei poligoni di Voronoi, è stata determinata la percentuale di afferenza di ciascuna stazione rispetto ai bacini idrografici indagati (Figura 5). Per ciascuna di queste stazioni, dove possibile, è stata accorpata la serie storica dei dati registrati durante il periodo di gestione dell'EX-SIMN e con quelli dei Centri Funzionali della Protezione Civile.



	Stazione pluviometrica	Ente Gestore	% afferenza Bacino A	% afferenza Bacino D
■	Lagonegro	CFM Basilicata	43%	0%
	Lagonegro	EX-SIMN		
■	Montesano Marcellana	CFM Campania	0%	33%
	Montesano Terme	CFM Campania		
■	Montesano Terme	EX-SIMN	0%	38%
	Casalbuono	EX-SIMN		
■	Casalbuono	EX-SIMN	57%	29%

Figura 5: Rappresentazione grafica e valori percentuali di afferenza di ciascuna stazione sui due bacini idrografici considerati

In tale arco temporale sono state derivate le precipitazioni cumulate mensili, in modo da ottenere per ciascuna stazione una serie storica di afflussi meteorici.

Nella stima della regolazione dell'invaso è considerato il seguente contributo idrico in ingresso:

- volume di deflusso mensile V_{def} : si ottiene calcolando l'afflusso meteorico mensile e moltiplicandolo per il coefficiente di deflusso relativo a quel mese.

I contributi in uscita dall'invaso sono invece costituiti da:

- Il fabbisogno idrico totale;

- Le perdite per evaporazione;
- Le perdite per infiltrazione nel substrato su cui insiste l'invaso.

Il bilancio di tali apporti restituisce l'andamento del volume idrico nel serbatoio ed il relativo livello a scala temporale mensile, con le seguenti casistiche:

- $H_{min,reg} < H(t) < H_{max,reg}$: la quota di raggiungimento dell'invaso rimane compresa tra la quota di minimo invaso e la quota di massima regolazione;
- $H(t) > H_{max,reg}$: la quota di raggiungimento dell'invaso supera la quota di massima regolazione. In tal caso il deflusso in arrivo alla diga è sovrabbondante al fabbisogno e alla capacità di invaso; una parte dell'apporto in ingresso verrà quindi sfiorato, determinando un volume in uscita V_{sfioro} ;
- $H(t) < H_{min,reg}$: la quota di raggiungimento dell'invaso raggiunge la quota di minima regolazione. In tal caso si ha un deficit corrispondente al mancato soddisfacimento del fabbisogno, determinando un volume mancante $V_{deficit}$.

4.2.1 Determinazione del volume di deflusso meteorologico mensile

In coerenza con i dati di Figura 5 è stato calcolato l'afflusso meteorico mensile sui bacini idrografici di interesse. I bilanci effettuati sono svolti con riferimento agli anni idrologici dal 1951 al 2022. Vengono riportate di seguito le precipitazioni medie mensili riferite al bacino idrografico A (Figura 6) e al bacino idrografico D (Figura 7).

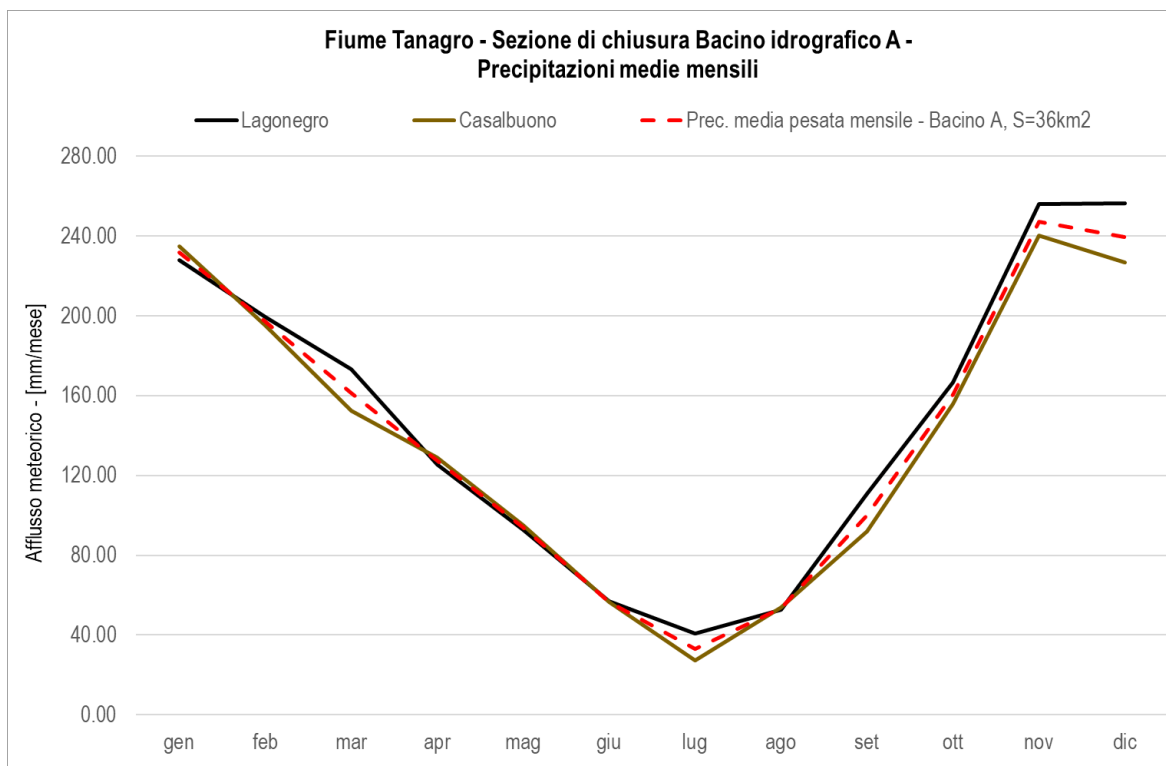


Figura 6: Andamento delle precipitazioni medie mensili afferenti al bacino idrografico A

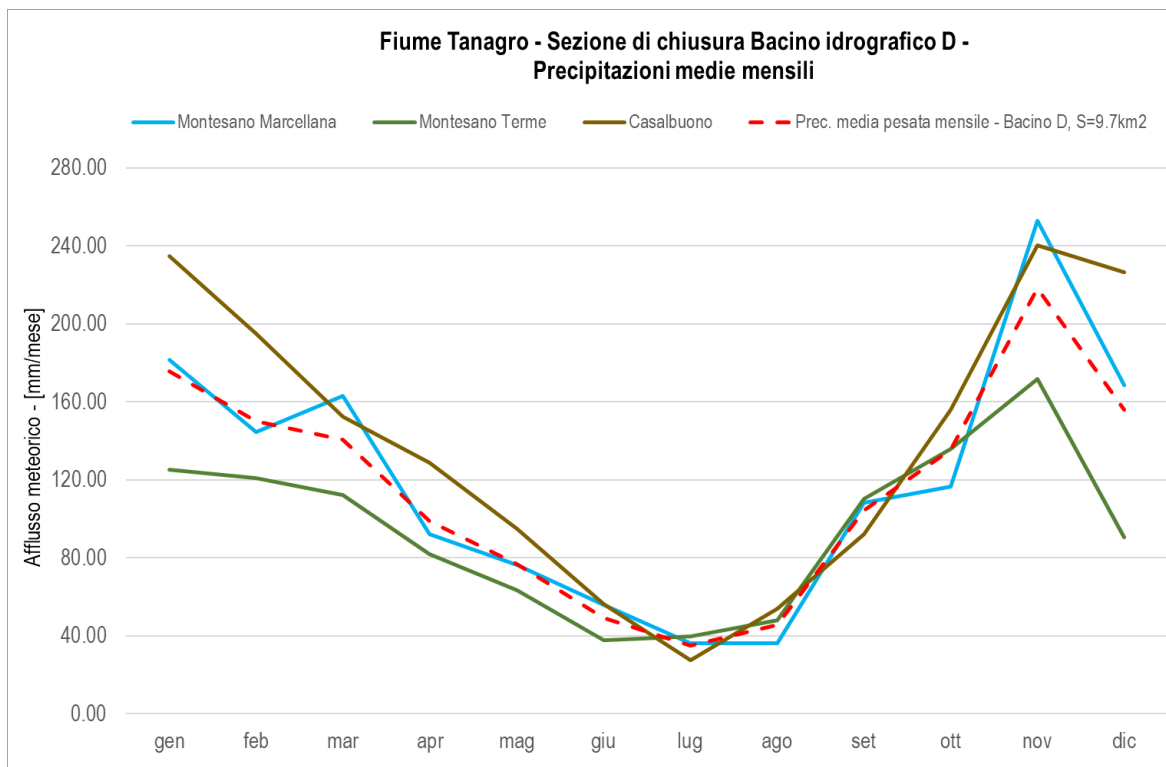


Figura 7: Andamento delle precipitazioni medie mensili afferenti al bacino idrografico D

Per trasformare tali afflussi meteorici in deflussi, è necessario determinare il coefficiente di deflusso, che determina la componente di ruscellamento superficiale. Il coefficiente di deflusso è stato calcolato mensilmente, in modo da ottenere la relativa variazione stagionale durante l'anno.

Si è proceduto riprendendo i valori del coefficiente di deflusso riportati negli annali dell'ex-SIMN nelle seguenti stazioni, ritenute rappresentative dei bacini idrografici indagati (Figura 8):

- Tanagro a Polla;
- Noce a La Calda.

A titolo di completezza, si evidenzia che nell'area in esame sono presenti altre due stazioni idrometriche, ritenute non idonee poiché il coefficiente di deflusso dichiarato risulta poco prudenziale (la prima) e per carenza di dati registrati (la seconda):

- la stazione sul fiume Bussento a Caselle in Pittari (bacino idrografico a ovest rispetto all'Alto Tanagro), gestita dall'EX-SIMN;
- la stazione fiume Tanagro a Sala Consilina, in gestione dal 2007 dal CFM di Protezione Civile della Regione Campania e situata a circa metà del Vallo di Diano.

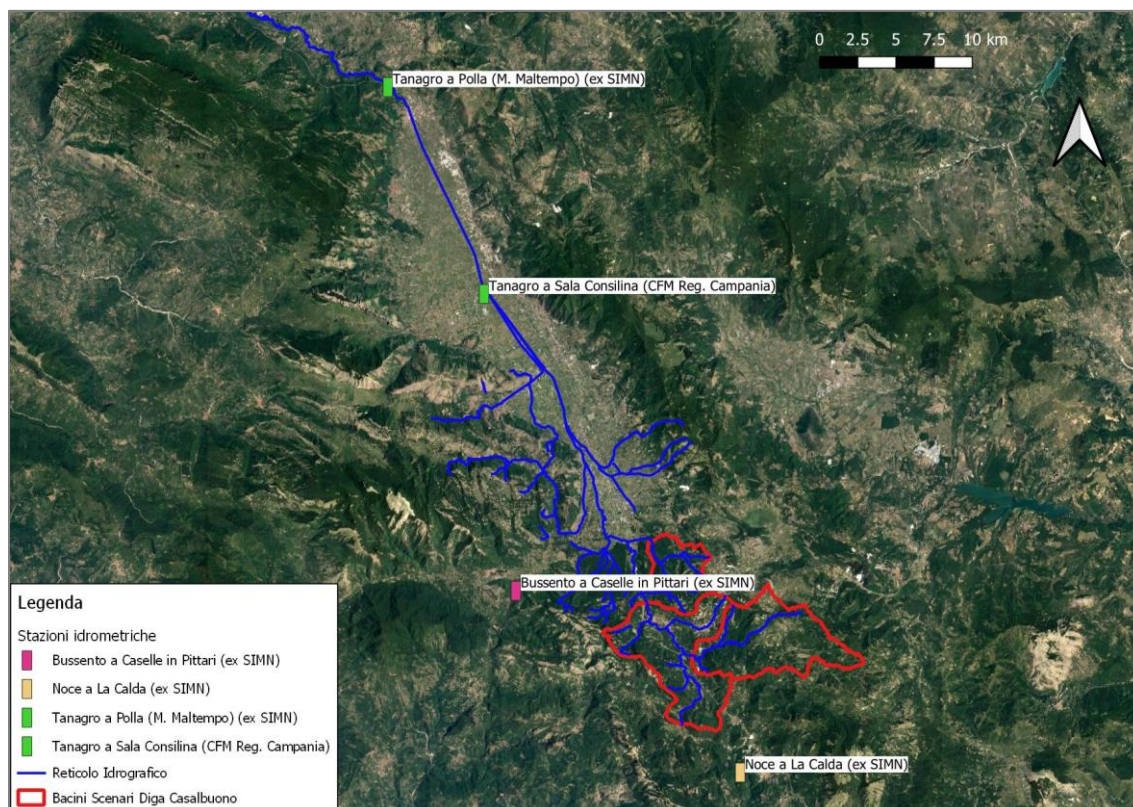


Figura 8: Inquadramento di tutte le stazioni idrometriche presenti nei pressi delle aree di studio

È stata calcolata la media aritmetica delle due serie di coefficienti relativi alle stazioni di “Tanagro a Polla” e “Noce a La Calda”. La scelta risulta giustificata per le seguenti motivazioni:

- la stazione sul Tanagro a Polla risulta l'unica stazione idrometrica ubicata sul corso d'acqua in esame, ma sottende un bacino idrografico oltre dieci volte più ampio;
- La stazione sul fiume Noce a La Calda, situata nei pressi di Lagonegro, sottende un bacino idrografico di superficie pari a 44 km², confrontabile a quello del Tanagro a ponte del Re (36 km²). Inoltre, questi due bacini sono adiacenti e soggetti ad una precipitazione mediamente paragonabile.

L'andamento mensile dei coefficienti di deflusso analizzati sono rappresentati in Figura 9 ed i relativi valori sono riportati in Tabella 4. Per il calcolo del volume di deflusso meteorologico in ingresso all'invaso si utilizza l'apporto meteorico moltiplicati per il coefficiente di deflusso calcolato, corrispondente ai valori della colonna di destra di Tabella 4.

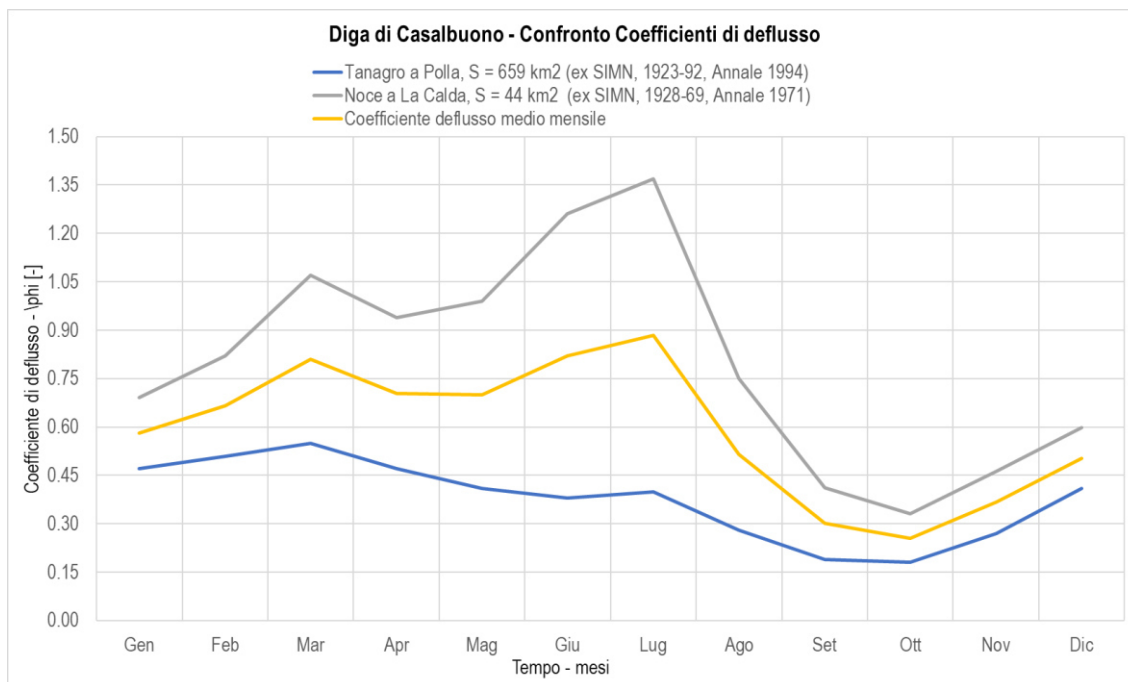


Figura 9: Andamento mensile dei coefficienti di deflusso medi mensili reperiti dagli annali idrologici nelle stazioni di Polla (in blu) e La Calda (in grigio) e del valore medio considerato per la presente analisi (in giallo)

Mese	Coefficiente di deflusso		
	Tanagro a Polla (S=659km ²)	Noce a La Calda (S=44km ²)	Valore medio
Gennaio	0.47	0.69	0.58
Febbraio	0.51	0.82	0.67
Marzo	0.55	1.07	0.81
Aprile	0.47	0.94	0.71
Maggio	0.41	0.99	0.70
Giugno	0.38	1.26	0.82
Luglio	0.40	1.37	0.89
Agosto	0.28	0.75	0.52
Settembre	0.19	0.41	0.30
Ottobre	0.18	0.33	0.26
Novembre	0.27	0.46	0.37
Dicembre	0.41	0.60	0.50

Tabella 4: Valore del coefficiente di deflusso medio mensile considerato nella presente analisi

4.2.2 Fabbisogno idrico totale

Il volume di fabbisogno idrico è stato determinato come la somma dei seguenti contributi:

1. Il fabbisogno irriguo è stato quantificato in varie sedi di concertazione con il CBVD, per incrementare la disponibilità idrica attuale e per sostituirsi a sistemi di prelievo da falda e pompaggio. Si tratta di un volume annuo pari a circa 6'000'000 m³, distribuiti sui 5 mesi a partire da maggio fino a settembre;
2. Rilascio del DMV/DE del fiume Tanagro e del torrente Porcile: tale valore è stato in questa fase stimato in modo approssimativo, e comunque ragionevole, dal momento che non

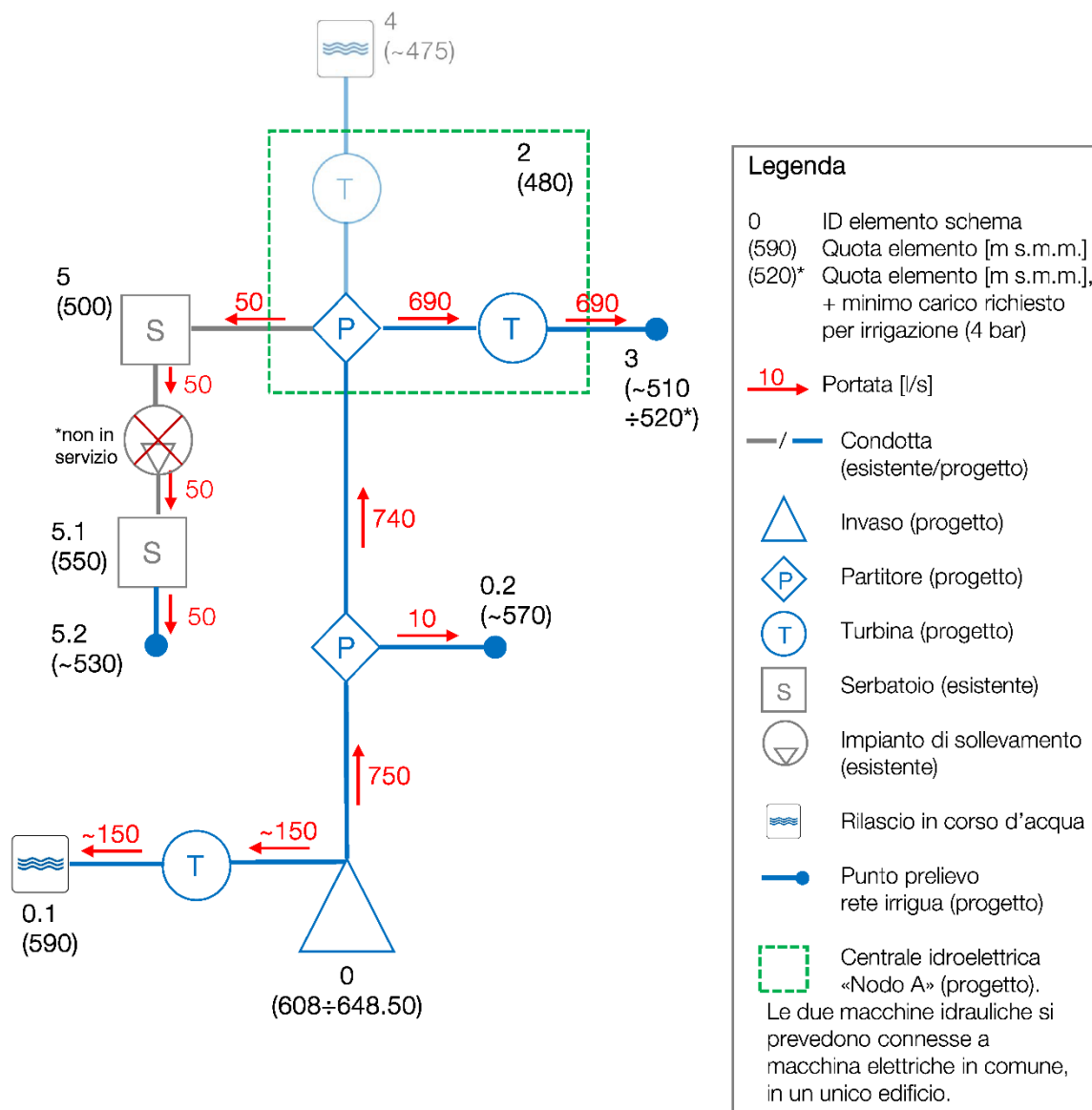
esistono valori sito specifici di portata dichiarati nei documenti di pianificazione territoriale attualmente vigenti su quest'area. La portata relativa al DMV/DE stimata in questa fase è di carattere bimodale, con valori sul Tanagro di 300 l/s nella stagione iemale e 150 l/s nella stagione estiva e per il Porcile da 50 a 30 l/s;

3. Produzione idroelettrica della centrale nel Nodo A: la portata disponibile per lo sfruttamento idroelettrico nel Nodo "A" è stata definita pari a 250 o 300 l/s, in funzione delle differenti Alternative, soltanto durante il periodo iemale.

Nel seguito vengono illustrati:

- Schema idrico per l'Alternativa 1, sia durante il funzionamento estivo nella stagione irrigua (Figura 10) sia durante il funzionamento iemale nella stagione non irrigua (Figura 11);
- Schema idrico per l'Alternativa 2, sia durante il funzionamento estivo nella stagione irrigua (Figura 12) sia durante il funzionamento iemale nella stagione non irrigua (Figura 13);
- Schema idrico per l'Alternativa 3, sia durante il funzionamento estivo nella stagione irrigua (Figura 14) sia durante il funzionamento iemale nella stagione non irrigua (Figura 15).

Diga di Casalbuono - Schema idrico – Alternativa 1
 Funzionamento estivo (stagione irrigua, 5 mesi)



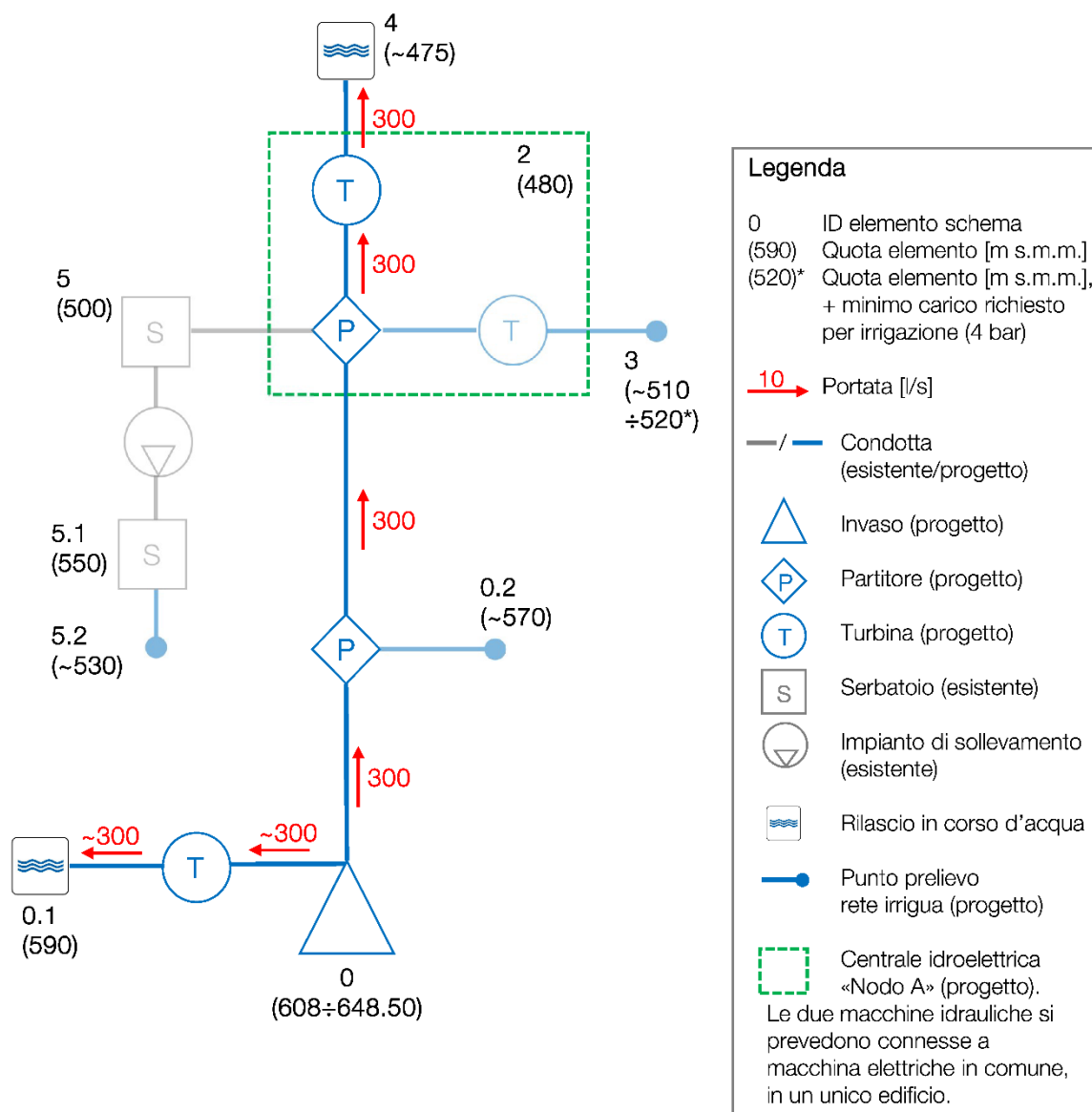
Descrizione elementi dello schema:

- 0 --> Invaso diga A
- 0.1 --> Restituzione DMV/DE Tanagro
- 0.2 --> Punto prelievo «Irrigazione Casalbuono» (60 ha)
- 2 --> Nodo A
- 3 --> Punto prelievo sistema irriguo Vallo di Diano
- 4 --> Restituzione Tanagro a valle nodo A
- 5 --> Serbatoio Rio Freddo
- 5.1 --> Serbatoio Buonabitacolo
- 5.2 --> Punto prelievo «Irrigazione Bussento» (300 ha)

Figura 10: Alternativa 1: schema idrico nella stagione irrigua

Diga di Casalbuono - Schema idrico – Alternativa 1

Funzionamento iemale (stagione non irrigua, 7 mesi)



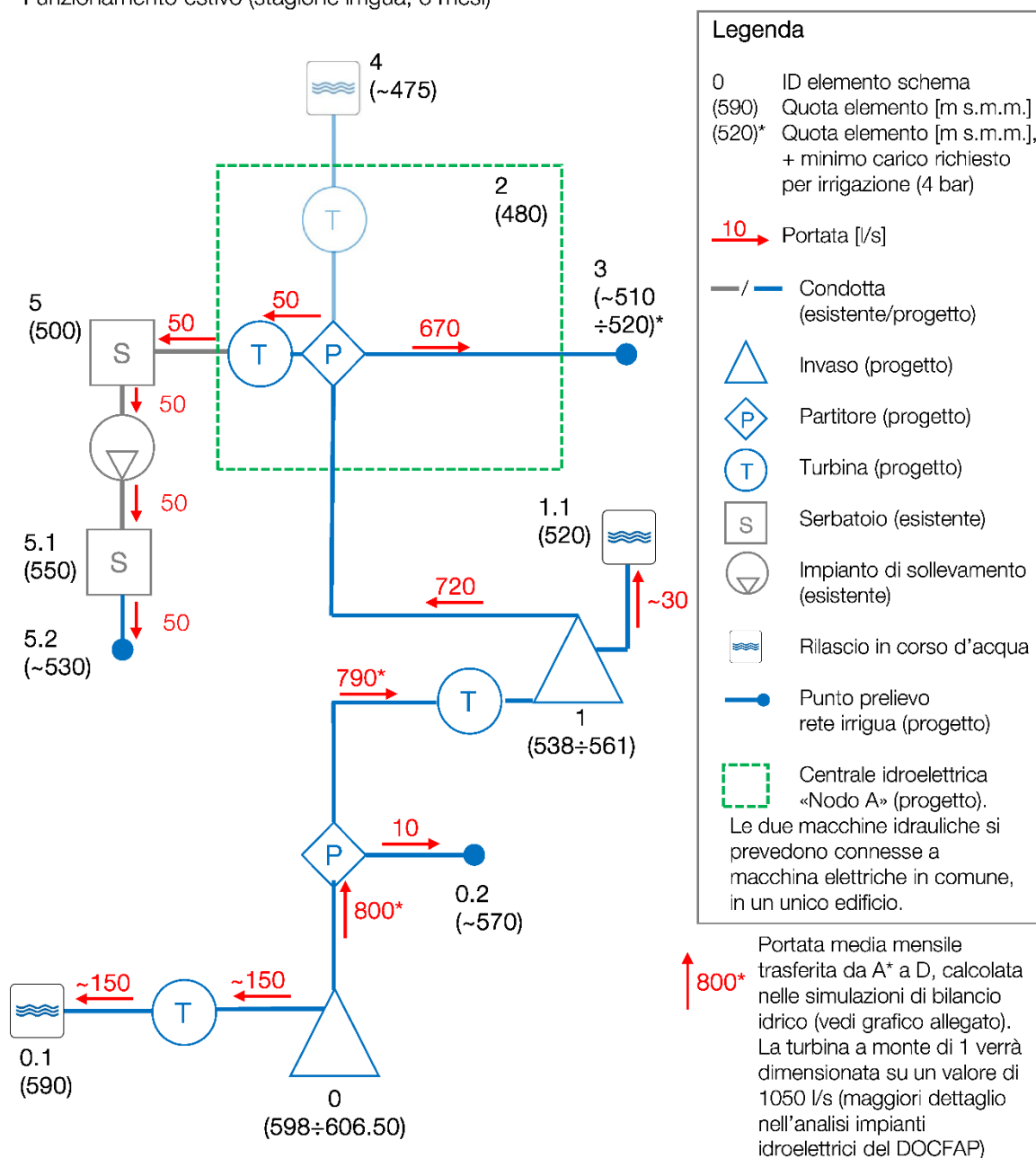
Descrizione elementi dello schema:

- 0 --> Invaso diga A
- 0.1 --> Restituzione DMV/DE Tanagro
- 0.2 --> Punto prelievo «Irrigazione Casalbuono» (60 ha)
- 2 --> Nodo A
- 3 --> Punto prelievo sistema irriguo Vallo di Diano
- 4 --> Restituzione Tanagro a valle nodo A
- 5 --> Serbatoio Rio Freddo
- 5.1 --> Serbatoio Buonabitacolo
- 5.2 --> Punto prelievo «Irrigazione Bussento» (300 ha)

Figura 11: Alternativa 1: schema idrico nella stagione non irrigua

Diga di Casalbuono - Schema idrico – Alternativa 2

Funzionamento estivo (stagione irrigua, 5 mesi)



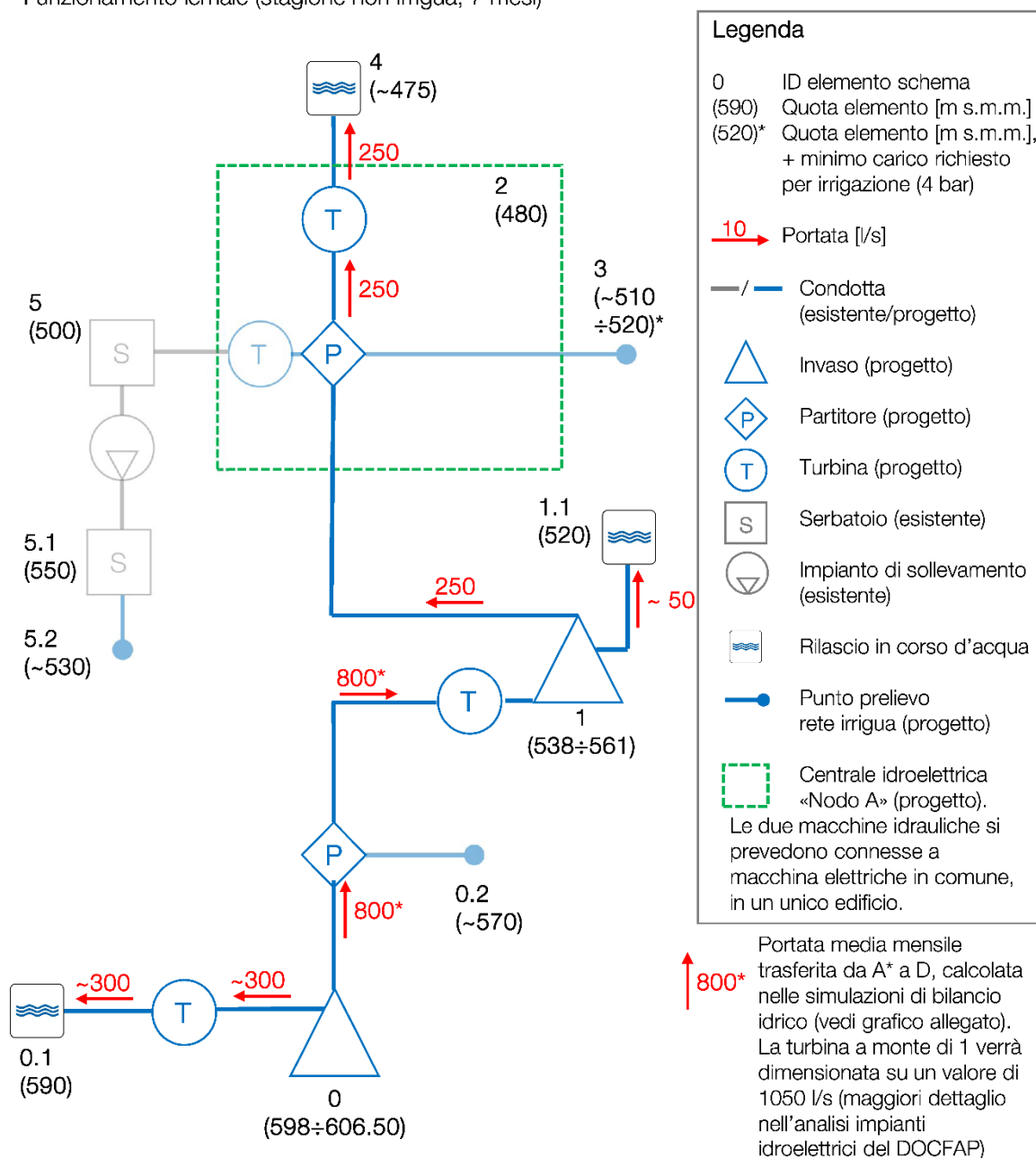
Descrizione elementi dello schema:

- 0 --> Invaso diga A*
- 0.1 --> Restituzione DMV/DE Tanagro
- 0.2 --> Punto prelievo «Irrigazione Casalbuono» (60 ha)
- 1 --> Invaso diga D
- 1.1 --> Restituzione DMV/DE Tanagro
- 2 --> Nodo A
- 3 --> Punto prelievo sistema irriguo Vallo di Diano
- 4 --> Restituzione Tanagro a valle nodo A
- 5 --> Serbatoio Rio Freddo
- 5.1 --> Serbatoio Buonabitacolo
- 5.2 --> Punto prelievo «Irrigazione Bussento» (300 ha)

Figura 12: Alternativa 2: schema idrico nella stagione irrigua

Diga di Casalbuono - Schema idrico – Alternativa 2

Funzionamento iemale (stagione non irrigua, 7 mesi)



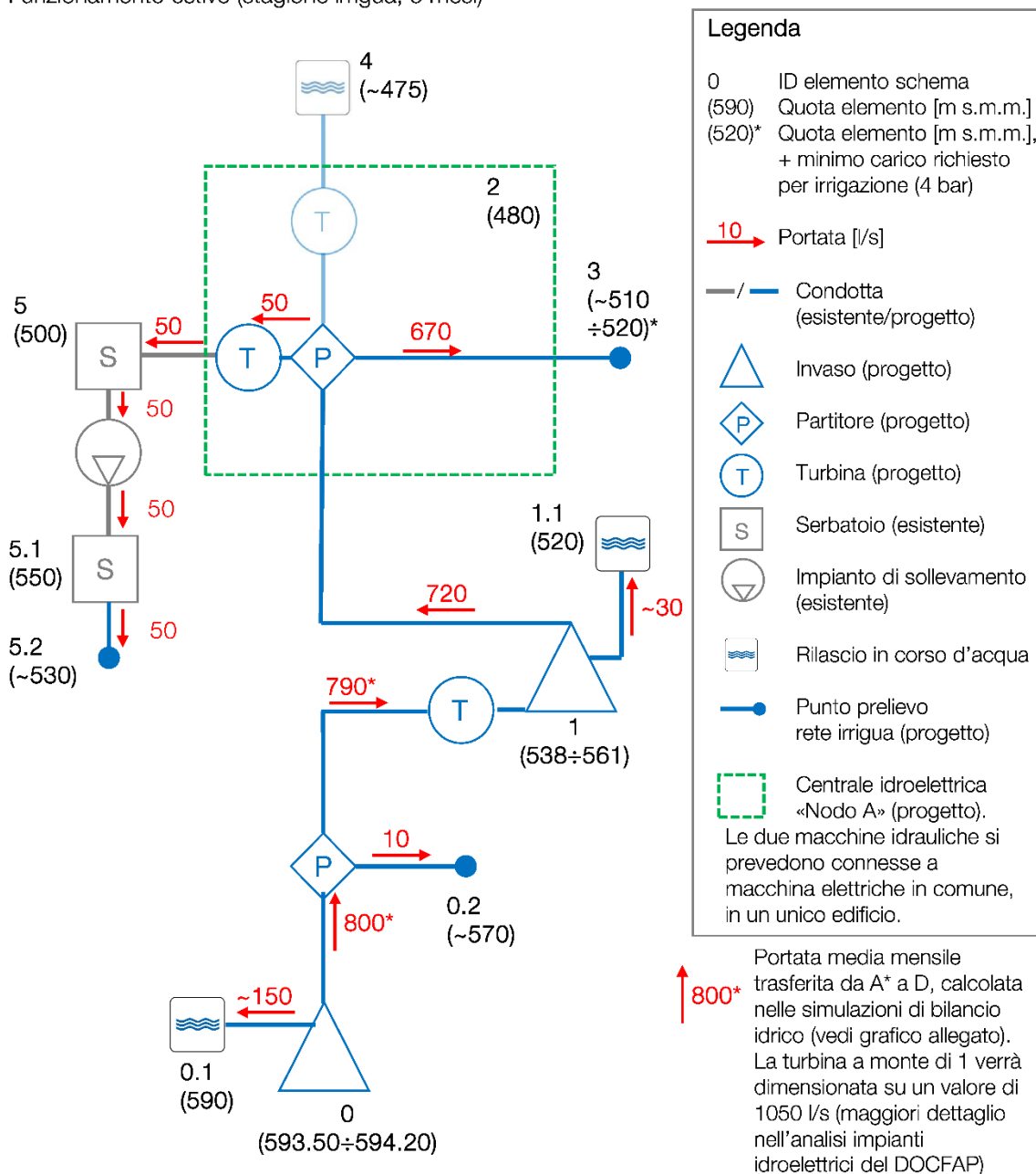
Descrizione elementi dello schema:

- 0 --> Invaso diga A*
- 0.1 --> Restituzione DMV/DE Tanagro
- 0.2 --> Punto prelievo «Irrigazione Casalbuono» (60 ha)
- 1 --> Invaso diga D
- 1.1 --> Restituzione DMV/DE Tanagro
- 2 --> Nodo A
- 3 --> Punto prelievo sistema irriguo Vallo di Diano
- 4 --> Restituzione Tanagro a valle nodo A
- 5 --> Serbatoio Rio Freddo
- 5.1 --> Serbatoio Buonabitacolo
- 5.2 --> Punto prelievo «Irrigazione Bussento» (300 ha)

Figura 13: Alternativa 2: schema idrico nella stagione non irrigua

Diga di Casalbuono - Schema idrico – Alternativa 3

Funzionamento estivo (stagione irrigua, 5 mesi)



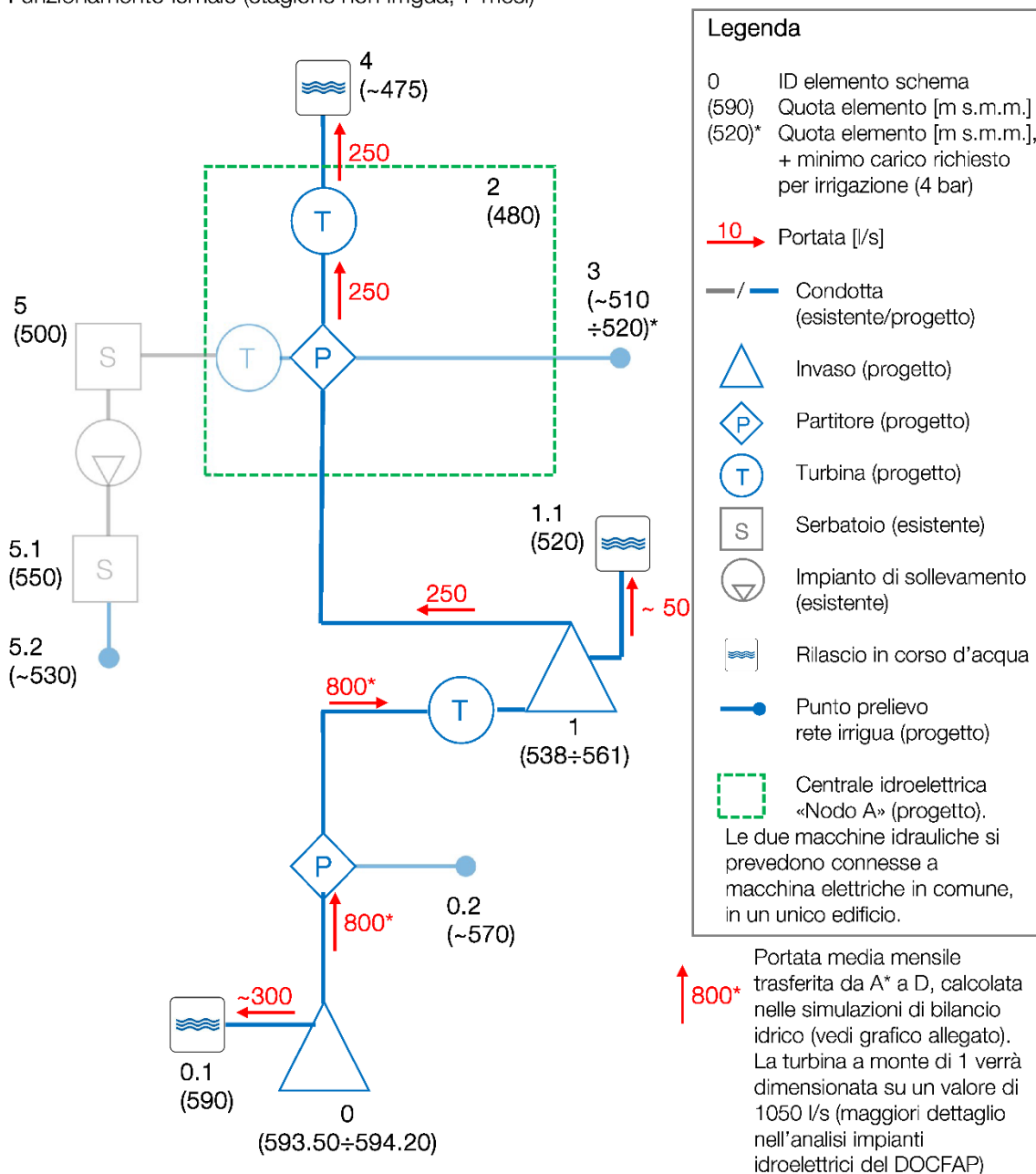
Descrizione elementi dello schema:

- 0 --> Invaso diga A*
- 0.1 --> Restituzione DMV/DE Tanagro
- 0.2 --> Punto prelievo «Irrigazione Casalbuono» (60 ha)
- 1 --> Invaso diga D
- 1.1 --> Restituzione DMV/DE Tanagro
- 2 --> Nodo A
- 3 --> Punto prelievo sistema irriguo Vallo di Diano
- 4 --> Restituzione Tanagro a valle nodo A
- 5 --> Serbatoio Rio Freddo
- 5.1 --> Serbatoio Buonabitacolo
- 5.2 --> Punto prelievo «Irrigazione Bussento» (300 ha)

Figura 14: Alternativa 3: schema idrico nella stagione irrigua

Diga di Casalbuono - Schema idrico – Alternativa 3

Funzionamento iemale (stagione non irrigua, 7 mesi)



Descrizione elementi dello schema:

- | | |
|---|--|
| ○ 0 --> Invaso diga A* | ○ 5 --> Serbatoio Rio Freddo |
| ○ 0.1 --> Restituzione DMV/DE Tanagro | ○ 5.1 --> Serbatoio Buonabitacolo |
| ○ 0.2 --> Punto prelievo «Irrigazione Casalbuono» (60 ha) | ○ 5.2 --> Punto prelievo «Irrigazione Bussento» (300 ha) |
| ○ 1 --> Invaso diga D | |
| ○ 1.1 --> Restituzione DMV/DE Tanagro | |
| ○ 2 --> Nodo A | |
| ○ 3 --> Punto prelievo sistema irriguo Vallo di Diano | |
| ○ 4 --> Restituzione Tanagro a valle nodo A | |

Figura 15: Alternativa 3: schema irriguo nella stagione non irrigua

Si riportano nel seguito:

- i valori delle portate medie mensili e volumi per ciascun contributo in riferimento all'Alternativa 1 (Tabella 5 e Tabella 6) e la relativa rappresentazione grafica (Figura 16);
- i valori delle portate medie mensili e volumi per ciascun contributo in riferimento all'Alternativa 2 e 3 (Tabella 7 e Tabella 8) e la relativa rappresentazione grafica (Figura 17);

MESE	Portata rilasciata [m ³ /s]			
	Consorzio - Irrigazione Vallo di Diano e Casalbuono	DMV/DE Tanagro	Produzione idroelettrica	Totale mensile
GEN	0.000	0.300	0.300	0.600
FEB	0.000	0.300	0.300	0.600
MAR	0.000	0.300	0.300	0.600
APR	0.000	0.300	0.300	0.600
MAG	0.750	0.150	0.000	0.900
GIU	0.750	0.150	0.000	0.900
LUG	0.750	0.150	0.000	0.900
AGO	0.750	0.150	0.000	0.900
SET	0.750	0.150	0.000	0.900
OTT	0.000	0.300	0.300	0.600
NOV	0.000	0.300	0.300	0.600
DIC	0.000	0.300	0.300	0.600

Tabella 5: Portata media mensile per ciascun contributo del fabbisogno idrico in riferimento all'Alternativa 1

MESE	Fabbisogno idrico - Volume [m ³]			
	Consorzio - Irrigazione Vallo di Diano	DMV/DE Tanagro	Produzione idroelettrica	Totale mensile
GEN	0	790'560	790'560	1'581'120
FEB	0	790'560	790'560	1'581'120
MAR	0	790'560	790'560	1'581'120
APR	0	790'560	790'560	1'581'120
MAG	1'976'400	395'280	0	2'371'680
GIU	1'976'400	395'280	0	2'371'680
LUG	1'976'400	395'280	0	2'371'680
AGO	1'976'400	395'280	0	2'371'680
SET	1'976'400	395'280	0	2'371'680
OTT	0	790'560	790'560	1'581'120
NOV	0	790'560	790'560	1'581'120
DIC	0	790'560	790'560	1'581'120
Volume totale	9'882'000	7'510'320	5'533'920	22'926'240

Tabella 6: Volume totale mensile per ciascun contributo del fabbisogno idrico in riferimento all'Alternativa 1

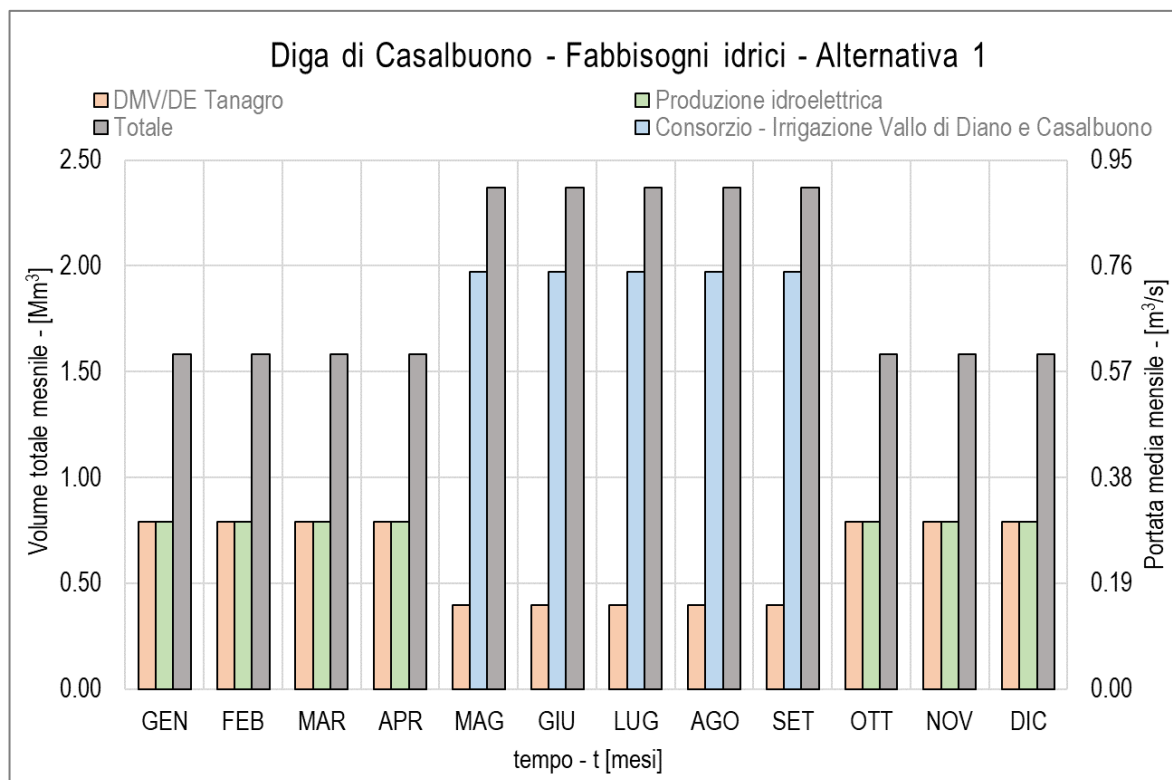


Figura 16: Fabbisogni idrici mensili in termini di volume (asse ordinate principale) e portate (asse ordinate secondario) in riferimento all'Alternativa 1

MESE	Portata media mensile [m³/s]			
	CBVD - Irrigazione Vallo di Diano e Casalbuono	DMV/DE Tanagro	Produzione idroelettrica (+ DMV/DE Porcile)	Totale
GEN	0.000	0.300	0.300	0.600
FEB	0.000	0.300	0.300	0.600
MAR	0.000	0.300	0.300	0.600
APR	0.000	0.300	0.300	0.600
MAG	0.720	0.150	0.030	0.900
GIU	0.720	0.150	0.030	0.900
LUG	0.720	0.150	0.030	0.900
AGO	0.720	0.150	0.030	0.900
SET	0.720	0.150	0.030	0.900
OTT	0.000	0.300	0.300	0.600
NOV	0.000	0.300	0.300	0.600
DIC	0.000	0.300	0.300	0.600

Tabella 7: Portata media mensile per ciascun contributo del fabbisogno idrico in riferimento all'Alternativa 2 e 3

MESE	Volume totale mensile [m ³]			
	CBVD - Irrigazione Vallo di Diano e Casalbuono	DMV/DE Tanagro	Produzione idroelettrica (+ DMV/DE Porcile)	Totale
GEN	0	790'560	790'560	1'581'120
FEB	0	790'560	790'560	1'581'120
MAR	0	790'560	790'560	1'581'120
APR	0	790'560	790'560	1'581'120
MAG	1'897'344	395'280	79'056	2'371'680
GIU	1'897'344	395'280	79'056	2'371'680
LUG	1'897'344	395'280	79'056	2'371'680
AGO	1'897'344	395'280	79'056	2'371'680
SET	1'897'344	395'280	79'056	2'371'680
OTT	0	790'560	790'560	1'581'120
NOV	0	790'560	790'560	1'581'120
DIC	0	790'560	790'560	1'581'120
Volume totale	9'486'720	7'510'320	5'929'200	22'926'240

Tabella 8: Volume totale mensile per ciascun contributo del fabbisogno idrico in riferimento all'Alternativa 2 e 3

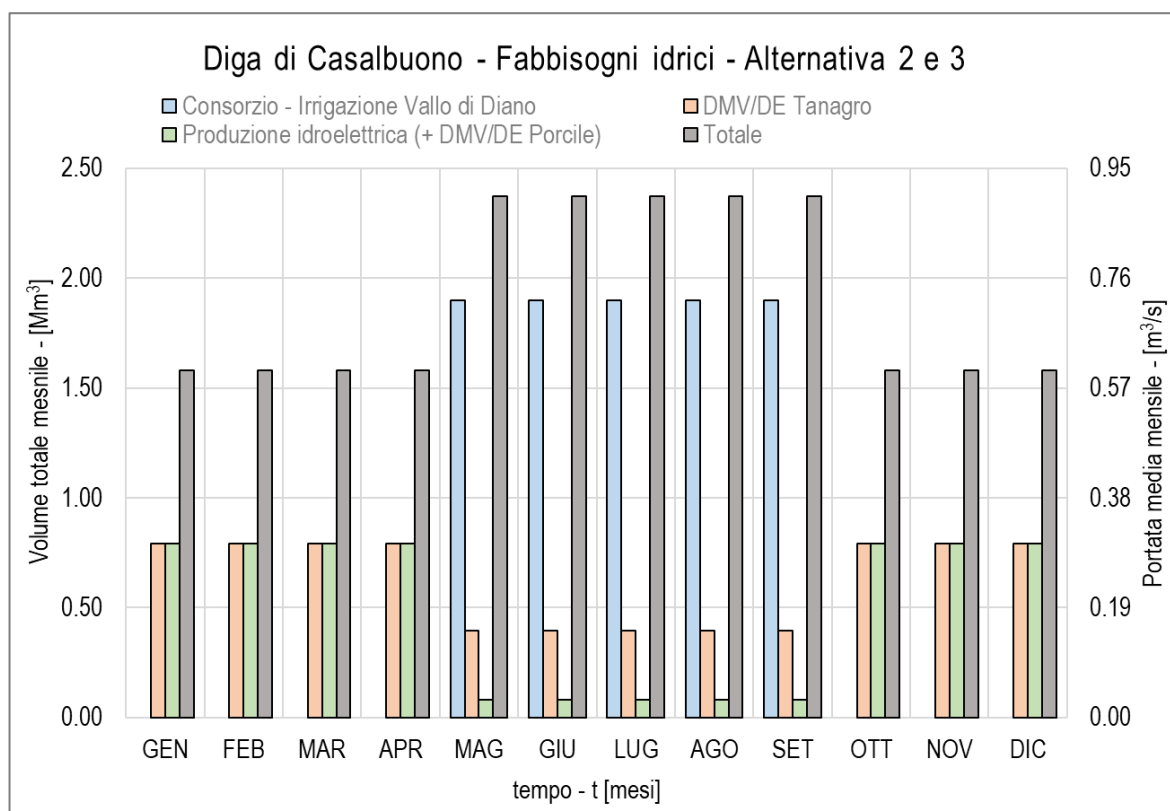


Figura 17: Fabbisogni idrici mensili in termini di volume (asse ordinate principale) e portate (asse ordinate secondario) in riferimento all'Alternativa 2 e 3

4.2.3 Evaporazione

I volumi evaporati mensilmente dall'invaso sono determinati in funzione dell'area media mensile dello specchio liquido, inteso come superficie evaporante; si adotta a tal proposito la formula sperimentale del Visentini:

$$E = aT^{1.5}$$

nella quale

- E è l'evaporazione dallo specchio liquido in $mm/mese$;
- T è la temperatura media dell'aria nel mese;
- a coefficiente parametrico da porsi pari a 2.25 per laghi di modesta dimensione.

Per semplicità di calcolo si sono considerati i valori medi di temperatura da riferirsi alla stazione di Casalbuono, che risulta essere la più rappresentativa dei bacini idrografici analizzati (Tabella 9).

MESE	T media mensile [C°]	Em [mm]
GEN	5	25.16
FEB	5.5	29.02
MAR	7.5	46.21
APR	11.5	87.75
MAG	15	130.71
GIU	18.5	179.04
LUG	22	232.18
AGO	22.5	240.14
SET	18	171.83
OTT	14.5	124.23
NOV	10	71.15
DIC	6.5	37.29

Tabella 9: Valore delle temperature medie mensili alla stazione di Casalbuono e relativi valori dell'altezza di evaporazione secondo la formula di Visentini

4.2.4 Infiltrazione

La stima delle perdite per infiltrazione nel sottosuolo viene effettuata in modo da considerare la relativa dispersione nel bilancio idrico.

Per effettuare una valutazione speditiva adeguata alla presente fase progettuale, si assume come parametro descrittivo del fenomeno una permeabilità generalizzata sul fondo dell'invaso, pari ad un ipotetico coefficiente di permeabilità (in m/s), da abbinarsi ad un modello concettuale della dispersione di pozzo perdente.

I due Scenari riguardano contesti geologici differenti sulla base di quanto emerso dalle prime valutazioni preliminari e dai sopralluoghi in sito; nell'ubicazione "A" il substrato è parso essere maggiormente fratturato, mentre nell'ubicazione "D" la geologia dell'area è risultata più sana. Di conseguenza, si potrebbero assumere due differenti coefficienti di permeabilità, uno maggiore e uno minore per i due siti. Tuttavia, allo scopo di confrontare i risultati delle simulazioni anche nelle stesse

condizioni di infiltrazione, si è scelto di assumere due differenti valori del coefficiente di permeabilità e di assegnarli a tutte le alternative progettuali:

- Alternativa 1:
 - $k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$;
 - $k_p = 5 * 10^{-7} \text{ m/s}$;
- Alternativa 2 e 3:
 - $k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$;
 - $k_p = 5 * 10^{-7} \text{ m/s}$.

La formulazione per il calcolo mensile del volume di infiltrazione è la seguente:

$$V_{infiltr} = S(t) \cdot k_p \cdot 3600 \cdot 24 \cdot 30.5$$

con $S(t)$ pari alla superficie dello specchio liquido nel mese considerato.

4.3 Risultati dei bilanci idrici degli invasi

Per ciascuna alternativa progettuale vengono effettuate varie simulazioni, ipotizzando differenti quote di massima regolazione dell'invaso, così da ottimizzare il dimensionamento delle opere.

La soluzione preferibile, per ciascuna alternativa, è individuata rispetto al numero di anni deficitari, vale a dire gli anni in cui in almeno un mese si determina la condizione $H(t) < H_{min,reg}$ e si ha un deficit $V_{deficit}$, corrispondente al volume mancante per soddisfare completamente il fabbisogno idrico prefissato.

4.3.1 Alternativa 1

L'Alternativa 1 prevede la realizzazione della Diga A sul fiume Tanagro, posizionata a monte di Ponte del Re.

Nelle simulazioni viene analizzato il seguente intervallo di quote di massima regolazione: $630 \text{ m s. m. m.} < H_{max,reg} < 650 \text{ m s. m. m.}$. La quota idraulica ad inizio simulazione è sempre imposta pari alla quota di massima regolazione.

Per chiarire i contributi in gioco nel bilancio idrico, si riporta lo schema concettuale delle opere di Figura 18.

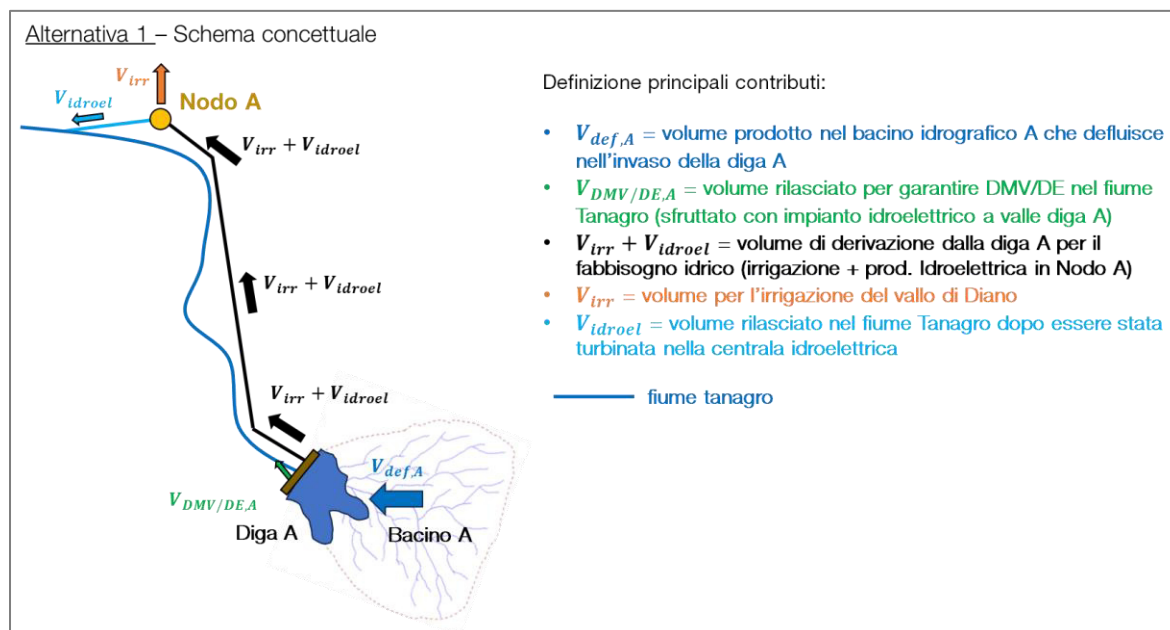


Figura 18: Schema concettuale delle opere nell'Alternativa 1

Come già anticipato nel §0, nelle simulazioni si distinguono due casi alternativi che si differenziano per i coefficienti di permeabilità assegnati alla superficie dell'invaso:

- $k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$;
- $k_p = 5 * 10^{-7} \text{ m/s}$.

4.3.1.1 Coefficiente di permeabilità $k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$

In Tabella 10 si riporta l'esito delle simulazioni eseguite al variare della quota di massima regolazione:

- volume utile di regolazione;
- altezza della diga (alla quota di massima regolazione);
- gli anni deficitari in percentuale rispetto all'arco temporale simulato (61 anni);
- il massimo deficit decennale raggiunto, calcolato in percentuale rispetto al fabbisogno idrico totale decennale, pari a circa 23 Mm^3 annui per 10 anni, vale a dire 230 Mm^3 .

Altezza diga [m]	Quota max. regolazione [m s.m.m.]	Volume utile di regolazione [m ³]	Anni deficitari [%]	Deficit max decennale [%]
49.00	639.00	7'307'362.25	39%	4%
50.00	640.00	7'736'796.38	28%	3%
51.00	641.00	8'181'965.84	25%	3%
52.00	642.00	8'643'160.45	20%	3%
53.00	643.00	9'120'669.98	16%	3%
54.00	644.00	9'614'784.23	10%	3%
55.00	645.00	10'125'793.00	8%	2%
56.00	646.00	10'653'986.08	3%	2%

Tabella 10: Risultati numerici delle simulazioni sulla regolazione mensile per lo Alternativa 1 ($k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$)

In Figura 19 si mostra il risultato di queste simulazioni per lo Alternativa 1 ($k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$).

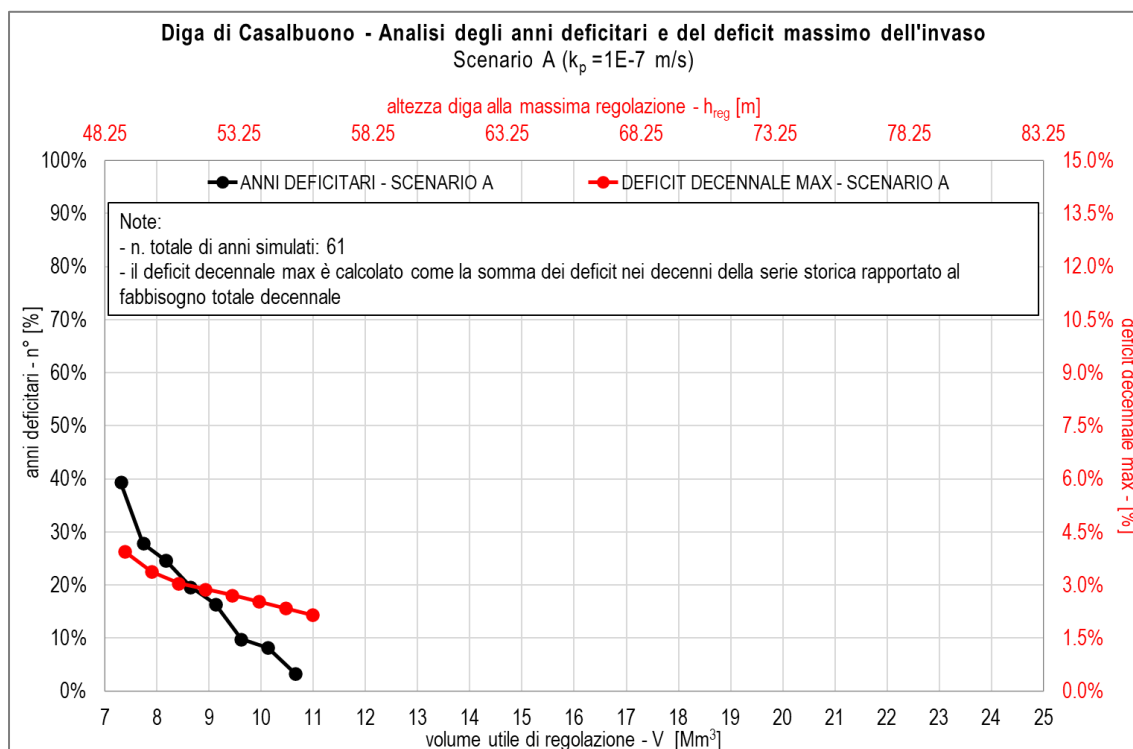


Figura 19: Anni deficitari e del medio volume deficitario mensile derivato dalle simulazioni di regolazione eseguite per l'invaso nello Alternativa 1 ($k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$)

Ipotizzando di accettare come soluzione ottimale quella che determina una percentuale di anni deficitari pari al 10% della serie storica considerata, si ottiene che:

- Quota di massima regolazione: $H_{max,reg} = 644.00 \text{ m s. m. m.}$;
- Quota di minima regolazione: $H_{min,reg} = 590.00 \text{ m s. m. m.}$;
- Volume utile di regolazione: $V_{utile,reg} = 9.6 \text{ Mm}^3$.

In Figura 20 si riportano i valori della massima variazione di volume nell'invaso per ciascun anno della simulazione. La massima variazione registrata corrisponde al volume utile di regolazione: $\Delta V_{max} = V_{utile,reg} = 9.6 \text{ Mm}^3$ e si registra negli anni in cui la quota dell'invaso varia tra la massima e la minima regolazione. Il valore medio di tale variazione nella simulazione è pari a $\overline{\Delta V_{max}} = 6.7 \text{ Mm}^3$.

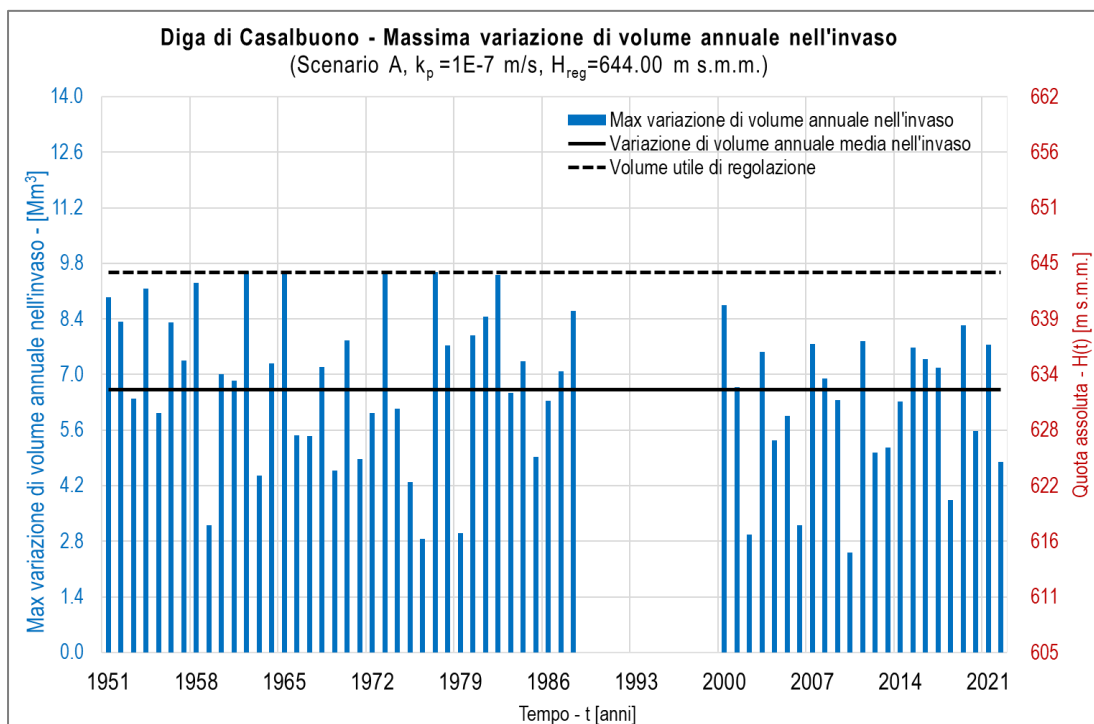


Figura 20: Massima variazione di volume cumulato in ingresso e in uscita per ciascun anno nello Alternativa 1 ($k_p = 10^{-7}$ m/s)

Si rappresenta in Figura 21 l'andamento delle principali variabili nell'anno con deficit significativo (2001):

- V_{in} : andamento del volume cumulato in ingresso nell'invaso (linea continua in verde con valori sull'asse delle ordinate principale);
- V_{out} : andamento del volume cumulato in uscita nell'invaso (linea continua in blu con valori sull'asse delle ordinate principale);
- Quota invaso: andamento della quota dell'invaso calcolata alla fine di ogni mese (linea continua in rosso con valori sull'asse delle ordinate secondario).

