POLITECNICO DI TORINO
Dipartimento di Idraulica,
Trasporti e Infrastrutture Civili

CONSORZIO PER L'ARGINATURA E LA SISTEMAZIONE DEL TORRENTE BANNA - BENDOLA

Relazione Finale

ESAME FUNZIONALE E VALUTAZIONE DI EFFICIENZA DI INTERVENTI PER LA MESSA IN SICUREZZA IDRAULICA DEL TORRENTE BANNA-BENDOLA

Responsabili della ricerca
Prof. Ing. Pierluigi CLAPS
Prof. Ing. Davide POGGI

Collaboratori
Ing. Filippo MIOTTO
Ing. Roberta RADICE
Ing. Laura PERIALE

CONTRATTO DI RICERCA N. 536/08 tra il Consorzio per l'arginatura e sistemazione del torrente Banna – Bendola e il Politecnico di Torino, Dipartimento di Idraulica, Trasporti ed infrastrutture Civili (DITIC)

Indice

Premessa…… 6

Parte I…….. 11

1. Inquadramento del territorio 12

2. Cronistoria degli eventi alluvionali e degli interventi progettuali previsti 17

2.1 Cronistoria degli eventi alluvionali 17

2.2 Cronistoria degli interventi.....18

3 Configurazione idrologica ed idraulica del sistema 21

3.1 Cartografia del territorio 21

3.2 Geologia ed uso del suolo.....21

3.3 Classificazione di permeabilità dei suoli mediante Curve Number 26

3.4 Configurazione della rete idraulica del Banna – Bendola e prime valutazioni 30

Parte II…… 35

4 Pluviometria 36

4.1 Modelli probabilistici per l'analisi statistica delle piogge.....36

4.1.1 Modello probabilistico di Gumbel 36

4.1.2 La relazione intensità–durata–frequenza delle precipitazioni 37

4.1.3 Ietogrammi di progetto..... 38

4.2 Analisi dei dati e costruzione delle C.P.P.....40

4.2.1 Stazione di Lanzo 41

4.2.2 Stazione di Ciriè 47

4.2.3 Stazione di Front Malone 50

4.3 Confronto tra le C.P.P. ottenute nelle diverse stazioni.....54

4.4 Analisi di eventi pluviometrici significativi e stima dei relativi periodi di ritorno 55

4.4.1 Evento del novembre 1994 55

4.4.2 Evento dell'ottobre 2000..... 57

4.4.3 Evento del settembre 2008 60

5 Valutazione delle onde di piena di progetto 64

5.1 Premessa 64

5.2 Scelta dei bacini oggetto di analisi 65

5.3 Valutazione della portata al colmo di piena con metodi di analisi regionale 69

5.3.1 Procedura ARPIEM 69
5.3.2 Procedura Va.Pi. 73
5.3.3 Valutazione dei tempi di ritardo del bacino 74
5.4 Valutazione dei volumi di piena per fissato periodo di ritorno 78
5.5 Applicazione del modello afflussi-deflussi 79
5.5.1 Descrizione del modello HEC-HMS 79
5.5.2 Ietogrammi di progetto 80
5.5.3 Ricostruzione degli idrogrammi di progetto 81
5.5.4 Ricostruzione di idrogrammi dai pluviogrammi degli eventi storici significativi 84

Parte III 89

6 Il nodo scolmatore di Balangero 90

6.1 Premessa 90
6.2 Elementi idraulici significativi per il sistema 91
6.2.1 Asta fluviale a monte dell'opera di presa dello scolmatore 91
6.2.2 Lo scolmatore 95

7 Valutazione della funzionalità della cassa di espansione 110

7.1 Analisi del funzionamento della cassa attuale 111
7.1.1 Tp = 1 h, T = 200 112
7.1.2 T_p = 3 h, T = 200 115
7.1.3 T_p = 6 h, T = 200 118
7.1.4 T_p = 12 h, T = 200 121
7.1.5 T_p = 24 h, T = 200 124
7.1.6 Considerazioni conclusive 127
7.2 Funzionamento della cassa con chiavica 127
7.3 Confronto dell'efficienza della cassa nelle varie ipotesi di funzionamento 129
7.3.1 T = 200 129
7.3.2 T = 50 132

8 Analisi di sintesi e possibili scenari 135

8.1 Analisi degli eventi catastrofici di periodo di ritorno duecentennale 144
8.1.1 Scenario 1 144
8.1.2 Scenario 2 148
8.1.3 Scenario 3 150
8.1.4 Scenario 4 153
8.2 Analisi degli eventi gravosi di periodo di ritorno di 50 anni 155
8.2.1 Scenario 1 155
8.2.2 Scenario 3 156

9 Esame dei risultati e valutazioni conseguenti 159

BIBLIOGRAFIA..... 165

Appendice A – Configurazione idraulica del sistema……A-1

A.1 L'asta fluviale A-1

A.1.1 Geometria delle sezioni..... A-1

A.1.2 Scabrezza delle sezioni A-10

A.1.3 Pendenze medie A-12

A.2 Il nodo idraulico di Balangero - Mathi A-13

A.2.1 Descrizione del nodo 'scolmatore – cassa'..... A-13

A.2.2 Il canale scolmatore A-14

A.2.3 La cassa di espansione..... A-26

Appendice B – Uso delle curve di riduzione dei colmi di piena per la stima del tempo di ritardo……B-1

Appendice C – Richiami teorici sui metodi di diversione delle acque……C-1

C.1 Scolmatori C-1

C.1.1 Sfioratori frontali..... C-2

C.1.2 Sfioratori laterali C-5

C.2 Diversori C-13

C.2.1 Equazione dell'energia..... C-14

C.2.2 Equazione globale della dinamica C-16

C.2.3 Applicazione..... C-19

Allegato 1 – Schede relative alle proposte d'intervento (anni 1996 – 2008)……....1-1

Allegato 2 – Ubicazione degli interventi previsti dai progetti (anni 1996 – 2008)…....2-1

Allegato 3 – Mappa di uso del suolo……...3-1

Allegato 4 – Documentazione fotografica……...4-1

Allegato 5 – Sezioni critiche……...5-1

Allegato 6 – Risultati dell'applicazione del modello afflussi - deflussi……6-1

Allegato 7 – Simulazioni idrauliche con Hec-Ras……7-1

Premessa

L'Allegato 1 al Contratto di Ricerca stipulato tra il Consorzio per l'arginatura e sistemazione del torrente Banna – Bendola ed il Dipartimento di Idraulica, Trasporti ed Infrastrutture Civili (DITIC) del Politecnico di Torino, relativo all' *"Esame funzionale e valutazione di efficienza di interventi di messa in sicurezza idraulica mediante la cassa di espansione in progetto tra i comuni di Balangero e Mathi e ad interventi di messa in sicurezza idraulica del torrente Banna-Bendola",* recita:

"Oggetto dell'attività di ricerca sarà valutazione dell'efficienza degli interventi di riduzione del rischio idraulico gravante sul territorio adiacente il torrente Banna-Bendola. Tale riduzione del rischio è attualmente centrata, insieme ad altre opere già realizzate ed in progetto, sulla realizzazione di una cassa di espansione in progetto tra i comuni di Balangero e Mathi.

La presente ricerca si prefigge lo scopo ultimo, partendo dalle caratteristiche idrologiche e morfologiche del bacino del Banna-Bendola, di valutare l'attuale condizione di pericolosità idraulica del territorio e l'efficacia delle casse di espansione attualmente in progetto, con particolare attenzione a quella da realizzarsi tra i comuni di Balangero e Mathi, sulla riduzione del rischio idraulico sul territorio."

Il presente lavoro documenta l'attività condotta per il raggiungimento degli obiettivi sopra indicati. Questa attività può essere suddivisa in tre parti. La prima è di tipo conoscitivo, focalizzata sulla caratterizzazione del territorio, l'esame dello stato di fatto del sistema bacino (morfologia e rete idrografica), l'esame preliminare degli eventi accaduti nel passato e degli interventi previsti, alcuni dei quali realizzati. La seconda parte è dedicata alla valutazione della pericolosità idrologica ed idraulica associata al territorio, comprendendo anche la caratterizzazione probabilistica ed idrologica degli eventi più importanti del recente passato. La terza parte è relativa alla valutazione dell'efficacia degli interventi previsti dai progetti di messa in sicurezza ed alla proposta di criteri per la costruzione di un sistema organico di riduzione del rischio sul bacino in esame.

Un rilevante impegno è stato dedicato alla definizione dello stato di fatto del sistema idrografico del bacino del Banna-Bendola. Nell'ambito di queste fasi si è potuta quantificare una diffusa insufficienza idraulica delle sezioni lungo l'asta principale e si è dovuto caratterizzare con grande attenzione il funzionamento del nodo dello scolmatore a monte di Balangero, il quale ha evidentemente un ruolo fondamentale per gli scopi di questa indagine.

La configurazione idraulica del sistema è in continua evoluzione, come dimostrano gli interventi nei quali ci si è imbattuti durante le fasi di sopralluogo e rilievo. In un sistema come quello in esame, caratterizzato da grandi difficoltà di smaltimento delle portate di piena, ogni

intervento –per quanto piccolo- può determinare a valle rilevanti variazioni delle condizioni di deflusso delle portate di piena.

L'urgenza di intervenire con il rafforzamento delle difese arginali dimostra l'elevato livello di attenzione al problema da parte delle amministrazioni competenti, ma si rivela controproducente in assenza di un quadro complessivo di interventi. Questo quadro deve necessariamente partire dall'esame approfondito delle condizioni idrologiche ed idrauliche che si verificano nella parte superiore del bacino. In essa, la valutazione delle condizioni residue di rischio e le alternative di intervento possibili anticipano le questioni e le scelte che dovranno essere affrontate nel tratto di valle per giungere ad un accettabile controllo del rischio di piena.

La necessità di definire l'assetto finale del tratto di monte del torrente e la presenza diffusa di situazioni nelle quali gli attraversamenti fluviali non consentono il deflusso naturale di portate di piena, anche modeste, giustificano il fatto che la presente relazione sia incentrata in modo quantitativo e dettagliato sulla valutazione di efficacia dell'intervento tra Balangero e Mathi. Viceversa, l'esame che può essere effettuato allo stato attuale sulle condizioni idrauliche che possono stabilirsi a valle a in conseguenza del funzionamento della cassa di espansione può presentarsi solo in modo qualitativo, cosa di cui ci si può rendere conto in modo esauriente attraverso le valutazioni presenti nel testo e nelle appendici.

La definizione quantitativa e dettagliata delle condizioni di deflusso della piena su tutta l'asta del T. Banna fino a Brandizzo richiederebbe la costruzione di uno schema idraulico notevolmente particolareggiato, che possa rappresentare correttamente lungo tutto il percorso i flussi canalizzati e le interazioni tra il canale principale e quelli laterali. Il modello di dettaglio dovrà inoltre descrivere adeguatamente le relazioni tra la fase di formazione idrologica del deflusso superficiale e la componente di traslazione dei flussi canalizzati, che condurrà ad una valutazione dei tempi di corrivazione dei bacini laterali altrimenti non possibile. Uno schema di rappresentazione siffatto costituirebbe la base per una valutazione organica e quantitativa del complesso di interventi che si intende proporre sul tratto di corso d'acqua a valle di Mathi. Consentirebbe cioè di completare l'individuazione di una filosofia di intervento tendente a pervenire ad un livello di protezione uniforme lungo l'asta fluviale.

Stato di fatto ed obiettivi dello studio

Nel seguito verranno elencate le principali peculiarità rilevate sul territorio in esame, con particolare riferimento alla relazione che esse hanno sull'esposizione del territorio stesso al rischio alluvionale. Tali peculiarità hanno determinato l'impostazione data all'analisi qui presentata che, come detto, è centrata sulla valutazione della rilevanza dell'opera di difesa attiva da collocarsi tra i comuni di Balangero e Mathi.

Per quanto raccolti in varie fasi dello svolgimento del lavoro, gli elementi di seguito descritti vengono raggruppati ed esposti in premessa per fornire subito il quadro all'interno del quale si è svolto il lavoro e per anticipare anche le motivazioni di alcune delle conclusioni a cui si è pervenuti.
Le peculiarità individuate nel sistema in esame sono le seguenti.

1. L'esame della configurazione del corso d'acqua a monte della posizione ipotizzata per la cassa di espansione chiarisce che le condizioni di deflusso sia a monte sia in corrispondenza dello scolmatore di Balangero hanno rilevante influenza sul deflusso nel tronco di corso d'acqua interessato dall'intervento di cassa di espansione. Nel tratto a monte della cassa, infatti, si possono ipotizzare diverse configurazioni idrauliche, che producono valori molti diversi di portate al colmo in arrivo a Balangero e che sono state classificate e posizionate all'interno di scenari distinti.
2. Lungo tutto il tratto del corso d'acqua, incluso il tratto di canale avente inizio dallo scolmatore, esistono numerosi attraversamenti il cui intradosso è posto ad altezza molto ridotta sul fondo dell'alveo. Per poter ipotizzare un insieme organico di interventi è necessario considerare esplicitamente il funzionamento idraulico di tali singolarità, anche eventualmente considerandole parte del sistema di difesa attiva in quanto 'limitatori de facto' della portata convogliata a valle.
3. I documenti relativi al progetto della cassa di laminazione non consentono di definire chiaramente la geometria della soglia di imbocco, mentre esiste una chiara delimitazione dell'area impegnata dall'invaso. Non essendo, inoltre, stata definita una vera e propria onda di progetto non esiste, di fatto, una configurazione idraulica di progetto rispetto alla quale si effettuare la verifica del funzionamento dell'opera. Si è dovuti pertanto ricorrere ad una sostanziale 'riprogettazione' delle opere di imbocco alla cassa. A questo primo necessario intervento 'soggettivo' potrebbero conseguire ulteriori ipotesi di variazione del progetto, ad esempio relative all'altezza della soglia ed all'estensione delle aree impegnate, finalizzate ad un uso più efficiente delle aree impegnate dall'opera. Non si è, tuttavia, ritenuto opportuno travalicare l'oggetto della convenzione e proporre vere e proprie soluzioni progettuali. Queste, eventualmente, seguiranno il loro iter istituzionale.
4. I documenti di progetto della cassa propongono una valutazione dell'onda di piena da Mathi a Brandizzo realizzata tramite applicazione del modello HEC-1 al bacino residuo, includendo i bacini laterali che contribuiscono da monte verso valle. Lo schema consente di rappresentare l'evoluzione dell'onda di piena uscente dalla cassa che si determina con il contributo laterale dei bacini residui. Tale rappresentazione è basata sulle seguenti ipotesi: a) l'alveo principale è in grado di

convogliare correnti idriche con portata fino ad oltre 100 m^3/s a valle di Mathi-Grosso, b) le portate laterali derivano da una configurazione 'naturale' dei bacini residui e delle loro reti idrografiche, non condizionate dalla presenza di canalizzazioni artificiali, c) le portate laterali sono in grado di confluire nel canale principale del T. Banna-Bendola indipendentemente dalle condizioni idrauliche locali.

Le tre condizioni appena citate non risultano corrette per le seguenti ragioni :
Condizione a): In relazione a quanto accennato al punto 2 e come si potrà rilevare in relazione, si possono considerare aventi deflusso 'indisturbato' a valle di Mathi solo portate decisamente inferiori ai 50 m^3/s. Di conseguenza, le condizioni di moto dell'onda di piena uscente dalla cassa e modificata dalle portate laterali non possono essere mantenute per portate superiori, cosa che condiziona pesantemente le portate massime effettivamente in grado di raggiungere le sezioni in corrispondenza di Brandizzo.

Condizione b): L'esame della documentazione messa a disposizione dal Consorzio, integrata dall'esame di elaborati redatti dalla 'direzione opere pubbliche' della Provincia di Torino, ha consentito di rilevare come nel lungo tratto del T. Banna a valle di Mathi esista una fitta rete di canalizzazioni, prevalentemente a scopo irriguo, avente rilevante capacità di drenaggio e convogliamento anche di portate di piena. I bacini 'laterali' non possono pertanto essere considerati 'naturali', e sia le modalità di raccolta delle acque meteoriche sia le modalità con le quali vengono restituite in alveo andrebbero considerate con un dettaglio non compatibile con i tradizionali modelli idrologici.
Le condizioni stesse c) di restituzione nell'alveo del Banna delle portate raccolte nei 'bacini laterali' dovrebbero essere assoggettate ad una verifica con modello idraulico, allo scopo di verificare le possibilità di flusso inverso (dal tronco principale verso gli affluenti) o comunque di rigurgito verso i tronchi di monte.

Quanto sopra specificato consente di meglio comprendere gli obiettivi dello studio ed i metodi adottati. In particolare, con riferimento all'oggetto della convenzione, obiettivo principale di questo lavoro è stata la ricostruzione delle condizioni necessarie a definire un confronto tra alternative di intervento. Tali condizioni, di carattere idrologico ed idraulico, portano alla possibilità di individuare differenti scenari in base ai quali assumere le decisioni in merito agli interventi da effettuare nel tratto di monte del corso d'acqua, fino a Mathi. Gli scenari sono costruiti in base ad ipotesi di intervento nel tratto a monte dello scolmatore, sul nodo stesso dello scolmatore, e relativamente al controllo dell'afflusso del bacino laterale direttamente sotteso dalla cassa di espansione. Le valutazioni sono state effettuate considerando eventi 'di progetto' di due differenti livelli di severità, corrispondenti a periodi di

ritorno T di 50 e 200 anni. Per esemplificare gli effetti relativi ad eventi con il massimo grado di severità (T=200) sono stati infine ricostruiti eventi del recente passato caratterizzati da precipitazioni di intensità confrontabili con quelle di progetto.

Parte I

Caratterizzazione del sistema territoriale

1. Inquadramento del territorio

Il torrente Banna - Bendola è un affluente in sponda destra del torrente Malone, nel quale confluisce in corrispondenza del centro urbano di Brandizzo. Poco a valle di questa confluenza, ancora in comune di Brandizzo, il torrente Malone confluisce nel fiume Po, rappresentando un suo affluente in sponda sinistra.

Il bacino idrografico del torrente Banna-Bendola è posizionato, amministrativamente, nella Regione Piemonte, in provincia di Torino, e interessa i seguenti territori comunali, elencati nell'ordine in cui vengono attraversati dal corso d'acqua da monte verso valle:

- Coassolo Torinese,
- Corio;
- Lanzo;
- Balangero;
- Mathi;
- Grosso;
- Nole;
- San Carlo Canavese;
- Caselle;
- Ciriè;
- San Francesco al Campo;
- San Maurizio Canavese;
- Leinì;
- Volpiano;
- Brandizzo.

Il comune di Caselle, sebbene non sia direttamente attraversato dal corso d'acqua, è inserito nell'elenco in quanto può essere interessato dagli eventi riguardanti il Banna, in quanto l'aeroporto di Caselle ricade in parte nel bacino idrografico del torrente.

Avendo adottato come sistema di riferimento la proiezione in UTM WGS84 Zone 32N, si può inscrivere il bacino in un rettangolo avente vertici:

- $X_{SUD\text{-}OVEST}$ = 380'606 m $Y_{SUD\text{-}OVEST}$ = 5'002'604 m
- $X_{NORD\text{-}EST}$ = 409'378 m $Y_{NORD\text{-}EST}$ = 5'018'841 m

entro il quale si dispone pressoché lungo la diagonale. Il bacino, infatti, ha una forma stretta ed allungata, con larghezze generalmente inferiori ai 2 km e larghezza che supera i 32 km, come si osserva nell'immagine riportata in *Figura 1.1;* nella *Figura 1.2*, invece, sono riportati i

perimetri di 30 sottobacini preliminarmente selezionati all'interno del bacino idrografico principale ai fini della caratterizzazione e successiva valutazione delle condizioni idrologiche di piena.

Nella parte superiore del bacino, in sinistra idrografica ed a monte delle sezioni di interesse considerate successivamente, si trova la piccola area endoreica corrispondente al bacino dell'Amiantifera. Si tratta di un piccolo invaso artificiale di superficie circa pari a 110.000 m^2 utilizzato per scopi irrigui. Il volume di massima regolazione è pari a circa 750000 m^3, raggiungibili con un incremento di livello idrico pari a 7 m., come meglio specificato in *Tabella 1.1*. Lo scarico di superficie è posizionato a quota 661.7 m slm, mentre l'opera di presa prevista in progetto (maggio 2007) è posizionata a quota 655.2 m slm, configurando perciò una quota di regime del lago inferiore di 6 m a quella dello scarico di superficie.

Tabella 1.1 *- Volume invasabile dal Lago dell'Amiantifera in condizioni di sfioro naturale.*

quota	area [m^2]	volume parziale [m^3]
654	94268	95600
655	96931	100260
656	103588	106607
657	109626	110358
658	111090	112330
659	113571	114520
660	115470	116308
661	117146	755983

La morfologia di questa conca, chiaramente rilevabile dal modello digitale del terreno, evidenzia come essa non sia considerabile contribuente al deflusso del bacino a valle, salvo casi estremi e comunque per contributi poco rilevanti. Infatti, il piccolo lago formatosi nell'area di cava non ha praticamente alcun bacino contribuente salvo la propria stessa area. Già in quanto tale, il suo eventuale contributo al deflusso di valle sarebbe trascurabile. A questo va aggiunto che tale contributo sarebbe da considerare solo per la parte relativa alla quota di deflusso che si attiva al superamento della quota a cui è posta la soglia dello scarico di superficie. Data la difficoltà di includere nelle valutazioni delle portate di piena le regole operative del lago, che fornirebbero la sua quota idrica all'inizio dell'evento, e considerate le ben maggiori incertezze connesse alla valutazione delle portate a valle, si è considerato ragionevole trascurare il contributo eventualmente fornito a valle dalle portate scaricate da questo bacino.

Osservando la *Figura 1.1* in cui l'asta fluviale ed il bacino idrografico sono stati sovrapposti ad una rappresentazione del territorio basata sull'elaborazione del modello digitale del terreno (DEM) con risoluzione 50 m, si nota che si può effettuare una netta suddivisione del bacino in due parti.

Nella zona di monte, la forma geometrica del bacino risulta essere tipica di un bacino pedemontano, con un reticolo idrografico sviluppato sia in termini di asta principale che di aste secondarie. Le aste fluviali, pur sottoposte a regimazione, seguono ancora planimetricamente il loro sviluppo naturale. A partire dalla sezione di chiusura del bacino chiuso a valle della cassa di laminazione di Mathi, scendendo lungo l'asta principale, il bacino residuo presenta delle caratteristiche completamente diverse da quello più a monte: l'idrografia della rete secondaria è fortemente influenzata dalla presenza di una fitta rete di canali di irrigazione e di drenaggio artificiali . Molti di questi canali, ad esempio, pur essendo irrigui, durante fenomeni meteorici intensi fungono anche da recettori, trasportando le acque in essi presenti in aree che non sarebbero interessate da queste portate.