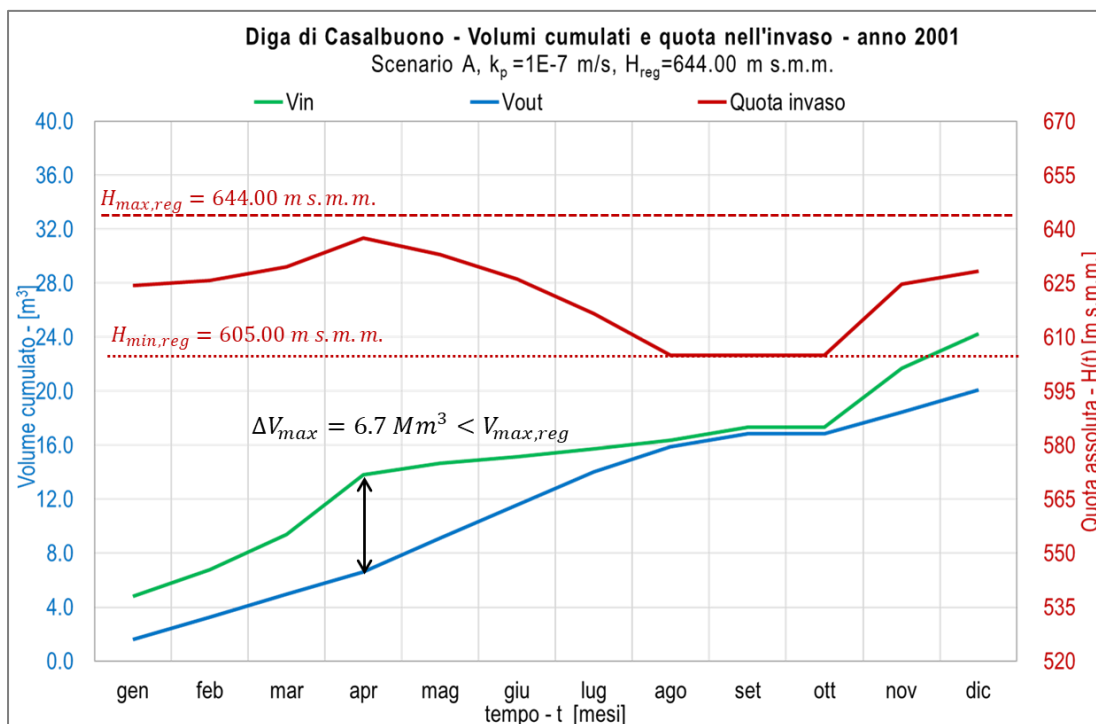


Figura 21: Andamento della quota mensile nell'invaso e dei volumi cumulati in ingresso e in uscita nello Alternativa 1 ($k_p = 10^{-7}$ m/s)

In Figura 22 si riportano i volumi mensili dei vari contributi del bilancio idrico, vale a dire:

- Volume di deflusso mensile (colonna in arancione), il cui totale annuo è pari a $V_{def} = 23.5 \text{ Mm}^3$;
- Volume di fabbisogno mensile (colonna in grigio), il cui totale annuo è pari a $V_{fabb} = 23 \text{ Mm}^3$;
- Volume di sfioro mensile (colonna in verde), il cui totale annuo è pari a $V_{sfioro} = 0 \text{ Mm}^3$;
- Volume di deficit mensile (colonna in rosso), il cui totale annuo è pari a $V_{deficit} = 3.6 \text{ Mm}^3$;
- Volume di infiltrazione mensile (colonna in giallo), il cui totale annuo è pari a $V_{infiltr} = 0.6 \text{ Mm}^3$.

Non viene riportato il contributo dell'evaporazione, in quanto il volume totale annuo è pari a $V_{evap} = 0.09 \text{ Mm}^3$.

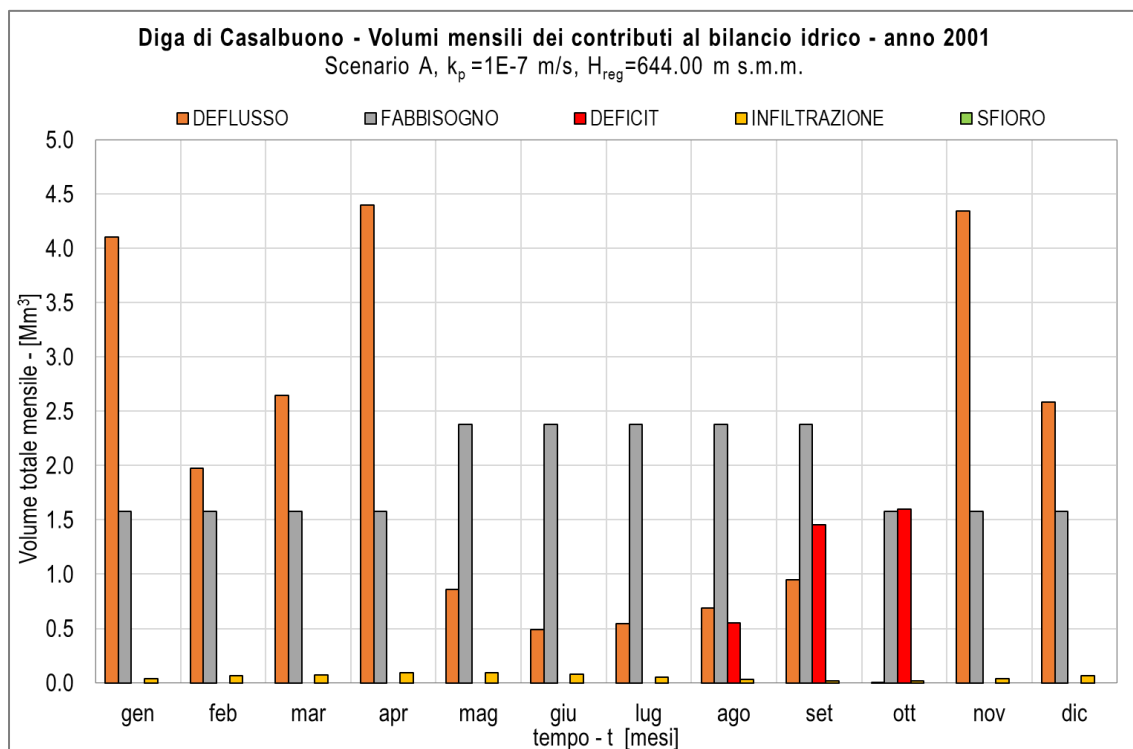


Figura 22: Volumi mensili dei contributi al bilancio idrico nell'invaso nell'anno 2001 (Alternativa 1, $k_p = 10^{-7}$ m/s)

In Tabella 71, presente in allegato, sono riportati i valori tabulati dei volumi di ciascun contributo al bilancio idrico per tutti gli anni della simulazione rappresentata.

4.3.1.2 Coefficiente di permeabilità $k_p = 5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

In Tabella 11 si riporta l'esito delle simulazioni eseguite: al variare della quota di massima regolazione, sono riportati il relativo volume utile di regolazione, l'altezza della diga (alla quota di massima regolazione) gli anni deficitari in percentuale rispetto all'arco temporale simulato (61 anni), ed il massimo deficit mensile raggiunto in percentuale rispetto al fabbisogno idrico totale annuo.

Diga di Casalbuono - Analisi degli anni deficitari e del massimo volume di deficit				
SCENARIO A (coef. permeab. 5E-7)				
Altezza diga [m]	Quota max. regolazione [m s.m.m.]	Volume utile di regolazione [m ³]	Anni deficitari [%]	Deficit max decennale [%]
55.00	645.00	10'125'793.00	33%	6%
57.50	647.50	11'479'130.20	25%	5%
60.00	650.00	12'944'397.38	18%	5%
62.50	652.50	14'526'122.55	15%	4%
65.00	655.00	16'228'833.75	13%	4%
67.50	657.50	18'057'059.02	13%	4%
70.00	660.00	20'015'326.38	13%	4%
72.50	662.50	22'108'163.86	13%	3%
75.00	665.00	24'340'099.50	10%	3%

Tabella 11: Risultati numerici delle simulazioni sulla regolazione mensile per l'Alternativa 1 ($k_p = 5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$)

In Figura 23 si mostra il risultato di queste simulazioni per l'Alternativa 1 ($k_p = 5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$).

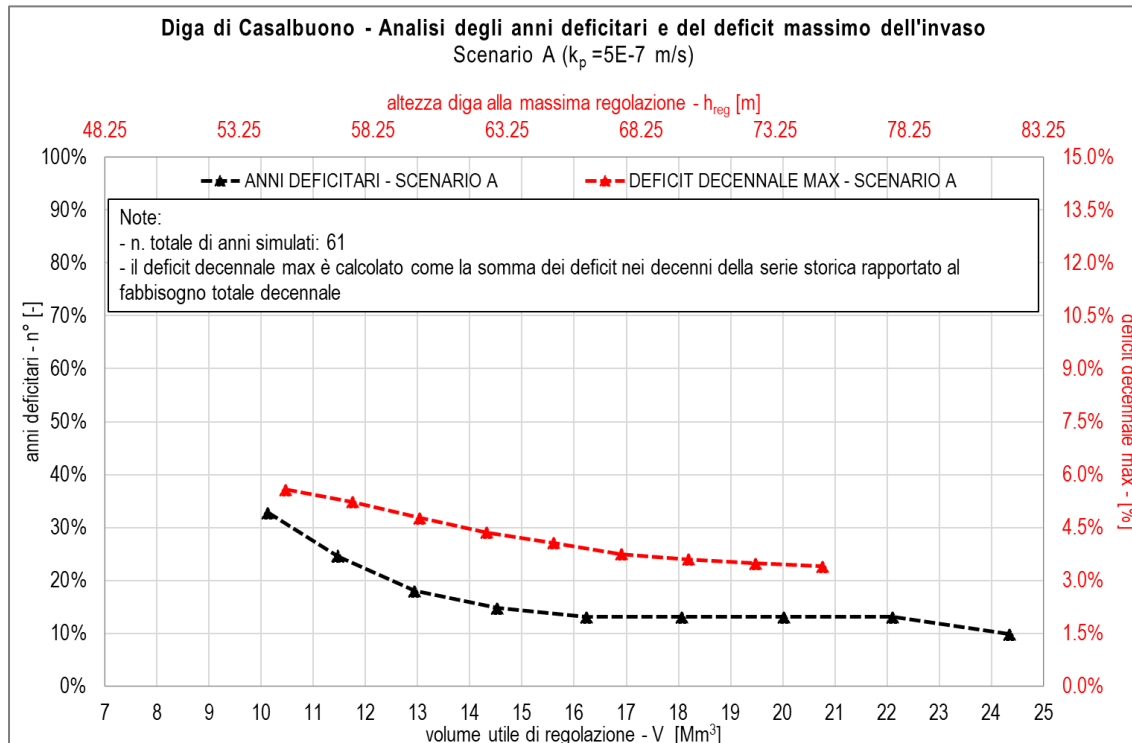


Figura 23: Anni deficitari e del medio volume deficitario mensile derivato dalle simulazioni di regolazione eseguite per l'invaso nello Alternativa 1 ($k_p = 5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$)

In questo caso, rispetto al precedente, si può accettare come soluzione ottimale quella che determina una percentuale di anni deficitari pari al 15% della serie storica considerata. Un aumento anche consistente di altezza dell'opera, infatti, non consente una evidente riduzione di questa percentuale. Si ottiene che:

- Quota di massima regolazione: $H_{max,reg} = 652.50 \text{ m s. m. m.}$;
- Quota di minima regolazione: $H_{min,reg} = 590.00 \text{ m s. m. m.}$;
- Volume utile di regolazione: $V_{utile,reg} = 14.5 \text{ Mm}^3$.

In Figura 24 si riportano i valori della massima variazione di volume nell'invaso per ciascun anno della simulazione. La massima variazione registrata è inferiore al volume utile di regolazione: $\Delta V_{max} = 13.5 \text{ Mm}^3 < V_{utile,reg}$ e si registra negli anni in cui la quota dell'invaso varia tra una quota di poco inferiore alla massima e la minima regolazione. Il valore medio di tale variazione nella simulazione è pari a $\overline{\Delta V_{max}} = 9.2 \text{ Mm}^3$.

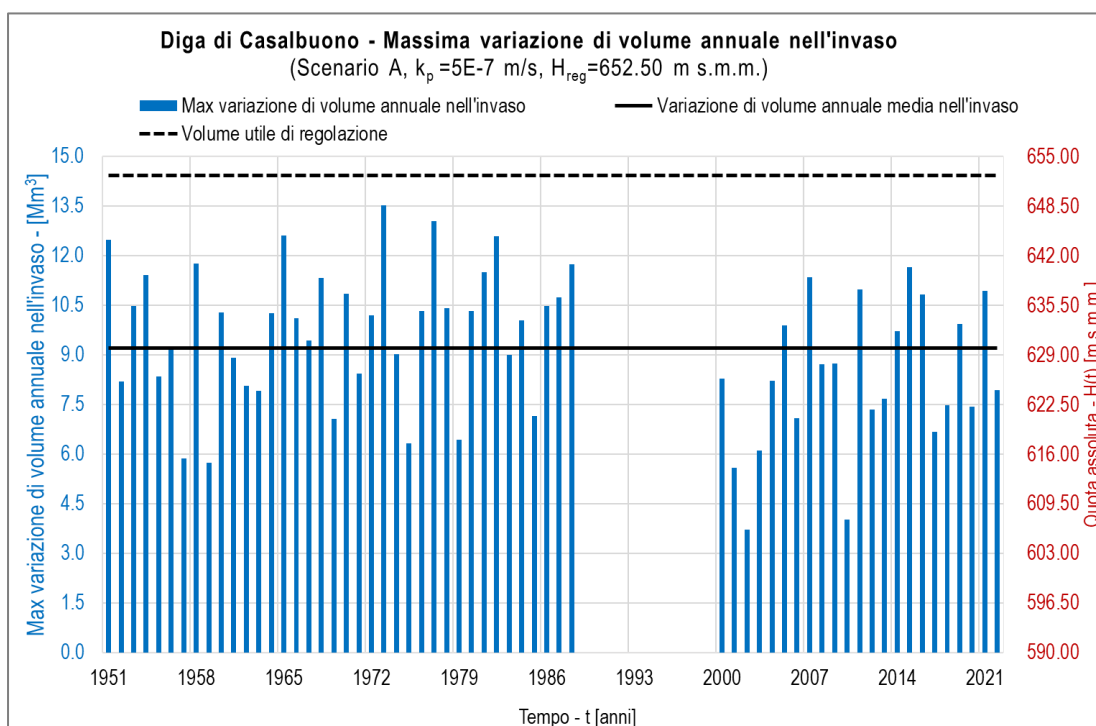


Figura 24: Massima variazione di volume cumulato in ingresso e in uscita per ciascun anno nell'Alternativa 1 ($k_p = 5 * 10^{-7} \text{ m/s}$)

In analogia al caso precedente, si rappresenta in Figura 25 l'andamento delle principali variabili nell'anno con deficit significativo (2001).

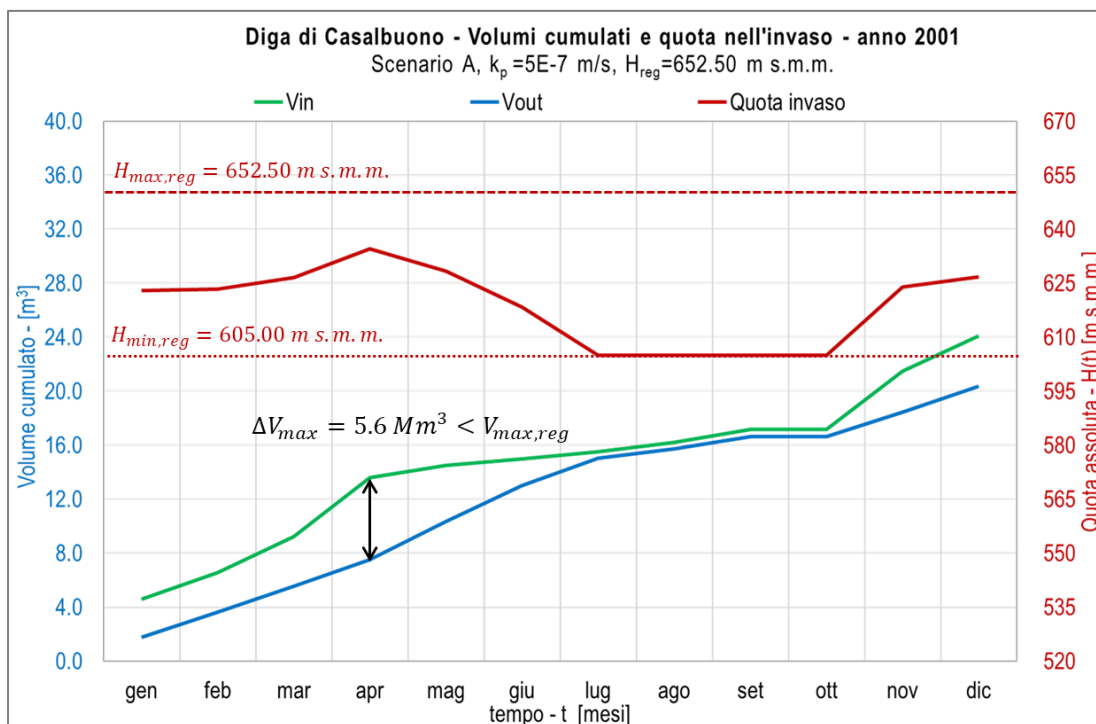


Figura 25: Andamento di quota mensile nell'invaso e dei volumi cumulati in ingresso e in uscita nell'Alternativa 1 ($k_p = 5 \cdot 10^{-7}$ m/s)

In Figura 26 si riportano i volumi mensili dei vari contributi del bilancio idrico, vale a dire:

- Volume di deflusso mensile (colonna in arancione), il cui totale annuo è pari a $V_{def} = 23.5$ Mm³;
- Volume di fabbisogno mensile (colonna in grigio), il cui totale annuo è pari a $V_{fabb} = 23$ Mm³;
- Volume di sfioro mensile (colonna in verde), il cui totale annuo è pari a $V_{sfioro} = 0$ Mm³;
- Volume di deficit mensile (colonna in rosso), il cui totale annuo è pari a $V_{deficit} = 5.5$ Mm³;
- Volume di infiltrazione mensile (colonna in giallo), il cui totale annuo è pari a $V_{infiltr} = 2.8$ Mm³.

Non viene riportato il contributo dell'evaporazione, in quanto il volume totale annuo è pari a $V_{evap} = 0.08$ Mm³.

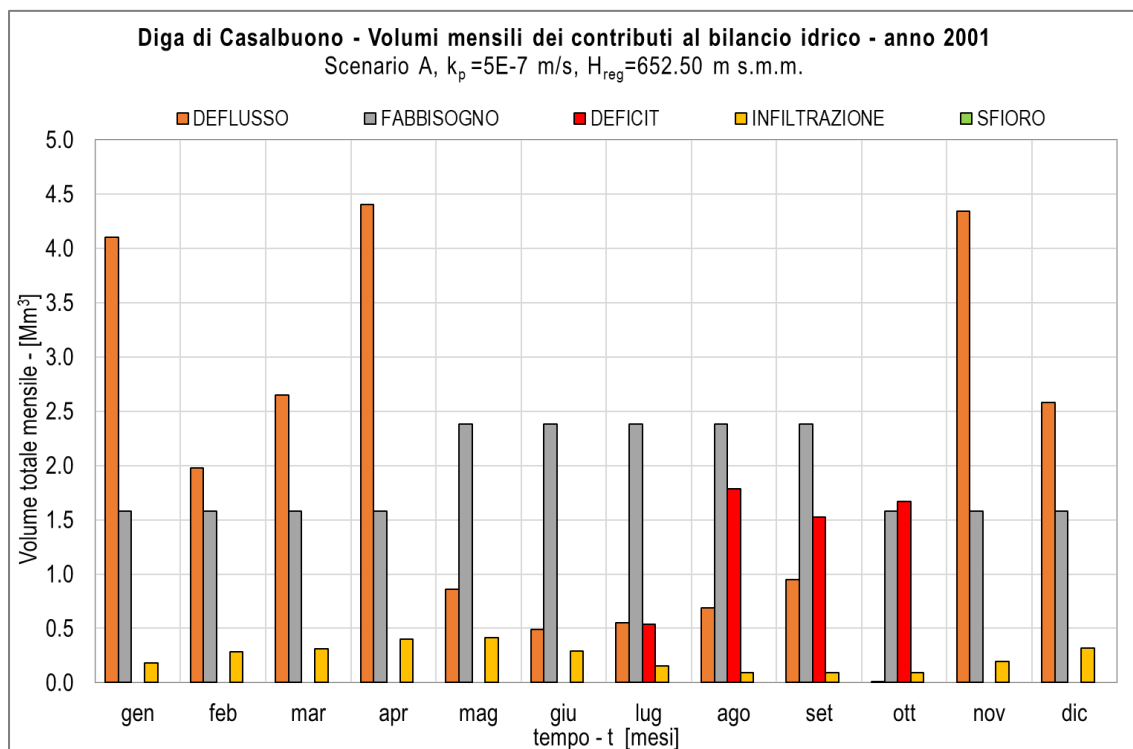


Figura 26: Volumi mensili dei contributi al bilancio idrico nell'invaso nell'anno 2001 (Alternativa 1, $k_p = 5 * 10^{-7} m/s$)

In Tabella 72, presente in allegato, sono riportati i valori tabulati dei volumi di ciascun contributo al bilancio idrico per tutti gli anni della simulazione rappresentata.

4.3.1.3 Confronto

In Figura 27 è riportata l'analisi degli anni deficitari effettuata per i due casi dell'Alternativa 1. In funzione del volume utile di regolazione, le curve in nero mostrano l'andamento del numero in anni deficitari in percentuale rispetto al totale di anni simulati, mentre le curve in rosso mostrano l'andamento del volume di deficit decennale massimo.

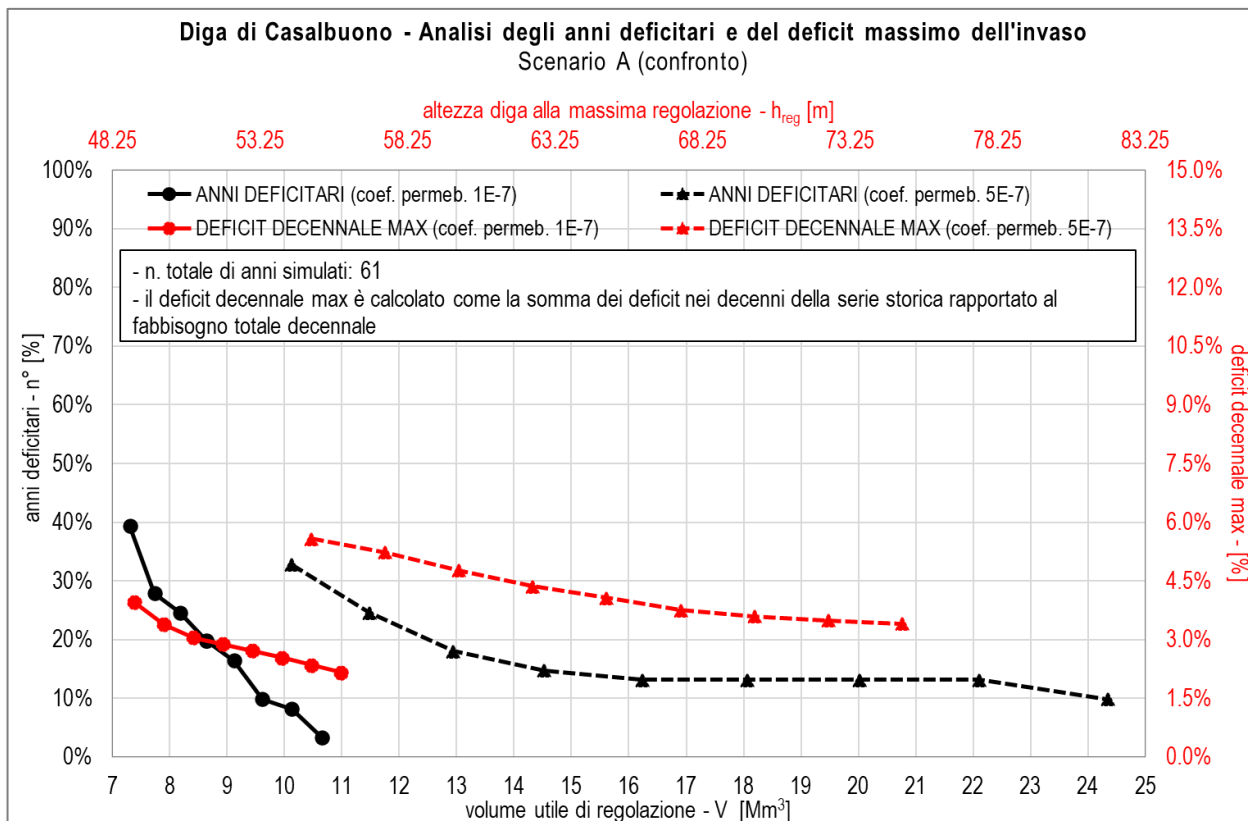


Figura 27: Anni deficitari e del medio volume deficitario mensile derivato dalle simulazioni di regolazione eseguite per l'invaso. Confronto tra caso con $k_p = 10^{-7} m/s$ e $k_p = 5 * 10^{-7} m/s$ nell'Alternativa 1

Il bilancio idrico svolto con il coefficiente di permeabilità più elevato, pari a $k_p = 5 * 10^{-7} m/s$, mostra come risultato ottimale la realizzazione di un'opera di altezza nell'ordine dei 60 m, ammettendo un 15% di anni deficitari nella simulazione eseguita. Al contempo, un'altezza maggiore non assicura una significativa diminuzione di tale deficit.

Il bilancio idrico svolto con il coefficiente di permeabilità più basso, pari a $k_p = 10^{-7} m/s$, mostra come risultato ottimale altezze dell'opera più contenute, attorno ai 55 m, ammettendo un 10% di anni deficitari.

Analizzando il deficit massimo su un intervallo temporale ampio di durata decennale, si nota che la percentuale nel caso con $k_p = 10^{-7} m/s$ è inferiore al 3%, mentre nel caso con $k_p = 5 * 10^{-7} m/s$ è attorno al 4.5%.

4.3.2 Alternativa 2

L'Alternativa 2 prevede la realizzazione della Diga A1* sul fiume Tanagro, posizionata a monte di Ponte del Re, e della Diga D, posizionata sul torrente Porcile. Il bilancio idrico viene calcolato in riferimento alla Diga D. Non si considera il contributo di regolazione della Diga A1*, in ragione del ridotto volume di invaso.

Nelle simulazioni viene analizzato il seguente intervallo di quote di massima regolazione: $555 \text{ m s. m. m.} < H_{max,reg} < 562 \text{ m s. m. m.}$. La quota idraulica ad inizio simulazione è sempre imposta pari alla quota di massima regolazione.

Per chiarire i contributi in gioco nel bilancio idrico, si riporta lo schema concettuale delle opere di Figura 28.

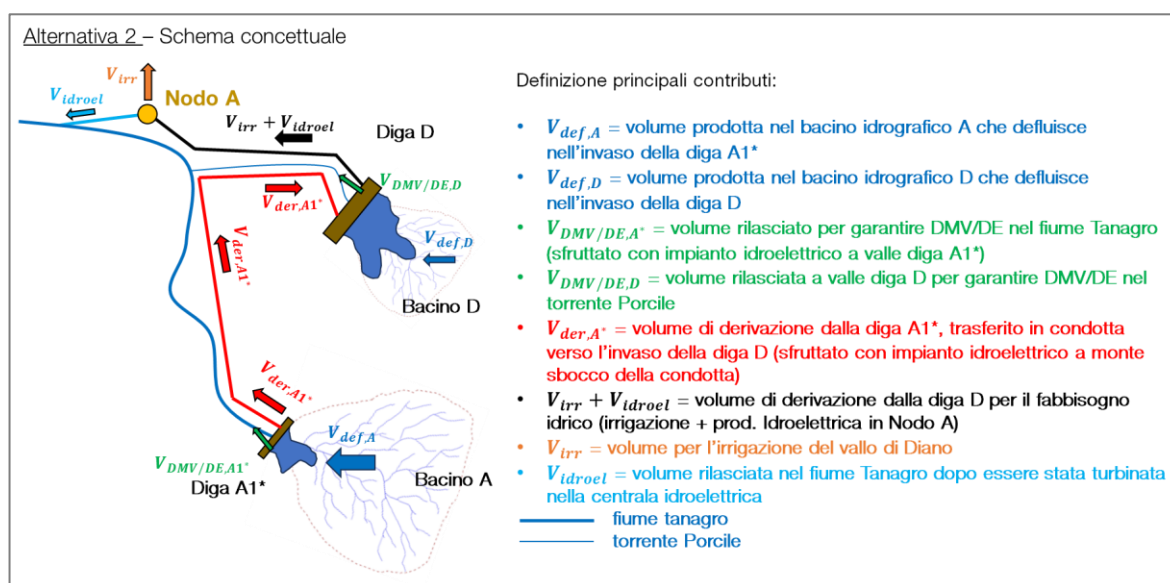


Figura 28: Schema concettuale delle opere nell'Alternativa 2

I contributi del bilancio idrico nell'Alternativa 2 sono suddivisi nel seguente modo:

1. Nell'invaso della Diga A1* entra il volume di deflusso idrologico $V_{def,A}$, identico a quello dell'Alternativa 1. Tale volume viene sfruttato nel seguente modo:
 - se è superiore al volume di DMV/DE nel fiume Tanagro, vale a dire $V_{def,A} > V_{DMV/DE,A}$, la parte eccedente al DMV/DE viene collettata all'invaso in D, $V_{der,A^*} = V_{def,A} - V_{DMV/DE,A}$;
 - se è inferiore o al massimo è pari al DMV/DE nel fiume Tanagro, si ottiene che $V_{DMV/DE,A} = V_{def,A}$ e $V_{der,A^*} = 0$.
2. Nell'invaso della Diga D entrano due contributi: il volume di deflusso idrologico $V_{def,D}$ del bacino idrografico D, a cui si somma il volume proveniente dalla derivazione della Diga A1*, quando presente.

I contributi in uscita da entrambi gli invasi corrispondono ai rispettivi DMV/DE da garantire al fiume Tanagro e al torrente Porcile, oltre al fabbisogno irriguo richiesto.

Come già anticipato nel §0, nelle simulazioni si distinguono due casi alternativi che si differenziano per i coefficienti di permeabilità assegnati alla superficie dell'invaso:

- $k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$;
- $k_p = 5 * 10^{-7} \text{ m/s}$.

4.3.2.1 Coefficiente di permeabilità $k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$

In Tabella si riporta l'esito delle simulazioni eseguite al variare della quota di massima regolazione:

- volume utile di regolazione;
- altezza della diga (alla quota di massima regolazione);
- gli anni deficitari in percentuale rispetto all'arco temporale simulato (61 anni);
- il massimo deficit decennale raggiunto, calcolato in percentuale rispetto al fabbisogno idrico totale decennale, pari a circa 23 Mm^3 annui per 10 anni, vale a dire 230 Mm^3 .

Altezza diga [m]	Quota max. regolazione [m s.m.m.]	Volume utile di regolazione [m^3]	Anni deficitari [%]	Deficit max decennale [%]
36.50	556.50	5'991'025.96	25%	1%
37.50	557.50	6'481'558.13	16%	1%
38.75	558.75	7'126'479.92	10%	1%
39.50	559.50	7'530'724.99	5%	0%
40.50	560.50	8'090'306.72	5%	0%
41.50	561.50	8'673'852.01	0%	0%
42.50	562.50	9'281'834.38	0%	0%
43.25	563.25	9'754'142.84	0%	0%
44.50	564.50	10'573'004.44	0%	0%

Tabella 12: Risultati numerici delle simulazioni sulla regolazione mensile per lo Alternativa 2 ($k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$)

In Figura 29 si mostra il risultato di queste simulazioni per l'Alternativa 2 ($k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$).

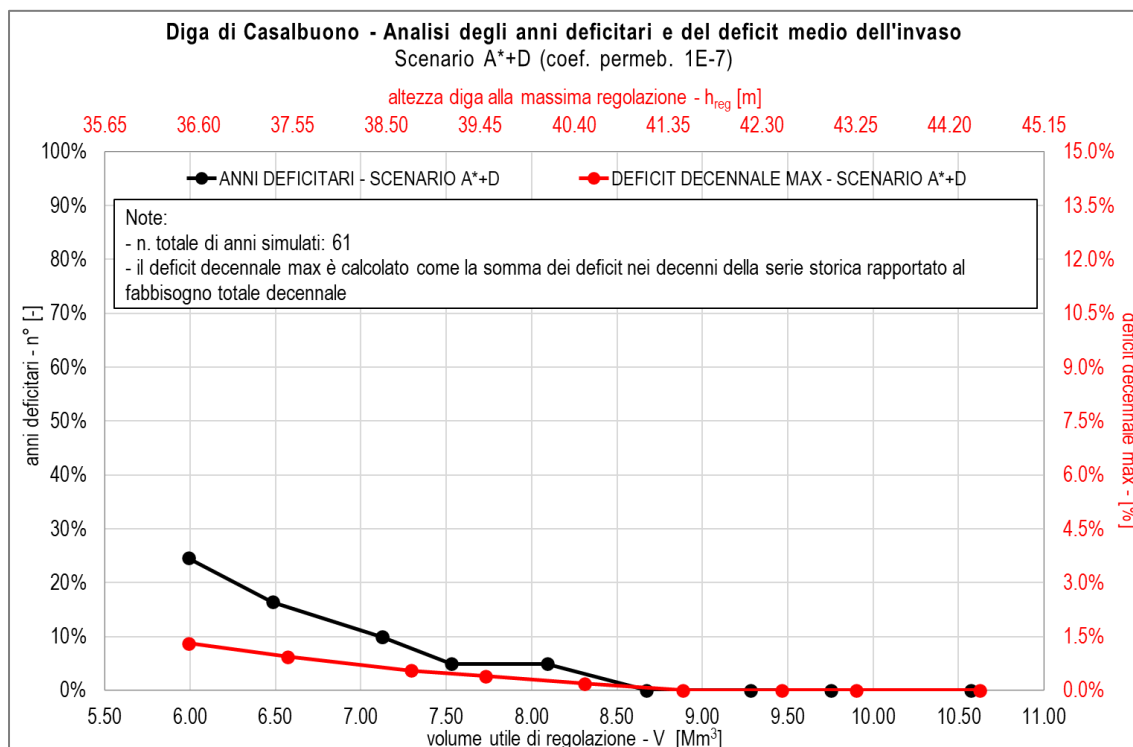


Figura 29: Anni deficitari e del medio volume deficitario mensile derivato dalle simulazioni di regolazione eseguite per l'invaso nell'Alternativa 2 ($k_p = 10^{-7} m/s$)

Ipotizzando di accettare come soluzione ottimale quella che determina una percentuale di anni deficitari pari al 10% della serie storica considerata, si ottiene che:

- Quota di massima regolazione: $H_{max,reg} = 558.75 m s. m. m.$;
- Quota di minima regolazione: $H_{min,reg} = 535.00 m s. m. m.$;
- Volume utile di regolazione: $V_{utile,reg} = 7.12 Mm^3$.

In Figura 30 si riportano i valori della massima variazione di volume nell'invaso per ciascun anno della simulazione. La massima variazione registrata corrisponde al volume utile di regolazione: $\Delta V_{max} = V_{utile,reg} = 7.12 Mm^3$ e si registra negli anni in cui la quota dell'invaso varia tra la massima e la minima regolazione. Il valore medio di tale variazione nella simulazione è pari a $\overline{\Delta V_{max}} = 4.7 Mm^3$.

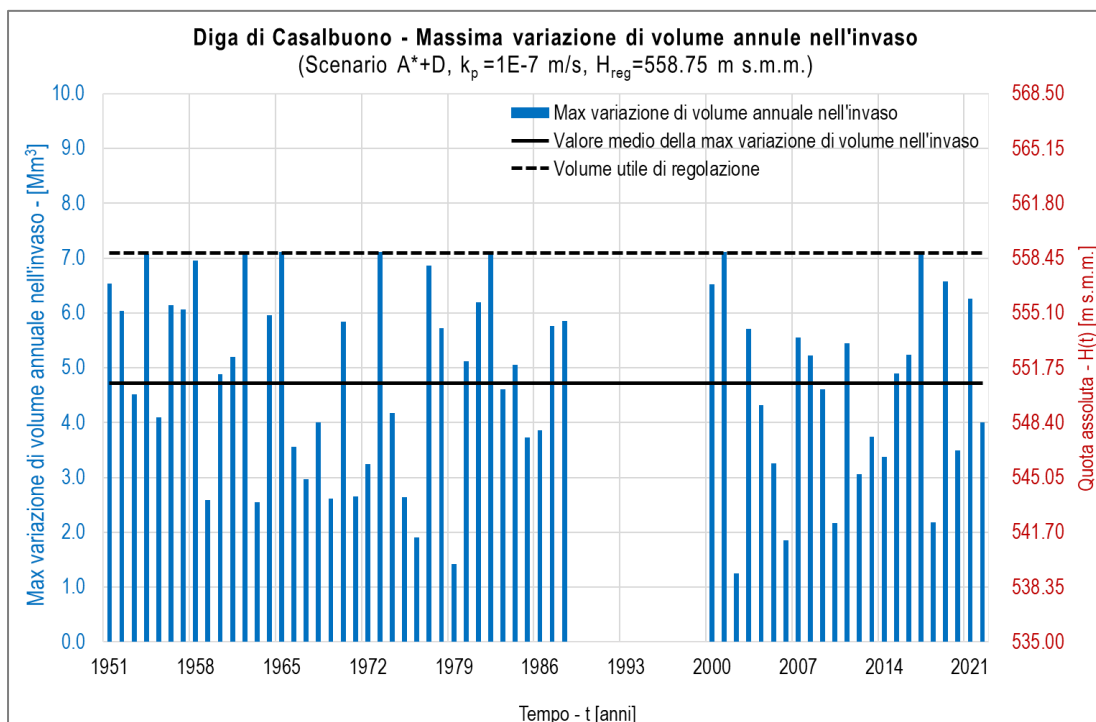


Figura 30: Massima variazione di volume cumulato in ingresso e in uscita per ciascun anno nell'Alternativa 2 ($k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$)

In analogia ai casi precedenti, si rappresenta in Figura 31 l'andamento delle principali variabili nell'anno con max deficit (2001).

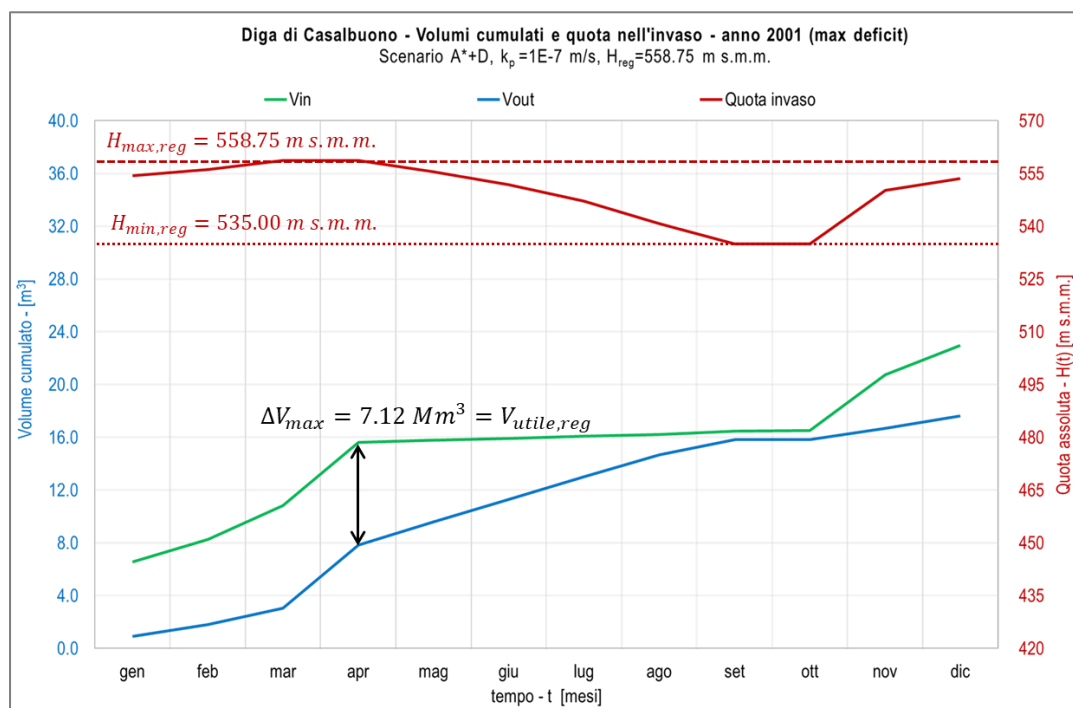


Figura 31: Andamento di quota mensile nell'invaso e dei volumi cumulati in ingresso e in uscita nell'Alternativa 2 ($k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$)

In Figura 32 si riportano i volumi mensili dei vari contributi del bilancio idrico, vale a dire:

- Volume di deflusso mensile (colonna in arancione), il cui totale annuo è pari a $V_{def} = 20.8 \text{ Mm}^3$;
- Volume di fabbisogno mensile (colonna in grigio), il cui totale annuo è pari a $V_{fabb} = 23 \text{ Mm}^3$;
- Volume di sfioro mensile (colonna in verde), il cui totale annuo è pari a $V_{sfioro} = 4.1 \text{ Mm}^3$;
- Volume di deficit mensile (colonna in rosso), il cui totale annuo è pari a $V_{deficit} = 1.3 \text{ Mm}^3$;
- Volume di infiltrazione mensile (colonna in giallo), il cui totale annuo è pari a $V_{infiltr} = 1.1 \text{ Mm}^3$.

Non viene riportato il contributo dell'evaporazione, in quanto il volume totale annuo è pari a $V_{evap} = 0.15 \text{ Mm}^3$.

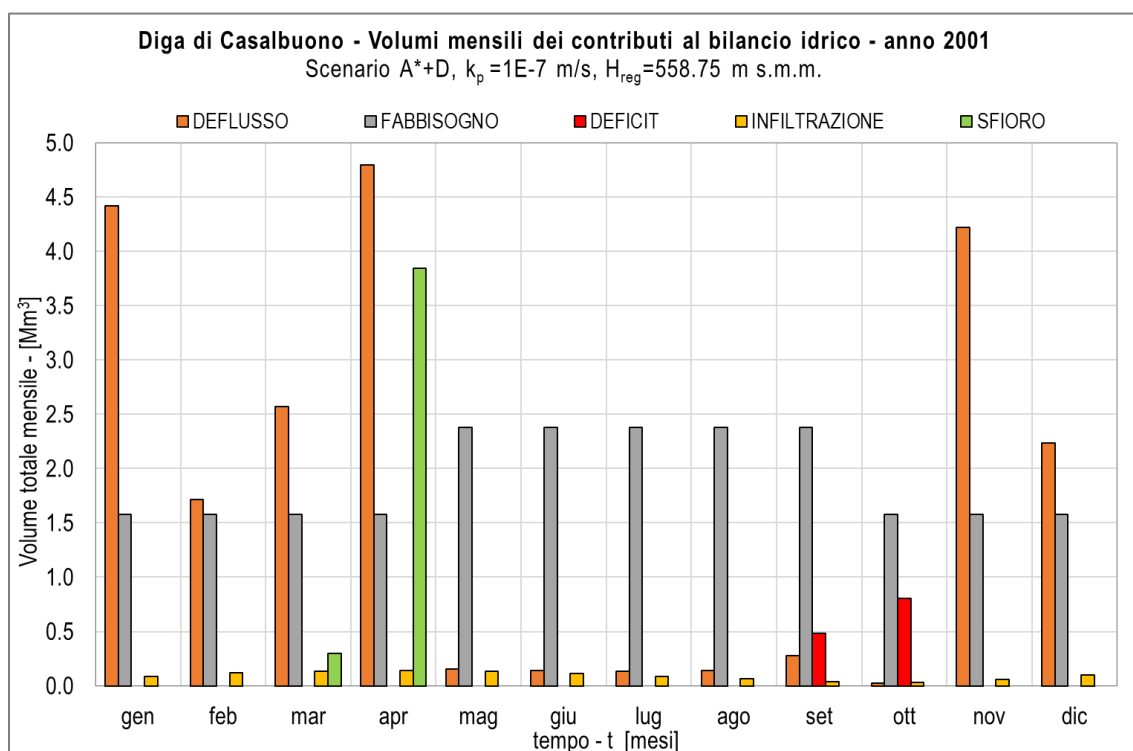


Figura 32: Volumi mensili dei contributi al bilancio idrico nell'invaso nell'anno 2001 (Alternativa 1*+D, $k_p = 10^{-7} \text{ m/s}$)

In Tabella 73, presente in allegato, sono riportati i valori tabulati dei volumi di ciascun contributo al bilancio idrico per tutti gli anni della simulazione rappresentata.

4.3.2.2 Coefficiente di permeabilità $k_p = 5 * 10^{-7} \text{ m/s}$

In Tabella si riporta l'esito delle simulazioni eseguite al variare della quota di massima regolazione:

- volume utile di regolazione;
- altezza della diga (alla quota di massima regolazione);
- gli anni deficitari in percentuale rispetto all'arco temporale simulato (61 anni);
- il massimo deficit decennale raggiunto, calcolato in percentuale rispetto al fabbisogno idrico totale decennale, pari a circa 23 Mm^3 annui per 10 anni, vale a dire 230 Mm^3 .

Altezza diga [m]	Quota max. regolazione [m s.m.m.]	Volume utile di regolazione [m ³]	Anni deficitari [%]	Deficit max decennale [%]
36.50	556.50	5'991'025.96	54%	5%
37.50	557.50	6'481'558.13	46%	4%
38.75	558.75	7'126'479.92	39%	3%
39.50	559.50	7'530'724.99	36%	2%
40.50	560.50	8'090'306.72	26%	2%
41.50	561.50	8'673'852.01	18%	2%
42.50	562.50	9'281'834.38	15%	1%
43.25	563.25	9'754'142.84	10%	1%
44.50	564.50	10'573'004.44	7%	1%

Tabella 13: Risultati numerici delle simulazioni sulla regolazione mensile per l'Alternativa 2 ($k_p = 5 * 10^{-7} m/s$)

In Figura 33 si mostra il risultato di queste simulazioni per l'Alternativa 2 ($k_p = 5 * 10^{-7} m/s$).

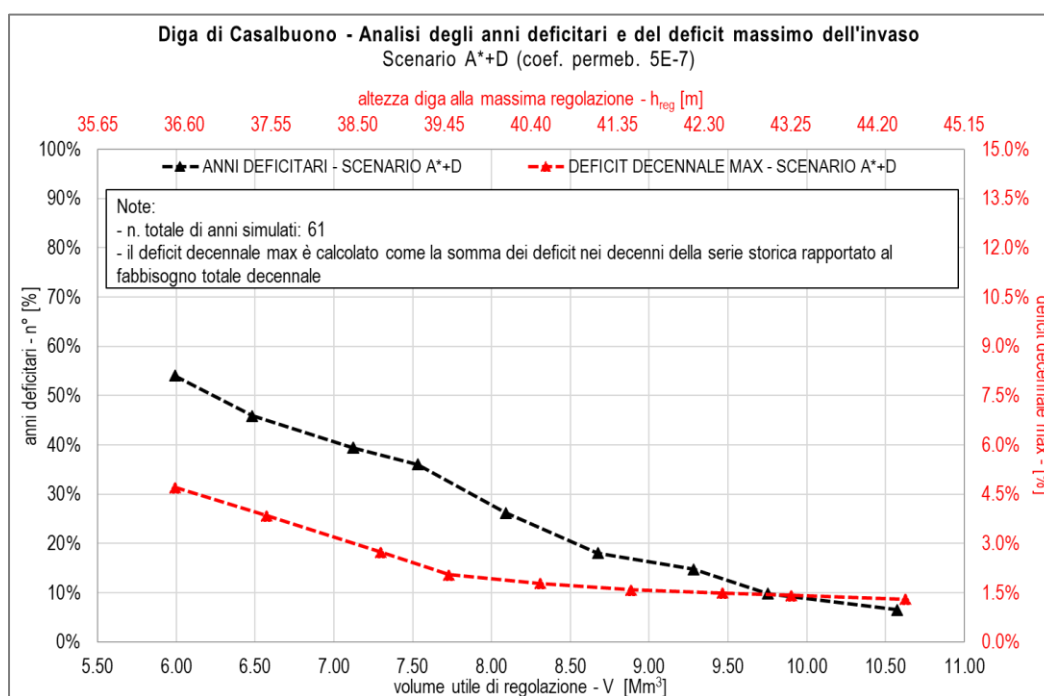


Figura 33: Anni deficitari e del medio volume deficitario mensile derivato dalle simulazioni di regolazione eseguite per l'invaso nell'Alternativa 2 ($k_p = 5 * 10^{-7} m/s$)

Ipotizzando di accettare come soluzione ottimale quella che determina una percentuale di anni deficitari pari al 10% della serie storica considerata, si ottiene che:

- Quota di massima regolazione: $H_{max,reg} = 563.25 m s. m. m.$;
- Quota di minima regolazione: $H_{min,reg} = 535.00 m s. m. m.$;
- Volume utile di regolazione: $V_{utile,reg} = 9.75 Mm^3$.

In Figura 34 si riportano i valori della massima variazione di volume nell'invaso per ciascun anno della simulazione. La massima variazione registrata corrisponde al volume utile di regolazione: $\Delta V_{max} =$

$V_{utile,reg} = 9.75 \text{ Mm}^3$ e si registra negli anni in cui la quota dell'invaso varia tra la massima e la minima regolazione. Il valore medio di tale variazione nella simulazione è pari a $\overline{\Delta V_{max}} = 7.2 \text{ Mm}^3$.

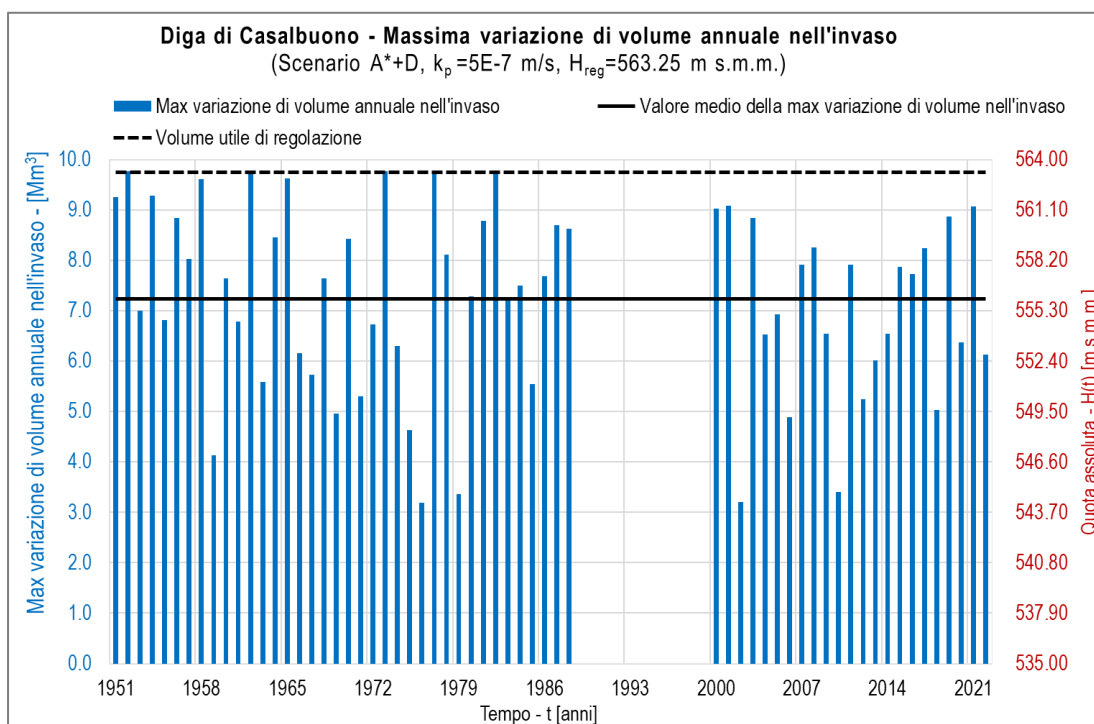


Figura 34: Massima variazione di volume cumulato in ingresso e in uscita per ciascun anno nell'Alternativa 2 ($k_p = 5 * 10^{-7} \text{ m/s}$)

In analogia ai casi precedenti, si rappresenta in Figura 35 l'andamento delle principali variabili nell'anno con deficit significativo (2001).

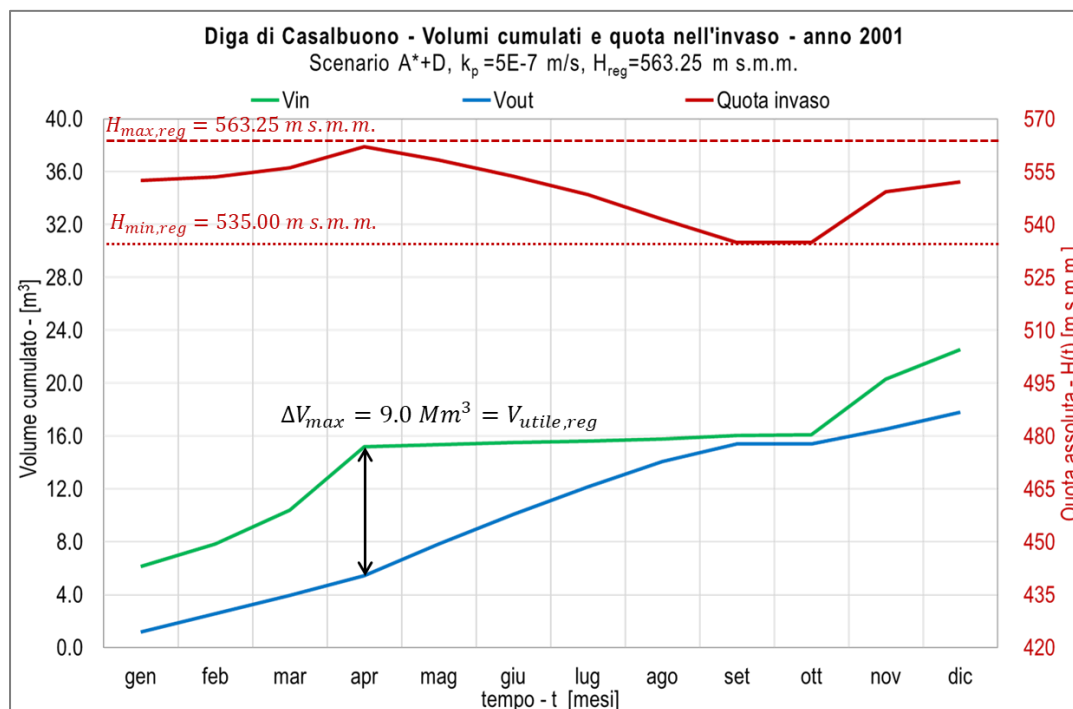


Figura 35: Andamento di quota mensile nell'invaso e dei volumi cumulati in ingresso e uscita nell'Alternativa 2 ($k_p = 5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$)

Nella seguente figura si riportano i volumi mensili dei vari contributi del bilancio idrico, vale a dire:

- Volume di deflusso mensile (colonna in arancione), il cui totale annuo è pari a $V_{def} = 20.8 \text{ Mm}^3$;
- Volume di fabbisogno mensile (colonna in grigio), il cui totale annuo è pari a $V_{fabb} = 23 \text{ Mm}^3$;
- Volume di sfioro mensile (colonna in verde), il cui totale annuo è pari a $V_{sfioro} = 0 \text{ Mm}^3$;
- Volume di deficit mensile (colonna in rosso), il cui totale annuo è pari a $V_{deficit} = 1.4 \text{ Mm}^3$;
- Volume di infiltrazione mensile (colonna in giallo), il cui totale annuo è pari a $V_{infiltr} = 5.5 \text{ Mm}^3$.

Non viene riportato il contributo dell'evaporazione, in quanto il volume totale annuo è pari a $V_{evap} = 0.16 \text{ Mm}^3$.

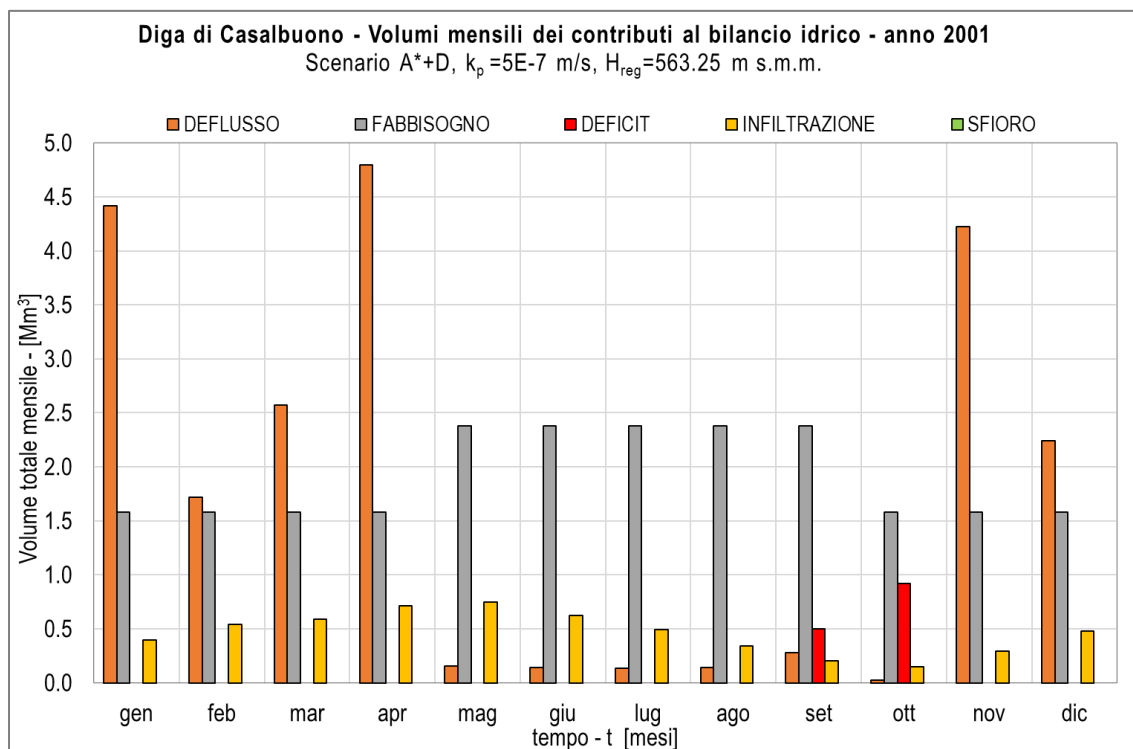


Figura 36: Volumi mensili dei contributi al bilancio idrico nell'invaso nell'anno 2001 (Alternativa 1*+D, $k_p = 5 * 10^{-7}$ m/s)

In

Tabella 74, presente in allegato, sono riportati i valori tabulati dei volumi di ciascun contributo al bilancio idrico per tutti gli anni della simulazione rappresentata.

4.3.2.3 Confronto

Viene riportata in Figura 37 l'analisi degli anni deficitari effettuata per i due casi dell'Alternativa 2.

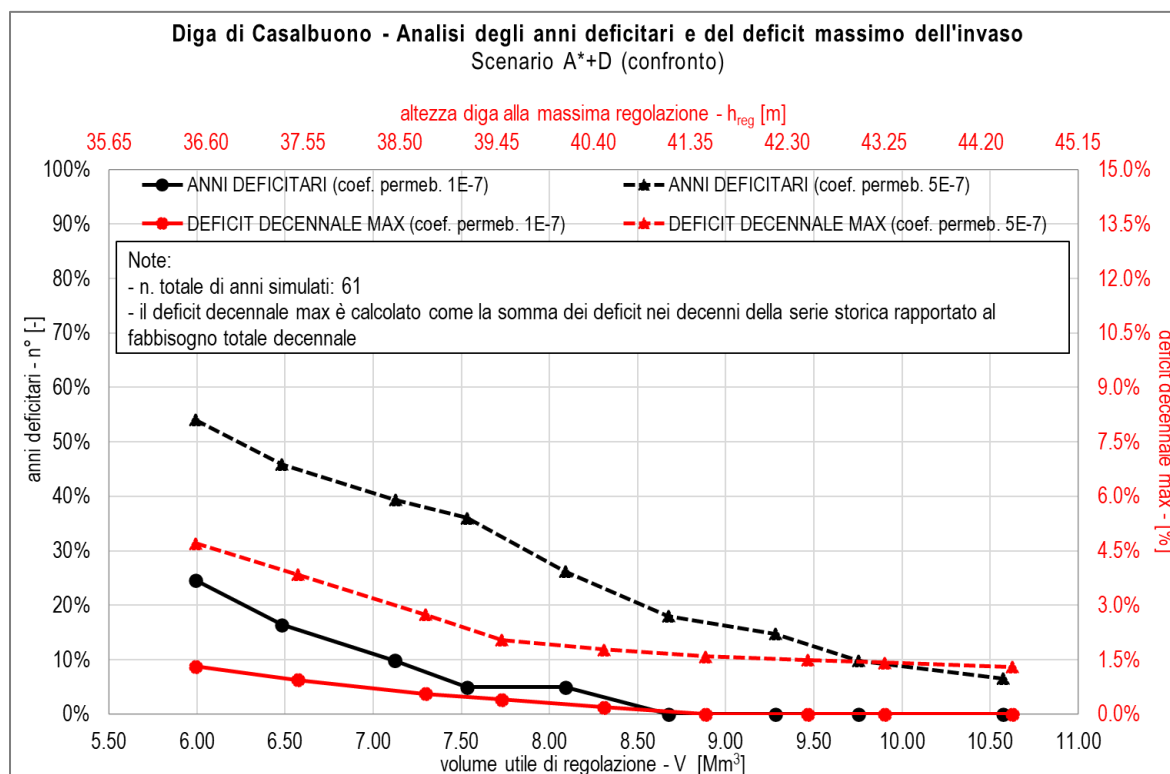


Figura 37: Anni deficitari e del medio volume deficitario mensile derivato dalle simulazioni di regolazione eseguite per l'invaso. Confronto tra caso con $k_p = 10^{-7} m/s$ e $k_p = 5 * 10^{-7} m/s$ nell'Alternativa 2

L'analisi con il coefficiente di permeabilità più elevato, pari a $k_p = 5 * 10^{-7} m/s$, mostra come risultato ottimale la realizzazione di un'opera di altezza pari a 43 m, ammettendo un 10% di anni deficitari nella simulazione eseguita.

L'analisi con il coefficiente di permeabilità più basso, pari a $k_p = 10^{-7} m/s$, mostra come risultato altezze dell'opera più contenute, pari a circa 38 m, ammettendo un 10% di anni deficitari.

Dal punto di vista del deficit massimo decennale rapportato al fabbisogno totale decennale si nota che in entrambi i casi la percentuale risulta molto contenuta, inferiore al 1.5%.

4.3.3 Alternativa 3

L'Alternativa 3 presenta uno schema concettuale analogo a quello dell'Alternativa 2. Le differenze risiedono nella tipologia di opera prevista nel sito A e per il fatto che non viene previsto un recupero energetico a valle della Diga A2*. Per chiarire i contributi in gioco nel bilancio idrico, si riporta lo schema concettuale delle opere di Figura 38.

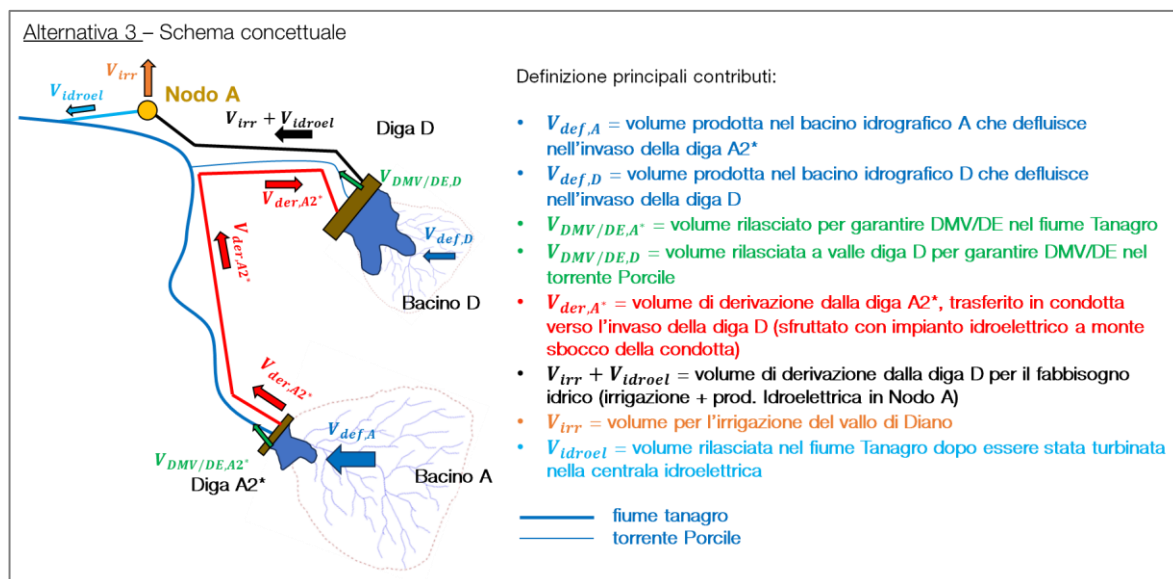


Figura 38: Schema concettuale delle opere nell'Alternativa 3

Da un punto di vista della simulazione del bilancio idrico il funzionamento delle opere è il medesimo di quello dell'Alternativa 2 e, per questo motivo, le considerazioni e le conclusioni sono le medesime.

4.4 Analisi dei risultati del bilancio idrologico

Dall'analisi delle varie alternative, risulta che la Diga D (Alternativa 2 e 3) garantisce le massime prestazioni con un'altezza dello sbarramento generalmente inferiore rispetto alla Diga A (Alternativa 1). La motivazione risiede nella differenza delle curve caratteristiche tra i due siti in questione, rappresentate in Figura 39: si osserva che a parità di quota idraulica, per esempio 40 m, l'invaso in D garantisce un volume idrico del 70 % superiore rispetto all'invaso in A

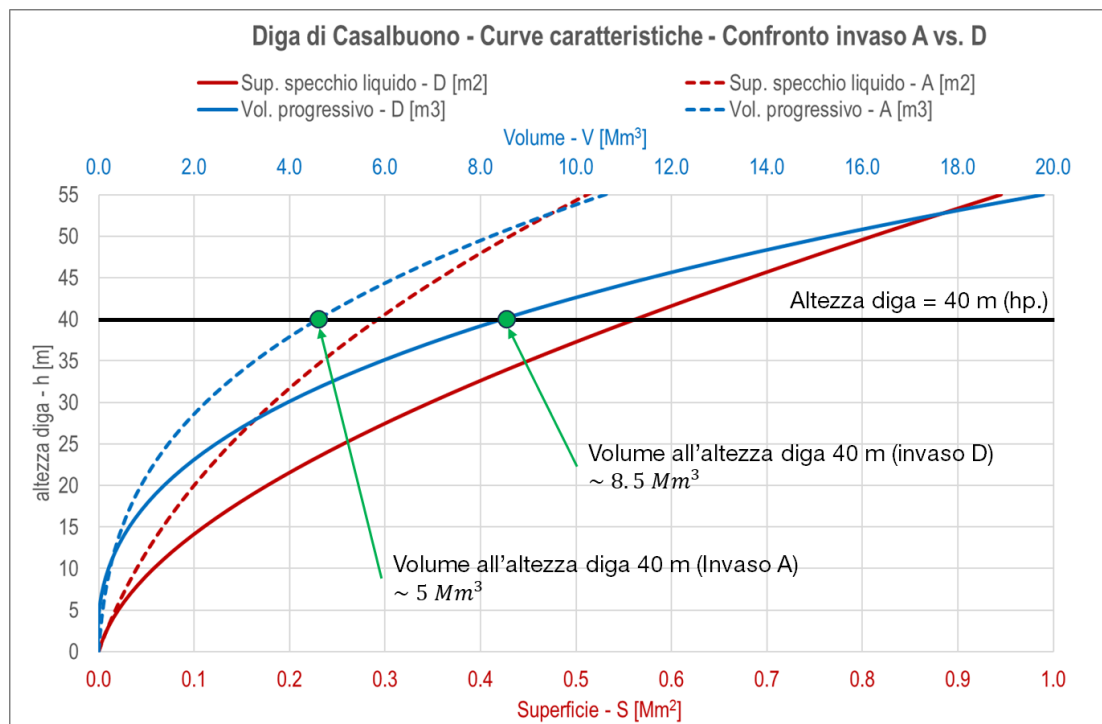


Figura 39: Curve dei volumi e delle superfici rappresentate rispetto all'altezza della diga degli invasi in A e D a confronto

Sono state individuate le seguenti quote ottimali di massima regolazione, per soddisfare i criteri prefissati:

- Alternativa 1 (Diga A):
 - $k_p = 10^{-7} \text{ m/s} \rightarrow H_{max,reg} = 644.00 \text{ m s. m. m.}$
 - $k_p = 5 * 10^{-7} \text{ m/s} \rightarrow H_{max,reg} = 652.50 \text{ m s. m. m.}$
- Alternativa 2 e 3 (Diga D):
 - $k_p = 10^{-7} \text{ m/s} \rightarrow H_{max,reg} = 558.75 \text{ m s. m. m.}$
 - $k_p = 5 * 10^{-7} \text{ m/s} \rightarrow H_{max,reg} = 563.25 \text{ m s. m. m.}$

Si ritiene opportuno considerare un valore medio della quota di massima regolazione per ciascuna alternativa, ottenendo i seguenti valori:

- **Alternativa 1:** $H_{max,reg,A} = 648.50 \text{ m s. m. m.}$;
- **Alternativa 2:** $H_{max,reg,D} = 561.00 \text{ m s. m. m.}$

4.5 Applicazione del bilancio idrologico degli invasi a supporto delle valutazioni preliminari per lo sfruttamento idroelettrico

Nel presente Studio di fattibilità delle alternative progettuali vengono stimate le produzioni idroelettriche previste per ciascuna alternativa progettuale, in funzione dei dati idrologici e idraulici provenienti dall'analisi esposta nel presente capitolo.

In particolare, i dati che verranno ripresi nella relazione specialistica relativi alla produzione idroelettrica sono i seguenti:

1. Andamento del livello d'invaso e delle relative variabili durante un anno medio da considerarsi a fini idroelettrici, sia per l'invaso della Diga A nell'Alternativa 1 sia per l'invaso della Diga D nell'Alternativa 2 e 3;
2. Serie temporale delle portate derivate dalla Diga A1* nell'Alternativa 2, ovvero dalla Diga A2* nell'Alternativa 3.

Per quanto riguarda il punto 1. è stata effettuata una simulazione di un anno medio, ipotizzando le seguenti condizioni:

- livello dell'invaso iniziale a gennaio pari alla quota di massima regolazione;
- deflusso idrologico mensili in ingresso all'invaso pari al valore medio calcolato nelle simulazioni di cui al §4.3.

I risultati sono esposti nelle seguenti Tabella 14 e Tabella 15.

Mese	Deflusso	Fabbisogno idrico	Evaporazione	Infiltrazione	Deficit	Sfioro	Volume d'invaso	Quota invaso
gen	4'756'153.64	1'581'120.00	14'248.48	445'253.46	-	2'707'017.79	12'554'144.43	648.50
feb	4'640'804.60	1'581'120.00	16'440.97	445'373.44	-	2'595'144.46	12'554'172.81	648.50
mar	4'824'658.87	1'581'120.00	26'176.19	445'303.06	-	2'769'133.19	12'554'373.50	648.50
apr	3'120'165.19	1'581'120.00	49'684.84	445'162.33	-	1'040'806.63	12'554'838.46	648.50
mag	2'346'346.65	2'381'120.00	73'931.99	444'716.66	-	-	11'998'025.08	647.53
giu	1'712'881.55	2'381'120.00	96'309.00	417'956.10	-	-	10'812'812.19	645.34
lug	1'140'050.56	2'381'120.00	113'756.60	375'276.89	-	-	9'079'841.15	641.82
ago	1'255'100.56	2'381'120.00	104'069.61	325'940.53	-	-	7'520'498.52	638.21
set	1'136'117.03	2'381'120.00	64'521.81	275'626.99	-	-	5'932'161.04	633.92
ott	1'446'095.17	1'581'120.00	41'851.60	241'106.67	-	-	5'511'972.05	632.60
nov	3'328'459.77	1'581'120.00	25'349.32	254'300.85	-	-	6'976'451.55	636.70
dic	4'261'911.03	1'581'120.00	15'882.38	308'467.30	-	-	9'329'525.01	642.20

Tabella 14: Alternativa 1: variabili durante l'anno medio da considerarsi a fini idroelettrici (Diga A)

Mese	Deflusso	Fabbisogno idrico	Evaporazione	Infiltrazione	Deficit	Sfioro	Volume d'invaso	Quota invaso
gen	4'994'058.92	1'581'120.00	14'489.79	451'980.02	-	3'725'711.91	9'034'741.53	561.00
feb	4'872'020.40	1'581'120.00	16'720.16	452'198.11	-	3'609'928.44	9'034'796.34	561.00
mar	5'093'050.83	1'581'120.00	26'622.25	452'121.81	-	3'820'885.92	9'035'043.51	561.00
apr	3'069'867.26	1'581'120.00	50'521.84	451'922.73	-	1'773'368.38	9'035'676.96	561.00
mag	2'137'942.28	2'381'120.00	75'222.81	451'662.97	-	158'234.56	8'894'444.59	560.77
giu	1'397'039.62	2'381'120.00	101'303.07	441'167.89	-	-	8'157'361.28	559.45
lug	846'084.23	2'381'120.00	121'365.27	400'529.99	-	-	6'888'142.50	556.97
ago	964'791.05	2'381'120.00	112'563.28	351'226.19	-	-	5'794'225.67	554.57
set	726'517.20	2'381'120.00	70'535.92	298'401.84	-	-	4'559'984.78	551.44
ott	1'095'011.78	1'581'120.00	46'912.50	266'836.98	-	-	4'549'115.38	551.35
nov	3'261'317.53	1'581'120.00	30'566.54	306'213.78	-	-	6'682'139.73	556.40
dic	4'302'281.11	1'581'120.00	19'518.87	393'541.64	-	1'178'568.58	8'599'176.14	560.24

Tabella 15: Alternativa 2 e 3: variabili durante l'anno medio da considerarsi a fini idroelettrici (Diga D)

Inoltre, grazie a quest'analisi è stata calcolata una quota dell'invaso media durante i mesi da ottobre a dicembre, che viene in seguito utilizzata come condizione iniziale nei calcoli sulla capacità di

laminazione dell'invaso (paragrafo §6.5). Tale quota risulta pari a $H_{lam,A} = 637.17 \text{ m s. m. m}$ per la Diga A e pari a $H_{lam,D} = 556.00 \text{ m s. m. m}$ per la Diga D.