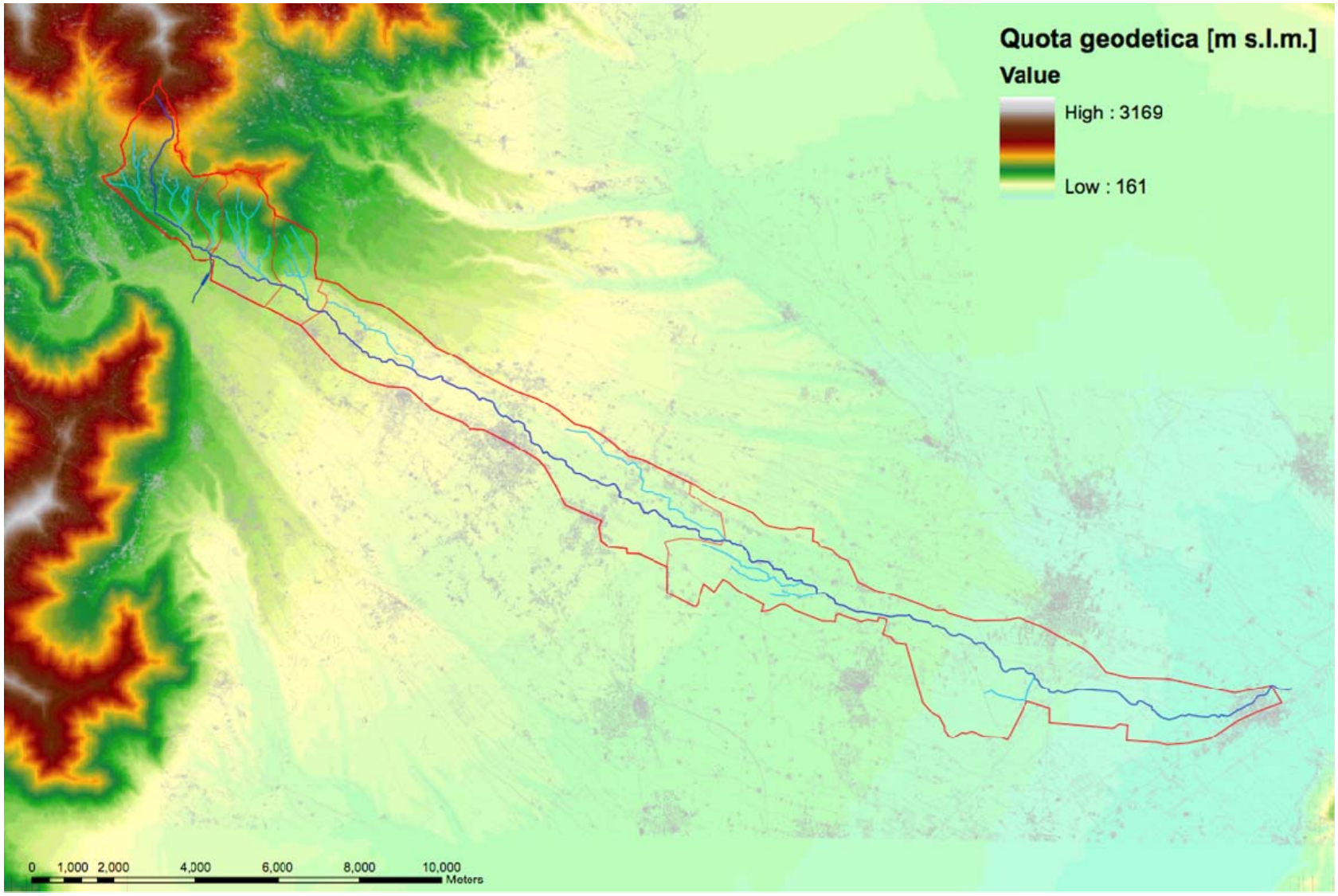


Figura 1.1 *- Bacino idrografico del torrente Banna - Bendola, sovrapposizione al DEM.*

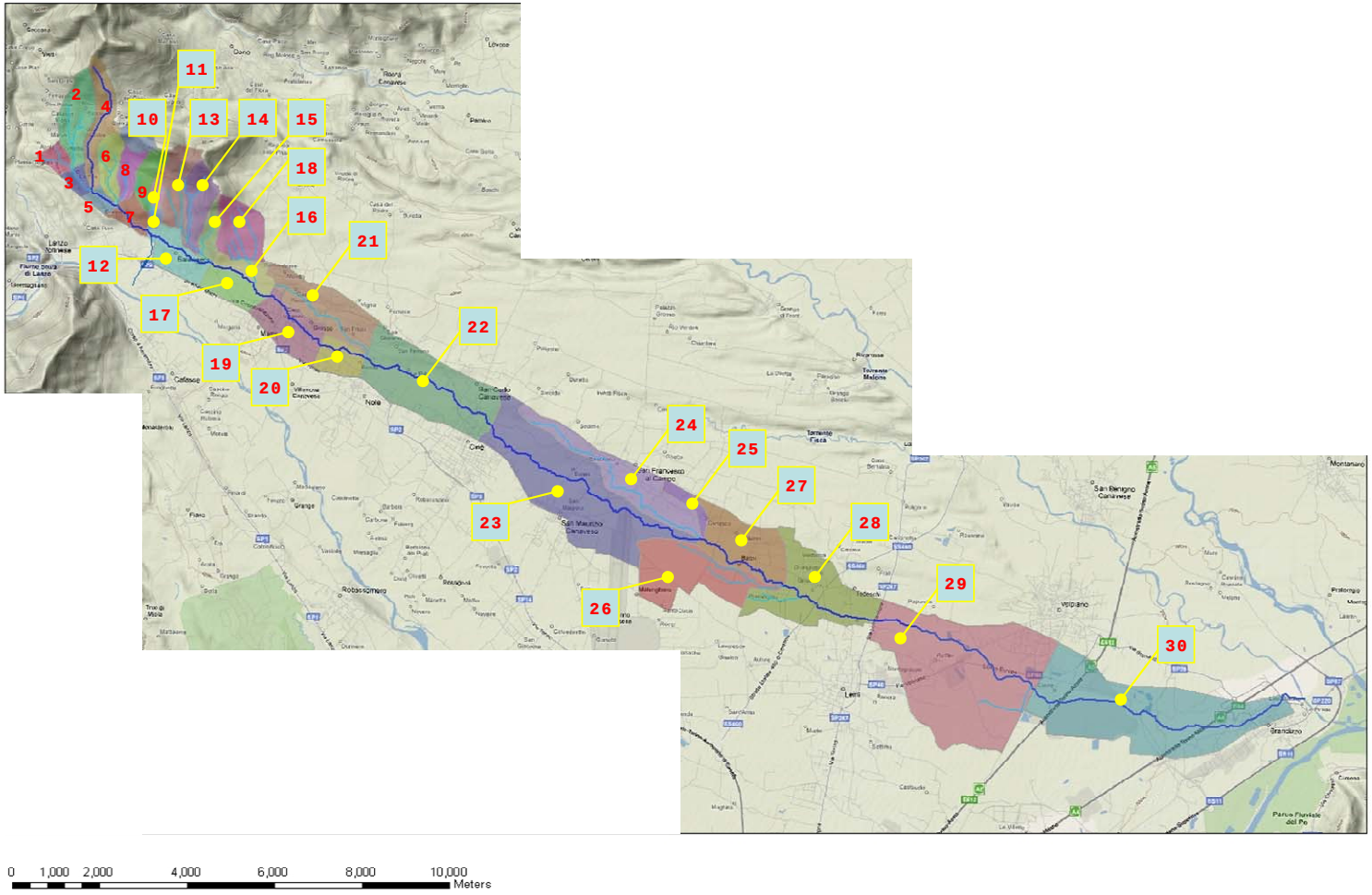


Figura 1.2 – *Suddivisione preliminare del bacino del Torrente Banna – Bendola in 30 sottobacini.*

2. Cronistoria degli eventi alluvionali e degli interventi progettuali previsti

2.1 Cronistoria degli eventi alluvionali

L'evento alluvionale verificatosi tra il 4 e il 7 novembre 1994, determinò numerose esondazioni del torrente Banna-Bendola con il conseguente allagamento di aree estese nei territori da esso attraversati. L'evento, caratterizzato da un periodo di ritorno inferiore a 20 anni per durate di precipitazione inferiori alle 3 ore, e prossimo a 200 anni per durate prossime alle 24 ore, mostrò che la conformazione del torrente Banna-Bendola era insufficiente a convogliare portate di piena anche se modesta entità.

Ciò è evidente dall'esame delle tavole redatte dal comune di Balangero riportanti le aree allagate e di esondazione del torrente, di cui, in *Figura 2.1*, si riporta uno stralcio. Il torrente cominciò ad esondare all'altezza della località Chiesa dei Martiri a monte dell'abitato di Balangero, allagando il territorio in sponda destra. Le portate così esondate, attraversata la campagna, giunsero a Balangero dove il torrente esondò in ulteriori punti. Nei comuni più a valle la situazione fu poco diversa: alle portate in arrivo da monte e già esondate si sommarono anche le portate esondate in altri punti lungo l'asta fluviale.

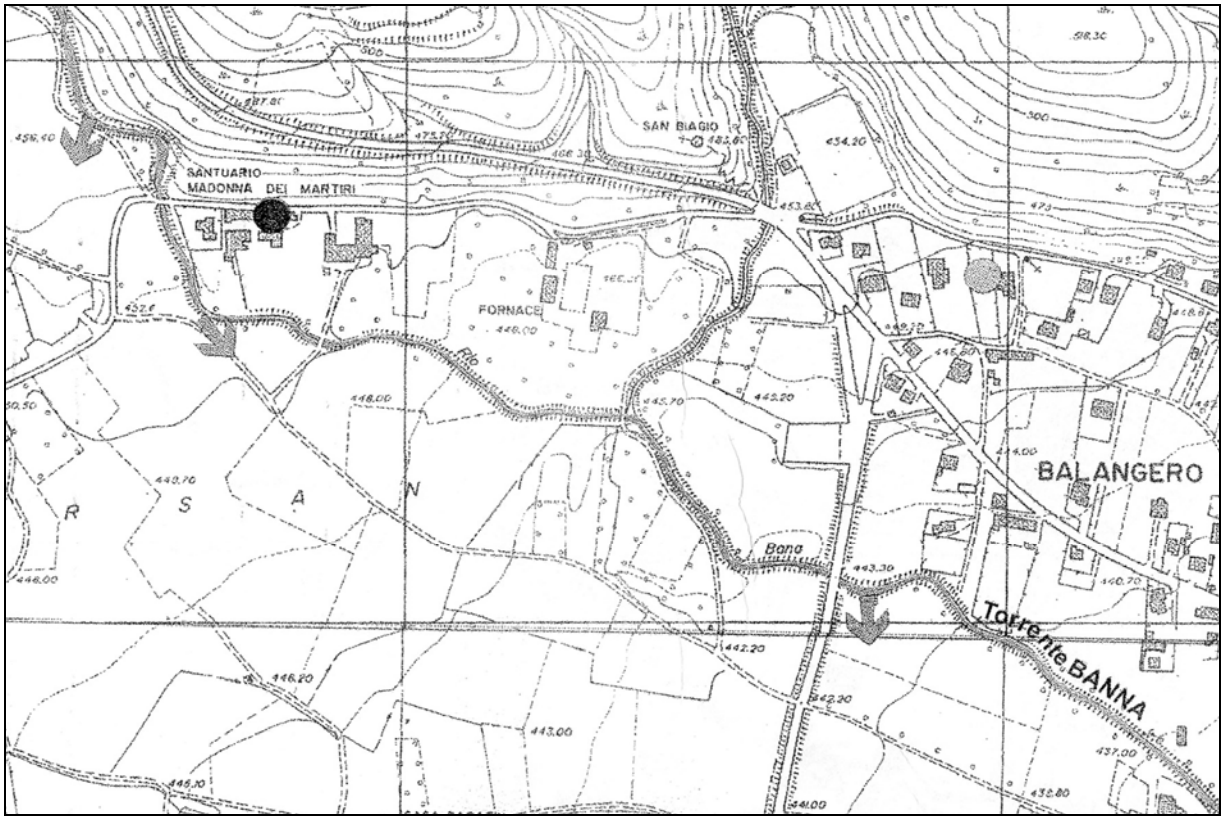


Figura 2.1 - *Stralcio della documentazione fornita dal comune di Balangero riportante le aree allagate e i punti di esondazione del torrente Banna durante l'evento del 1994.*

In seguito a tale evento i comuni ricadenti nel bacino idrografico del torrente Banna-Bendola decisero di costituire un Consorzio, con lo scopo di proporre e realizzare delle opere idrauliche concentrate e diffuse di sistemazione dell'alveo del torrente, al fine di prevenire e controllare il rischio alluvionale.

Negli anni successivi si sono verificati altri eventi significativi. In particolare sono da menzionare quello dell'ottobre 2000 ed il nubifragio del settembre 2008.

Tra i bacini più colpiti dall'evento alluvionale del 2000 rientra anche il bacino del Malone, cui appartiene il Banna – Bendola. Si segnalano l'allagamento della zona edificata ove sorge la scuola media di Brandizzo ed il danneggiamento, ad opera dell'attività erosiva del Torrente Malone, di un tratto di scogliera, lungo 8-10 m, sito nel comune di Volpiano.

Nel settembre 2008, invece, l'eccezionale evento piovoso ha causato il collasso della rete di drenaggio superficiale, in particolare lungo l'asse del Torrente Banna – Bendola da San Carlo e Ciriè fino a Settimo Torinese. Tutta la zona è stata interessata da estese inondazioni, con battenti d'acqua talora prossimi al metro, che in serata si sono propagate verso la confluenza con il Malone. Gravi danni sono stati segnalati a carico di attività commerciali, industriali e dei servizi (allagata l'area industriale di Settimo)e all'aeroporto di Caselle tutti i voli sono stati cancellati o dirottati fino a fine giornata.

2.2 Cronistoria degli interventi

Grazie alla costituzione del consorzio per l'arginatura e sistemazione del Torrente Banna – Bendola nel 1996 viene prodotto il primo progetto preliminare ("*Progetto preliminare dei lavori di sistemazione del Torrente Banna – Bendola*") indirizzato alla proposta di numerose opere di intervento lungo il torrente. Ad esso ha fatto seguito, nel 1998, il progetto generale ("*Progetto generale dei lavori di sistemazione del Torrente Banna – Bendola*"), nel quale si prevede la realizzazione di:

- un canale scolmatore prima dell'abitato di Balangero, in grado di trasferire verso la Stura di Lanzo le portate in eccesso rispetto alle capacità idrauliche del torrente;
- una cassa di espansione delle piene, da realizzarsi a valle dell'abitato di Balangero, in prossimità dell'abitato di Mathi;
- altre due casse di espansione da realizzarsi in prossimità dell'abitato di Volpiano.

L'analisi idrologica e idraulica considera 22 sottobacini, il più grande dei quali avente sezione di chiusura posta a Brandizzo, in corrispondenza della confluenza del torrente Banna-Bendola nel torrente Malone. Concentrandosi solo sui bacini ritenuti significativi (*paragrafo 5.2*), si sono riportate in *Tabella 2.1* le stime delle portate di piena ottenute dal progetto generale.

Tabella 2.1 - *Stime delle portate di piena riportate nel Progetto Generale del 1998.*

		T = 30 anni	T = 100 anni	T = 200 anni
Scolmatore	Monte	30 m^3/s	38 m^3/s	42 m^3/s
	Valle	21 m^3/s	25 m^3/s	28 m^3/s
Monte cassa		T = 30 anni	T = 100 anni	T = 200 anni
	Senza scolmatore	47 m^3/s	60 m^3/s	66 m^3/s
	Con scolmatore	37 m^3/s	47 m^3/s	52 m^3/s
	Con casse	35 m^3/s	46 m^3/s	51 m^3/s
Sezione di chiusura		T = 30 anni	T = 100 anni	T = 200 anni
	Senza scolmatore	83 m^3/s	107 m^3/s	125 m^3/s
	Con scolmatore	81 m^3/s	104 m^3/s	121 m^3/s
	Con casse	58 m^3/s	82 m^3/s	97 m^3/s

Con il progetto generale del 1998 ("*Canale Scolmatore sul Torrente Banna – Bendola*") si propone anche la realizzazione di uno scolmatore di piena in grado di convogliare una quota parte della portata di piena del torrente Banna-Bendola nel Torrente Stura di Lanzo, al fine di ridurre il rischio di esondazione nel comune di Balangero ed in quelli a valle. Le portate trasferibili nella Stura di Lanzo grazie alla realizzazione del canale scolmatore, secondo il progetto, sono riportate in *Tabella 2.2*, in base all'ipotesi di tre diverse lunghezze per la soglia dello scolmatore.

Tabella 2.2 - *Valutazioni idrologiche ed idrauliche riportate nel progetto del Canale Scolmatore del 1998.*

T [anni]	Q in arrivo [m^3/s]	Q scolmata [m^3/s]		
		L = 12 m	L = 10 m	L = 8 m
5	32.3	11.3	10.2	8.7
10	38	14	12.7	10.8
20	47.9	18.5	16.8	14.2
50	61.2	24.9	22.5	19
100	73.8	30.9	27.9	23.2

Nel periodo 2001-2002 viene presentata, insieme al progetto definitivo, una variante del progetto generale, con il quale si proponeva la riduzione, almeno parziale, del volume da invasare nella cassa di espansione da realizzarsi tra i comuni di Balangero e Mathi. Lo studio in esame fu richiesto dalle amministrazioni dei comuni interessati in quanto si sentiva l'esigenza di realizzare un'opera a minor impatto sul territorio.

Nel 2008, infine, il comune di Balangero ha commissionato un ulteriore studio idrologico-idraulico ("*Studio idrologico – idraulico*" a cura del Prof. V. Anselmo) con lo scopo di rivalutare le portate in transito nel torrente Banna e la funzionalità dello scolmatore a monte di Balangero.

Allo stato attuale, tra le opere previste dai vari progetti citati, sono state ultimate solo le opere di difesa spondale e sistemazione dell'alveo, il rifacimento di alcuni ponti e lo

scolmatore a monte di Balangero, che è in funzione dal 2000. Non sono state ancora realizzate la cassa di espansione in prossimità di Mathi e quella in prossimità di Volpiano.

A causa di una frana che ha interessato un versante in prossimità del torrente Banna a monte di Balangero sono in fase di realizzazione degli interventi di sistemazione spondale e riprofilatura dell'alveo a monte dello scolmatore (località Chiesa dei Martiri in comune di Balangero), oltre ad ulteriori interventi di sistemazione diffusi, sempre a monte dello scolmatore di Balangero. Questi lavori porteranno a piccole modifiche rispetto a quanto previsto nei rilievi presentati nei progetti sopra elencati.

Per maggiori dettagli riguardo ai progetti degli interventi previsti e/o realizzati lungo l'asta del torrente Banna-Bendola, si rimanda all'*Allegato 1* in cui si elencano le principali caratteristiche dei progetti, indicando per ciascuno la tipologia, l'anno di redazione, gli autori ed i contenuti. Per poter meglio collocare sul territorio le opere previste si sono redatte delle apposite tavole (*Allegato 2*).

3 Configurazione idrologica ed idraulica del sistema

3.1 Cartografia del territorio

Per svolgere le attività descritte in premessa si sono definite le caratteristiche geomorfologiche, fisiografiche e di uso del suolo del bacino idrografico del torrente Banna-Bendola (*Allegato 3*), tramite l'utilizzo di più fonti di dati, combinate con sopralluoghi sul campo.

Gli elementi oggetto di ricostruzione o rilievo sono stati:

- l'idrografia del bacino;
- i limiti dei sottobacini principali;
- le caratteristiche altimetriche del terreno (quota minima, media e massima, pendenze dei versanti e dell'asta principale);
- le caratteristiche di uso del suolo;
- le caratteristiche geolitologiche dei terreni presenti nel bacino.

Sono stati a tal fine consultati ed elaborati con sistemi informativi geografici le seguenti cartografie:

- Carta Tecnica Regionale (CTR) in formato raster della Regione Piemonte;
- modello digitale delle quote del terreno (DEM) con celle di risoluzione 50 m x 50 m;
- carte di uso del suolo (CORINE Land Cover) in formato vettoriale, convertite in formato raster georiferito e alla stessa scala di risoluzione del DEM;
- varie cartografie relative ad elementi o infrastrutture territoriali che possono interagire con il torrente Banna. Queste sono state reperite dal sito web della Regione Piemonte:http://gis.csi.it/scripts/esrimap.dll?name=Rd&Cmd=DatScar&Sezione=All&Indice=All&Idu;
- immagini da satellite disponibili sul Portale Cartografico Nazionale: http://www.pcn.minambiente.it/PCN/, con le quali si è verificata l'esattezza del dato di uso del suolo riportata nel CORINE.

3.2 Geologia ed uso del suolo

Le caratteristiche geologiche sono state desunte dalla consultazione delle carte disponibili sul sito della Regione Piemonte e dalla relazione geologica facente parte del "*Progetto definitivo dei lavori di sistemazione del Torrente Banna-Bendola – Variante*".

Le caratterizzazioni geolitologica e geomorfologica del bacino sono basate sulla Carta Geologica Nazionale 1:100000. In *Figura 3.1* si riporta il foglio di interesse con la sovrapposizione del bacino del Banna-Bendola e lo stralcio della legenda. Si nota che la

parte alta del corso del torrente si trova in una zona caratterizzata dalla presenza di detrito di falda, ovvero depositi costituiti da sedimenti detritici eterogenei di granulometria grossolana, dovuti a crolli e cadute di massi; la zona montagnosa alle spalle dell'abitato di Balangero, in cui si localizza la vecchia Amiantifera, fa parte, invece, di un massiccio serpentinitico. La parte restante del corso d'acqua scorre in zone di depositi fluviali o fluvio-glaciali, di natura ghiaioso-sabbiosa, derivanti dall'antica conoide della Stura.

Le caratteristiche geolitologiche e geomorfologiche dell'area interessata dall'intervento con cassa di espansione (tra Balangero e Mathi) sono riportate nella relazione geologica del progetto definitivo del 2002 ("*Progetto definitivo dei lavori di sistemazione del Torrente Banna-Bendola – Variante*"). In particolare sono stati eseguiti dei sondaggi geognostici in cinque punti all'interno dell'area che sarà interessata dalla cassa di espansione. Sulla base delle carote estratte da questi sondaggi, profondi 9 m, si può osservare che:

- il suolo lontano dall'alveo del Banna è caratterizzato da un iniziale spessore di terreno vegetale variabile tra 1 m e 1.5 m, seguito fino a fondo foro da ghiaia con ciottoli immersa in una matrice sabbioso-limosa; nella parte più vicina alle conoidi, inoltre, si ha anche la presenza, immediatamente sotto il terreno vegetale, di limo argilloso; in entrambi i casi la falda è a circa 2.8 m di profondità dal piano campagna;
- nelle vicinanze dell'alveo del Banna, invece, al di sotto del terreno vegetale si ha uno strato di limo argilloso con ghiaia di potenza pari a 1.5 -1.6 m, seguito fino a fondo foro da uno strato di ghiaia e ciottoli in abbondante matrice sabbioso limosa; la falda freatica, in questo caso, si trova ad una profondità variabile tra 2.3 m e 2.9 m dal piano campagna.

Per quanto riguarda il coefficiente di permeabilità, sono state eseguite prove di permeabilità Lefranc sulle carote estratte, ottenendo dei valori del coefficiente di permeabilità dell'ordine di 10^{-2} – 10^{-3} cm/s.

La caratterizzazione dell'uso del suolo è stata basata sull'esame delle informazioni presenti nel progetto CORINE Land Cover. La carta utilizzata nel presente studio si presenta in formato digitale ed è disponibile sul sito della Regione Piemonte: www.gis.csi.it/scripts/esrimap.dll?name=Rd&Cmd=SchD&Sezione=All&IdD=12&Idu=&Indice=All. La carta è disponibile in formato vettoriale, ma è stata ricampionata ad un raster con cella di dimensioni 50 m x 50 m, in modo da renderla sovrapponibile al DEM utilizzato per la caratterizzazione altimetrica del suolo. A questo raster è stato sovrapposto il layer della Regione Piemonte delimitante le aree edificate e la Carta Tecnica Regionale al fine di caratterizzare ad un livello di dettaglio maggiore la tipologia di uso del suolo.

Al termine dell'analisi descritta è stato possibile estrarre per i bacini oggetto di analisi le varie tipologie di uso del suolo (*Figura 3.2*).

Nell'*Allegato 3* si riportano, in tabella, le tipologie di uso del suolo individuate in ognuno dei 30 sottobacini rappresentati in *Figura 1.2* e le relative percentuali di aree interessate rispetto

al bacino complessivo. Le successive tavole riportano la distinzione ottenuta a seguito di un accorpamento delle iniziali 32 classi in un numero più ridotto, ai fini della successiva determinazione dei valori di permeabilità secondo il metodo SCS – CN, di seguito descritto.

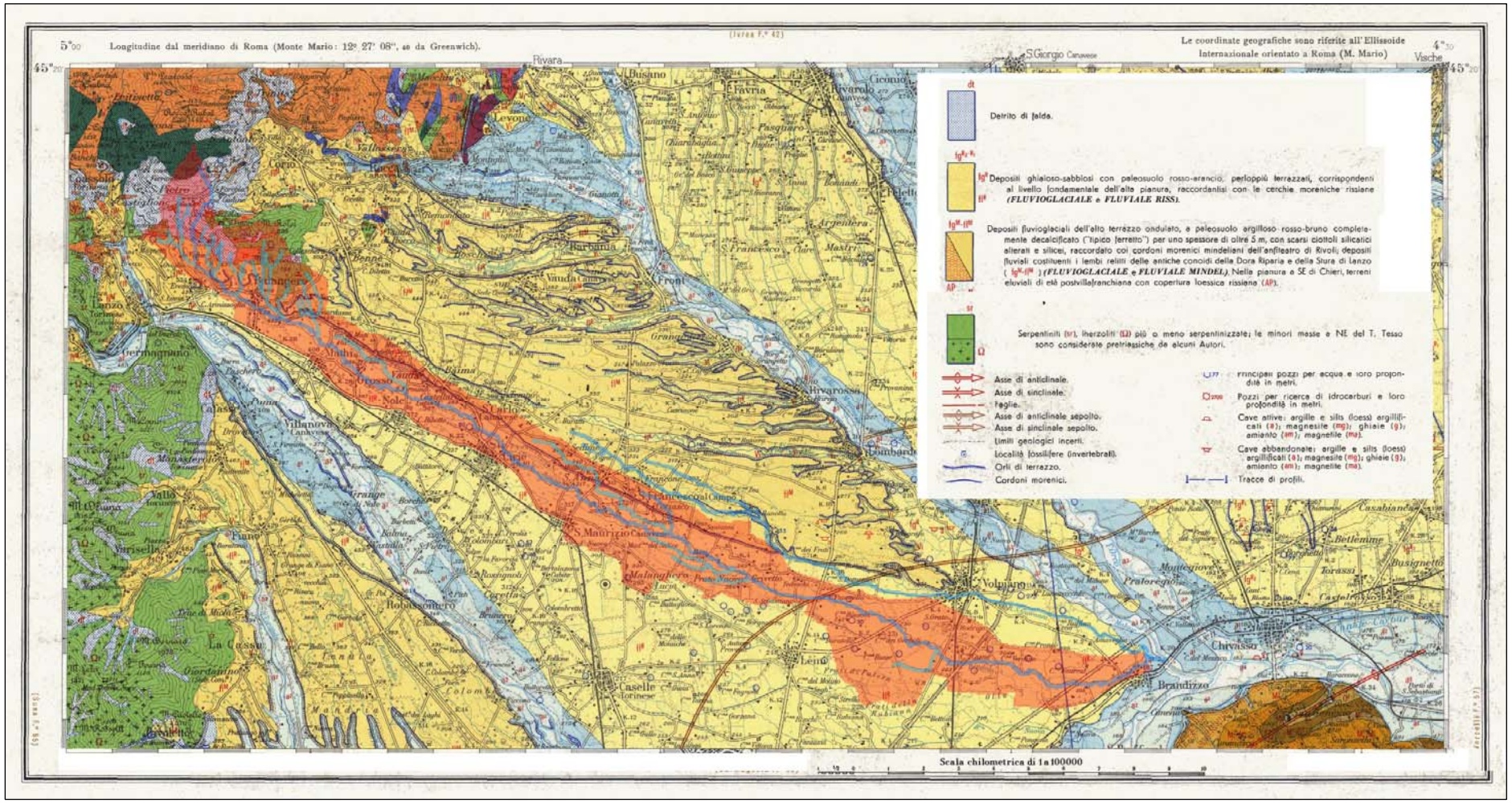


Figura 3.1 *- Foglio N.42 'Ivrea' della Carta Geologica Nazionale (scala 1:100000).*

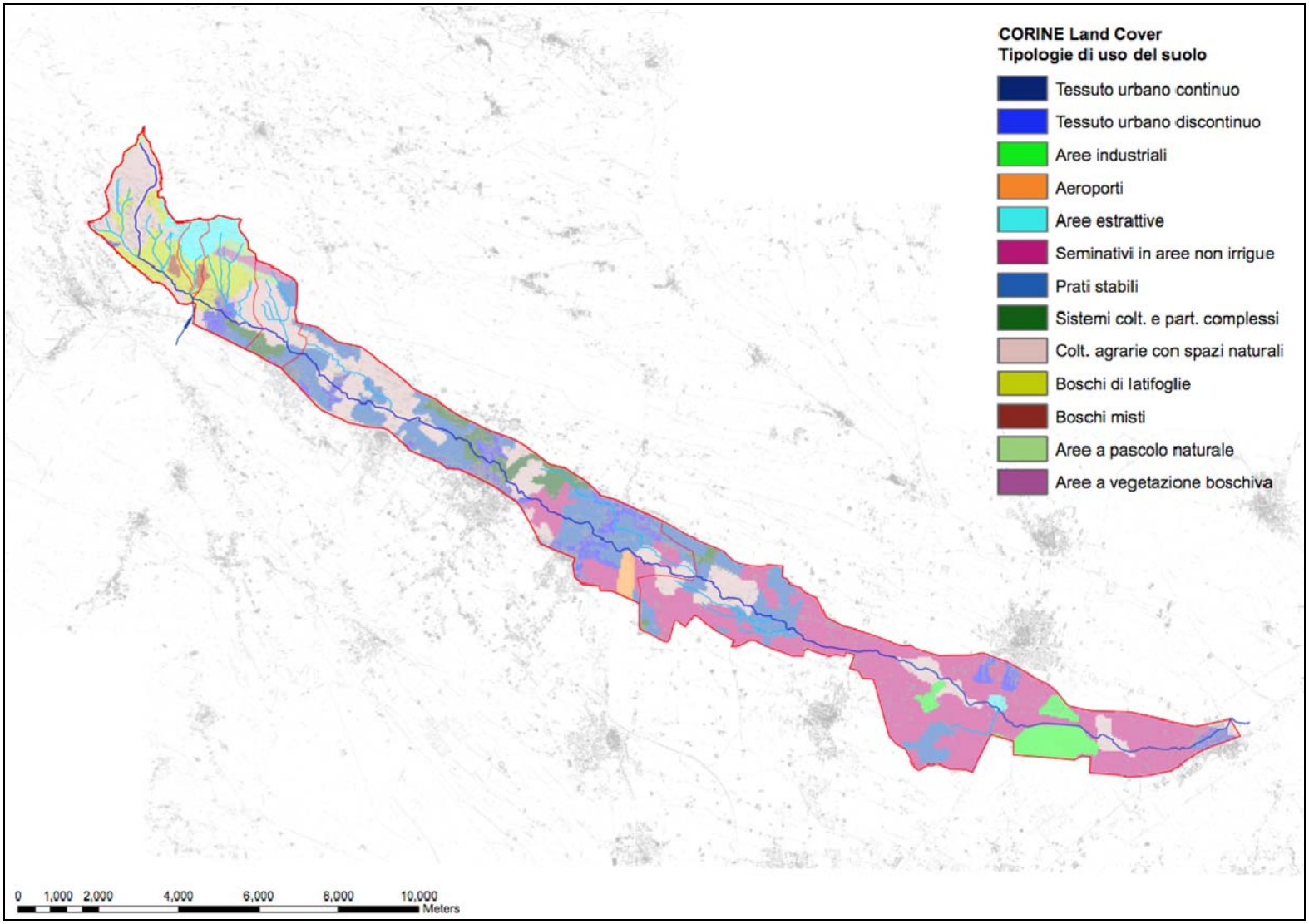


Figura 3.2 - *Carta di uso del suolo.*

3.3 Classificazione di permeabilità dei suoli mediante Curve Number

L'approccio su cui si basa il metodo del SCS - Curve Number prevede il calcolo del deflusso superficiale come differenza tra precipitazione e perdite per infiltrazione, includendo in un unico termine anche gli altri fattori concorrenti.

La predisposizione dei suoli a contribuire alla formazione del deflusso è considerata dipendente essenzialmente da tre fattori:

- caratteri di permeabilità dei terreni superficiali e del substrato immediatamente sottostante;
- copertura vegetale e uso del suolo;
- stato di imbibimento del terreno al momento dell'evento meteorico considerato.

Il *Curve Number* si basa su una semplice equazione di bilancio tra i valori cumulati nel tempo, durante un determinato evento, dell'afflusso *I,* del deflusso superficiale *P,* delle perdite iniziali I_w e di quelle successive *F.*

$$I = P + I_w + F$$

L'ipotesi alla base del metodo prevede che il rapporto tra volume di deflusso e volume di pioggia depurato delle perdite iniziali resti in ogni momento uguale al rapporto tra volume delle perdite successive e volume massimo teorico delle perdite (*S*):

$$P/(S-I_w) = F/S$$

Le perdite iniziali sono supposte proporzionali alla massima capacità di ritenzione del suolo, S, cioè: $I_a = 0.2S$.

Attraverso la combinazione delle varie relazioni si arriva ad una stima del volume di deflusso superficiale espresso di seguito in termini di altezza di pioggia:

$$h_{netta} = \frac{(h_{lorda} - I)^2}{(h_{lorda} + S - I)}$$

Il parametro *S* rappresenta quindi l'unico parametro del metodo e viene espresso in funzione dell'indice adimensionale *CN*. Quest'ultimo si ottiene a sua volta in funzione del tipo di suolo (capacità di infiltrazione) e dell'uso del suolo (intercettazione e capacità di infiltrazione).

Il fattore *S* è legato a *CN* dalla seguente relazione:

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

Il limite inferiore del *CN* è quindi 0, corrispondente a terreno completamente permeabile, mentre il limite superiore è 100 a cui corrisponde nessuna infiltrazione e quindi afflussi uguali ai deflussi.

Il parametro adimensionale *CN* viene tabulato in funzione del tipo di suolo, che viene suddiviso in quattro classi idrologiche fondamentali (A,B,C,D) (v. *Tabella 3.1*), e in funzione

dell'uso del suolo, a sua volta classificato in un numero molto elevato di classi, dipendenti dai tipi colturali, dal livello di antropizzazione, etc. Il metodo è intensamente applicato negli Stati Uniti, dove l'intero territorio è stato classificato nelle quattro classi fondamentali di suolo. Recentemente sono stati proposti metodi analitici che consentono, tramite le proprietà tessiturali e granulometriche dei terreni, l'applicazione del metodo per terreni non mappati attraverso la determinazione di un *indice geopedologico* (*Borselli et al*., 1992; *Busoni et al*., 1995).

Il metodo del *Curve Number* consente anche di considerare lo stato iniziale di umidità del terreno e a tale scopo vengono valutati tre diversi stati dell'indice *AMC (Antecedent Moisture Condition I, II, III)*:

– suolo asciutto;
– suolo mediamente umido;
– suolo molto umido.

Solitamente si fa riferimento alla situazione intermedia (CN_{II}). Tramite l'applicazione di equazioni opportunamente semplificate, una volta stabilita la condizione iniziale di umidità del suolo, può essere ricavato il *CN* relativo.

Quindi data una condizione *AMC,* il valore *CN* dipende dalle caratteristiche idrologiche di suolo che possono essere ottenute sia mediante l'analisi geologica e pedologica delle aree interessate, sia mediante i metodi degli autori sopra citati. Sulla base dell'incrocio tra i tipi idrologici di suolo e la sua copertura vegetale si ottengono i parametri *CN* per la condizione *AMC* considerata. E' opportuno sottolineare che data l'elevata variabilità spaziale sia del tipo di suolo che dell'uso del suolo è consigliato ricavare il parametro *S* a scala di bacino mediante l'integrazione dei diversi valori di *S* (*Carrara et al.*, 1988, *Mancini, Rosso*, 1989).

Tabella 3.1 *- Tipi idrologici di suolo individuati dal metodo del Curve Number.*

tipo idrologico di suolo (S.C.S/C.N.)	Descrizione
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi 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 contenenti considerevoli quantità d'argilla e collodi, anche se meno del gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità d'infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso medio-alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza delle superfici.

Delle quattro classi originarie del metodo del Curve Number descritte in *Tabella 3.1* sono state considerate le tre classi A, B, C, individuate secondo la tabella di corrispondenza di seguito riportata (*Tabella 3.2*).

Tabella 3.2 *- Classificazione dei tipi idrologici di suolo.*

tipo idrologico di suolo (S.C.S-C.N.)	Grado di permeabilità
A	Da elevata a media
B	Da media a ridotta
C	Da ridotta a molto ridotta

Le classi di uso del suolo sono state invece definite da *CORINE* e sono state quindi riclassificate ed accorpate per consentire una razionale attribuzione dei valori CN, secondo lo schema suggerito da *Carriero* (2003). Le classi di uso del suolo così ottenute sono riportate nella *Tabella 3.3*.

Tabella 3.3 - *Classi di uso del suolo utilizzate per la determinazione dei valori CN.*

Classe d'uso del suolo	Descrizione
U	Aree urbanizzate con tessuto continuo, con superfici occupate generalmente superiori all'70%
U1	Aree urbanizzate discontinue con percentuale di superfici occupate generalmente inferiore al 79%
B	Boschi e vegetazione arborea
CA	Vegetazione arbustiva, macchia boschiva, cespugliati
C	Vegetazione erbacea, prato-pascolo
CS	Colture speciali, oliveti, vigneti
S	Seminativi
NV	Aree non vegetate
P	Aree umide

In base alle informazioni sul tipo idrologico di suolo e sull'uso del suolo si è quindi proceduto a stabilire i criteri di corrispondenza con la classificazione del metodo *SCS-CN* al fine di ottenere il parametro *CN* per ogni cella considerata. Le condizioni iniziali di imbibimento del terreno considerate sono quelle medie ovvero *AMC-II*.

Nella *Tabella 3.4* sono riportati i valori di *CN* prescelti secondo il tipo di suolo e per ogni classe di uso del suolo.

Operativamente si è proceduto ricavando per ogni bacino considerato l'area ricadente in ogni classe di uso del suolo identificata in *Tabella 3.4*. Procedendo in questo modo è possibile associare un valore di CN all'intero bacino moltiplicando direttamente il valore di CN attribuito alla singola sottoarea per il valore dell'area normalizzato rispetto all'area totale del bacino.

Tabella 3.4 *- Valori del CN prescelti in relazione al tipo e alla classe del suolo.*

Classi di uso del suolo	Categorie di tipi idrologici di suolo		
	--> Impermeabilità -->		
	A	B	C
U	98	98	98
U1	77	85	90
CA	58	67	80
B	57	66	74
C	69	80	87
CS	62	71	78
S	55	69	78
NV	68	79	86
P	90	90	90

3.4 Configurazione della rete idraulica del Banna – Bendola e prime valutazioni

Le caratteristiche dell'asta principale del Torrente Banna – Bendola sono state ricavate principalmente dai documenti disponibili nell'ambito dei progetti. In particolare, le sezioni fluviali sono state estratte dal "*Progetto generale dei lavori di sistemazione del Torrente Banna – Bendola"* del 1998.

Per un esame diretto di queste informazioni, tuttavia, nel periodo in cui si è sviluppato lo studio sono stati condotti numerosi sopralluoghi lungo l'asta fluviale e nel bacino idrografico, anche al fine di individuare possibili situazioni critiche. Dall'esame delle sezioni fluviali disponibili e dai sopralluoghi è emerso che in alcuni tratti la conformazione dell'alveo è caratterizzata da sponde di ridotta altezza e da larghezze altrettanto ridotte, con valori che non permettono il transito di portate significative.

I sopralluoghi effettuati (di cui nell'*Allegato 4* vi è la documentazione fotografica) sono stati condotti nell'area che ricomprende l'asta del torrente Banna nel tratto compreso tra la località Chiesa dei Martiri nel comune di Balangero, e l'abitato di Grosso. Ci si è soffermati in particolare in corrispondenza del nodo dello scolmatore e nell'area interessata dalla cassa di espansione in località Mathi, rilevando i ponti o particolari nodi idraulici ritenuti critici.

Si è proceduto inoltre ad una serie di rilievi altimetrici in prossimità della località Chiesa dei Martiri in Balangero, in quanto tale area depressa, per la sua conformazione e posizione, potrebbe essere utilizzata come bacino di espansione naturale.

Considerate le caratteristiche di limitata larghezza dell'alveo e altezza degli argini, è facile comprendere come le aree di possibile esondazione naturale siano numerose e distribuite in modo pressoché uniforme lungo tutta l'asta del Banna.

Per verificare subito le effettive capacità di trasporto dell'alveo fluviale nella configurazione attuale, è stato realizzato un modello idraulico in condizioni di moto permanente basato sul software HEC-RAS. Dato il carattere puramente indicativo di questa parte dello studio, si è verificata la capacità di trasporto dell'alveo solo per portate pari a 10, 20, 30, 40 e 50 m^3/s. Avendo considerato portate uniformi lungo il corso d'acqua, le valutazioni sono effettuate considerando che le eventuali esondazioni che si verificano a monte di una sezione non influenzano le esondazioni che si verificano più a valle.

I risultati, riportati in modo completo nelle tavole dell'*Allegato 5*, mostrano che gran parte delle esondazioni che si verificano nell'ambito della simulazione in esame sono localizzate nelle immediate vicinanze di ponti o in corrispondenza di sezioni caratterizzate da larghezze e argini di dimensioni estremamente modeste.

Nella tabella seguente (*Tab. 3.4.1*) si riportano sinteticamente le zone con sezioni critiche, con le portate di riferimento:

Tabella 3.4.1 - *Aree caratterizzate da tronchi fluviali idraulicamente insufficienti.*

Località	Q [m^3/s]
Confluenza Cochetto-Banna	50
Madonna dei Martiri	50
Mathi - Grosso	40
Nole	20
Nole - Cotonificio	20
Nole - San.Francesco	30
Leinì	40
Volpiano	30
Volpiano - Brandizzo	50
Brandizzo	10 - 20

Le insufficienze idrauliche, diffuse in maniera pressoché uniforme e costante lungo tutta l'asta, risultano particolarmente frequenti nelle zone di attraversamento di centri abitati, con ricadute ovviamente gravose nel caso di esondazioni. Come si può notare dalla *Tabella 3.4.1*, si tratta di portate quasi sempre sopra i 30 m^3/s ma ancora caratterizzate da periodi di ritorno relativamente bassi. Le insufficienze sono dovute soprattutto ad altezze degli argini inferiori a 2 m (Nole, h_{argine} = 1.34 m; Brandizzo, h_{argine} = 1.46 m). Situazioni di questo genere si verificano indifferentemente nei tratti di monte e di valle, come si rileva nell'*Allegato 5*. Ad esempio, nell'abitato di Brandizzo si evidenziano due punti di esondazione dovuti a portate di 10 m^3/s, e due dovuti a portate di 20 m^3/s.

D'altra parte, le aree interessate da tronchi con insufficienze idrauliche sono di natura principalmente agricola. All'interno delle zone esondabili si riscontrano solo campi coltivati e poche cascine isolate. Si rileva comunque una distanza dei primi gruppi di case dall'alveo di circa 150 m nella zona di Grosso e Nole, e di oltre 200 m nelle zone di Ciriè e San Maurizio, eccezion fatta per l'ultima zona di esondazione del territorio di Volpiano, che cade in corrispondenza di un'area industriale.

Durante i sopralluoghi sono stati effettuati numerosi controlli sulle caratteristiche geometriche dei ponti nei Comuni di Balangero, Mathi e Grosso, che hanno integrato le sezioni di attraversamento già disponibili. Queste sezioni speciali (di attraversamento) sono state studiate a parte, per le peculiarità che presentano nel calcolo idraulico.

Nella *Tabella 3.4.2* si riassumono situazioni critiche causate dall'interferenza dei ponti, con le portate di riferimento. Si può facilmente notare che non sono infrequenti valori molto bassi di portata critica: questo sottolinea quanto i ponti possano creare ulteriori ed importanti

interferenze per il corso d'acqua, particolarmente rilevanti in quanto prevalentemente riferite a tratti urbani del Torrente Banna.

Tabella 3.4.2 *- Ponti causa di esondazione, caratteristiche geometriche e portate.*

Comune	Ponte	Altezza intradosso [m]	Ampiezza [m]	Portata [m^3/s]
Balangero	B3	1.4	5	20
	B6	1.7	5	20
	B7	1.7	4.5	20
	B8	1.5	5	20
	B9	2.1	5	20
	B10	1.8	5	20
Mathi	B11bis	2.3	7.8	20
	B12	2.4	4.8	30
Grosso	B14	2.2	5	10
Nole	B15	2.2	6	40
	B17	1.7	4	20
	B18	1.6	9	10
Ciriè	B20	2.3	10	40
	B23	2.3	7.5	10
San Maurizio	B25	2.2	8	10
	B26	2	8	30
	B28	2.6	8.5	20
San Francesco	B31	2.5	7.2	20
	B32	2.5	6	30
Leinì	B35	2	12	40
Volpiano	B41	1.7	12	40

Tra i ponti riportati in *Tabella 3.4.2* quelli dal B3 al B18 sono stati studiati durante i sopralluoghi. Gli esiti dei rilievi sono i seguenti:

- B3: in questa zona il Banna scorre stretto fra le case dell'abitato di Balangero, e quindi una portata di crisi così bassa può portare danni considerevoli, considerando anche lo spessore dell'impalcato, che risulta essere di circa 80 cm e può causare quindi un rigurgito di dimensioni importati a monte;
- B6: in corrispondenza di questo ponte si ha anche uno scarico e un salto idraulico;
- B7: si tratta di un attraversamento stradale privato; si è riscontrato inoltre uno spessore dell'impalcato assai ridotto, dell'ordine dei 20 cm, al contrario di quanto ricavato dal Progetto Preliminare che riportava uno spessore di 65 cm;

- B8: si tratta di una passerella di dimensioni ridotte, e spessore di circa 20 cm (anziché 60 cm come da Progetto Preliminare); in corrispondenza di questo attraversamento si ha lo scarico nel Banna di un canale;
- B9: si tratta di un attraversamento privato nuovamente con un impalcato di dimensioni ridotte (20 cm);
- B10: il ponte in questione presenta una pila di 1 m di larghezza, che divide la luce in due parti, una larga 5 m e l'altra 2.2 m;
- B11bis: questo ponte ricade nel tratto di asta interessato dalla cassa di espansione; considerando che non risulta essere né troppo basso, né troppo stretto, si conclude che l'esondazione che causa è dovuta all'interazione con il corso del Banna, che in questo punto ha argini di soli 1.5 m;
- B12: le caratteristiche geometriche inserite corrispondono con quelle ottenute dal Progetto Preliminare;
- B14: il Banna qui scorre nuovamente stretto fra le case dell'abitato di Grosso, e una portata di crisi così bassa sottolinea la pericolosità della situazione;
- B15: questo ponte risulta essere di larghezza e altezza tali da garantire un deflusso in sicurezza di portate minori di 40 m^3/s, che è il valore massimo ammesso da progetto a valle della cassa di espansione;
- B17: oltre ad essere di ridotte dimensioni, si ha la presenza, poco a valle di questo ponte, di una paratoia con una luce di altezza pari a 1.6 m; si hanno inoltre argini di altezza estremamente ridotta;
- B18: si tratta nuovamente di un ponte assai basso, con una paratoia a pochi metri a valle caratterizzata da una luce di altezza pari a 1.42 m.