Per quanto riguarda il punto 2. si riporta in Figura 40 la serie temporale calcolata per le portate trasferite dall'invaso a monte della Diga A1* nell'Alternativa 2, ovvero dalla Diga A2* nell'Alternativa 3. Il valore medio risulta pari a circa 800 l/s.

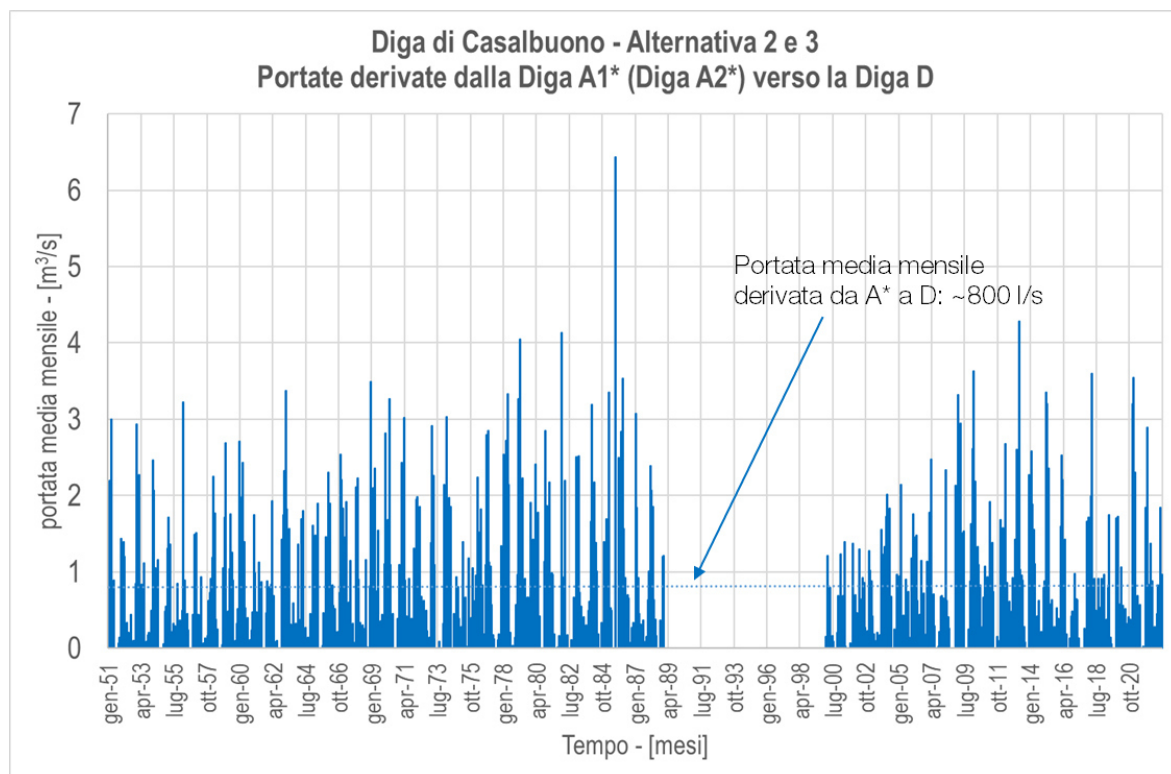


Figura 40: Portate medie mensili derivate dalla Diga A1* (Diga A2*) verso la Diga D nell'Alternativa 2 e 3

5. ANALISI IDROLOGICA DI PIENA

Si descrivono nel presente capitolo l'approccio metodologico e le analisi effettuate per determinare le portate al colmo e gli idrogrammi di piena in riferimento a specifici tempi di ritorno. Per ciascuna delle opere di sbarramento oggetto delle alternative progettuali si ottengono in questo modo le portate per il dimensionamento delle opere secondo la normativa vigente.

5.1 Approccio metodologico

5.1.1 Premessa

Per la stima delle portate al colmo il metodo convenzionale usualmente adottato nel territorio regionale di interesse e pubblicato nei Piani vigenti, è il metodo VAPI della Regione Campania. Tale metodologia, che sarà applicata utilizzando i parametri regionali dei siti di interesse, verrà confrontata con i risultati provenienti dall'applicazione di un metodo indiretto per la valutazione delle piene. Tale metodo indiretto include un modello di trasformazione afflussi-deflussi, che consente di relazionare l'informazione pluviometrica sito-specifica con la portata di deflusso alla sezione di interesse, ottenendo inoltre l'idrogramma di piena dell'evento. L'informazione pluviometrica sito-specifica viene ricavata per mezzo dell'applicazione del metodo di Gumbel.

Nel seguito si descrivono entrambe le metodologie.

5.1.2 Metodo VAPI per la valutazione delle piene in Campania

Il metodo VAPI (compartimento Napoli) è da classificarsi come metodo di tipo diretto, in quanto determinazione della portata di piena di un bacino prescinde dall'informazione pluviometrica della regione in cui il bacino è ubicato. La stima viene, infatti, ricavata determinando la distribuzione probabilistica della portata al colmo per mezzo dell'elaborazione statistica dei dati idrometrici rilevati sui bacini ritenuti morfometricamente omogenei. Pertanto, l'ubicazione, la descrizione morfologica e dell'uso del suolo del bacino, sono sufficienti per ricavare il valore della portata di picco al variare del periodo di ritorno attribuito.

5.1.2.1 Generalità

I dati parametrici qui attribuiti al metodo VAPI sono ripresi dai seguenti riferimenti:

1. Indagini effettuate nella modellazione dei dati pluviometrici ed idrometrici della regione Campania (ex Compartimento di Napoli del Servizio Idrologico e Mareografico Nazionale (SIMN)) contenute nel Rapporto Regionale pubblicato, Valutazione delle Piene in Campania (*Rossi e Villani, 1995*);
2. Indagini derivate da analisi e materiali effettuati in data successiva (2001) a cura del Consiglio Nazionale delle Ricerche – Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (PROGETTO SPECIALE VAPI, <http://www.idrologia.polito.it/gndci/Vapi.htm>).

L'analisi idrologica dei valori estremi delle precipitazioni e delle piene in Campania è stata effettuata nel Rapporto VAPI Campania attraverso una metodologia di analisi regionale delle informazioni idrologiche, che si avvale di modelli concettuali di formazione dei deflussi di piena con un approccio di tipo probabilistico, che associa ad ogni valore della variabile idrologica di riferimento una probabilità che si verifichino eventi con valori superiori. La valutazione della massima portata di piena in una data sezione della rete idrografica viene quindi effettuata in un contesto probabilistico, riferendosi ad un assegnato rischio di superamento in N anni, o al periodo di ritorno di T_r anni. Per cui non esiste un massimo assoluto della variabile di interesse, ma ad ogni suo valore viene associata una probabilità di superamento in un anno e, quindi, un periodo di ritorno, T_r , inteso come numero medio di anni fra due superamenti successivi della variabile idrologica di interesse.

La metodologia probabilistica adottata nel rapporto VAPI è basata sull'uso della distribuzione di probabilità del valore estremo a doppia componente TCEV (Two Component Extreme Value), che interpreta gli eventi massimi annuali come risultato di una combinazione di due popolazioni distinte, di cui la prima produce gli eventi massimi ordinari, più frequenti ma meno intensi, e la seconda produce gli eventi massimi straordinari, meno frequenti ma più intensi.

I diversi parametri del modello probabilistico vengono valutati a scale regionali differenti, attraverso una procedura di regionalizzazione gerarchica, in funzione dell'ordine statistico del parametro stesso. Indicando con Q il massimo annuale della portata al colmo e con T_r il periodo di ritorno, cioè l'intervallo di tempo durante il quale si accetta che l'evento di piena possa verificarsi mediamente una volta, la massima portata di piena Q_{T_r} corrispondente al prefissato periodo di ritorno T_r , può essere valutata come:

$$Q_{T_r} = K_{T_r} \cdot m(Q)$$

, nella quale:

- $m(Q)$ è la media della distribuzione dei massimi annuali delle portate di picco (portata indice);
- K_{T_r} fattore probabilistico di crescita, pari al rapporto tra Q_{T_r} e la portata indice.

La legge di variazione di K_{T_r} con T_r si indica come legge di crescita con il periodo di ritorno.

Per quanto attiene alla valutazione del fattore probabilistico di crescita, il rapporto VAPI propone la formulazione riportata al paragrafo che segue. Per la valutazione di $m(Q)$, vengono invece indicate quattro differenti metodologie, due di tipo diretto, basate su formule monomie in cui la portata dipende essenzialmente dall'area del bacino, e due di tipo indiretto (la formula razionale e il modello geomorfoclimatico) in cui la piena indice viene valutata a partire dalle piogge e dipende in maniera più articolata dalle caratteristiche geomorfologiche del bacino (area, percentuale impermeabile, copertura boschiva).

5.1.2.2 Base dati utilizzata per la pluviometria

L'area interessata dallo studio riguarda i bacini del versante Tirrenico che vanno dal F. Liri-Garigliano al F. Bussento. I dati idro-pluviometrici relativi erano gestiti dall'ex sezione di Napoli del Servizio

Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN). La rete pluviometrica del SIMI al 1980 risultava composta da 319 stazioni di misura delle piogge con almeno 10 anni di osservazione, di cui 227 ricadono all'interno dell'area di studio; in particolare, 44 di esse posseggono anche 10 o più anni di osservazioni pluviografiche relative ai massimi annuali delle altezze di pioggia di durata inferiore al giorno.

5.1.2.3 Base dati utilizzata per l'idrometria

L'area relativa al presente studio riguarda solamente i bacini del versante Tirrenico della Campania; nello stesso tempo, una parte dei bacini del Sele, del Volturno e del Liri-Garigliano ricade in regioni limitrofe alla Campania, per cui, complessivamente, l'area indagata non coincide del tutto con i limiti amministrativi della Regione Campania.

La consistenza della rete di misura idrometrica è molto variata nel corso degli anni; nel 1970 risultavano complessivamente, per il Compartimento di Napoli, 29 stazioni idrometriche.

Considerando anche stazioni dismesse nel tempo si arriva, per le portate giornaliere, a 33 stazioni idrometriche con almeno 5 anni di registrazioni.

Si distinguono nel seguito i dati relativi a:

- massimi annuali delle portate giornaliere ed a più giorni consecutivi; il data-base complessivo riguarda 33 stazioni idrometriche con numerosità fra 5 e 37 anni;
- massimi annuali delle portate istantanee; si tratta complessivamente di 36 stazioni idrometrografiche con numerosità compresa fra 5 e 46 anni.
- massimi annuali delle portate in più ore consecutive; in tal caso si tratta di dati che nella quasi totalità non sono mai stati pubblicati e sono stati ricavati appositamente ricorrendo alla lettura delle strisce idrometrografiche originali o delle tabelle in cui il dato idrometrico è stato già corretto, attraverso la scala di deflusso appropriata, in dato di portata. Complessivamente sono stati analizzati 1214 idrogrammi di piena e sono state ottenute 25 serie idrometrografiche con numerosità fra i 4 ed i 36 anni per durate fra 0.5 e 48 ore.

5.1.2.4 Leggi di variazione dei coefficienti di crescita con il periodo di ritorno

Si elencano nel seguito le leggi di variazione dei coefficienti di crescita con il periodo di ritorno relativamente a:

- a. Pluviometria (piogge giornaliere);
- b. Pluviometria (piogge brevi);
- c. Portate istantanee al colmo di piena;
- d. Portate giornaliere e plurigiornaliere.

a. Pluviometria (piogge giornaliere)

Fissati i parametri di forma e di scala della distribuzione di probabilità cumulata (DPC) all'interno della sottozona pluviometrica omogenea previamente identificata, resta univocamente determinata la relazione fra periodo di ritorno Tr e valore del coefficiente di crescita K_{Tr} :

$$Tr = \frac{1}{1 - \exp(-\Lambda_1 e^{-\eta k} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\theta_*} e^{-\eta k/\theta_*})}$$

I parametri ottenuti per l'intero compartimento di Napoli sono riportati in

Piogge	$\theta_*=2.136$	$\Lambda_*=0.224$	$\Lambda_1=41$	$\eta=4.688$
---------------	------------------	-------------------	----------------	--------------

Tabella 16: Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge in Campania

Più utile dal punto di vista pratico è la forma inversa della precedente equazione di definizione del tempo di ritorno; fissato, infatti, un valore Tr del periodo di ritorno, si ricava il corrispondente valore del coefficiente di crescita K_{Tr} . Per la distribuzione TCEV tale relazione non è analiticamente ottenibile. Si riportano di seguito, nella Tab. 7.2, i valori di K_{Tr} ottenuti numericamente per alcuni valori del periodo di ritorno.

Tr [anni]	2	5	10	20	25	30	40	50	100	200	500	1000	2000	3000	5000
K_{Tr} - piogge [-]	0.93	1.22	1.43	1.65	1.73	1.8	1.9	1.98	2.26	2.55	2.95	3.26	3.58	3.76	3.99

Tabella 17: Legge regionale di crescita della pioggia per la regione Campania (VAPI-Campania)

Nelle pratiche approssimazioni, è possibile anche fare riferimento ad una espressione semplificata:

$$K_{Tr} = 0.110 + 0.456 \cdot \ln(Tr)$$

Per valori del periodo di ritorno superiori a 25 anni, l'errore nell'uso di quest'ultima equazione in luogo di quella che definisce il tempo di ritorno è sempre inferiore al 10%.

b. Pluviometria (piogge brevi)

Solitamente si assume che il fattore probabilistico di crescita sia costante al variare della durata, soprattutto a causa del numero ridotto di serie storiche disponibili per tale analisi e della loro generalmente più piccola dimensione campionaria (ad es., Versace et al., 1989), che non ne permettono un'analisi sistematica come nel caso delle piogge giornaliere.

In Campania, l'ex SIMN gestiva 68 stazioni pluviografiche con serie $n \geq 10$ anni dei massimi annuali delle altezze di pioggia h_d per $d = 1, 3, 6, 12$ e 24 ore consecutive, per un totale di 1957 anni-stazione ed una numerosità media di 26 anni, ma un'ampia variabilità campionaria. La consistenza di tale rete è, quindi, di gran lunga inferiore a quella pluviometrica; inoltre, le piccole dimensioni campionarie renderebbero inaffidabili le stime dei parametri statistici necessarie per l'analisi al primo e secondo livello di regionalizzazione.

Un test per la verifica dell'ipotesi che i parametri di forma e di scala dei massimi annuali delle piogge giornaliere siano validi anche per le h_d è stato effettuato confrontando la distribuzione osservata dei coefficienti di asimmetria C_a e di variazione C_v per le h_d , con quella campionaria teorica ottenuta con

simulazioni MonteCarlo per 5000 serie sintetiche aventi assortimento di dimensioni simile a quello delle serie osservate (Tabella 18).

Ca	Valori teorici	Valori osservati				
	campionari	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
Media	1.284	1.128	1.195	1.229	1.289	1.191
Varianza	0.539	0.622	0.683	0.743	0.757	0.699

Cv	Valori teorici	Valori osservati				
	campionari	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
Media	0.363	0.417	0.434	0.423	0.411	0.388
Varianza	0.006	0.015	0.023	0.023	0.020	0.014

Tabella 18: Valori osservati e teorici dei parametri statistici campionari Ca e Cv per i massimi annuali delle altezze di pioggia di diversa durata

c. Portate istantanee al colmo di piena

Indicando con Q il massimo annuale della portata al colmo e con Tr il periodo di ritorno, cioè l'intervallo di tempo durante il quale si accetta che l'evento di piena possa verificarsi mediamente una volta, la massima portata di piena Q_{Tr} corrispondente al prefissato periodo di ritorno Tr , può essere valutata come:

$$Q_{Tr} = K_{Tr} \cdot m(Q)$$

,nella quale:

- $m(Q)$ è la media della distribuzione dei massimi annuali della portata di picco (piena indice)
- K_{Tr} è il fattore probabilistico di crescita, pari al rapporto tra Q_{Tr} e la piena indice.

Il territorio nazionale è stato suddiviso in aree idrologicamente omogenee, caratterizzate pertanto da un'unica distribuzione di probabilità delle piene annuali rapportate al valore medio (legge regionale di crescita con il periodo di ritorno $K_{Tr}(Tr)$).

L'indagine volta alla determinazione di tale legge è stata svolta per la regione Campania nel Rapporto VAPI Campania.

I risultati sono stati ottenuti sotto forma di una relazione tra K_{Tr} e Tr esplicitata come (distribuzione di probabilità cumulata – DPC):

$$Tr = \frac{1}{1 - \exp(-\Lambda_1 e^{-\eta k} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\theta_*} e^{-\eta k/\theta_*})}$$

I parametri per l'intera regione Campania sono riportati in Tabella 19.

Portate	$\theta_*=2.634$	$\Lambda_*=0.35$	$\Lambda_1=13$	$\eta=3.901$
----------------	------------------	------------------	----------------	--------------

Tabella 19: Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle portate in Campania

Si riportano di seguito, nella Tabella 20, i valori di K_{Tr} ottenuti numericamente dalla per alcuni valori del periodo di ritorno.

Tr [anni]	2	5	10	20	25	30	40	50	100	200	500	1000	2000	3000	5000
$K_{Tr} -$ portate [-]	0.87	1.29	1.63	2.03	2.17	2.28	2.47	2.61	3.07	3.53	4.15	4.52	5.08	5.36	5.7

Tabella 20: Legge regionale di crescita della portata per la regione Campania (VAPI-Campania)

Nelle pratiche approssimazioni, è possibile anche fare riferimento ad una espressione semplificata:

$$K_{Tr} = -0.0567 + 0.680 \cdot \ln(Tr)$$

Per le portate, per valori di periodo di ritorno superiori a 10 anni, l'errore nell'uso di quest'ultima equazione in luogo di quella che definisce il tempo di ritorno è sempre inferiore al 5%.

d. Portate giornaliere e plurigiornaliere

Il massimo annuale della portata media giornaliera è il dato idrometrico generalmente più disponibile, anche se nel caso di piccoli bacini, con tempo di risposta molto minore della giornata, tale dato presenta informazioni distorte in quanto riferentesi ad un giorno di calendario. Prendendo in considerazione le sole 12 stazioni con numerosità superiore a 15 anni, esse presentano una variabilità campionaria molto simile a quella vista per le serie dei massimi annuali delle portate istantanee. Si può concludere, quindi, che i parametri riportati nella Tabella 19 identifichino una distribuzione che si adatta alle serie osservate dei massimi annuali delle portate medie giornaliere e a più giorni consecutivi (fino a 10) perlomeno allo stesso modo in cui si adatta alle serie osservate dei massimi annuali delle portate istantanee.

Per le portate orarie, prendendo in considerazione le sole 4 serie storiche con $n \geq 10$ anni di osservazione si ricavano le statistiche riportate in Tabella 21.

	Q	0.5ore	1 ore	2 ore	3 ore	4 ore	5 ore	6 ore	9 ore	12 ore	18 ore	24 ore	48 ore
Media	0.3733	0.3750	0.3750	0.3750	0.3775	0.3770	0.3775	0.3783	0.3817	0.3850	0.3933	0.3933	0.3917
Variana	0.0055	0.0054	0.0054	0.0054	0.0055	0.0056	0.0053	0.0053	0.0053	0.0062	0.0070	0.0073	0.0073

Tabella 21: Media e varianza dei coefficienti di variazione delle serie storiche dei massimi annuali delle portate medie un più ore consecutive in Campania

Si nota come anche in questo caso vi sia una forte stabilità dei parametri statistici osservati. Questa osservazione, unita alle altre fatte nel corso del capitolo, conferma che per lo meno per durate da istantanee fino a 3÷5 giorni, pur nelle grandi incertezze dovute alla carenza dei dati di partenza, il fattore probabilistico di crescita delle portate può ritenersi costante con la durata.

5.1.2.5 Stima della pioggia indice e calcolo delle Curve di Possibilità Pluviometriche

Si vuole stimare la media del massimo annuale dell'altezza di precipitazione, vale a dire la pioggia indice, denominata $m[h(d)]$, in funzione della durata di precipitazione d e dell'area di bacino A . La

metodologica comunemente impiegata consiste nell'ottenere la media del massimo annuale dell'altezza di pioggia areale $m[h_A(d)]$ dalla media del massimo annuale dell'altezza di pioggia puntuale $m[h(d)]$, mediante un fattore di ragguaglio definito come coefficiente di riduzione areale $K_A(d)$ come:

$$m[h_A(d)] = K_A(d) \cdot m[h(d)].$$

Il fattore di riduzione areale viene ritenuto costante al variare del periodo di ritorno, e pari a:

$$K_A(d) = 1 - [(1 - \exp(-c_1 \cdot A)) \cdot \exp(c_2 \cdot d^{c_3})]$$

, nella quale:

- $A[km^2]$ =area del bacino, in km^2 ;
- $c_1 = 0.0021$;
- $c_2 = 0.53$;
- $c_3 = 0.25$.

Per la stima della legge di probabilità pluviometrica ($m[h(d)]$), il Rapporto VAPI Campania fa riferimento a leggi di quattro parametri, del tipo:

$$m[h(d)] = \frac{m[I_0] \cdot d}{(1 + \frac{d}{d_0})^\beta}$$

, nella quale:

- d e d_c vanno espressi in hr ;
- $m[I_0]$ in mm/hr e rappresenta il limite dell'intensità di pioggia per d che tende a 0;
- $m[h(d)]$ in mm ;
- $\beta = C - D \cdot z$, con z in [m s.m.m.] corrispondente alla quota media di bacino.

Nel rapporto VAPI Campania, i parametri della suddetta legge sono stati determinati, per aree ritenute omogenee dal punto di vista pluviometrico (Figura 41), attraverso una procedura di stima regionale utilizzando i dati di 44 stazioni pluviografiche con più di 10 anni di osservazioni, ed in particolare:

- I massimi annuali delle altezze di pioggia in intervalli di 1, 3, 6, 12 e 24 ore;
- Le altezze di pioggia relative ad eventi di notevole intensità e breve durata, che il SIMN non certifica come massimi annuali.

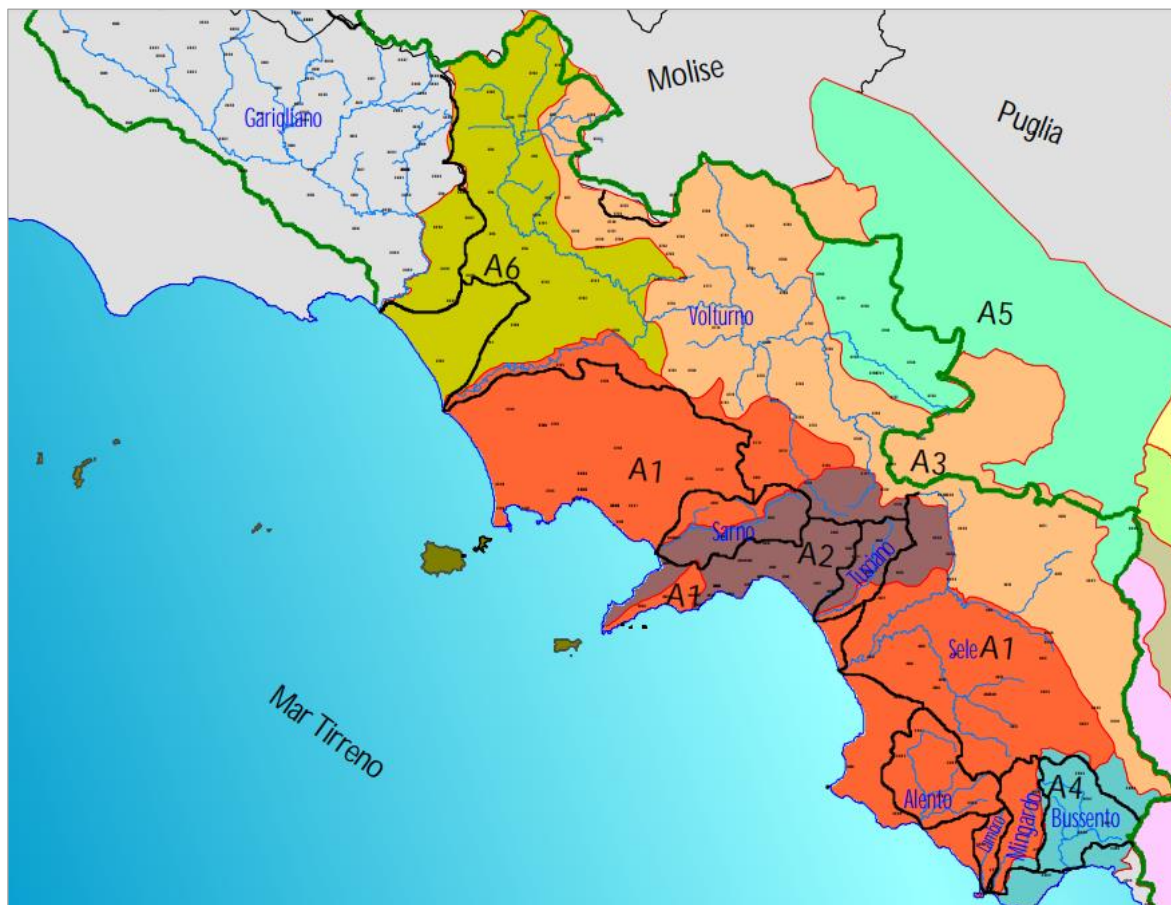


Figura 41: Sottozone pluviometriche omogenee nella Regione Campania

I valori dei parametri da riferirsi a ciascuna area pluviometrica omogenea sono riportati in Tabella 22.

Area omogenea	$\mu(l_0)$ (mm/ora)	d_c (ore)	C	$D \cdot 10^5$
1	77.08	0.3661	0.7995	8.6077
2	83.75	0.3312	0.7031	7.7381
3	116.70	0.0976	0.736	8.73
4	78.61	0.3846	0.81	24.874
5	231.8	0.0508	0.8351	10.8
6	87.87	0.2205	0.7265	8.8476

Tabella 22: Parametri statistici delle leggi di probabilità pluviometriche attribuiti alle zone pluviometriche omogenee della Campania

5.1.2.6 Stima della piena media annua e calcolo della portata al colmo di piena istantanea

Quando nella sezione terminale del bacino in studio esiste una stazione di misura idrometrica, la stima della piena media annua può essere effettuata direttamente sulla serie osservata dei massimi annuali al colmo di piena, essendo tale stima piuttosto affidabile non appena la serie osservata sia di

lunghezza appena sufficiente (4-5 anni). Nel caso più frequente in cui tali dati dovessero mancare del tutto, possono essere utilizzati diversi modelli per la stima indiretta della piena media annua. I principali risultati applicativi introdotti nel rapporto VAPI sono i seguenti:

- a. Regressione empirica;
- b. Modello Razionale;
- c. Modello Geomorfoclimatico.

Nel seguito le relative formulazioni.

a. Regressione empirica

Tra le diverse formulazioni di tipo regressivo fra la piena media annua e le principali grandezze fisiche del bacino, per le sue prestazioni statistiche, valutate attraverso una tecnica di cross-validation, il rapporto VAPI propone la seguente relazione:

$$m(Q) = a \cdot Arid^b$$

Nella quale con *Arid* si intende l'area del bacino ridotta delle sue parti carbonatiche con copertura boschiva, espressa in km^2 , mentre $m(Q)$ in m^3/s , ed i parametri valgono:

- $a = 3.2160$
- $b = 0.7154$.

b. Modello Razionale

Il Modello Razionale ha caratteristiche previsionali non molto inferiori a quelle di un modello concettuale più completo, e risulta di agevole applicazione.

L'area del bacino idrografico interessata è stata suddivisa in tre tipologie idrogeomorfologiche:

- A_1 la superficie carbonatica del bacino non coperta dal bosco;
- A_2 la superficie non carbonatica del bacino;
- A_3 la superficie carbonatica del bacino con copertura boschiva.

In ognuna di tali tipologie vengono considerate costanti alcune delle grandezze utilizzate per l'analisi regionale della piena media annua.

Il modello si riassume nella seguente espressione:

$$m(Q) = C^* K_A(t_r) m[I(t_r)] A / 3.6$$

Nella quale i parametri del modello, cioè il coefficiente di piena C^* ed il tempo di ritardo t_r possono essere valutati in base alle seguenti espressioni:

- $C^* = C^*_1 \frac{A_1}{A} + C^*_2 \frac{A_2}{A}$
- $t_r = \frac{C^*_1 A_1 1.25\sqrt{A_1}}{C^* A 3.6c_1} + \frac{C^*_2 A_2 1.25\sqrt{A_2}}{C^* A 3.6c_2}$

, in cui:

- $C^*_1 = 0.29$
- $C^*_2 = 0.36$
- $c_1 = 0.23 \text{ m/s}$
- $c_2 = 1.87 \text{ m/s}$.

Nelle precedenti relazioni, le aree sono in km^2 , t_r in hr , $[I(t_r)]$ in mm/hr , $m(Q)$ in m^3/s .

c. Modello Geomorfoclimatico

Nell'applicazione di tale modello concettuale l'area del bacino idrografico interessata è stata suddivisa nelle medesime tre tipologie idrogeomorfologiche definito per il Modello Razionale, di cui al punto b.

Il Modello Geomorfoclimatico conduce alla seguente espressione:

$$m(Q) = C_f S(d^*) K_A(d^*) m[I(d^*)] A$$

Nella quale d^* è la durata critica delle precipitazioni sul bacino che dipende in maniera complessa sia dalle caratteristiche geomorfologiche della risposta del bacino, sia dalle caratteristiche climatiche delle precipitazioni intense sul bacino stesso: in particolare, dipende dal tempo di ritardo del bacino, t_r ; C_f è il coefficiente di afflusso di piena del bacino, che tiene conto delle trasformazioni della pioggia totale precipitata sul bacino nell'aliquota netta efficace ai fini dei deflussi superficiali di piena: le perdite sono essenzialmente dovute all'infiltrazione e all'intercettazione da parte dell'apparato fogliare. Infine, $S(d^*)$ è il coefficiente di attenuazione della portata al colmo di piena, che tiene conto delle attenuazioni indotte sul picco di piena dalla propagazione e laminazione dell'onda all'interno del reticolo dei canali.

La precedente equazione può essere semplificata come di seguito:

$$m(Q) = C_f q K_A(t_r) m[I(t_r)] A / 3.6$$

Nella quale q è il coefficiente di attenuazione corretto del colmo di piena e dipende in maniera complessa da tutti i parametri in gioco nel modello, ma che può essere valutato, in prima approssimazione, come:

$$q = \begin{cases} 0.60 \text{ se } 0.25 \leq n' = 1 + k_1 A - \frac{\beta \cdot t_r / d_c}{1 + t_r / d_c} \leq 0.45 \\ 0.65 \text{ se } 0.45 \leq n' = 1 + k_1 A - \frac{\beta \cdot t_r / d_c}{1 + t_r / d_c} \leq 0.65 \end{cases}$$

Nella quale β e d_c sono i parametri della legge di probabilità pluviometrica per l'area omogenea considerata, mentre k_1 è un coefficiente numerico pari a:

$$k_1 = 1.44 \cdot 10^{-4}$$

Con le aree espresse in km^2 , le durate in hr e le intensità di pioggia in mm/hr . La precedente equazione che esprime $m(Q)$ consente il calcolo della portata media annua dei massimi valori di picco, noti i valori dei parametri della legge di probabilità pluviometrica sul bacino, l'area del bacino ed i valori dei parametri della risposta del bacino, che sono il coefficiente di afflusso C_f ed il tempo di ritardo t_r del bacino, valutabili attraverso le seguenti espressioni:

- $C_f = C_{f1} \left(\frac{A_1}{A}\right) + C_{f2} \left(\frac{A_2}{A}\right)$
- $t_r = \frac{C_{f1} A_1}{C_f A} \frac{1.25}{3.6 c_1} \sqrt{A_1} + \frac{C_{f2} A_2}{C_f A} \frac{1.25}{3.6 c_2} \sqrt{A_2}$

, nella quale:

- $C_{f1} = 0.42$
- $C_{f2} = 0.56$
- $c_1 = 0.23 \text{ m/s}$
- $c_2 = 1.87 \text{ m/s}$.

5.1.3 Metodo indiretto per la valutazione delle piene con modello afflussi-deflussi

La procedura di stima dell'idrogramma di piena si articola nei seguenti passi (Figura 42):

1. calcolo della durata di pioggia critica per i bacini di interesse;
2. calcolo delle Curve di Possibilità Pluviometrica da dati sito-specifici (metodo di Gumbel)
3. generazione del modello meteorologico;
4. applicazione del coefficiente di ragguaglio della precipitazione;
5. generazione del modello di infiltrazione (o di separazione delle piogge efficaci);
6. generazione del modello di trasformazione afflussi-deflussi;
7. generazione del modello di calcolo del deflusso profondo (baseflow).

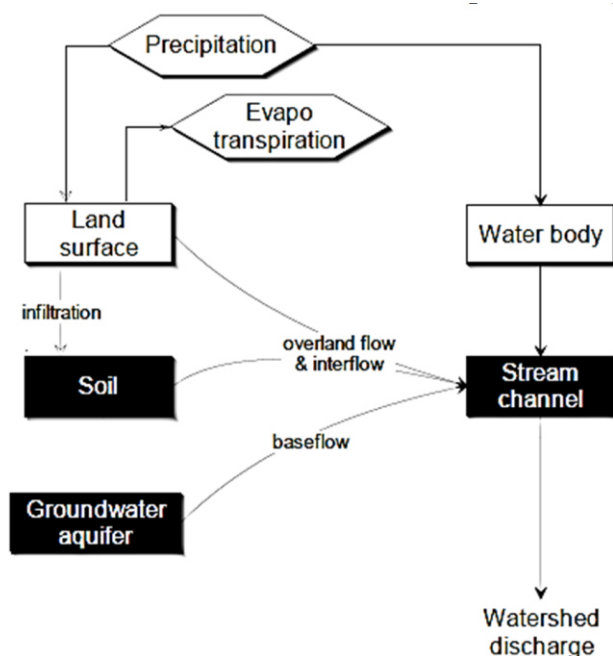


Figura 42: Schema concettuale dell'algoritmo di calcolo dell'idrogramma di piena

Si sottolinea che alla base di questa procedura si pongono le seguenti ipotesi generali:

- la massima piena è determinata da precipitazioni meteoriche con durata pari o superiori alla durata di pioggia critica;

- l'idrogramma di piena ha il medesimo tempo di ritorno della precipitazione che lo ha generato. Tale assunzione è da considerarsi gravosa e tesa ad attribuire al modello afflussi-deflussi un giustificato grado di cautela. Generalmente si verifica che i fattori che determinano il picco di piena di un corso d'acqua a cui è associato un certo di ritorno T_r, Q non sono esclusivamente le piogge (caratterizzate da un tempo di ritorno T_r, p), ma anche le condizioni iniziali di umidità del bacino, che sono in grado di amplificare T_r, Q che risulta maggiore di T_r, p .

Nel presente caso non sono disponibili registrazioni di portata nei bacini in esame; per questo motivo, non sarà possibile dare un'evidenza specifica della precedente considerazione. Tuttavia, si mostrerà come sia necessario definire certe condizioni nel modello idrologico, al fine di non sovrastimare eccessivamente e senza giustificazione le portate ottenute con la metodologia diretta del VAPI, che risultano il principale riferimento proveniente dagli strumenti di pianificazione territoriale.

5.1.3.1 Calcolo della durata di pioggia critica

La durata di pioggia critica è assunta pari al tempo di corrivazione (t_{corr}):

$$t_{cr} = t_{corr}$$

, dove $t_{corr} [h]$ è ricavabile dal confronto di diverse formule sperimentali riprese dalla bibliografia di settore:

- 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 $A < 40 \text{ km}^2$:

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

- Formula **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:

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

- Seconda formula di **Pasini** - Valida per bacini con $A < 40 \text{ km}^2$:

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

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

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

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

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

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

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

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

$$t_{corr}[h] = \frac{0.00227 \cdot (1000 \cdot L)^{0.8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{\sqrt{100 \cdot i_{bacino}}}$$

Le formule su esposte considerano le seguenti grandezze:

- $A [\text{km}^2]$ 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;
- $L [\text{km}]$ 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 1.0 m/s.

5.1.3.2 Metodo di Gumbel per il calcolo delle Curve di Possibilità Pluviometrica (CPP)

In questo paragrafo viene illustrato il procedimento che porta all'ottenimento delle Curve di Possibilità Pluviometrica, applicando il metodo statistico che si basa sulla distribuzione di Gumbel. Il dato di partenza è costituito dai valori massimi di precipitazione registrati in ciascun anno disponibile della serie storica nelle stazioni considerate su diverse durate; in questo caso, si considerano le durate comprese tra 1 e 24 ore, date le caratteristiche morfometriche dei bacini.

Innanzitutto, applicando il metodo dei momenti, si calcolano la media μ e la deviazione standard σ delle altezze di precipitazione a disposizione per ognuna delle durate considerate:

$$\mu = \frac{\sum_k^m h_k}{m} \qquad \sigma = \frac{\sum_k^m (h_k - \mu)^2}{m - 1}$$

dove l'indice k rappresenta il valore di precipitazione h nell'anno k -esimo e m il numero totale di anni considerati.

Ottenuti questi valori per le durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore, si procede con il calcolo dei 2 parametri della distribuzione di Gumbel u e α , per mezzo delle seguenti formule:

$$\alpha = \frac{\pi}{\sigma\sqrt{6}} \cong \frac{1.2825}{\sigma} \qquad u = \mu - \frac{\gamma}{\alpha} = \mu - \left(\frac{\gamma\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma \cong \mu - 0.45\sigma$$

Successivamente, utilizzando i due parametri della distribuzione per ciascuna durata e per ognuna delle stazioni considerate, è possibile calcolare l'altezza di precipitazione in riferimento di ogni durata ed in funzione dei diversi tempi di ritorno T_r tramite:

$$h = u - \frac{1}{\alpha} \ln \left(\ln \left(\frac{T_r}{T_r} - 1 \right) \right)$$

Infine, applicando la regressione lineare per interpolare le altezze di precipitazione ricavate per ognuno dei tempi di ritorno, riferiti a ciascuna delle durate considerate e per ogni stazione scelta, si ottengono i coefficienti a e n delle Curve di Possibilità Pluviometrica, espresse dalla seguente generica equazione:

$$h = a \tau^n$$

, nella quale:

- $h [mm]$ è l'altezza di pioggia a fine evento;
- $a [mm/h^n]$ è il coefficiente;
- $t [h]$ è la durata della precipitazione;
- $n [-]$ è l'esponente.

5.1.3.3 Generazione del modello meteorologico

Il modello meteorologico attribuisce a ciascuno dei due bacini idrografici considerati l'evento pluviometrico di riferimento per la determinazione dell'idrogramma di assegnato periodo di ritorno T_r . L'evento di precipitazione è identificato dal periodo di ritorno e dalla forma dello ietogramma assegnato. Il periodo di ritorno T_r deriva dall'analisi pluviometrica prodotta in precedenza, che restituisce le Curve di Possibilità Pluviometrica (CPP) distinte per ciascun bacino.

Per stimare gli idrogrammi alle sezioni corrispondenti con le due posizioni delle dighe riferite ai due Scenari alternativi di progetto, si è ricorsi a ietogrammi sintetici: è stato effettuato un confronto tra uno ietogramma di tipo costante ed uno generato con la funzione "*Frequency Storm*". Quest'ultimo ietogramma, caratterizzato da una forma che presenta un picco concentrato di precipitazione, viene generato all'interno del software HEC-HMS.

5.1.3.4 Coefficiente di ragguaglio della precipitazione (coefficiente ARF di riduzione areale)

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 $r(d, A)$, legato alla durata della precipitazione d , e alla superficie del bacino A , si applica come moltiplicatore dell'intensità/altezza di precipitazione. È espresso da diverse formulazioni, tra cui quella, utilizzata nel VAPI Campania, identificata come K_A precedentemente descritta, e quella basata sull'espressione proposta dal U.S. Weather Service:

- $K_A(d) = 1 - [(1 - \exp(-c_1 \cdot A)) \cdot \exp(c_2 \cdot d^{c_3})] \rightarrow$ VAPI Campania (si veda §5.1.2.5);
- $r(d, A) = 1 - \exp(-1.1 \cdot d^{0.25}) + \exp(-1.1 \cdot d^{0.25} - 0.01A) \rightarrow$ U.S. Weather Service

, dove A (area del bacino, è espressa in miglia quadrate e d (durata dell'evento) in ore.

5.1.3.5 Modello di infiltrazione (o di separazione delle piogge efficaci)

L'infiltrazione costituisce il fenomeno di maggiore rilevanza per la determinazione del bilancio tra pioggia sul bacino e pioggia efficace ai fini del deflusso in alveo. A tal proposito si definiscono:

- infiltrazione, la velocità con cui l'acqua viene sottratta dalla superficie del suolo;
- capacità d'infiltrazione, la massima velocità con cui un suolo, in qualsiasi condizione, è capace di assorbire acqua.

Se l'entità di pioggia è inferiore alla capacità di infiltrazione, l'infiltrazione coinciderà con la pioggia stessa; nel caso contrario l'infiltrazione coinciderà con la capacità di infiltrazione del suolo e l'eccesso di pioggia rispetto a questa darà luogo al deflusso superficiale o ruscellamento.

Risulta quindi fondamentale conoscere il valore della capacità di infiltrazione dei diversi suoli, nelle varie condizioni.

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

Nel caso in esame, è stata scelto il metodo di maggior impiego nelle applicazioni idrologiche per il calcolo delle perdite, vale a dire quello del "Curve Number" del Soil Conservation Service (CN-SCS). Questa procedura, sviluppata nel 1972, viene ormai largamente utilizzata per l'interpretazione della dinamica temporale delle perdite per infiltrazione. Tale metodo si avvale di una consolidata correlazione tra l'uso del suolo e la capacità di infiltrazione parametrizzata nel relativo modello.

Tale procedura si basa sull'utilizzo della seguente equazione per il calcolo della precipitazione netta:

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

, nella quale:

- $h_{netta}(t)$ è l'altezza di pioggia netta di durata t ;
- $H(t)$ è l'altezza di pioggia lorda di stessa durata t ;
- S è l'altezza d'acqua massima immagazzinabile nel terreno a saturazione;
- I è l'assorbimento iniziale, che viene assunto usualmente pari a $0.2 \cdot S$.

Il valore di S dipende dal valore del parametro CN , caratteristico del terreno, attraverso la relazione:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 = 254 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

I valori del CN vengono normalmente determinati in funzione delle caratteristiche di permeabilità del terreno e dell'uso del suolo dello stesso. Riguardo la permeabilità, il SCS distingue quattro diversi tipi di suolo le cui caratteristiche sono riportate nella Tabella 23.

Con riferimento a condizioni standard di umidità del terreno agli inizi dell'evento di pioggia ("AMC", Antecedent Moisture Condition, di classe II) vengono riportati in letteratura i valori del CN per i diversi usi del suolo possibili sul territorio di un bacino idrografico. Per condizioni antecedenti l'evento di precipitazione molto umide (AMC di classe III) o molto asciutte (AMC di classe I) i valori del parametro CN vanno modificati in relazione alle curve e tabelle sperimentali determinate dal Soil Conservation Service.

Tipo di suolo	Descrizione
A	Scarsa potenzialità di deflusso Comprende forti spessori di sabbie con scarsissimo limo e argilla; anche forti spessori di ghiaie profonde e molto permeabili
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa Comprende la maggior parte degli strati sabbiosi meno spessi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità d'infiltrazione anche a saturazione
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità d'argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità d'infiltrazione a saturazione
D	Potenzialità di deflusso molto alta Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Tabella 23: Caratteristiche dei suoli secondo il Soil Conservation Service

Con riferimento a condizioni standard di umidità del terreno agli inizi dell'evento di pioggia ("AMC", Antecedent Moisture Condition, di classe II) vengono riportati in letteratura i valori del CN per i diversi usi del suolo possibili sul territorio di un bacino idrografico.

Per condizioni antecedenti l'evento di precipitazione molto umide (AMC di classe III) o molto asciutte (AMC di classe I) i valori del parametro CN vanno modificati in relazione alle curve e tabelle sperimentali determinate dal Soil Conservation Service.

Per tali curve è stata determinata anche una funzione di interpolazione, per renderne più agevole l'utilizzo:

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

Le condizioni di umidità antecedenti l'evento, secondo il Soil Conservation Service, possono essere ricavate sulla base della precipitazione complessivamente caduta nei 5 giorni precedenti l'evento considerato, secondo quanto riportato in Tabella 24.

Classe di AMC	Precipitazione totale nei 5 giorni precedenti l'evento [mm]	
	Stagione di riposo	Stagione di crescita
I	<12.7	<35.5
II	12.7 – 28.0	35.5 – 53.3
III	>28.0	>53.3

Tabella 24: Definizione delle condizioni di umidità iniziale sulla base dei valori di precipitazione cumulata nei 5 giorni antecedenti l'evento critico

Nel presente studio non sono stati rintracciati elaborazioni o Piani che attribuiscono ai bacini idrografici in esame i valori di CN. Pertanto, sono state estratte le carte di uso del suolo e le caratteristiche di infiltrazione idrologica dei bacini, in modo da convertire le caratteristiche pedologiche e le proprietà idrogeologiche dei bacini imbriferi nei parametri di Curve Number. La descrizione di tale elaborazione è riportata al paragrafo §5.2.

5.1.3.6 Modello di trasformazione afflussi-deflussi

Il modello di trasformazione afflussi-deflussi restituisce l'idrogramma alla sezione di chiusura del bacino determinato dal contributo dovuto al ruscellamento. Il deflusso generato dai versanti viene propagato alla sezione di chiusura dei bacini idrografici considerati utilizzando un idrogramma unitario istantaneo (IUH, *Istantaneous Unitary Hydrograph*) che rappresenta la risposta idrologica di un bacino ad un impulso di pioggia efficace di volume unitario e di durata istantanea. Se l'idrogramma istantaneo unitario viene ipotizzato invariante con il progredire della precipitazione (idrogramma stazionario) e indipendente dalla sua intensità (idrogramma lineare) la risposta del bacino ad uno idrogramma qualsiasi può essere determinato come semplice combinazione lineare di tutti gli impulsi unitari.

Per il presente studio, si ricorre alla trasformazione afflussi-deflussi mediante l'IUH di Clark: si tratta di un metodo basato sull'utilizzo di un serbatoio di invaso a comportamento lineare con costante del serbatoio R , denominata *Storage coefficient*.

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

$$S_t = R O_t$$

Noto 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;

Per il tempo di corrivazione t_{corr} si rimanda a quanto già riportato al precedente §5.1.3.1.

Per la costante R (storage coefficient) si descrivono due approcci:

- Eaglin e Wanielista (1997): R può essere posta in prima approssimazione uguale al tempo di corrivazione del bacino; può inoltre farsi riferimento al rapporto $R/(t_{corr} + R)$, che assume generalmente un valore costante all'interno di regioni idrologiche omogenee, variando 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.
- Design Hydrology (Maricopa County, 2011): lo storage coefficient può essere porto pari a:

$$r = 0.37 \cdot t_{corr}^{1.11} \cdot A^{-0.57} \cdot L^{0.80}$$

, nella quale:

- $R [h]$ è lo storage coefficient;
- $t_{corr} [h]$ è il tempo di corrivazione;
- $A [sq mi]$ è l'area del bacino;
- $L [mi]$ è la lunghezza dell'asta principale.

5.1.3.7 Modello del deflusso profondo

Il calcolo del deflusso profondo viene svolto con il modello di regressione:

$$Q(t) = Q_0 k^t$$

, nella quale:

- Q_0 è la portata iniziale ad inizio evento
- k è la costante di regressione. Pilgrim e Cordery hanno determinato valori sperimentali di k , variabili tra 0.3 (bacini di limitata estensione < 300 km²) e 0.95 (bacini di elevata estensione > 1600 km²). In questo caso si assume $k = 0.01$, essendo questo un bacino di estensione molto limitata rispetto al limite inferiore di 300 km² proposto in letteratura.
- t è la variabile temporale.

Il modello richiede inoltre che si esprima il valore di portata, nella fase di esaurimento della piena, in cui si manifesta la portata di deflusso profondo. Tale valore corrisponde ad una soglia rispetto alla portata di picco (ratio to peak), pari a $R \cdot Q_{Picco}$.

5.2 Analisi morfometrica dei bacini idrografici

I bacini idrografici sono stati definiti a partire dalla definizione dell'imposta delle dighe ipotizzata nei due Scenari alternativi di progetto. Il bacino idrografico A (Figura 43) ha la sua sezione di chiusura sul fiume Tanagro a monte di Ponte del Re in comune di Casalbuono, mentre il bacino idrografico D (Figura 44) ha la sua sezione di chiusura sul torrente Porcile a monte dell'ultimo tratto dell'ingresso di tale corso d'acqua nel Vallo di Diano, in comune di Montesano Terme. Si specifica che il corso del

fiume Tanagro nella parte montana del suo bacino, qui analizzata, ha la denominazione di “fiume Calore”, spesso definito anche “fiume Calore-Tanagro”. Tale denominazione si converte in fiume Tanagro all’ingresso nel Vallo di Diano. Per questione di uniformità nei termini, si assegna nel presente documento la denominazione di “fiume Tanagro” a tale corso d’acqua.

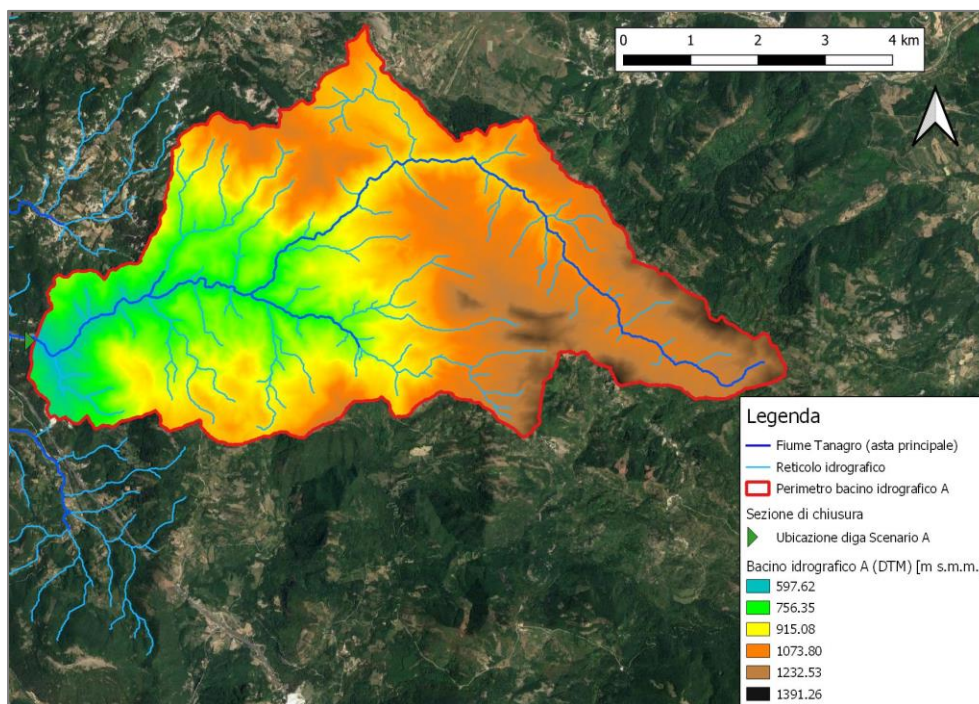


Figura 43: Inquadramento del bacino idrografico A chiuso alla sezione prevista per l’ubicazione della diga A, a monte di Ponte del Re

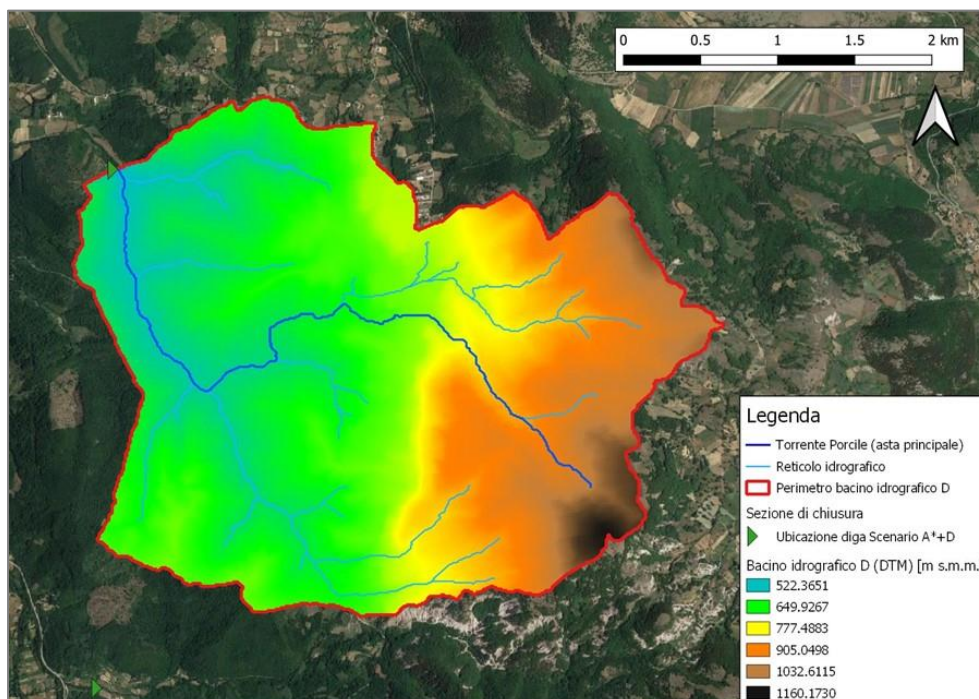


Figura 44: Inquadramento del bacino idrografico D chiuso alla sezione prevista per l’ubicazione della diga D, in comune di Montesano Terme

Nelle seguenti si riportano i principali parametri morfometrici calcolati per i bacini idrografici A (Tabella 25) e D (Tabella 26) attraverso il software QGIS v3.16. Il dato cartografico di base è stato estratto dal DEM 10m x 10m (INGV) riferito all'area dell'Alto Tanagro.

Bacino A		
area bacino sotteso [km2]	A	36.44
lunghezza asta principale [km]	L	16.005
quota massima asta principale	zmax	1243.5
quota minima asta principale	zmin	590
quota massima del bacino	Hmax	1391.26
quota media del bacino [m smm]	Hm	994.75
quota della sezione considerata [m smm]	Hmin	590
pendenza media del reticolo [%]	J	4.08
pendenza media bacino [%]	i	37.24
CN condizioni standard	CN (AMCII)	69.38
CN condizioni antecedenti evento asciutte	CN (AMCI)	48.76
CN condizioni antecedenti evento umide	CN (AMCIII)	83.90

Tabella 25: Parametri morfometrici del bacino idrografico A

Bacino D		
area bacino sotteso [km2]	A	9.70
lunghezza asta principale [km]	L	5.1015
quota massima asta principale	zmax	1028
quota minima asta principale	zmin	520
quota massima del bacino	Hmax	1160.17
quota media del bacino [m smm]	Hm	740.08
quota della sezione considerata [m smm]	Hmin	520
pendenza media del reticolo [%]	J	9.96
pendenza media bacino [%]	i	30.77
CN condizioni standard	CN (AMCII)	64
CN condizioni antecedenti evento asciutte	CN (AMCI)	42.75
CN condizioni antecedenti evento umide	CN (AMCIII)	80.35

Tabella 26: Parametri morfometrici del bacino idrografico D

Tra i parametri più importanti per l'applicazione del modello idrologico è presente il Curve Number (CN): tale valore può essere calcolato puntualmente per mezzo dell'intersezione di due dati di input, vale a dire il tipo di uso del suolo ed il gruppo idrologico del suolo. L'uso del suolo viene ricavato dalla mappatura del *Corine Land Cover* (2018), mentre per la definizione del gruppo idrologico del suolo si ricorre in Campania alla mappatura effettuata da Rasulo et al. (2009).

La procedura di calcolo dell'intersezione di questi due dati è stata ripresa da un procedimento analogo svolto da ARPAS (2009), nel quale si descrive la metodologia adottata per la creazione della carta del CN della Regione Sardegna in ambiente GIS, utilizzando proprio questi due tipi di mappatura.

Per riprodurre la mappa del CNII (valore del Curve Number in condizioni medie di umidità del substrato) a scala regionale sono state utilizzate le tabelle dell'USDA, che associano a ciascuna tipologia di uso del suolo (ossia copertura vegetale e grado di antropizzazione) i valori del CNII. Questo valore viene però condizionato dalla caratterizzazione in gruppi idrologici del suolo. A tale proposito, nel presente studio si è ricorsi alla mappa (Figura 47) riportata nello studio di *Rasulo et al.*, 2009. La mappa elabora i dati della "Carta Idrogeologica dell'Italia Meridionale" in scala 1:250.000 (Allocca et al., 2005), e vi aggiunge, ove presenti, le piroclasti di copertura, in genere non riportate

nelle formazioni rilevate. Tale mappa rappresenta la distribuzione dei 4 gruppi idrologici A-B-C-D, attribuiti sulla base delle conversioni di Tabella 27.

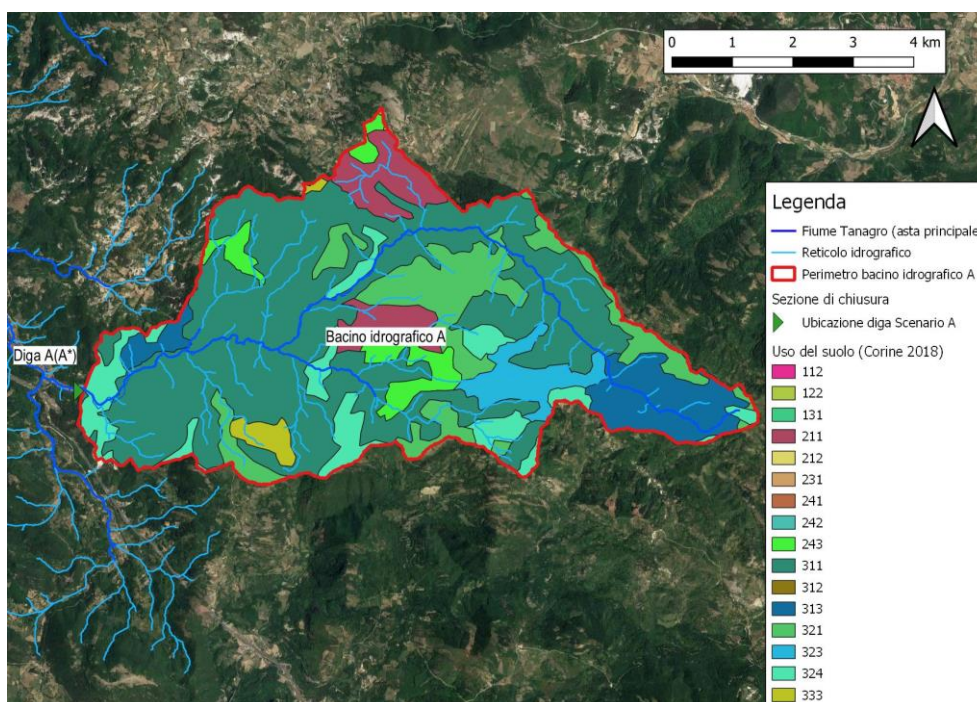


Figura 45: Mappatura dell'uso del suolo in riferimento al bacino idrografico A (Corine Land Cover 2018)

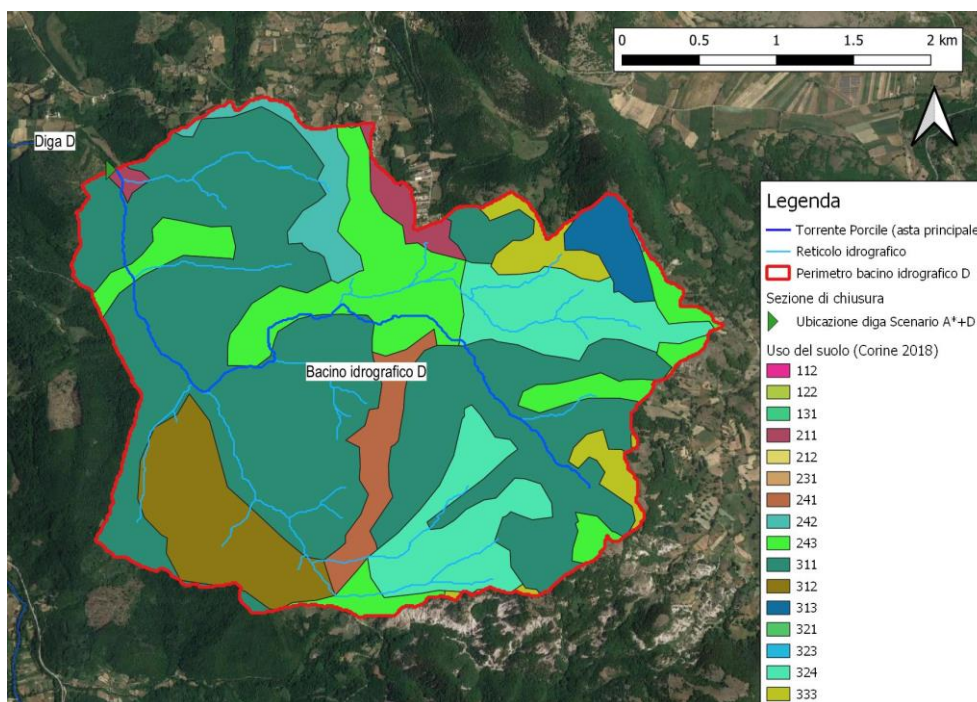


Figura 46: Mappatura dell'uso del suolo in riferimento al bacino idrografico D (Corine Land Cover 2018)

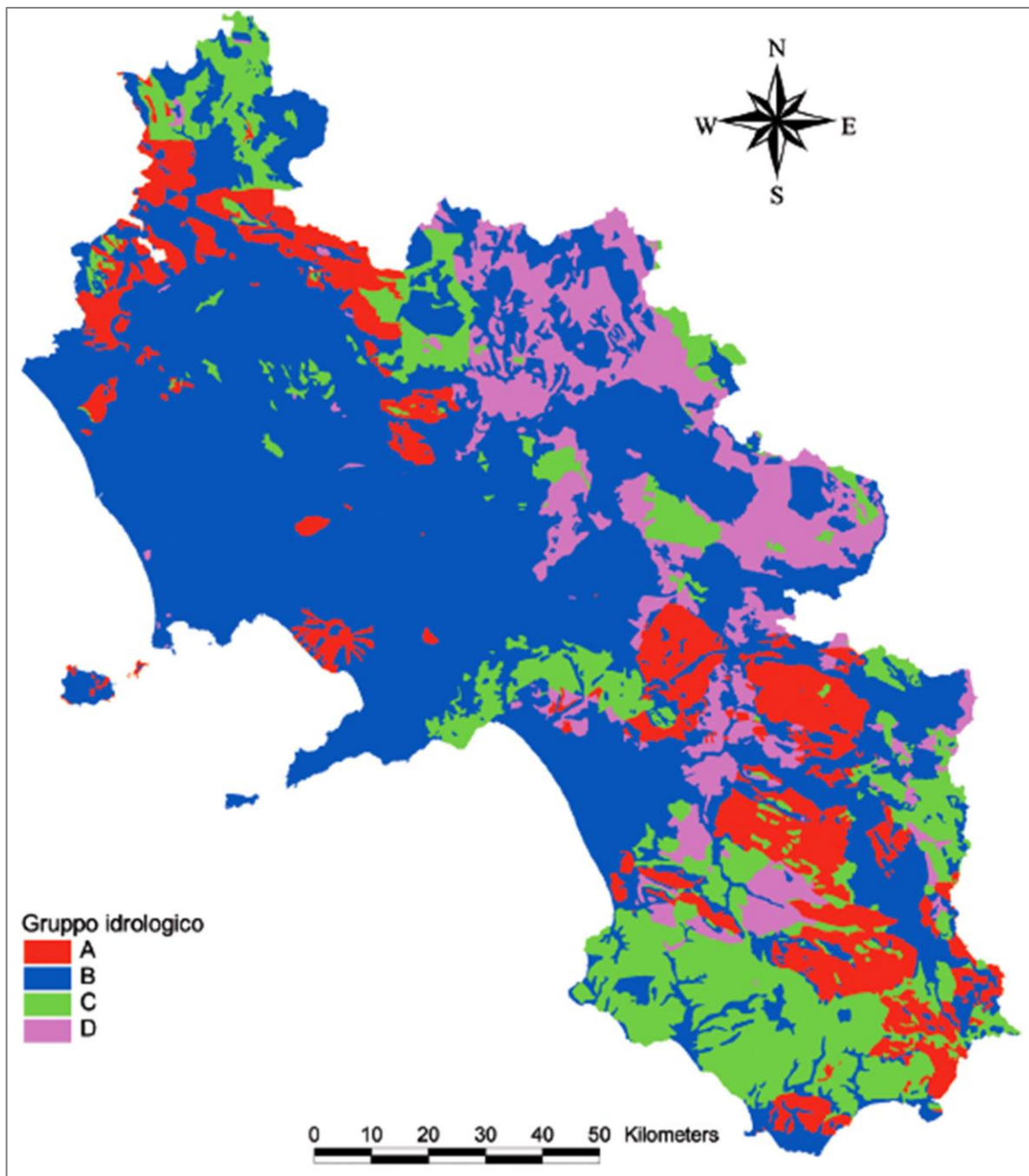


Figura 47: Gruppi idrologici del suolo per la Regione Campania (Rasulo et al. 2009)

Unità idrogeologiche	Gruppo idrologico del suolo
Alluvionale-costiero	B
Lacustre	C
Depositi epiclastici continentali	B
Travertini	A
Piroclastiti da caduta	B
Piroclastiti da flusso	B
Lave	A
Sabbioso-conglomeratico	B
Molassico	B
Evaporiti messiniane	C
Arenaceo-conglomeratico	B
Successioni arenaceo-calcareo-pelitiche	C
Successioni pelitico-calcaree	C
Calcarenitico-marnoso di transizione	B
Calcareo delle Unità del Monte Marzano e dei Monti della Maddalena	A
Dolomitico dell'Unità Monti della Maddalena e Monte Forapo	B
Calcareo dell'Unità Alburno-Cervati-Pollino	A
Dolomitico dell'Unità Bulgheria-Verbicaro	B
Silico-marnoso delle Unità Lagonegresi I e II	C
Calcarei con selce delle Unità Lagonegresi I e II	B
Marnoso-arenaceo-pelitico delle Unità molisane	C
Calcareo-marnoso delle Unità molisane	B
Calcareo-argillitico dell'Unità Nord-calabrese	C
Argilloso-calcareo delle Unità Sicilidi	D
Corpi idrici superficiali	D
Calcareo dell'Unità Matese-Monte Maggiore e Monte Alpi senza piroclastiti	A
Calcareo dell'Unità Matese-Monte Maggiore e Monte Alpi con piroclastiti	B
Dolomitico dell'Unità Matese-Monte Maggiore senza piroclastiti	B
Dolomitico dell'Unità Matese-Monte Maggiore con piroclastiti	C
Calcareo dell'Unità Picentino-Taburno senza piroclastiti	A
Calcareo dell'Unità Picentino-Taburno con piroclastiti	B
Dolomitico-marnoso dell'Unità Picentino-Taburno senza piroclastiti	B
Dolomitico-marnoso dell'Unità Picentino-Taburno con piroclastiti	C
Calcareo dell'Unità Bulgheria-Verbicaro senza piroclastiti	A
Calcareo dell'Unità Bulgheria-Verbicaro con piroclastiti	B

Tabella 27: Corrispondenza tra le unità idrogeologiche ed i gruppi idrogeologici del suolo SCS (Rasulo et al. 2009)

L'intersezione tra i due dati ha consentito di estrarre i valori di Curve Number per ciascuna area alla quale è attribuito uno specifico uso del suolo ed uno specifico gruppo idrologico del suolo nei due bacini idrografici considerati. Di conseguenza, è stata calcolata la media pesata areale del Curve Number su ciascun bacino, in modo da ottenere un valore unico per il bacino A e per il bacino D:

$$CN_A(II) = 69.38$$

$$CN_D(II) = 64.00$$

5.3 Analisi pluviometrica

L'analisi pluviometrica viene condotta sia con il metodo di Gumbel, universalmente riconosciuto per l'analisi statistica dei fenomeni estremi, sia con il metodo VAPI Campania (1995), di cui al §5.1.2 si descrive il relativo approccio metodologico.

L'analisi di Gumbel viene condotta elaborando i dati massimi annuali di registrazione pluviografica, su tutte le stazioni disponibili sul bacino. I dati di ciascuna stazione includono i massimi di precipitazione per eventi estremi di durata da 1, 3, 6, 12, 24 ore; in alcuni casi sono anche inclusi dati per eventi di breve durata, vale a dire 10, 20, 30, 40 minuti.

Sono state analizzate le seguenti stazioni pluviometriche:

- Montesano sulla Marcellana → 15 anni di misure, che includono gli eventi di breve durata;
- Montesano Terme → 33 anni di misure, che includono 21 anni di eventi di breve durata;
- Lagonegro → 68 anni di misure, che includono 0 anni di eventi di breve durata;
- Casalbuono → 20 anni di misure, che includono altri 20 anni in cui sono stati registrati i massimi di precipitazione per durata giornaliera.

Si rimanda alla Figura 4 e alla Figura 5 nel paragrafo §4.2 per l'inquadramento delle stazioni pluviometriche nell'area di studio rispetto ai bacini idrografici analizzati.

5.3.1 Durata critica dell'evento di precipitazione

Nel presente caso, il tempo di corrivazione è stato calcolato per ciascuno dei due bacini idrografici di interesse ricorrendo alle formule di cui sopra. Si è poi proseguito considerando la media delle formulazioni ritenute adatte in relazione ai criteri che accompagnano le stesse, nonché il valore ricavato con la formula di Giandotti, che risulta una delle formulazioni più avvalorate.

Per quanto riguarda il bacino idrografico A, la media delle formulazioni che risultano adatte in funzione della superficie ($S = 36 \text{ km}^2$) fornisce un valore di $t_{corr} = 3.57 \text{ h}$. Tuttavia, si ritiene opportuno far riferimento al valore della formulazione di Giandotti, il quale, sebbene sia usualmente riferito a bacini di dimensioni leggermente superiori, fornisce un tempo di corrivazione inferiore e, quindi, più cautelativo nell'applicazione del modello idrologico.

Per quanto riguarda il bacino idrografico D, la media delle formulazioni che risultano adatte in funzione della superficie ($S = 9.7 \text{ km}^2$) fornisce un valore di $t_{corr} = 1.25 \text{ h}$. Le dimensioni di questo bacino sono di un ordine di grandezza inferiore rispetto al minimo indicato per la formulazione di Giandotti, che peraltro fornisce un valore di tempo di corrivazione superiore a quello della media calcolata, che per questo motivo viene scelto come valore di riferimento.

La sintesi dei valori calcolati è riportata in Tabella 28.

Formula	Bacino idrografico A		Bacino idrografico D	
	t_{corr} [h]	Criterio per km ²	t_{corr} [h]	Criterio per km ²
Viparelli	1.42	S	4.45	S
Ventura	1.26	S	3.80	S
Kirpich	0.52	N	1.78	N
Giandotti	1.69	N	2.99	N
Pasini	1.26	S	4.47	S
Pezzoli	0.89	S	4.36	N
Puglisi	2.06	N	4.10	N
Tournon	1.92	N	3.30	S
SCS	1.42	S	1.82	S
t_{corr} [h] scelto	1.25		2.99	

Tabella 28: Valori del tempo di corrivazione calcolati per i bacini idrografici A e D

In sintesi, i tempi di corrivazione per i due bacini idrografici analizzati per i due Scenari alternativi di progetto sono i seguenti:

$$t_{corr,A} = 2.99 \text{ h} \qquad t_{corr,D} = 1.25 \text{ h}$$

Inoltre, si riporta il valore dello Storage Coefficient R , che è stato in prima approssimazione ricavato con la formula proposta da Design Hydrology (Maricopa County, 2011), con riferimento al t_{corr} definito per entrambi i bacini idrografici considerati:

$$t_{corr,A} = 2.99 \text{ h} \rightarrow R_A = 1.74 \text{ h} \qquad t_{corr,D} = 1.25 \text{ h} \rightarrow R_D = 0.56 \text{ h}$$

5.3.2 Raggiungimento della precipitazione lorda

Nella seguente Figura 48 vengono confrontati gli andamenti dei coefficienti di raggiuglio calcolati con le due formulazioni proposte (VAPI con linee tratteggiate e U.S. WS con linee continue), in riferimento al bacino A (linee in verde) e al bacino D (linee in blu). A partire da una durata di precipitazione pari a circa 1-1.25 h il coefficiente di raggiuglio con la formulazione proposta dal U.S. Weather Service risulta essere lievemente più cautelativo.