La combinazione delle situazioni critiche rilevate in corrispondenza degli attraversamenti con quelle emerse sui tronchi precedentemente considerati produce un quadro complessivamente molto problematico della capacità del corso d'acqua di contenere portate di piena.

Una visione d'insieme di quanto discusso è fornita dalla *Figura 3.4.1*. In essa sono riportate, in corrispondenza di tutte le sezioni critiche, le massime portate contenute in alveo. Come si può notare, esistono numerose sezioni, lungo tutto il corso del fiume, che si comportano da 'colli di bottiglia' ed impediscono il transito indisturbato di portate anche solo pari a 30 m^3/s.

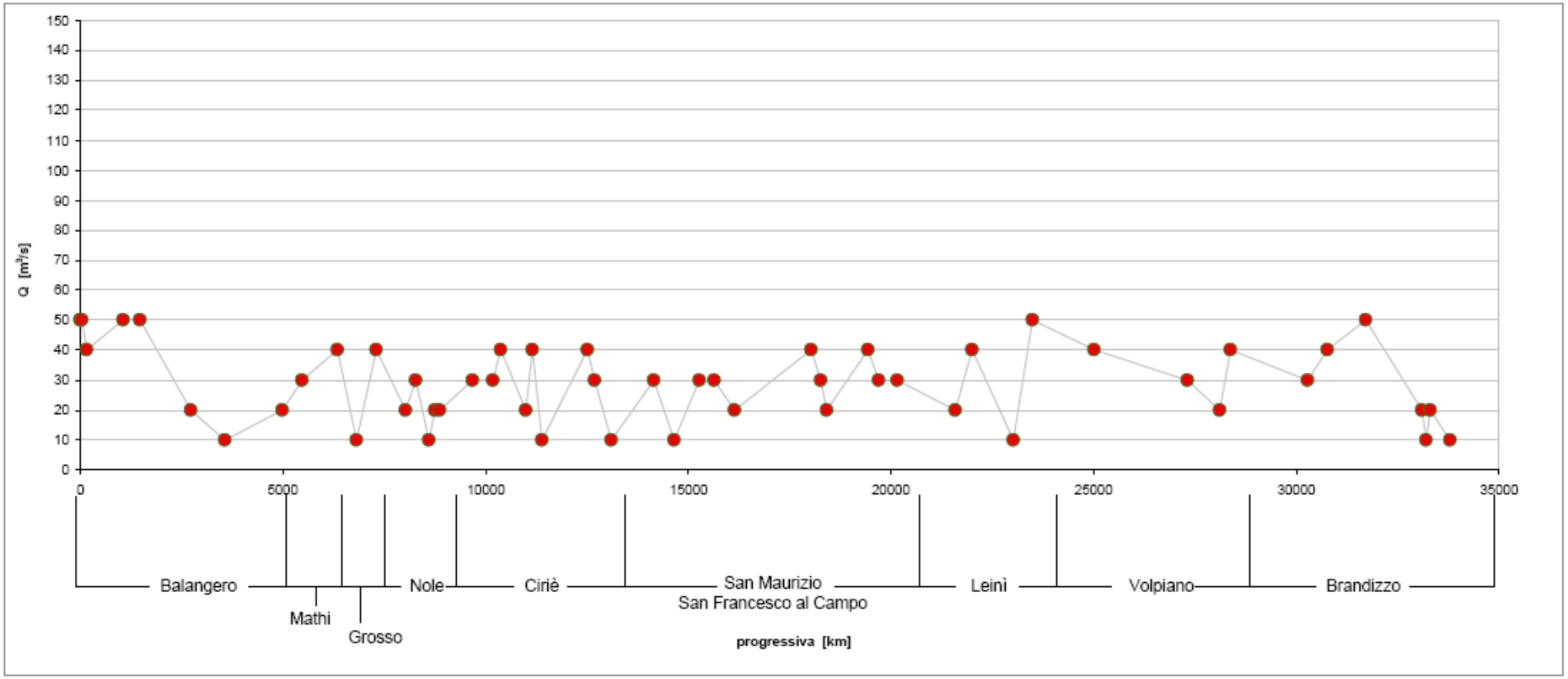


Figura 3.4.1 - *Rappresentazione sintetica delle condizioni idrauliche risultanti sull'asta del Banna – Bendola in condizioni di moto permanente.*

Parte II

Valutazione della pericolosità Idrologica ed idraulica

4 Pluviometria

4.1 Modelli probabilistici per l'analisi statistica delle piogge

In questo capitolo vengono esposti alcuni richiami teorici relativi all'analisi probabilistica degli estremi di precipitazione. Viene descritta brevemente la legge di Gumbel ed indicazioni sulle modalità di stima dei parametri. Successivamente se ne descrive l'applicazione a curve intensità-durata-frequenza delle precipitazioni per le stazioni di interesse in questo studio.

4.1.1 Modello probabilistico di Gumbel

L'espressione della probabilità cumulata della legge di Gumbel è

$$F(x) = \exp(-\exp(\alpha(x-\varepsilon)))$$

con α ed ε parametri della distribuzione. Questi vengono, di norma, stimati attraverso il metodo dei momenti:

$$\alpha = \frac{\pi}{\sigma\sqrt{6}} = \frac{1.283}{\sigma}$$

$$\varepsilon = \mu - 0.450\ \sigma$$

dove μ e σ sono rispettivamente la media e lo scarto quadratico medio dei dati.

Un diverso metodo di stima dei parametri è basato sulla massimizzazione della funzione di verosimiglianza della distribuzione (metodo della massima verosimiglianza). Le differenze tra i due metodi si apprezzano in particolare quando il grado di adattamento della distribuzione ai dati è basso. Infatti, il metodo dei momenti tende a privilegiare i valori di entità più elevata, che hanno forte influenza in particolare sul momento del secondo ordine. Il metodo della massima verosimiglianza fornisce invece una curva che rispetta maggiormente i pesi rappresentati dalle frequenze cumulate, per cui non si lascia influenzare molto da singoli valori molto elevati.

Per determinare i valori di x corrispondenti ad una fissata probabilità F (o periodo di ritorno T) si può invertire la legge $F(x)$ ottenendo

$$x_T = \varepsilon\{\ 1 - (\alpha\varepsilon)^{-1}\ ln\ ln\ [T/(T-1)]\ \}$$

in quanto vale $T = 1/(1-F)$.

Stimando i parametri con il metodo dei momenti è possibile esprimere direttamente x_T in funzione di media e scarto, attraverso l'espressione:

$$x_T = \mu\left\{1 - Cv_x\left[0.45 + \frac{\sqrt{6}}{\pi}\ln\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]\right\}$$

dove Cv_X rappresenta il coefficiente di variazione dei dati.

L'espressione della legge di Gumbel può essere quindi rappresentata attraverso il prodotto della media per una quantità che rappresenta la *crescita* della media stessa in funzione del periodo di ritorno, quantità che è chiamata *fattore di crescita con il periodo di ritorno* (K_T), e che consente di rappresentare la distribuzione di probabilità delle precipitazioni secondo il prodotto:

$$x_T = \mu K_T$$

Questa rappresentazione risulta particolarmente utile nella determinazione su base regionale delle leggi di frequenza, in quanto molto spesso K_T risulta essere costante in ampie regioni.

Per le valutazioni necessarie in queste analisi gli estremi di precipitazione verranno considerati in corrispondenza di diverse durate utilizzando le curve di probabilità pluviometrica descritte nel seguito.

4.1.2 La relazione intensità–durata–frequenza delle precipitazioni

La legge di dipendenza della media dei massimi di precipitazione dalla durata può esprimersi, nel caso più semplice, come:

$$h = at^n$$

con i coefficienti *a* ed *n* da stimarsi tramite un modello di regressione sui dati disponibili, per le durate 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Poiché le dimensioni del bacino considerato in questa analisi sono ridotte, risulta utile focalizzare l'attenzione sulla parte della legge di probabilità pluviometrica che interessa le durate inferiori all'ora. Esiste una letteratura specifica sulla derivazione di leggi intensità-durata valide per durate molto brevi. Tra le relazioni più efficaci in grado di tener conto del reale andamento delle intensità al disopra ed al disotto dell'ora, vi è quella iperbolica a tre parametri:

$$i_t = i_0 \frac{1}{(1+Bt)^\beta}$$

per cui i parametri possono essere stimati mediante una procedura di ottimizzazione che minimizza lo scarto quadratico tra valori stimati e valori osservati.

L'effettiva possibilità di usare una siffatta legge a tre parametri dipende dalla disponibilità di osservazioni per durata inferiore all'ora.

Le relazioni sopra riportate descrivono l'andamento della media dell'altezza (o l'intensità) di pioggia massima annua per una data durata. Questo valore può essere facilmente legato all'altezza relativa ad un dato periodo di ritorno moltiplicando il valore ottenuto per il fattore di crescita K_T calcolato con la formula proposta nel paragrafo precedente relativamente, ad esempio, alla distribuzione di Gumbel.

In realtà, tutti i parametri della curva di probabilità pluviometrica dovrebbero essere valutati indipendentemente in funzione del periodo di ritorno. Tuttavia è noto che solo il parametro a (o i_0) varia in maniera significativa al variare di *T*. Per tale motivo, nel caso della curva a due parametri, si può scrivere semplicemente $h(T) = a(T)t^n$ dove $a(T)$ è il prodotto di a (valore medio) per K_T (fattore di crescita).

4.1.3 Ietogrammi di progetto

Note le leggi per la determinazione dell'altezza di pioggia cumulata (o dell'intensità media) per un evento di una durata fissata, occorre descrivere l'andamento dell'intensità di pioggia nel tempo per tutta la durata dell'evento di progetto (ietogramma di progetto). A priori non è ovviamente nota la forma di tale ietogramma e si ricorre quindi all'uso di forme note in letteratura. Nel caso specifico si farà riferimento allo ietogramma di tipo Chicago o a forma triangolare.

Per il Chicago, l'idea di base è quella di costruire uno ietogramma che sia interamente consistente con la curva di probabilità pluviometrica. La curva ottenuta per lo ietogramma dovrà quindi avere la proprietà che, per ogni durata *d*, il volume massimo ottenuto sia pari alla relativa ordinata h_d della curva di probabilità pluviometrica stessa.

Definita la curva di probabilità pluviometrica nella forma monomia $h = a \cdot d^n$, si deve tener conto che l'intensità media di pioggia risulta pari a

$$i_{med}(d) = a \cdot d^{n-1}$$

mentre l'intensità istantanea di precipitazione corrisponde alla derivata dell'altezza di pioggia cumulata *h* rispetto alla durata:

$$i\ (d) = n\ a \cdot d^{n-1}$$

Utilizzando la seconda formula se ne ricaverebbe uno ietogramma con picco infinito all'istante iniziale (*d=0*), poco indicativo per fini di riproduzione di eventi reali di precipitazione.

Uno ietogramma più realistico, comunque espresso come funzione continua dell'intensità istantanea, risulterebbe quindi caratterizzato unicamente dalla posizione del picco, localizzato al tempo $\tau_p = rt_P$, dove t_P è la durata complessiva della pioggia. Risulta quindi che *r* è compreso tra 0 e 1. Lo ietogramma così ottenuto presenta quindi un ramo $i_1(t)$ crescente fino al picco ed un successivo ramo $i_2(t)$ decrescente. In questo caso, per il rispetto delle proporzioni tra i volumi di pioggia tra il ramo destro e sinistro, si ha che la massima intensità media di pioggia si ottiene quando la finestra temporale *d* su cui si valuta tale intensità determina che

$$i_1(r \cdot t_p - r \cdot d) = i_2(r \cdot t_p + (1-r) \cdot d)$$

Tale massima intensità media per la durata *d* risulta sempre congruente con i valori di i_{med}.
Ad un istante *t* generico corrispondono quindi, in base all'equazione precedente, le seguenti relazioni:

$$t = r \cdot t_p - r \cdot d \quad \Rightarrow \quad \mathrm{d} = \frac{r \cdot \mathrm{t_p} - t}{r} \qquad \text{per } t < r \cdot t_p$$

$$t = r \cdot t_p + (1-r) \cdot d \quad \Rightarrow \quad \mathrm{d} = \frac{\mathrm{t} - r \cdot \mathrm{t_p}}{1-r} \qquad \text{per } t > r \cdot t_p$$

Quindi, nel caso di picco posto alla distanza $\tau_p = rt_P$ dall'inizio dell'evento di pioggia, le relazioni diventano:

$$i(t) = n \cdot a \cdot \left(\frac{\tau_P - t}{r} \right)^{n-1} \qquad \text{per } t < \tau_P$$

$$i(t) = n \cdot a \cdot \left(\frac{t - \tau_P}{1-r} \right)^{n-1} \qquad \text{per } t > \tau_P$$

Se il picco fosse posto a cavallo del tempo 0 si avrebbe invece:

$$i(t) = n \cdot a \cdot \left(-\frac{t}{r} \right)^{n-1} \qquad \text{per } t < 0$$

$$i(t) = n \cdot a \cdot \left(\frac{t}{1-r} \right)^{n-1} \qquad \text{per } t > 0$$

La relazione monomia $h = a \cdot d^n$ presenta l'incongruenza di fornire valori dell'intensità media tendenti all'infinito per durate tendenti a zero. Se si vuole applicare questo tipo di procedura bisogna quindi necessariamente fare ricorso alla trasformazione dei valori continui in valori discreti, che presentino altezze di pioggia finite in intervalli piccoli a piacere.

Qualora l'altezza di pioggia sia stata definita mediante la relazione iperbolica a tre parametri, non si presenterebbe più il problema di valori di intensità tendenti a infinito per durate tendenti a zero. Inoltre, se si vuole costruire uno ietogramma Chicago con il picco in posizione diversa da quella iniziale è possibile utilizzare le seguenti formule

$$i(t) = i_0 \frac{1 + (1-\beta) \cdot B \dfrac{t}{1-r}}{\left(1 + B \dfrac{t}{1-r} \right)^{\beta+1}} \qquad \text{per } t > 0,$$

$$i(t) = i_0 \frac{1-(1-\beta)\cdot B\frac{t}{r}}{\left(1-B\frac{t}{r}\right)^{\beta+1}} \qquad \text{per } t<0$$

dove *r* indica la posizione del picco rispetto alla durata complessiva dell'evento.

4.2 Analisi dei dati e costruzione delle C.P.P.

La fase preliminare di analisi delle serie storiche dei massimi di precipitazione ha il duplice obiettivo di consentire l'individuazione di dati anomali, specie con riferimento ai valori estremi per le stazioni di maggiore interesse, e di selezionare le stazioni 'guida' per i sottobacini interessati da questa analisi. Questa fase è stata appoggiata alla rappresentazione in carta di Gumbel dei dati per le diverse durate, ed all'esame delle curve così ottenute, ed è riportata nel seguito per ogni stazione.

Al fine di procedere alle valutazioni statistiche sulle precipitazioni intense nella zona in esame sono state prese in considerazione le serie storiche di 3 stazioni pluviografiche (Lanzo, Ciriè, Front Malone) collocate all'interno e lungo il contorno del bacino del Banna-Bendola. Per queste stazioni si sono considerati i dati relativi alle precipitazioni massime annuali per durate da 1 a 24 h (fonte SIMN e ARPA PIEMONTE) ed i valori riportati nella Tabella V degli Annali idrologici ("Precipitazioni di notevole intensità e breve durata registrate ai pluviografi") relativi a durate inferiori all'ora. Dall'esame di questi ultimi è stato possibile, tra l'altro, rilevare che i dati relativi alla stazione di Lanzo talvolta presentano valori non compatibili con i valori di durata superiore. In questi casi, comunque rari, si sono eliminati i valori non coerenti.

Per identificare i dati non coerenti occorre innanzitutto calcolare l'intensità relativa ad ogni durata dividendo l'altezza di pioggia misurata per la durata stessa. Si procede quindi al confronto tra un valore di intensità e l'intensità ottenuta per la durata immediatamente superiore: se il primo è inferiore al secondo esso viene scartato, in quanto ovviamente non corrispondente ad un evento massimo annuale.

Si riportano nel seguito i risultati delle analisi effettuate sulle singole stazioni pluviografiche al fine di definire le rispettive curve di probabilità pluviometrica. Per ogni stazione si riporta anche la tabella contenente i dati utilizzati nello studio, evidenziandone, ove necessario, i valori scartati.

4.2.1 Stazione di Lanzo

DATI. La stazione di Lanzo dispone di 52 anni di dati orari e di un numero variabile di dati sub-orari, provenienti principalmente dagli Annali Idrologici e, per gli anni recenti, forniti da ARPA Piemonte. Alcuni dati sub-orari sono stati rimossi in quanto l'intensità che ne deriva non è compatibile con l'intensità calcolata per durate maggiori (vedere i valori evidenziati nella *Tabella 4.2.2*). Inoltre, per le durate pari a 5' e 50' è disponibile solamente un dato che non è stato preso in considerazione per lo svolgimento dei calcoli.
In *Figura 4.2.4* si riportano i grafici relativi all'adattamento in carta probabilistica di Gumbel dei valori di pioggia intensa relativi alle durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

COSTRUZIONE DELLE CURVE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA. Si procede inizialmente determinando la curva di probabilità pluviometrica media (legge di potenza) attraverso i soli dati non inferiori ad un'ora.
I parametri ottenuti sono:

a	31.972 mm
n	0.4213

Volendo usare anche le misure per durate inferiori all'ora, per la stazione di Lanzo non si riesce ad adattare ai dati una curva di probabilità pluviometrica nella forma a tre parametri.
Se si ricerca la classica curva a due parametri utilizzando però l'intera serie di dati (*Figura 4.2.2*) si nota che il valore medio degli estremi di precipitazione ad 1 ora risulta sottostimato. Data l'estrema variabilità delle medie dei dati relativi alle durate sub-orarie, si è stabilito di utilizzare solo la curva ottenuta in *Figura 4.2.1.*
Per la stazione di Lanzo è disponibile anche la serie storica utilizzata nel Piano di Assetto Idrogeologico (P.A.I.), che è stata confrontata con quella utilizzata nel presente studio. Dal confronto è emerso che le due serie sono consistenti e presentano soltanto alcuni valori con differenze trascurabili. La maggiore disponibilità di dati del presente studio conduce a valori di estremi pluviometrici leggermente più elevati di quelli del PAI a parità di durata (*Figura 4.2.3*).

CURVA DI CRESCITA. Il fattore di crescita che permette di definire l'altezza di pioggia per un prefissato periodo di ritorno è stato determinato utilizzando la legge di Gumbel ed è riportato nella *Tabella 4.2.1* nella colonna K_T *(S)*. Tali valori sono stati confrontati con i corrispondenti K_T dedotti dal software VAPI-Piemonte (*Villani*, 2003) i quali derivano dalla distribuzione TCEV.
Sono stati anche riportati per confronto i valori di a_T e n_T riportati nei documenti del Piano Assetto Idrogeologico (PAI) del bacino del Po. In tali documenti vengono riportate le stime a_T

e n_T della CPP espressa nella forma $h_{d,T} = a_T \cdot d^{n_T}$. Il confronto con i risultati di queste stime è pertanto possibile solo con riferimento alle colonne $aK_T = a_T$.

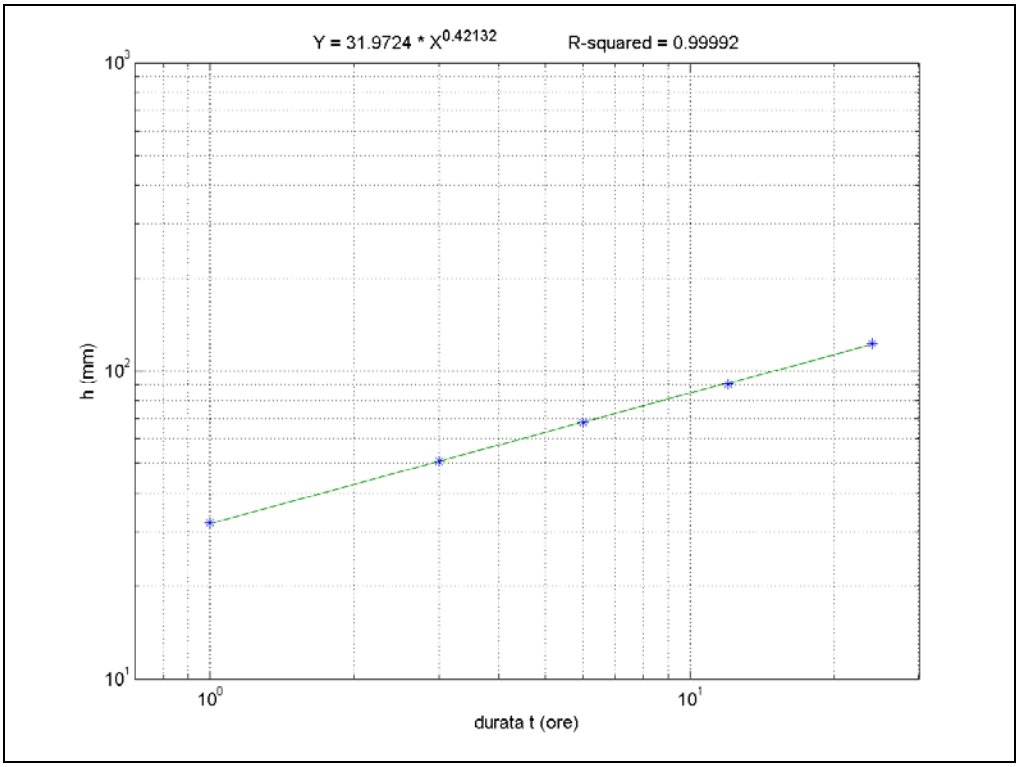


***Figura 4.2.1**- Curva di probabilità pluviometrica a 2 parametri per la stazione di Lanzo (solo dati orari).*

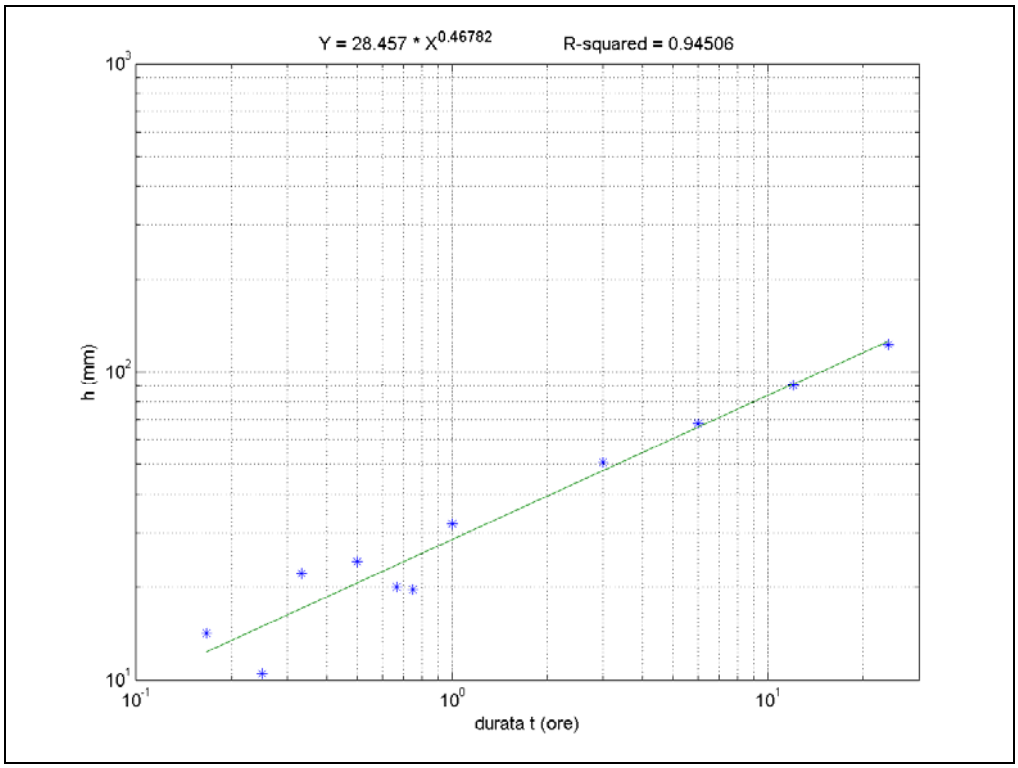


***Figura 4.2.2 -** Curva di probabilità pluviometrica a 2 parametri per la stazione di Lanzo includendo anche i dati sub-orari.*

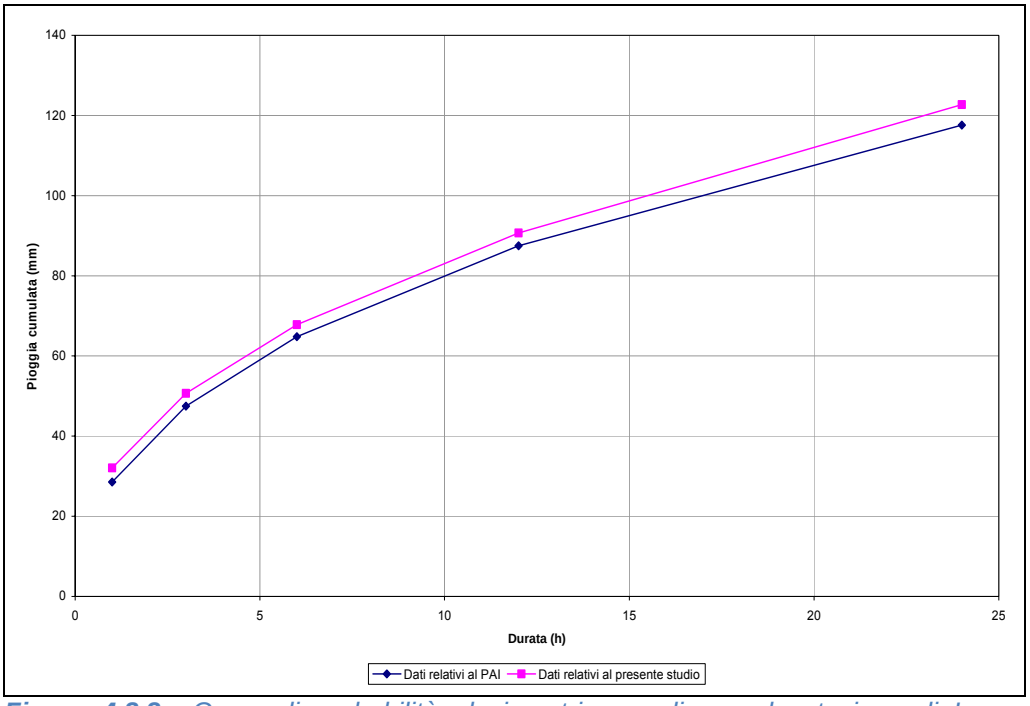


***Figura 4.2.3**.- Curve di probabilità pluviometrica medie per la stazione di Lanzo ottenute dai dati PAI e dai dati del presente studio*

***Tabella 4.2.1** – Fattori di crescita per la stazione di Lanzo*

T	K_T *(S)*	aK_T *(S)*	K_T(VAPI)	aK_T(VAPI)	a_T (PAI)	n_T (PAI)
5	1.2985	36.95	-	-	-	-
10	1.5413	43.86	-	-	-	-
20	1.7741	50.49	1.21	34.43	53.27	0.418
50	2.0756	59.06	1.69	48.09	-	-
100	2.3014	65.49	2.06	58.62	69.73	0.411
200	2.5265	71.90	2.42	68.87	76.74	0.409

Anche se conduce a stime leggermente inferiori a quelle del PAI, considerata la maggiore affidabilità delle serie di dati considerati in questo studio, la famiglia di curve intensità-durata-frequenza adottata per la stazione di Lanzo è quella che fa riferimento alla relazione $h_d = 31.97 \cdot d^{0.42}$ e con i valori K_T(S) riportati nella prima colonna della *Tabella 4.2.1*.

Tabella 4.2.2 *- Dati pluviometrici per la stazione di Lanzo*

Valore scartato perché produce un'intensità non coerente con gli altri valori
Valore scartato perché unico

Stazione di Lanzo																	
Fonte	Durata (min)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55					
	Durata (ore)	0.08	0.17	0.25	0.33	0.42	0.50	0.58	0.67	0.75	0.83	0.92	1	3	6	12	24
ANNALI	1933						12.8				16.6		18.8	25.0	40.6	46.6	62.4
ANNALI	1934				14.0		31.0						35.8	63.0	63.2	86.8	125.2
ANNALI	1935		11.2		16.0								48.0	64.6	74.2	78.8	109.0
ANNALI	1936			15.6									20.6	22.2	44.8	46.8	71.0
ANNALI	1937						31.6						34.4	50.4	51.0	84.0	111.4
ANNALI	1938				14.0								30.0	58.0	89.6	127.0	181.0
ANNALI	1939				12.0								18.0	31.0	46.0	53.4	61.4
ANNALI	1940						30.6						29.0	38.0	39.4	74.0	112.0
ANNALI	1941						30.0						35.0	58.2	68.0	91.0	115.0
ANNALI	1942						14.0						23.0	28.0	28.0	45.0	81.0
	1943																
ANNALI	1944						13.0						17.6	37.0	52.6	87.0	90.4
	1945																
ANNALI	1946						13.0						22.0	31.0	40.6	67.0	83.0
	1947																
	1948																
	1949																
	1950																
	1951																
	1952																
	1953																
	1954																
	1955																
	1956																
ANNALI	1957				18.0	8.0	40.0						46.0	66.0	90.0	106.0	140.0
ANNALI	1958		12.0		11.0		6.4						16.0	37.0	48.0	80.0	128.0
ANNALI	1959	4.6	9.6	4.8	10.0								20.0	37.0	72.0	110.0	165.4
ANNALI	1960			11.0	16.0		12.6		10.6				38.6	62.6	97.6	118.0	133.2
ANNALI	1961			6.0					10.0				24.6	61.0	86.0	99.8	162.0
ANNALI	1962		6.0			11.2	17.8						38.4	68.4	93.0	128.0	192.4
ANNALI	1963								27.2				32.2	39.2	43.0	73.0	121.0
ANNALI	1964		12.4	9.2									30.0	65.0	111.8	171.8	195.4
ANNALI	1965				12.0								36.0	82.0	112.0	138.6	156.2
ANNALI	1966		8.2		14.0								18.0	26.0	43.0	62.0	98.4
ANNALI	1967		14.0										35.0	56.4	85.0	94.0	94.6
ANNALI	1968												30.0	36.0	56.0	99.0	173.0
ANNALI	1969		12.8										20.0	31.2	44.0	68.0	95.0
ANNALI	1970												20.0	32.0	34.6	57.0	60.4
ANNALI	1971												12.0	19.0	32.0	42.0	68.8
ANNALI	1972												10.0	30.0	54.0	61.0	96.0
ANNALI	1973												35.0	82.0	118.2	186.0	192.8
ANNALI	1974						20.6						36.2	55.8	55.8	59.8	83.0
ANNALI	1975		9.4	11.0						22.4			26.4	42.8	46.4	75.2	112.2

ANNALI	1976	18.2							32.4				34.8	74.8	113.4	128.0	144.4
	1977																
	1978																
ANNALI	1979												16.6	33.0	46.0	56.8	81.2
ANNALI	1980		10.6				10.0						24.4	29.0	53.8	58.0	72.2
ANNALI	1981									16.0			45.4	85.4	86.2	89.6	122.8
	1982																
	1983																
ANNALI	1984						18.8						19.4	30.4	54.0	92.0	123.4
ANNALI	1985		5.2				9.0						37.6	54.6	59.0	78.6	117.2
ANNALI	1986		6.2							20.4			49.2	64.0	64.0	64.0	87.4
	1987																
	1988																
	1989																
ARPA	1990		24.4		31.8		36.2						44.4	51	51.8	94.6	136.8
ARPA	1991		11.7		21.3		28.7						32.4	43.7	79.7	141.3	203.3
ARPA	1992		20.3		30.6		33.6						41	52.6	92.2	54.7	161.4
ARPA	1993		16.3		22.2		24.1						25.1	43.4	69.7	163.7	108.3
ARPA	1994		10.4		14.1		18.8						36.4	74.3	136	217.7	312
ARPA	1995		14.6		22.1		23.7						31	37.6	61.2	82.2	99.7
ARPA	1996		13.4		21.5		26						31.6	35.8	41.3	52.1	63.7
ARPA	1997		20.8		33.7		43.1						63.4	76	77.2	78.8	104.1
ARPA	1998		18.6		29.2		37.8						55.2	78.4	99.9	111.7	151.7
ARPA	1999		38		51		19.9						69.9	135.7	144.1	144.1	151.9
ARPA	2000		13.9		25.4		19.8						37.4	69.5	86.9	112.8	194.9
ARPA	2001		12.4		16.1		17.5						21.2	30.1	43.9	52.5	67.3
ARPA	2002		19.3		32.1		42.4						50.9	53.7	60.3	80	141.3
	2003																
ARPA	2004		17.3		32.2		41.1						45.13	45.73	45.73	45.73	65.35

media	-	14.2	10.5	22.2	-	24.1	-	20.1	19.6	-	-	32.097	50.664	67.822	90.683	122.71
dev.stand.	-	6.81	4.01	10.2	-	10.8	-	11.5	3.27	-	-	12.748	21.611	27.548	38.81	48.586
numerosità	0	26	4	22	0	30	0	4	3	0	0	52	52	52	52	52

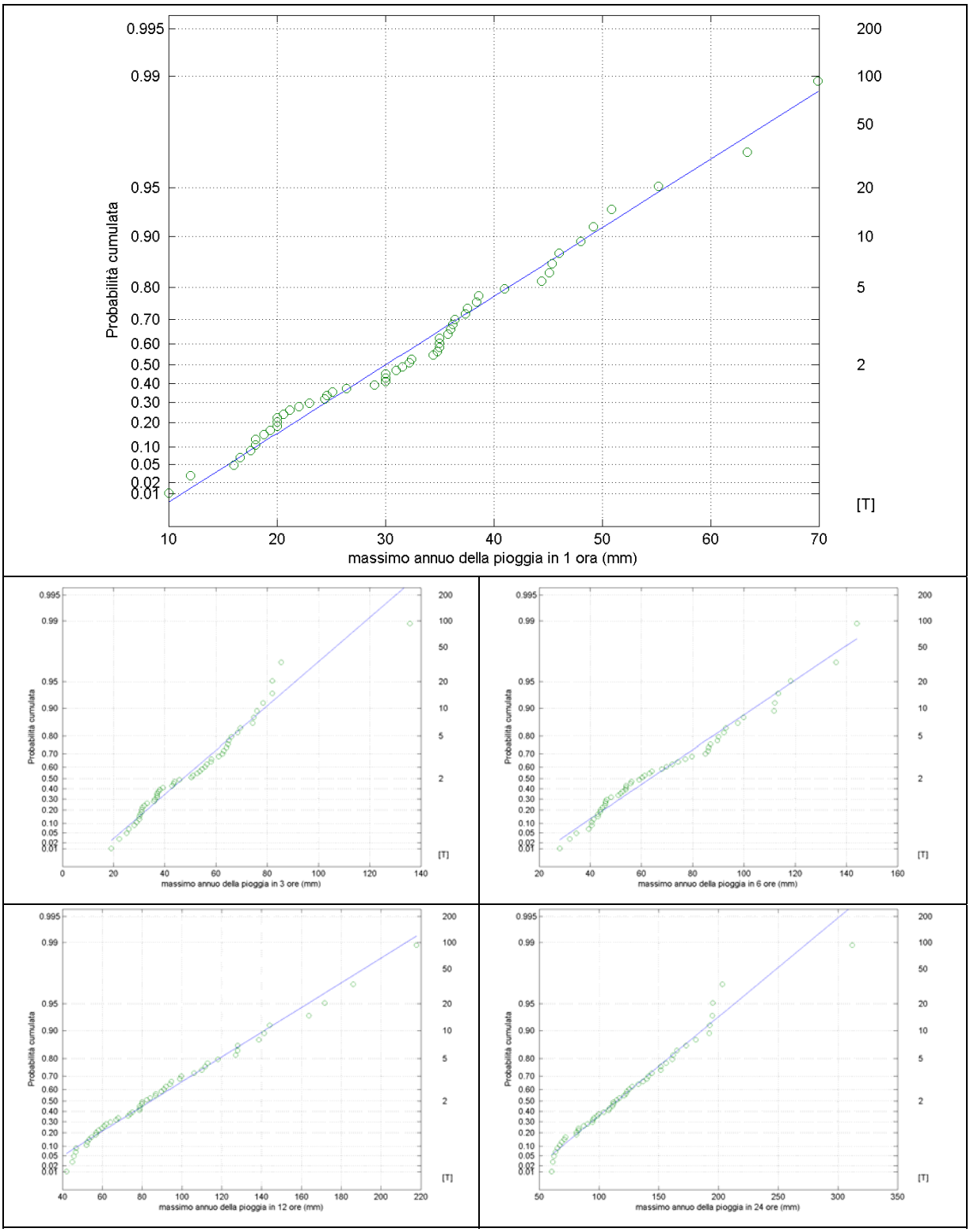


Figura 4.2.4 *- Adattamento in carta di Gumbel per gli estremi orari della stazione di Lanzo.*

4.2.2 Stazione di Ciriè

DATI. La stazione di Ciriè dispone di 13 anni di dati orari provenienti dagli Annali Idrologici, riportati nella *Tabella 4.2.4*. Non sono disponibili dati sub-orari.

COSTRUZIONE DELLE CURVE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA. Data la disponibilità di soli dati di durata oraria si ricorre alla stima della curva di probabilità pluviometrica a due parametri (*Figura 4.2.5*).
I parametri ottenuti sono:

a	25.377mm
n	0.39479

CURVA DI CRESCITA. In *Figura 4.2.6* si riportano i grafici relativi all'adattamento in carta probabilistica di Gumbel degli estremi annui relativi alle durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.
Il fattore che permette di definire l'altezza di pioggia per un prefissato periodo di ritorno è stato determinato, per diversi *T*, sulla base della legge di Gumbel ed è riportato nella tabella seguente nella colonna $K_T(S)$. Non sono disponibili dati relativi al VAPI ed al PAI per questa stazione.
Il confronto con i valori di *Tabella 4.2.1* mostra che gli estremi pluviometrici di questa stazione sono meno intensi di quelli valutati nella stazione di Lanzo.

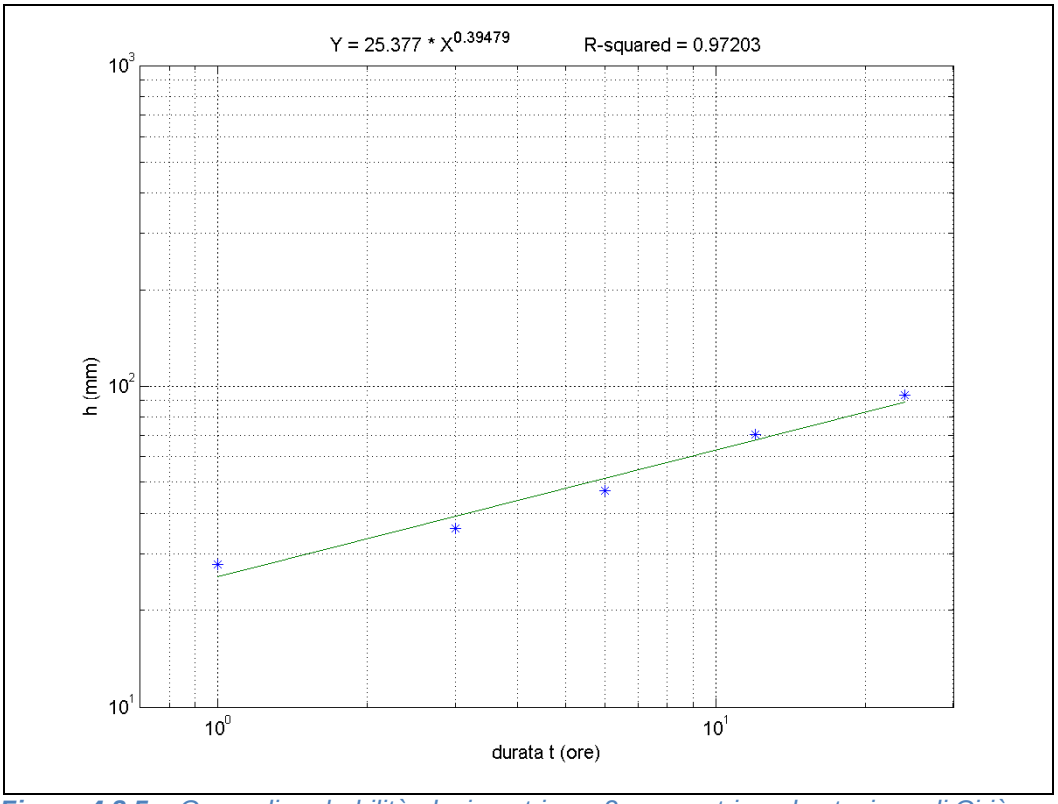


Figura 4.2.5 *- Curva di probabilità pluviometrica a 2 parametri per la stazione di Ciriè.*

Tabella 4.2.3 *- Fattori di crescita per la stazione di Ciriè*

T	$K_T(S)$	$aK_T(S)$
5	1.279	32.47
10	1.507	38.23
20	1.725	43.77
50	2.007	50.93
100	2.218	56.29
200	2.429	61.64

Tabella 4.2.4 - *Dati pluviometrici per la stazione di Ciriè*

Stazione di Ciriè						
Fonte	Durata (ore)	1	3	6	12	24
Annali	1959	35.0	45.0	66.0	122.0	139.0
Annali	1960	32.0	56.0	94.0	116.0	146.0
Annali	1961	34.0	35.8	42.6	77.4	140.6
Annali	1962	17.0	35.0	52.0	83.0	109.6
Annali	1963	30.4	30.4	32.4	55.2	88.6
Annali	1964	19.0	26.2	28.6	49.6	50.8
Annali	1965					
Annali	1966	26.6	35.0	40.8	50.0	67.0
Annali	1967	40.0	56.0	58.0	58.4	59.6
Annali	1968	19.6	30.2	57.0	82.0	100.0
Annali	1969	22.8	25.4	26.4	45.0	81.0
Annali	1970	20.0	22.4	25.4	35.4	51.0
Annali	1971	14.6	19.8	28.0	31.5	63.0
Annali	1972					
Annali	1973	49.0	50.6	59.6	106.6	123.2

media	27.7	36.0	47.0	70.2	93.8
dev.stand.	10.1	12.3	20.1	30.3	35.1
numerosità	13	13	13	13	13

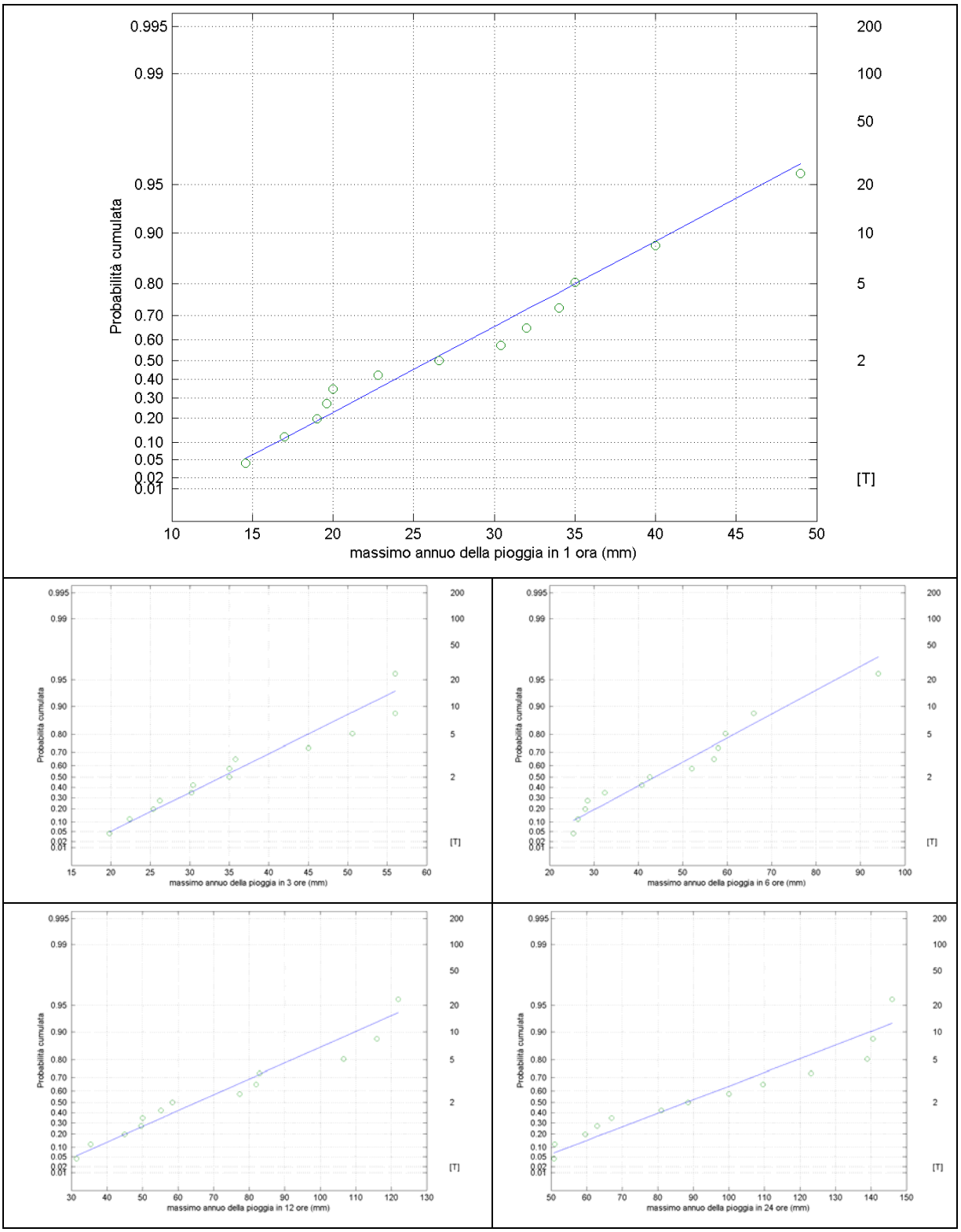


Figura 4.2.6 - *Adattamento in carta di Gumbel per i dati orari della stazione di Ciriè*

4.2.3 Stazione di Front Malone

DATI. La stazione di Front Malone dispone di un 9 anni di estremi orari e sub-orari per le durate di 10, 20 e 30 minuti. Le serie storiche sono state ottenute da fonte ARPA Piemonte.