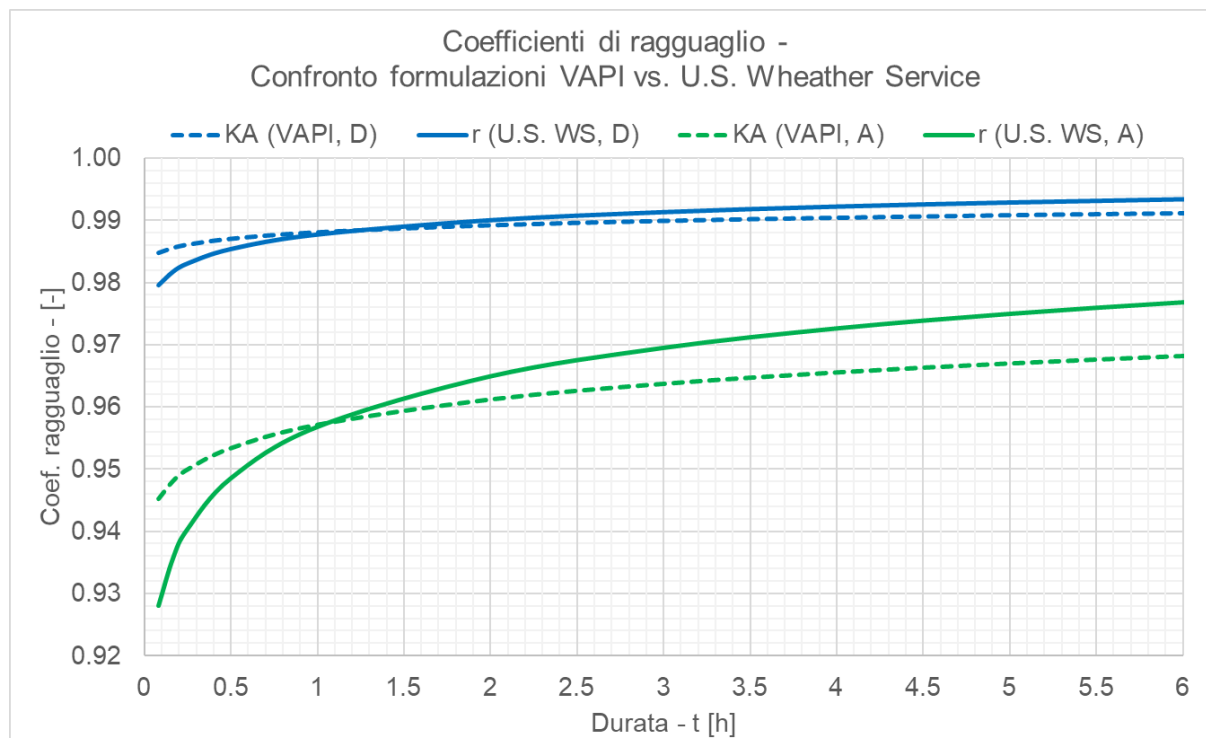


Figura 48: Confronto tra le due formulazioni proposte (VAPI con linee tratteggiate e U.S. WS con linee continue), in riferimento al bacino A (linee in verde) e al bacino D (linee in blu)

5.3.3 Calcolo delle CPP

I risultati sono presentati nel seguente modo:

a. Metodo di Gumbel:

1. Calcolo CPP per ciascuna “i-esima” stazione afferente: $h_i = a_i * t^{n_i}$;
2. Applicazione dei pesi determinati dall’afferenza delle stazioni ai bacini idrografici:

$$\bar{h}_{bacinoA} = \sum h_{i,A} * \%_{i,A} \qquad \bar{h}_{bacinoD} = \sum h_{i,D} * \%_{i,D};$$
3. Ragguaglio (U.S. Weather Service) delle CPP ottenute per ciascun bacino idrografico:

$$\bar{h}_{rag,bacinoA} = \bar{h}_{bacinoA} * r_A \qquad \bar{h}_{rag,bacinoD} = \bar{h}_{bacinoD} * r_D.$$

b. Metodo VAPI:

1. Confronto tra le CPP tra i vari modelli applicabili;

Si illustrano nel seguito i risultati ottenuti.

a. Metodo di Gumbel

In Tabella 75, Tabella 76, Tabella 77 e Tabella 78, riportate in allegato, vengono inseriti i valori di altezza di precipitazione delle CPP calcolate rispettivamente per le stazioni pluviometriche di Lagonegro, Casalbuono, Montesano Marcellana e Montesano Terme, per i tempi di ritorno $Tr = 2, 5, 10, 30, 50, 100, 200, 300, 500, 1000, 3000, 10000$ anni, seguendo quanto espresso al precedente punto a.1. In Figura 49 sono rappresentate tali CPP per alcuni tempi di ritorno significativi (10, 100, 1000 anni)

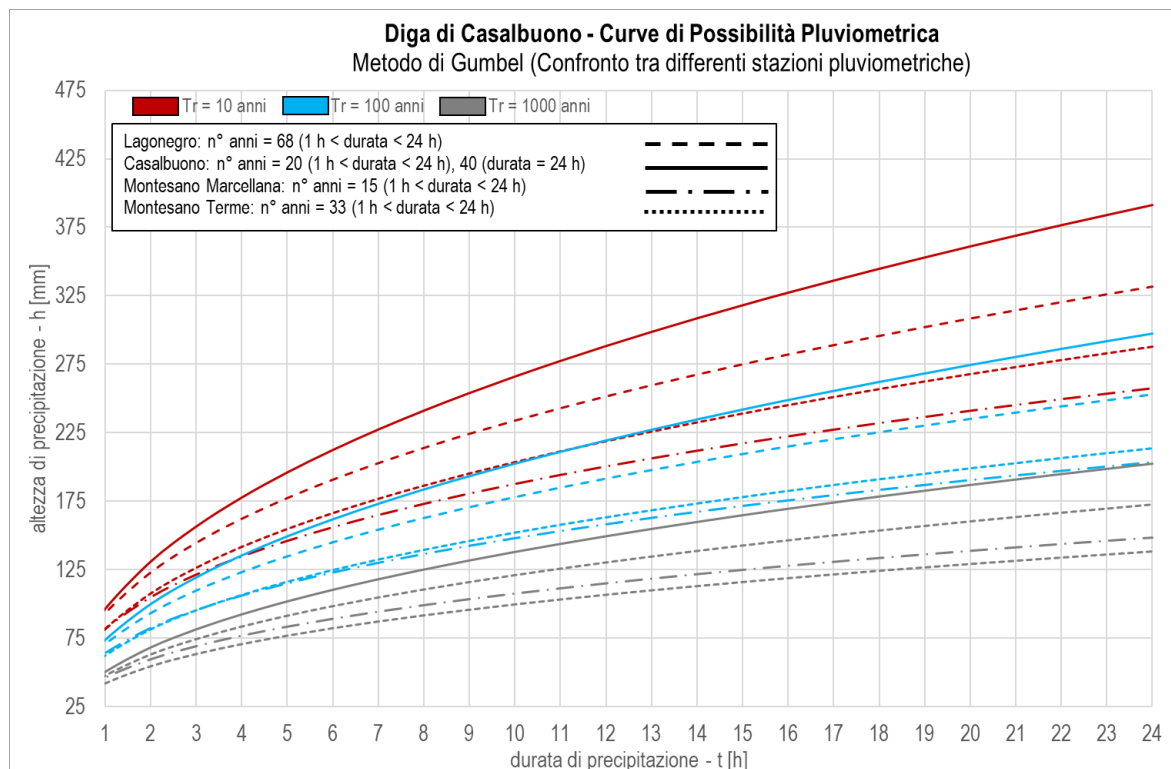


Figura 49: CPP in riferimento ai tempi di ritorno $Tr = 10$ anni (in grigio), 100 anni (in ciano) e 500 anni (in rosso scuro), per le stazioni di Lagonegro (linea tratteggiata), Casalbuono (linea continua), Montesano sulla Marcellana (punto e linea) e Montesano Terme (linea a punti)

Tempo di ritorno - Tr [anni]	Stazioni pluviometriche - Coefficienti delle Curve di Possibilità Pluviometrica							
	Lagonegro		Casalbuono		Montesano sulla Marcellana		Montesano Terme	
	a [-]	n [-]	a [-]	n [-]	a [-]	n [-]	a [-]	n [-]
2	29.04	0.415	31.65	0.434	31.31	0.378	26.15	0.343
5	40.20	0.409	42.90	0.436	40.23	0.371	35.85	0.365
10	47.59	0.406	50.35	0.437	46.07	0.368	42.27	0.373
30	58.76	0.403	61.61	0.439	54.81	0.365	51.96	0.382
50	63.85	0.402	66.74	0.439	58.78	0.364	56.39	0.385
100	70.72	0.401	73.67	0.439	64.12	0.363	62.35	0.388
200	77.57	0.400	80.58	0.440	69.43	0.363	68.30	0.390
300	81.57	0.400	84.61	0.440	72.53	0.362	71.77	0.392
500	86.60	0.399	89.68	0.440	76.42	0.362	76.14	0.393
1000	93.43	0.399	96.57	0.440	81.70	0.361	82.06	0.395
3000	104.24	0.398	107.47	0.441	90.05	0.361	91.45	0.397
10000	116.09	0.397	119.42	0.441	99.18	0.360	101.73	0.399

Tabella 29: Valori delle CPP in riferimento ai tempi di ritorno $Tr = 2, 5, 10, 30, 50, 100, 200, 300, 500, 1000, 3000, 10000$ anni per le stazioni di Lagonegro, Casalbuono, Montesano sulla Marcellana e Montesano Terme

In accordo con quanto descritto nel punto a.2, per mezzo dell'applicazione dei pesi determinati dall'afferenza delle stazioni ai bacini idrografici e riportati in Figura 5, si ottengono le CPP mediate sui bacini idrografici A e D. I valori dei coefficienti di tali curve sono riportate in Tabella 30.

Tempo di ritorno - Tr [anni]	Bacini idrografici - Coefficienti delle Curve di Possibilità Pluviometrica			
	A		D	
	a [-]	n [-]	a [-]	n [-]
2	30.53	0.426	29.42	0.386
5	41.74	0.425	39.32	0.391
10	49.16	0.425	45.84	0.393
30	60.37	0.424	55.66	0.396
50	65.49	0.424	60.14	0.397
100	72.39	0.424	66.18	0.398
200	79.26	0.424	72.19	0.399
300	83.28	0.424	75.70	0.400
500	88.34	0.424	80.11	0.400
1000	95.19	0.423	86.09	0.401
3000	106.05	0.423	95.57	0.402
10000	117.95	0.423	105.95	0.403

Tabella 30: Valori delle CPP in riferimento ai tempi di ritorno Tr = 2, 5, 10, 30, 50, 100, 200, 300, 500, 1000, 3000, 10000 anni per i bacini idrografici A e D, in funzione della % di afferenza delle stazioni

Infine, si riportano in Figura 50 e Figura 51 le CPP ottenute con l'applicazione del coefficiente di ragguglio (ARF), calcolato con la formulazione del metodo VAPI Campania per entrambi i bacini idrografici A e D, per tener conto dell'attenuazione del dato pluviometrico quando attribuito ad un sottobacino.

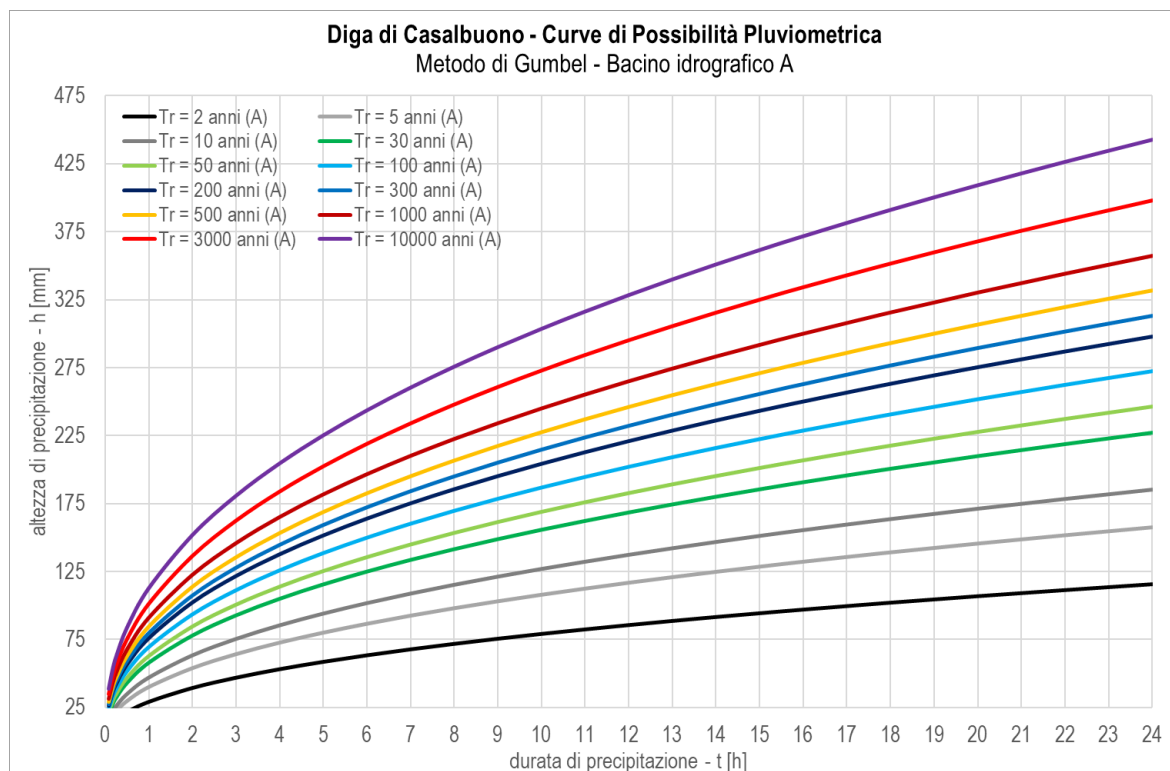


Figura 50: CPP raggugliate sul bacino idrografico A in riferimento ai tempi di ritorno Tr = 2, 5, 10, 30, 50, 100, 200, 300, 500, 1000, 3000, 10000 anni

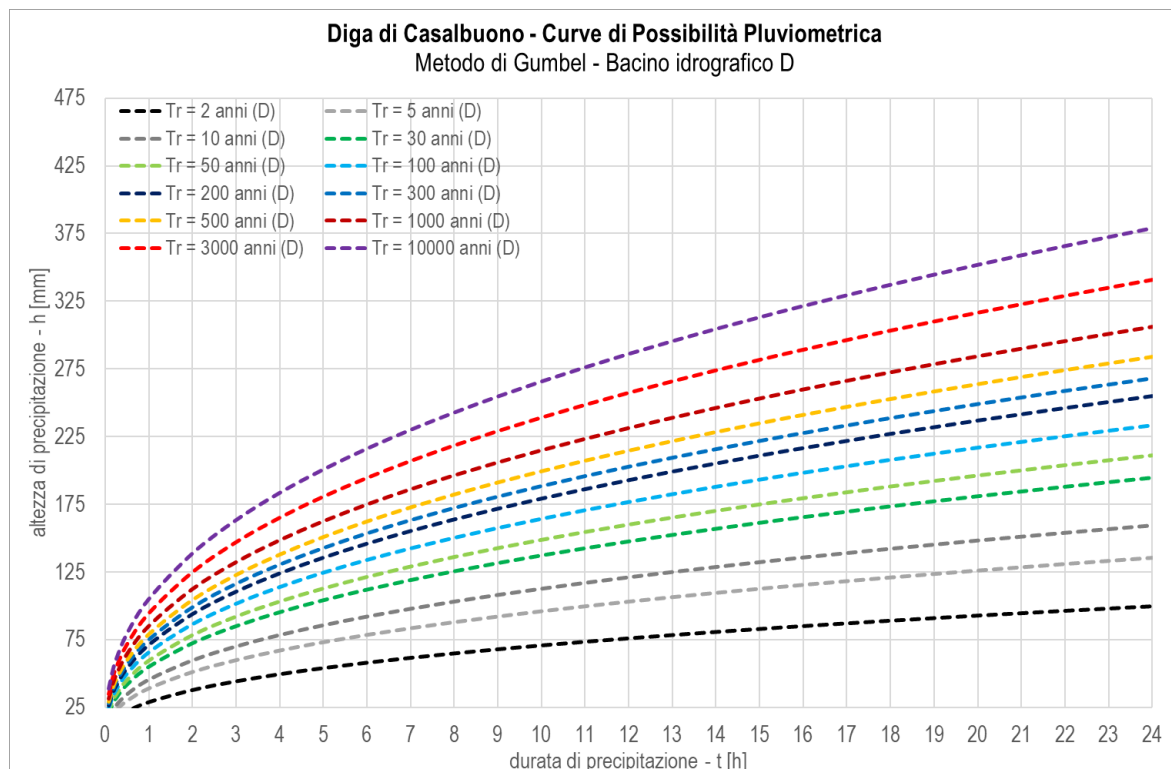


Figura 51: CPP ragguagliate sul bacino idrografico D in riferimento ai tempi di ritorno $Tr = 2, 5, 10, 30, 50, 100, 200, 300, 500, 1000, 3000, 10000$ anni

Tempo di ritorno - Tr [anni]	Bacini idrografici - Coefficienti delle Curve di Possibilità Pluviometrica (con ragguaglio)			
	A		D	
	a [-]	n [-]	a [-]	n [-]
2	29.25	0.432	29.17	0.386
5	40.00	0.431	38.95	0.392
10	47.12	0.431	45.40	0.394
30	57.88	0.430	55.13	0.397
50	62.79	0.430	59.57	0.398
100	69.41	0.430	65.55	0.399
200	76.00	0.429	71.50	0.400
300	79.86	0.429	74.98	0.400
500	84.71	0.429	79.35	0.401
1000	91.28	0.429	85.28	0.401
3000	101.71	0.429	94.67	0.402
10000	113.12	0.429	104.96	0.403

Tabella 31: Valori dei coefficienti delle CPP ragguagliate sul bacino idrografico A e D in riferimento ai tempi di ritorno $Tr = 2, 5, 10, 30, 50, 100, 200, 300, 500, 1000, 3000, 10000$ anni

In Tabella 79 e Tabella 80, inserite in allegato, si riportano i valori delle altezze di precipitazione calcolati per le CPP ragguagliate sul bacino idrografico A e D in riferimento ai tempi di ritorno $Tr = 2, 5, 10, 30, 50, 100, 200, 300, 500, 1000, 3000, 10000$ anni.

b. Metodo VAPI-Campania

Per l'applicazione di tale metodo per il calcolo delle CPP vengono imposte le seguenti assunzioni:

- Per il bacino idrografico A, ricadente per circa metà nella zona pluviometrica omogenea A3 e per circa metà in quella A4, vengono mediati aritmeticamente i valori dei parametri di regionalizzazione di tali due aree;
- Per il bacino idrografico D, ricadente totalmente nella zona pluviometrica omogenea A3, sono stati utilizzati i valori dei parametri di regionalizzazione di tale area.

In Figura 52 viene riportato un dettaglio della sovrapposizione tra le Area Pluviometrica Omogenee definite dal VAPI Campania (raffigurate per interezza in Figura 41) ed i bacini idrografici considerati. In particolare, lo sfondo arancione rappresenta l'area A3, mentre lo sfondo turchese l'area A4. La curva verde rappresenta invece i confini regionali. Lo sfondo rosa rappresenta un'Area Pluviometrica Omogenea riferita alla Basilicata, la quale si sovrappone alle aree in progetto dal momento che parte del bacino idrografico A del fiume Tanagro sconfinava in tale regione. Tuttavia, non è stata considerata, per omogeneità di analisi, nei presenti calcoli.



Figura 52: Dettaglio della sovrapposizione tra le Area Pluviometrica Omogenee definite dal VAPI Campania ed i bacini idrografici considerati. In arancione l'area A3 ed in turchese l'area A4

Innanzitutto, vengono calcolati, per entrambi i bacini idrografici A e D, la pioggia indice $m[h(d)]$ e l'altezza di pioggia areale $m[h_A(d)]$, ottenuta applicando il coefficiente di ragguglio $K_A(d)$ (Tabella 32).

Durata [h]	Bacino idrografico A			Bacino idrografico D		
	m[h(d)] [mm]	K _A (d) [-]	m[h _A (d)] [mm]	m[h(d)] [mm]	K _A (d) [-]	m[h _A (d)] [mm]
0.083	6.78	0.95	6.40	6.50	0.98	6.40
0.167	11.86	0.95	11.24	10.20	0.99	10.05
0.25	15.86	0.95	15.07	12.79	0.99	12.61
0.5	24.73	0.95	23.58	18.00	0.99	17.76
1	36.19	0.96	34.64	24.26	0.99	23.97
2	50.59	0.96	48.63	31.86	0.99	31.52
3	60.69	0.96	58.49	37.10	0.99	36.73
4	68.75	0.97	66.39	41.26	0.99	40.86
5	75.59	0.97	73.10	44.75	0.99	44.35
6	81.61	0.97	79.01	47.81	0.99	47.39
7	87.01	0.97	84.33	50.54	0.99	50.11
8	91.94	0.97	89.20	53.03	0.99	52.59
9	96.50	0.97	93.70	55.31	0.99	54.87
10	100.75	0.97	97.89	57.43	0.99	56.98
11	104.75	0.97	101.84	59.42	0.99	58.96
12	108.52	0.97	105.57	61.29	0.99	60.83
13	112.10	0.97	109.12	63.06	0.99	62.60
14	115.51	0.97	112.50	64.75	0.99	64.28
15	118.78	0.97	115.73	66.35	0.99	65.88
16	121.91	0.97	118.84	67.89	0.99	67.42
18	127.83	0.98	124.71	70.78	0.99	70.31
20	133.36	0.98	130.19	73.48	0.99	72.99
22	138.56	0.98	135.35	76.00	0.99	75.51
24	143.47	0.98	140.24	78.37	0.99	77.88

Tabella 32: Valori della pioggia indice $m[h(d)]$, del coefficiente di ragguglio $K_A(d)$ e dell'altezza media areale $m[h_A(d)]$ ottenuti per i bacini idrografici A e D

L'altezza media areale è stata successivamente moltiplicata per i coefficienti della legge di crescita regionale delle piogge, riportati nella Tabella 17. Per i tempi di ritorno considerati si ottengono le CPP riferite ad entrambi i bacini idrografici A e D, rappresentate in Figura 53 e Figura 54.

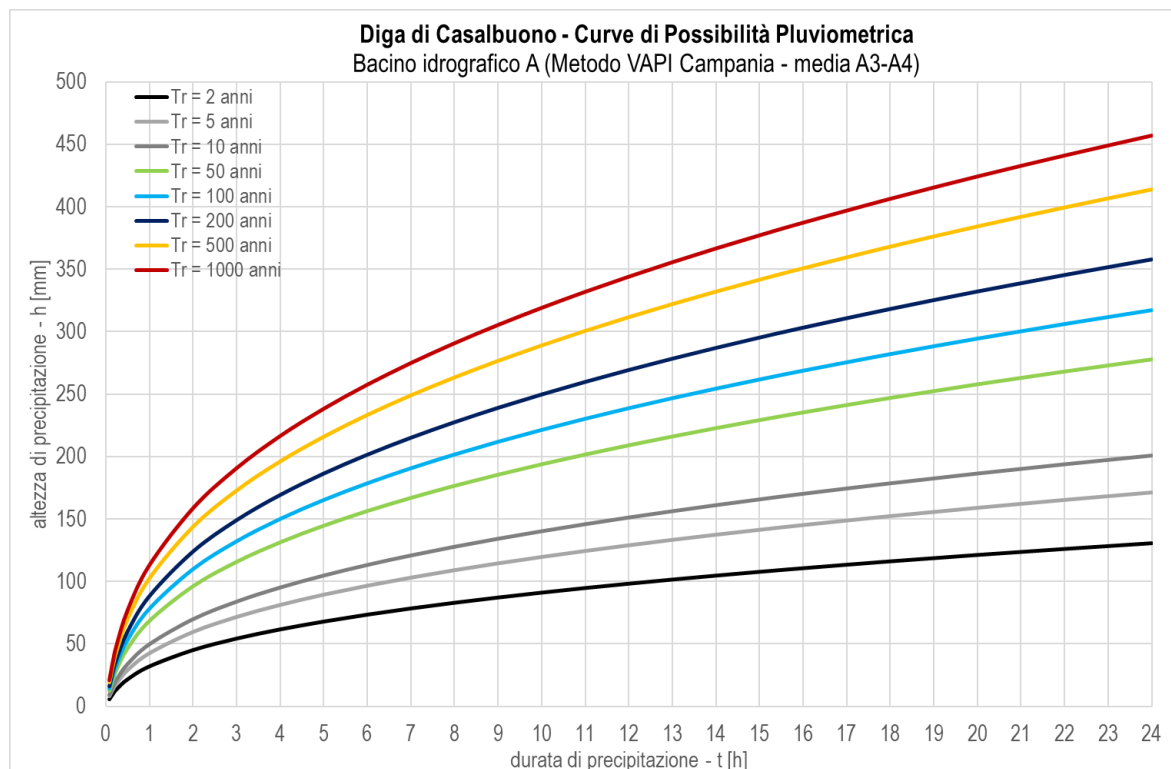


Figura 53: Curve di Possibilità Pluviometrica mediate sul bacino idrografico A per i tempi di ritorno $Tr = 2, 5, 10, 50, 100, 200, 500, 1000$ ottenute con il metodo VAPI Campania

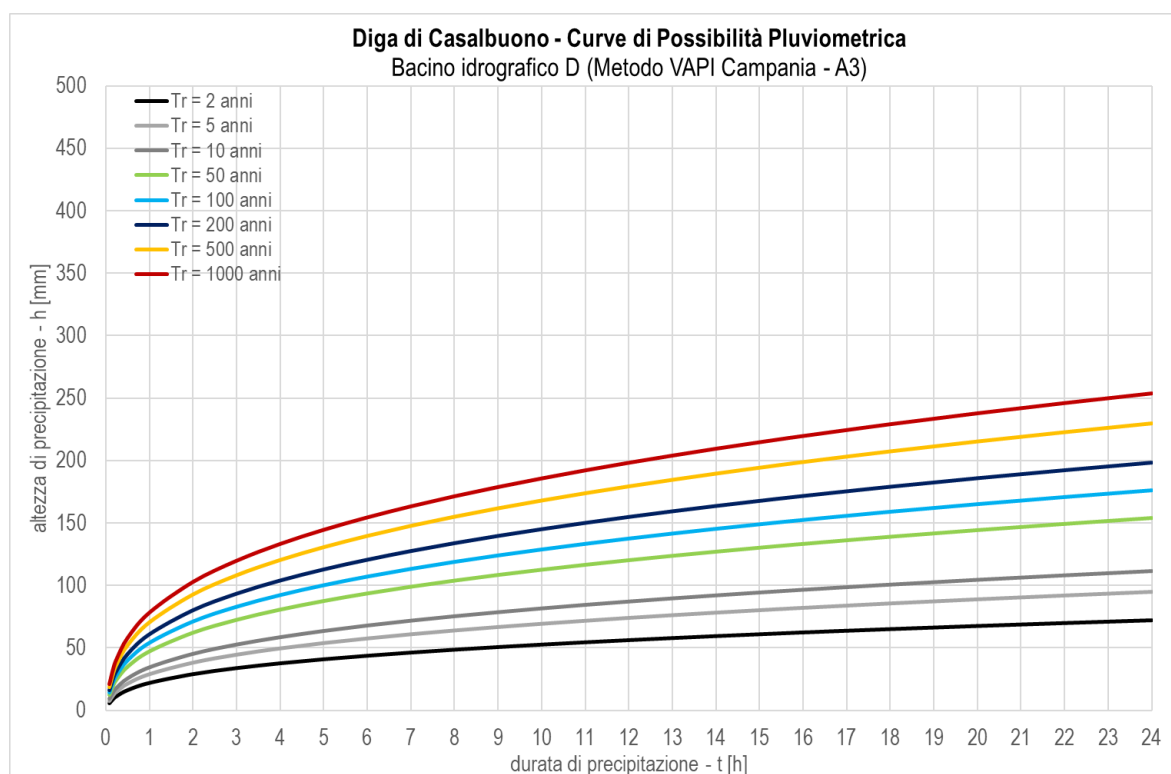


Figura 54: Curve di Possibilità Pluviometrica mediate sul bacino idrografico D per i tempi di ritorno $Tr = 2, 5, 10, 50, 100, 200, 500, 1000$ ottenute con il metodo VAPI Campania

5.3.4 Scelta delle Curve di Possibilità Pluviometrica

Si confrontano a seguire i grafici delle CPP ricavate con il metodo di Gumbel e con il metodo della stima della pioggia indice del VAPI-Campania.

A tal proposito è da specificare che il metodo VAPI-Campania restituisce la precipitazione di picco generata in funzione dei parametri geomorfoclimatici di bacini di scala regionale, associati all'area pluviometrica omogenea VAPI di appartenenza, rappresentate in Figura 41. Pertanto, il metodo VAPI non riconosce la singolarità pluviometrica che contraddistingue i singoli bacini e sottobacini, che viene invece apprezzata con il metodo di Gumbel qui applicato per ciascuno dei due bacini considerati. Il metodo VAPI rappresenta tuttavia l'unico strumento utilizzato nella pianificazione idrologico-idraulica territoriale per il calcolo delle massime portate alle stazioni di interesse: è pertanto obbligatorio un confronto tra i succitati metodi nella stima delle massime precipitazioni, e, successivamente, nella successiva valutazione delle massime portate.

Sono quindi rappresentate le CPP derivate con questi due metodi per i tempi di ritorno $Tr = 10, 100, 1000$ anni, per il bacino idrografico A (Figura 55) e per il bacino idrografico D (Figura 56).

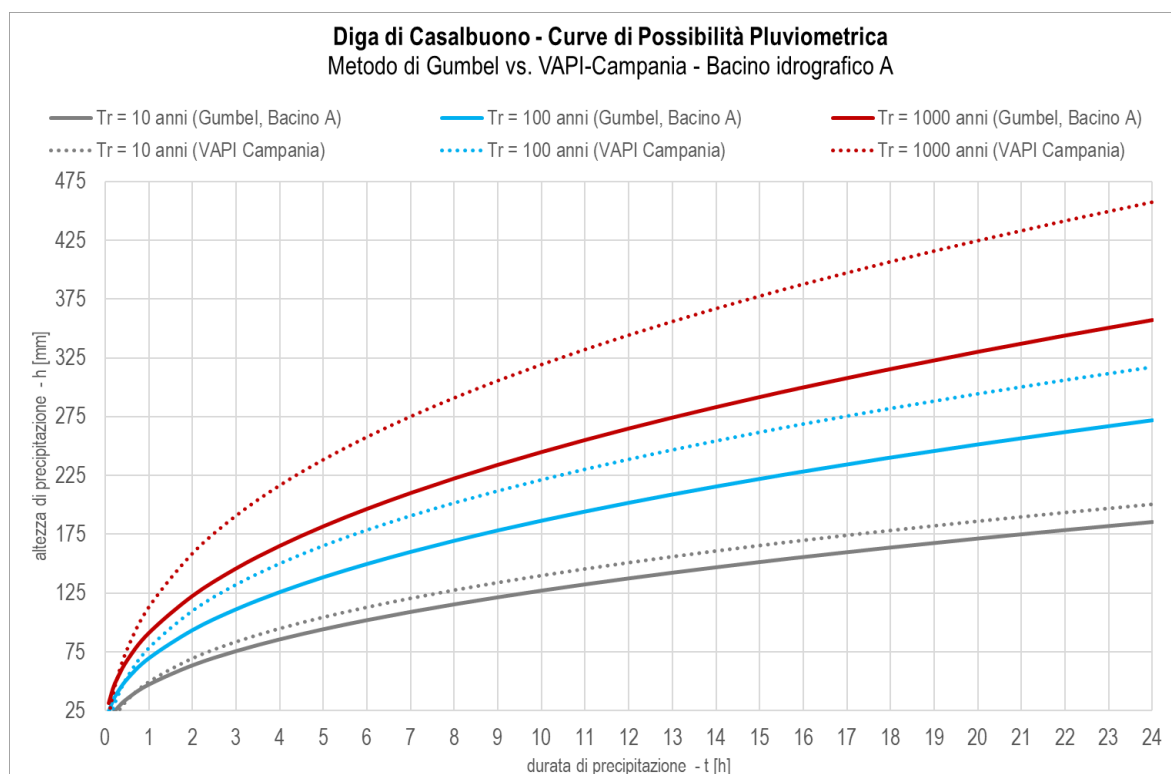


Figura 55: CPP ottenute con il metodo di Gumbel (curve continue) e con il metodo VAPI Campania (curve a punti), riferite al bacino idrografico A, per alcuni dei tempi di ritorno considerati nell'analisi ($Tr = 10, 100, 1000$ anni)

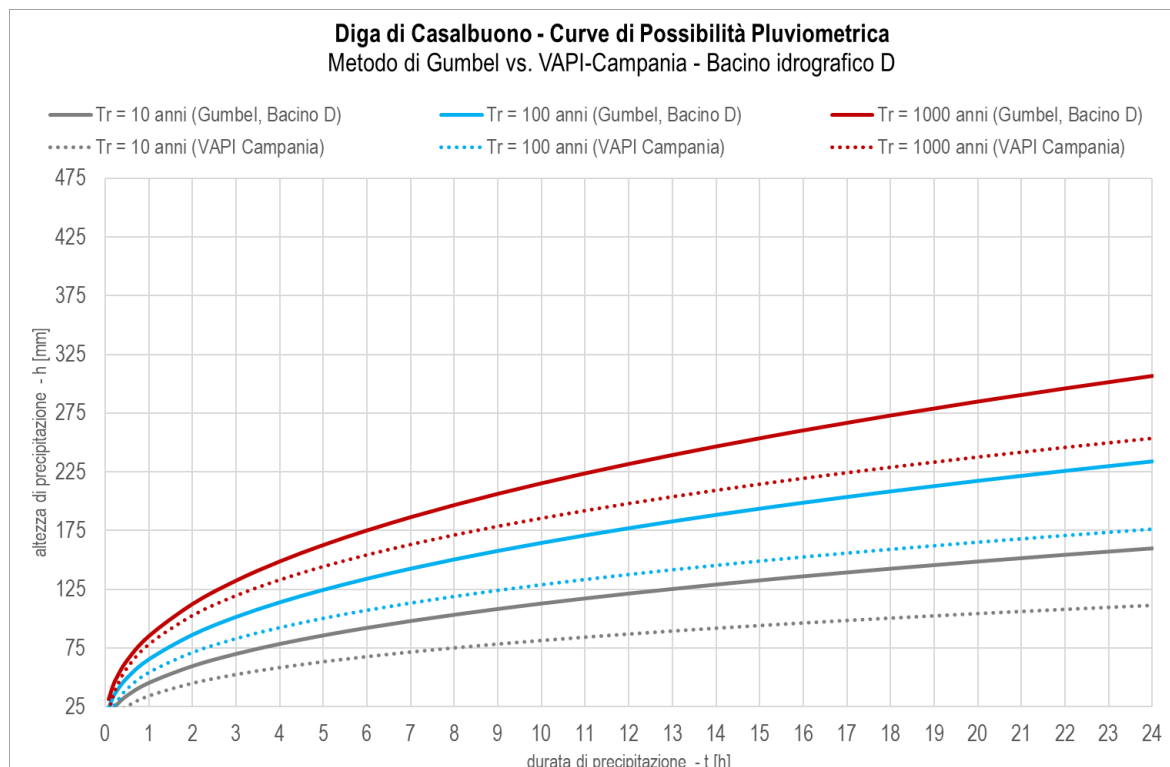


Figura 56: CPP ottenute con il metodo di Gumbel (curve continue) e con il metodo VAPI Campania (curve a punti), riferite al bacino idrografico A, per alcuni dei tempi di ritorno considerati nell'analisi (Tr = 10, 100, 1000 anni)

L'analisi dei grafici consente di osservare che:

- bacino idrografico A → le CPP ottenute con il metodo VAPI Campania, con parametri medi tra Area Pluviometrica Omogenee A3 e A4, producono altezze di precipitazione maggiori rispetto a quelle del metodo di Gumbel;
- bacino idrografico D → le CPP ottenute con il metodo di Gumbel producono altezze di precipitazione maggiori rispetto a quelle del metodo VAPI Campania, con i parametri dell'Area Pluviometrica Omogenee A3.

Si assume che le CPP di riferimento per il calcolo degli idrogrammi di piena con il metodo indiretto siano quelle generate dal metodo di Gumbel, al quale si attribuisce maggior rigore nell'elaborazione rispetto al metodo VAPI. Nell'applicazione del metodo VAPI, infatti, si assumono valori dei parametri geomorfoclimatici uniformi sull'intera area pluviometrica omogenea, di scala regionale, senza distinzione delle caratteristiche pluviometriche di ciascun sottobacino; al contrario, il metodo di Gumbel considera in input i dati di precipitazione sito-specifici.

5.4 Calcolo della portata al colmo di piena istantanea con il metodo VAPI

Per i bacini di interesse, rappresentati in Figura 43 e Figura 44, viene applicato il metodo VAPI per ottenere la portata al colmo di piena istantanea alla sezione di chiusura di ciascuna diga. L'approccio adottato nell'implementazione della metodologia corrisponde a quanto descritto al §5.1.2.6.

5.4.1 Regressione Empirica

La Regressione Empirica del metodo VAPI-Campania necessita di definire esclusivamente la superficie di bacino ridotta delle sue parti carbonatiche, denominata $A_{rid} = A - A_3 = 18 \text{ km}^2$.

Ricorrendo, dunque, alla formulazione di cui al punto a. del §5.1.2.6 ed utilizzando i coefficienti di crescita del metodo VAPI-Campania per le portate, di cui alla Tabella 20, si ottengono i valori riportati in Tabella 33.

T_r [anni]	10	30	50	100	200	300	500	1000	3000
$Q_{RE,A}$ [m^3/s] Bacino A	41.45	57.47	66.37	78.07	89.77	97.40	105.53	114.94	136.18
$Q_{RE,D}$ [m^3/s] Bacino D	16.22	22.49	25.97	30.55	35.13	38.11	41.30	44.98	53.29

Tabella 33: Valori di portata ottenuti dalla Regressione Empirica del metodo VAPI-Campania

5.4.2 Modello Razionale

Il modello Razionale del metodo VAPI-Campania necessita di definire una serie di parametri espressi nel punto b. del §5.1.2.6. Per quanto riguarda i parametri statistici attribuiti alle zone pluviometriche omogenee della Campania, si evidenzia la seguente differenza:

- Il bacino idrografico A ricade per circa metà della sua superficie nell'area A3 e per circa metà nell'area A4; per questo motivo si considera una media tra i parametri di cui a Tabella 22 per quanto riguarda queste due aree;
- Il bacino idrografico D ricade interamente nell'area A3 e, quindi, si assumono i valori dei parametri di tale area.

Si riporta nella seguente Tabella 33 il valore dei parametri statistici così ottenuti per ciascuno dei bacini idrografici ed i parametri calcolati per nell'applicazione del Modello Razionale, tra i quali il principale risultato è il valore della portata indice $m(Q)$.

	Parametri statistici delle leggi di probabilità pluviometriche attribuiti				Parametri calcolati per nell'applicazione del Modello Razionale				
	$m(I_0)$ [mm/h]	d_c [h]	C [-]	$D * 10^5$ [-]	C^* [-]	t_{rMR} [h]	K_{AMR} [-]	$m[I(t_{rMR})]$ [mm]	$m(Q_{MR})$ [m^3/s]
Bacino A	97.65	0.2411	0.773	16.802	0.15	4.75	0.97	73.96	22.71
Bacino D	116.70	0.0976	0.736	8.73	0.15	4.75	0.96	43.92	3.59

Tabella 34: Parametri di riferimento del Modello Razionale del metodo VAPI-Campania

Utilizzando i coefficienti di crescita del metodo VAPI-Campania per le portate, di cui alla Tabella 20, si ottengono le portate, di cui alla Tabella 35.

T_r [anni]	10	30	50	100	200	300	500	1000	3000
$Q_{MR,A}$ [m ³ /s]	37.02	51.33	59.28	69.73	80.18	86.99	94.26	102.66	121.63
Bacino A									
$Q_{MR,D}$ [m ³ /s]	5.86	8.12	9.38	11.03	12.69	13.76	14.91	16.24	19.24
Bacino D									

Tabella 35: Valori di portata ottenuti del Modello Razionale del metodo VAPI-Campania

5.4.3 Modello Geomorfoclimatico

Il modello Geomorfoclimatico del metodo VAPI-Campania necessita di definire una serie di parametri espressi nel punto c. del §5.1.2.6. Per quanto riguarda i parametri statistici attribuiti alle zone pluviometriche omogenee della Campania, viene effettuata la medesima scelta di cui al Modello Razionale nel precedente paragrafo §0.

Si riporta nella seguente Tabella 36 il valore dei parametri statistici così ottenuti per ciascuno dei bacini idrografici ed i parametri calcolati per nell'applicazione del Modello Geomorfoclimatico, tra i quali il principale risultato è il valore della portata indice $m(Q)$.

	Parametri statistici delle leggi di probabilità pluviometriche attribuiti				Parametri calcolati per nell'applicazione del Modello Razionale				
	$m(I_0)$ [mm/h]	d_c [h]	C [-]	$D * 10^5$ [-]	C_f [-]	$t_{r_{MG}}$ [h]	K_{AMG} [-]	$m[I(t_{r_{MG}})]$ [mm]	$m(Q_{MG})$ [m ³ /s]
Bacino A	97.65	0.2411	0.773	16.802	0.22	4.68	0.97	73.53	20.18
Bacino D	116.70	0.0976	0.736	8.73	0.22	4.68	0.96	43.70	3.20

Tabella 36: Parametri di riferimento del Modello Geomorfoclimatico a del metodo VAPI-Campania

Utilizzando i coefficienti di crescita del metodo VAPI-Campania per le portate, di cui alla Tabella 20, si ottengono le portate, di cui alla Tabella 37.

T_r [anni]	10	30	50	100	200	300	500	1000	3000
$Q_{MG,A}$ [m ³ /s]	32.90	45.62	52.68	61.96	71.25	77.30	83.76	91.23	108.08
Bacino A									
$Q_{MG,D}$ [m ³ /s]	5.21	7.22	8.34	9.81	11.28	12.24	13.27	14.45	17.12
Bacino D									

Tabella 37: Valori di portata ottenuti dalla dal Modello Geomorfoclimatico del metodo VAPI-Campania

5.4.4 Confronto tra i metodi del VAPI-Campania

Il confronto tra le portate al colmo ottenute dall'applicazione dei modelli del metodo VAPI-Campania è rappresentato nella Figura 57 e Figura 58, rispettivamente per il bacino idrografico A e D.

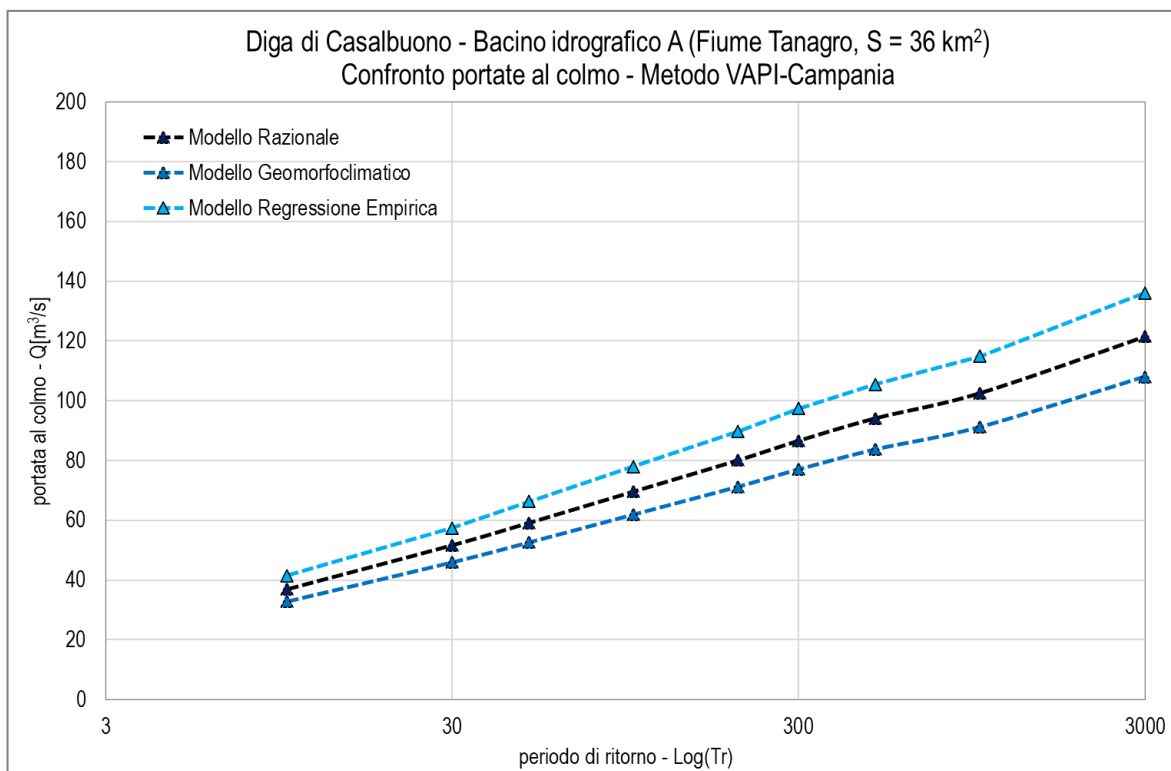


Figura 57: Confronto tra le portate al colmo ottenute dall'applicazione dei modelli del metodo VAPI-Campania per il bacino idrografico A

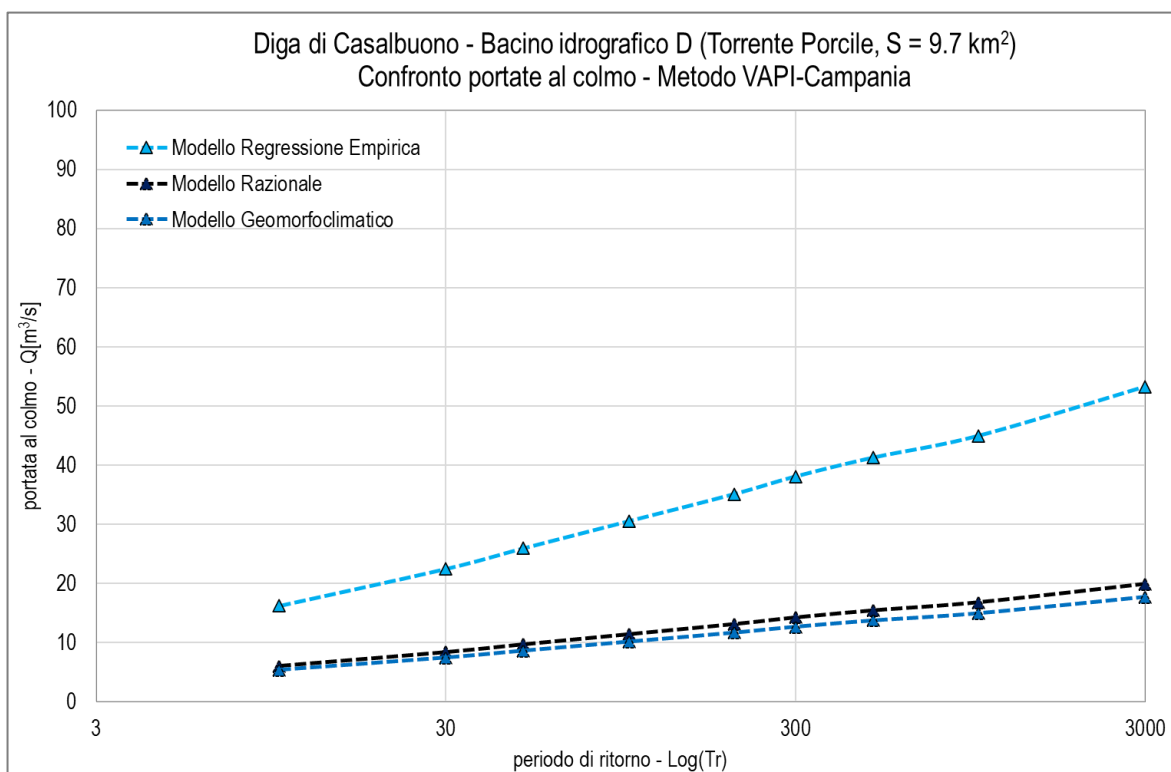


Figura 58: Confronto tra le portate al colmo ottenute dall'applicazione dei modelli del metodo VAPI-Campania per il bacino idrografico D

Per quanto riguarda entrambi i bacini idrografici, le portate al colmo più cautelative ottenute con l'applicazione del metodo VAPI sono quelle calcolate per mezzo del modello di Regressione Empirica.

5.5 Modello idrologico e calcolo degli idrogrammi di piena con il metodo indiretto

Per i bacini idrografici A e D, rappresentati rispettivamente in Figura 43 e Figura 44, è stato implementato un modello idrologico, ricorrendo al software HEC-HMS (v. 4.11), sviluppato dalla United States Army Corps of Engineers. L'approccio adottato nell'implementazione del modello corrisponde a quanto descritto al §5.1.3.

L'obiettivo è quello di calcolare gli idrogrammi di piena per ciascuno dei tempi di ritorno considerati, vale a dire 10, 30, 50, 100, 200, 300, 500, 1000, 3000 anni, e confrontare le portate al colmo così ottenute con quelle ricavate dai modelli di calcolo della portata istantanea al colmo del metodo VAPI.

5.5.1 Parametri del modello idrologico

Nella Tabella 38 si riportano i valori dei principali parametri di input nel modello idrologico. Tali condizioni sono comuni a tutte le simulazioni effettuate.

	Unità di misura	Bacino idrografico A	Bacino idrografico D
Schema concettuale del bacino			
Superficie - S	$[km^2]$	36	9.7
Modello di infiltrazione			
Curve Number - CNI (condizioni asciutte)	$[-]$	48.76	43.21
Initial abstraction - I_A	$[mm]$	53.38	66.77
Modello di trasformazione afflussi-deflussi			
Tempo di corrivazione - t_{corr}	$[h]$	2.99	1.25
Storage coefficient - R (Maricopa County, 2011)	$[h]$	1.74	0.56
Modello del Baseflow			
Initial discharge - Q_0	$[m^3/s]$	1	1
Recession constant - k	$[-]$	0.1	0.1

Tabella 38: Valori dei principali parametri di input nel modello idrologico

5.5.2 Modello meteorologico sintetico

I bacini idrografici modellati vengono alimentati con ietogrammi sintetici, i quali in questo caso si riconducono ad una tipologia con intensità di precipitazione costante nell'evento e ad una tipologia con intensità di precipitazione variabile e caratterizzata da un picco nell'evento. In particolare, quest'ultimo viene generato per mezzo della funzione "Frequency Storm".

I parametri da definire sono la durata totale dell'evento (t_{prec}) e la posizione temporale del picco di intensità di precipitazione (t_p). Per la definizione di tali parametri si è proceduto nel seguente modo:

- Valutazione di alcuni eventi meteorici registrati nelle stazioni di riferimento per l'analisi idrologica, ritenuti significativi;
- Implementazione del modello idrologico con differenti tipi parametri di durata e posizione del picco, per valutare gli idrogrammi di piena risultanti.

Per quanto riguarda la valutazione di alcuni eventi meteorici significativi è stata presa in considerazione la stazione di Lagonegro, con riferimento ad alcuni eventi registrati nel dicembre 2020. Tali eventi, di cui si riportano le rappresentazioni grafiche in Figura 59 e Figura 60, sono stati scelti per presentare due differenti tipi di precipitazione: nel primo, di durata pari a circa 9 h, si riscontra un andamento dell'intensità di precipitazione caratterizzato da un picco posizionato a circa metà evento; nel secondo, di durata pari a circa 24 h, l'andamento dell'intensità di precipitazione è più costante, tanto è vero che l'altezza di precipitazione cumulata è molto simile ad una retta.

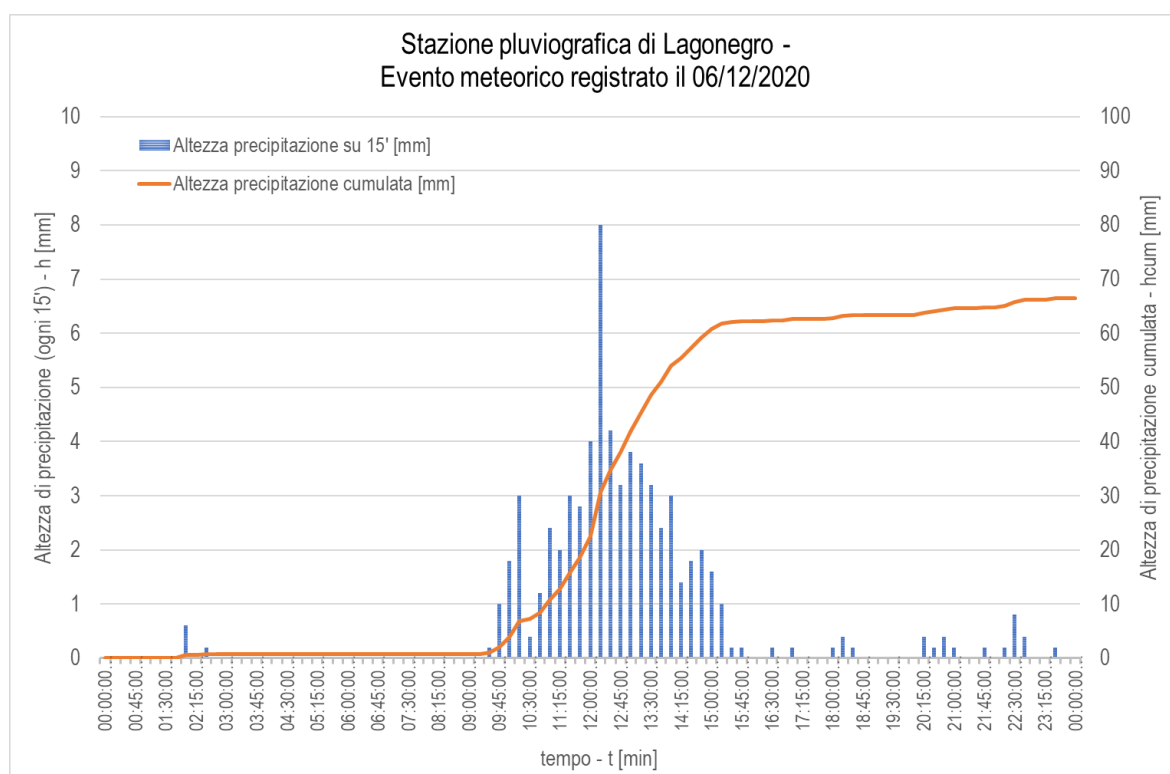


Figura 59: Altezza di precipitazione ogni 15' (istogramma in blu) e altezza di precipitazione cumulata (linea in arancione) per l'evento del 06/12/2020 registrato nella stazione di Lagonegro

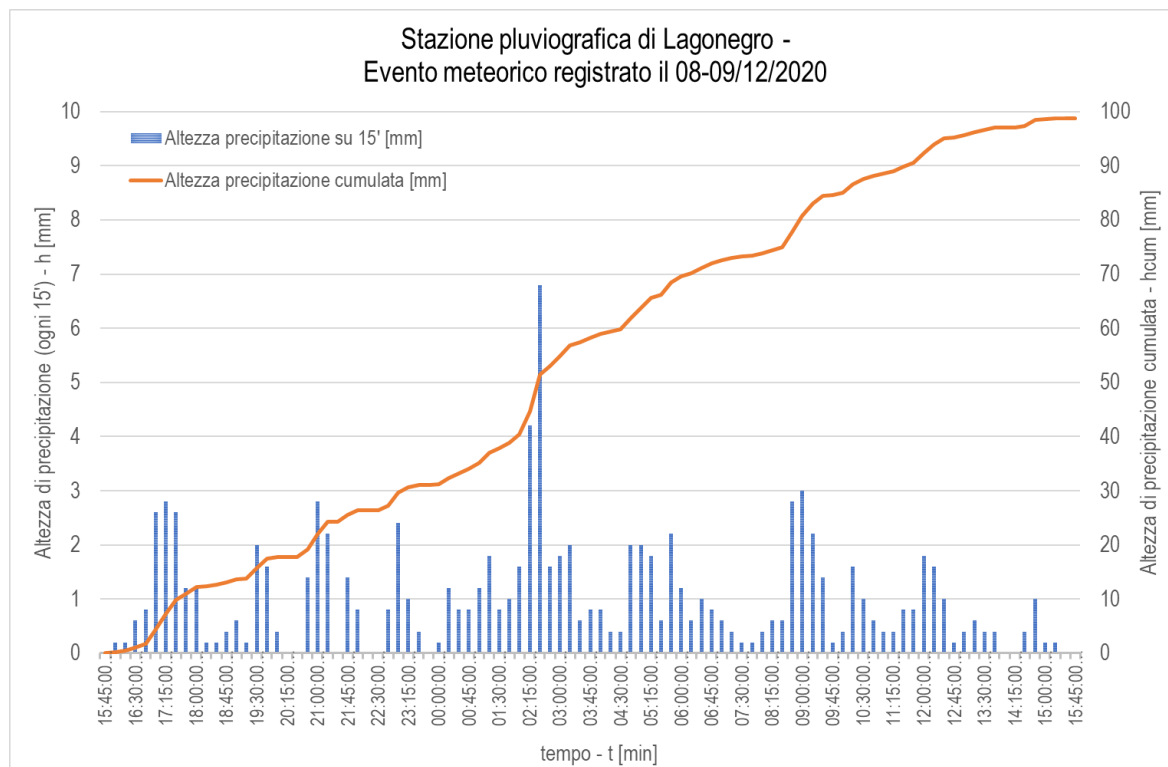


Figura 60: Altezza di precipitazione ogni 15' (istogramma in blu) e altezza di precipitazione cumulata (linea in arancione) per l'evento del 08-09/12/2020 registrato nella stazione di Lagonegro

Sulla base di questa valutazione si è scelto di implementare nel modello idrologico del bacino idrografico A tre differenti simulazioni, riferite ad uno specifico tempo di ritorno, pari a $T_r = 30$ anni.

Le caratteristiche degli eventi meteorici assegnate a tali 3 simulazioni sono elencate nel seguito:

1. Ietogramma di tipo costante con durata pari a $t_{prec} = 6 h$; l'intensità di precipitazione viene calcolata dividendo l'altezza di precipitazione totale riferita al $T_r = 30$ anni, ricavata dalle CPP del bacino idrografico A (Tabella 31), per l'intervallo temporale utilizzato nella simulazione, pari a 5 minuti;
2. Ietogramma di tipo variabile generato per mezzo della funzione "Frequency Storm", la quale richiede in input le altezze di precipitazione ricavate dalle CPP di Tabella 31, con durata pari a $t_{prec} = 6 h$ e picco di intensità di precipitazione posizionato al 75% della durata dell'evento, vale a dire $t_p = 4.5 h$;
3. Ietogramma di tipo variabile generato per mezzo della funzione "Frequency Storm", la quale richiede in input le altezze di precipitazione ricavate dalle CPP di Tabella 31, con durata pari a $t_{prec} = 12 h$ e picco di intensità di precipitazione posizionato al 50% della durata dell'evento, vale a dire $t_p = 6 h$.

Il risultato di tali simulazioni è presentato nella Figura 61.

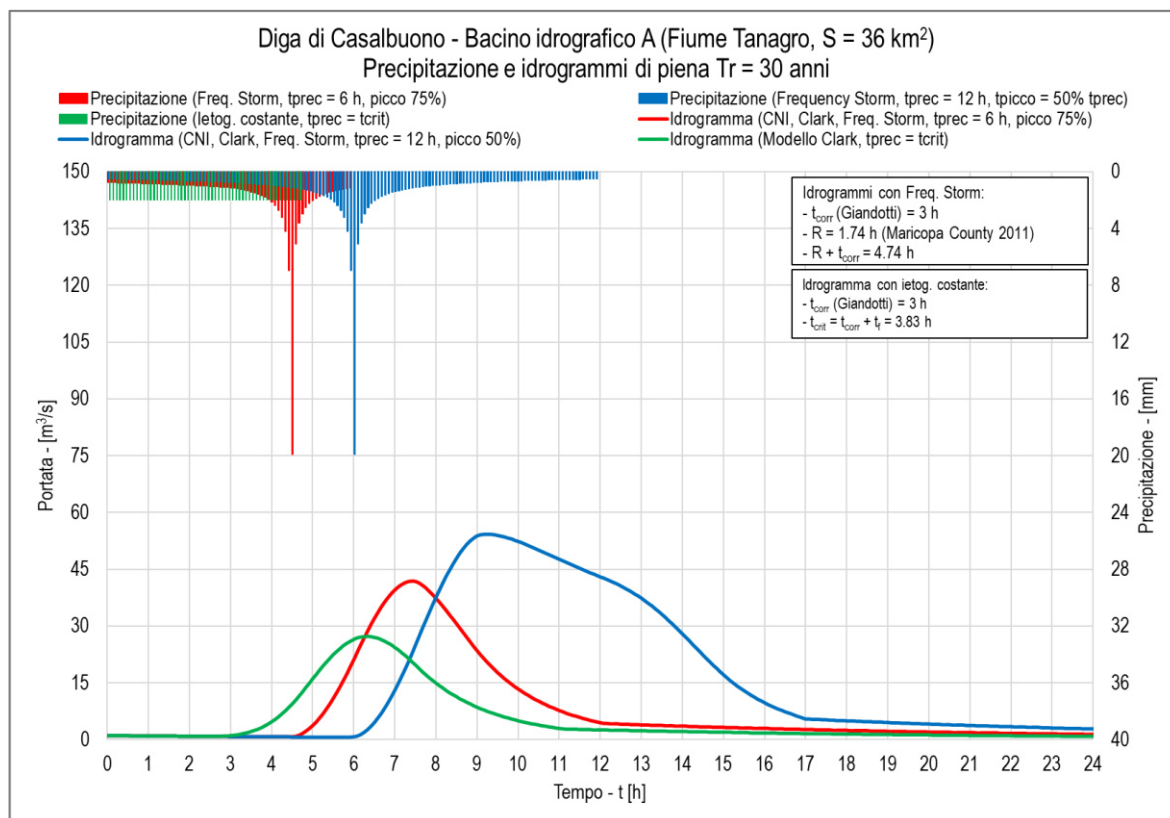


Figura 61: Confronto tra differenti eventi meteorici simulati (istogramma su assi secondari) e relativi idrogrammi di piena (curve continue su assi principali): in verde ietogramma costante di durata 6 h, in rosso ietogramma Freq. Storm di durata 6 h con picco al 75% e in blu ietogramma Freq. Storm di durata 12 h con picco al 50%

Definizione evento meteorico di riferimento – Bacino A				
	Posizione picco di altezza di precipitazione			t_p [h]
	Max altezza di precipitazione (su 5 minuti)			h_{max} [mm]
	Picco di portata			Q_{max} [m³/s]
	Posizione picco di portata			t_{Qmax} [h]
Simulazione	t_p [h]	h_{max} [mm]	Q_{max} [m³/s]	t_{Qmax} [h]
1	-	1.98	27.30	6.30
2	6	19.90	41.80	7.41
3	12	19.90	54.30	9.25

Tabella 39: Valori delle principali variabili ottenute dalle simulazioni effettuate per la definizione dell'evento meteorico di riferimento per il bacino idrografico A

Sulla base di tali risultati viene scelto di prendere come evento meteorico di riferimento quello calcolato nella simulazione n. 3. Tale assunzione è motivata dal fatto che la posizione temporale del tempo del picco di intensità di precipitazione risulta superiore non solo al tempo di corrivazione del bacino idrografico A ($t_{corr} = 2.99 h$), bensì alla somma di tempo di corrivazione e storage coefficient ($R = 1.74 h$): tale somma risulta pari a $t_{corr} + R = 4.73 h < t_p = 6 h$. Il picco di portata in tale simulazione risulta, inoltre, essere il più elevato, pari a $Q_{max} = 54.30 m^3/s$.

A partire dalla tale scelta, si assume che:

- La scelta di questo tipo di simulazione viene applicata a ciascun tempo di ritorno simulato nell'analisi idrologica di piena;
- viene applicato il medesimo evento di precipitazione anche al bacino idrografico D, per ciascuno dei tempi di ritorno simulati.

5.5.3 Idrogrammi di piena per tempi di ritorno significativi

Considerando quanto definito al §5.5.1 riguardo i parametri del modello idrologico ed al §0 riguardo il modello meteorologico sintetico, vengono calcolati gli idrogrammi di piena per alcuni tempi di ritorno ritenuti significativi nella presente analisi, vale a dire per $T_r = 30, 300, 3000$ anni, sia per il bacino idrografico A sia per il bacino idrografico D.

Gli idrogrammi sono riportati nelle seguenti Figura 62 e Figura 63, rispettivamente per il bacino idrografico A e D, mentre i principali valori risultanti dalle simulazioni sono sintetizzati nella Tabella 40.

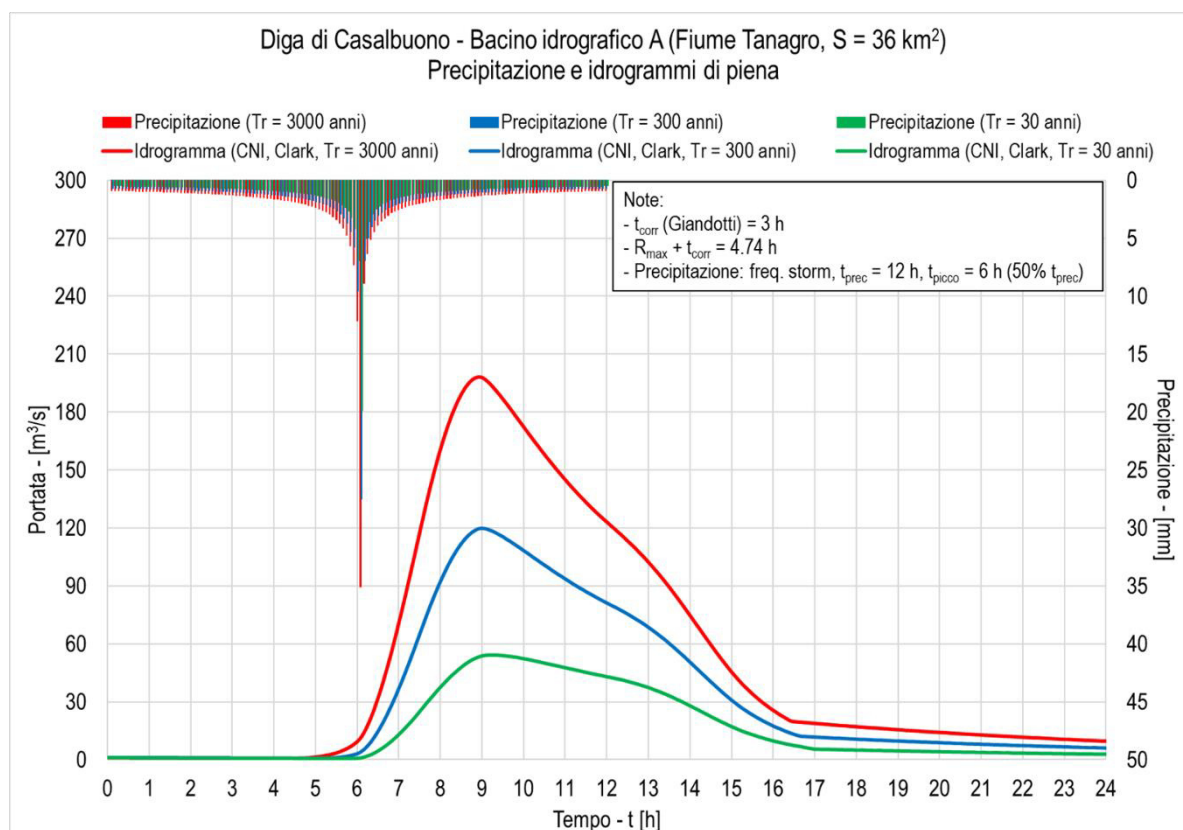


Figura 62: Ietogrammi di precipitazione (istogramma su assi secondari) e relativi idrogrammi di piena (curve continue su assi principali) calcolati per i tempi di ritorno di 30 anni (in verde), 300 anni (in blu) e 3000 anni (in rosso) per il bacino idrografico A

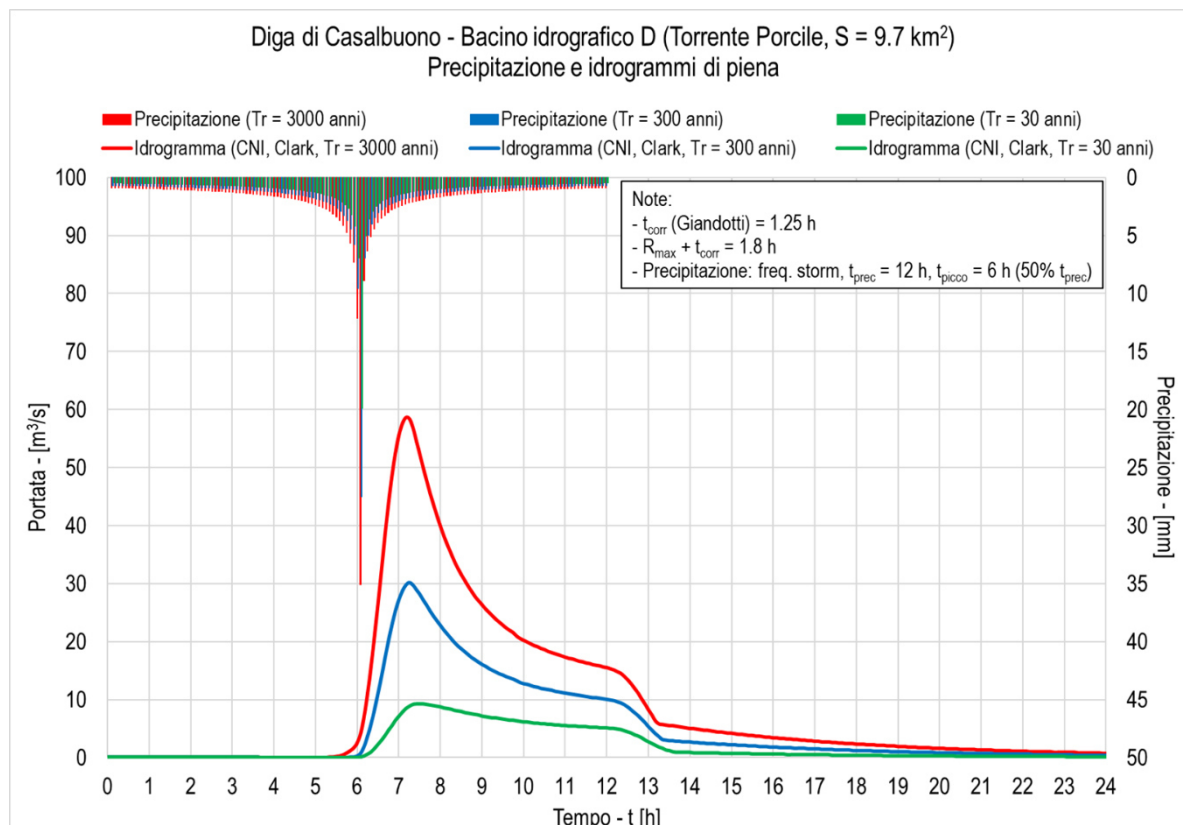


Figura 63: letogrammi di precipitazione (istogramma su assi secondari) e relativi idrogrammi di piena (curve continue su assi principali) calcolati per i tempi di ritorno di 30 anni (in verde), 300 anni (in blu) e 3000 anni (in rosso) per il bacino idrografico D

Analisi idrologica di piena – Bacini A e D			
		Max altezza di precipitazione (su 5 minuti)	
		h_{max} [mm]	
		Picco di portata	
		Q_{max} [m³/s]	
Bacino idrografico	Tempo di ritorno	h_{max} [mm]	Q_{max} [m³/s]
A	30	19.90	54.30
	300	27.51	119.90
	3000	35.08	198.20
D	30	19.90	9.20
	300	27.51	30.10
	3000	35.08	58.60

Tabella 40: Valori delle principali variabili ottenute dall'analisi idrologica per il bacino idrografico A e D per i tempi di ritorno significati pari a $Tr = 30, 300$ e 3000 anni

5.6 Definizione delle portate al colmo e degli idrogrammi di piena di progetto

I risultati ottenuti con l'applicazione del metodo VAPI-Campania per il calcolo delle portate al colmo (§5.4) e del metodo indiretto (§5.5) consentono di effettuare un confronto e di scegliere quali siano i valori di progetto, che verranno utilizzati nell'analisi idraulica successiva.

Il confronto è stato effettuato per entrambi i bacini idrografici A e D. I risultati sono riportati in Tabella 41 e rappresentati in Figura 64 e Figura 65.