COSTRUZIONE DELLE CURVE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA PLUVIOMETRICA. Si procede inizialmente valutando la curva di probabilità pluviometrica utilizzando i soli dati orari (*Tabella 4.2.5*).

I parametri ottenuti sono:

a	33.215 mm
n	0.27

e la curva è rappresentata in *Figura 4.2.7*.

La disponibilità di dati con durata sub-oraria, oltre che oraria, permette di effettuare anche una stima della curva di probabilità pluviometrica a 3 parametri.

I parametri ottenuti sono:

i_0	245.637mm
B	12.179
β	0.76458

e la curva è rappresentata in *Figura 4.2.8*.

Rilevato l'ottimo adattamento della curva ai dati, si conclude che tale curva potrebbe essere utilizzata per la determinazione di estremi pluviometrici di brevissima durata.

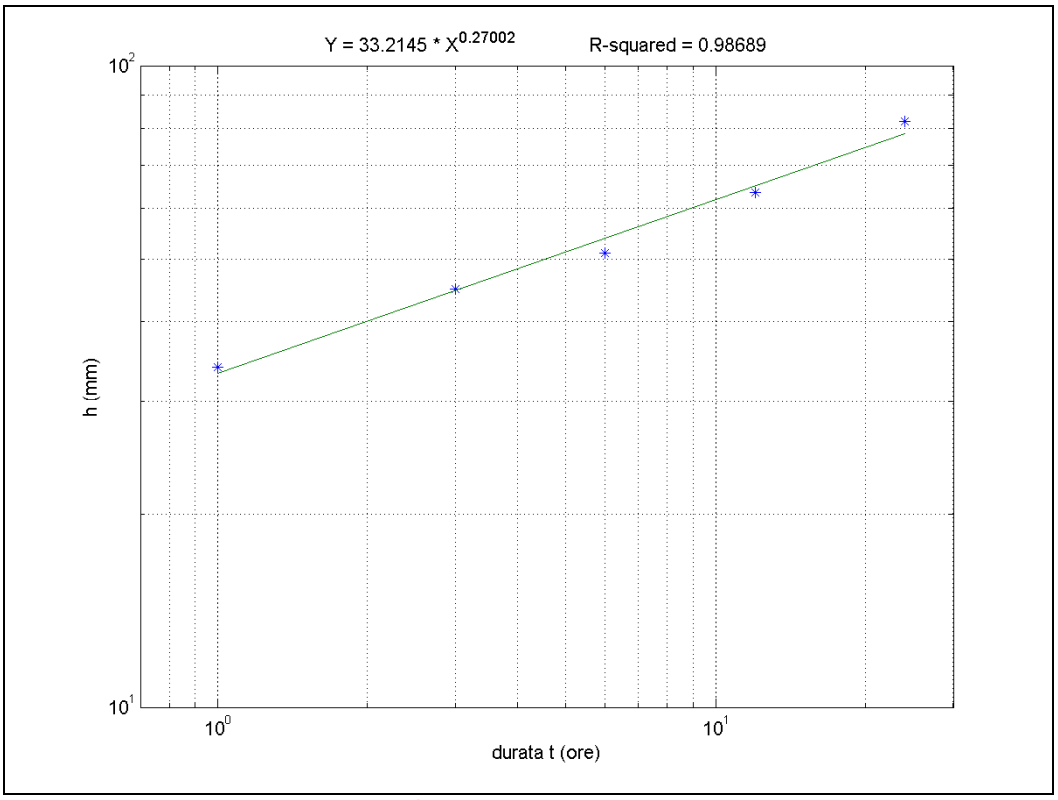


Figura 4.2.7 *- Curva di probabilità pluviometrica a 2 parametri per la stazione di Front Malone (solo dati orari).*

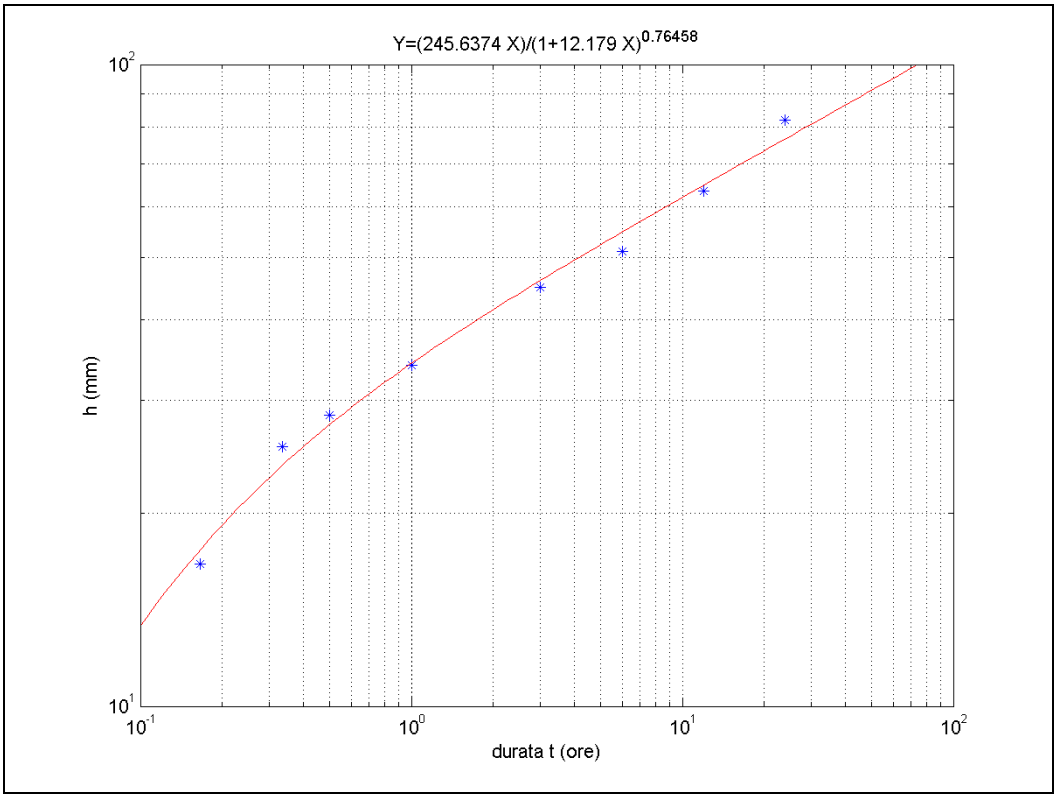


Figura 4.2.8 *- Curva di probabilità pluviometrica a 3 parametri per la stazione di Front Malone*

CURVA DI CRESCITA. In *Figura 4.2.9* si riportano i grafici relativi all'adattamento in carta probabilistica di Gumbel dei valori di pioggia intensa relativi alle durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore. Il fattore che permette di definire l'altezza di pioggia per un prefissato periodo di ritorno è stato determinato sulla base della legge di Gumbel ed è riportato, per diversi *T*, nella tabella seguente nella colonna K_T. Non sono disponibili dati relativi al VAPI e al PAI per questa stazione.

Allo scopo di confrontare le curve CPP ottenute per le tre stazioni si sono riportati anche per Front Malone i valori di aK_T per i diversi *T*, usando la relazione di potenza determinata sui soli dati orari (*Tabella 4.2.5*).

Tabella 4.2.5 *- Fattori di crescita per la stazione di Front Malone*

T	$K_T(S)$	$aK_T(S)$
5	1.288	42.78
10	1.522	50.55
20	1.747	58.03
50	2.038	67.69
100	2.256	74.93
200	2.473	82.14

Tabella 4.2.6 - *Dati pluviometrici per la stazione di Front Malone*

Stazione di Front Malone																	
Fonte	Durata (min)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55					
	Durata (ore)	0.08	0.17	0.25	0.33	0.42	0.50	0.58	0.67	0.75	0.83	0.92	1	3	6	12	24
ARPA	1996		22.6		37.8		39.0						41.4	42.0	43.2	43.4	60.5
ARPA	1997		19.5		22.3		22.5						24.6	34.0	37.5	55.3	58.3
ARPA	1998		12.8		18.9		20.9						27.4	41.4	59.0	72.6	83.3
ARPA	1999		8.3		14.9		15.7						20.9	41.3	44.9	65.8	104.5
ARPA	2000		13.8		19.9		21.7						28.3	61.8	75.5	101.9	145.0
ARPA	2001		13.9		20.0		22.4						29.9	34.5	34.7	40.9	44.3
ARPA	2002		22.6		43.4		56.5						73.3	82.5	85.9	95.1	96.9
ARPA	2003		24.2		35.5		39.3						41.7	42.7	42.7	49.7	90.6
ARPA	2004		12.4		16.1		17.7						18.5	24.7	37.0	46.6	54.3
media		-	16.7	-	25.4	-	28.4	-	-	-	-	-	34.0	45.0	51.2	63.5	82.0
dev.stand.		-	5.63	-	10.5	-	13.5	-	-	-	-	-	16.8	17.2	18.4	22.4	31.6
numerosità		0	9	0	9	0	9	0	0	0	0	0	9	9	9	9	9

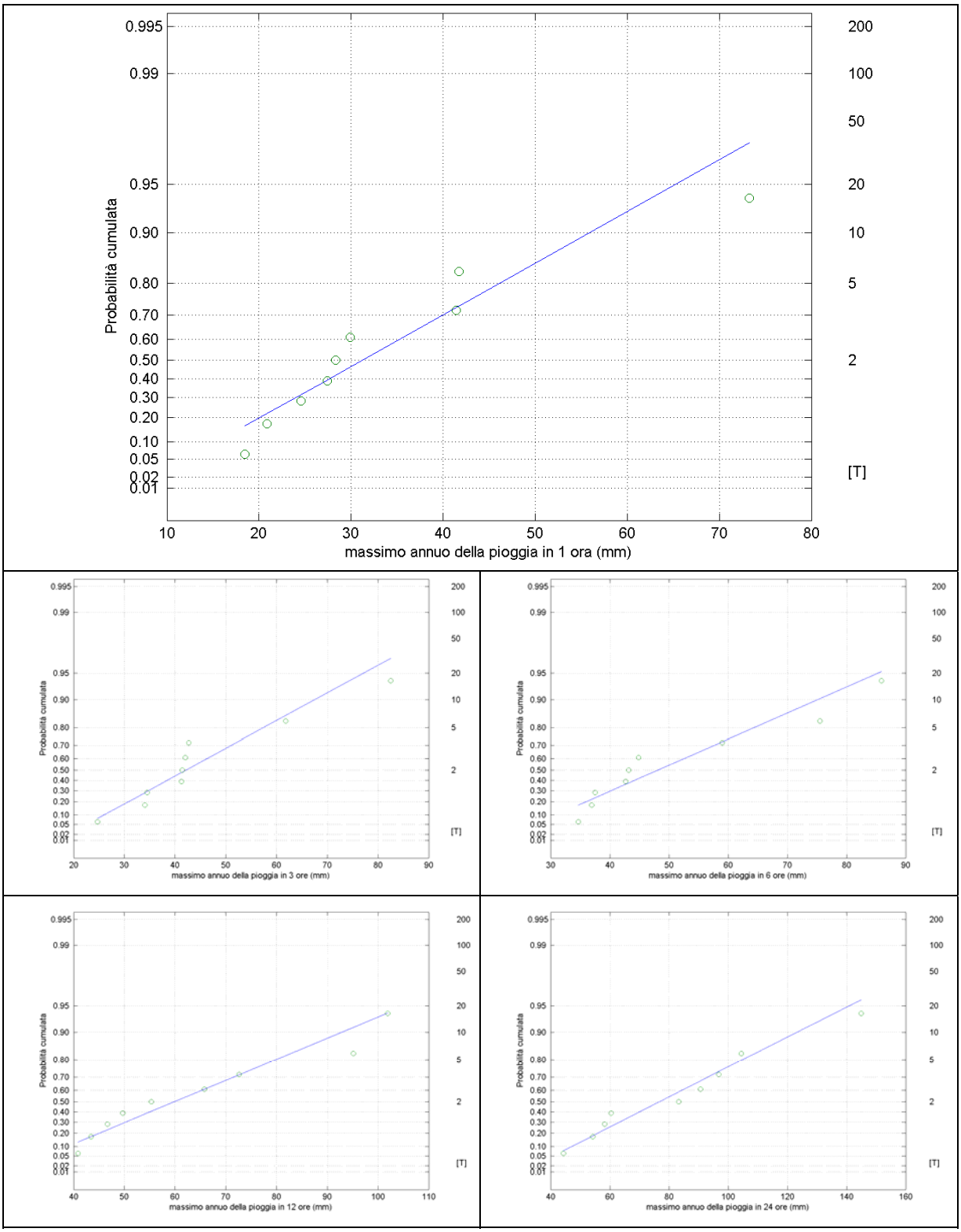


Figura 4.2.9 - *Adattamento in carta di Gumbel per i dati orari della stazione di Front Malone*

4.3 Confronto tra le C.P.P. ottenute nelle diverse stazioni

Le curve di probabilità pluviometriche medie ottenute per le stazioni all'interno dell'area di interesse, cioè Lanzo (curva a 2 parametri), Ciriè (curva a 2 parametri) e Front Malone (curve a 2 e 3 parametri) sono state riportate su di uno stesso grafico nella *Figura 4.3.1*. Da tale sovrapposizione si può notare come le due curve relative alla stazione di Front Malone, siano quasi coincidenti. Per quanto riguarda il tratto sub-orario delle curve, Front Malone fornisce altezze di pioggia maggiori di Lanzo e Ciriè, per le quali l'andamento è molto simile. Se si osserva la pendenza delle curve, quella della stazione di Lanzo è la più elevata e la differenza con le altre curve risulta molto rilevante oltre le 6 ore di durata. Ancora, le curve relative a Front Malone crescono più lentamente e forniscono la stessa altezza di pioggia della stazione di Lanzo per durate di circa 2 ore e la stessa altezza di pioggia di Ciriè per durate di circa 6-7 ore.

Le curve qui determinate consentiranno di valutare la severità dei più importanti eventi pluviometrici del recente passato. Questa fase è ritenuta molto importante per riportare a situazioni, delle quali si ha conoscenza diretta, le sollecitazioni pluviometriche cosiddette "di progetto".

Le curve di probabilità pluviometrica qui ottenute consentiranno inoltre di definire, nel *paragrafo 5.5.2*, i pluviogrammi di progetto in base ai quali determinare varie tipologie di onde di piena di progetto.

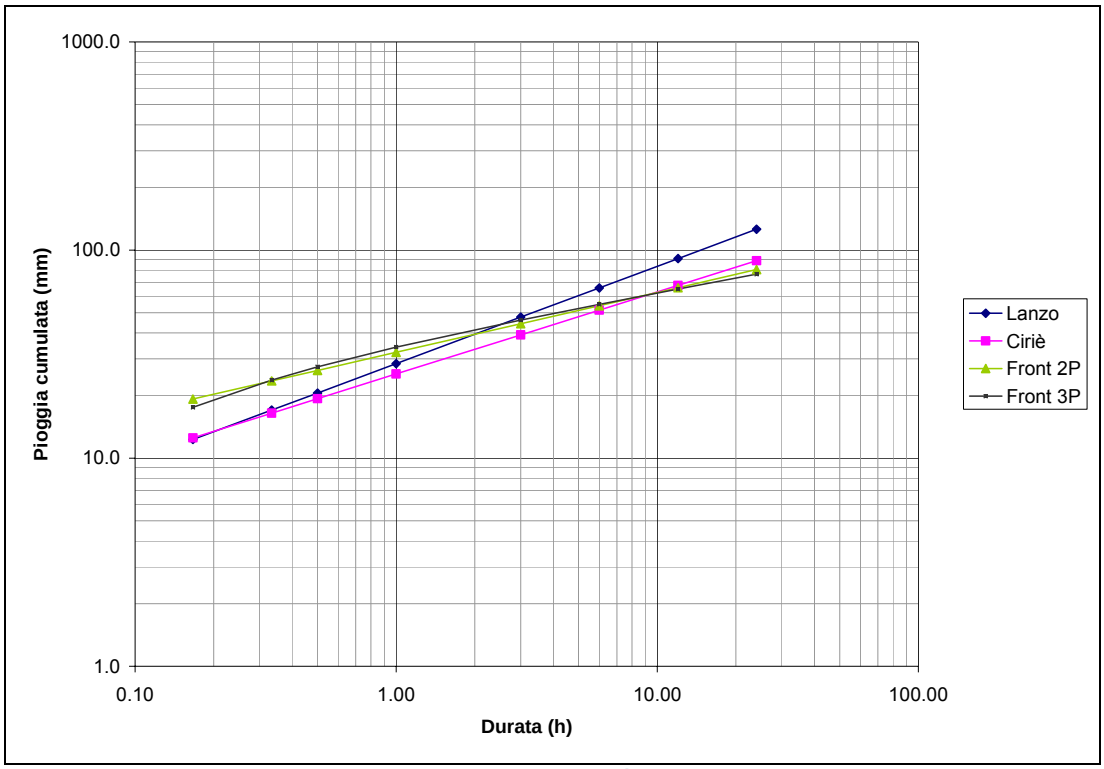


Figura 4.3.1 *- Confronto tra le curve di probabilità pluviometrica ottenute per le stazioni nell'area di interesse*

4.4 Analisi di eventi pluviometrici significativi e stima dei relativi periodi di ritorno

4.4.1 Evento del novembre 1994

Nei primi giorni del novembre 1994 (in particolare tra il 3 e il 6), il Piemonte è stato colpito da una disastrosa alluvione, soprattutto a Sud. L'evento interessò i giorni compresi tra il 2 ed il 7 Novembre, ma i massimi quantitativi di pioggia si ebbero nei giorni 4 e 5 Novembre.
La precipitazione è stata molto intensa e localizzata principalmente su due aree: i bacini montani del Tanaro e della Bormida (Alpi Marittime) ed il settore nord-occidentale delle Alpi.
La distribuzione delle precipitazioni durante l'episodio in questione ha avuto intensità diverse nelle due aree in cui si sono verificati i picchi di precipitazione: nel settore nord-occidentale, la pioggia è stata intensa, ma distribuita su tutto il periodo, mentre nel bacino del Tanaro la quasi totalità delle precipitazioni è stata registrata durante la notte tra il 4 e il 5 novembre.

Per comprendere quale sia stata l'entità dell'evento nella zona oggetto del presente studio, si è stimato il periodo di ritorno T per le altezze di pioggia disponibili per diverse durate (1, 3, 6, 12, 24 h) per la vicina stazione di Lanzo, rappresentandole sulla carta delle curve di probabilità pluviometrica stimate in precedenza (*paragrafo 4.2.1*). Il primo grafico di *Figura 4.4.1* mostra che l'evento è stato gravoso solo per durate superiori alle 6 ore: in particolare la massima pioggia oraria registrata si è mantenuta inferiore di molto alla *cpp* di T = 5 anni, la pioggia su 3 ore ha solo leggermente superato tale curva e, per d = 6 ore, il periodo di ritorno dell'evento è stimabile intorno ai 25 anni. Per durate superiori della pioggia, invece, si evidenzia l'eccezionalità delle precipitazioni del novembre 1994: il periodo di ritorno è superiore ai 100 anni per d = 12 ore e si attesta intorno ai 200 anni in relazione alla durata di 24 ore. La *Figura 4.4.2*, tratta dal Rapporto di Evento redatto dalla Regione Piemonte e in cui si riportano le isolinee di ugual periodo di ritorno calcolate con un approccio regionale e utilizzando la GEV per d = 12 e 24 h, mostra come anche i bacini della Stura e del Banna siano compresi tra le regioni maggiormente colpite da precipitazioni con periodi di ritorno superiori ai 100 anni, confermando quanto affermato.
Dal terzo grafico di *Figura 4.4.1* emerge, inoltre, come l'evento sia stato particolarmente intenso intorno al terzo giorno, in cui si sono raggiunti picchi superiori ai 35 mm/h. Nelle stesse ore, l'altezza di pioggia cumulata ha subito un notevole incremento (*Figura 4.4.1*, quarto grafico), fino a raggiungere e superare, al quinto giorno, i 500 mm.