Legenda				
tempo di ritorno di riferimento Clark - Gumbel (Freq. Storm, tprec = 12 h, picco 50%) - CNI VAPI Campania - (Qmax, Regressione Empirica)			Tr [anni]	
			Qmax (12h, CNI) [m3/s]	Qmax (VAPI, RE) [m3/s]
	Bacino idrografico A		Bacino idrografico D	
Tr	Qmax (VAPI, RE)	Qmax (12h, CNI)	Qmax (VAPI, RE)	Qmax (12h, CNI)
10	41.45	30	16.22	3.7
30	57.47	54.3	22.49	9.2
50	66.37	67.4	25.97	12.9
100	78.07	86.6	30.55	18.8
200	89.77	107.3	35.13	25.7
300	97.40	119.9	38.11	30.1
500	105.53	136.4	41.30	35.9
1000	114.94	159.6	44.98	44.2
3000	136.18	198.2	53.29	58.6

Tabella 41: Valori delle portate al colmo massime ottenute con il metodo VAPI-Campania e quelle ottenute con il metodo indiretto di Clark per il bacino idrografico A e D

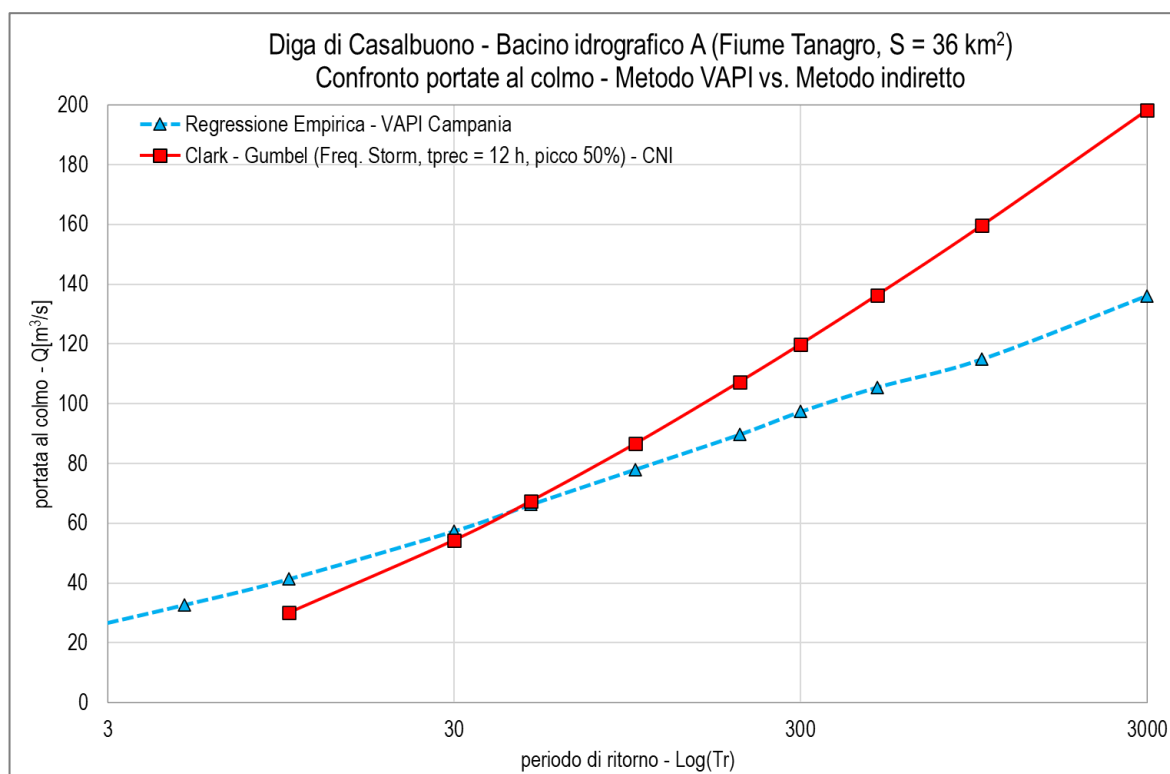


Figura 64: Confronto tra le portate al colmo massime ottenute con il metodo VAPI-Campania e quelle ottenute con il metodo indiretto di Clark per il bacino idrografico A

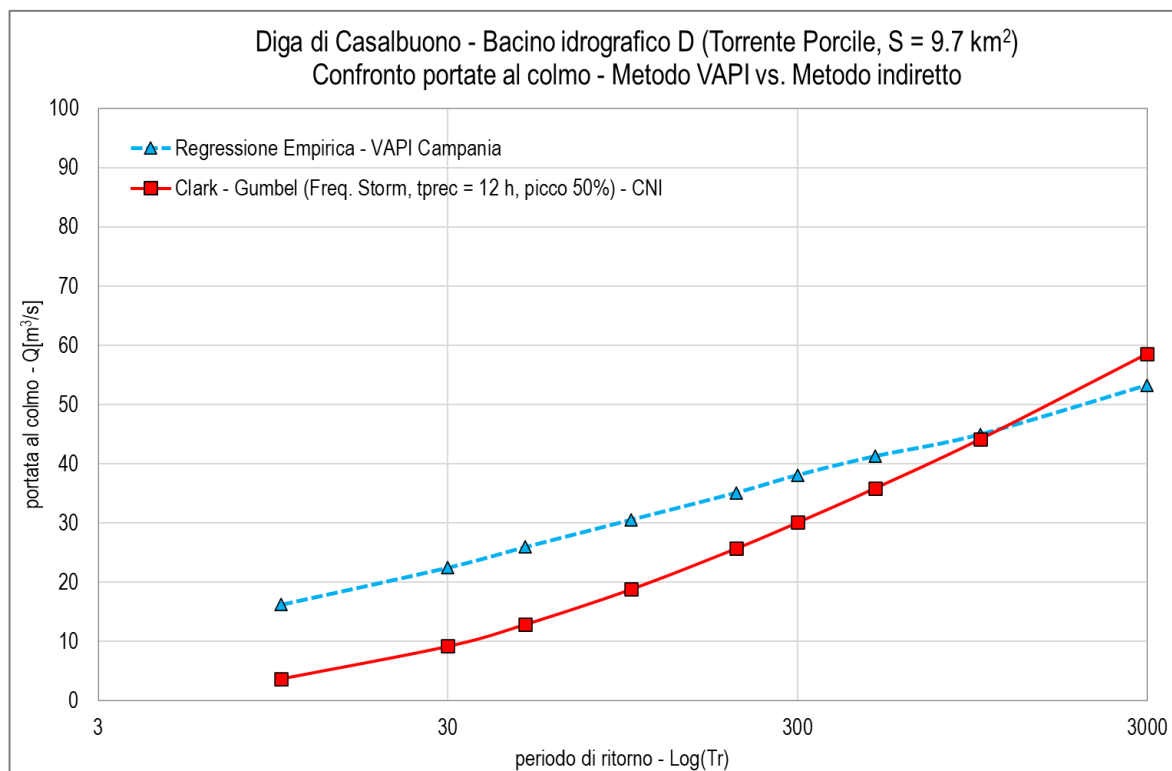


Figura 65: Confronto tra le portate al colmo massime ottenute con il metodo VAPI-Campania e quelle ottenute con il metodo indiretto di Clark per il bacino idrografico D

Per quanto riguarda il bacino idrografico A del fiume Tanagro si nota come, per i tempi di ritorno di $T_r = 30, 50$ anni, la portata al colmo è sostanzialmente equivalente tra le due metodologie; aumentando, invece, il tempo di ritorno il metodo indiretto fornisce valori decisamente più cautelativi. Tale tendenza è presente anche per quanto riguarda il bacino idrografico D, sebbene il metodo VAPI-Campania fornisca portate più elevate fino al tempo di ritorno $T_r = 1000$ anni.

La scelta della metodologia da tenere in considerazione per la successiva analisi idraulica ricade sul metodo indiretto, che per tempi di ritorno più elevati, utilizzati nel dimensionamento delle opere, fornisce valori più cautelativi in entrambi i casi. Si sottolinea inoltre che il metodo VAPI-Campania è basato su modelli regionalizzati, mentre il metodo indiretto qui applicato è basato su dati pluviometrici sito-specifici.

In Figura 66 e Figura 67 sono rappresentati gli ietogrammi di precipitazione ed i conseguenti idrogrammi di piena calcolati per il bacino idrografico A e D, scelti come riferimento per il dimensionamento idraulico delle opere di sbarramento.

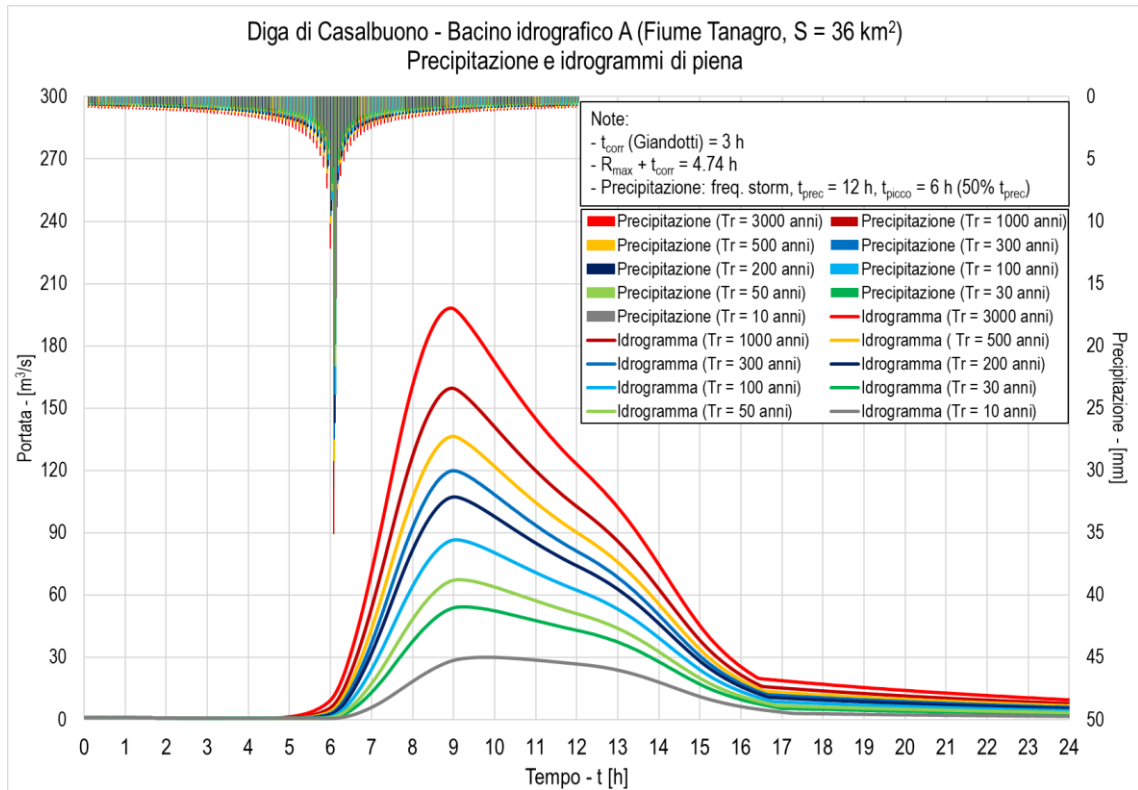


Figura 66: letogrammi di precipitazione (istogramma su assi secondari) e relativi idrogrammi di piena (curve continue su assi principali) calcolati per i tempi di ritorno $Tr = 10, 30, 50, 100, 200, 300, 500, 1000, 3000$ anni per il bacino idrografico A

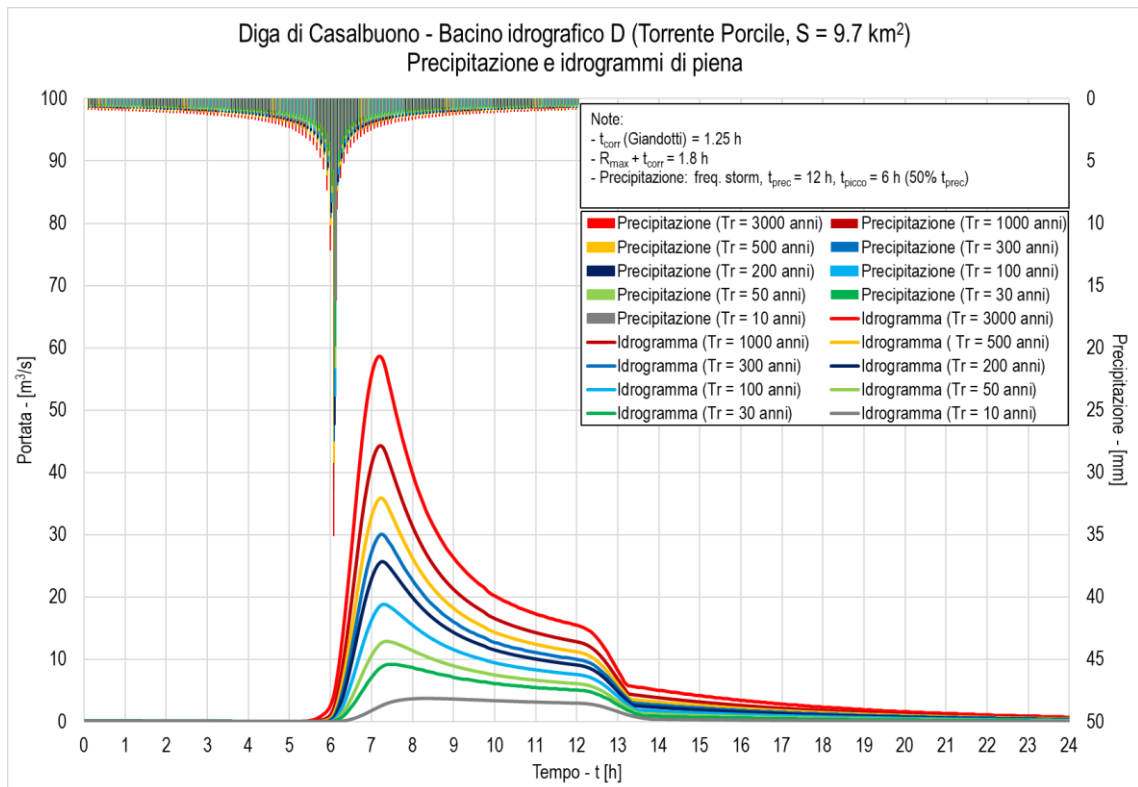


Figura 67: letogrammi di precipitazione (istogramma su assi secondari) e relativi idrogrammi di piena (curve continue su assi principali) calcolati per i tempi di ritorno $Tr = 10, 30, 50, 100, 200, 300, 500, 1000, 3000$ anni per il bacino idrografico D

6. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA IDRAULICA DELLE OPERE DI SCARICO

Si illustrano nelle seguenti Figura 68 (Alternativa 1, Diga A), Figura 70 (Alternativa 2, Diga A1*) Figura 71 (Alternativa 3, Diga A2*) Figura 69 (Alternativa 2 e 3, Diga D) estratti delle planimetrie di inquadramento delle opere di sbarramento, in modo da evidenziare qualitativamente l'ubicazione delle opere di scarico in ciascuno caso.

Nel presente capitolo vengono illustrate le analisi effettuate per il dimensionamento di tali opere di scarico, per ciascuna delle alternative progettuali.

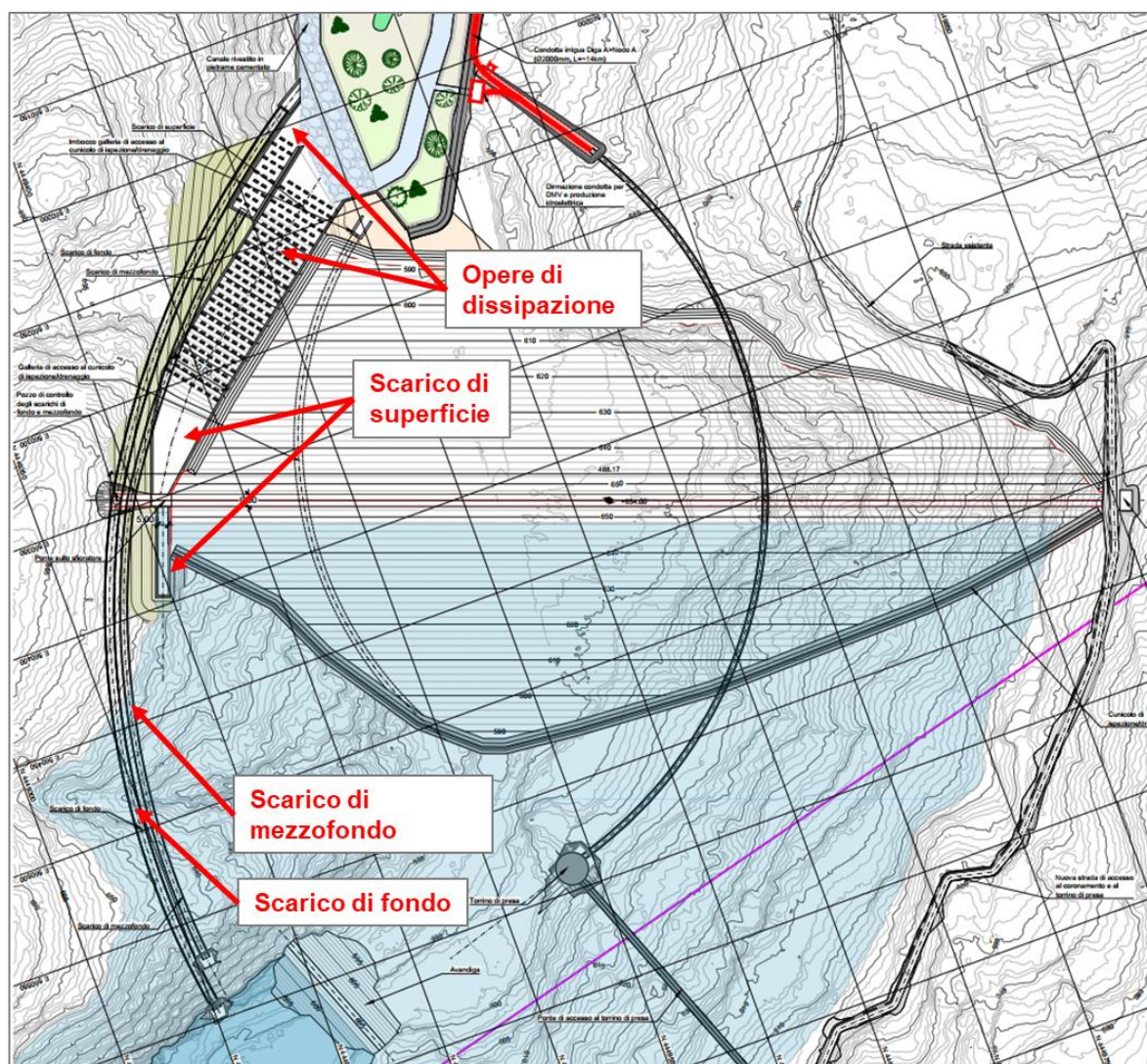


Figura 68: Alternativa 1: planimetria di inquadramento della Diga A

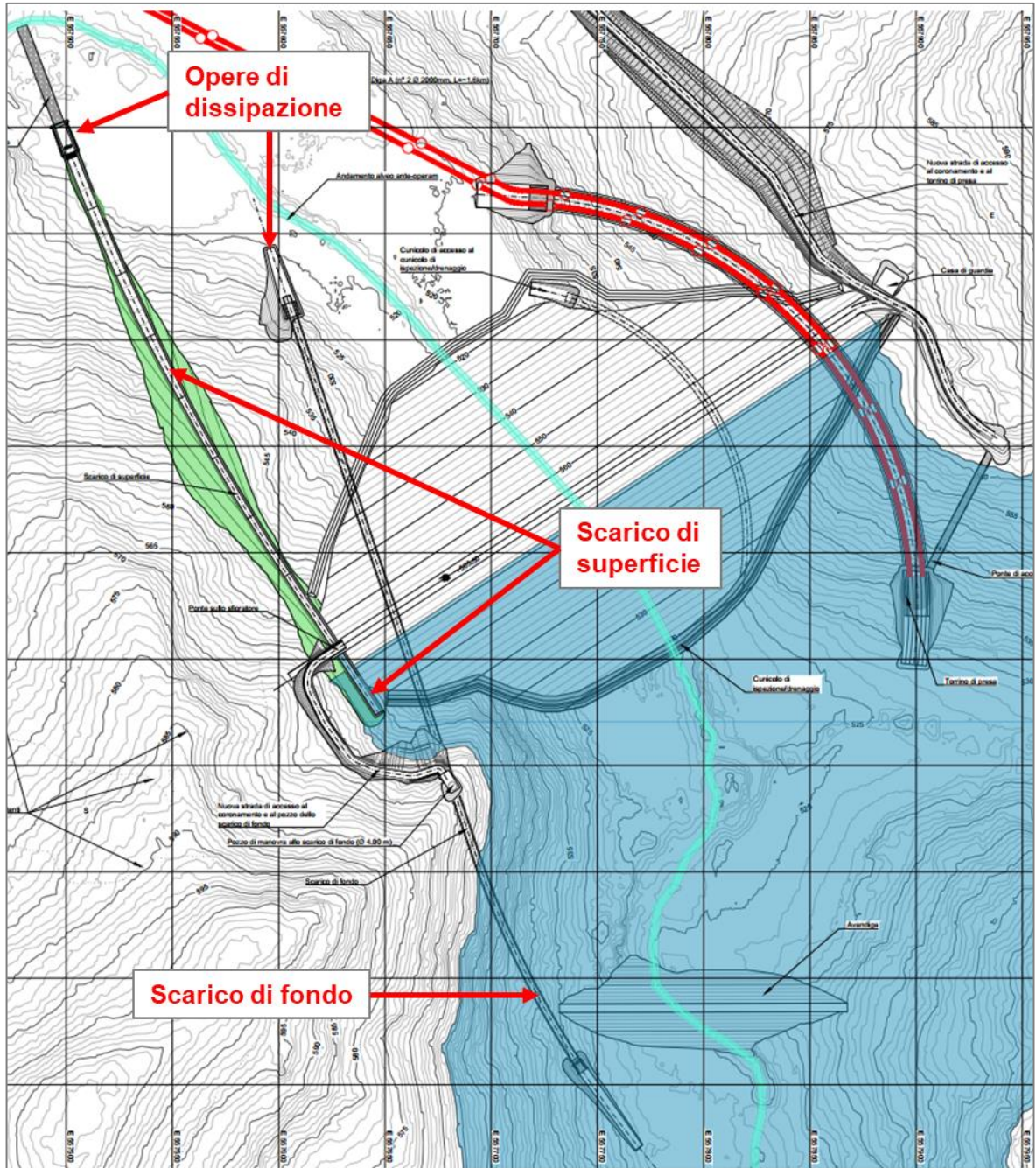


Figura 69: Alternativa 2 e 3: planimetria di inquadramento della Diga D

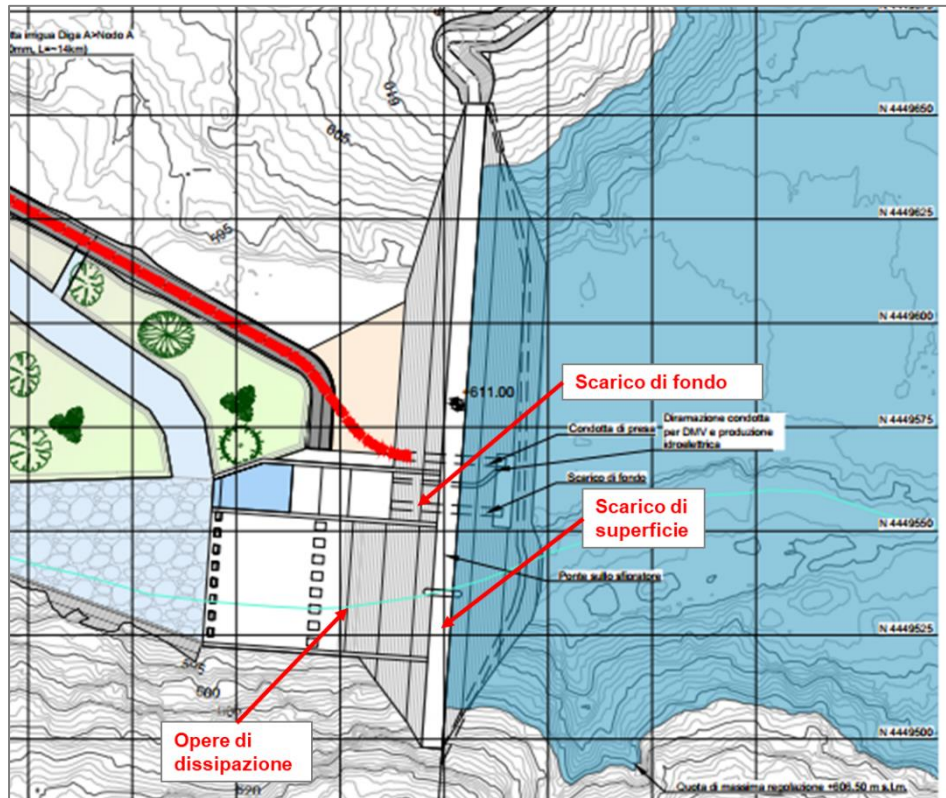


Figura 70: Alternativa 2: planimetria di inquadramento della Diga A1*

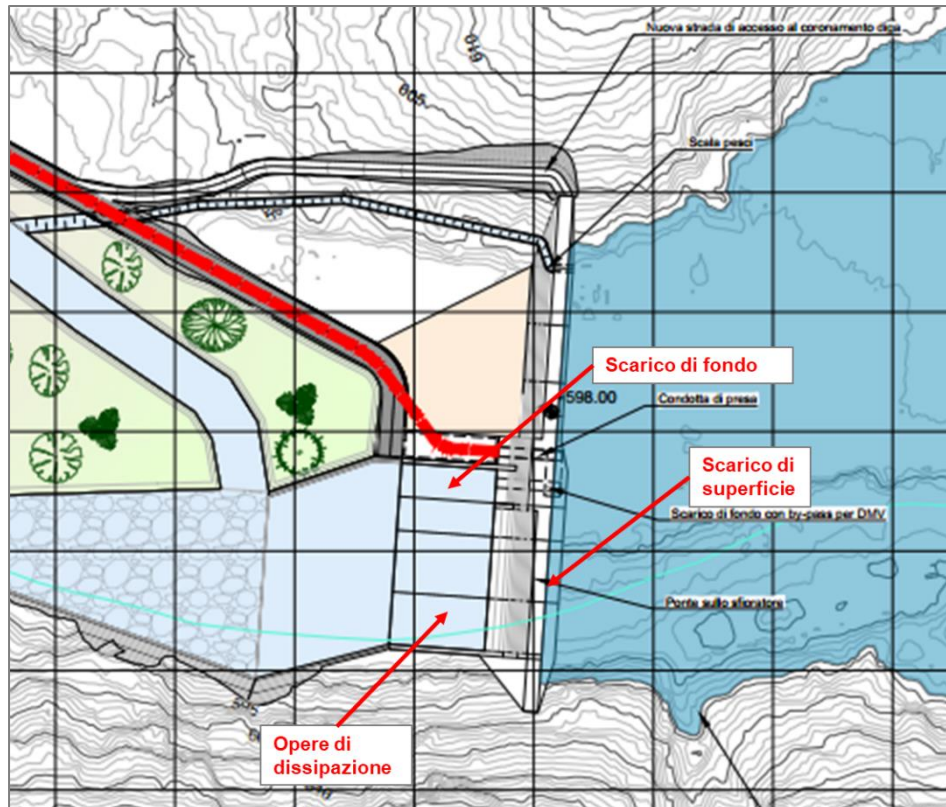


Figura 71: Alternativa 3: planimetria di inquadramento della Diga A2*

6.1 Curve caratteristiche del serbatoio e quote notevoli dell'invaso

Si rimanda interamente al paragrafo §4.1.

6.2 Approccio metodologico per il dimensionamento delle opere di scarico

Nel presente paragrafo, per ciascuna opera da dimensionarsi negli Alternative progettuali, vengono descritte le metodologie di calcolo applicate. In particolare:

- Scarico di superficie:
 - Caratteristiche geometriche;
 - Calcolo della capacità di efflusso dalla soglia sfiorante;
 - Verifica soglia sfiorante;
 - Verifica del franco netto secondo NTD 2014;
 - Vasca collettrice di portata;
 - Canale fagatore;
 - Opere di dissipazione dello scarico.
- Scarico di fondo, mezzofondo:
 - Caratteristiche geometriche;
 - Calcolo della capacità di efflusso (scarico di fondo e mezzofondo);
- Scarico di regolazione e laminazione:
 - Calcolo della capacità di laminazione dell'invaso.

Nel seguito si dettagliano le metodologie di calcolo che verranno applicate per il dimensionamento e verifica delle opere qui sopra sintetizzate.

6.2.1 Scarico di superficie

6.2.1.1 Calcolo della capacità di efflusso

La verifica della scelta progettuale di tale lunghezza sfiorante e carico idraulico sullo sfioro può essere eseguito analiticamente, calcolando la portata di efflusso in funzione dalla seguente formulazione:

$$Q = c \left(\frac{h}{h_0} \right) \cdot L' \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$$

nella quale:

- $Q [m^3/s]$ è la portata sfiorata (di efflusso);
- $h [m]$ è l'altezza corrente del carico idraulico che insiste sullo stramazzo all'istante considerato. Tale grandezza è misurata dal vertice superiore del profilo di sfioro;
- $h_0 [m]$ è il carico idraulico di riferimento (carico nominale), misurato da vertice superiore del profilo di sfioro;
- $c \left(\frac{h}{h_0} \right) [-]$ è il coefficiente di portata, o coefficiente di efflusso;

- L' [m] è la lunghezza efficace dello sfioro, condizionata dal numero e forma delle pile e delle spalle presenti.

Il calcolo di L' valuta gli effetti di contrazione, comunque limitati per il caso di studio, della vena idraulica per la presenza delle pile e delle spalle di sostegno. Gli effetti possono essere conteggiati valutando la lunghezza efficace come (Design of Small Dams, 1987, United States Department of the Interior):

$$L' = L - 2(N \cdot K_p + K_a)h$$

, nella quale:

- L [m] è la lunghezza netta della luce sfiorante;
- N [-] è il numero di pile;
- K_p [-] è il coefficiente di contrazione determinato dalle pile, pari a 0.01 per pile arrotondate;
- K_a [-] è il coefficiente di contrazione determinato dalle spalle, assunto pari a 0.05, trattandosi di spalle senza invito sagomato.

L'applicazione della formula, per il presente caso, diventa:

$$L' = L - 2(N \cdot K_p + K_a)h$$

Quando insiste il carico di riferimento h_0 , la lunghezza efficace si riduce rispetto alla lunghezza libera di sfioro.

Il coefficiente di portata $C \left(\frac{h}{h_0} \right)$ varia in funzione del rapporto tra il carico idraulico corrente h e quello di riferimento h_0 (carico nominale); il relativo andamento si assume come da indicazione del United States Department of the Interior (Figura 6, Design of small Dams, 1987), che può essere riprodotto con il seguente polinomio di approssimazione:

$$\frac{C}{C_{h_0}} = -0.063 \cdot \left(\frac{h}{h_0} \right)^2 + 0.2683 \cdot \frac{h}{h_0} + 0.7986$$

Il coefficiente di portata C_{h_0} riferito alle condizioni del carico di riferimento h_0 , ovvero per $h = h_0$, è assunto pari a 0.482. Si riporta, inoltre, in Figura 81 la scala delle portate dalla soglia sfiorante ed in Tabella 44 i relativi valori di calcolo.

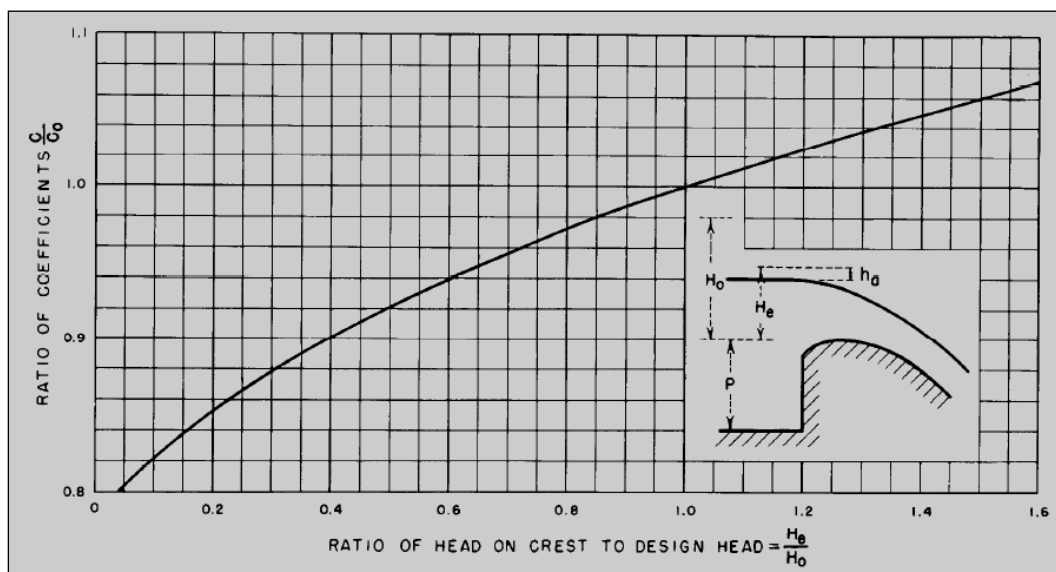


Figura 72: Andamento del coefficiente di portata in funzione del carico idraulico sulla soglia sfiorante

6.2.1.2 Verifica soglia sfiorante

In funzione delle caratteristiche geometriche definite per l'opera viene implementato un codice di calcolo che restituisce la portata sfiorata durante l'evento di piena di riferimento. Tale codice di calcolo viene utilizzato anche per il calcolo della capacità di laminazione dell'invaso.

Per il calcolo, si ricorre alla nota equazione dei serbatoi:

$$Q_a - Q_e = S \cdot \frac{dz}{dt}$$

, di cui le variabili sono le seguenti:

- Q_a portata affluente alla diga, ricavata dalle elaborazioni idrologiche;
- Q_e portata in uscita dal serbatoio;
- S superficie dello specchio liquido d'acqua;
- z quota dello specchio liquido d'acqua nel serbatoio.

La discretizzazione dell'equazione è svolta con il metodo alle differenze finite, considerando l'andamento della quota dello specchio liquido in determinati istanti separati da intervalli temporali costanti:

$$\overline{Q_a} - \overline{Q_e} = \overline{S} \cdot \frac{\Delta z}{\Delta t}$$

, da cui:

$$\Delta z = \frac{(\overline{Q_a} - \overline{Q_e})\Delta t}{\overline{S}}$$

, dove le variabili sono:

- \overline{Q}_a portata affluente media nell'intervallo di tempo Δt ;
- \overline{Q}_e portata scaricata media nel tempo Δt ;
- \overline{S} superficie dello specchio liquido d'acqua media nel tempo Δt .

La portata affluente corrisponde all'evento meteorico di piena, assunto per verificare la capacità di laminazione del serbatoio. Le variabili di superficie $S(z)$ e di portata effluente $Q_e(z)$ invece sono calcolate come valori mediati nell'intervallo di variazione della quota dello specchio liquido, afferente al passo temporale assunto. Tali valori sono ottenuti da sequenze iterative: al tempo iniziale $t = t_0$ risulta essere $z = z_0$ e $S = S_0$.

Nell'intervallo Δt generico:

- $\overline{Q}_e^{[1]} = Q_e(z = z_0)$
- $\overline{S}^{[1]} = S_0$
- $\Delta z^{[1]} = \frac{\overline{Q}_a - \overline{Q}_e^{[1]}}{\overline{S}^{[1]}} \cdot \Delta t$

, da cui si ricavano stime migliorate della portata effluente e della superficie dello specchio liquido d'acqua:

- $\overline{Q}_e^{[2]} = Q_e\left(z = \frac{z_0 + (z_0 + \Delta z^{[1]})}{2}\right)$
- $\overline{S}^{[2]} = S\left(z = \frac{z_0 + (z_0 + \Delta z^{[1]})}{2}\right)$
- $\Delta z^{[2]} = \frac{\overline{Q}_a - \overline{Q}_e^{[2]}}{\overline{S}^{[2]}} \cdot \Delta t$.

Si procede in questo modo fino ad una tolleranza accettabile.

Utilizzando il valore del carico fondamentale h_0 ottenuto, la definizione geometrica del profilo della soglia sfiorante viene riprodotta secondo il profilo di tipo Creager-Scimemi secondo la seguente formulazione:

$$\frac{y}{h_0} = 0.5 \left(\frac{x}{h_0} \right)^{1.85}$$

con l'origine delle coordinate posta nel vertice 0 del profilo, situato in corrispondenza del vertice della cresta.

Rispetto alla seguente Figura 73 si ottiene che:

- $x_0 = 0.285 \cdot h_0$
- $y_0 = 0.12 \cdot h_0$
- $r = 0.40 \cdot h_0$
- $x_1 = \frac{h_0}{(n \cdot C \cdot \theta)^{\frac{1}{n-1}}}$
- $y_1 = \frac{C \cdot x_1^n}{h_0^{n-1}}$
- $sp = (h_0 + y_1)\theta - x_1$

con $C = 0.5$, $n = 1.85$ e θ la pendenza.

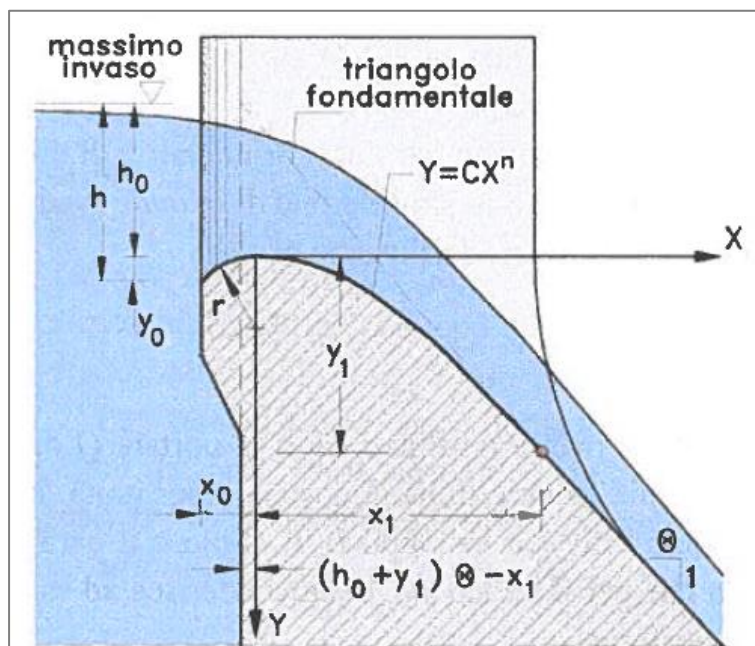


Figura 73: Schema di soglia a sfioro libero con evidenza degli elementi geometrici principali

6.2.1.3 Verifica del franco netto secondo NTD 2014

La definizione del Franco Netto Fr_N secondo la NTD 2014 è riportata nel capitolo §3.

Le onde generate dal vento ed i rispettivi valori di run-up possono essere assunti dalla seguente tabella (ripresa dall'art. C.2 della NTD 2014), in funzione del fetch corrispondente alla quota di massimo invaso.

Tabella 42: Valori minimi del Franco netto da assicurare per le dighe in materiali sciolti

Velocità vento [km/h]	Ampiezza d'onda [m]									
	Fetch [km]									
	1	2	4	6	8	10	11	20	40	50
100	0.27	0.38	0.53	0.65	0.75	0.84	0.88	1.18	1.67	1.87
80	0.20	0.29	0.40	0.49	0.57	0.64	0.67	0.90	1.27	1.42
60	0.14	0.20	0.29	0.35	0.41	0.45	0.48	0.64	0.90	1.01
40	0.09	0.13	0.18	0.22	0.26	0.29	0.30	0.40	0.57	0.63
	run_up [m]									
	0.033	0.063	0.12	0.17	0.223	0.273	0.298	0.518	0.973	1.188

All'articolo C.1 delle NTD 2014, viene prescritto che il franco netto non sia inferiore ai seguenti valori per le dighe in materiali sciolti (Tabella 43).

Tabella 43: Valori minimi del Franco netto da assicurare per le dighe in materiali sciolti

<i>altezza della diga: fino a [m]</i>	15	90 o più
<i>franco netto [m]</i>	1,5	3,5

Per i valori intermedi dell'altezza della diga, il franco netto è determinato per interpolazione. L'altezza della diga è definita (art. B.1 delle NTD 2014) come la differenza tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più depresso dei paramenti.

La norma prosegue richiedendo che ai valori di Tabella 43 siano da aggiungere i previsti abbassamenti del coronamento derivanti dai cedimenti del terreno e del rilevato dopo il termine della costruzione, nonché quelli derivanti dalle azioni sismiche, da calcolarsi con adeguati modelli; questi ultimi non dovranno comunque essere assunti inferiori a 0.5 cm per metro di altezza della diga.

6.2.1.4 Vasca colletttrice di portata

Nel caso di dighe in materiali sciolti, in cui lo scarico di superficie non può attraversare il corpo dello sbarramento, si usa generalmente prevedere una vasca colletttrice di portata. Tale opera ha la funzione di raccogliere le portate scaricate dalla soglia sfiorante e di trasferirle in modo controllato verso valle.

Il profilo idraulico lungo il canale collettore può generare rigurgito alla portata sfiorante. Pertanto, nel proseguo, si indaga il profilo idraulico lungo il canale collettore in funzione del livello idraulico nell'invaso e della portata effettivamente sfiorata. Il calcolo viene svolto a mezzo dell'equazione della quantità di moto, discretizzata lungo lo sviluppo del canale per intervalli di 0.5 m.

L'equazione della quantità è notoriamente impiegata per schematizzare il fenomeno dell'immissione/sottrazione di portata in un canale prismatico qualora la portata immessa/sottratta non sia di entità trascurabile rispetto alla portata defluente nel canale. Il teorema della quantità di moto è basato sulla definizione delle spinte statiche e dinamiche sollecitanti una massa fluida; tale schematizzazione non richiede la valutazione delle dissipazioni di energia, elemento di difficile computazione nei fenomeni di immissione di portata. Il teorema considera il bilancio tra le forze esterne e le quantità di moto agenti su un volume fluido (Figura 74), delimitato da due facce ortogonali alla direzione del deflusso e a distanza infinitesima δx .

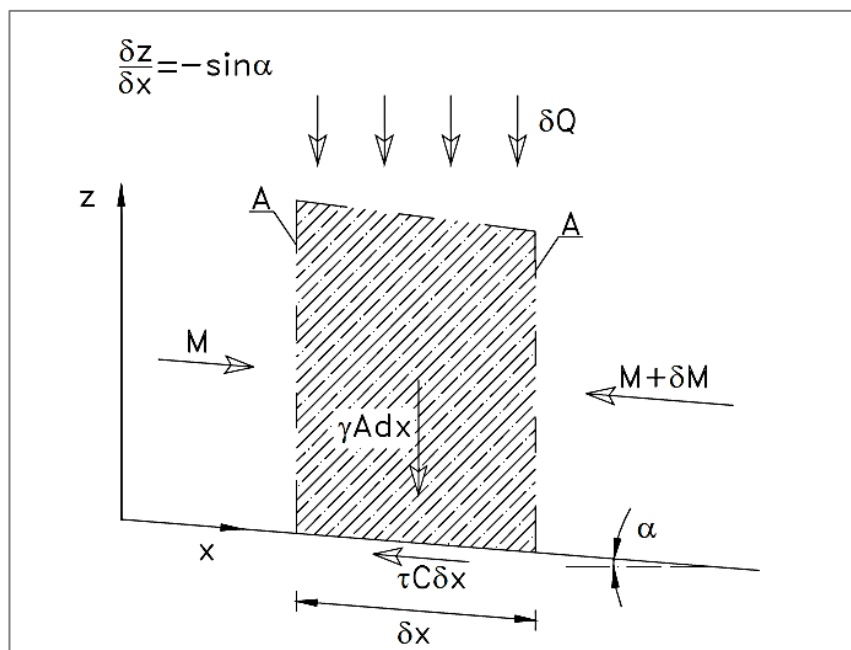


Figura 74: Tratto elementare di corrente con alimentazione di portata

Il teorema della quantità di moto si esprime dal bilancio delle forze agenti sul tratto elementare di corrente:

$$-\gamma \cdot \delta M - \gamma \cdot A \cdot \delta x \frac{\delta z}{\delta x} - \tau \cdot C \cdot \delta x = 0$$

nella quale C è il contorno del volume di controllo del corpo fluido. Si introduce l'ipotesi di moto uniforme per esplicitare gli sforzi tangenziali agenti sul contorno:

$$\tau = \gamma \cdot R_H \cdot j = \gamma \cdot \frac{A}{C} \cdot j, \text{ da cui deriva } \frac{\delta M}{\delta x} = A \cdot (i_f - j).$$

Imponendo il limite $\delta x \rightarrow 0$, il rapporto incrementale si traduce in derivata:

$$\lim_{\delta x \rightarrow 0} \frac{\delta M}{\delta x} = \frac{dM}{dx} = A \cdot (i_f - j).$$

Si calcola poi la medesima derivata dall'espressione della spinta totale M :

$$M = y_G \cdot A + \frac{Q^2}{g \cdot A};$$

della quale le variabili del problema sono le seguenti:

- $y = y(x)$ tirante
- $A = A(y)$ area idraulica
- $Q = Q(x)$ portata defluente
- $y_G \cdot A = S(y)$ momento statico dell'area bagnata.

La derivata della quantità di moto risulta:

$$\frac{dM}{dx} = \frac{d(y_G \cdot A)}{dy} \frac{dy}{dx} + \frac{2Q}{gA} \frac{dQ}{dx} + \frac{d}{dA} \left(\frac{1}{A} \right) \frac{Q^2}{g} \frac{dA}{dy} \frac{dy}{dx}.$$

La derivata del monte statico e dell'area (Figura 75) si possono ricavare geometricamente:

$$d(y_G \cdot A) = (y_G + dy)A + \frac{dy^2}{2}B - y_G \cdot A \cong dy \cdot A; \frac{dA}{dy} = B.$$

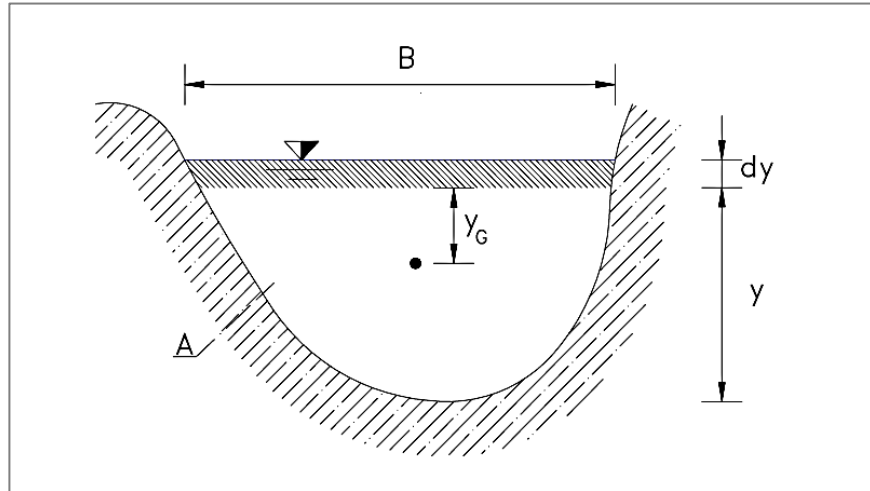


Figura 75: Sezione generica trasversale di deflusso

La derivata della quantità di moto assume pertanto la seguente forma:

$$\frac{dM}{dx} = A \frac{dy}{dx} + \frac{2Q}{gA} \frac{dQ}{dx} - \frac{Q^2 B}{gA^2} \frac{dy}{dx}.$$

Combinando le precedenti equazioni, si ricava l'equazione che esprime l'andamento del profilo libero di un canale con immissione continua di portata:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{i_f - j - 2 \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{1 - F^2}.$$

La risoluzione dell'equazione viene svolta mediante discretizzazione e con l'esplicitazione delle grandezze idrauliche procedendo da valle verso monte, essendo la corrente subcritica. La condizione di valle è fissata dalla sezione di controllo, che impone l'instaurarsi dell'altezza critica.

Attribuendo il pedice i alla sezione di valle, i cui valori delle grandezze sono noti, ed il pedice $i + 1$ alla sezione immediatamente a monte, con valori incogniti delle rispettive grandezze, l'equazione della quantità di moto viene discretizzata come a seguire:

$$\frac{y_i - y_{i+1}}{x_i - x_{i+1}} = \frac{i_f - \frac{1}{2}(j_i + j_{i+1}) - \frac{(Q_i + Q_{i+1})}{g \left[\frac{1}{2}(A_i + A_{i+1}) \right]^2} (Q_i - Q_{i+1})}{1 - \left[\frac{1}{2}(F_i + F_{i+1}) \right]^2}$$

da cui

$$y_{i+1} = y_i - \frac{i_f - \frac{1}{2}(j_i + j_{i+1}) - \frac{(Q_i + Q_{i+1})}{g \left[\frac{1}{2}(A_i + A_{i+1}) \right]^2} (Q_i - Q_{i+1})}{1 - \left[\frac{1}{2}(F_i + F_{i+1}) \right]^2} (x_i - x_{i+1}).$$

La cadente piezometrica j viene esplicitata secondo il modello del moto uniforme $j = \frac{Q^2}{K_S^2 \cdot R_H^{\frac{4}{3}} \cdot A^2}$; il

numero di Froude $F = \frac{Q}{\sqrt{gA}}$.

Il valore di Q_i viene calcolato sulla base di quanto esposto in precedenza al §6.3.1.4, sostituendo a L il valore di $\Delta x = x_{i+1} - x_i$, pari a 0.5 m, e utilizzando il coefficiente di efflusso $C\left(\frac{h}{h_0}\right) = C_0$ secondo la formulazione descritta. Quest'ultimo coefficiente rimane valido fino a quando il deflusso sulla soglia sfiorante non subisce effetti di rigurgito dal profilo della corrente nella vasca colletttrice di portata.

Il valore soglia nella vasca per il quale il deflusso sulla soglia sfiorante non viene rigurgitato viene misurato in termini di altezza idrica relativa rispetto alla quota del petto di sfioro:

$$h_{lim} = \frac{2}{3} * h_0$$

Il dimensionamento dell'opera viene effettuato rispettando tale condizione ed evitando che si verifichi la condizione di rigurgito.

6.2.1.5 Canale fugatore

Il canale fugatore è connesso alla sezione di valle della vasca colletttrice di portata e ha la funzione di convogliare la portata di sfioro verso le opere di dissipazione a valle. Tale opera è prevista nei casi in cui, per motivazioni di carattere topografico, non sia possibile restituire la portata nel corso d'acqua immediatamente a valle della diga.

Nella presente analisi la geometria del canale fugatore portata viene definita in funzione delle caratteristiche plano-altimetriche del sito. La verifica idraulica viene effettuata ricorrendo al calcolo del moto uniforme in funzione della portata di sfioro.

6.2.1.6 Opera di dissipazione dello scarico

In funzione della morfologia della valle e delle caratteristiche del moto in arrivo a valle delle opere di scarico, vengono scelte opportuni dispositivi per la dissipazione dell'energia della corrente, seguendo quanto presente in letteratura e, in particolare, ricorrendo alle seguenti opere tipo suggerite dall'U.S.B.R.:

- a. Tipo III: l'opera è costituita da una vasca di dissipazione, il cui scopo consiste nella dissipazione del carico cinetico acquisito dalla corrente durante il deflusso lungo il canale fugatore, inducendo il fenomeno del risalto, che si sviluppa tra il tirante idraulico in arrivo alla vasca da monte, che si definisce y_1 , ed il tirante idraulico che si instaura a valle della vasca, definito y_2 . Il fenomeno idraulico che si realizza è riconducibile all'immagine Figura 76.

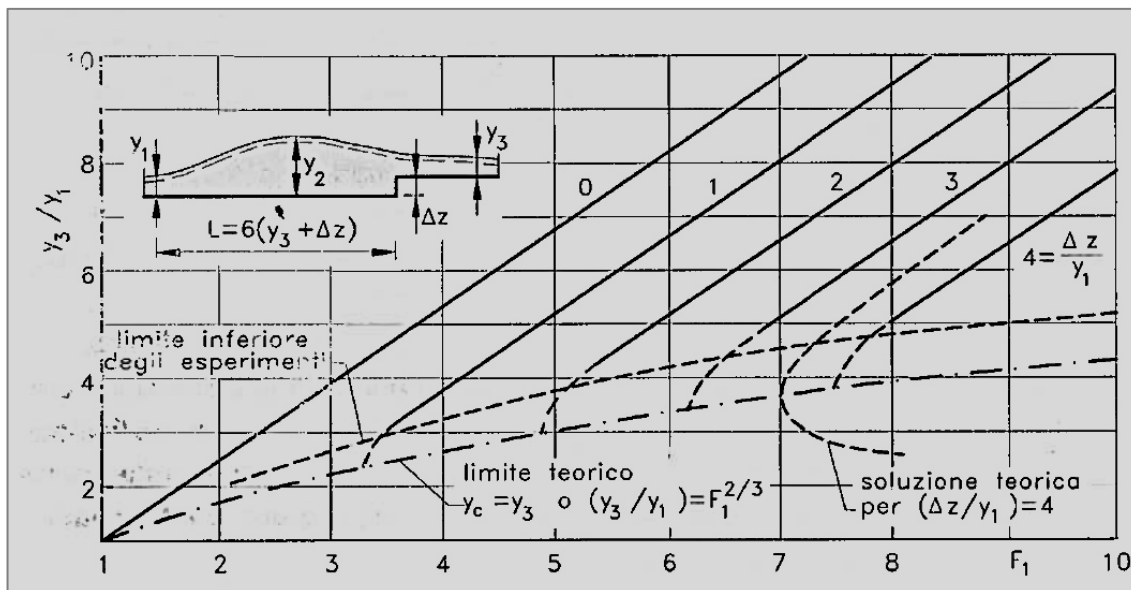


Figura 76: Schema del risalto indotto da un gradino al termine della vasca di dissipazione

I parametri idraulici da considerare sono:

- y il tirante idraulico;
- v la velocità;
- q la portata specifica, a circa $6 \frac{m^2}{s \cdot m}$ per il deflusso su soglia libera, che può essere considerato in questo caso;
- F il numero di Froude;
- $H = y + \frac{v^2}{2g}$ l'energia specifica rispetto al fondo.

La dissipazione può considerarsi efficace quando induce il fenomeno del risalto idraulico, imponendo, attraverso il gradino, il passaggio all'energia minima, pari alla condizione critica.

Le equazioni di bilancio per simulare il fenomeno sono:

- $H_1 = H_0 + z_{0-1}$, nella quale H_0 sarebbe misurata dalla sommità dello sfioro, mentre z_{0-1} rappresenta il salto idraulico tra la sommità dello sfioro e la quota di scorrimento della vasca di dissipazione; in questo caso si considera come H_1 l'energia specifica della corrente calcolata rispetto al moto uniforme che si instaura lungo il tratto di canale fuggatore terminale;
- $y_2 = y_1 \frac{1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} \right)$, che rappresenta l'altezza coniugata, ovvero il tirante di corrente lenta dopo il risalto. L'equazione deriva dal bilancio della quantità di moto tra la sezione 1 e 2;
- $H_3 = H_2 - z_{2-3}$, nella quale z_{2-3} rappresenta l'altezza del gradino.

Il dimensionamento dei blocchi dissipatori come della lunghezza della platea è stabilito dalla consultazione dei grafici sperimentali esposti in Figura 77. Questa opera tipo per la dissipazione viene prevista se la corrente in arrivo da monete è caratterizzata da $F > 4.5$ e $v < 17 \text{ m/s}$.

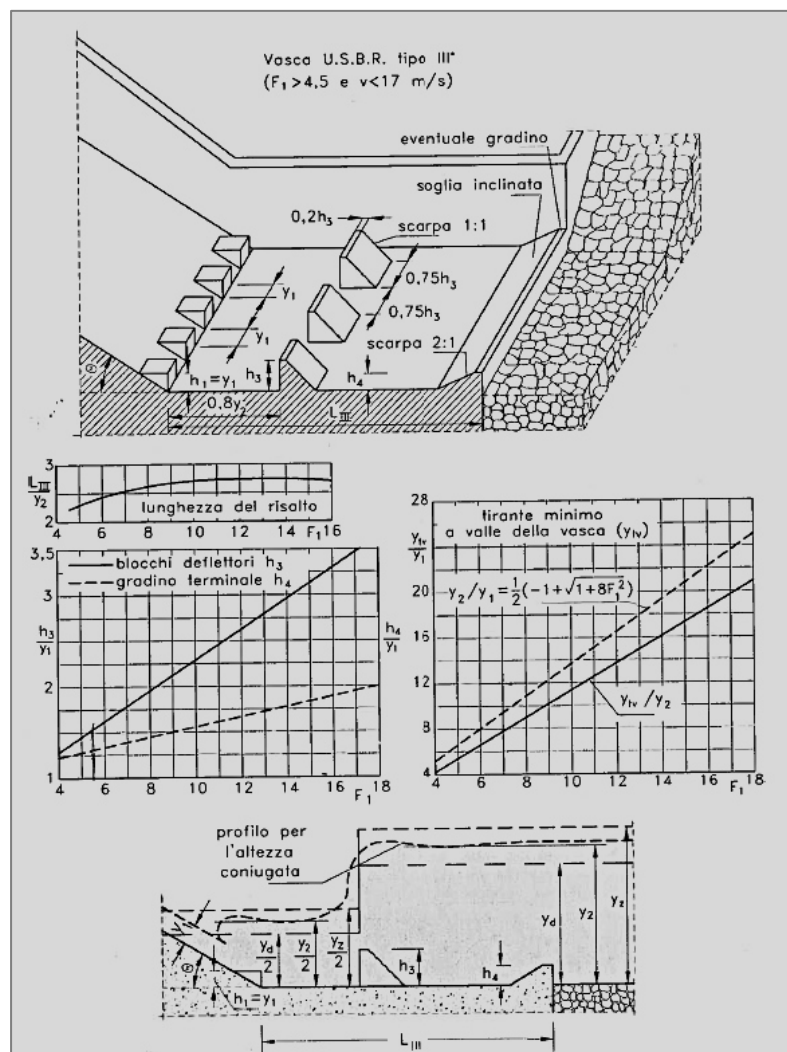


Figura 77: Caratteristiche della vasca USBR tipo III

- b. Tipo IX: questo dispositivo è utile nei casi in cui, come il presente, è necessario fare defluire la portata da una quota ad un'altra con elevate pendenze, limitando al minimo le opere di protezione al piede dello scivolo: il dispositivo consente, infatti, di dissipare la gran parte dell'energia che altrimenti la corrente verrebbe a guadagnare a causa del forte dislivello tra monte e valle.

Questo tipo di opera è in grado di far defluire a valle un massimo di 6 m³/s per metro di larghezza e le condizioni in ingresso allo scivolo devono essere critiche. Nella sezione di ingresso dello scivolo si inserisce un gradino verso l'alto rispetto al tratto di monte, in modo che la velocità a monte sia inferiore a quella critica, che risulta pari a:

$$y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Le caratteristiche dei blocchi sporgenti, seguendo le indicazioni riportate graficamente in Figura 78, dipendono essenzialmente dall'altezza degli stessi, la quale viene raccomandata pari a $H = 0.8 \cdot y_c$; le altre variabili risultano:

- $W = 1.5 \cdot H$ (larghezza blocco e distanza trasversale tra blocchi);
- $B = \frac{H}{2} + 0.2H$, $b = 0.2H$ (base maggiore e minore blocco);
- $D = 2 \cdot H$ (distanza longitudinale tra blocchi);
- $H_{muro} = 3 \cdot H$ (altezza dei muri laterali, misurata normale allo scivolo).

L'ultima fila di blocchi sporgenti a valle viene prevista al di sotto del livello del pietrame alla rinfusa, che deve avere dimensioni non inferiori ai 15-30 cm.

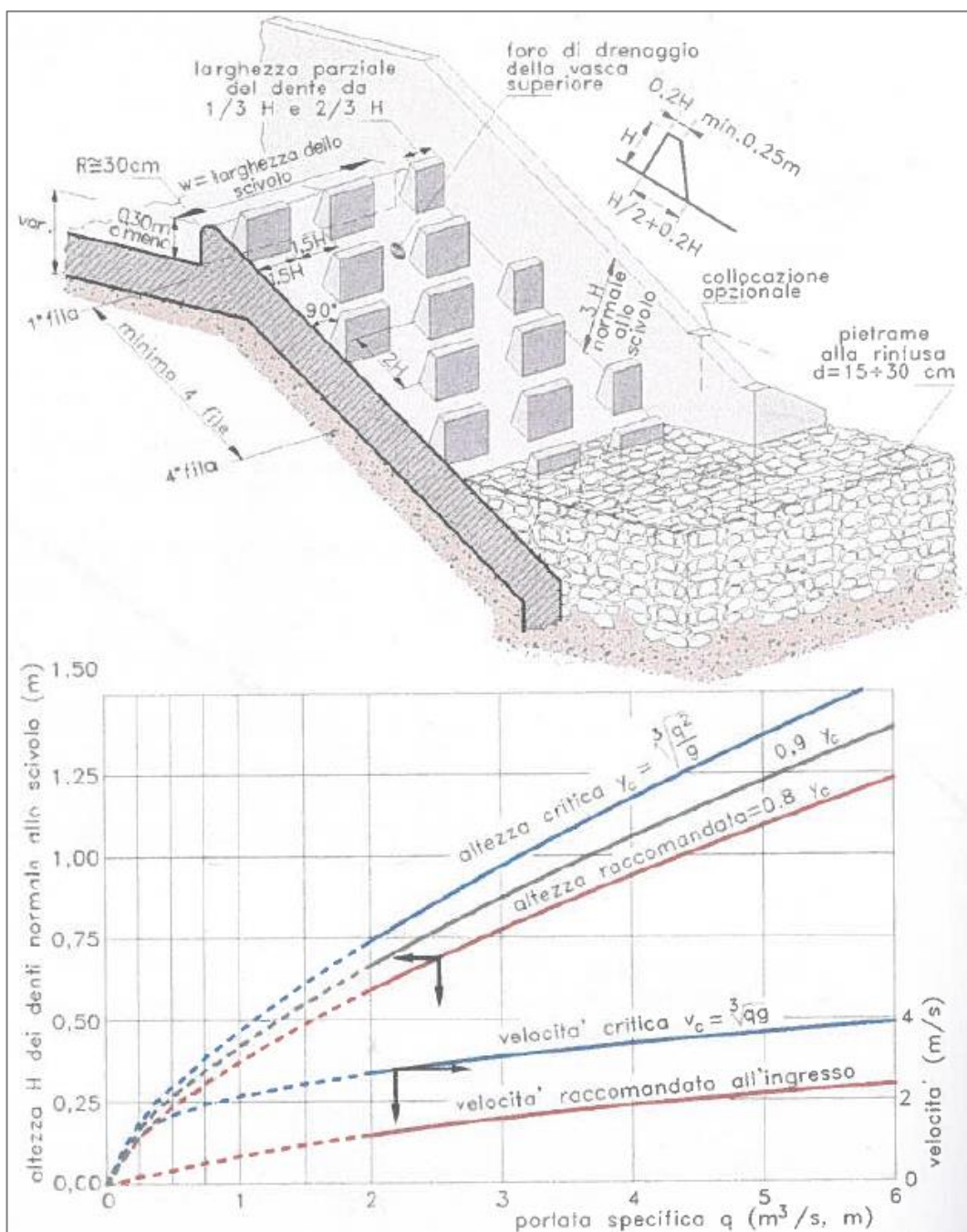


Figura 78: Dissipatore a scivolo con blocchi sporgenti (U.S.B.R. – tipo IX), in alto, e altezza dei denti in funzione della portata specifica, in basso

6.2.2 Scarico di fondo e di mezzofondo

6.2.2.1 Capacità dello scarico di fondo e mezzofondo

Il dimensionamento dell'opera viene effettuato per mezzo del calcolo della portata esitata secondo la schematizzazione idraulica attribuita a tale opera, riconducibile ad una luce con funzionamento sotto battente per carico idraulico superiore a 1.5 volte la luce dello scarico, e a pelo libero per carichi inferiori.

Si considerano le seguenti grandezze:

- Y [m] altezza del carico idraulico nel serbatoio conteggiata dalla soglia inferiore dello scarico;
- b [m] dimensioni interne dell'imbocco dello scarico (0), alla camera di manovra (1) e a valle della camera di manovra (2);
- $D_{0,g}$; $A_{0,g}$; $R_{H,0,g}$ [m] diametro, area idraulica e raggio idraulico dell'imbocco dello scarico (0), della galleria (g).
- v_{in} [m/s] velocità di deflusso all'imbocco dello scarico
- v_g [m/s] velocità di deflusso nella sezione della galleria a monte della regolazione;
- v_c [m/s] velocità di deflusso nella sezione contratta dalla paratoia piana di regolazione;
- L [m] lunghezza del condotto di scarico dall'imbocco alla paratoia di regolazione;
- K_s [$\frac{m^{\frac{1}{3}}}{s}$] scabrezza del condotto di scarico;
- J [-] cadente piezometrica lungo il condotto;
- $\sum \lambda$ [-] sommatoria delle perdite di carico localizzate lungo il condotto (fino alla paratoia di regolazione);
- a [m] altezza della luce libera di scarico regolata dalla paratoia piana;
- a_{max} [m] altezza della camera di manovra, corrispondente all'apertura massima della paratoia piana;
- C_c [-] coefficiente di contrazione della vena liquida in corrispondenza della paratoia piana di regolazione;
- $k_{in} = 0.3$ [-] coefficiente di perdita di carico all'imbocco del condotto;
- $k_g = 0.01$ [-] coefficiente di perdita di carico in corrispondenza delle gargamature della paratoia piana di guardia;
- Q [m^3/s] portata di scarico.

Il funzionamento dello scarico varia in funzione del carico idraulico Y che insiste sull'imbocco. In particolare, considerando il carico idraulico Y in ordine discendente:

1. Per $Y > 1.5 \cdot a$, lo scarico funziona come una luce di fondo, alla quale si attribuisce un valore del coefficiente di contrazione C_c secondo l'andamento rappresentato alla Figura 79

(suggested design curve). Entro tale limite, il tratto di condotto dall'imbocco alla paratoia di regolazione è totalmente occupato dal deflusso (full flow condition), mentre il tratto restante, dalla sezione di regolazione fino allo sbocco, ospita il deflusso a pelo libero in regime di corrente rapida

- Quando il carico idraulico Y scende al di sotto del carico critico $Y = Y^* \leq 1.5 \cdot a$, si instaura il deflusso a pelo libero anche in corrispondenza dell'imbocco (partly full flow), che risulta non più sommerso. Nella zona di imbocco si instaura la condizione di corrente critica con tirante $y_c = \frac{2}{3}Y$. Il deflusso si mantiene a pelo libero fino allo sbocco.

Nel seguito si riportano le equazioni per il calcolo operativo della portata esitata, nei 2 casi sopra descritti, richiamando le due configurazioni come "Condizione 1" e "Condizione 2".

Per la "Condizione 1", il calcolo della portata deriva dal bilancio di energia tra l'imbocco e la sezione di regolazione a mezzo di paratoia piana (vertical lift gate):

$$Y - \sum \lambda - J \cdot L = C_c \cdot a + \frac{v_c^2}{2g}$$

Il bilancio si risolve introducendo le equazioni che esplicitano le perdite di carico concentrate e distribuite, nonché la continuità idraulica nelle tre sezioni, contrassegnate dai pedici, corrispondenti all'imbocco (0), alla sezione piena nel condotto (1) ed alla sezione contratta alla paratoia (2):

- $J = \frac{v_g^2}{K_s^2 \cdot R_{H1}^{4/3}}$
- $\sum \lambda = k_{in} \cdot \left| \frac{v_g^2}{2g} - \frac{v_{in}^2}{2g} \right| + k_g \cdot \frac{v_g^2}{2g} + k_g \cdot \frac{v_c^2}{2g}$
- $v_{in} \cdot A_0 = v_g \cdot A_1 = v_c \cdot b \cdot a$.

Ne deriva l'espressione della velocità di deflusso alla sezione contratta, in corrispondenza della paratoia di regolazione, e la relativa portata:

$$v_c = \frac{\sqrt{2g(Y - C_c \cdot a)}}{\sqrt{1 + k_g \left[1 + \left(\frac{A_c}{A_1} \right)^2 \right] + \left(\frac{A_c}{A_1} \right)^2 \cdot \frac{2g \cdot L}{K_s^2 \cdot R_{H,g}^{4/3}} + k_{in} \left[\left(\frac{A_c}{A_1} \right)^2 \right]}}$$

$$Q = C_Q \cdot a \cdot b_1 \cdot \sqrt{2g(Y - C_c \cdot a)}$$

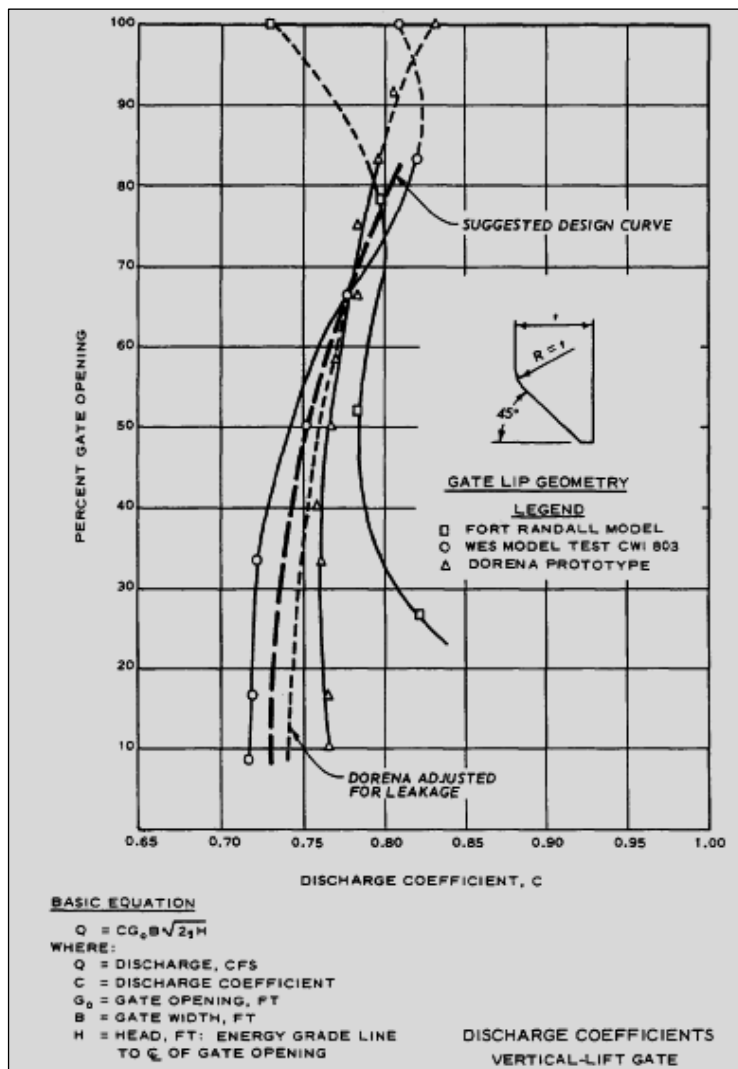
, con

$$C_Q = \frac{C_c}{\sqrt{1 + k_g \left[1 + \left(\frac{A_c}{A_1} \right)^2 \right] + \left(\frac{A_c}{A_1} \right)^2 \cdot \frac{2g \cdot L}{K_s^2 \cdot R_{H,g}^{4/3}} + k_{in} \left[\left(\frac{A_c}{A_1} \right)^2 \right]}}$$

Nella "Condizione 1", C_c è derivato dalle indicazioni fornite dallo US Army Corps of Engineers - *Hydraulic Design Of Reservoir Outlet Work* (1980), riportate graficamente nel seguito (Figura 79).

Può quindi ottenersi la formula polinomiale che permette di derivare il Coefficiente di contrazione C_c in funzione dell'apertura della paratoia:

$$C_c = 0.0178 \cdot a^2 - 0.0119 \cdot a + 0.7298$$



a [m]	a/amax	Cc
0.30	0.10	0.727
0.60	0.20	0.730
0.90	0.30	0.735
1.20	0.40	0.740
1.50	0.50	0.750
1.80	0.60	0.770
2.10	0.70	0.780
2.40	0.80	0.805

Figura 79: Coefficiente di contrazione in corrispondenza di paratoia piana (Vertical Lift Gate) all'interno di condotto di scarico. Nella tabella in destra si riportano i valori del coefficiente di contrazione al variare dell'apertura della paratoia di regolazione

Nella "Condizione 2", lo scarico di fondo funziona a pelo libero anche nel tratto di regolazione. La relativa portata è derivabile considerando l'altezza critica del deflusso alla regolazione, ovvero:

$$Q = \sqrt{g \cdot y_c} \cdot y_c \cdot b_1 = \sqrt{g \cdot \frac{2}{3} Y} \cdot \frac{2}{3} Y \cdot b_1$$

nella quale con b_1 [m] si considera la larghezza della luce alla regolazione.

6.2.3 Scarico di regolazione e laminazione

6.2.3.1 Calcolo della capacità di laminazione dell'invaso

Un apposito scarico di regolazione e laminazione, come viene descritto in seguito, viene esclusivamente previsto per la diga A1* nell'Alternativa 2. Tale manufatto è costituito da luci scatoari posizionate all'interno del corpo dello sbarramento, le quali si prevedono regolate da paratoie e vengono dimensionate in modo da garantire un significativo effetto di laminazione.

Per valutare la capacità di scarico del manufatto di regolazione si procede in un modo analogo a quanto descritto per lo scarico di fondo, ma con la differenza che si ricorre ad una differente formulazione per il calcolo della capacità di efflusso da una luce scatoare, che è soggetto ad un carico idraulico indicativamente dello stesso ordine di grandezza dell'apertura della luce stessa.

Quella che era definita "Condizione 1" si suddivide in due sotto-condizioni:

1.1 per $1.5 < Y \approx 10a$ tale manufatto funziona come una luce di fondo, alla quale si attribuisce un valore del coefficiente di contrazione C_d^* , a cui la letteratura tecnica attribuisce ad un valore teorico variabile tra 0.50 e 0.60. La curva suggerita in letteratura per la definizione di tale coefficiente è rappresentata in Figura 80.

Può quindi ottenersi la formula polinomiale che permette di derivare il Coefficiente di contrazione C_d^* in funzione dell'apertura della paratoia:

$$C_d^* = -0.0044 \cdot \left(\frac{Y}{a}\right)^2 + 0.0708 \cdot \frac{Y}{a} + 0.3975$$

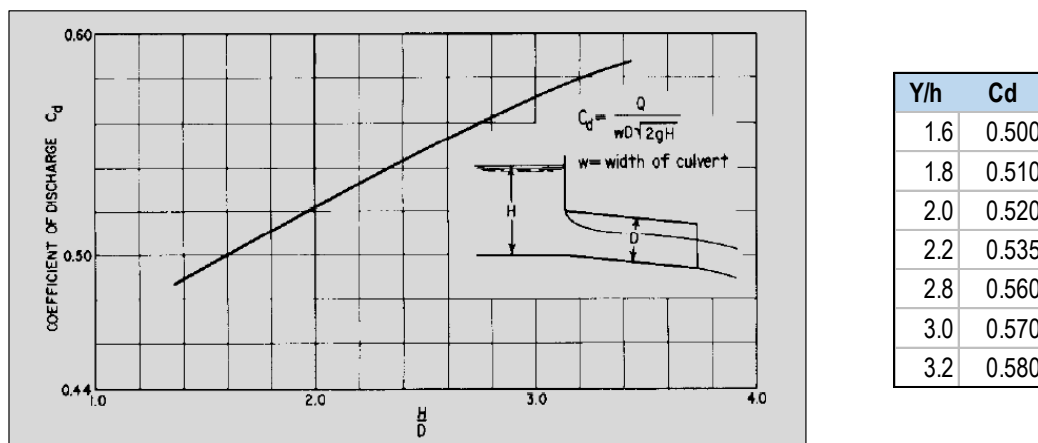


Figura 80: Coefficiente di portata per luce con ingresso sommerso (Design of Small Dams)

1.2 per $Y > 10a$ il coefficiente di contrazione diventa assimilabile a quanto definito nella cosiddetta "Condizione 1" dello scarico di fondo, vale a dire $C_d^* = C_c$ (si veda punto 1.).

A seconda che ci si trovi nella "Condizione 1.1" o nella "Condizione 1.2", la portata di efflusso dal manufatto di regolazione viene calcolata con la seguente formula:

$$Q = C_Q \cdot a \cdot b_1 \cdot \sqrt{2g(Y)}$$

, in cui il coefficiente C_Q si assume pari a C_d^* oppure a C_c , rispettivamente.

Nella “Condizione 2”, ovvero quando il carico Y che insiste sulla soglia di imbocco è tale per cui $Y < 1.5 \cdot a$, lo scarico di fondo funziona a pelo libero anche nel tratto di regolazione. La relativa portata è derivabile considerando l'altezza critica del deflusso alla regolazione, ovvero:

$$Q = \sqrt{g \cdot y_c} \cdot y_c \cdot b_1 = \sqrt{g \cdot \frac{2}{3} Y \cdot \frac{2}{3} Y} \cdot b_1$$

, nella quale con b_1 [m] si considera la larghezza della luce del manufatto di regolazione.

Nel caso delle due opere di maggiori dimensioni, vale a dire la Diga A e la Diga D, il calcolo della capacità di laminazione dell'invaso viene effettuato considerando un'apertura parziale dello scarico di fondo, secondo le formulazioni presentate nel §6.2.2.1.

6.3 Dimensionamento dello scarico di superficie

6.3.1 Alternativa 1: Diga A sul fiume Tanagro

6.3.1.1 Caratteristiche geometriche

Lo scarico di superficie si compone delle seguenti parti d'opera, che vengono descritte qualitativamente seguendo il verso della corrente che vi defluisce:

- una soglia sfiorante, posizionata in sinistra idraulica e sagomata secondo il profilo Creager-Scimemi, con quota di stramazzo pari alla quota di massima regolazione dell'invaso $H_{reg,A} = 648.50$ m s. m. m.. La lunghezza di sfioro è pari a $L = 42$ m, costituita da un unico settore.
- una vasca collettrice di portata, in fregio alla soglia sfiorante dello scarico di superficie, di lunghezza pari alla lunghezza della soglia stessa. La sezione trasversale di tale vasca è di tipo rettangolare, di larghezza pari a $B = 5$ m. La parete in destra idraulica è costituita dal petto stramazzone, mentre la parete in sinistra raggiunge con la sua sommità la quota di coronamento della diga.
- Uno scivolo dissipatore, dimensionato secondo l'opera USBR tipo IX°. La sezione trasversale è di tipo rettangolare di larghezza e lungo tale scivolo vengono disposti blocchi sporgenti allo scopo di dissipare l'energia della corrente.

6.3.1.2 Calcolo della capacità di efflusso

La capacità di efflusso della soglia sfiorante viene analiticamente definita secondo quanto espresso al paragrafo §6.2.1.2. Considerando la lunghezza sfiorante pari a $L = 42$ m ed il carico di progetto $h_0 = 1.50$ m, si ottiene la massima portata di efflusso $Q_{e,Max} = 164$ m³/s.

La scala delle portate in efflusso dalla soglia sfiorante è rappresentata in Figura 81 ed i relativi valori di calcolo sono riportati in Tabella 44.

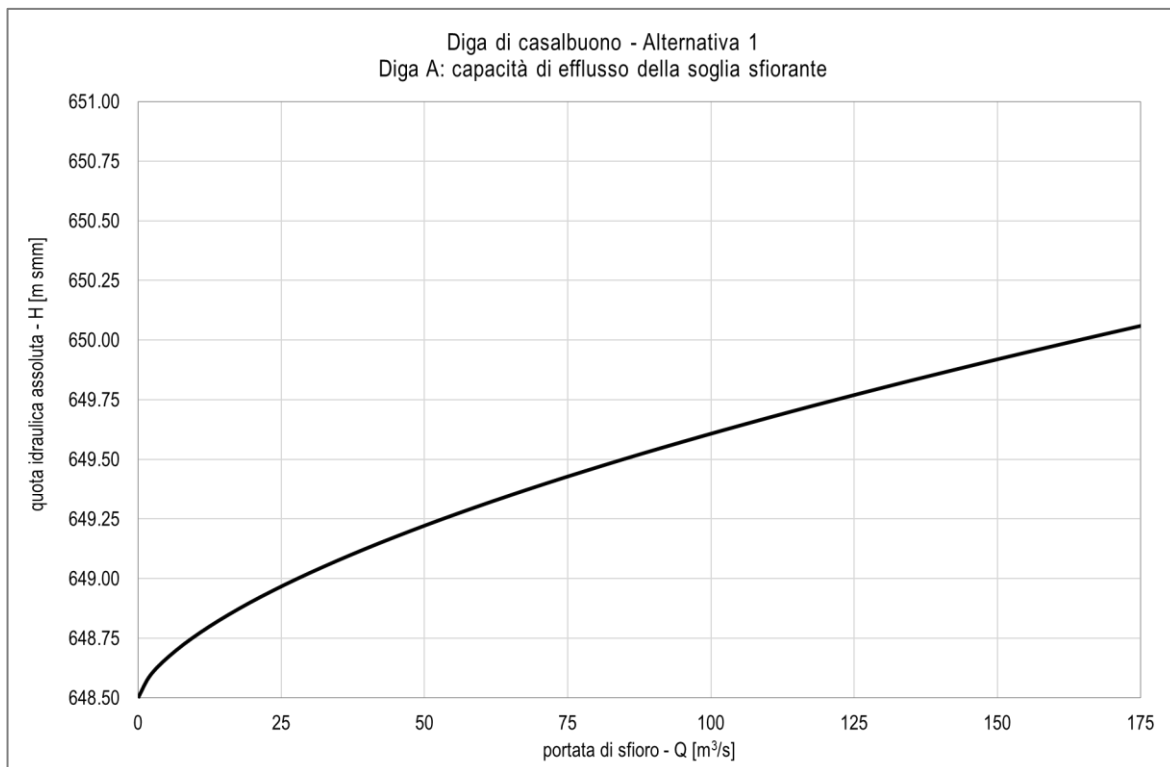


Figura 81: Diga A: portata di efflusso dalla soglia sfiorante in funzione della quota idraulica nell'invaso

Legenda				
quota idraulica assoluta		H [m smm]		
carico idraulico sullo sfioro		h [m]		
lunghezza efficace dello sfioro		L' [m]		
coefficiente di portata		C		
portata sfiorata		Q [m ³ /s]		
H [m smm]	h [m]	L' [m]	C	Q1 [m ³ /s]
648.50	0.00	42.00	0.383	0.00
648.6	0.10	41.99	0.392	2.30
648.7	0.20	41.98	0.400	6.65
648.8	0.30	41.97	0.408	12.46
648.9	0.40	41.96	0.416	19.53
649	0.50	41.95	0.423	27.78
649.1	0.60	41.94	0.430	37.12
649.2	0.70	41.93	0.437	47.51
649.3	0.80	41.92	0.443	58.90
649.4	0.90	41.91	0.450	71.27
649.5	1.00	41.90	0.456	84.57
649.6	1.10	41.89	0.462	98.77
649.7	1.20	41.88	0.467	113.86
649.8	1.30	41.87	0.472	129.79
649.9	1.40	41.86	0.477	146.53
650	1.50	41.85	0.482	164.07
650.1	1.60	41.84	0.486	182.36

Tabella 44: Valori della portata di efflusso dalla soglia sfiorante in funzione della quota idraulica nell'invaso

6.3.1.3 Verifica della soglia sfiorante

Per la verifica della soglia sfiorante viene applicato il codice di calcolo che risolve l'equazione dei serbatoi, illustrato nel precedente paragrafo §6.2.1.2, utilizzando i seguenti dati:

- Idrogramma di piena in afflusso all'invaso dell'evento con $T_r = 3000$ anni (Figura 62, in rosso);
- Curve caratteristiche dell'invaso generato dalla diga A (Figura 2);
- Condizione iniziale dell'invaso, imposta assegnando al livello idrico la quota di massima regolazione, pari a $H_{reg,A} = 648.50$ m s. m. m..

Il risultato della simulazione è riportato nella seguente Figura 82 ed i valori nella Tabella 45.

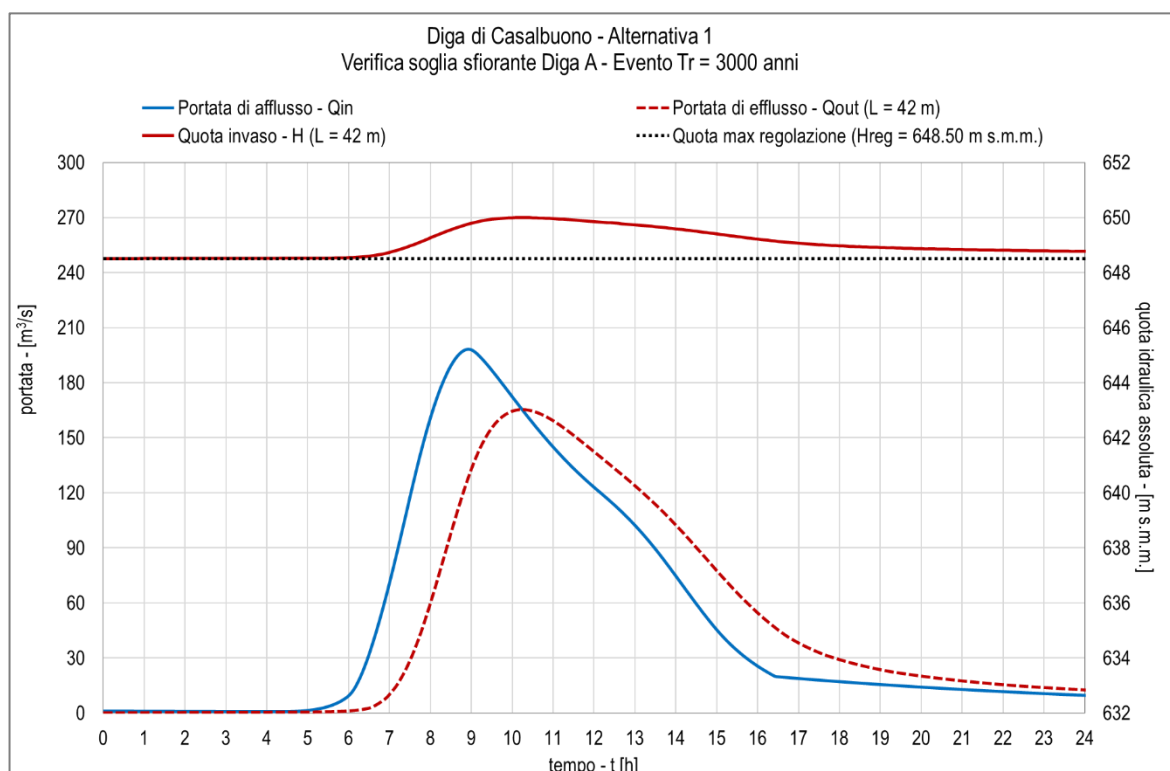


Figura 82: Diga A: Idrogrammi di afflusso (linea blu continua) ed efflusso e andamento del livello di invaso per evento riferibile a Periodo di Ritorno $T_r = 3000$ anni. In rosso la curva di portata di efflusso (linea tratteggiata) e livello di invaso (linea continua)

Alternativa 1 – Diga A – Soglia sfiorante			
lunghezza soglia sfiorante	L [m]		
massima portata evacuata	$Q_{e,max}$ [m³/s]		
massima quota di invaso	H_{max} [m s.m.m.]		
massimo carico sulla soglia sfiorante	h_{max} [m]		
L [m]	$Q_{e,max}$ [m³/s]	H_{max} [m s.m.m.]	h_{max} [m]
42.00	165.30	650.00	1.50

Tabella 45: Valori delle principali variabili delle simulazioni effettuato per il dimensionamento della soglia sfiorante dello scarico di superficie della Diga A

Si sceglie di adottare una lunghezza sfiorante pari a $L = 42$ m, che consentirebbe di scaricare una massima portata di efflusso pari a $Q_{e,max} = 165.30$ m³/s, a cui corrisponderebbe la massima quota di invaso $H_{max} = 650.00$ m s. m. m. ed un carico idraulico sullo sfioro pari a $h_0 = 1.50$ m. Si assume la portata di 165 m³/s per il dimensionamento delle successive parti d'opera dello scarico di superficie.

Per quanto riguarda la definizione delle variabili geometriche della soglia sfiorante secondo il profilo Creager-Scimemi si ottiene che:

- $x_0 = 0.43 \text{ m}$
- $y_0 = 0.18 \text{ m}$
- $r = 0.60 \text{ m}$
- $x_1 = 1.86 \text{ m}$
- $y_1 = 1.12 \text{ m}$
- $sp = 0.49 \text{ m}$

con $C = 0.5$, $n = 1.85$ e $\theta = 0.8$.

6.3.1.4 Verifica del franco netto secondo NTD 2014

La quota di coronamento è pari a $H_{cor,A} = 654.00 \text{ m s. m. m.}$, mentre la quota del punto più depresso del paramento della diga, pari a $H_{par,A} = 590.00 \text{ m s. m. m.}$. L'altezza della diga risulta quindi pari a $h_{diga,A} = 654.00 - 590.00 \text{ m s. m. m.} = 64.00 \text{ m}$, ed il relativo franco netto minimo è $Fr_{N-MIN} = 2.81 \text{ m}$.

Pertanto, considerati i seguenti parametri e i rispettivi valori:

- Il fetch pari a circa 1.00 km;
- La velocità del vento, assunta cautelativamente pari a 100 km/hr;
- L'ampiezza d'onda generata da vento, desunta da Tabella 42, risulta pari a 0.27 m;
- La risalita generata da fenomeni di run-up, calcolata secondo le disposizioni C.2 delle NTD14; risulta pari a 0.033 m;
- I cedimenti derivanti da azioni sismiche, assunti pari a $64.00 * 0.005 = 0.32 \text{ m}$.

Il franco netto generato dalla differenza tra la quota di coronamento, $H_{cor,A} = 654.00 \text{ m s. m. m.}$ e la quota di massimo invaso, $H_{inv,A} = 650.00 \text{ m s. m. m.}$ risulta:

$$Fr_N = 654.00 - 650.00 - 0.27 - 0.033 - 0.32 = 3.38 \text{ m} > Fr_{N-MIN} = 2.81 \text{ m}.$$

6.3.1.5 Vasca colletttrice di portata

Il profilo di corrente nella vasca colletttrice di portata non deve superare la quota soglia che determina il rigurgito del deflusso sfiorante. Tale quota è pari a $H_{lim} = 648.50 + \frac{2}{3} * h_0 = 649.50 \text{ m s. m. m.}$. In Figura 83 si riporta l'andamento del profilo idraulico lungo nella vasca colletttrice di portata con il deflusso della portata calcolata per l'evento di $Tr = 3000$ anni.

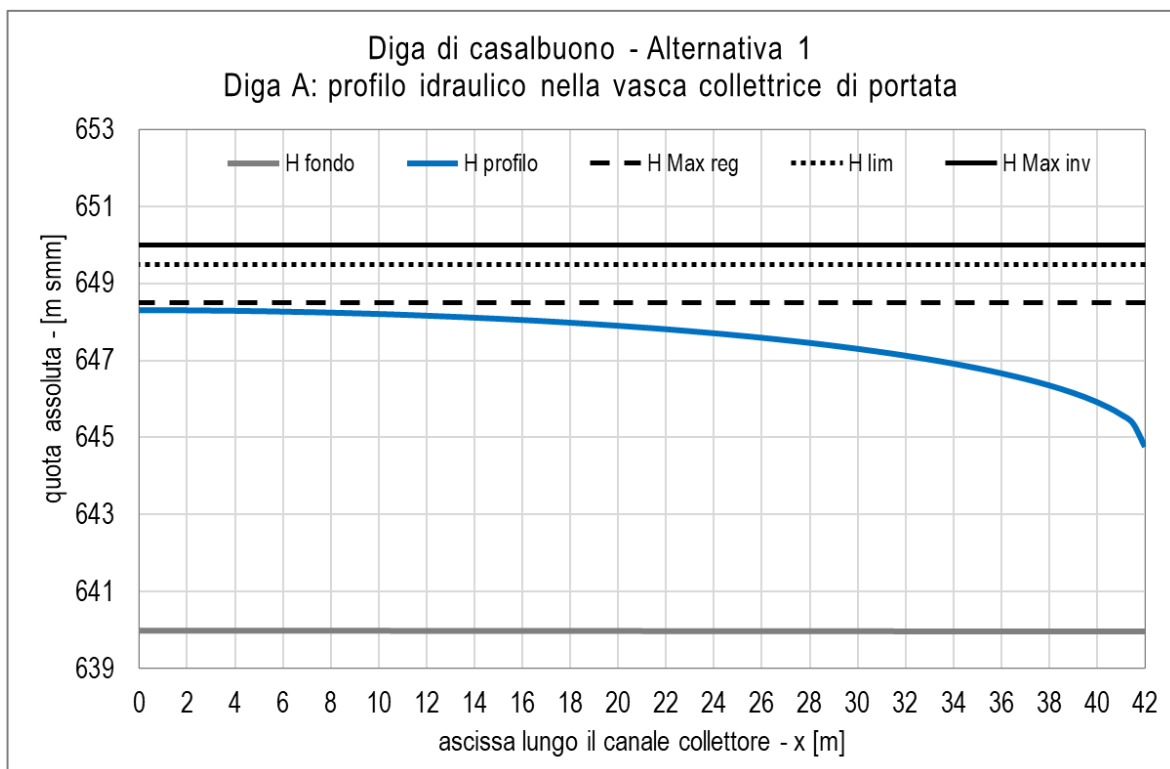


Figura 83: Andamento del profilo idraulico lungo nella vasca collettoria di portata con il deflusso della portata calcolata per l'evento di $T_r = 3000$ anni

6.3.1.6 Opera di dissipazione dello scarico

Per motivazioni legate alla morfologia della valle si è scelto di progettare uno scivolo dissipatore, di lunghezza pari a circa 100 m, dimensionato secondo l'opera USBR tipo IX°.

Per rispettare la condizione limite legata alla massima portata specifica defluibile, viene prevista una sezione trasversale dello scivolo di tipo rettangolare di larghezza pari a $w = 30 \text{ m}$, considerando che la portata di progetto per $T_r = 3000$ anni è pari a $Q_{e,max} = 165 \text{ m}^3/\text{s}$ e la conseguente portata specifica su questa sezione risulta pari a $q_{e,max} = 5.51 \text{ m}^2/\text{s}$. L'altezza critica risulta dunque $y_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.45 \text{ m}$.

Le caratteristiche dei blocchi sporgenti, seguendo le indicazioni riportate graficamente in Figura 78, dipendono essenzialmente dall'altezza degli stessi, che viene raccomandata pari a $H = 0.8 \cdot y_c = 1.16 \text{ m}$; tuttavia, si prevede di assumere cautelativamente un'altezza pari a $H = 1.50 \text{ m}$. Le altre variabili risultano:

- $W = 2.25 \text{ m}$;
- $B = 1.05 \text{ m}$, $b = 0.2H = 0.3 \text{ m}$;
- $D = 3 \text{ m}$;
- $H_{muro} = 4.50 \text{ m}$.

La pendenza dello scivolo è stata posta pari al 50 %, coprendo un dislivello pari a $H_{monte} - H_{valle} = 638.75 - 586.00 = 52.75 \text{ m}$ in una lunghezza pari a $L = 105 \text{ m}$. L'ultima fila di blocchi sporgenti a valle viene prevista al di sotto del livello del pietrame alla rinfusa, che deve avere dimensioni non inferiori ai 15-30 cm.

A valle dello scivolo dissipatore si prevede che il tratto di pietrame alla rinfusa si estenda fino a ricoprire il tratto di Tanagro immediatamente a valle diga fino ad una briglia, che ha lo scopo di trattenere a monte i residui effetti dissipativi prima di convogliare la portata nel corso d'acqua naturale a valle.

6.3.2 Alternativa 2 e 3: Diga D sul torrente Porcile

6.3.2.1 Caratteristiche geometriche

Lo scarico di superficie si compone delle seguenti parti d'opera, che vengono descritte qualitativamente seguendo il verso della corrente che vi defluisce:

- una soglia sfiorante, posizionata in sinistra idraulica e sagomata secondo il profilo Creager-Scimemi, con quota stramazzante pari alla quota di massima regolazione dell'invaso $H_{reg,D} = 561.00 \text{ m s. m.}$. La lunghezza di sfioro è pari a $L = 20 \text{ m}$, costituita da un unico settore.
- una vasca collettrice di portata, in fregio alla soglia sfiorante dello scarico di superficie, di lunghezza pari alla lunghezza della soglia stessa. La sezione trasversale di tale vasca è di tipo rettangolare, di larghezza pari a $B = 3 \text{ m}$. La parete in destra idraulica è costituita dal petto stramazzante, mentre la parete in sinistra raggiunge con la sua sommità la quota di coronamento della diga.
- Un canale fugatore per la restituzione delle portate a valle, di larghezza variabile $B = 3 \text{ m}$ nel tratto di monte a $B = 5 \text{ m}$ nel tratto di valle;
- Un'opera di dissipazione, dimensionata secondo lo schema U.S.B.R. tipo III, vale a dire una vasca di dissipazione con blocchi sporgenti, che raggiunge la quota del thalweg a valle dell'opera.

6.3.2.2 Calcolo della capacità di efflusso

La capacità di efflusso della soglia sfiorante viene analiticamente definita secondo quanto espresso al paragrafo §6.2.1.2. Considerando la lunghezza sfiorante pari a $L = 20 \text{ m}$ ed il carico di progetto $h_0 = 0.60 \text{ m}$, si ottiene la massima portata di efflusso $Q_{e,Max} = 20 \text{ m}^3/\text{s}$.

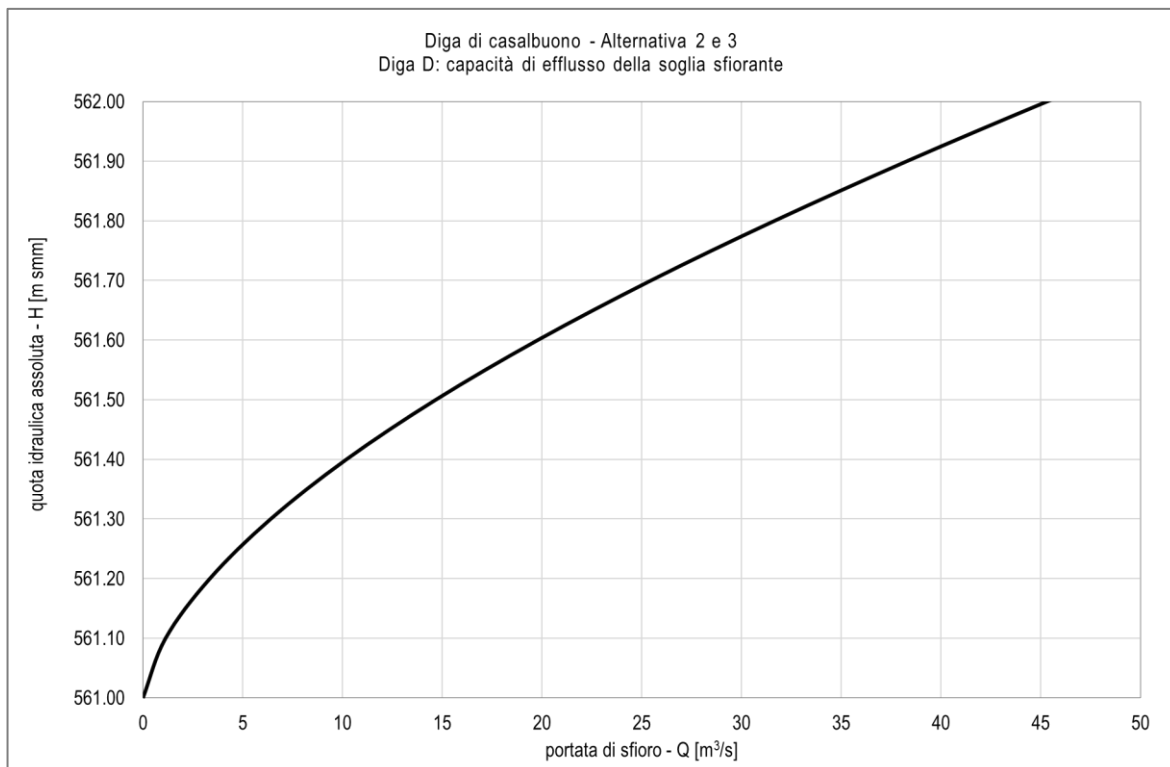


Figura 84: Diga D: portata di efflusso dalla soglia sfiorante in funzione della quota idraulica nell'invaso

Legenda				
quota idraulica assoluta	H [m smm]			
carico idraulico sullo sfioro	h [m]			
lunghezza efficace dello sfioro	L' [m]			
coefficiente di portata	C			
portata sfiorata	Q [m ³ /s]			
H [m smm]	h [m]	L' [m]	C	Q1 [m ³ /s]
561.00	0.00	20.00	0.383	0.00
561.1	0.10	19.99	0.404	1.13
561.2	0.20	19.98	0.423	3.35
561.3	0.30	19.97	0.440	6.40
561.4	0.40	19.96	0.456	10.19
561.5	0.50	19.95	0.470	14.67
561.6	0.60	19.94	0.482	19.78
561.7	0.70	19.93	0.492	25.45
561.8	0.80	19.92	0.501	31.64
561.9	0.90	19.91	0.508	38.28
562	1.00	19.90	0.514	45.29
562.1	1.10	19.89	0.518	52.62

Tabella 46: Valori della portata di efflusso dalla soglia sfiorante in funzione della quota idraulica nell'invaso

6.3.2.3 Verifica della soglia sfiorante

Per la verifica della soglia sfiorante viene applicato il codice di calcolo che risolve l'equazione dei serbatoi, illustrato nel precedente paragrafo §6.2.1.2, utilizzando i seguenti dati:

- Idrogramma di piena in afflusso all'invaso dell'evento con $T_r = 3000$ anni (Figura 63, in rosso);

- Curve caratteristiche dell'invaso generato dalla diga D (Figura 3);
- Condizione iniziale dell'invaso, imposta assegnando al livello idrico la quota di massima regolazione pari a $H_{reg,D} = 561.00 \text{ m s.m.}$.

Il risultato della simulazione è riportato nella seguente Figura 85 ed i valori dei risultati principali sono esposti in Tabella 47.

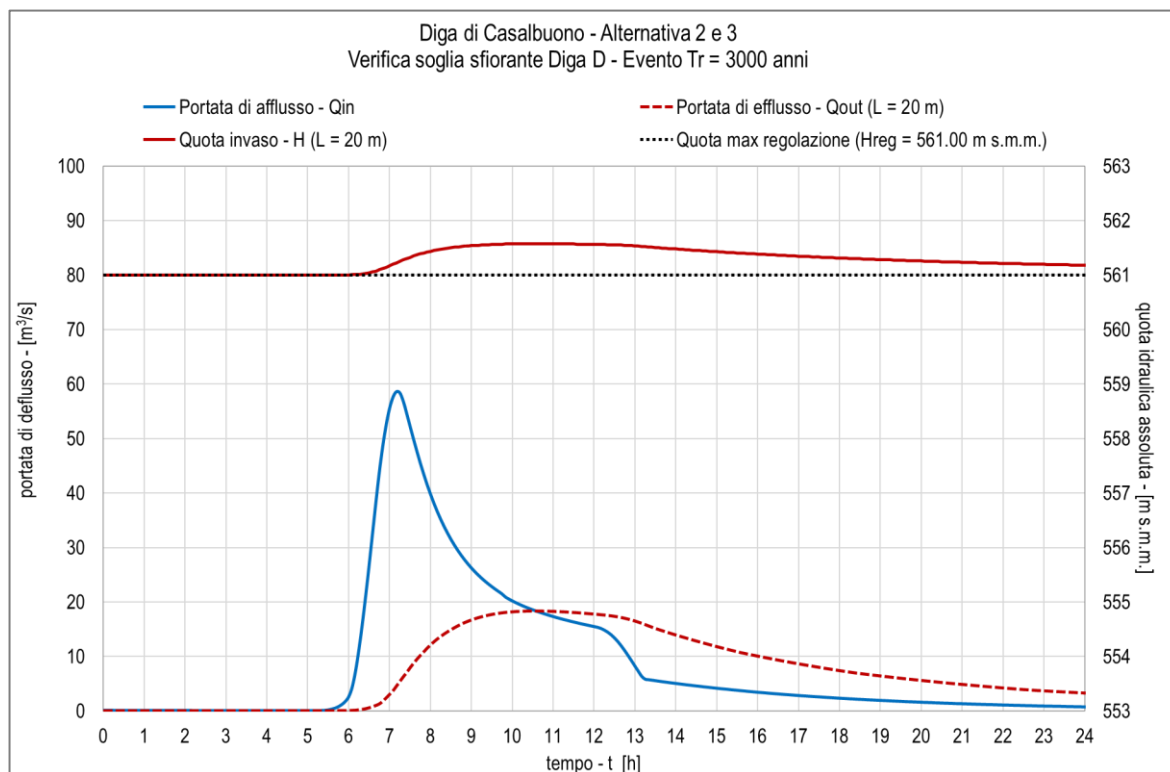


Figura 85: Diga D: Idrogrammi di afflusso (linea blu continua) ed efflusso e andamento del livello di invaso per evento riferibile a Periodo di Ritorno $Tr = 3000$ anni. In rosso la curva di portata di efflusso (linea tratteggiata) e livello di invaso (linea continua)

Alternativa 2 – Diga D – Soglia sfiorante			
lunghezza soglia sfiorante	L [m]		
massima portata evacuata	$Q_{e,max}$ [m³/s]		
massima quota di invaso	H_{max} [m s.m.]		
massimo carico sulla soglia sfiorante	h_{max} [m]		
L [m]	$Q_{e,max}$ [m³/s]	H_{max} [m s.m.]	h_{max} [m]
20.00	18.40	561.60	0.60

Tabella 47: Valori delle principali variabili delle simulazioni effettuato per il dimensionamento della soglia sfiorante dello scarico di superficie della Diga D

Si sceglie di adottare una lunghezza sfiorante pari a $L = 20 \text{ m}$, che consentirebbe di scaricare una massima portata di efflusso pari a $Q_{e,max} = 18.40 \text{ m}^3/\text{s}$, e a cui corrisponderebbe la massima quota di invaso $H_{max} = 561.60 \text{ m s.m.}$ ed un carico idraulico sullo sfioro pari a $h_0 = 0.60 \text{ m}$. Si assume la portata di $20 \text{ m}^3/\text{s}$ per il dimensionamento delle successive componenti dello scarico di superficie.

Per quanto riguarda la definizione delle variabili geometriche della soglia sfiorante secondo il profilo Creager-Scimemi si ottiene che:

- $x_0 = 0.17 \text{ m}$

- $y_0 = 0.07 \text{ m}$
- $r = 0.24 \text{ m}$
- $x_1 = 0.74 \text{ m}$
- $y_1 = 0.45 \text{ m}$
- $sp = 0.20 \text{ m}$

con $C = 0.5$, $n = 1.85$ e $\theta = 0.8$.

6.3.2.4 Verifica del franco netto secondo NTD 2014

La quota di coronamento è pari a $H_{cor,D} = 565.50 \text{ m s.m.m.}$, mentre la quota del punto più depresso del paramento della diga, pari a $H_{par,D} = 520.00 \text{ m s.m.m.}$. L'altezza della diga risulta quindi pari a $h_{diga,D} = 565.50 - 520.00 \text{ m s.m.m.} = 45.50 \text{ m}$, ed il relativo franco netto minimo è $Fr_{N-MIN,D} = 2.31 \text{ m}$.

Pertanto, considerati i seguenti parametri e i rispettivi valori:

- Il fetch pari a circa 1.50 km;
- La velocità del vento, assunta cautelativamente pari a 100 km/hr;
- L'ampiezza d'onda generata da vento, desunta da Tabella 42, risulta pari a 0.325 m;
- La risalita generata da fenomeni di run-up, calcolata secondo le disposizioni C.2 delle NTD14; risulta pari a 0.048 m;
- I cedimenti derivanti da azioni sismiche, assunti pari a $45.50 * 0.005 = 0.228 \text{ m}$.

Il franco netto generato dalla differenza tra la quota di coronamento, $H_{cor,D} = 565.50 \text{ m s.m.m.}$ e la quota di massimo invaso, $H_{inv,D} = 561.60 \text{ m s.m.m.}$, risulta:

$$Fr_N = 565.50 - 561.60 - 0.325 - 0.048 - 0.228 = 3.30 \text{ m} > Fr_{N-MIN} = 2.31 \text{ m}$$

6.3.2.5 Vasca collettoria di portata

Il profilo di corrente nella vasca collettoria di portata non deve superare la quota soglia che determina il rigurgito del deflusso sfiorante. Tale quota è pari a $H_{lim} = 561.00 + \frac{2}{3} * h_0 = 561.40 \text{ m s.m.m.}$. In Figura 86 si riporta l'andamento del profilo idraulico lungo nella vasca collettoria di portata con il deflusso della portata calcolata per l'evento di $Tr = 3000$ anni.

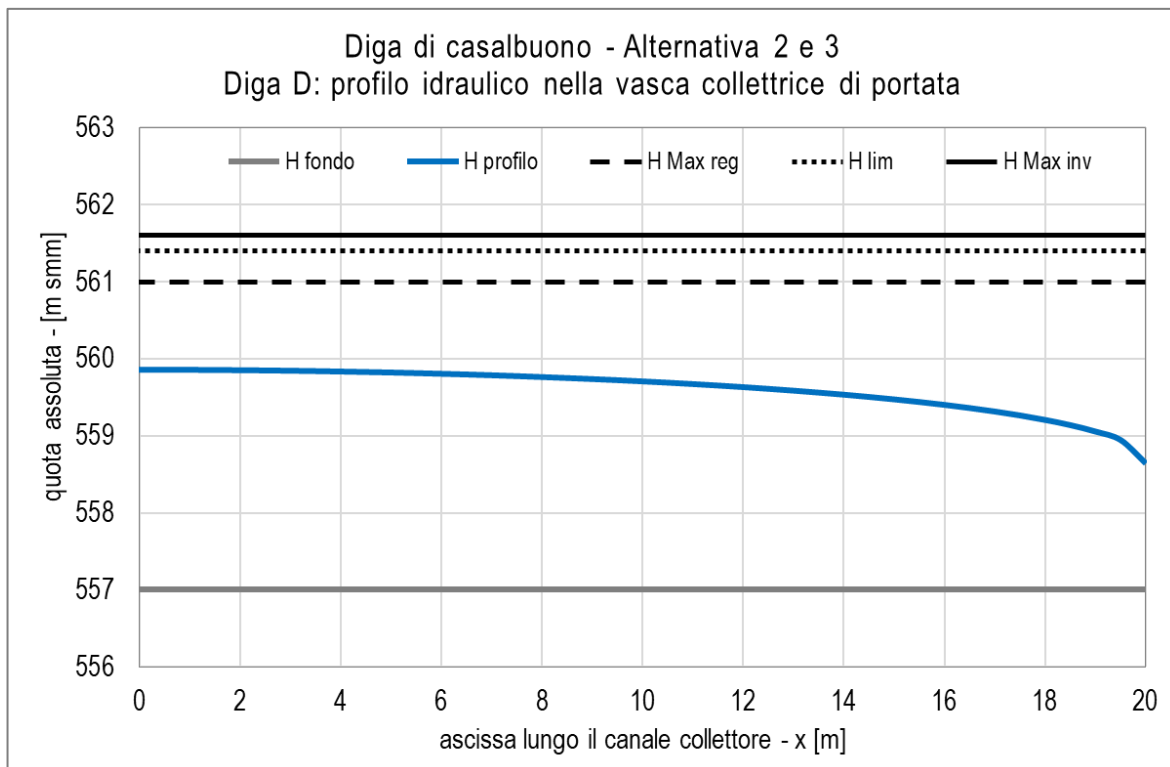


Figura 86: Andamento del profilo idraulico lungo nella vasca collettore di portata con il deflusso della portata calcolata per l'evento di $T_r = 3000$ anni

A valle della sezione in cui si instaura l'altezza critica della corrente ha inizio il cosiddetto tronco di controllo, vale a dire un tratto di canale che connette la vasca collettore di portata al successivo canale fuggatore. In tale tronco di controllo la corrente si mantiene in condizioni supercritiche: la pendenza è imposta pari al 1 % e il profilo di corrente tende al moto uniforme, a cui corrisponde un'altezza di 1.23 m.

6.3.2.6 Canale fuggatore

A valle della vasca collettore di portata ha inizio il canale fuggatore, il quale presenta una sezione trasversale sempre di tipo rettangolare ed una larghezza variabile, che passa dagli iniziali 3 m fino a raggiungere i 5 m nella seconda parte del suo tracciato, con una pendenza del 15% assegnata in modo da ottimizzare gli scavi e l'inserimento dell'opera nel contesto topografico. Le caratteristiche del moto sono le seguenti:

- 1° tratto di lunghezza circa 150.00 m, di larghezza pari a 3 m → moto uniforme in corrente rapida con tirante pari a $h_u = 0.48$ m;
- 2° tratto di lunghezza circa 100.00 m, in cui la larghezza aumenta fino a gradualmente raggiungere i 5 m → moto uniforme in corrente rapida con tirante pari a $h_u = 0.33$ m.

6.3.2.7 Opera di dissipazione dello scarico

L'opera di dissipazione viene dimensionata seguendo il prototipo del dissipatore tipo USBR III: il dimensionamento dei blocchi dissipatori è esposto nel §6.2.1.6, al punto a. La quota di scorrimento al piede della vasca è prevista pari a 518.00 m.

6.3.3 Alternativa 2: Diga A1* sul fiume Tanagro

6.3.3.1 Caratteristiche geometriche

Lo scarico di superficie si compone delle seguenti parti d'opera, che vengono descritte qualitativamente seguendo il verso della corrente che vi defluisce:

- una soglia sfiorante, posizionata nel corpo dello sbarramento e sagomata secondo il profilo Creager-Scimemi, con quota stramazante pari alla quota di massima regolazione dell'invaso $H_{reg,A1*} = 606.50 \text{ m s.m.m.}$. La lunghezza di sfioro è pari a $L = 30 \text{ m}$, costituita da due settori separati da una pila;
- Un'opera di dissipazione, dimensionata secondo lo schema U.S.B.R. tipo III, vale a dire una vasca di dissipazione con blocchi sporgenti. Tale scivolo raggiunge la quota del thalweg a valle dell'opera.

6.3.3.2 Calcolo della capacità di efflusso

La capacità di efflusso della soglia sfiorante viene analiticamente definita secondo quanto espresso al paragrafo §6.2.1.2. Considerando la lunghezza sfiorante pari a $L = 30 \text{ m}$ ed il carico di progetto $h_0 = 1.80 \text{ m}$, si ottiene la massima portata di efflusso $Q_{e,Max} = 154 \text{ m}^3/\text{s}$.

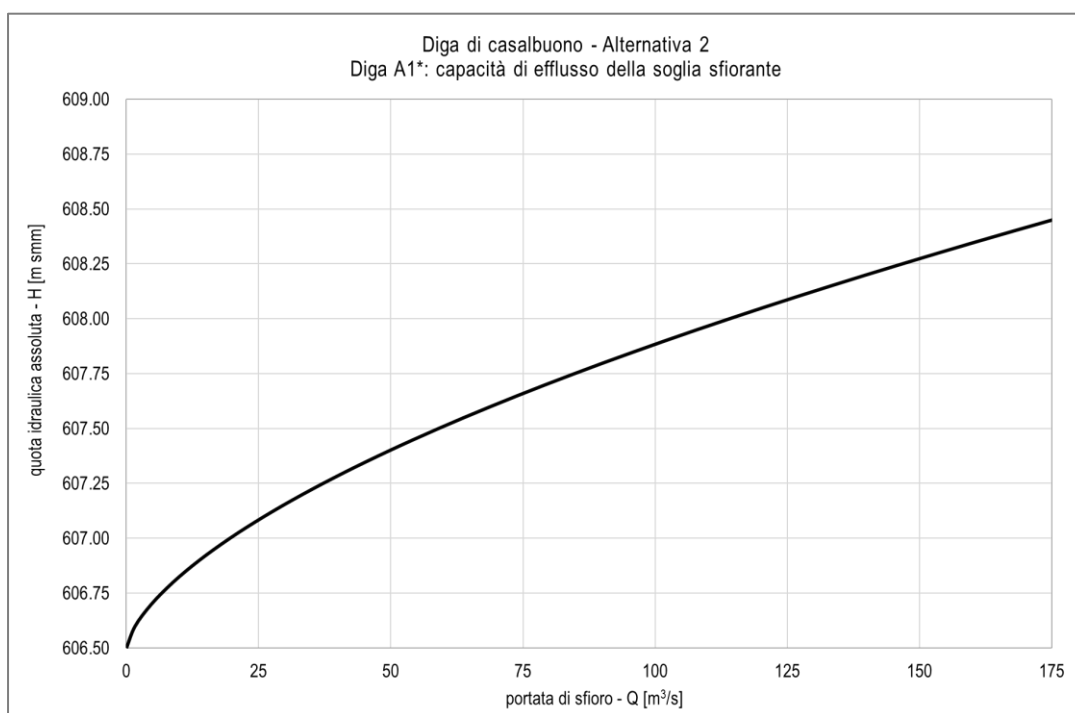


Figura 87: Diga A1*: portata di efflusso dalla soglia sfiorante in funzione della quota idraulica nell'invaso

Legenda				
quota idraulica assoluta	H [m smm]			
carico idraulico sullo sfioro	h [m]			
lunghezza efficace dello sfioro	L' [m]			
coefficiente di portata	C _q [-]			
portata sfiorata	Q _{e,max} [m ³ /s]			
H [m smm]	h [m]	L' [m]	C _q [-]	Q _{e,max} [m ³ /s]
606.50	0.00	30.00	0.383	0.00
606.6	0.10	29.99	0.390	1.64
606.7	0.20	29.98	0.397	4.72
606.8	0.30	29.97	0.404	8.81
606.9	0.40	29.95	0.410	13.77
607	0.50	29.94	0.417	19.54
607.1	0.60	29.93	0.423	26.05
607.2	0.70	29.92	0.429	33.28
607.3	0.80	29.91	0.435	41.19
607.4	0.90	29.90	0.440	49.76
607.5	1.00	29.88	0.446	58.96
607.6	1.10	29.87	0.451	68.79
607.7	1.20	29.86	0.456	79.22
607.8	1.30	29.85	0.461	90.24
607.9	1.40	29.84	0.465	101.83
608	1.50	29.83	0.470	113.96
608.1	1.60	29.81	0.474	126.64
608.2	1.70	29.80	0.478	139.83
608.3	1.80	29.79	0.482	153.53
608.4	1.90	29.78	0.486	167.71
608.5	2.00	29.77	0.489	182.37

Tabella 48: Valori della portata di efflusso dalla soglia sfiorante in funzione della quota idraulica nell'invaso (Diga A1*)

6.3.3.3 Verifica della soglia sfiorante

Per la verifica della soglia sfiorante viene applicato il codice di calcolo che risolve l'equazione dei serbatoi, illustrato nel precedente paragrafo §6.2.1.2, utilizzando i seguenti dati:

- Idrogramma di piena in afflusso all'invaso dell'evento con $T_r = 1000$ anni (Figura 66, curva in rosso scuro);
- Curve caratteristiche dell'invaso generato dalla Diga A1* (Figura 2);
- Condizione iniziale dell'invaso, imposta assegnando al livello idrico la quota di massima regolazione pari a $H_{reg,A1*} = 606.50$ m s. m. m..

Il risultato della simulazione è riportato nella seguente Figura 88 ed i valori dei risultati principali sono esposti in Tabella 49.

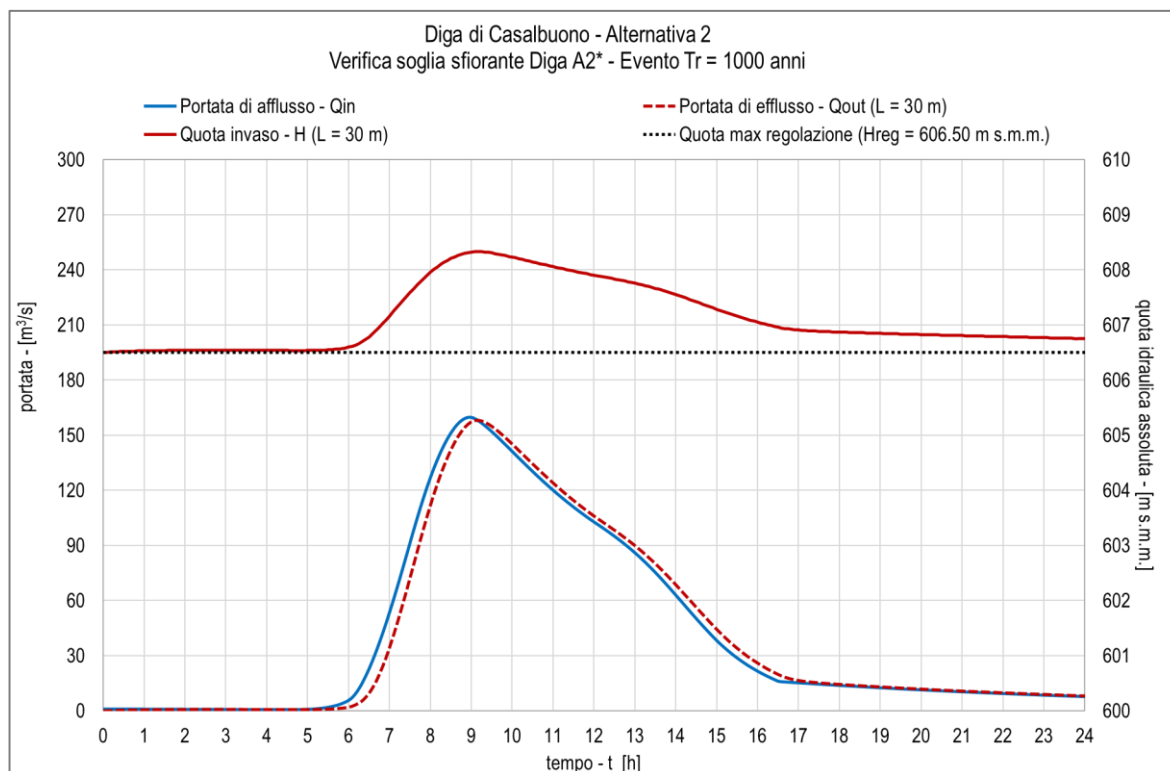


Figura 88: Diga A1*: Idrogrammi di afflusso (linea blu continua) ed efflusso e andamento del livello di invaso per evento riferibile a Periodo di Ritorno $Tr = 1000$ anni. In rosso la curva di portata di efflusso (linea tratteggiata) e livello di invaso (linea continua)

Dimensionamento soglia di sfioro scarico di superficie			
lunghezza soglia sfiorante	L [m]		
massima portata evacuata	$Q_{e,max}$ [m³/s]		
massima quota di invaso	H_{max} [m s.m.m.]		
massimo carico sulla soglia sfiorante	h_{max} [m]		
L [m]	$Q_{e,max}$ [m³/s]	H_{max} [m s.m.m.]	h_{max} [m]
30.00	158.08	608.30	1.80

Tabella 49: Valori delle principali variabili delle simulazioni effettuato per il dimensionamento della soglia sfiorante dello scarico di superficie della Diga A1*

Si sceglie di adottare una lunghezza sfiorante pari a $L = 30\text{ m}$, che consentirebbe di scaricare una massima portata di efflusso pari a $Q_{e,max} = 158.08\text{ m}^3/\text{s}$, e a cui corrisponderebbe la massima quota di invaso $H_{max} = 608.30\text{ m s.m.m.}$ ed un carico idraulico sullo sfioro pari a $h_0 = 1.80\text{ m}$. Si assume la portata di $158\text{ m}^3/\text{s}$ per il dimensionamento delle successive componenti dello scarico di superficie.

Per quanto riguarda la definizione delle variabili geometriche della soglia sfiorante secondo il profilo Creager-Scimemi si ottiene che:

- $x_0 = 0.51\text{ m}$
- $y_0 = 0.22\text{ m}$
- $r = 0.72\text{ m}$
- $x_1 = 2.23\text{ m}$
- $y_1 = 1.34\text{ m}$
- $sp = 0.59\text{ m}$

con $C = 0.5$, $n = 1.85$ e $\theta = 0.9$.

6.3.3.4 Verifica del franco netto secondo NTD 2014

La quota di coronamento è pari a $H_{cor,A1^*} = 611.00 \text{ m s.m.m.}$, mentre la quota del punto più depresso del paramento della diga, pari a $H_{par,A1^*} = 583.00 \text{ m s.m.m.}$. L'altezza della diga risulta quindi pari a $h_{diga,A1^*} = 611.00 - 583.00 \text{ m s.m.m.} = 28.00 \text{ m}$, ed il relativo franco netto minimo è $Fr_{N-MIN} = 1.85 \text{ m}$.

Pertanto, considerati i seguenti parametri e i rispettivi valori:

- Il fetch pari a circa 1.00 km;
- La velocità del vento, assunta cautelativamente pari a 100 km/hr;
- L'ampiezza d'onda generata da vento, desunta da Tabella 42, risulta pari a 0.27 m;
- La risalita generata da fenomeni di run-up, calcolata secondo le disposizioni C.2 delle NTD14; risulta pari a 0.033 m;
- I cedimenti derivanti da azioni sismiche, assunti pari a $28.00 * 0.005 = 0.14 \text{ m}$.

Il franco netto generato dalla differenza tra la quota di coronamento, $H_{cor,A} = 611.00 \text{ m s.m.m.}$ e la quota di massimo invaso, $H_{inv,A} = 608.30 \text{ m s.m.m.}$ risulta:

$$Fr_N = 611.00 - 608.30 - 0.27 - 0.033 - 0.14 = 2.26 \text{ m} > Fr_{N-MIN} = 1.85 \text{ m}.$$

6.3.3.5 Opera di dissipazione dello scarico

L'opera di dissipazione viene dimensionata seguendo il prototipo del dissipatore tipo USBR III: il dimensionamento dei blocchi dissipatori è esposto nel §6.2.1.6, al punto a.

La quota di scorrimento al piede della vasca è prevista pari a 586.00 m.

6.3.4 Alternativa 3: Diga A2* sul fiume Tanagro

6.3.4.1 Caratteristiche geometriche

Lo scarico di superficie si compone delle seguenti parti d'opera, che vengono descritte qualitativamente seguendo il verso della corrente che vi defluisce:

- una soglia sfiorante, posizionata nel corpo dello sbarramento e sagomata secondo il profilo Creager-Scimemi, con quota stramazante pari alla quota di massima regolazione dell'invaso $H_{reg,A^*} = 594.00 \text{ m s.m.m.}$. La lunghezza di sfioro è pari a $L = 30 \text{ m}$, costituita da un unico settore;
- Un'opera di dissipazione, dimensionata secondo lo schema U.S.B.R. tipo III, vale a dire una vasca di dissipazione con blocchi sporgenti. Tale scivolo raggiunge la quota del thalweg a valle dell'opera.

6.3.4.2 Calcolo della capacità di efflusso

La capacità di efflusso della soglia sfiorante viene analiticamente definita secondo quanto espresso al paragrafo §6.2.1.2. Considerando la lunghezza sfiorante pari a $L = 30\text{ m}$ ed il carico di progetto $h_0 = 1.85\text{ m}$, si ottiene la massima portata di efflusso $Q_{e,Max} = 160\text{ m}^3/\text{s}$.

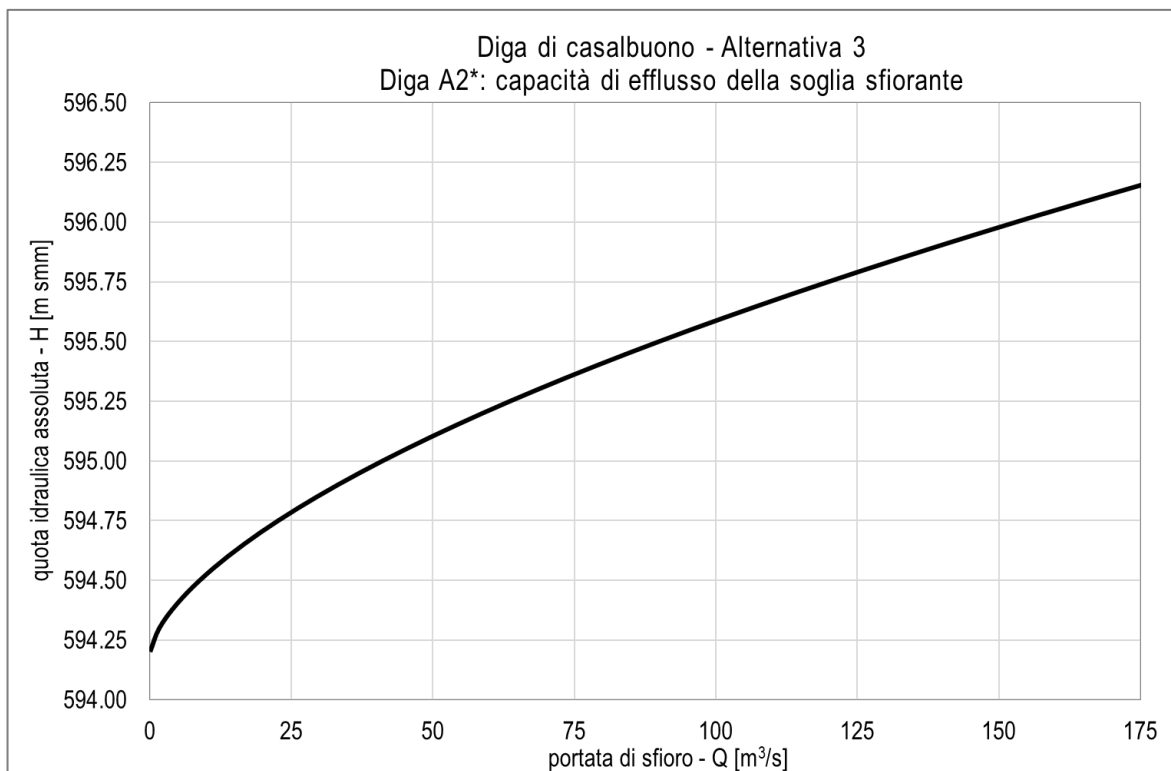


Figura 89: Diga A2*: portata di efflusso dalla soglia sfiorante in funzione della quota idraulica nell'invaso

Legenda				
quota idraulica assoluta				H [m smm]
carico idraulico sullo sfioro				h [m]
lunghezza efficace dello sfioro				L' [m]
coefficiente di portata				C _q [-]
portata sfiorata				Q _{e,max} [m ³ /s]
H [m smm]	h [m]	L' [m]	C _q [-]	Q _{e,max} [m ³ /s]
594.20	0.00	30.00	0.383	0.00
594.3	0.10	29.99	0.390	1.64
594.4	0.20	29.98	0.397	4.71
594.5	0.30	29.97	0.403	8.80
594.6	0.40	29.95	0.410	13.75
594.7	0.50	29.94	0.416	19.50
594.8	0.60	29.93	0.422	25.99
594.9	0.70	29.92	0.428	33.19
595	0.80	29.91	0.433	41.07
595.1	0.90	29.90	0.439	49.60
595.2	1.00	29.88	0.444	58.77
595.3	1.10	29.87	0.449	68.56
595.4	1.20	29.86	0.454	78.94
595.5	1.30	29.85	0.459	89.91
595.6	1.40	29.84	0.463	101.45
595.7	1.50	29.83	0.468	113.53
595.8	1.60	29.81	0.472	126.15
595.9	1.70	29.80	0.476	139.29
596	1.80	29.79	0.480	152.93
596.05	1.85	29.79	0.482	159.94
596.15	1.95	29.77	0.485	174.31

Tabella 50: Valori della portata di efflusso dalla soglia sfiorante in funzione della quota idraulica nell'invaso (Diga A2*)

6.3.4.3 Verifica della soglia sfiorante

Per la verifica della soglia sfiorante viene applicato il codice di calcolo che risolve l'equazione dei serbatoi, illustrato nel precedente paragrafo §6.2.1.2, utilizzando i seguenti dati:

- Idrogramma di piena in afflusso all'invaso dell'evento con $T_r = 1000$ anni (Figura 66, curva in rosso scuro);
- Curve caratteristiche dell'invaso generato dalla Diga A2* (Figura 2);
- Condizione iniziale dell'invaso, imposta assegnando al livello idrico la quota di massima regolazione pari a $H_{reg,A2^*} = 594.20$ m s. m. m..

Il risultato della simulazione è riportato nella seguente Figura 88 ed i valori dei risultati principali sono esposti in Tabella 49.

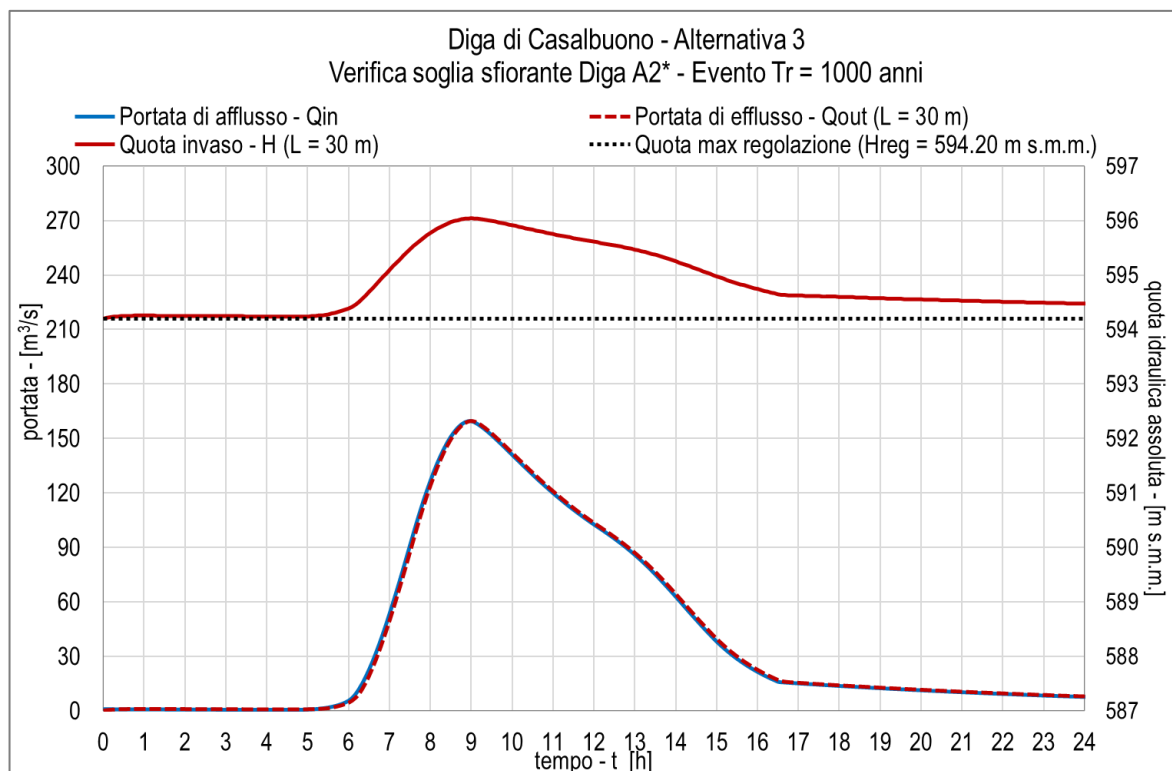


Figura 90: Diga A2*: Idrogrammi di afflusso (linea blu continua) ed efflusso e andamento del livello di invaso per evento riferibile a Periodo di Ritorno $Tr = 1000$ anni. In rosso la curva di portata di efflusso (linea tratteggiata) e livello di invaso (linea continua)

Dimensionamento soglia di sfioro scarico di superficie			
lunghezza soglia sfiorante	L [m]		
massima portata evacuata	$Q_{e,max}$ [m³/s]		
massima quota di invaso	H_{max} [m s.m.m.]		
massimo carico sulla soglia sfiorante	h_{max} [m]		
L [m]	$Q_{e,max}$ [m³/s]	H_{max} [m s.m.m.]	h_{max} [m]
30.00	159.55	596.05	1.85

Tabella 51: Valori delle principali variabili delle simulazioni effettuato per il dimensionamento della soglia sfiorante dello scarico di superficie della Diga A2*

Si sceglie di adottare una lunghezza sfiorante pari a $L = 30$ m, che consentirebbe di scaricare una massima portata di efflusso pari a $Q_{e,max} = 159.55$ m³/s, a cui corrisponderebbe la massima quota di invaso $H_{max} = 596.05$ m s.m.m. ed un carico idraulico sullo sfioro pari a $h_0 = 1.85$ m. Si assume la portata di 160 m³/s per il dimensionamento delle successive componenti dello scarico di superficie.

Per quanto riguarda la definizione delle variabili geometriche della soglia sfiorante secondo il profilo Creager-Scimemi si ottiene che:

- $x_0 = 0.54$ m
- $y_0 = 0.23$ m
- $r = 0.76$ m
- $x_1 = 2.36$ m
- $y_1 = 1.42$ m
- $sp = 0.63$ m

con $C = 0.5$, $n = 1.85$ e $\theta = 0.9$.

6.3.4.4 Verifica del franco netto secondo NTD 2014

La quota di coronamento è pari a $H_{COR,A2^*} = 598.00 \text{ m s. m. m.}$, mentre la quota del punto più depresso del paramento della diga, pari a $H_{PAR,A2^*} = 586.00 \text{ m s. m. m.}$. Trattandosi di diga di calcestruzzo, il relativo franco netto minimo è $Fr_{N-MIN} = 1.00 \text{ m}$.

Pertanto, considerati i seguenti parametri e i rispettivi valori:

- Il fetch pari a circa 1.00 km;
- La velocità del vento, assunta cautelativamente pari a 100 km/hr;
- L'ampiezza d'onda generata da vento, desunta da Tabella 42, risulta pari a 0.27 m;
- La risalita generata da fenomeni di run-up, calcolata secondo le disposizioni C.2 delle NTD14; risulta pari a 0.033 m;

Il franco netto generato dalla differenza tra la quota di coronamento, $H_{COR,A} = 598.00 \text{ m s. m. m.}$ e la quota di massimo invaso, $H_{INV,A2^*} = 596.05 \text{ m s. m. m.}$ risulta:

$$Fr_N = 598.00 - 596.05 - 0.27 - 0.033 = 1.65 \text{ m} > Fr_{N-MIN} = 1.00 \text{ m}.$$

6.3.4.5 Opera di dissipazione dello scarico

L'opera di dissipazione viene dimensionata seguendo il prototipo del dissipatore tipo USBR III: il dimensionamento dei blocchi dissipatori è esposto nel §6.2.1.6, al punto a. La quota di scorrimento al piede della vasca è prevista pari a 586.00 m.

6.4 Scarico di fondo e di mezzofondo

6.4.1 Alternativa 1: Diga A sul fiume Tanagro

Lo scarico di fondo si prevede costituito da una galleria e da una camera di manovra con accesso da pozzo verticale di diametro interno pari a 4 m. La galleria si sviluppa per circa 475 m, suddivisi in:

- Un primo tratto, il cui imbocco si trova ad una quota di $H_{f,0} = 595.00 \text{ m s. m. m.}$, di lunghezza pari a circa 261 m, in cui la sezione è a botte rivestita in calcestruzzo armato, dimensioni interne 4x4 m e la pendenza è pari a 2.1 %;
- Una camera di manovra, in cui la sezione si restringe ad una rettangolare, di $h_1 = 2 \text{ m}$, $b_1 = 1.5 \text{ m}$, e dove è previsto l'inserimento di due paratoie piane in serie di analoghe dimensioni;
- Un secondo tratto, di lunghezza pari a circa 215 m, la sezione è a botte rivestita in calcestruzzo armato, dimensioni interne 4x4 m;
- A valle dello sbocco del secondo tratto di galleria si prevede un'opera di dissipazione, del tipo "diffusore *Colorado State University (CSU)*", e la connessione con l'alveo naturale a valle.

6.4.1.1 Calcolo della capacità dello scarico di fondo

Seguendo il procedimento illustrato nel §6.2.2.1, si deriva l'andamento dell'efflusso di portata dallo scarico di fondo in funzione della quota di specchio liquido e del grado di apertura della paratoia, che viene ipotizzato pari all'apertura massima ($a = a_{max} = 2\text{ m}$) e a due aperture parziali ($a = 1.5\text{ m}$ e $a = 1\text{ m}$). Alcuni valori esplicativi del calcolo, riferiti alla quota di massima regolazione, sono riportati in Tabella 52, mentre i risultati della curva di deflusso sono rappresentati in Figura 92.

La massima portata che può essere evacuata dallo scarico di fondo corrispondente al livello idraulico di massima regolazione ($H_{reg,A} = 648.50\text{ m s.m.}$) risulta pari a $71.67\text{ m}^3/\text{s}$, con velocità massima in corrispondenza della sezione di regolazione pari a 24.13 m/s .

Legenda						
quota idraulica assoluta						H [m smm]
carico idraulico sul fondo di scorrimento dello scarico						Y [m]
coefficiente di contrazione dell'efflusso regolato da paratoia piana						Cc [-]
velocità nella sezione regolata da paratoia piana						Vc [m/s]
coefficiente di portata dello scarico di fondo						Cq [-]
apertura verticale della luce di fondo						a [m]
portata esitata dallo scarico di fondo						Q [m ³ /s]
H [m smm]	Y [m]	a [m]	Cc [-]	Vc [m/s]	Cq [-]	Q [m ³ /s]
648.50	54.50	2.00	0.777	17.62	0.741	71.67
648.50	54.50	1.50	0.752	21.62	0.731	53.25
648.50	54.50	1.00	0.736	26.23	0.725	35.32

Tabella 52: Valori della portata evacuata dallo scarico di fondo in funzione della quota di livello nell'invaso e dell'apertura della paratoia di regolazione (Diga A)

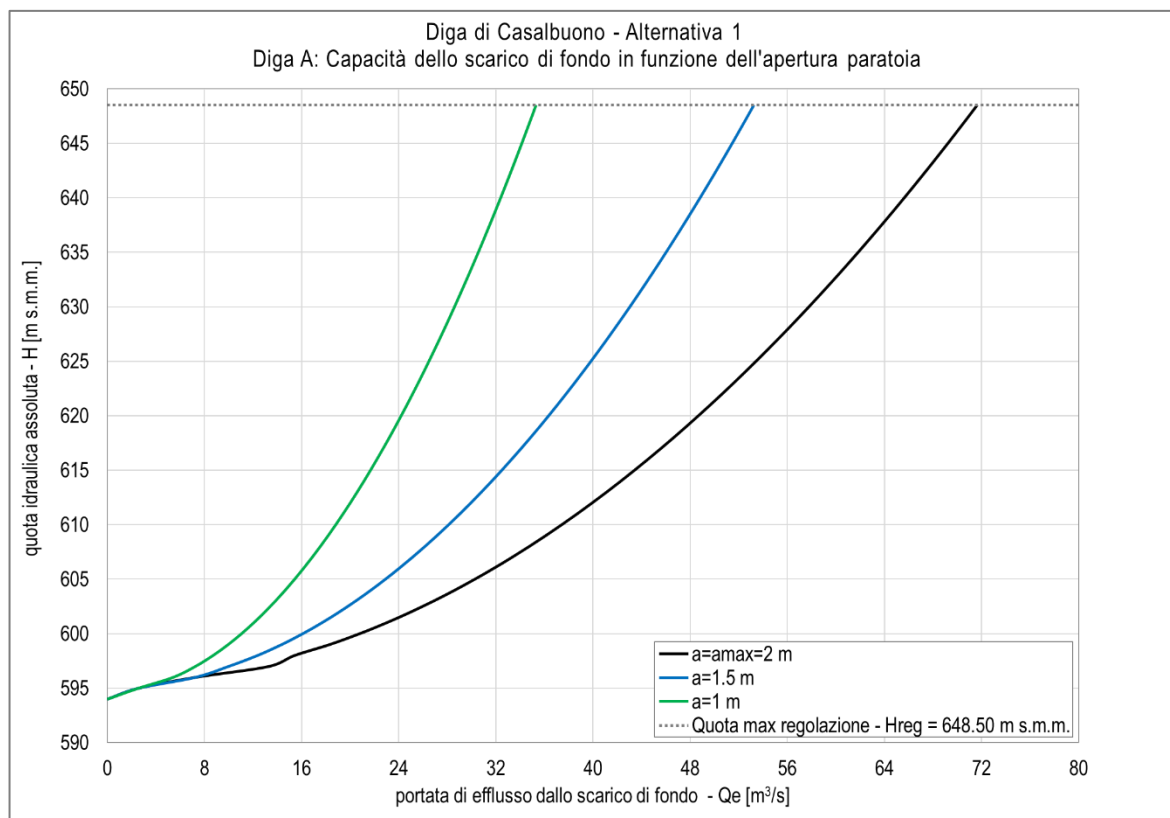


Figura 91: Scale di efflusso di portata esitata dallo scarico di fondo per differenti aperture della paratoia di regolazione (Diga A)

Il tratto dello scarico di fondo a valle della camera di manovra si caratterizza dal funzionamento a pelo libero della corrente. Si verifica che la portata calcolata con il moto uniforme ed un grado di riempimento pari all'80% sia superiore alla massima portata in uscita dalle paratoie. In tale condizione, considerando la sezione policentrica, si ha:

- $\frac{y_1}{D_1} = 0.8 \rightarrow y_1 = 3.2 \text{ m}$
- $A_1/D_1^2 = 0.7175 \rightarrow A_1 = 2.87 \text{ m}^2$
- $\frac{R_{h,1}}{D_1} = 0.3067 \rightarrow R_{h,1} = 1.23 \text{ m}$

Di conseguenza, si ottiene che:

- $v_1 = 31.78 \text{ m/s}$
- $Q_{1,max} = 91 \text{ m}^3/\text{s} > 71.67 \text{ m}^3/\text{s}$, che è la massima portata in uscita dalla camera di manovra.