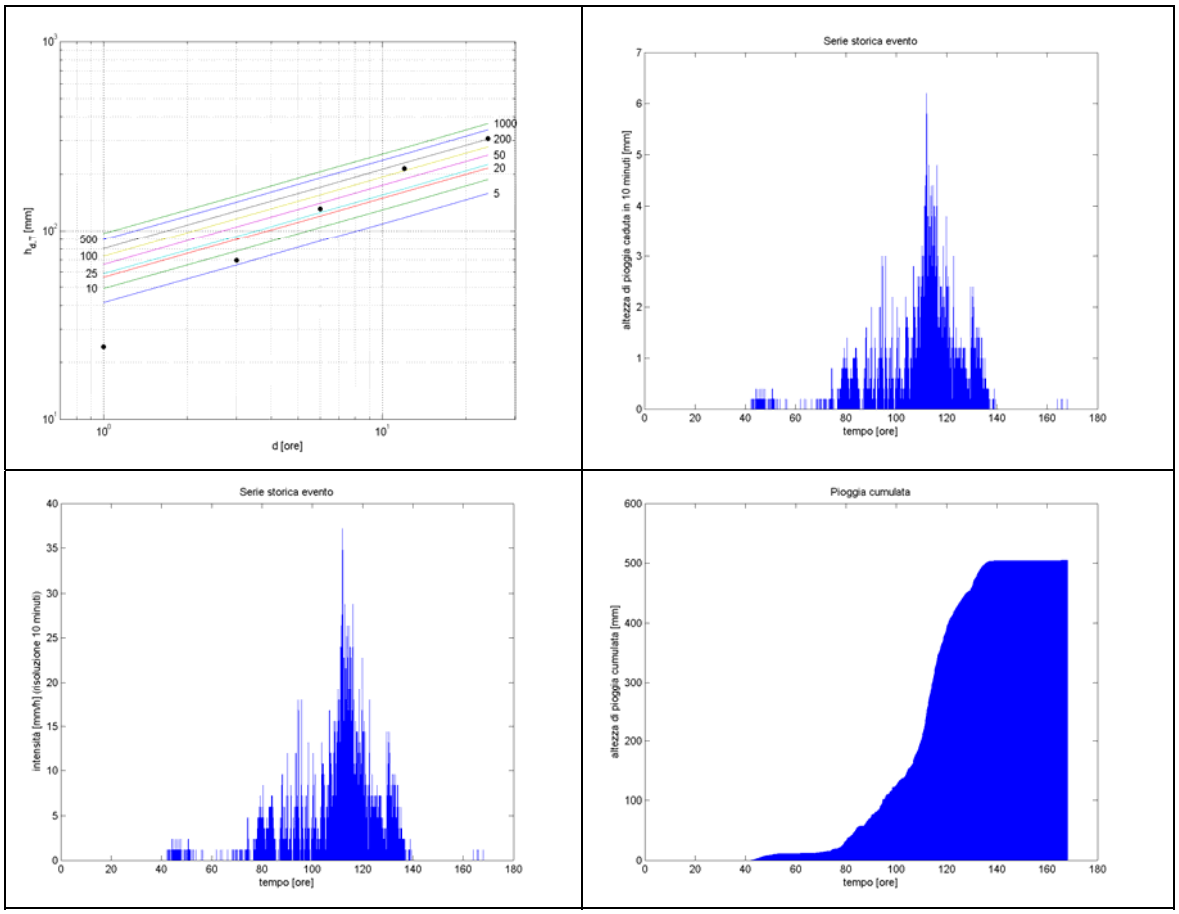


Figura 4.4.1 *– Stazione di Lanzo: C.P.P. per diversi T, con K(T) espresso mediante Gumbel e massimi orari calcolati per l'evento del novembre 1994; serie storica dell'evento espressa come altezze di pioggia ogni 10 minuti (risoluzione della registrazione = 10 minuti); serie storica dell'evento espressa come intensità di pioggia (risoluzione della registrazione = 10 minuti); altezza di pioggia cumulata registrata durante l'evento.*

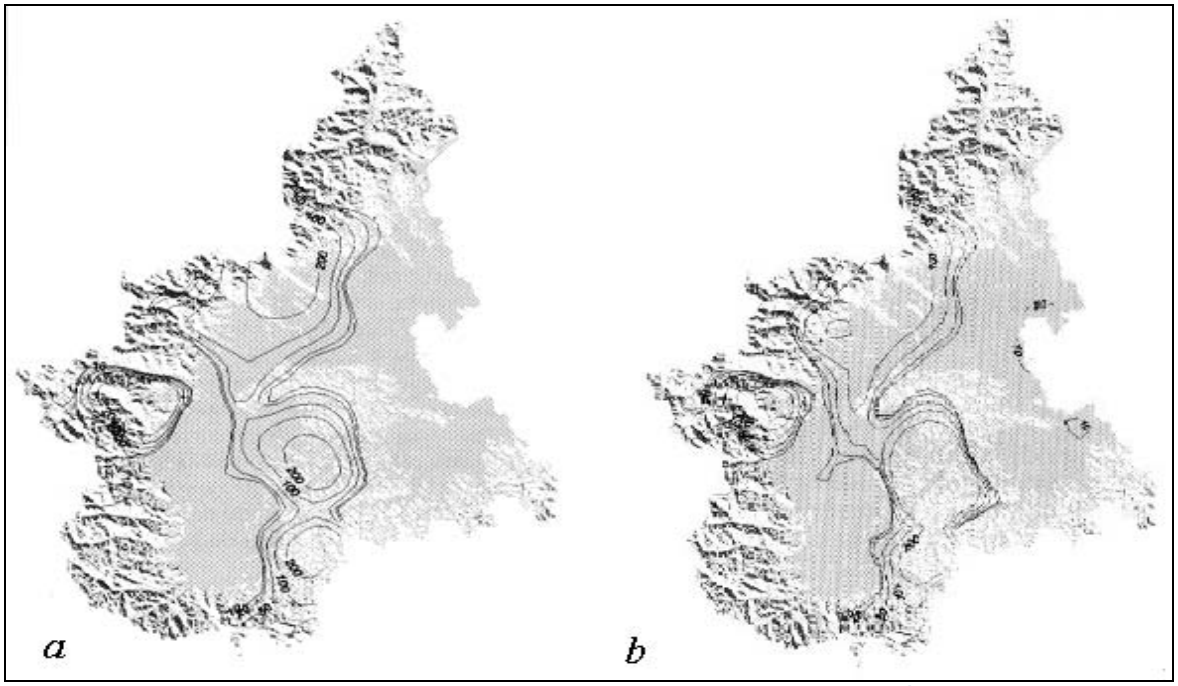


Figura 4.4.2 *– Periodi di ritorno delle precipitazioni di massima intensità durante l'evento del novembre 1994: precipitazioni di durata 24 (a) e 12 ore (b).*

4.4.2 Evento dell'ottobre 2000

Trascorsi appena sei anni dal disastroso evento alluvionale del 1994, tra il 13 ed il 17 ottobre 2000, piogge di notevole intensità interessarono vaste aree dell'Italia Nord-Occidentale, causando una nuova alluvione.

L'areale colpito è in parte differente da quello del 1994 ma risulta più esteso: le regioni maggiormente interessate dalle intense precipitazioni cadute furono i settori alpini e prealpini del Piemonte Settentrionale e Occidentale tra il Verbano-Cusio-Ossola e la Valle Po ed in misura minore la restante parte della regione in particolare l'Alto Tanaro. In particolare, tra le zone in cui si sono registrati i massimi di precipitazione cumulata sull'intero evento, si segnalano le Valli di Lanzo, in cui si sono superati i 700 mm, con massima concentrazione dei fenomeni il giorno 14 ottobre.

Le *Figure 4.4.3* e *4.4.4*, oltre alla rappresentazione della serie storica dell'evento, riportano il confronto tra le altezze di pioggia dell'evento, espresse in funzione di diverse durate (1, 3, 6, 12, 24 ore), e le curve di possibilità pluviometrica stimate per le stazioni di Lanzo e Front Malone, al fine di valutare il periodo di ritorno dell'evento.

Il primo grafico di *Figura 4.4.3* mostra come, nella stazione di Lanzo, l'evento dell'ottobre 2000 sia stato decisamente meno gravoso rispetto al precedente evento alluvionale del novembre1994. La pioggia oraria, in particolare, può essere caratterizzata da un periodo di ritorno inferiore ai 5 anni; piogge di durate superiori non superano i 5 anni e solo per d = 24 h il periodo di ritorno è stimabile intorno ai 10 anni.

La minore entità dell'evento è confermata anche dagli ultimi due grafici di *Figura 4.4.3*: nonostante il picco dell'intensità di pioggia sia maggiore e superi i 75 mm orari, l'altezza totale di precipitazione è di gran lunga inferiore a quella registrata nella stessa stazione nel 1994, in ragione di una minore durata dell'evento. I picchi di pioggia, inoltre, non sono così concentrati intorno al massimo, come invece risulta sulla registrazione del 1994.

La *Figura 4.4.4* rappresenta la registrazione dello stesso evento nella stazione di Front Malone. In questo caso (*primo grafico*) si nota che la distribuzione dei punti rappresentativi dell'evento, confrontata con le linee di probabilità pluviometrica, riflette le caratteristiche di un evento di alcuni giorni, in cui i tempi di ritorno crescono con le durate, per cui l'ipotetica linea che collega i punti all'interno del diagramma taglia dal basso verso l'alto il fascio di curve di possibilità pluviometrica. Solo la pioggia di 24 h, inoltre, è degna di nota, superando la cpp stimata per T = 25; tutte le altre registrazioni, di durata inferiore alle 24 h, si trovano al di sotto della cpp di T = 5 anni.

Se si esamina il terzo grafico, si nota che le intensità di precipitazione sono caratterizzate da un andamento irregolare, con frequenti registrazioni di picchi singoli o multipli. Notevoli, in questo senso, sono i due massimi rispettivamente intorno a 50 e a 45 mm/h.

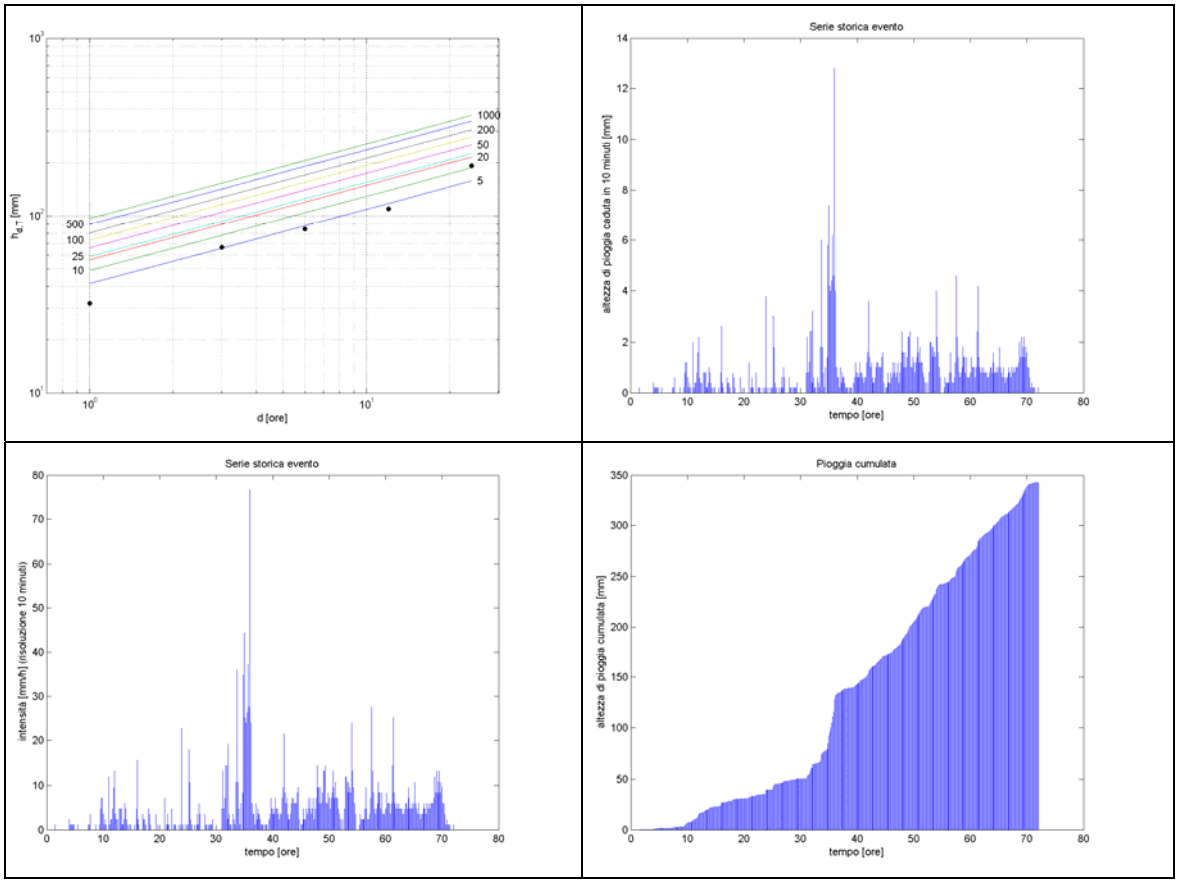


Figura 4.4.3 – *Stazione di Lanzo: C.P.P. per diversi T, con K(T) espresso mediante Gumbel e massimi orari calcolati per l'evento dell'ottobre 2000; serie storica dell'evento espressa come altezze di pioggia ogni 10 minuti (risoluzione della registrazione = 10 minuti); serie storica dell'evento espressa come intensità di pioggia (risoluzione della registrazione = 10 minuti); altezza di pioggia cumulata registrata durante l'evento.*

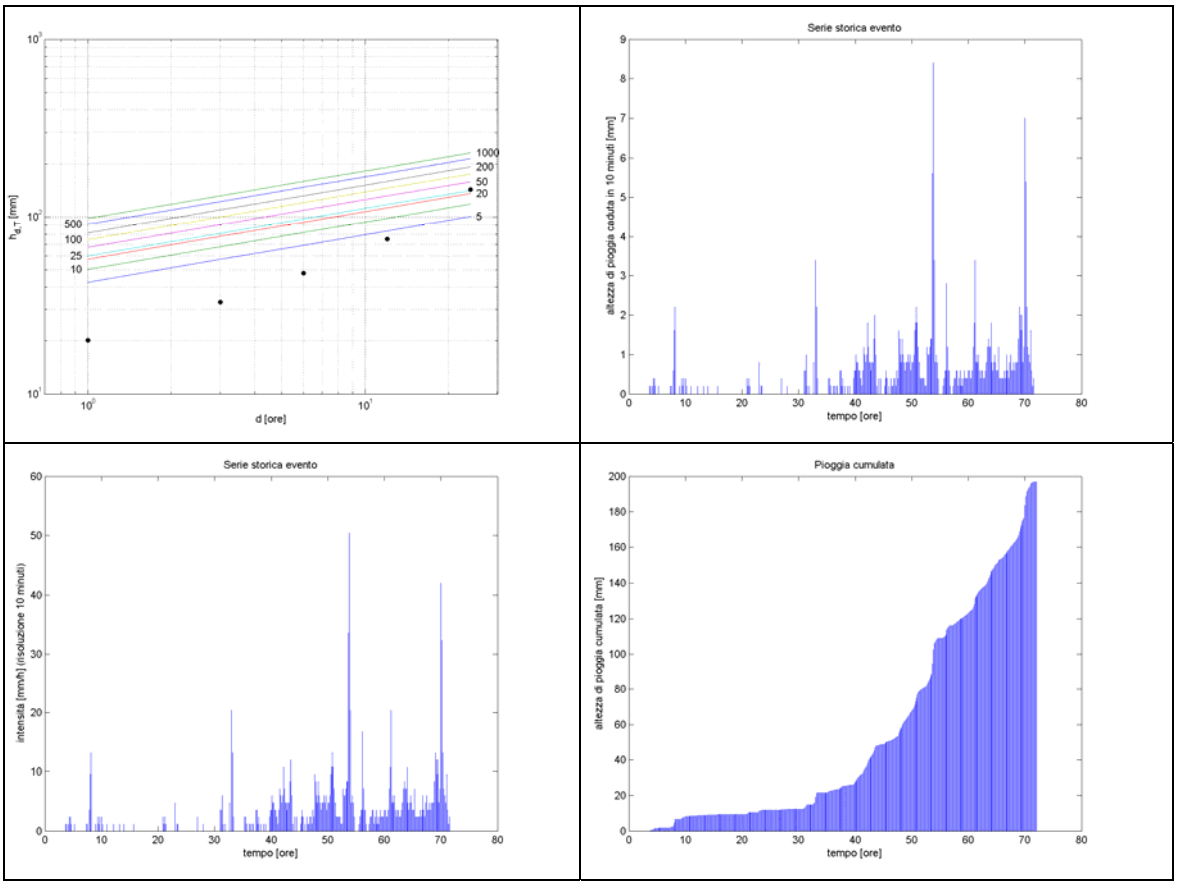


Figura 4.4.4 – *Stura di Lanzo a Front Malone: C.P.P. per diversi T, con K(T) espresso mediante Gumbel e massimi orari calcolati per l'evento dell'ottobre 2000; serie storica dell'evento espressa come altezze di pioggia ogni 10 minuti (risoluzione della registrazione = 10 minuti); serie storica dell'evento espressa come intensità di pioggia (risoluzione della registrazione = 10 minuti); altezza di pioggia cumulata registrata durante l'evento.*

4.4.3 Evento del settembre 2008

Durante l'estate del 2008 nei pressi di Caselle si è verificato un evento di precipitazione di eccezionale intensità. La *Figura 4.4.5* rappresenta l'andamento cronologico dell'evento e la sua precipitazione cumulata, mentre la *Tabella 4.4.1* ne riporta i valori massimi a scala oraria.

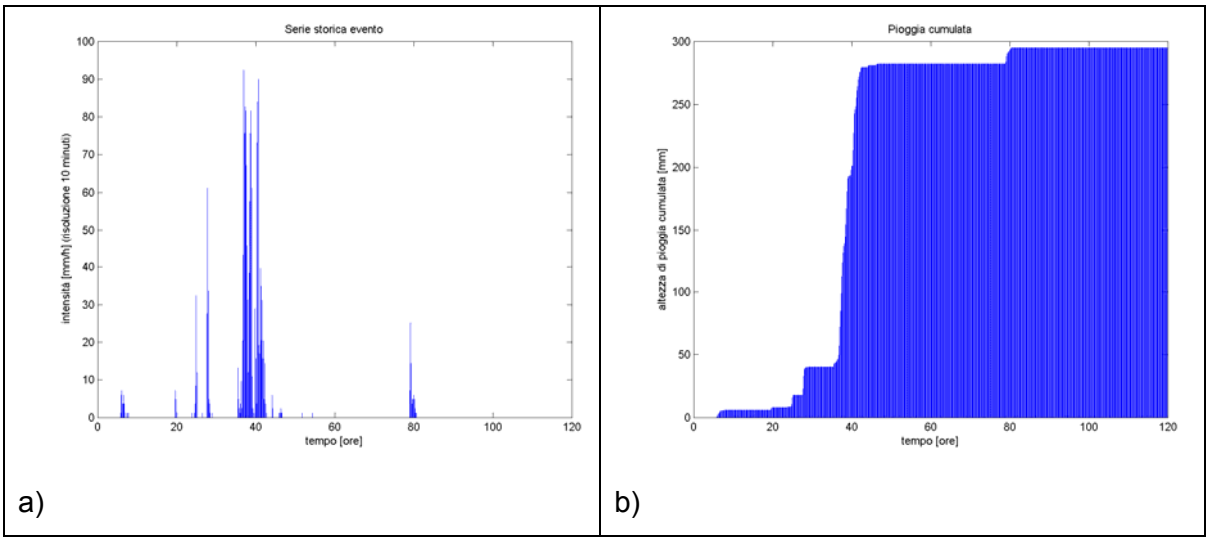


Figura 4.4.5 *– Evento del settembre 2008 registrato nella stazione di Caselle: serie storica dell'evento espressa come altezze di pioggia ogni 10 minuti (risoluzione della registrazione = 10 minuti (a)); altezza di pioggia cumulata registrata durante l'evento (b).*

Tabella 4.4.1 *– Evento del settembre 2008 a Caselle: massima altezza di pioggia per diverse durate.*

D [h]	1	3	6	12	24
h [mm]	66.6	146.6	232.2	241.8	274

Non avendo a disposizione dati storici per la stazione di Caselle, non è possibile determinare direttamente sulla stazione interessata il periodo di ritorno di tale evento. Tuttavia, le altezze di pioggia orarie relative alle misure effettuate a Caselle possono essere sovrapposte alle curve di probabilità pluviometrica ottenute per le stazioni strumentate di Lanzo, Ciriè e Front Malone che sono già state introdotte in precedenza. Le *Figure 4.4.6*, *4.4.7*, *4.4.8* riportano i risultati ottenuti per ricavarne un valore indicativo.

Come si può notare dalle citate figure, l'andamento dei punti che rappresentano i massimi di pioggia per durate orarie è tutt'altro che rettilineo per cui le piogge per durata compresa tra 1 h e 24 h hanno lo stesso periodo di ritorno. Più gravosa è invece la pioggia di durata 6h che presenta un periodo di ritorno apparentemente millenario.

Sebbene una valutazione affidabile del periodo di ritorno non sia possibile perché non sono presenti dati storici per la stazione di Caselle, il confronto con i valori critici delle stazioni vicine permette quindi di confermare l'assoluta eccezionalità dell'evento in questione.

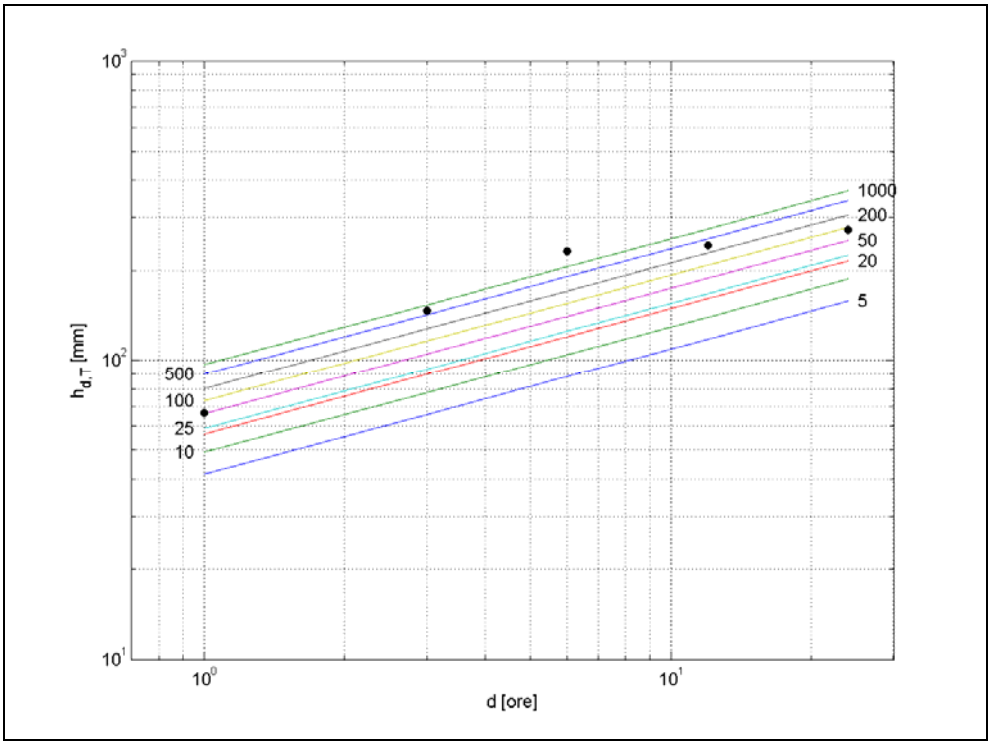


Figura 4.4.6 *– Evento del settembre 2008 registrato a Caselle confrontato con le C.P.P. della stazione di Lanzo.*

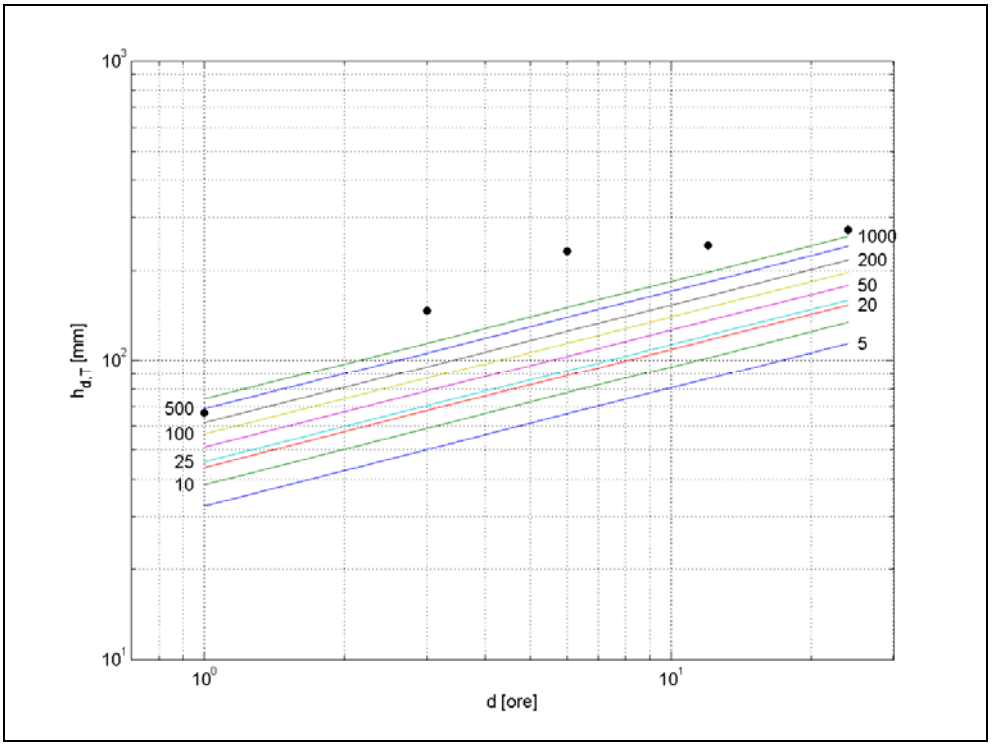


Figura 4.4.7 *– Evento del settembre 2008 registrato a Caselle confrontato con le C.P.P. della stazione di Ciriè.*

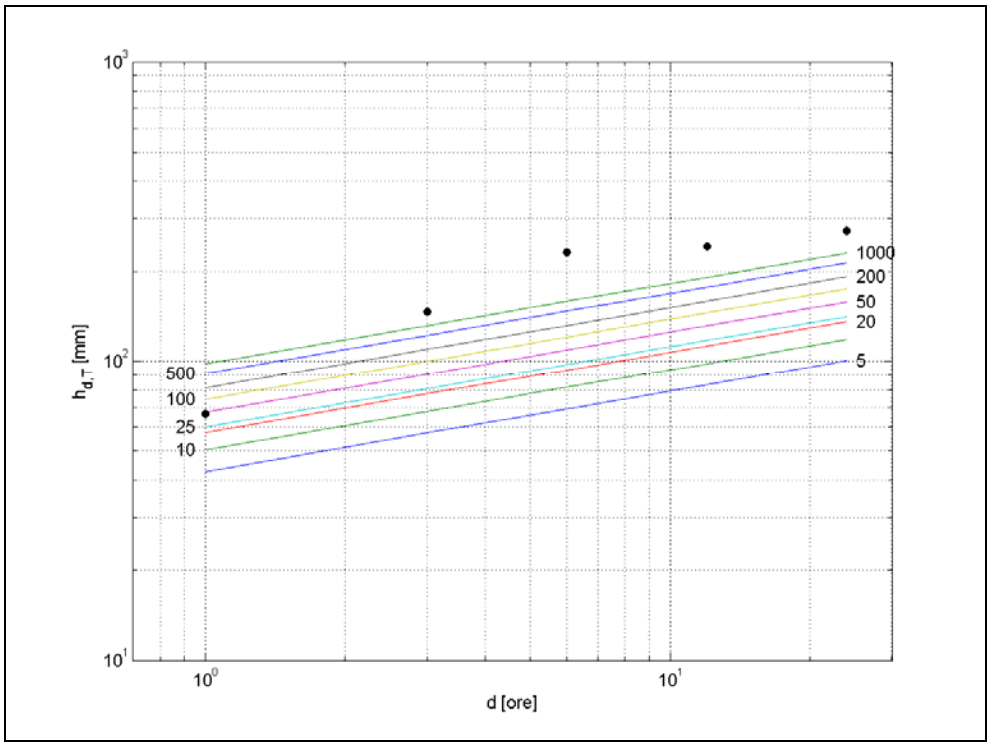


Figura 4.4.8 – *Evento del settembre 2008 registrato a Caselle confrontato con le C.P.P. della stazione di Front Malone.*

La registrazione pluviografica dell'evento di Caselle può essere integrata, almeno in via qualitativa, con la registrazione radar dello stesso evento riportata sul rapporto ARPA "Eventi di precipitazione intensa dell'estate 2008". Dall'immagine riportata nella *Figura 4.4.9* si deduce che il centro di scroscio ha un'estensione di poco inferiore ai 20 km^2, pari a circa metà dell'area complessiva del bacino del Banna, che ha un'area di circa 55 km^2.