6.4.1.2 Calcolo del tempo di vuotamento

Si prevede che la condizione di vuotamento avvenga con la posizione costante di apertura della paratoia della camera di manovra, con la portata in uscita dipendente dal solo carico idraulico. Si considerano le n°3 condizioni di apertura considerate già nel calcolo della capacità dello scarico di fondo ($a = a_{max} = 2 \text{ m}$, $a = 1.5 \text{ m}$ e $a = 1 \text{ m}$). Tutte le simulazioni sono svolte imponendo come condizione iniziale la quota idraulica di invaso pari alla di massima regolazione, ovvero $H_{reg,A} = 648.50 \text{ m s. m. m.}$.

I risultati della simulazione, relativi ad apertura costante della paratoia di regolazione, sono sintetizzati in Tabella 53, e graficati in Figura 92. In caso di apertura totale della paratoia e con livello iniziale di invaso pari alla quota di massima regolazione, la massima portata esitata corrisponde a $Q = 71.62 \frac{m^3}{s}$: il tempo di vuotamento del 75% del volume di invaso alla quota di massima regolazione è pari a circa $T_v = 50 h < 72 h$. Può dirsi quindi assolta la verifica imposta dalla NTD 2014, alla disposizione C.1 (si veda §3). In caso di aperture parziali della paratoia, tale tempo di vuotamento aumenta: si nota come con un'apertura di 1 m della paratoia, le 72 ore vengono superate.

Tempo di vuotamento del serbatoio		
luce libera di regolazione		a [m]
massima portata evacuata		Q [m³/s]
tempo di vuotamento 75 % volume invaso		Tv [h]
a [m]	Q [m³/s]	Tv [h]
2.00	71.62	40.50
1.50	53.23	54.50
1.00	35.30	82.00

Tabella 53: Tempi di vuotamento del serbatoio al variare della luce libera attiva della paratoia di regolazione (Diga A)

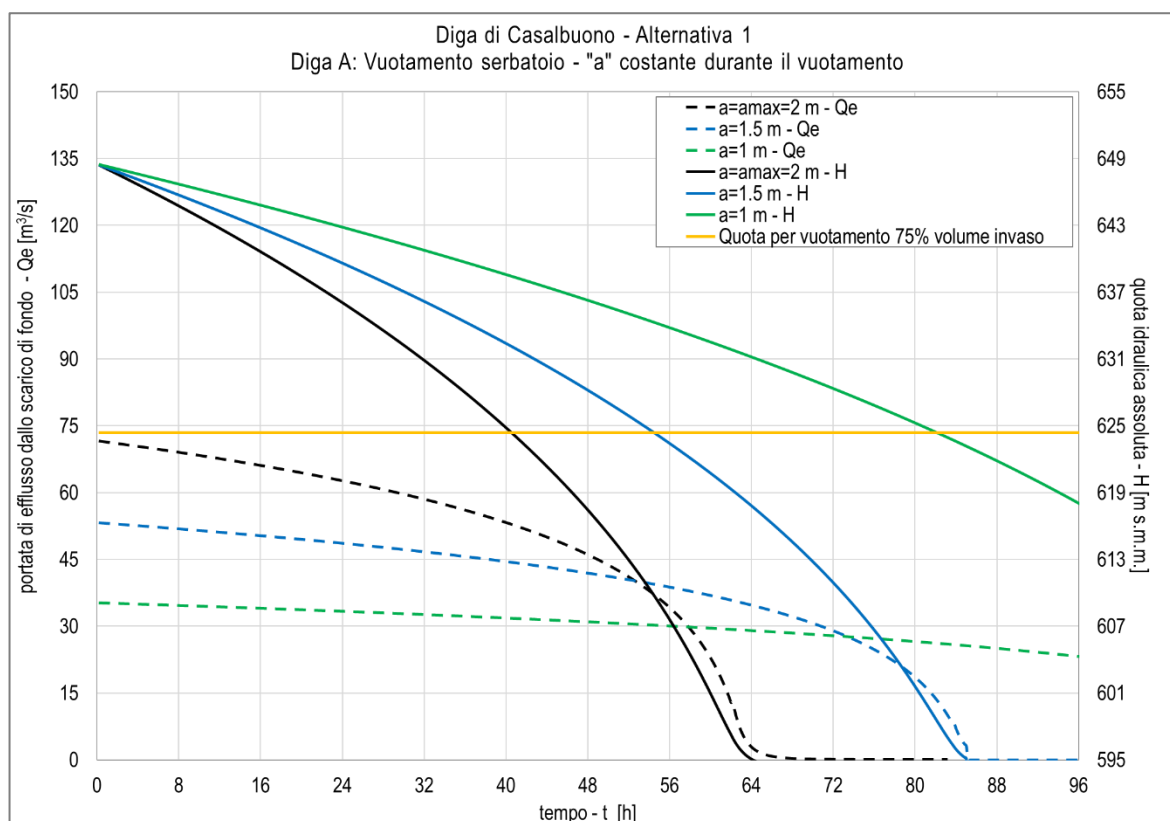


Figura 92: Andamento delle portate evacuate dallo scarico di fondo durante il processo di vuotamento del serbatoio, al variare della luce di apertura della paratoia di regolazione (Diga A)

6.4.1.3 Calcolo della capacità dello scarico di mezzofondo

Per quanto riguarda lo scarico di mezzofondo, si prevede anch'esso costituito da una galleria accessibile dal medesimo pozzo verticale di diametro interno pari a 4 m. La galleria si sviluppa per circa 390 m, suddivisi in:

- Un primo tratto, il cui imbocco si trova ad una quota di $H_{f,0} = 623.00 \text{ m s. m. m.}$, di lunghezza pari a circa 231 m, in cui la sezione è a botte rivestita in calcestruzzo armato, dimensioni interne 3x3 m e la pendenza è pari a 2.7 %;
- Una camera di manovra, in cui la sezione si restringe ad una rettangolare, di $h_1 = 2 \text{ m}$, $b_1 = 1.5 \text{ m}$, e dove è previsto l'inserimento di due paratoie piane in serie di analoghe dimensioni;
- Un secondo tratto, di lunghezza pari a circa 159 m, in cui la sezione è a botte rivestita in calcestruzzo armato, dimensioni interne 3x3 m e la pendenza è pari a 2.7 %.

A valle dello sbocco del secondo tratto di galleria si prevede un'opera di dissipazione dello scarico e la connessione con l'alveo naturale a valle.

Secondo la NTD 2014, la capacità di tale scarico deve essere almeno tale da evacuare una portata pari alla metà dello scarico di fondo. Viene mostrato in Figura 93 il confronto tra le scale di efflusso ed in Tabella 54: valori di confronto tra la massima portata evacuata dallo scarico di fondo e di mezzofondo (Diga A)

il riepilogo dei valori, che testimoniano il rispetto di questa condizione.

Alterativa 1 – Diga A – Scarico di fondo vs. mezzofondo		
luce libera di regolazione	a [m]	
massima portata evacuata (fondo)	Q_f [m ³ /s]	
massima portata evacuata (mezzofondo)	Q_{mf} [m ³ /s]	
a [m]	Q_f [m ³ /s]	Q_{mf} [m ³ /s]
2.00	71.62	46.93
1.50	53.23	35.98
1.00	35.30	23.82

Tabella 54: valori di confronto tra la massima portata evacuata dallo scarico di fondo e di mezzofondo (Diga A)

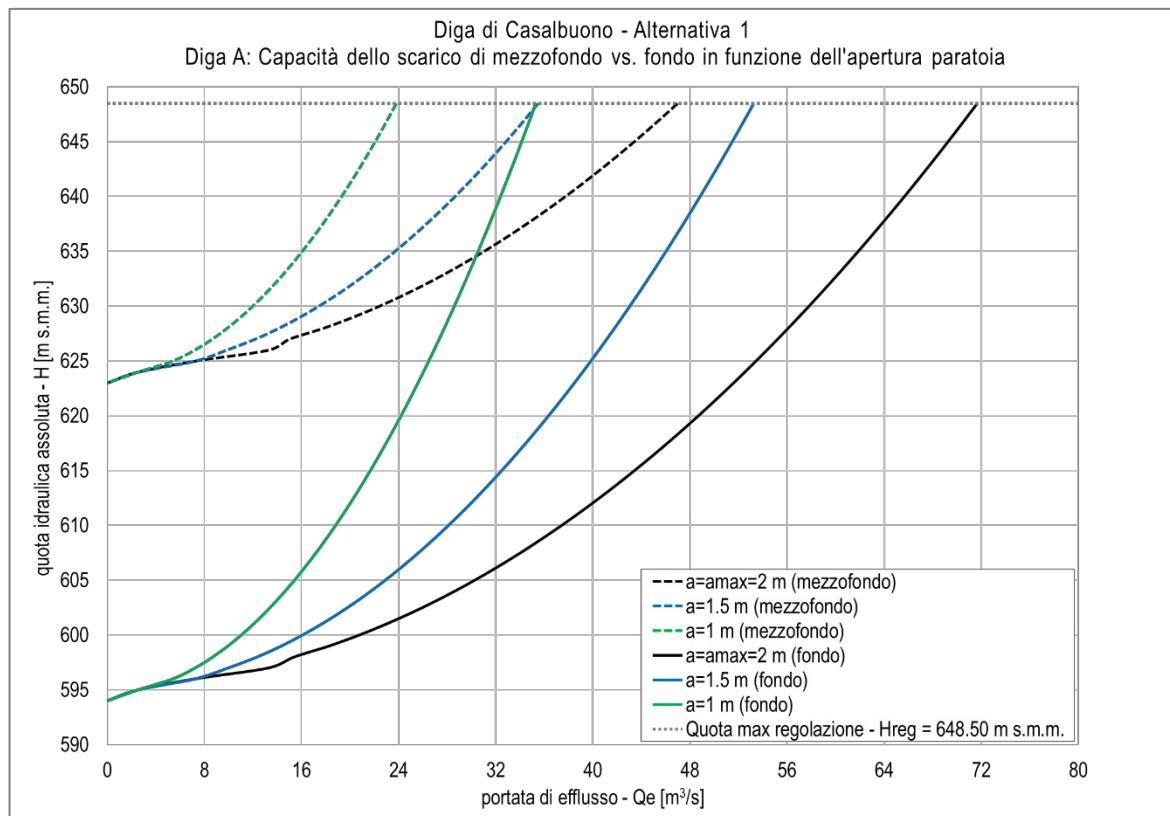


Figura 93: Confronto tra scale di efflusso di portata esitata dallo scarico di fondo (in linea continua) e di mezzofondo (in linea tratteggiata) per differenti aperture della paratoia di regolazione (Diga A)

6.4.2 Alternativa 2: Diga D sul torrente Porcile

In accordo con la NTD 2014, si procede con il dimensionamento dello scarico di fondo e dello scarico di esaurimento.

Lo scarico di fondo si prevede costituito da una galleria e da una camera di manovra con accesso da pozzo verticale di diametro interno pari a 4 m. La galleria si sviluppa per complessivi 390 m circa, suddivisi in:

- Un primo tratto, il cui imbocco si trova ad una quota di $H_{f,0} = 595.00 \text{ m s.m.m.}$, di lunghezza pari a 160 m circa, in cui la sezione è a botte rivestita in calcestruzzo armato, dimensioni interne 3x3 m e la pendenza è pari a 2.1 %;
- Una camera di manovra, in cui la sezione si restringe ad una rettangolare, di $h_1 = 2 \text{ m}, b_1 = 1.5 \text{ m}$, e dove è previsto l'inserimento di due paratoie piane in serie di analoghe dimensioni;
- Un secondo tratto, di lunghezza pari a 230 m circa, in cui la sezione è a botte rivestita in calcestruzzo armato, dimensioni interne 3x3 m e la pendenza è pari a 2.1 %;
- A valle dello sbocco del secondo tratto di galleria si prevede un'opera di dissipazione dello scarico e la connessione con l'alveo naturale a valle.

6.4.2.1 Calcolo della capacità dello scarico di fondo

Seguendo il procedimento illustrato nel §6.2.2.1, si deriva l'andamento dell'efflusso di portata dallo scarico di fondo in funzione della quota di specchio liquido e del grado di apertura della paratoia, che viene ipotizzato pari all'apertura massima ($a = a_{max} = 2 \text{ m}$) e a due aperture parziali ($a = 1.5 \text{ m}$ e $a = 1 \text{ m}$). I risultati sono esposti in Figura 92 ed i valori sono riportati in Tabella 52.

La massima portata che può essere evacuata dallo scarico di fondo corrispondente al livello idraulico di massima regolazione ($H_{reg,D} = 561.00 \text{ m s.m.m.}$) risulta pari a $56.81 \text{ m}^3/\text{s}$, con velocità massima in corrispondenza della sezione di regolazione pari a 17.39 m/s .

Legenda						
quota idraulica assoluta	H [m smm]					
carico idraulico sul fondo di scorrimento dello scarico	Y [m]					
coefficiente di contrazione dell'efflusso regolato da paratoia piana	Cc [-]					
velocità nella sezione regolata da paratoia piana	Vc [m/s]					
coefficiente di portata dello scarico di fondo	Cq [-]					
apertura verticale della luce di fondo	a [m]					
portata esitata dallo scarico di fondo	Q [m ³ /s]					
H [m smm]	Y [m]	a [m]	Cc [-]	Vc [m/s]	Cq [-]	Q [m ³ /s]
561.00	34.00	2	0.777	17.39	0.750	56.81
561.00	34.00	1.50	0.752	38.58	0.736	42.08
561.00	34.00	1.00	0.736	43.45	0.727	27.86

Tabella 55: Valori della portata evacuata dallo scarico di fondo in funzione della quota di livello nell'invaso e dell'apertura della paratoia di regolazione (Diga D)

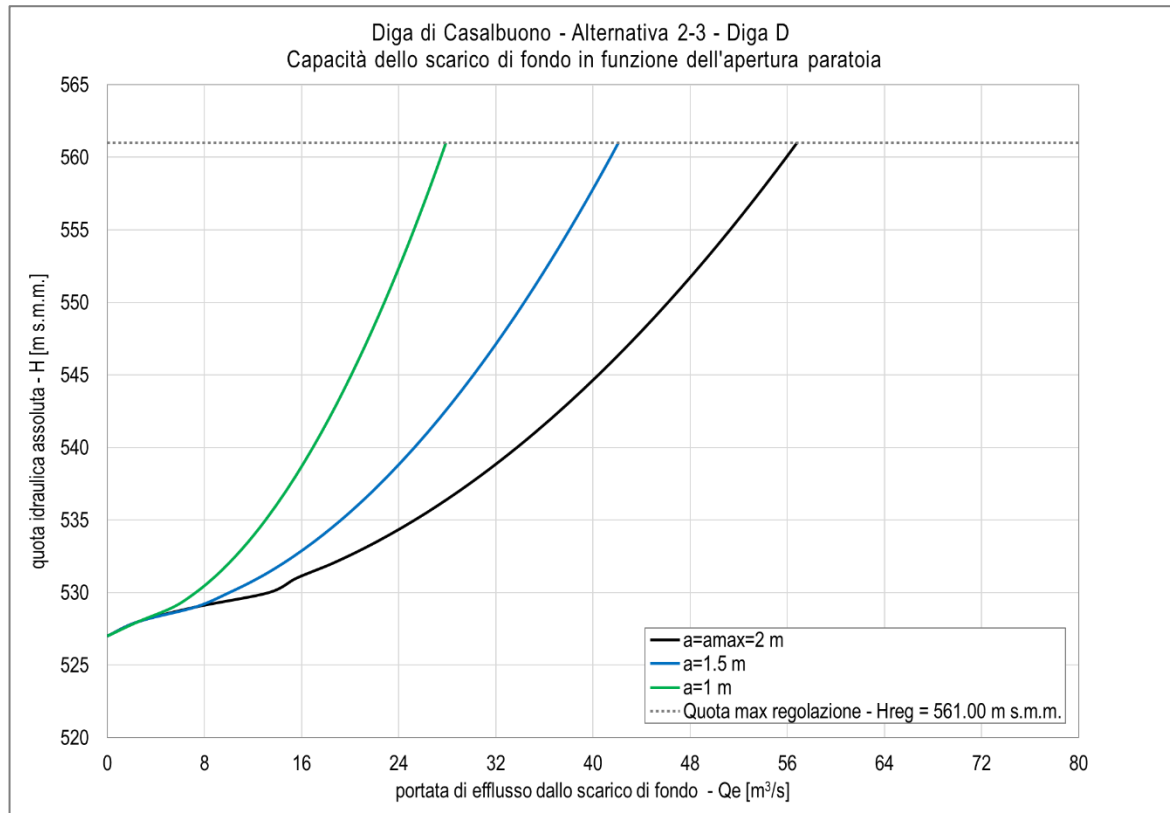


Figura 94: Andamento della portata esitata dallo scarico di fondo al variare dell'apertura della paratoia di regolazione (Diga D)

6.4.2.2 Calcolo del tempo di vuotamento

Si prevede che la condizione di vuotamento avvenga con la posizione costante di apertura della paratoia della camera di manovra, con la portata in uscita dipendente dal solo carico idraulico. Si considerano le n°3 condizioni di apertura considerate già nel calcolo della capacità dello scarico di fondo ($a = a_{max} = 2 m$, $a = 1.5 m$ e $a = 1 m$). Tutte le simulazioni sono svolte imponendo come condizione iniziale la quota idraulica di invaso pari alla di massima regolazione, ovvero $H_{reg,D} = 561.00 m s. m. m.$.

I risultati della simulazione, relativi ad apertura costante della paratoia di regolazione, sono sintetizzati in Tabella 56, e graficati in Figura 95. In caso di apertura totale della paratoia e con livello iniziale di invaso pari alla quota di massima regolazione, la massima portata esitata corrisponde a $q = 56.81 \frac{m^3}{s}$: il tempo di vuotamento del 75% del volume di invaso alla quota di massima regolazione è pari a circa $T_v = 38 h < 72 h$. Può dirsi quindi assolta la verifica imposta dalla NTD 2014, alla disposizione C.1 (si veda §3). In caso di aperture parziali della paratoia, tale tempo di vuotamento aumenta: si nota come con un'apertura di 1 m della paratoia, le 72 ore vengono superate.

Tempo di vuotamento del serbatoio		
luce libera di regolazione		a [m]
massima portata evacuata		Q [m³/s]
tempo di vuotamento 75 % volume invaso		Tv [hr]
a [m]	Q [m³/s]	Tv [hr]
2.00	56.81	38.17
1.50	42.08	51.50
1.00	27.86	77.50

Tabella 56: Tempi di vuotamento del serbatoio al variare della luce libera attiva della paratoia di regolazione (Diga D)

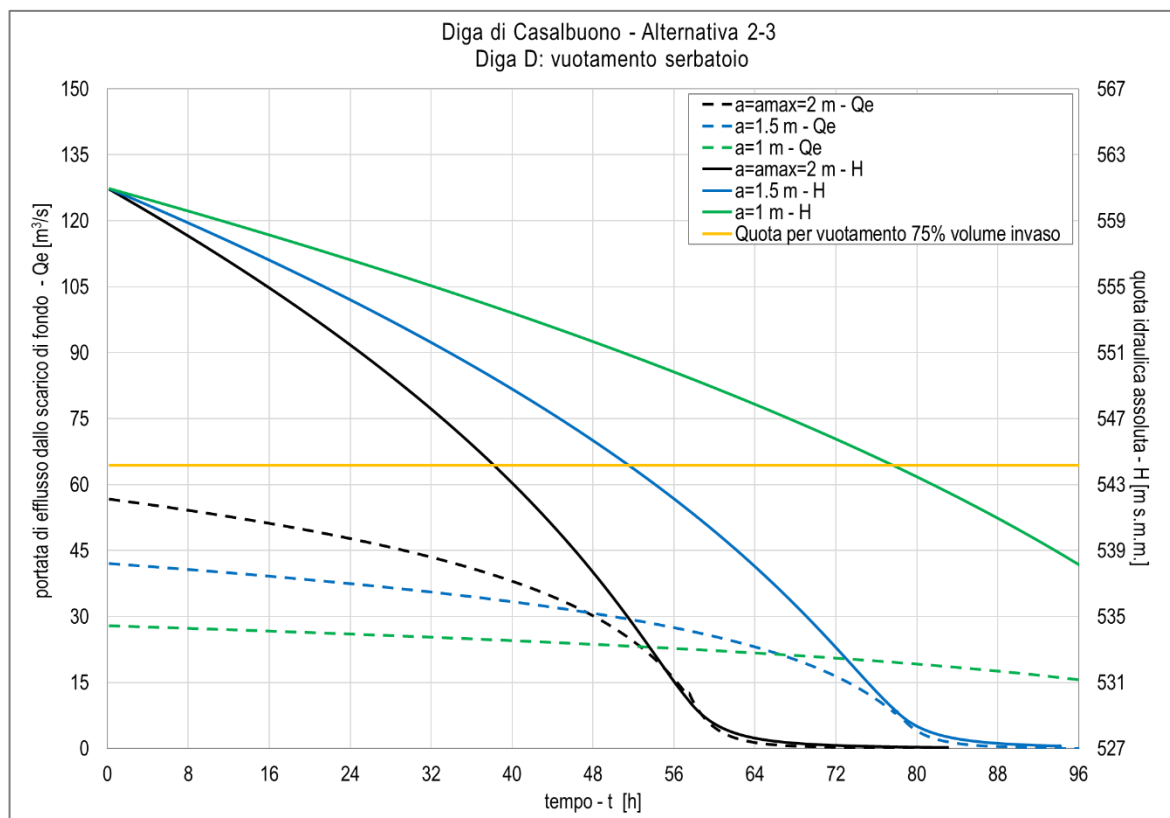


Figura 95: Andamento delle portate evacuate dallo scarico di fondo durante il processo di vuotamento del serbatoio, al variare della luce di apertura della paratoia di regolazione (Diga D)

6.4.3 Alternativa 2: Diga A1* sul fiume Tanagro

Lo scarico di fondo si prevede costituito da:

- una luce scatolare, posta in sinistra idraulica rispetto allo scarico di superficie, il cui imbocco si trova ad una quota di $H_{f,A*} = 592.00 \text{ m s. m. m.}$, di sezione quadrata di lato pari a $B_{f,A*} = h_{f,A*} = 2 \text{ m}$, e regolata da una paratoia piana di analoghe dimensioni;
- Un canale di scarico a valle, di lunghezza pari a 25 m circa, di sezione rettangolare, il quale ha lo scopo di convogliare le portate di effluo a valle dell'opera di dissipazione dello scarico di superficie;

A valle dello sbocco di tale canale si prevede l'inserimento di una briglia, il cui scopo è connettere gli scarichi della traversa con l'alveo naturale a valle.

6.4.3.1 Calcolo della capacità dello scarico di fondo

Seguendo il procedimento illustrato nel §6.2.3.1, si deriva l'andamento dell'effluo di portata dallo scarico di fondo in funzione della quota di specchio liquido e del grado di apertura della paratoia, che viene ipotizzato pari all'apertura massima ($a = a_{max} = 2 \text{ m}$) e a due aperture parziali ($a = 1.5 \text{ m}$ e $a = 1 \text{ m}$). I risultati sono esposti in Figura 92 ed i valori sono riportati in Tabella 52.

La massima portata che può essere evacuata dallo scarico di fondo corrispondente al livello idraulico di massima regolazione ($H_{reg,D} = 606.50 \text{ m s. m. m.}$) risulta pari a $45.85 \text{ m}^3/\text{s}$, con velocità massima in corrispondenza della sezione di regolazione pari a 11.46 m/s .

Legenda					
quota idraulica assoluta					H [m smm]
carico idraulico sul fondo di scorrimento dello scarico					Y [m]
coefficiente di contrazione dell'efflusso regolato da paratoia piana					Cc [-]
velocità nella sezione regolata da paratoia piana					Vc [m/s]
apertura verticale della luce di fondo					a [m]
portata esitata dallo scarico di fondo					Q [m ³ /s]
H [m smm]	Y [m]	a [m]	Cc [-]	Vc [m/s]	Q [m ³ /s]
606.50	14.50	2.00	0.680	11.46	45.85
606.50	14.50	1.50	0.682	8.63	34.51
606.50	14.50	1.00	0.682	5.75	23.01

Tabella 57: Valori della portata evacuata dallo scarico di fondo in funzione della quota di livello nell'invaso e dell'apertura della paratoia di regolazione (Diga A1*)

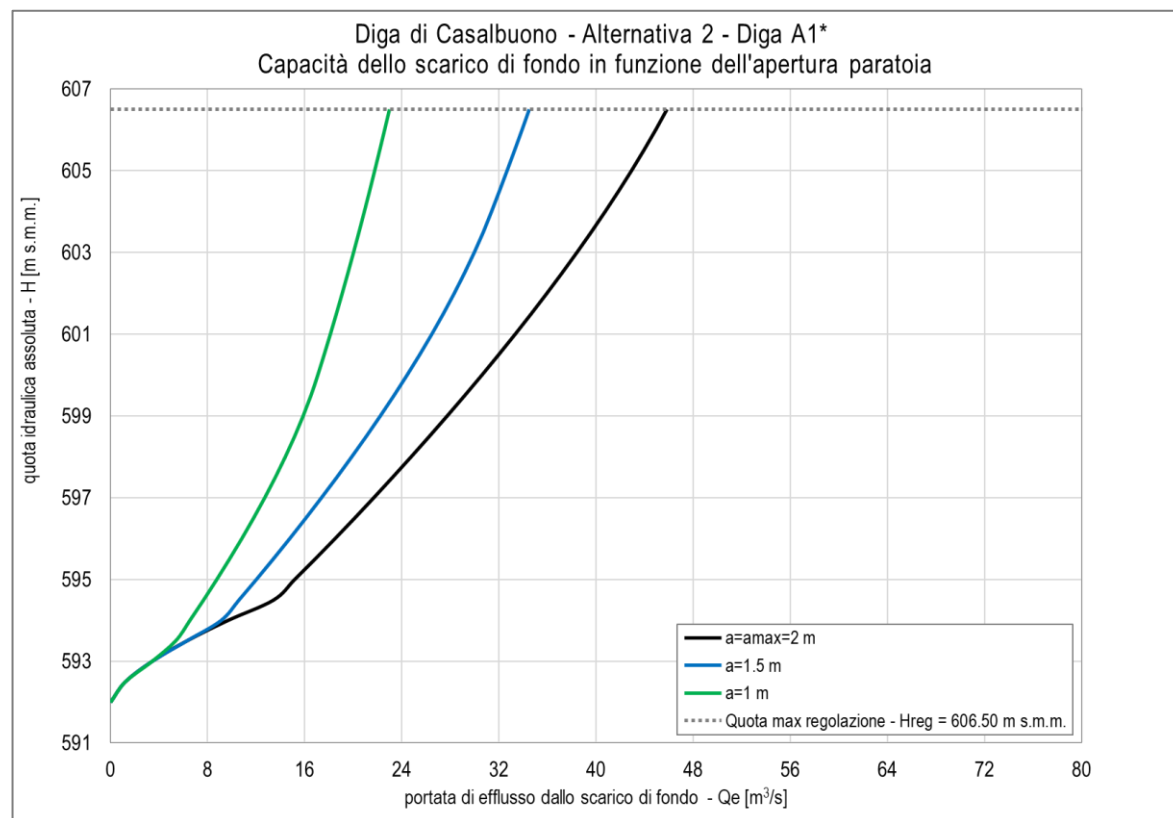


Figura 96: Andamento della portata esitata dallo scarico di fondo al variare dell'apertura della paratoia di regolazione (Diga A1*)

6.4.3.2 Calcolo del tempo di vuotamento

Si prevede che la condizione di vuotamento avvenga con la posizione costante di apertura della paratoia della camera di manovra, con la portata in uscita dipendente dal solo carico idraulico. Si considerano le n°3 condizioni di apertura considerate già nel calcolo della capacità dello scarico di fondo ($a = a_{max} = 2 \text{ m}$, $a = 1.5 \text{ m}$, $a = 1 \text{ m}$ e $a = 0.5 \text{ m}$). Tutte le simulazioni sono svolte imponendo

come condizione iniziale la quota idraulica di invaso pari alla di massima regolazione, ovvero $H_{reg,A^*} = 606.50 \text{ m s. m. m.}$.

I risultati della simulazione, relativi ad apertura costante della paratoia di regolazione, sono sintetizzati in Tabella 58, e graficati in Figura 95. In caso di apertura totale della paratoia e con livello iniziale di invaso pari alla quota di massima regolazione, la massima portata esitata corrisponde a $Q = 46.94 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$: il tempo di vuotamento del 75% del volume di invaso alla quota di massima regolazione è pari a circa $T_v = 3 \text{ h} < 72 \text{ h}$. Può dirsi quindi assoluta la verifica imposta dalla NTD 2014, alla disposizione C.1 (si veda §3). In caso di aperture parziali della paratoia, tale tempo di vuotamento aumenta, ma rimane ampiamente inferiore alle 72 ore nei casi analizzati.

Tempo di vuotamento del serbatoio		
luce libera di regolazione		a [m]
massima portata evacuata		Q [m ³ /s]
tempo di vuotamento 75 % volume invaso		Tv [hr]
a [m]	Q [m ³ /s]	Tv [hr]
2.00	46.94	3.17
1.50	35.35	4.17
1.00	23.64	6.17

Tabella 58: Tempi di vuotamento del serbatoio al variare della luce libera attiva della paratoia di regolazione (Diga A1*)

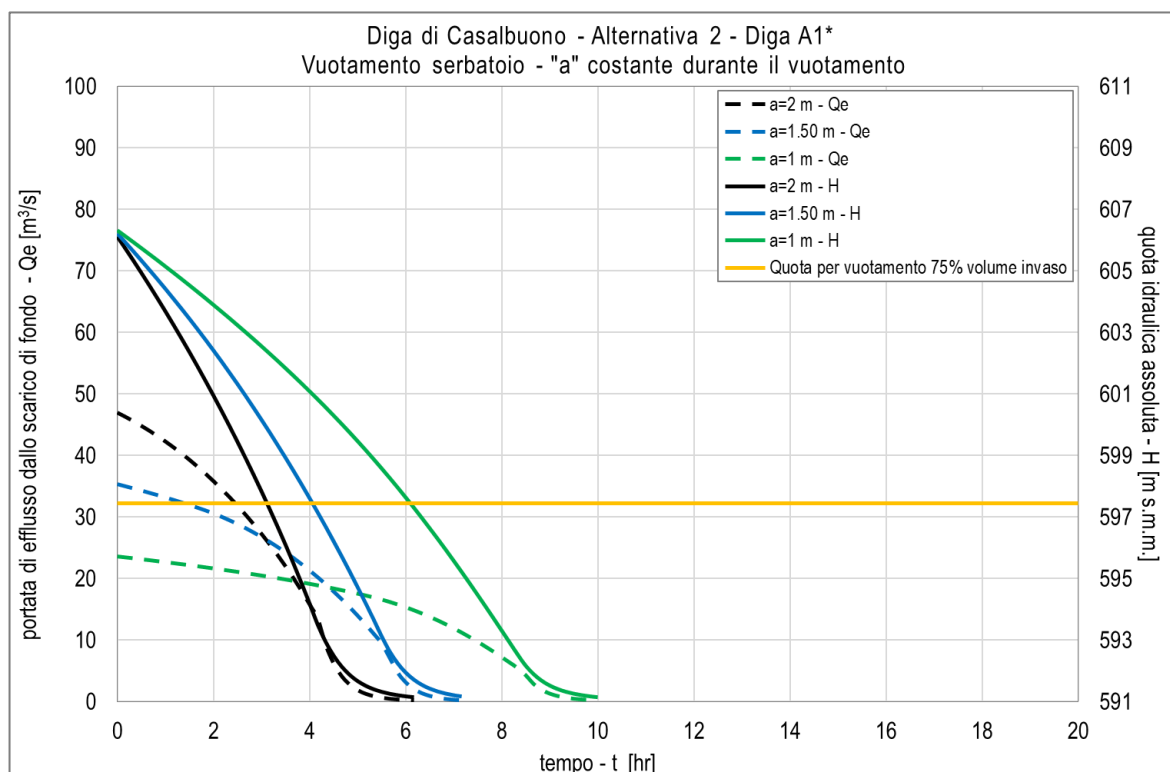


Figura 97: Andamento delle portate evacuate dallo scarico di fondo durante il processo di vuotamento del serbatoio, al variare della luce di apertura della paratoia di regolazione (Diga A1*)

6.4.4 Alternativa 3: Diga A2* sul fiume Tanagro

In accordo con la NTD 2014, si procede con il dimensionamento dello scarico di fondo e dello scarico di esaurimento.

Lo scarico di fondo si prevede costituito da:

- una luce scatolare, posta in sinistra idraulica rispetto allo scarico di superficie, il cui imbocco si trova ad una quota di $H_{f,A2*} = 587.50 \text{ m s. m. m.}$, di sezione quadrata di lato pari a $B_{f,A*} = h_{f,A*} = 2 \text{ m}$, e regolata da una paratoia piana di analoghe dimensioni;
- Un canale di scarico a valle, di lunghezza pari a 25 m circa, di sezione rettangolare, il quale ha lo scopo di convogliare le portate di efflusso a valle dell'opera di dissipazione dello scarico di superficie;

A valle dello sbocco di tale canale si prevede l'inserimento di una briglia, il cui scopo è connettere gli scarichi della traversa con l'alveo naturale a valle.

6.4.4.1 Calcolo della capacità dello scarico di fondo

Seguendo il procedimento illustrato nel §6.2.3.1, si deriva l'andamento dell'efflusso di portata dallo scarico di fondo in funzione della quota di specchio liquido e del grado di apertura della paratoia, che viene ipotizzato pari all'apertura massima ($a = a_{max} = 2 \text{ m}$) e a due aperture parziali ($a = 1.5 \text{ m}$ e $a = 1 \text{ m}$). I risultati sono esposti in Figura 92 ed i valori sono riportati in Tabella 52.

La massima portata che può essere evacuata dallo scarico di fondo corrispondente al livello idraulico di massima regolazione ($H_{reg,A2*} = 594.20 \text{ m s. m. m.}$) risulta pari a $26.84 \text{ m}^3/\text{s}$, con velocità massima in corrispondenza della sezione di regolazione pari a 6.71 m/s .

Legenda					
quota idraulica assoluta					H [m smm]
carico idraulico sul fondo di scorrimento dello scarico					Y [m]
coefficiente di contrazione dell'efflusso regolato da paratoia piana					Cc [-]
velocità nella sezione regolata da paratoia piana					Vc [m/s]
apertura verticale della luce di fondo					a [m]
portata esitata dallo scarico di fondo					Q [m ³ /s]
H [m smm]	Y [m]	a [m]	Cc [-]	Vc [m/s]	Q [m ³ /s]
594.20	6.70	2.00	0.585	6.71	26.84
594.20	6.70	1.50	0.626	5.38	21.53
594.20	6.70	1.00	0.674	3.87	15.46

Tabella 59: Valori della portata evacuata dallo scarico di fondo in funzione della quota di livello nell'invaso e dell'apertura della paratoia di regolazione (Diga A2*)

Tabella 60: Valori della portata evacuata dallo scarico di fondo in funzione della quota di livello nell'invaso e dell'apertura della paratoia di regolazione (Diga A2*)

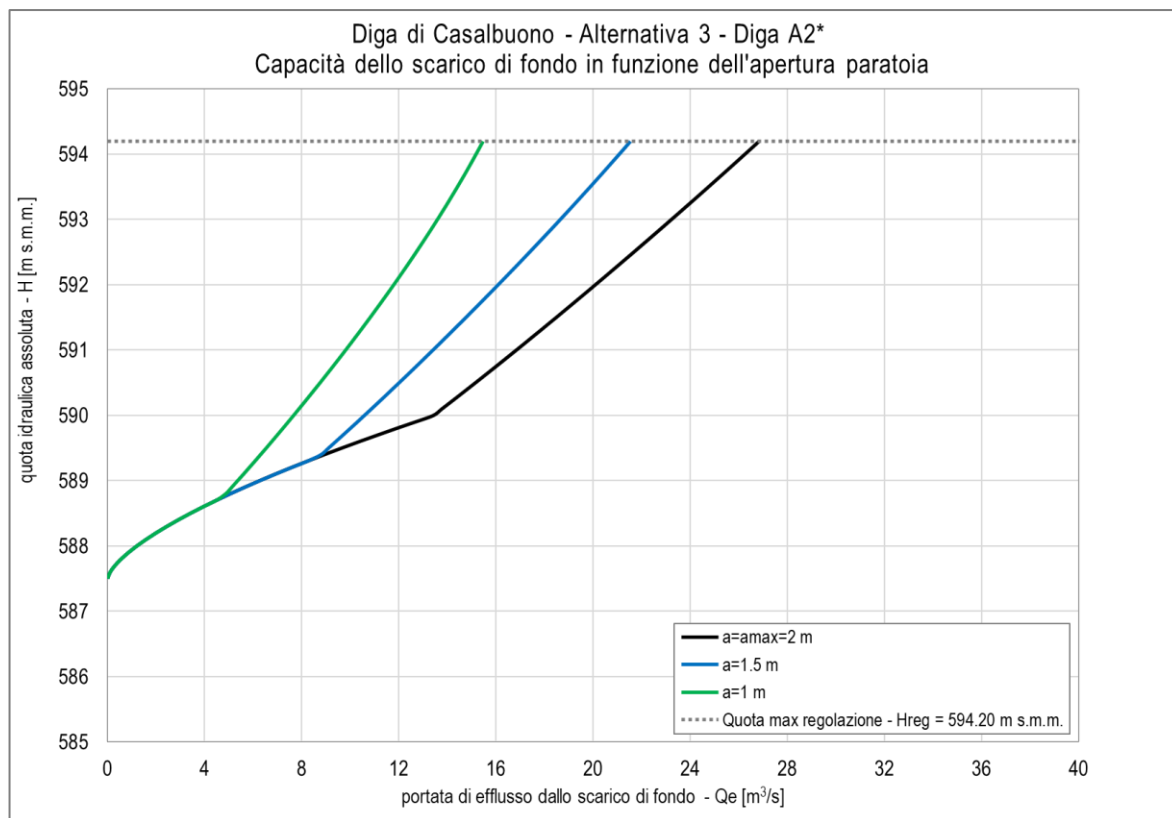


Figura 98: Andamento della portata esitata dallo scarico di fondo al variare dell'apertura della paratoia di regolazione (Diga A2*)

6.4.4.2 Calcolo del tempo di vuotamento

In questo caso il calcolo del tempo di vuotamento avviene per mezzo della seguente stima: si divide il volume di invaso alla massima regolazione, pari a circa 70'000 m³ per la portata esitata dallo scarico di fondo ad una quota pari al 60 % del massimo carico idraulico sullo scarico di fondo (nella condizione di massima apertura della paratoia). Tale quota risulta pari a 591.50 m s.m.m. e la corrispondente portata, secondo quanto riportato nel precedente paragrafo, è pari a $q = 18.50 \text{ m}^3/\text{s}$. Di conseguenza il tempo di vuotamento risulta pari a circa 1 ora, ben al di sotto delle 72 ore richieste da normativa.

6.5 Scarico di regolazione e laminazione

6.5.1 Alternativa 1: Diga A

La Diga A sul fiume Tanagro presenta una notevole capacità d'invaso, tale da consentire una efficace laminazione delle piene per mezzo dell'utilizzo del solo scarico di fondo, che dunque svolge la funzione di scarico di regolazione e laminazione.

6.5.1.1 Calcolo della capacità di laminazione dell'invaso

Con riferimento agli idrogrammi di piena degli eventi con $Tr = 10, 30, 50, 100, 300$ anni, viene valutata nel seguito l'efficacia della laminazione dell'invaso, inserendo nel calcolo i seguenti dati:

- Idrogramma di piena in afflusso all'invaso dell'evento con $Tr = 10, 30, 50, 100, 300$ anni (Figura 66);
- Curve caratteristiche dell'invaso generato dalla Diga A (Figura 2);
- Condizione iniziale dell'invaso, imposta assegnando al livello idrico una quota intermedia che si può ricondurre ai mesi di più probabile accadimento di eventi di piena. Tale quota è ricavata in accordo con le simulazioni di cui al paragrafo §4.5 e si impone pari a $H_{lam,A} = 637.17 \text{ m s.m.}$;
- Condizione di funzionamento dello scarico: si impone alla paratoia dello scarico di fondo un'apertura $a = 0.5 \text{ m}$, costante durante l'evento.

Il risultato di tali simulazioni è riportato nella seguente Figura 101 ed i valori nella Tabella 63, all'interno della quale viene riportato anche un cosiddetto "rapporto di laminazione", calcolato tra la portata laminata e quella di afflusso all'invaso.

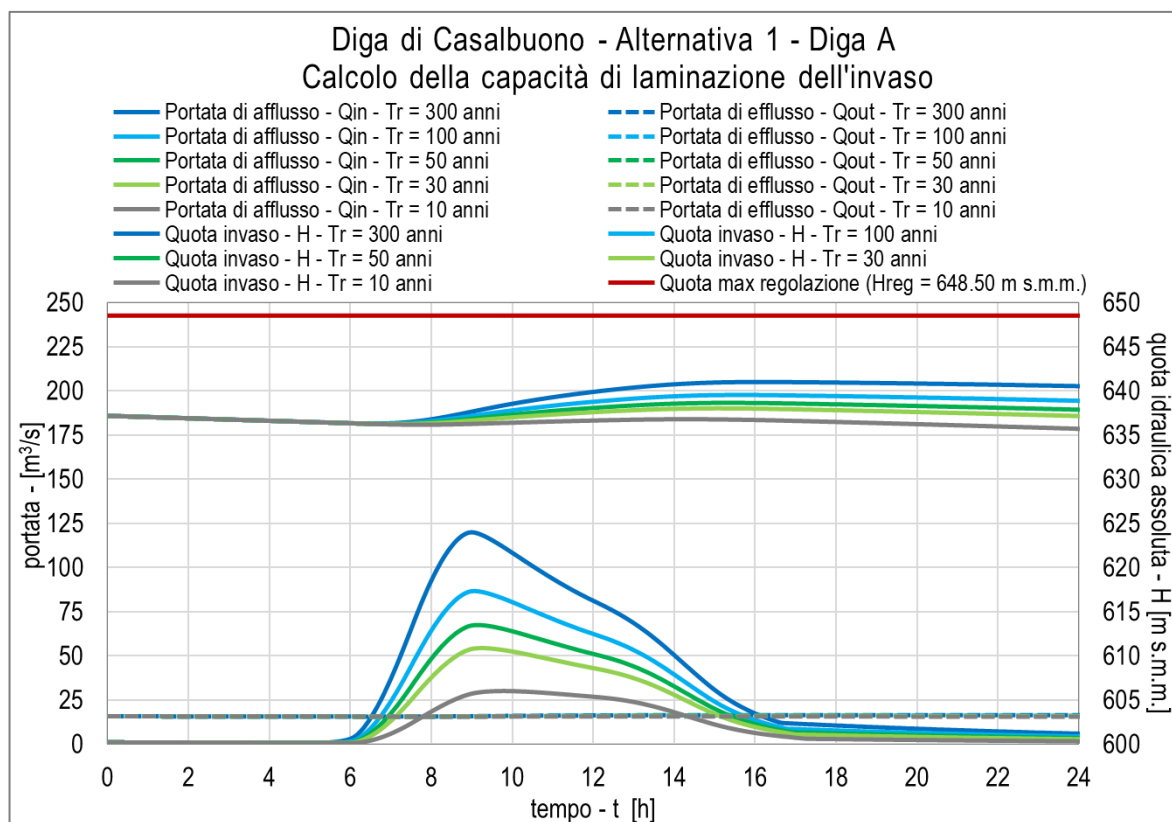


Figura 99: Idrogrammi di afflusso ed efflusso (linea continua e tratteggiata in asse principale) e livello di invaso (linea continua in asse secondario) per eventi riferibili a tempo di ritorno $Tr = 10$ (grigio), 30 (verde scuro), 50 (verde chiaro), 100 (ciano), 300 (blu) anni, per la Diga A

	Unità di misura	Tempo di ritorno [anni]				
		10	30	50	100	300
Apertura luce scarico di fondo	[m]	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Portata massima di afflusso	[m ³ /s]	30	54	67	87	120
Portata massima di efflusso	[m ³ /s]	15.71	15.87	15.98	16.14	16.40
Livello massimo nell'invaso	[m s.m.m.]	637.16	638.00	638.63	639.52	641.00
Laminazione	[m ³ /s]	14.33	38.47	51.43	70.49	103.54
Rapporto di laminazione	[-]	0.48	0.71	0.76	0.81	0.86

Tabella 61: Principali valori derivanti dal calcolo della capacità di laminazione dell'invaso per eventi riferibili a tempo di ritorno $T_r = 10, 30, 50, 100, 300$ anni per la Diga A

Nel presente caso l'apertura della paratoia dello scarico di fondo pari a 0.5 m consente di scaricare a valle una portata pressoché costante di circa 15-16 m³/s, a prescindere dal tempo di ritorno dell'evento. Al contempo, il livello dell'invaso rimane ad una quota ampiamente inferiore a quella di massima regolazione.

6.5.2 Alternativa 2 e 3: Diga D

La Diga A sul torrente Porcile presenta una notevole capacità d'invaso, tale da consentire una efficace laminazione delle piene per mezzo dell'utilizzo del solo scarico di fondo, che dunque svolge la funzione di scarico di regolazione e laminazione.

6.5.2.1 Calcolo della capacità di laminazione dell'invaso

Con riferimento agli idrogrammi di piena degli eventi con $T_r = 10, 30, 50, 100, 300$ anni, viene valutata nel seguito l'efficacia della laminazione dell'invaso, inserendo nel calcolo i seguenti dati:

- Idrogramma di piena in afflusso all'invaso dell'evento con $T_r = 10, 30, 50, 100, 300$ anni (Figura 67);
- Curve caratteristiche dell'invaso generato dalla Diga D (Figura 3);
- Condizione iniziale dell'invaso, imposta assegnando al livello idrico una quota intermedia che si può ricondurre ai mesi di più probabile accadimento di eventi di piena. Tale quota è ricavata in accordo con le simulazioni di cui al paragrafo §4.5 e si impone pari a $H_{lam,D} = 556.00$ m s. m. m.;
- Condizione di funzionamento dello scarico: si impone alla paratoia dello scarico di fondo un'apertura $a = 0.1$ m, costante durante l'evento.

Il risultato di tali simulazioni è riportato nella seguente Figura 101 ed i principali valori nella Tabella 63, all'interno della quale viene riportato anche un cosiddetto "rapporto di laminazione", calcolato tra la portata laminata e quella di afflusso all'invaso.

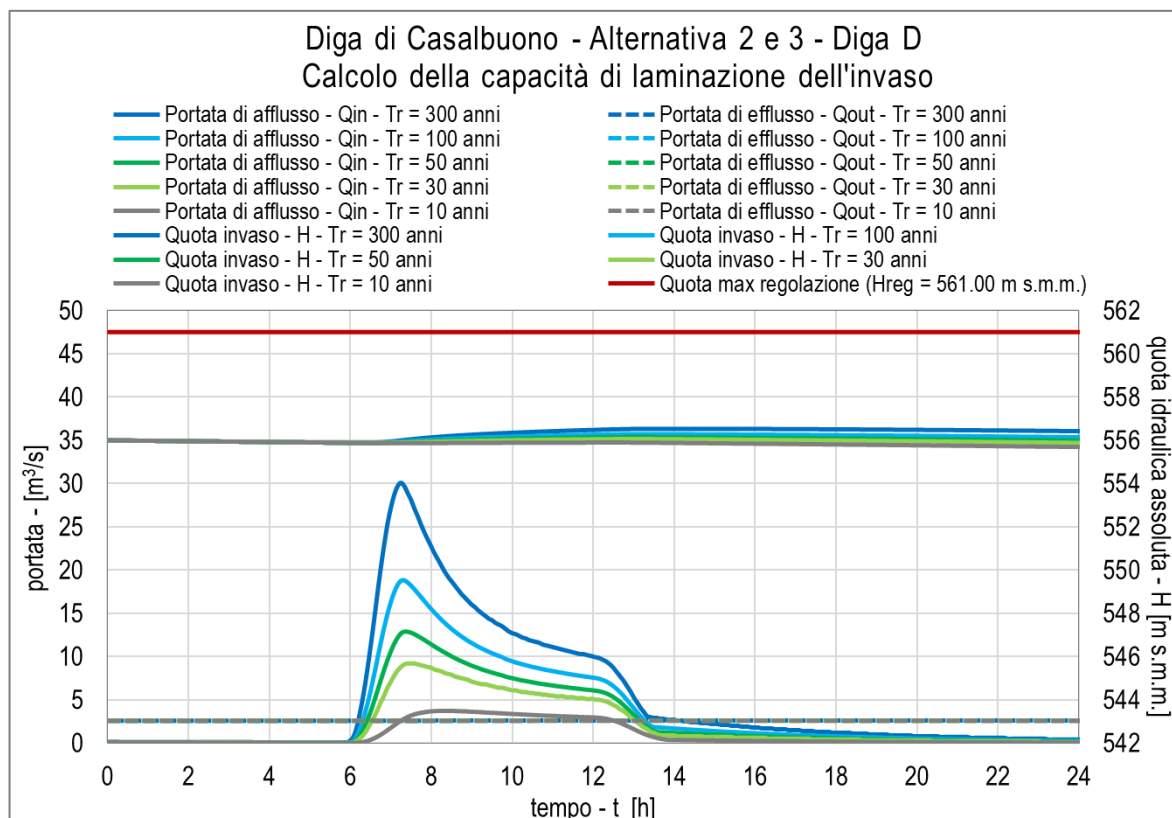


Figura 100: Idrogrammi di afflusso ed efflusso (linea continua e tratteggiata in asse principale) e livello di invaso (linea continua in asse secondario) per eventi riferibili a tempo di ritorno $Tr = 10$ (grigio), 30 (verde scuro), 50 (verde chiaro), 100 (ciano), 300 (blu) anni, per la Diga D

	Unità di misura	Tempo di ritorno [anni]				
		10	30	50	100	300
Apertura luce scarico di fondo	[m]	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Portata massima di afflusso	[m³/s]	3.73	9.20	12.88	18.82	30.10
Portata massima di efflusso	[m³/s]	2.59	2.59	2.60	2.60	2.61
Livello massimo nell'invaso	[m s.m.m.]	556.00	556.06	556.15	556.29	556.53
Laminazione	[m³/s]	1.14	6.61	10.28	16.22	27.49
Rapporto di laminazione	[-]	0.31	0.72	0.80	0.86	0.91

Tabella 62: Principali valori derivanti dal calcolo della capacità di laminazione dell'invaso per eventi riferibili a tempo di ritorno $Tr = 10, 30, 50, 100, 300$ anni per la Diga D

Nel presente caso l'apertura della paratoia dello scarico di fondo pari a 0.1 m consente di scaricare a valle una portata pressoché costante di circa 2.5 m³/s, a prescindere dal tempo di ritorno dell'evento. Al contempo, il livello dell'invaso rimane ad una quota ampiamente inferiore a quella di massima regolazione.

6.5.3 Alternativa 2: Diga A1* sul fiume Tanagro

La Diga A1* sul fiume Tanagro non presenta una capacità d'invaso tale da consentire una efficace laminazione delle piene. Per questo motivo, viene previsto un apposito scarico di regolazione e laminazione all'interno del corpo dello sbarramento, costituito da:

- N.2 luci scatolari, il cui imbocco si trova ad una quota di 594.00 *m s. m.*, di sezione rettangolare con larghezza pari a 4.5 m ed altezza pari a 2 m. Tali luci sono regolate ciascuna da una paratoia a settore di analoghe dimensioni, posizionata all'interno del corpo dello sbarramento. Questo scarico è posizionato nei medesimi conci dove viene realizzata la soglia sfiorante;
- Un'opera di dissipazione, dimensionata secondo lo schema U.S.B.R. tipo III, vale a dire una vasca di dissipazione con blocchi sporgenti, che raggiunge la quota del thalweg a valle dell'opera, pari a circa 586.00 *m s. m.*, dove si prevede un tratto rivestito in pietrame alla rinfusa, che si raccorda con il corso d'acqua naturale a valle diga. All'estremo di valle di questo tratto si prevede una briglia, allo scopo di confinare i residui effetti di dissipazione della corrente, posta nella sezione terminale di questo tratto.

6.5.3.1 Calcolo della capacità di laminazione dell'invaso

Con riferimento agli idrogrammi di piena degli eventi con $Tr = 10, 30, 50, 100, 300$ anni, viene valutata nel seguito l'efficacia della laminazione dell'invaso, inserendo nel calcolo i seguenti dati:

- Idrogramma di piena in afflusso all'invaso dell'evento con $Tr = 10, 30, 50, 100, 300$ anni (Figura 66);
- Curve caratteristiche dell'invaso generato dalla Diga A1* (Figura 2);
- Condizione iniziale dell'invaso, imposta assegnando al livello idrico la quota di massima regolazione pari a $H_{reg,A*} = 606.50$ *m s. m.*;
- Condizione di funzionamento dello scarico: si impone una differente apertura delle paratoie a settore dello scarico, che rimane comunque costante durante l'evento.

Il risultato di tali simulazioni è riportato nella seguente Figura 101 ed i valori nella Tabella 63, all'interno della quale viene riportato anche un cosiddetto "rapporto di laminazione", calcolato tra la portata laminata e quella di afflusso all'invaso.

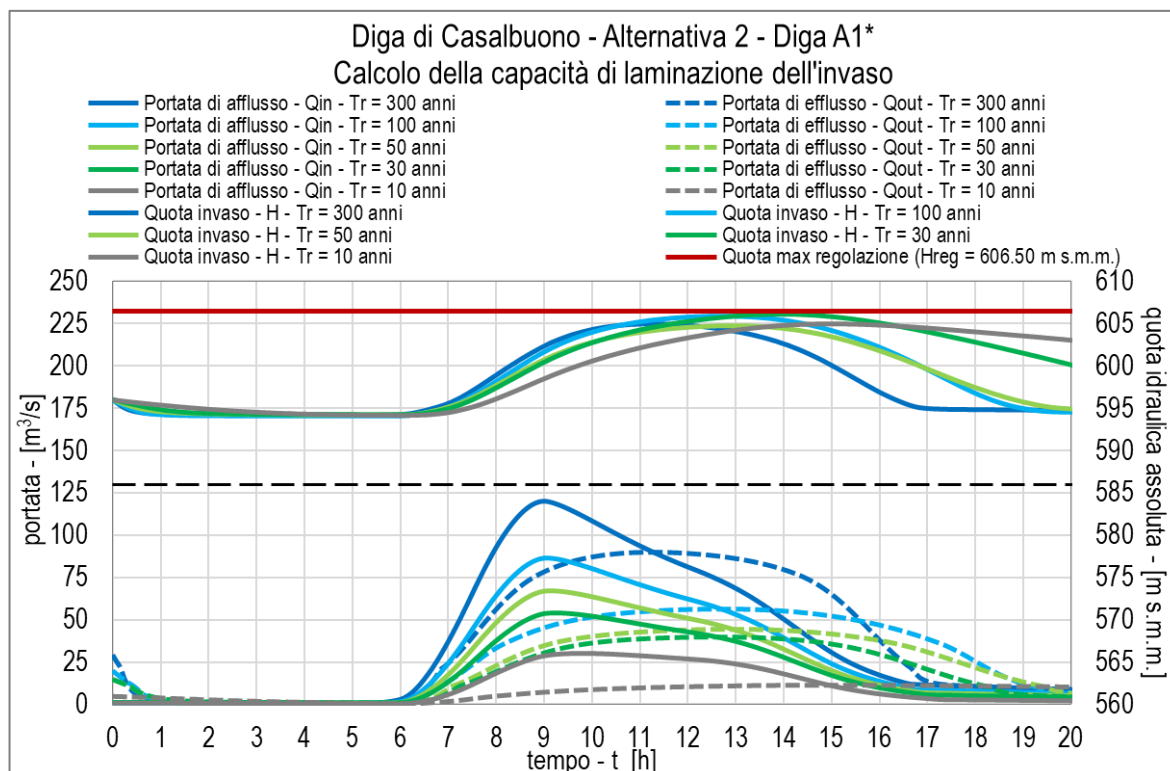


Figura 101: Idrogrammi di afflusso ed efflusso (linea continua e tratteggiata in asse principale) e livello di invaso (linea continua in asse secondario) per eventi riferibili a tempo di ritorno $Tr = 10$ (grigio), 30 (verde scuro), 50 (verde chiaro), 100 (ciano), 300 (blu) anni, per la Diga A1*

	Unità di misura	Tempo di ritorno [anni]				
		10	30	50	100	300
Apertura luce scarico di fondo	[m]	n. 1 4.5 x 0.25	n.1 4.5 x 0.60	n.1 4.5 x 1.00	n.2 4.5 x 0.60	n.2 4.5 x 1.00
Portata massima di afflusso	[m^3/s]	30	54	67	87	120
Portata massima di efflusso	[m^3/s]	12	28	45	57	89
Livello massimo nell'invaso	[m s.m.m.]	604.94	606.15	604.74	605.91	604.98
Laminazione	[m^3/s]	18	26	22	30	31
Rapporto di laminazione	[-]	0.60	0.48	0.33	0.34	0.26

Tabella 63: Principali valori derivanti dal calcolo della capacità di laminazione dell'invaso per eventi riferibili a tempo di ritorno $Tr = 10, 30, 50, 100, 300$ anni, per la Diga A1*

Un risultato da evidenziare è che, per mezzo del funzionamento delle paratoie come indicato nei casi riferiti a ciascun tempo di ritorno analizzato, non entra in funzione lo scarico di superficie e, per questo motivo, si riesce a sfruttare al massimo la capacità di laminazione dell'invaso.

6.5.4 Alternativa 3: Diga A2* sul fiume Tanagro

La Diga A2* non presenta dimensioni tali da consentire la realizzazione di uno scarico appositamente dedicato alla laminazione delle piene. Le onde di piena vengono smaltite dallo scarico di superficie secondo quanto riportato nel §0, senza che si determini un effetto di laminazione.

7. DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLA CONDOTTA DI DERIVAZIONE

Nell'Alternativa 2 e nell'Alternativa 3 viene prevista una condotta di derivazione per trasferire la portata dall'invaso della Diga A1* (Diga A2*) all'invaso della Diga D. Il tracciato di tale condotta si sviluppa nel fondovalle del fiume Tanagro fino alla confluenza con il torrente Porcile e successivamente risale la valle di quest'ultimo fino alla diga in D.

Il dimensionamento della condotta di derivazione necessita la definizione di:

- Quota di presa della condotta nell'invaso della Diga A1* (Diga A2*);
- Quota di sbocco della condotta nell'invaso della Diga D;
- Lunghezza della condotta;
- Coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler della condotta.

L'approccio che viene utilizzato nella presente fase progettuale si basa sull'applicazione della formula di Gauckler-Strickler per il moto uniforme, ottenendo il diametro in funzione della portata di progetto. Si assume che la quota di presa della condotta sia pari alla quota di minima regolazione dell'invaso più la minima sommergenza. La quota di sbocco della condotta è imposta pari alla quota di massima regolazione dell'invaso della Diga D, in modo da considerare il minimo dislivello presente tra i due invasi.

La minima sommergenza h_t si può calcolare con formule semiempiriche, delle quali si sceglie la formula di Rohan, che lega la sommergenza al diametro D della condotta di derivazione ed alla velocità dell'acqua V :

$$h_t = 1.474 \cdot V^{0.48} \cdot D^{0.76}$$

Si evidenzia che il funzionamento della condotta di derivazione rimane comunque subordinato al mantenimento del DMV/DE del fiume Tanagro: nel caso in cui il deflusso in arrivo da monte nell'invaso risulti inferiore al volume minimo da rilasciare a valle, la presa della condotta non sarà attiva.

Le principali variabili per il dimensionamento della condotta di derivazione e valori dei diametri e velocità in funzione della portata derivata sono riportati in Tabella 64 e le curve di deflusso della condotta sono raffigurate in Figura 102.

	Unità di misura	Alternativa 2		Alternativa 3	
Quota di presa della condotta	[m s.m.m.]	593		587.5	
Quota di sbocco della condotta	[m s.m.m.]	561		561	
Dislivello	[m]	32		26.5	
Portata condotta [m ³ /s]		Diametro condotta [m]	Velocità [m/s]	Diametro condotta [m]	Velocità [m/s]
2		1.13	1.98	1.18	1.05
3		1.32	2.19	1.37	0.90
4		1.47	2.35	1.52	0.81
5		1.60	2.49	1.66	0.74
6		1.71	2.60	1.77	0.69
7		1.81	2.71	1.88	0.65
8		1.91	2.80	1.98	0.62
9		1.99	2.88	2.07	0.59
10		2.07	2.96	2.15	0.57

Tabella 64: Principali variabili per il dimensionamento della condotta di derivazione e valori dei diametri e velocità in funzione della portata derivata (Alternativa 2 e 3)

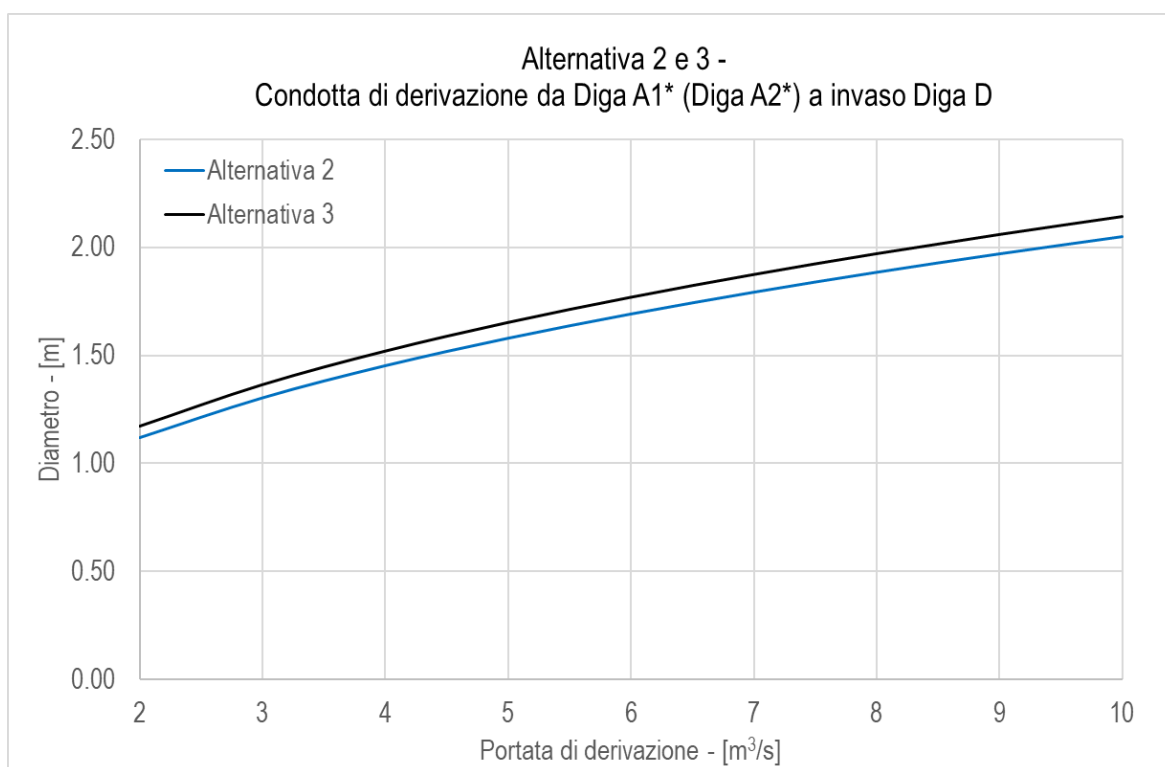


Figura 102: Diametro della condotta in funzione della portata di derivazione dalla Diga A1* (Diga A2*) all'invaso della Diga D, nell'Alternativa 2 (Alternativa 3)

Le portate medie mensili registrate nella serie storica di dati sono in media circa 0.8 m³/s, con un valore massimo di circa 6 m³/s, come riportato in Figura 40 nel paragrafo §4.5. La condotta viene dimensionata con un diametro pari a $D_{A1^*} = D_{A2^*} = 2.00$ m, che consente di derivare fino a circa 9 m³/s. Il diametro scelto e le velocità ottenute consentono di calcolare una minima sommergezza pari a $h_t \cong 4$ m per la Diga A1* e $h_t \cong 2$ m per la Diga A2*. Di conseguenza, le quote di minima regolazione degli invasi diventano:

- $H_{min,reg,A1^*} = H_{f,condotta} + h_t = 593.00 + 4.00 = 597.00$ m s. m. m. per la Diga A1*;
- $H_{min,reg,A2^*} = H_{f,condotta} + h_t = 587.50 + 2.00 = 589.50$ m s. m. m. per la Diga A2*.

8. STIMA DELL'APPORTO SOLIDO MEDIO ANNUO

La stima dell'apporto solido medio annuo di un bacino idrografico viene effettuata calcolando l'erosione media annua del suolo con il modello empirico *Revised Universal Soil Loss Equation* (RUSLE), derivante dalla precedente formulazione USLE¹. Tale modello è in grado di stimare il tasso annuale medio di perdita di suolo, in unità di massa, per unità di superficie. La perdita di suolo è ottenuta come il prodotto tra sei fattori principali, ognuno dei quali ha lo scopo di rappresentare gli elementi naturali o antropici che agiscono sul suolo. Di seguito si riporta l'equazione del modello RUSLE:

$$A = R \cdot K \cdot L_S \cdot C \cdot P$$

dove:

- *A*: stima della perdita media annua di suolo per unità di superficie [*t/ha*];
- *R*: fattore di erosività dell'energia di caduta della pioggia e del suo deflusso, tiene in considerazione l'aggressività degli eventi meteorici [*MJ · mm/(ha · h)*];
- *K*: fattore di erodibilità del suolo, esprime l'erodibilità del terreno dovuta alle proprietà fisico-chimiche del suolo stesso [*t · h/(MJ · mm)*];
- *L_S*: fattore adimensionale morfologico del suolo, dipende dalla lunghezza e dalla pendenza del versante [-];
- *C*: fattore adimensionale di copertura vegetale e di uso del suolo, tiene conto del tipo di vegetazione o coltura esistente. Tale fattore può assumere valori compresi tra 0 (*no loss*) e 1 (*max erosion*) [-];
- *P*: fattore adimensionale che considera le eventuali tecniche di sistemazione e di conservazione del suolo per contrastare la sua erodibilità. Tale fattore può assumere valori compresi tra 0 (*protected terrain*) ed 1 (*no practice*) [-].

Sebbene il modello originario USLE sia stato inizialmente calibrato per singoli appezzamenti su dolci pendii in campi agricoli, la lunga serie di osservazioni provenienti da circa 50 siti sperimentali negli Stati Uniti e successive applicazioni a livello mondiale hanno dimostrato la sua funzionalità anche in ambienti ed estensioni areali molto diverse. Anche in Europa l'utilizzo di tale modello empirico ha trovato largo impiego nella stima dell'erosione del suolo a livello continentale e nazionale. In Italia si possono citare molte applicazioni regionali quali, per esempio, "Soil erosion estimate in southern

¹ Wischmeier, W.H.; Smith, D.D. Predicting rainfall erosion losses: a guide to conservation planning. United States Department of Agriculture Handbook n°537, 1978, United States Government Printing Office, Washington, DC.

Latium (central Italy) using RUSLE and geostatistical techniques”² e “D-RUSLE: a dynamic model to estimate potential soil erosion with satellite time series in the Italian Alps”³. Nella totalità di queste applicazioni, si sono utilizzate tecniche di elaborazione spaziale basate sui GIS (Geographic Information System) per combinare le mappe digitali dei fattori R , K , L_S , C e P seguendo il modello RUSLE ed ottenere in questo modo la mappa della distribuzione del tasso di erosione del suolo. Per l'applicazione del modello RUSLE sono dunque necessari i dati relativi alle precipitazioni, al suolo, all'altitudine e all'uso/copertura del suolo.

Per i fattori K , L_S , C e P si è fatto riferimento ai diversi studi già condotti dall'*European Soil Data Centre* (ESDAC) negli anni 2014-2015. Tali lavori, riportati nei paragrafi successivi, hanno avuto come obiettivo la produzione di mappe digitali ad alta risoluzione direttamente utilizzabili all'interno di un modello RUSLE.

Per il fattore R , invece, è stata condotta un'analisi pluviometrica al fine stimare con precisione l'effetto che la pioggia ha sull'erosione del suolo e sulla formazione del ruscellamento superficiale nei bacini interessati.

8.1 Determinazione dei fattori del modello RUSLE

8.1.1 Fattore di erodibilità del suolo (K)

Per determinare il fattore di erodibilità del suolo del bacino idrografico A del fiume Tanagro e D del torrente Porcile si è fatto riferimento allo studio *Soil Erodibility (K- Factor) High Resolution dataset for Europe*⁴ condotto dall'*European Soil Data Centre* (ESDAC). Lo scopo di questo studio è stato la generazione di una mappa armonizzata di erodibilità del suolo ad alta risoluzione (con una dimensione della cella della griglia di 500 m) per i 28 Stati membri dell'UE.

L'erodibilità del suolo è stata inizialmente calcolata per i punti di indagine del progetto LUCAS⁵ utilizzando il nomogramma di Wischmeier e Smith (1978). Successivamente, è stato applicato un modello di regressione cubica per correlare dati spaziali come latitudine, longitudine, e caratteristiche del terreno al fine di sviluppare una mappa di erodibilità del suolo ad alta risoluzione. La mappa digitale risultante è stata infine verificata con studi locali/regionali/nazionali ottenendo risultati molto buoni. All'interno di questo studio si è inoltre valutato l'effetto protettivo della copertura lapidea superficiale la quale solitamente non viene considerata per il calcolo dell'erodibilità del suolo. Come riportato nello studio, l'esclusione di questo effetto nei calcoli del fattore K può portare a una sovrastima del 15%

² ENEA – Dipartimento Sostenibilità dei Sistemi Produttivi e Territoriali: Soil erosion estimate in southern Latium (central Italy) using RUSLE and geostatistical techniques, 2015.

³ M. Gianinetto, M. Aiello, F. Polinelli, F. Frassy, M. C. Rulli, G. Ravazzani, D. Bocchiola, D.D. Chiarelli, A. Soncini e R. Vezzoli: D-RUSLE: a dynamic model to estimate potential soil erosion with satellite time series in the Italian Alps, gennaio 2019.

⁴ European Soil Data Centre (ESDAC): Soil Erodibility (K- Factor) High Resolution dataset for Europe; 2014.

⁵ European Soil Data Centre (ESDAC): LUCAS: Land Use and Coverage Area frame Survey.

dell'erosione del suolo, in particolare per i paesi mediterranei, quale l'Italia, dove sono state osservate le più alte percentuali di copertura lapidea. In generale, i valori che il fattore K può assumere sono molto variabili. A valori elevati corrispondono aree caratterizzate dalla presenza di un terreno maggiormente erodibile. Il valore medio del fattore K in Europa è stimato in $0.032 \text{ t} \cdot \text{h}/(\text{ha} \cdot \text{MJ} \cdot \text{mm})$ con una deviazione standard di $0.009 \text{ t} \cdot \text{h}/(\text{ha} \cdot \text{MJ} \cdot \text{mm})$.

In (Figura 103) è riportata mappa dei valori che il fattore K assume all'interno dei bacini del fiume Tanagro e torrente Porcile considerando l'effetto della presenza di copertura lapidea superficiale.

Per il bacino del fiume Tanagro (A):

- valore medio: $0.0216 \text{ t} \cdot \text{h}/(\text{ha} \cdot \text{MJ} \cdot \text{mm})$;
- valore minimo: $0.0131 \text{ t} \cdot \text{h}/(\text{ha} \cdot \text{MJ} \cdot \text{mm})$;
- valore massimo: $0.0312 \text{ t} \cdot \text{h}/(\text{ha} \cdot \text{MJ} \cdot \text{mm})$.

Per il bacino del torrente Porcile (D):

- valore medio: $0.0205 \text{ t} \cdot \text{h}/(\text{ha} \cdot \text{MJ} \cdot \text{mm})$;
- valore minimo: $0.0115 \text{ t} \cdot \text{h}/(\text{ha} \cdot \text{MJ} \cdot \text{mm})$;
- valore massimo: $0.0295 \text{ t} \cdot \text{h}/(\text{ha} \cdot \text{MJ} \cdot \text{mm})$.

Si osserva che i valori più alti si trovano in corrispondenza delle cime rocciose e dei versanti maggiormente esposti che, come è facile intuire, sono aree particolarmente soggette all'effetto erosivo della pioggia in quanto non sono coperte o protette dalla vegetazione.

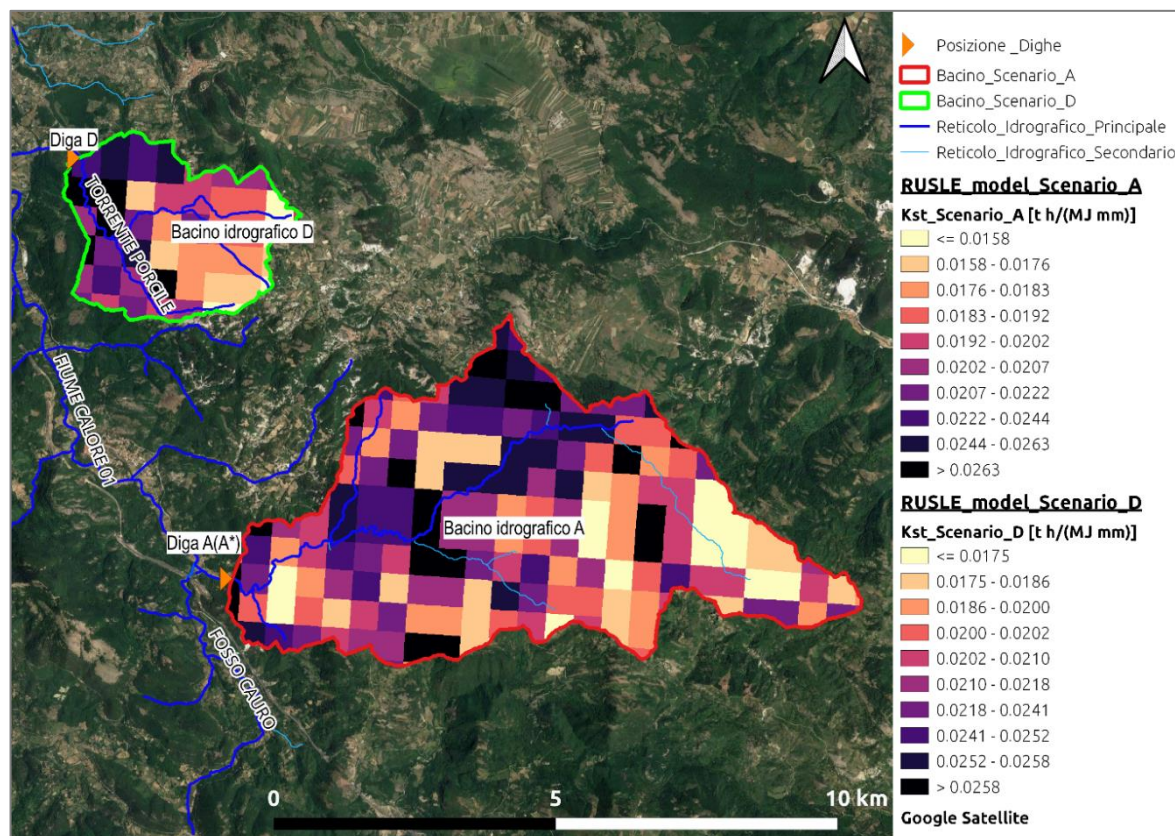


Figura 103: Modello RUSLE, valori del fattore K di erodibilità del suolo.

8.1.2 Fattore morfologico del suolo (L_s)

Per la stima del fattore morfologico del suolo (L_s) si è fatto riferimento allo studio *LS-factor (Slope Length and Steepness factor) for the EU*⁶ condotto dall'European Soil Data Centre (ESDAC).

L'ESDAC ha infatti sviluppato una nuova valutazione ad alta risoluzione per ottenere una migliore comprensione dei modelli spaziali e temporali dell'erosione del suolo in Europa. In particolare, come riportato nello studio citato, il calcolo del fattore L_s è stato eseguito utilizzando l'equazione originale proposta da Desmet e Govers (1996) e implementata con il *System for Automated Geoscientific Analyses (SAGA)* il quale incorpora un particolare algoritmo che contribuisce ad una stima precisa. Il set di dati del fattore L_s è stato calcolato utilizzando un modello digitale di elevazione (DEM) ad alta risoluzione (25 m) per l'intera Unione Europea, compreso dunque anche l'intero territorio italiano. Il valore che questo fattore può assumere è notevolmente influenzato dalla pendenza del terreno; a valori elevati corrispondono zone con una maggiore erodibilità del terreno.

In Figura 104 si riporta la mappa digitale del fattore morfologico del suolo dei bacini del fiume Tanagro e torrente Porcile.

Per il bacino del fiume Tanagro (A):

- valore medio: 4.09;

⁶ European Soil Data Centre (ESDAC): LS-factor (Slope Length and Steepness factor) for the EU; 2015.

- valore minimo: 0.0396;
- valore massimo: 25.53.

Per il bacino del torrente Porcile (D):

- valore medio: 4.24;
- valore minimo: 0.0579;
- valore massimo: 31.78.

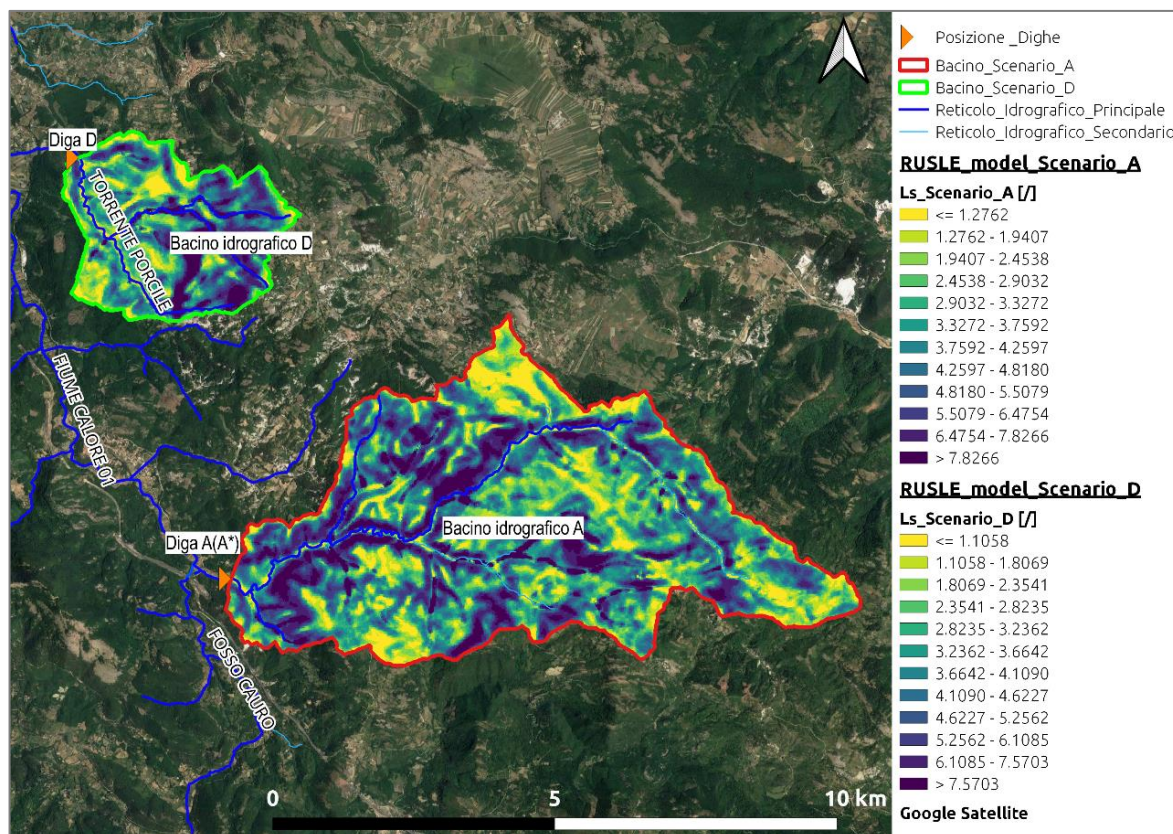


Figura 104: Modello RUSLE, valori del fattore Ls di erodibilità del suolo.

I valori minori, come era lecito aspettarsi, identificano l'asta dei torrenti principali e vallate a debole pendenza mentre i valori più elevati identificano versanti ripidi e torrenti secondari ad elevata pendenza.

8.1.3 Fattore adimensionale di copertura vegetale e di uso del suolo (C)

L'uso e la gestione del suolo influenzano l'entità dell'erosione del terreno. Tra i diversi fattori di rischio per l'erosione del suolo, il fattore di copertura vegetale è quello che gli enti governativi e gli agricoltori possono influenzare più facilmente, applicando politiche e misure atte a ridurre i tassi di perdita di suolo.

Per la stima del fattore di copertura vegetale e di uso del suolo (C) si è fatto riferimento allo studio *Cover Management factor (C-factor) for the EU*⁷ condotto dall'European Soil Data Centre (ESDAC). Lo studio realizzato dall'ESDAC ha proposto una metodologia per stimare il fattore C nell'Unione Europea (UE), utilizzando come dati di input dati il CORINE Land Cover, attributi biofisici derivati dal telerilevamento e dati statistici sulle colture e le pratiche agricole.

Nei terreni coltivabili, il fattore C è stato stimato utilizzando statistiche sulle colture (% di terreno per coltura) e dati sulle pratiche di gestione come la lavorazione conservativa del terreno, i residui vegetali e la copertura delle colture invernali. Nei terreni non coltivabili invece il fattore C è stato stimato sulla base dei set di dati di telerilevamento *Fcover (Fraction of green Vegetation Cover)*.

Il set di valori del fattore C (compresi tra 0 ed 1) è stato calcolato utilizzando un modello digitale di elevazione (DEM) ad alta risoluzione (25 m) per l'intera Unione Europea, compreso dunque anche l'intero territorio italiano. Un valore prossimo all'unità identifica terreni non coperti da vegetazione o non utilizzati per scopi agricoli e dunque maggiormente predisposti ad un'elevata erosione.

In Figura 105 è riportata la mappa digitale del fattore adimensionale di copertura vegetale e di uso del suolo dei bacini idrografici del fiume Tanagro e torrente Porcile.

Per il bacino del fiume Tanagro (A):

- valore medio: 0.0345;
- valore minimo: 0.00079;
- valore massimo: 0.269.

Per il bacino del torrente Porcile (D):

- valore medio: 0.0305;
- valore minimo: 0.000654;
- valore massimo: 0.247.

Anche in questo caso, i valori maggiori identificano le cime e i versanti più ripidi dove non è presente vegetazione e dove non sono presenti coltivazioni.

Risulta dunque chiaro l'effetto di protezione contro l'erosione del suolo determinato dalla copertura vegetativa del terreno.

⁷ European Soil Data Centre (ESDAC): *Cover Management factor (C-factor) for the EU*; 2015.

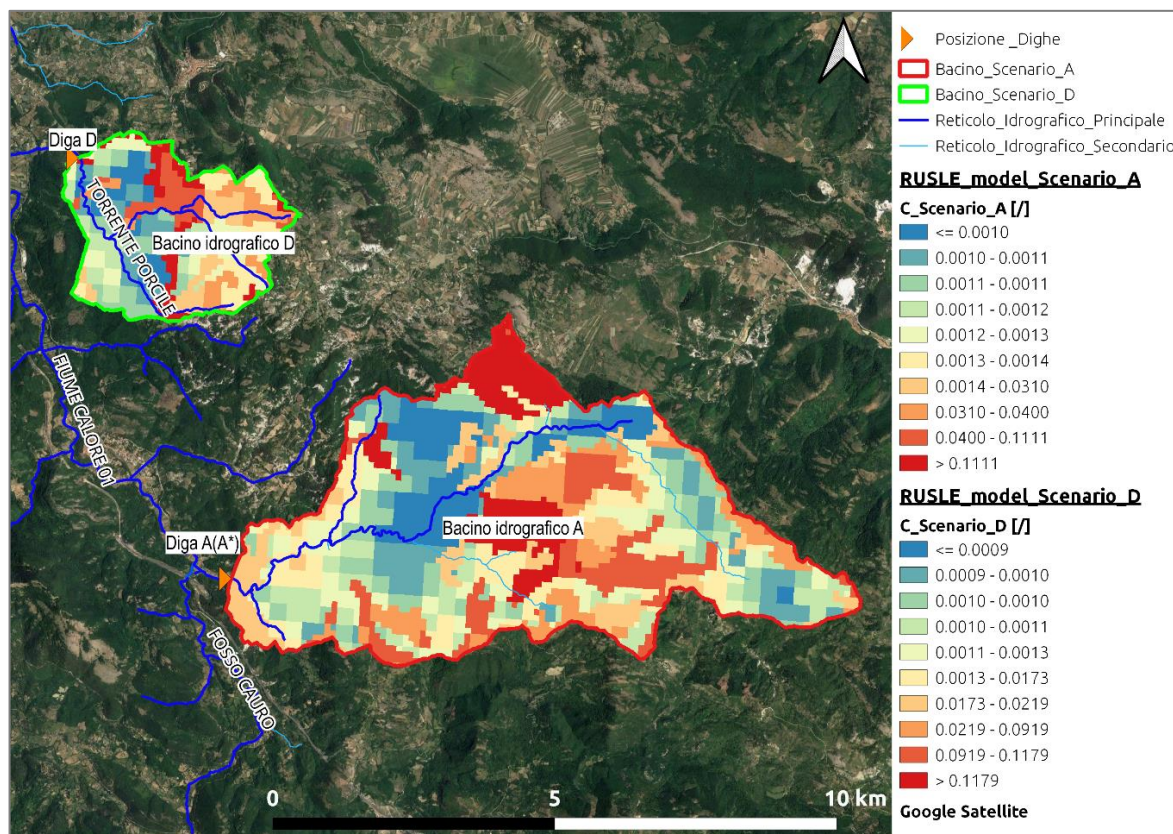


Figura 105: Modello RUSLE, valori del fattore C di copertura vegetale e di uso del suolo.

8.1.4 Fattore adimensionale delle pratiche di conservazione del suolo (P)

Per la stima del fattore delle pratiche di conservazione del (P) si è fatto riferimento allo studio *Support Practice factor (P-factor) for the EU*⁸ condotto dall'*European Soil Data Centre (ESDAC)*. Il fattore P è adimensionale ed assume valori compresi tra 0 (no soil loss) ed 1 (max soil loss).

In questo studio a livello europeo, l'effetto delle pratiche di sostegno (obbligatorie per gli agricoltori per ricevere incentivi nell'ambito della PAC-GAEC) sulla perdita di suolo è stato valutato sulla base delle oltre 226.000 osservazioni dell'indagine statistica Land use/cover (LUCAS) condotta nel 2012 nell'Unione Europea. In dettaglio, si sono presi in considerazione a) agricoltura di contorno, b) manutenzione dei muri in pietra e c) margini erbosi. La risoluzione del raster prodotto è di 1 Km.

In

Figura 106: Modello RUSLE, valori del fattore P delle pratiche di conservazione del suolo.

è riportata la mappa digitale del fattore adimensionale delle pratiche di conservazione del suolo dei bacini idrografici del fiume Tanagro e torrente Porcile.

Per il bacino del fiume Tanagro (A):

- valore medio: 1.00;

⁸ European Soil Data Centre (ESDAC): Support Practice factor (P-factor) for the EU; 2015.

- valore minimo: 0.97;
- valore massimo: 1.00.

Per il bacino del torrente Porcile (D):

- valore medio: 1.00;
- valore minimo: 0.97;
- valore massimo: 1.00.

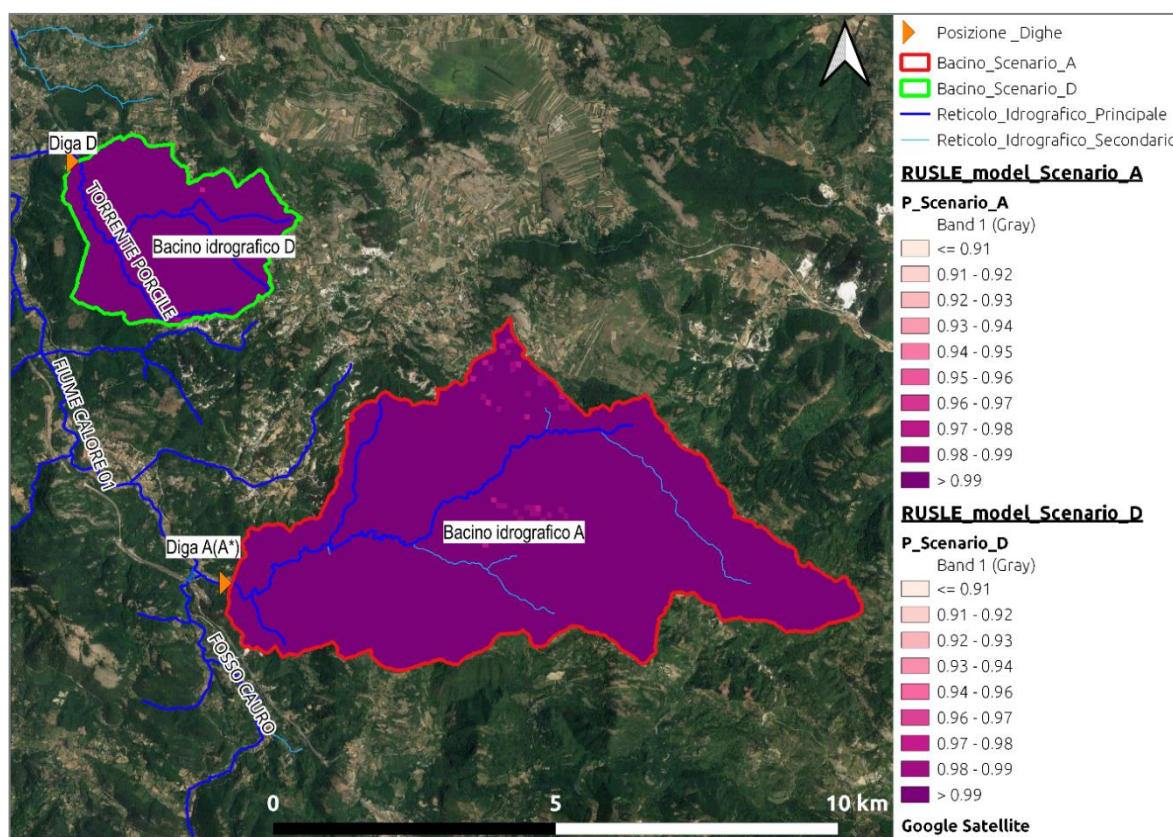


Figura 106: Modello RUSLE, valori del fattore P delle pratiche di conservazione del suolo.

8.1.5 Fattore di erosività della pioggia (R)

Il fattore R è un indice medio pluriennale che misura l'energia cinetica e l'intensità delle precipitazioni e descrive l'effetto che la pioggia ha sull'erosione del suolo e sulla formazione del ruscellamento superficiale. Tra i fattori utilizzati nel modello RUSLE il fattore R è probabilmente il più importante poiché le precipitazioni hanno un impatto diretto sul distacco delle particelle di suolo, sulla rottura degli aggregati e sul trasporto delle particelle erose attraverso il ruscellamento. Una valutazione precisa dell'erosività delle piogge richiede una conoscenza approfondita del regime pluviometrico della zona d'interesse; è necessario disporre di registrazioni delle precipitazioni a brevi intervalli di tempo (1-60 minuti) per un periodo di almeno diversi anni.

Così come descritto ampiamente al capitolo §4, è stata condotta un'analisi pluviometrica al fine di ottenere le Curve di Possibilità Pluviometrica (CPP) relative ai bacini del fiume Tanagro e torrente

Porcile in corrispondenza delle sezioni di chiusura delle opzioni di progetto. In particolare, le stazioni pluviometriche analizzate sono le seguenti:

- Montesano Terme;
- Montesano Marcellana;
- Casalbuono;
- Lagonegro.

I dati massimi annuali sono stati ricavati dalle serie di osservazioni registrate dalle stazioni pluviometriche nelle quali sono forniti i valori di massima precipitazione per eventi di diversa durata. Le curve ottenute sono state spazializzate nel bacino applicando il metodo di Thiessen per la definizione delle aree di competenza di ciascuna stazione.

Per il calcolo dei valori assunti dal fattore di erosività della pioggia si è fatto riferimento all'equazione empirica suggerita da Morgan (1984):

$$R = 38.5 + 0.35 \cdot P$$

dove:

- R : fattore di erosività della pioggia [$MJ \cdot mm / (ha \cdot h)$];
- P : precipitazione totale media annua [mm].

Si è quindi determinato il fattore R per ciascuna aree di afferenza delle stazioni pluviometriche considerate nei bacini idrografici del T. Porcile e del fiume Tanagro.

Bacino idrografico A			
Stazione Pluviometrica	Area di afferenza [ha]	Precipitazione cumulata media annua [mm]	R-factor [MJ mm/(h ha)]
Montesano Terme	0.03	1203	460
Lagonegro	1555	1756	653
Casalbuono	2089	1665	621

Tabella 65: Stima del fattore R per ciascuna delle aree di afferenza all'interno del bacino del fiume Tanagro.

Bacino idrografico D			
Stazione Pluviometrica	Area di afferenza [ha]	Precipitazione cumulata media annua [mm]	R-factor [MJ mm/(h ha)]
Montesano Terme	279	1203	460
Montesano Marcellana	318	1432	540
Casalbuono	370	1665	621

Tabella 66: Stima del fattore R per ciascuna delle aree di afferenza all'interno del bacino del T. Porcile.

La mappa digitale ottenuta è riportata in Figura 107.

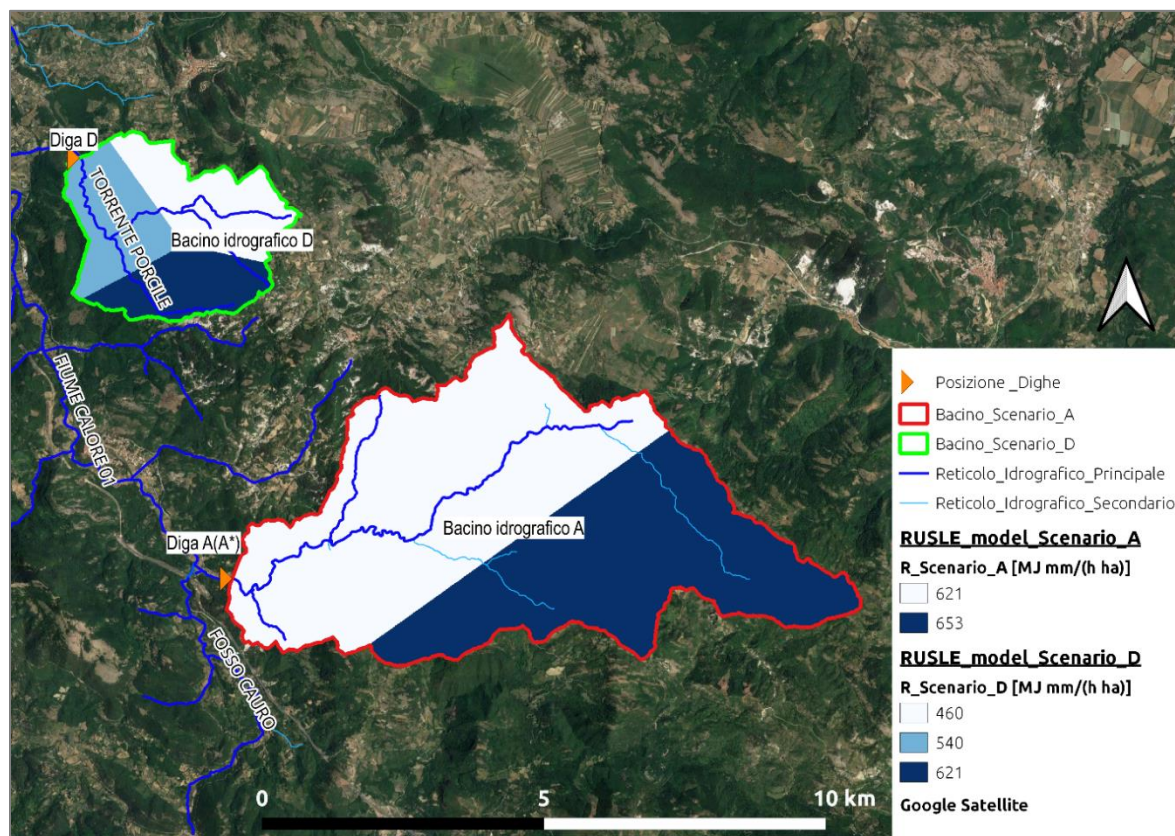


Figura 107: Modello RUSLE, valori del fattore R di erosività della pioggia.

8.2 Risultati ottenuti dall'applicazione del modello RUSLE

Dopo aver determinato tutti i fattori, è stato possibile applicare il modello RUSLE al bacino idrografico del torrente Tanagro (bacino idrografico A) e del torrente Porcile (bacino idrografico D) per la stima dell'apporto solido medio annuo. La mappa digitale dell'erosione prodotta è riportata in Figura 108.

Secondo il modello, l'erosione media annua all'interno del bacino idrografico del torrente Tanagro risulta essere pari a:

$$A = 4'560 \text{ t}$$

che, ipotizzando che il terreno eroso sia formato da ghiaia e pietrisco, corrisponde ad un volume di:

$$A = 2'850 \text{ m}^3$$

Secondo il modello, l'erosione media annua all'interno del bacino idrografico del torrente Porcile risulta essere pari a:

$$A = 1'313 \text{ t}$$

che, ipotizzando che il terreno eroso sia formato da ghiaia e pietrisco, corrisponde ad un volume di:

$$A = 820 \text{ m}^3$$

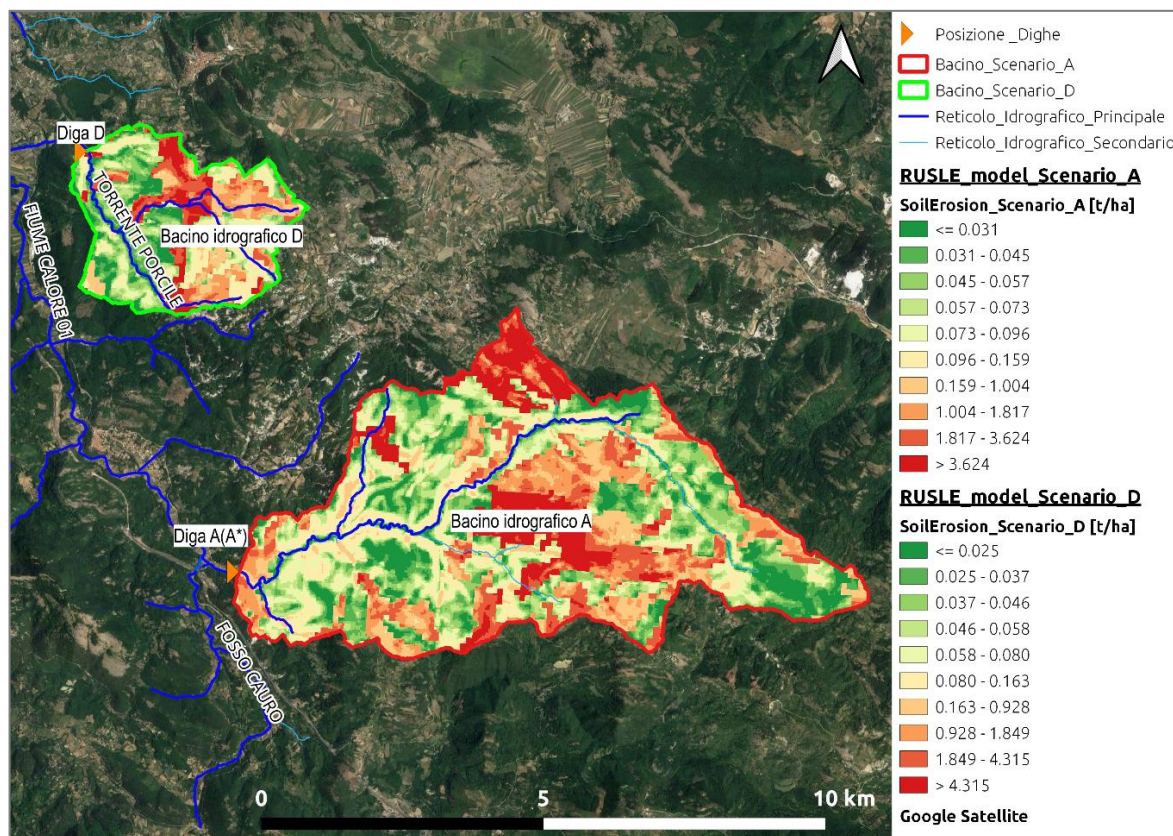


Figura 108: Modello RUSLE, erosione del suolo nel bacino idrografico del fiume Tanagro (A) e del torrente Porcile (D).

9. CONCLUSIONI

Nella presente relazione idraulica-idrologica preliminare vengono presentati i calcoli ed i relativi risultati di dimensionamento di tutti gli elementi idraulici delle opere di sbarramento previste nello Studio di fattibilità delle alternative progettuali della diga di Casalbuono.

Il calcolo del bilancio idrologico degli invasi è stato implementato per dimensionare l'altezza ottimale della Diga A (Alternativa 1) e della Diga D (Alternativa 2 e 3). In relazione all'analisi del numero di anni di mancato soddisfacimento del fabbisogno idrico sono state definite le seguenti quote massima regolazione per le due opere:

- Diga A: $H_{max,reg,A} = 648.50 \text{ m s. m. m.}$;
- Diga D: $H_{max,reg,D} = 561.00 \text{ m s. m. m.}$.

L'analisi idrologica di piena ha fornito i valori delle portate al colmo e gli idrogrammi di piena necessari per il dimensionamento idraulico delle opere di scarico. Tali portate ed idrogrammi sono stati calcolati con il metodo indiretto, in riferimento alle sezioni in cui sono state ubicate la Diga A e Diga D, le quali sottendono, rispettivamente, la porzione montana di bacino del fiume Tanagro (denominato in questa analisi bacino idrografico A) ed il bacino del torrente Porcile (denominato in questa analisi bacino idrografico D). I valori delle portate al colmo ottenuti sono sintetizzati in Tabella 67.

Tr	Portate al colmo	
	Bacino idrografico A	Bacino idrografico D
10	30	3.7
30	54.3	9.2
50	67.4	12.9
100	86.6	18.8
200	107.3	25.7
300	119.9	30.1
500	136.4	35.9
1000	159.6	44.2
3000	198.2	58.6

Tabella 67: Valori delle portate al colmo massime ottenute per il bacino idrografico A e D

Sulla base dei risultati dell'analisi idrologica di piena è stato svolto il dimensionamento e la verifica idraulica delle opere di scarico. Per ciascuna diga è stata definita la geometria dello scarico di superficie, di fondo, di mezzofondo e di regolazione e laminazione, per rispettare le prescrizioni della NTD 2014 e per soddisfare gli obiettivi delle opere definiti dal CBVD.

La verifica dello scarico di superficie ha consentito di definire la quota di massimo invaso e, successivamente, di verificare il franco idraulico netto in relazione alla quota di coronamento imposta. La verifica dello scarico di fondo è stata effettuata per calcolare il tempo di vuotamento dell'invaso.

La verifica del funzionamento dello scarico di regolazione e laminazione è stata effettuata per mezzo del calcolo della capacità di laminazione dell'invaso, definendo così l'effetto di attenuazione della portata al colmo prodotto dalle opere.

Nella seguente Tabella 68 vengono sintetizzati le principali caratteristiche degli organi di scarico dimensionati e verificati per le differenti alternative progettuali.

	Unità di misura	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 2 e 3
		Diga A	Diga A1*	Diga A2*	Diga D
Scarico di superficie					
Lunghezza sfiorante	[m]	42.00	30.00	30.00	20.00
Carico di progetto	[m]	1.50	1.80	1.85	0.60
Portata max di efflusso	[m ³ /s]	165	153	160	20
Scarico di fondo					
Dimensione	[m]	4.00x4.00 (galleria sezione a botte)	2.00x2.00 (luce scatolare)	2.00x2.00 (luce scatolare)	3.00x3.00 (galleria sezione a botte)
Portata max di efflusso	[m ³ /s]	72	47	27	57
Tempo di vuotamento	[h]	41	3	1	38
Scarico di mezzofondo					
Dimensione	[m]	3.50x3.50 (galleria sezione a botte)	-	-	-
Portata max di efflusso	[m ³ /s]	47	-	-	-
Scarico di regolazione e laminazione					
Dimensione	[m x m]	4.00x4.00 (galleria sezione a botte)	n. 2 4.50x2.00 (luci scatolari)	-	3.00x3.00 (galleria sezione a botte)
Portata max di efflusso (Tr 30 anni)	[m ³ /s]	16	28	54	3
Portata max di efflusso (Tr 100 anni)	[m ³ /s]	16	57	87	3
Portata max di efflusso (Tr 300 anni)	[m ³ /s]	16	89	120	3
Rapporto di laminazione	[-]	3.62	2.01	0	0.73

Tabella 68: Principali caratteristiche degli organi di scarico dimensionati e verificati per le differenti alternative progettuali

Inoltre, è stata dimensionata dal punto di vista idraulico la condotta di derivazione che trasferisce le portate dall'invaso della Diga A1* e Diga A2* rispettivamente nelle Alternative 2 e 3. Il tracciato di tale condotta in acciaio, di lunghezza pari a circa 11 km e diametro pari a 2 m, si sviluppa nel fondovalle del fiume Tanagro fino alla confluenza con il torrente Porcile e successivamente risale la valle di quest'ultimo fino alla diga in D. La massima portata derivabile è pari a circa 9 m³/s.

Infine, è stata sviluppata una stima dell'apporto solido medio annuo prodotto nel bacino idrografico A e D, per valutare i possibili effetti di interrimento degli invasi in progetto. Tale stima, basata sull'applicazione del modello RUSLE, ha fornito i seguenti valori di erosione media annua esposti in Tabella 69.

Erosione media annua	Bacino idrografico A		Bacino idrografico D	
	[t]	[m ³]	[t]	[m ³]
	4'560	2'850	1'313	820

Tabella 69: Stima dell'erosione media annua dei bacini idrografici A e D

In conclusione, si sintetizzano le principali quote e caratteristiche delle opere di sbarramento dimensionate per le alternative progettuali sono riportate in Tabella 70.

	Unità di misura	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 2 e 3
		Diga A	Diga A1*	Diga A2*	Diga D
Quota massima regolazione	[m s.m.m.]	648.50	606.50	594.20	561.00
Quota massimo invaso	[m s.m.m.]	650.00	608.30	596.05	561.60
Quota coronamento	[m s.m.m.]	654.00	611.00	598.00	565.50
Quota punto più depresso del paramento	[m s.m.m.]	590.00	583.00	583.00	520.00
Quota minima regolazione	[m s.m.m.]	605.00	597.00	589.50	535.00
Franco idraulico netto	[m]	3.38	2.26	1.65	3.30
Altezza diga	[m]	64.00	28.00	15.00	45.50
Volume d'invaso	[Mm ³]	12.50	0.59	0.07	9.02
Volume utile di regolazione	[Mm ³]	12.05	0.49	0.07	8.38
Superficie d'invaso alla massima regolazione	[m ²]	573'748	76'506	13'720	585'727
Superficie d'invaso alla minima regolazione	[m ²]	67'259	48'000	4'500	110'167

Tabella 70: Principali quote e caratteristiche delle opere previste nelle alternative progettuali

10. ALLEGATI

ANNO	DEFUSSO	FABBISOGNO	EVAPORAZIONE	INFILTRAZIONE	DEFICIT	SFIORO
1951	32256860.48	22973440.00	451502.73	1'124'762.08	-	13'834'421.56
1952	28455847.59	22973440.00	354200.17	904'734.27	643'555.79	-
1953	24922479.89	22973440.00	552'111.08	1'270'445.07	-	4744'176.56
1954	29885234.21	22973440.00	465491.02	1'081'889.16	-	7'530'499.52
1955	27232710.23	22973440.00	473419.74	1'089'192.57	-	459'706.39
1956	28573186.68	22973440.00	484888.19	1'124'048.97	-	2'954'676.89
1957	22679521.03	22973440.00	445419.71	1'042'813.99	-	-
1958	32977550.30	22973440.00	449676.36	1'026'060.99	-	5'566'624.66
1959	40778894.58	22973440.00	630'560.81	1'429'301.15	-	12'003'112.38
1960	37075389.41	22973440.00	521'539.70	1'247'092.96	-	15'169'222.56
1961	22658227.10	22973440.00	531'176.51	1'221'642.06	-	-
1962	28482263.30	22973440.00	423'007.67	1'019'285.82	367'182.97	2'442'273.86
1963	43401338.68	22973440.00	590454.56	1'370'545.13	-	17'190'820.76
1964	27045538.87	22973440.00	484345.29	1'140'853.03	-	4494'922.25
1965	28002299.83	22973440.00	390827.46	1'009'357.86	584'992.92	5'492'976.81
1966	41329639.04	22973440.00	579283.44	1'377'512.33	-	11'308'012.40
1967	34024673.12	22973440.00	592302.27	1'370'894.34	-	9'784'037.45
1968	33430179.55	22973440.00	495489.96	1'226'235.59	-	8'003'726.19
1969	45912692.68	22973440.00	615'140.24	1'433'063.20	-	20'874'628.46
1970	36348859.87	22973440.00	493032.02	1'205'046.56	-	15'680'942.32
1971	40386750.67	22973440.00	590357.60	1'374'666.88	-	12'918'782.92
1972	33057658.58	22973440.00	555311.82	1'300'099.91	-	12'744'489.24
1973	34558872.29	22973440.00	383373.03	944'929.28	924'258.97	9843'600.23
1974	37006425.98	22973440.00	524804.57	1'240'064.40	-	10'782'649.97
1975	24775861.88	22973440.00	508906.59	1'181'530.91	-	-
1976	51051790.77	22973440.00	645766.06	1'468'638.45	-	22'771'116.08
1977	24426743.48	22973440.00	399615.64	1'051'521.25	-	4'272'147.64
1978	47606517.15	22973440.00	505654.64	1'189'742.72	-	24'045'483.32
1979	53114850.72	22973440.00	594146.74	1'408'897.34	-	22'716'790.28
1980	41130169.87	22973440.00	537164.09	1'328'451.01	-	16'276'188.68
1981	36107052.19	22973440.00	516612.68	1'230'145.10	-	11'376'442.78
1982	26813069.17	22973440.00	392903.25	1'030'585.72	-	4'952'357.45
1983	28959287.09	22973440.00	517848.04	1'228'121.56	-	3'530'197.92
1984	39504701.14	22973440.00	515647.64	1'240'934.45	-	17'695'511.99
1985	50198672.26	22973440.00	588297.51	1'397'192.74	-	21'009'388.93
1986	37381769.38	22973440.00	555778.19	1'290'722.04	-	18'300'734.20
1987	32703250.60	22973440.00	507897.63	1'198'015.71	-	6'162'363.30
1988	34807523.17	22973440.00	467855.37	1'144'646.20	-	9'676'061.49
2000	18619256.44	22973440.00	135274.92	956'044.95	-	-
2001	23587431.09	22973440.00	93006.30	657'314.77	3'601'742.98	-
2002	27807768.90	22973440.00	155186.89	1'096'771.22	-	-
2003	25775754.52	22973440.00	171592.30	1'212'715.20	-	717'613.33
2004	37241804.50	22973440.00	192584.60	1'361'076.62	-	13'119'094.85
2005	30241234.18	22973440.00	184109.27	1'301'177.95	-	3'635'180.70
2006	31216929.30	22973440.00	199951.86	1'413'144.17	-	7'660'243.56
2007	28200949.50	22973440.00	169672.99	1'199'150.63	-	8'649'709.08
2008	31947043.45	22973440.00	169814.46	1'200'150.47	-	17'023'320.22
2009	43513838.94	22973440.00	186283.02	1'316'540.76	-	20'518'128.01
2010	49611272.75	22973440.00	212673.52	1'503'053.50	-	23'415'473.09
2011	28032290.92	22973440.00	179190.87	1'266'417.54	-	7'785'676.87
2012	34561706.69	22973440.00	183525.62	1'297'053.02	-	5'904'738.54
2013	49762159.13	22973440.00	203687.59	1'439'546.20	-	25'125'606.09
2014	35484521.91	22973440.00	187104.96	1'322'349.71	-	14'690'862.09
2015	37393366.74	22973440.00	170109.17	1'202'233.33	-	17'024'466.24
2016	32240943.56	22973440.00	164520.65	1'162'736.90	-	7'630'972.68
2017	22862490.17	22973440.00	91701.26	648'091.53	5'818'782.31	-
2018	36034697.68	22973440.00	197476.76	1'395'651.59	-	11'025'417.53
2019	28544165.75	22973440.00	175784.05	1'242'340.06	-	3'090'276.78
2020	28211061.53	22973440.00	178079.17	1'258'560.67	-	2'800'695.01
2021	42189931.70	22973440.00	181211.38	1'280'697.29	-	17'741'662.29
2022	29948448.55	22973440.00	189667.15	1'340'457.81	-	5'428'974.80
MEDIE	33968744.60	22973440.00	382033.09	1'213'720.63	195'746.16	9578'298.35
MAX	53114850.72	22973440.00	645766.06	1'503'053.50	5'818'782.31	25'125'606.09
MIN	18619256.44	22973440.00	91701.26	648'091.53	-	-
MAX DEFICIT ANNUALE				5'818'782.31		
NUMERO ANNI DEFICITARI				6		
DEFICIT MEDIO DEGLI ANNI DEFICITARI				1'990'085.99		
DEFICIT MAX DECENNALE				5'818'782.31		

Tabella 71: Volumi totali annuali dei contributi del bilancio idrico (Alternativa 1, $k_p = 10^{-7} m/s$)

ANNO	DEFUSSO	FABBISOGNO	EVAPORAZIONE	INFILTRAZIONE	DEFICIT	SFIORO
1951	32256860.48	22973440.00	588620.03	7287598.75	-	11669387.31
1952	28455847.59	22973440.00	289050.06	4086382.67	2579244.81	-
1953	24922479.89	22973440.00	577459.28	6636250.58	-	-
1954	29985234.21	22973440.00	584149.08	6501444.57	-	-
1955	27232710.23	22973440.00	402475.38	4805381.31	-	-
1956	28573186.68	22973440.00	389163.20	4551228.84	931820.50	-
1957	22679521.03	22973440.00	261576.89	3456291.21	2671344.59	-
1958	32977550.30	22973440.00	501190.77	5379323.32	-	-
1959	40778894.58	22973440.00	769187.32	8448794.65	-	-
1960	37075389.41	22973440.00	669963.93	7979983.88	-	12079881.38
1961	22658227.10	22973440.00	419259.40	5045055.34	35706.91	-
1962	28482263.30	22973440.00	311557.32	3914026.93	3004563.97	-
1963	43401338.68	22973440.00	745537.16	8433285.54	-	8488576.84
1964	27045538.87	22973440.00	566378.88	6435310.67	-	-
1965	28002299.83	22973440.00	490367.88	5834957.55	-	-
1966	41329639.04	22973440.00	640184.18	7621685.85	-	125853.29
1967	34024673.12	22973440.00	730066.17	8482844.99	-	6944706.77
1968	33430179.55	22973440.00	590205.94	7335185.55	-	-
1969	45912692.68	22973440.00	789539.20	9111726.55	-	10366817.90
1970	36348859.87	22973440.00	647709.99	7829338.77	-	12803016.37
1971	40386750.67	22973440.00	724542.17	8318351.18	-	6395323.98
1972	33057658.58	22973440.00	696096.41	8030118.39	-	5540693.29
1973	34558872.29	22973440.00	549974.84	6352939.43	-	3362939.05
1974	37006425.98	22973440.00	683398.10	7674784.54	-	3679556.05
1975	24775861.88	22973440.00	429709.45	5201084.31	-	-
1976	51051790.77	22973440.00	778057.84	8240925.54	-	8228084.87
1977	24426743.48	22973440.00	544784.02	6993452.43	-	2255415.89
1978	47606517.15	22973440.00	676248.22	7748940.08	-	16628204.03
1979	53114850.72	22973440.00	734909.22	8675631.98	-	13696089.61
1980	41130169.87	22973440.00	709015.21	8593530.41	-	7008160.32
1981	36107052.19	22973440.00	689986.45	8155591.19	-	6037392.18
1982	26813069.17	22973440.00	539781.08	6732545.23	-	1282639.95
1983	28959287.09	22973440.00	555956.09	6578612.73	-	-
1984	39504701.14	22973440.00	685810.75	8023425.41	-	8415966.99
1985	50198672.26	22973440.00	755057.09	8728495.82	-	10692027.40
1986	37381769.38	22973440.00	698729.70	8135400.57	-	14712716.34
1987	32703250.60	22973440.00	634631.73	7363490.53	-	33726.55
1988	34807523.17	22973440.00	619427.86	7315537.01	-	2862519.27
2000	18619256.44	22973440.00	120339.08	4252435.45	2033017.07	-
2001	23587431.09	22973440.00	79385.48	2805253.57	5518506.02	-
2002	27807768.90	22973440.00	117079.88	4137264.65	-	-
2003	25775754.52	22973440.00	106022.88	3746542.06	2460009.60	-
2004	37241804.50	22973440.00	227333.46	8033307.53	-	2596067.40
2005	30241234.18	22973440.00	199722.32	7057609.76	-	-
2006	31216929.30	22973440.00	228403.98	8071136.70	-	-
2007	28200949.50	22973440.00	203297.65	7183951.65	-	1837685.01
2008	31947043.45	22973440.00	145629.63	5146130.21	-	-
2009	43513838.94	22973440.00	239128.97	8450126.82	-	10195342.31
2010	49611272.75	22973440.00	268420.36	9485200.02	-	14375130.49
2011	28032290.92	22973440.00	229494.90	8109686.52	-	2063660.23
2012	34561706.69	22973440.00	211545.97	7475423.42	-	-
2013	49762159.13	22973440.00	256414.82	9060958.85	-	16858954.20
2014	35484521.91	22973440.00	233092.46	8236814.16	-	8625208.34
2015	37393366.74	22973440.00	217002.45	7668239.64	-	10284044.14
2016	32240943.56	22973440.00	209136.10	7390265.59	-	799444.89
2017	22862490.17	22973440.00	94365.42	3334601.23	6504718.23	-
2018	36034697.68	22973440.00	223819.05	7909118.43	-	4052398.52
2019	28544165.75	22973440.00	163038.84	5761321.39	-	-
2020	28211061.53	22973440.00	124290.76	4392076.23	-	-
2021	42189931.70	22973440.00	228848.82	8086856.03	-	5324801.20
2022	29948448.55	22973440.00	235191.54	8310989.40	-	716637.47
MEDIE	33968744.60	22973440.00	443127.26	6887610.88	421949.70	4115394.59
MAX	53114850.72	22973440.00	789539.20	9485200.02	6504718.23	16858954.20
MIN	18619256.44	22973440.00	79385.48	2805253.57	-	-
	MAX DEFICIT ANNUALE			6504718.23		
	NUMERO ANNI DEFICITARI			9		
	DEFICIT MEDIO DEGLI ANNI DEFICITARI			2859881.30		
	DEFICIT MAX DECENNALE			10011532.69		

Tabella 72: Volumi totali annuali dei contributi del bilancio idrico (Alternativa 1, $k_p = 5 * 10^{-7} m/s$)

ANNO	DEFLUSSO	FABBISOGNO	EVAPORAZIONE	INFILTRAZIONE	DEFICIT	SFIORO
1951	31643373.18	22973440.00	580893.74	7267789.23	-	15983031.25
1952	271311042.41	22973440.00	500505.84	6382522.77	66138.67	1086789.64
1953	23080065.10	22973440.00	715537.43	8208834.36	-	6980436.41
1954	29289776.43	22973440.00	604788.34	7055446.93	-	9436813.56
1955	23871582.05	22973440.00	601901.48	7080185.21	-	1536052.34
1956	27066767.50	22973440.00	605034.08	7132945.32	-	3803933.94
1957	18809896.68	22973440.00	567641.93	6791350.58	-	-
1958	32032876.86	22973440.00	578529.32	6774389.10	-	7625366.76
1959	41969559.32	22973440.00	795236.63	9006877.13	-	15616085.08
1960	37641716.83	22973440.00	659171.77	7898252.52	-	18213485.97
1961	20132302.21	22973440.00	689452.90	8017817.20	-	-
1962	26375928.00	22973440.00	532566.60	6681463.11	703016.83	3283748.49
1963	44490496.64	22973440.00	742408.68	8619845.04	-	22629972.93
1964	23052454.79	22973440.00	583367.02	6865990.01	-	3540528.90
1965	26578785.59	22973440.00	527317.79	6743675.19	-	5991216.90
1966	43400305.83	22973440.00	731210.08	8736888.47	-	16059663.62
1967	34954441.72	22973440.00	763488.90	8811002.85	-	11855816.90
1968	34411597.14	22973440.00	612566.03	7699364.37	-	12580325.20
1969	49673627.47	22973440.00	782404.84	9115154.38	-	26252275.38
1970	38035319.18	22973440.00	630006.83	7765610.73	-	15861502.43
1971	42519962.37	22973440.00	762226.28	8867183.39	-	17832346.88
1972	33731973.00	22973440.00	712368.74	8286016.51	-	16423756.15
1973	35686480.06	22973440.00	503479.05	6243644.65	945260.19	12904134.08
1974	38815967.68	22973440.00	691364.29	8272442.59	-	15861502.43
1975	21530426.00	22973440.00	665601.11	7823893.00	-	-
1976	52573584.06	22973440.00	823905.77	9396963.38	-	25557144.36
1977	208111045.63	22973440.00	505969.59	6745361.75	-	3941715.36
1978	47817943.11	22973440.00	649661.94	7634033.93	-	27738893.65
1979	54320158.79	22973440.00	760553.80	8988143.21	-	25423806.50
1980	41190724.54	22973440.00	705852.62	8661666.04	-	18298417.32
1981	33608151.28	22973440.00	644588.79	7706030.37	-	11874017.08
1982	24297991.48	22973440.00	502787.27	6727421.17	120841.05	5241635.41
1983	25630236.23	22973440.00	648753.44	7820585.26	-	4560329.23
1984	38464655.65	22973440.00	666331.66	7977574.55	-	18915061.22
1985	48374300.52	22973440.00	750361.97	8933665.32	-	21225449.79
1986	35098263.23	22973440.00	686126.79	7956937.99	-	19479498.03
1987	29836092.72	22973440.00	594142.31	7100956.93	-	6247282.25
1988	35520666.02	22973440.00	605036.44	7422875.68	-	11874017.08
2000	15142452.27	22973440.00	188484.13	6660484.64	-	290254.81
2001	20832181.49	22973440.00	157509.08	5565915.59	1415884.38	-
2002	25007227.09	22973440.00	214979.69	7596761.00	-	-
2003	21360650.01	22973440.00	208624.48	7372186.31	-	1231003.95
2004	33254283.84	22973440.00	236897.42	8371270.40	-	12380420.88
2005	28054985.68	22973440.00	226371.01	7999297.52	-	2189369.48
2006	27756406.69	22973440.00	248291.46	8773902.62	-	7689849.44
2007	25870213.28	22973440.00	216210.30	7640247.35	-	7915091.70
2008	28965328.07	22973440.00	210100.04	7424328.38	-	1827543.15
2009	43137893.63	22973440.00	240691.10	8505327.81	-	21892416.89
2010	50182957.03	22973440.00	267841.39	9464740.63	-	25902589.84
2011	26491136.16	22973440.00	231150.45	8168188.83	-	8590927.74
2012	32991692.72	22973440.00	238351.98	8422670.27	-	6802918.89
2013	50485125.29	22973440.00	258302.89	9127677.58	-	27577375.53
2014	34978630.66	22973440.00	240120.70	8485171.79	-	16239313.58
2015	36259877.01	22973440.00	214886.30	7593460.78	-	19302633.04
2016	30075974.14	22973440.00	208093.57	7353425.62	-	8861372.24
2017	21280063.49	22973440.00	133567.38	4719885.27	3268210.96	-
2018	34633618.86	22973440.00	245362.09	8670387.39	-	13980261.55
2019	25914745.77	22973440.00	214008.32	7562435.48	-	1828842.74
2020	25164064.88	22973440.00	225453.88	7966888.58	-	2927110.83
2021	41099520.48	22973440.00	221355.54	7822065.23	-	19536393.41
2022	25949349.97	22973440.00	232390.28	8212001.12	-	3987035.69
MEDIE	32759982.23	22973440.00	487904.68	7781959.35	106874.62	11080233.01
MAX	54320158.79	22973440.00	823905.77	9464740.63	3268210.96	27738893.65
MIN	15142452.27	22973440.00	133567.38	4719885.27	-	-
MAX DEFICIT ANNUALE						3268210.96
NUMERO ANNI DEFICITARI						6
DEFICIT MEDIO DEGLI ANNI DEFICITARI						1086558.68
DEFICIT MAX DECENNALE						3268210.96

Tabella 74: Volumi totali annuali dei contributi del bilancio idrico (Alternativa 2 e 3, $k_p = 5 \cdot 10^{-7} m/s$)

Altezze di precipitazione [mm] - Lagonegro												
Durata [h]	Tempo di ritorno [anni]											
	Tr = 2 anni	Tr = 5 anni	Tr = 10 anni	Tr = 30 anni	Tr = 50 anni	Tr = 100 anni	Tr = 200 anni	Tr = 300 anni	Tr = 500 anni	Tr = 1000 anni	Tr = 3000 anni	Tr = 10000 anni
0.25	16.33	22.82	27.11	33.60	36.56	40.56	44.54	46.86	49.79	53.76	60.04	66.93
0.5	21.78	30.29	35.92	44.43	48.32	53.56	58.78	61.82	65.66	70.87	79.11	88.15
1	29.04	40.20	47.59	58.76	63.85	70.72	77.57	81.57	86.60	93.43	104.24	116.09
2	38.72	53.37	63.06	77.70	84.38	93.39	102.37	107.61	114.21	123.17	137.35	152.89
3	45.82	62.98	74.34	91.49	99.32	109.88	120.40	126.55	134.29	144.78	161.40	179.61
4	51.63	70.84	83.54	102.74	111.50	123.32	135.10	141.97	150.63	162.37	180.97	201.35
5	56.65	77.60	91.46	112.41	121.97	134.87	147.72	155.22	164.67	177.48	197.78	220.01
6	61.10	83.60	98.49	120.98	131.25	145.10	158.90	166.96	177.10	190.86	212.66	236.54
7	65.14	89.03	104.85	128.74	139.65	154.36	169.01	177.57	188.35	202.96	226.11	251.48
8	68.85	94.02	110.69	135.86	147.35	162.85	178.29	187.31	198.66	214.06	238.45	265.18
9	72.30	98.66	116.11	142.46	154.50	170.73	186.90	196.34	208.23	224.35	249.89	277.88
10	75.54	103.00	121.18	148.65	161.18	178.10	194.95	204.79	217.18	233.98	260.59	289.76
11	78.59	107.09	125.96	154.47	167.48	185.04	202.53	212.74	225.60	243.04	270.67	300.94
12	81.48	110.96	130.49	159.98	173.45	191.61	209.70	220.27	233.58	251.62	280.20	311.52
13	84.23	114.65	134.79	165.23	179.12	197.86	216.53	227.44	241.16	259.78	289.27	321.59
14	86.86	118.18	138.91	170.24	184.54	203.83	223.05	234.27	248.41	267.57	297.93	331.20
15	89.39	121.56	142.86	175.04	189.73	209.55	229.29	240.83	255.34	275.03	306.22	340.40
16	91.81	124.80	146.65	179.65	194.72	215.04	235.29	247.12	262.01	282.20	314.19	349.24
17	94.15	127.93	150.30	184.10	199.53	220.34	241.07	253.18	268.43	289.11	321.86	357.75
18	96.42	130.96	153.83	188.39	204.17	225.45	246.65	259.04	274.63	295.77	329.27	365.97
19	98.60	133.88	157.24	192.54	208.65	230.39	252.05	264.70	280.62	302.21	336.43	373.91
20	100.73	136.72	160.55	196.56	213.00	235.18	257.28	270.18	286.43	308.46	343.37	381.61
22	104.79	142.15	166.88	204.26	221.33	244.34	267.28	280.67	297.54	320.41	356.64	396.34
24	108.65	147.29	172.88	211.55	229.21	253.02	276.75	290.61	308.06	331.72	369.20	410.28

Tabella 75: Valori di altezza di precipitazione delle Curve di Possibilità Pluviometrica per la stazione di Lagonegro

Altezze di precipitazione [mm] - Casalbuono												
Durata [h]	Tempo di ritorno [anni]											
	Tr = 2 anni	Tr = 5 anni	Tr = 10 anni	Tr = 30 anni	Tr = 50 anni	Tr = 100 anni	Tr = 200 anni	Tr = 300 anni	Tr = 500 anni	Tr = 1000 anni	Tr = 3000 anni	Tr = 10000 anni
0.25	17.35	23.43	27.46	33.54	36.32	40.07	43.80	45.98	48.73	52.45	58.35	64.81
0.5	23.43	31.71	37.18	45.46	49.24	54.33	59.41	62.37	66.11	71.17	79.19	87.98
1	31.65	42.90	50.35	61.61	66.74	73.67	80.58	84.61	89.68	96.57	107.47	119.42
2	42.75	58.06	68.19	83.49	90.48	99.90	109.29	114.77	121.67	131.03	145.86	162.11
3	50.97	69.29	81.42	99.74	108.10	119.38	130.62	137.18	145.44	156.64	174.39	193.84
4	57.74	78.56	92.34	113.15	122.65	135.46	148.23	155.68	165.07	177.80	197.96	220.05
5	63.61	86.60	101.81	124.78	135.27	149.42	163.51	171.74	182.10	196.15	218.41	242.80
6	68.84	93.77	110.26	135.17	146.54	161.88	177.16	186.08	197.31	212.55	236.68	263.12
7	73.60	100.29	117.95	144.62	156.80	173.22	189.58	199.13	211.16	227.47	253.31	281.62
8	77.99	106.31	125.04	153.35	166.26	183.69	201.04	211.18	223.94	241.25	268.66	298.70
9	82.08	111.91	131.66	161.48	175.09	193.44	211.73	222.41	235.86	254.09	282.98	314.62
10	85.92	117.18	137.87	169.11	183.37	202.61	221.77	232.96	247.05	266.15	296.42	329.58
11	89.54	122.16	143.73	176.33	191.21	211.27	231.26	242.94	257.63	277.56	309.13	343.73
12	92.99	126.88	149.31	183.19	198.65	219.50	240.28	252.41	267.69	288.40	321.22	357.17
13	96.27	131.39	154.63	189.73	205.75	227.36	248.89	261.46	277.29	298.75	332.75	370.00
14	99.42	135.71	159.73	196.00	212.56	234.89	257.13	270.12	286.48	308.66	343.79	382.29
15	102.44	139.86	164.62	202.02	219.09	242.11	265.05	278.45	295.31	318.18	354.40	394.09
16	105.34	143.85	169.33	207.82	225.39	249.08	272.68	286.46	303.82	327.35	364.63	405.47
17	108.15	147.71	173.88	213.42	231.46	255.80	280.05	294.21	312.03	336.20	374.50	416.45
18	110.87	151.44	178.29	218.84	237.35	262.31	287.17	301.70	319.98	344.77	384.05	427.08
19	113.50	155.06	182.55	224.09	243.04	268.61	294.08	308.96	327.68	353.08	393.31	437.38
20	116.05	158.57	186.70	229.19	248.58	274.73	300.79	316.01	335.16	361.14	402.30	447.39
22	120.95	165.30	194.64	238.97	259.20	286.48	313.66	329.54	349.52	376.62	419.55	466.59
24	125.60	171.70	202.20	248.26	269.29	297.65	325.90	342.40	363.16	391.33	435.95	484.83

Tabella 76: Valori di altezza di precipitazione delle Curve di Possibilità Pluviometrica per la stazione di Casalbuono

Altezze di precipitazione [mm] - Montesano Marcellana												
Durata [h]	Tempo di ritorno [anni]											
	Tr = 2 anni	Tr = 5 anni	Tr = 10 anni	Tr = 30 anni	Tr = 50 anni	Tr = 100 anni	Tr = 200 anni	Tr = 300 anni	Tr = 500 anni	Tr = 1000 anni	Tr = 3000 anni	Tr = 10000 anni
0.25	18.54	24.06	27.66	33.03	35.47	38.74	41.99	43.89	46.27	49.50	54.60	60.18
0.5	24.09	31.12	35.69	42.55	45.66	49.84	54.00	56.42	59.47	63.59	70.12	77.25
1	31.31	40.23	46.07	54.81	58.78	64.12	69.43	72.53	76.42	81.70	90.05	99.18
2	40.68	52.03	59.45	70.60	75.67	82.50	89.28	93.24	98.22	104.97	115.64	127.32
3	47.42	60.47	69.02	81.87	87.72	95.60	103.43	108.00	113.75	121.54	133.86	147.36
4	52.87	67.27	76.73	90.95	97.42	106.13	114.80	119.86	126.23	134.86	148.51	163.46
5	57.53	73.08	83.30	98.67	105.67	115.10	124.48	129.96	136.85	146.18	160.96	177.15
6	61.63	78.19	89.08	105.47	112.93	122.99	133.00	138.84	146.18	156.14	171.91	189.18
7	65.33	82.79	94.28	111.58	119.46	130.08	140.64	146.81	154.57	165.09	181.75	199.98
8	68.71	86.99	99.02	117.15	125.42	136.55	147.62	154.09	162.23	173.26	190.72	209.84
9	71.84	90.87	103.41	122.31	130.92	142.52	154.07	160.81	169.29	180.79	199.00	218.94
10	74.76	94.49	107.50	127.11	136.04	148.08	160.07	167.07	175.87	187.81	206.72	227.42
11	77.50	97.89	111.34	131.61	140.85	153.30	165.70	172.94	182.05	194.40	213.95	235.36
12	80.09	101.10	114.96	135.86	145.39	158.23	171.01	178.48	187.87	200.61	220.77	242.86
13	82.56	104.15	118.40	139.89	149.69	162.90	176.05	183.73	193.40	206.50	227.25	249.97
14	84.90	107.05	121.67	143.73	153.79	167.35	180.85	188.73	198.65	212.10	233.41	256.74
15	87.14	109.82	124.80	147.40	157.70	171.60	185.43	193.51	203.68	217.46	239.29	263.20
16	89.30	112.48	127.80	150.92	161.46	175.67	189.82	198.09	208.49	222.59	244.93	269.39
17	91.37	115.04	130.68	154.29	165.06	179.58	194.05	202.49	213.12	227.53	250.35	275.35
18	93.36	117.50	133.46	157.55	168.54	183.35	198.11	206.73	217.57	232.28	255.57	281.08
19	95.29	119.88	136.14	160.69	171.89	186.99	202.03	210.82	221.87	236.86	260.60	286.61
20	97.16	122.19	138.74	163.73	175.14	190.51	205.83	214.77	226.03	241.29	265.47	291.95
22	100.72	126.58	143.69	169.53	181.33	197.23	213.07	222.32	233.96	249.75	274.76	302.16
24	104.09	130.73	148.37	175.01	187.17	203.57	219.90	229.44	241.45	257.73	283.53	311.78

Tabella 77: Valori di altezza di precipitazione delle Curve di Possibilità Pluviometrica per la stazione di Montesano Marcellana

Altezze di precipitazione [mm] - Montesano Terme												
Durata [h]	Tempo di ritorno [anni]											
	Tr = 2 anni	Tr = 5 anni	Tr = 10 anni	Tr = 30 anni	Tr = 50 anni	Tr = 100 anni	Tr = 200 anni	Tr = 300 anni	Tr = 500 anni	Tr = 1000 anni	Tr = 3000 anni	Tr = 10000 anni
0.25	16.25	21.62	25.20	30.61	33.08	36.42	39.75	41.69	44.14	47.46	52.71	58.48
0.5	20.61	27.84	32.64	39.88	43.19	47.65	52.10	54.70	57.97	62.40	69.43	77.13
1	26.15	35.85	42.27	51.96	56.39	62.35	68.30	71.77	76.14	82.06	91.45	101.73
2	33.18	46.16	54.74	67.70	73.61	81.58	89.52	94.16	100.00	107.91	120.45	134.19
3	38.13	53.52	63.69	79.03	86.03	95.47	104.88	110.37	117.28	126.66	141.51	157.78
4	42.09	59.44	70.90	88.20	96.10	106.74	117.35	123.54	131.33	141.90	158.65	176.99
5	45.44	64.48	77.06	96.05	104.71	116.39	128.03	134.83	143.38	154.98	173.36	193.49
6	48.38	68.91	82.48	102.97	112.32	124.92	137.48	144.81	154.04	166.56	186.38	208.11
7	51.01	72.90	87.37	109.21	119.18	132.62	146.01	153.83	163.67	177.02	198.16	221.32
8	53.40	76.54	91.83	114.92	125.46	139.67	153.82	162.09	172.49	186.60	208.96	233.45
9	55.61	79.90	95.95	120.20	131.27	146.19	161.06	169.74	180.67	195.49	218.97	244.69
10	57.65	83.02	99.80	125.14	136.70	152.29	167.82	176.90	188.32	203.80	228.33	255.21
11	59.57	85.96	103.41	129.77	141.80	158.02	174.19	183.63	195.51	211.62	237.15	265.12
12	61.38	88.73	106.83	134.15	146.63	163.45	180.21	189.99	202.31	219.02	245.49	274.49
13	63.09	91.36	110.06	138.32	151.21	168.60	185.93	196.05	208.78	226.06	253.43	283.41
14	64.72	93.86	113.15	142.28	155.58	173.52	191.39	201.82	214.96	232.78	261.00	291.93
15	66.27	96.26	116.10	146.08	159.77	178.22	196.61	207.35	220.87	239.21	268.26	300.08
16	67.75	98.55	118.93	149.72	163.78	182.74	201.63	212.66	226.55	245.39	275.22	307.92
17	69.18	100.75	121.65	153.23	167.64	187.09	206.46	217.77	232.02	251.33	281.94	315.47
18	70.55	102.87	124.27	156.61	171.37	191.28	211.12	222.71	237.29	257.07	288.41	322.75
19	71.87	104.92	126.81	159.87	174.97	195.33	215.62	227.47	242.39	262.62	294.68	329.80
20	73.15	106.90	129.26	163.04	178.46	199.26	219.99	232.09	247.33	268.00	300.74	336.62
22	75.58	110.68	133.94	169.08	185.12	206.76	228.33	240.92	256.78	278.28	312.35	349.69
24	77.87	114.25	138.35	174.78	191.42	213.86	236.22	249.28	265.72	288.02	323.34	362.05

Tabella 78: Valori di altezza di precipitazione delle Curve di Possibilità Pluviometrica per la stazione di Montesano Terme

Altezze di precipitazione [mm] - Bacino idrografico A (ragguaglio VAPI Campania)												
Durata [h]	Tempo di ritorno [anni]											
	Tr = 2 anni	Tr = 5 anni	Tr = 10 anni	Tr = 30 anni	Tr = 50 anni	Tr = 100 anni	Tr = 200 anni	Tr = 300 anni	Tr = 500 anni	Tr = 1000 anni	Tr = 3000 anni	Tr = 10000 anni
0.083	9.99	13.71	16.18	19.90	21.60	23.89	26.18	27.51	29.19	31.47	35.08	39.03
0.167	13.50	18.51	21.82	26.83	29.12	32.20	35.27	37.07	39.33	42.39	47.24	52.56
0.25	16.06	22.01	25.94	31.89	34.60	38.26	41.91	44.04	46.72	50.36	56.12	62.43
0.5	21.66	29.65	34.93	42.92	46.56	51.48	56.38	59.24	62.84	67.73	75.46	83.94
1	29.22	39.95	47.06	57.79	62.69	69.30	75.88	79.73	84.57	91.14	101.54	112.93
2	39.43	53.87	63.42	77.86	84.45	93.34	102.19	107.36	113.87	122.70	136.69	152.01
3	46.99	64.17	75.53	92.71	100.54	111.12	121.65	127.80	135.55	146.05	162.68	180.91
4	53.22	72.65	85.51	104.93	113.80	125.76	137.68	144.63	153.39	165.27	184.09	204.71
5	58.62	80.00	94.15	115.53	125.28	138.44	151.55	159.21	168.85	181.92	202.63	225.32
6	63.43	86.55	101.85	124.97	135.52	149.75	163.93	172.21	182.63	196.77	219.16	243.70
7	67.81	92.51	108.86	133.56	144.83	160.03	175.18	184.03	195.16	210.26	234.19	260.40
8	71.85	98.01	115.32	141.47	153.41	169.51	185.55	194.92	206.71	222.70	248.04	275.80
9	75.61	103.13	121.34	148.84	161.40	178.33	195.21	205.06	217.46	234.29	260.94	290.14
10	79.14	107.93	126.98	155.76	168.90	186.62	204.27	214.58	227.56	245.16	273.04	303.59
11	82.48	112.47	132.32	162.30	175.99	194.44	212.83	223.57	237.10	255.43	284.48	316.31
12	85.65	116.78	137.38	168.51	182.71	201.87	220.97	232.11	246.15	265.18	295.34	328.38
13	88.67	120.89	142.21	174.43	189.13	208.96	228.72	240.26	254.79	274.49	305.69	338.89
14	91.56	124.82	146.84	180.09	195.27	215.75	236.14	248.06	263.05	283.39	315.61	350.91
15	94.34	128.60	151.28	185.53	201.17	222.26	243.27	255.54	270.99	291.94	325.12	361.49
16	97.02	132.24	155.55	190.77	206.85	228.53	250.13	262.75	278.63	300.17	334.29	371.67
18	102.09	139.15	163.67	200.72	217.63	240.43	265.16	276.43	293.13	315.79	351.68	391.01
20	106.86	145.63	171.29	210.05	227.74	251.61	275.38	289.27	306.75	330.45	368.01	409.15
22	111.37	151.75	178.48	218.87	237.30	262.16	286.93	301.40	319.61	344.30	383.43	426.30
24	115.64	157.57	185.32	227.24	246.38	272.18	297.90	312.92	331.82	357.46	398.07	442.57

Tabella 79: Valori di altezza di precipitazione delle CPP ragguagliate sul bacino idrografico A in riferimento ai tempi di ritorno Tr = 2, 5, 10, 30, 50, 100, 200, 300, 500, 1000, 3000, 10000 anni

Altezze di precipitazione [mm] - Bacino idrografico D (ragguaglio VAPI Campania)												
Durata [h]	Tempo di ritorno [anni]											
	Tr = 2 anni	Tr = 5 anni	Tr = 10 anni	Tr = 30 anni	Tr = 50 anni	Tr = 100 anni	Tr = 200 anni	Tr = 300 anni	Tr = 500 anni	Tr = 1000 anni	Tr = 3000 anni	Tr = 10000 anni
0.083	11.21	14.75	17.08	20.60	22.21	24.37	26.52	27.78	29.36	31.50	34.90	38.62
0.167	14.64	19.35	22.45	27.13	29.27	32.14	35.00	36.67	38.77	41.62	46.13	51.07
0.25	17.08	22.63	26.30	31.81	34.33	37.71	41.09	43.06	45.53	48.89	54.21	60.03
0.5	22.29	29.66	34.51	41.83	45.17	49.66	54.14	56.75	60.04	64.49	71.55	79.28
1	29.10	38.88	45.32	55.04	59.47	65.43	71.38	74.84	79.21	85.13	94.50	104.76
2	38.02	50.99	59.55	72.45	78.33	86.26	94.15	98.76	104.56	112.42	124.88	138.52
3	44.47	59.78	69.88	85.11	92.06	101.42	110.74	116.18	123.03	132.32	147.03	163.14
4	49.71	66.93	78.29	95.43	103.24	113.78	124.27	130.39	138.10	148.56	165.11	183.25
5	54.20	73.06	85.51	104.29	112.85	124.40	135.90	142.61	151.06	162.52	180.67	200.55
6	58.17	78.48	91.90	112.14	121.37	133.81	146.21	153.44	162.55	174.91	194.47	215.90
7	61.76	83.39	97.68	119.24	129.07	142.33	155.54	163.25	172.95	186.12	206.96	229.80
8	65.04	87.89	102.98	125.75	136.14	150.15	164.10	172.25	182.50	196.41	218.43	242.56
9	68.09	92.06	107.89	131.80	142.70	157.40	172.05	180.60	191.37	205.96	229.08	254.41
10	70.93	95.95	112.49	137.45	148.84	164.19	179.49	188.42	199.66	214.91	239.05	265.50
11	73.61	99.62	116.82	142.77	154.62	170.59	186.49	195.78	207.48	223.33	248.45	275.96
12	76.15	103.10	120.92	147.82	160.09	176.64	193.13	202.76	214.88	231.31	257.35	286.86
13	78.55	106.40	124.81	152.61	165.30	182.41	199.45	209.40	221.92	238.91	265.82	295.29
14	80.85	109.55	128.53	157.19	170.27	187.91	205.48	215.74	228.65	246.17	273.91	304.30
15	83.05	112.57	132.10	161.58	175.04	193.18	211.26	221.81	235.10	253.12	281.66	312.94
16	85.16	115.47	135.52	165.80	179.62	198.25	216.81	227.65	241.30	259.81	289.12	321.24
18	89.16	120.96	142.00	173.78	188.29	207.85	227.33	238.71	253.04	272.47	303.24	336.96
20	92.90	126.09	148.06	181.25	196.40	216.83	237.18	249.06	264.03	284.32	316.46	351.68
22	96.41	130.93	153.77	188.28	204.04	225.28	246.45	258.82	274.38	295.48	328.92	365.55
24	99.74	135.50	159.17	194.94	211.27	233.30	255.24	268.05	284.18	306.06	340.72	378.69

Tabella 80: Valori di altezza di precipitazione delle CPP ragguagliate sul bacino idrografico A in riferimento ai tempi di ritorno Tr = 2, 5, 10, 30, 50, 100, 200, 300, 500, 1000, 3000, 10000 anni