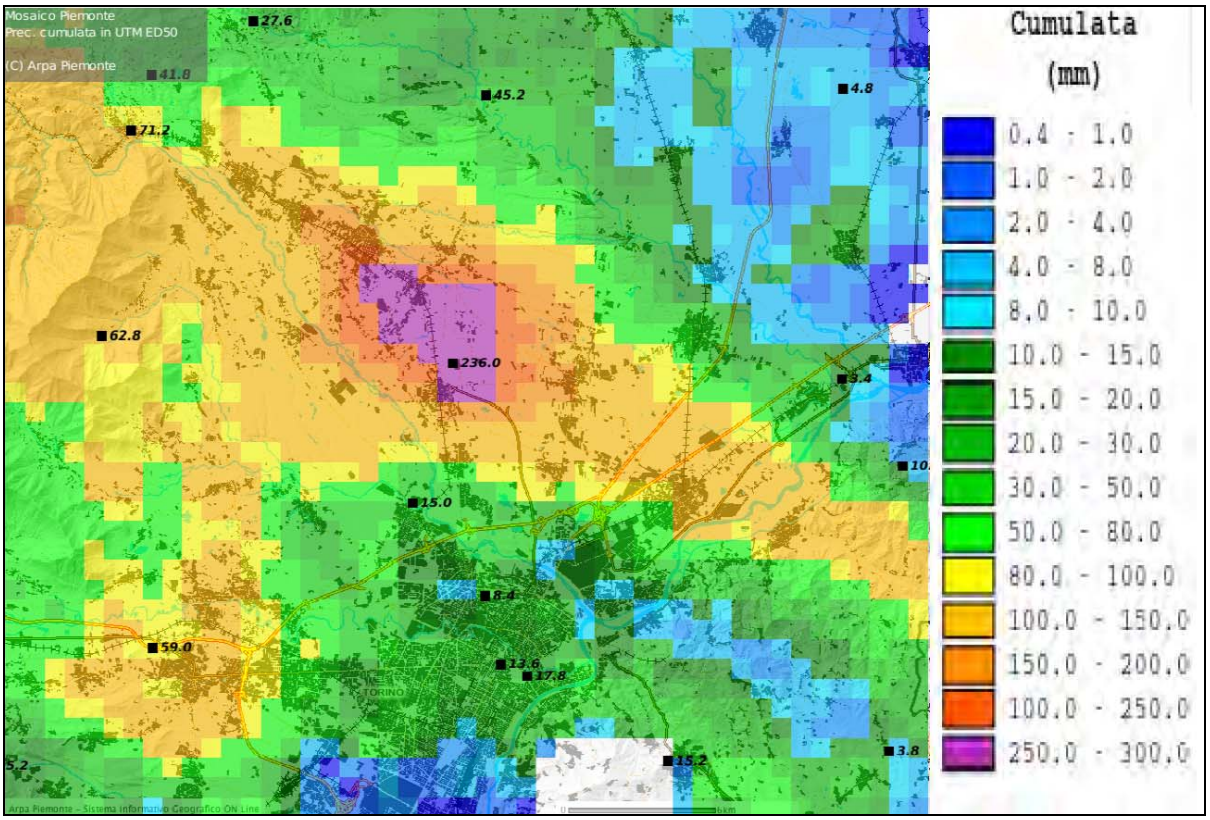


Figura 4.4.9 – *Precipitazione cumulata registrata tra le 06 e le 18 UTC del 13 settembre 2008 dal sistema radar.*

5 Valutazione delle onde di piena di progetto

5.1 Premessa

La procedura di valutazione delle onde di piena per assegnato periodo di ritorno prevede la stima della portata al colmo di progetto Q(T) e, contemporaneamente, la valutazione dei massimi volumi di piena per diverse durate. Per i volumi di piena, quando possibile, ci si avvale di curve di riduzione dei colmi di piena (v. es. *Miotto et al*., 2004) da associare alla stima probabilistica delle portate al colmo di piena. Nel presente lavoro, tuttavia, si è seguito un diverso schema, che tiene conto delle difficoltà di applicazione delle analisi regionali per la valutazione della portata di picco (ad es. Va.Pi., *Villani*, 2001 e ARPIEM, *Claps e Laio*, 2008). Tali difficoltà derivano dalle particolari caratteristiche fisiche del bacino in esame, che si discostano sostanzialmente da quelle di tutti i bacini utilizzati nei citati studi e per i quali si dispone di dati idrometrici. Come accennato in precedenza, il bacino del Torrente Banna – Bendola presenta una forma allungata e caratteristiche morfometriche nettamente differenziate tra monte e valle. In particolare, per i 4/5 del bacino vi è un forte controllo idraulico alla formazione delle portate di piena, a causa delle pendenze molto basse e della particolare natura, molto influenzata da interventi antropici, del reticolo idrografico. Ne risulta che le stime ARPIEM e VAPI potranno essere utilizzate solo nella testata del bacino, non sottoposta a controllo idraulico dei tempi di risposta; le stime effettuate con riferimento a sezioni intermedie (Caselle) e di chiusura del bacino (Brandizzo) avranno invece un valore puramente indicativo. Tutte queste stime verranno comunque denominate 'portate di piena naturali'.

Non potendo, dunque, applicare ovunque la procedura rigorosa sopra descritta, nasce l'esigenza di costruire un modello afflussi – deflussi che consenta di ottenere idrogrammi di progetto a partire da pluviogrammi di progetto. Tale modello consente di perseguire una duplice finalità in quanto permette di stimare sia la portata di picco che l'intero idrogramma di piena.

Il primo passo dell'analisi verterà comunque sulla valutazione delle portate 'naturali' al picco di piena in corrispondenza delle sezioni di chiusura selezionate nel paragrafo seguente. A questa analisi seguirà la fase di ricostruzione degli idrogrammi di piena tramite l'applicazione di modellistica afflussi – deflussi..

5.2 Scelta dei bacini oggetto di analisi

Il bacino del Torrente Banna - Bendola è stato suddiviso in una prima fase in 30 sottobacini idrografici (*Figura 1.2*), ognuno dei quali ha come sezione di chiusura l'intersezione del reticolo idrografico minore con l'asta principale.

Le prime valutazioni sulle capacità di trasporto dell'asta fluviale principale (*paragrafo 3.4*) hanno mostrato che i problemi di esondazione non sono limitati a poche aree, ma che tutta l'asta ne può essere interessata, anche per portate esigue, inferiori a 20 m^3/s. Per contro, la tipologia di opere in progetto richiede di concentrare l'attenzione dello studio a monte della cassa di laminazione di Mathi. In quest'area, infatti è già stato realizzato il canale scolmatore, è stata individuata una possibile area da sfruttare come zona di espansione/laminazione, ed è in progetto la cassa di laminazione prevista dal progetto del 1998.

In seguito a queste valutazioni, cui si aggiungono considerazioni di carattere idrologico legate soprattutto alla tipologia di risposta del bacino, si è deciso di utilizzare solo sei dei 30 sottobacini iniziali, considerando solo sezioni progressive sull'asta principale e usando solo due sezioni di chiusura a valle di Mathi (Caselle e Brandizzo) (*Figura 5.2.1*).

Nelle successive *Tabelle 5.2.1* e *5.2.2* si riportano le caratteristiche principali rilevate per i sei bacini considerati.

Esaminando i valori di quota riportati in *Tabella 5.2.1* per i vari bacini individuati si nota che il bacino chiuso a Brandizzo, ossia alla confluenza con il torrente Malone, ha una sezione di chiusura posta a 184 m s.l.m., con un'altitudine media di 346 m s.l.m.. Il bacino chiuso invece dalla sezione posta a valle della cassa di laminazione di Mathi ha una sezione di chiusura posta a 403 m s.l.m., con un'altitudine media di 568 m s.l.m.. La differenza di quota tra le due sezioni di chiusura è di soli 221 m, che determinano, data una lunghezza dell'asta fluviale compresa tra le due sezioni di 32,4 km, una pendenza media dell'asta fluviale di 0,0068 m/m. Il bacino principale risulta pertanto suddiviso in:

- un'area montuosa posta a monte della sezione in cui sarebbe presente la cassa di espansione, caratterizzata da versanti e aste fluviali con pendenze elevate;
- un'area pianeggiante posta a valle della suddetta sezione, caratterizzata da dislivelli e pendenze molto ridotti sia dei versanti che dell'asta fluviale.

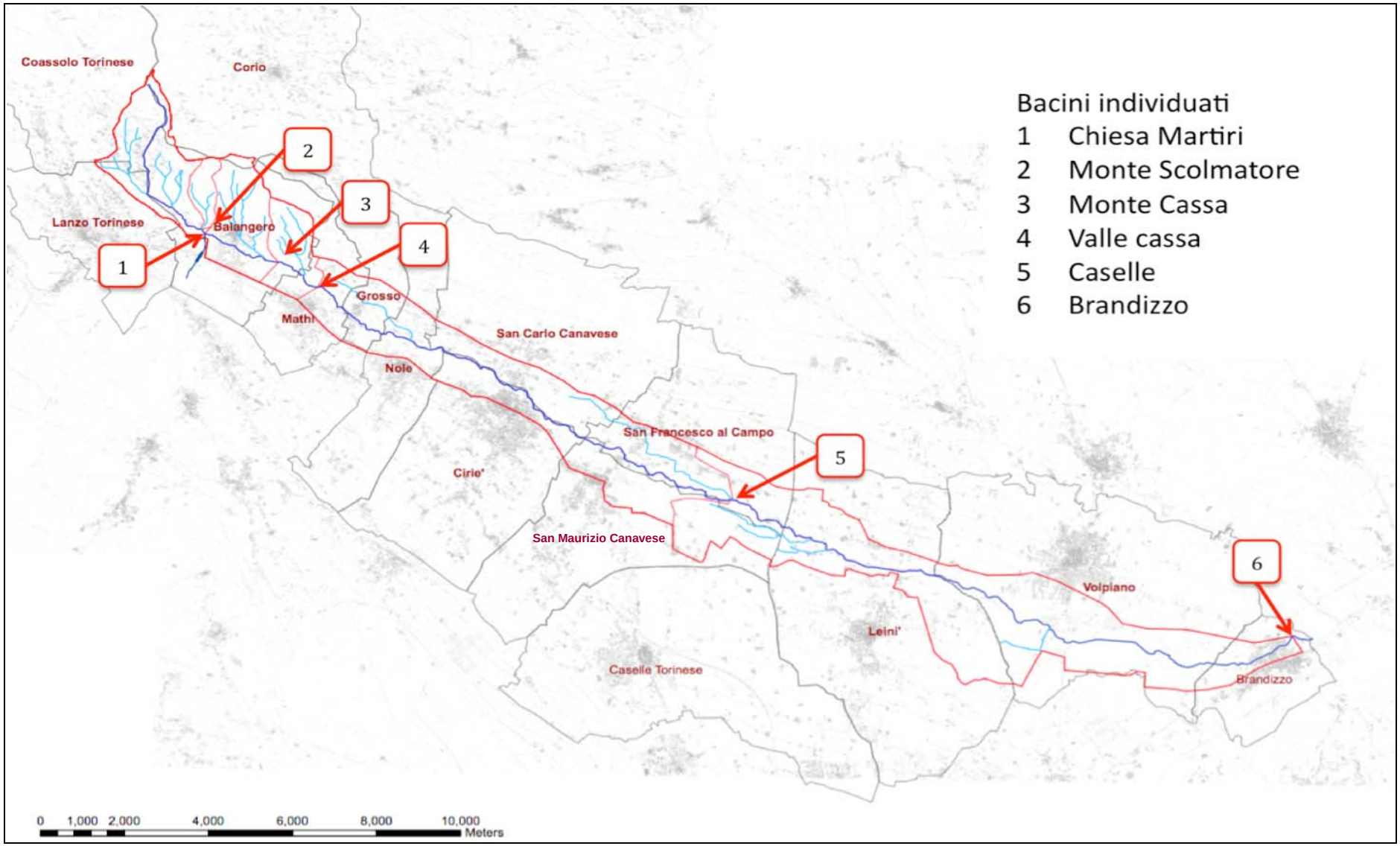


Figura 5.2.1 *- Bacino idrografico del torrente Banna - Bendola, nel suo sviluppo complessivo.*

Tabella 5.2.1 - *Caratteristiche geomorfologiche e fisiografiche principali dei bacini ritenuti più significativi (vedi Figura 5.2.1).*

Posizione della sezione di chiusura	1 - Chiesa dei Martiri	2 - Monte scolmatore	3 - Monte cassa di Mathi	4 - Valle cassa di Mathi	5 - Caselle Aeroporto	6 - Brandizzo
Coord. Sez. chiusura $X_{WGS84_Zone32N}$ [m]	383'230	383'230	384'979	385'924	395'752	409'123
Coord. Sez. chiusura $Y_{WGS84_Zone32N}$ [m]	5'014'545	5'014'545	5'013'801	5'013'156	5'007'606	5'004'051
Area A [km^2]	5.12	6.02	9.91	12.42	29.72	55.12
Quota massima H_{max} [m s.l.m.]	1'211	1'211	1'211	1'211	1'211	1'211
Quota media H_{med} [m s.l.m.]	650	638	595	568	439	346
Quota minima H_{min} [m s.l.m.]	444	444	418	403	283	184
Lunghezza massima di drenaggio L [km]	5.83	5.83	7.83	9.22	23.74	41.60
Pendenza media dell'asta fluviale i_a [m/m]	0.116	0.116	0.088	0.053	0.017	0.011
Pendenza media dei versanti I_v [m/m]	0.25	0.25	0.22	0.20	0.10	0.06
Curve Number AMC II	71.2	71.4	70.3	68.8	62.9	61.4

Tabella 5.2.2 *- Percentuali di classe di uso del suolo.*

				classificazione del suolo (CORINE Land Cover)												
				Tessuto urbano continuo	Tessuto urbano discontinuo	Aree industriali o commerciali	Aeroporti	Aree estrattive	Seminativi in aree non irrigue	Prati stabili	Sistemi colturali e particellari complessi	Colt. agrarie prevalenti con presenza di spazi naturali	Boschi di latifoglie	Boschi misti	Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	Aree a vegetazione boschiva e arbustiva in evoluzione
				111	112	121	124	131	211	231	242	243	311	313	321	324
				Curve Number per la condizione AMCII												
suolo tipo A (rocce)				98.0	90.0	98.0	90.0	86.0	78.0	78.0	78.0	78.0	74.0	74.0	78.0	80.0
suolo tipo A-B (misto rocce-sedimenti)				98.0	85.0	98.0	85.0	79.0	69.0	69.0	69.0	69.0	66.0	66.0	69.0	67.0
suolo tipo B (sedimenti)				98.0	77.0	98.0	77.0	68.0	55.0	55.0	55.0	55.0	57.0	57.0	55.0	58.0
BACINO				Percentuale di area per uso del suolo												
Sezione di chiusura	area	CN	S													
Chiesa Martiri	5.12	71.2	102.6	0.0	3.3	0.0	0.0	4.9	0.0	0.0	0.0	52.7	35.5	2.1	1.5	0.0
Monte scolmatore	6.02	71.4	102.0	0.0	3.1	0.0	0.0	12.5	0.0	0.0	0.0	44.7	35.0	3.5	1.2	0.0
Monte cassa	9.91	70.3	107.3	0.0	6.8	0.0	0.0	13.9	0.0	1.3	1.2	33.9	33.5	2.6	4.3	2.4
Valle cassa	12.42	68.8	115.1	0.0	5.8	0.0	0.0	11.2	0.0	5.5	4.2	36.4	27.0	2.1	4.3	3.5
Caselle aeroporto	29.72	62.9	149.6	0.5	10.3	0.0	1.5	4.6	6.6	23.3	7.6	30.6	11.1	0.9	1.8	1.4
Brandizzo	55.12	61.4	159.6	0.3	7.2	3.9	0.8	2.8	32.1	18.4	4.5	21.7	6.1	0.5	1.0	0.8

5.3 Valutazione della portata al colmo di piena con metodi di analisi regionale

5.3.1 Procedura ARPIEM

La procedura ARPIEM (*Claps e Laio*, 2008) consente di stimare le portate di progetto in base al metodo indice, secondo cui la portata di periodo di ritorno T è data dal prodotto della piena indice Q_{ind} per la curva di crescita *K(T)*:

$$Q(T) = Q_{ind} \cdot K(T)$$

Per la stima della piena indice, tra i diversi metodi proposti dalla procedura, si è scelto di usare quello basato sulla formula razionale modificata. L'altra procedura proposta, basata su una relazione di regressione multipla, si richiama infatti ad una mappa di coefficienti di permeabilità in fase di piena (Fonte Va.Pi., *Villani*, 2001) che non si è ritenuto opportuno utilizzare per questa applicazione. Da un lato, infatti, i bacini di testata hanno dimensioni estremamente contenute; dall'altro, per i bacini più grandi si presentano i problemi di controllo idraulico precedentemente segnalati.

Si è poi usato il metodo regionale per la valutazione di L-cv ed L-ca, grandezze in base alle quali viene costruita la distribuzione di probabilità dimensionale K(T), o fattore di crescita. Va specificato che, per coerenza con le condizioni di applicazione del metodo ARPIEM, nelle relazioni che seguono si sono utilizzati valori dei coefficienti delle *c.p.p.*dei bacini estratti dalle mappe disponibili con il progetto *(www.idrologia.polito.it/piene)* rinunciando ad utilizzare l'informazione di maggior dettaglio disponibile a seguito dell'analisi pluviometrica precedentemente esposta.

Nel seguito si descrivono i dettagli relativi all'applicazione della procedura.

STIMA DELLA PIENA INDICE. La piena indice è stata stimata mediante la *formula razionale modificata*:

$$Q_{ind} = 1.524 \cdot 10^{-4} \cdot C_{H_{med}} \cdot aff \cdot a \cdot A^{0.5+0.5n}$$

dove:

- A [km^2], area del bacino.
- a [mm/ora], coefficiente della curva di possibilità pluviometrica.
- aff [mm], afflusso totale medio annuo;
- $C_{H_{med}}$, coefficiente dipendente dalla quota media H_{med} [m] del bacino secondo la relazione:

$$C_{H_{med}} = \ln\left(e - (e-1) \cdot \frac{H_{med}}{3500}\right).$$

I parametri *a*, *aff* ed H_{med} sono stati calcolati come valor medio sui diversi bacini attraverso l'utilizzo delle mappe Gis, costruite nell'ambito del progetto ARPIEM e disponibili all'indirizzo '*www.idrologia.polito.it/piene/materiali* ', e del DEM relativo alla Regione Piemonte avente maglia di lato 50 m. Nella *Tabella 5.3.1* si riportano i valori dei suddetti parametri calcolati per i bacini di interesse e le risultanti stime della piena indice.

Tabella 5.3.1 - *Stima della piena indice.*

Sezione di chiusura	Area [km^2]	H $_{med}$ [m]	a [mm/ora]	aff [mm]	Q $_{ind}$ [m^3/s]
1 - Chiesa Martiri	5,12	650	28,436	1344	16,46
2 - Monte scolmatore	6,02	638	28,394	1345	18,5
3 - Monte cassa	9,91	595	28,306	1346	26,36
4 - Valle cassa	12,42	568	28,248	1344	30,81
5 - Caselle	29,72	439	27,193	1228	48,39
6 - Brandizzo	55,12	346	27,298	1063	60,48

STIMA DI L- CV. Si utilizza il metodo regionale proposto dalla procedura ARPIEM:

$$L_{cv} = 2.648 \cdot 10^{-1} - 8.392 \cdot 10^{-5} H_{media} - 4.314 \cdot 10^{-3} LLDP +$$
$$+1.304 \cdot 10^{-2} lungh_vett_orient + 2.975 \cdot 10^{-1} n$$

La formula richiede in ingresso la quota media H_{media} del bacino, la *longest drainage path length* (*LLDP*), cioè l'estensione del più lungo percorso ricompreso nella rete di drenaggio, la *lunghezza del vettore orientamento*, che rappresenta la distanza tra la sezione di chiusura ed il baricentro del bacino, e l'esponente *n* della C.P.P. La lunghezza del vettore orientamento è stata calcolata in base alla sua definizione, mentre i parametri H_{media} ed *n* sono stati ricavati come valor medio sul bacino a partire dalle mappe precedentemente richiamate. Si precisa che, per quanto attiene la LLDP, si è quantificato tale parametro moltiplicando per 1.1 la lunghezza dell'asta principale. Nella tabella seguente si riportano i valori in ingresso per i bacini di interesse ed i valori di L-CV calcolati.

Tabella 5.3.2 - *Stima di L-CV.*

Sezione di chiusura	H med [m]	n [-]	LLDP [km]	lungh_vet_or [km]	L-CV
1 - Chiesa Martiri	650	0,436	5,65	2,27	0,345
2 - Monte scolmatore	638	0,434	5,65	2,08	0,343
3 - Monte cassa	595	0,424	7,92	2,84	0,344
4 - Valle cassa	568	0,419	9,38	3,39	0,345
5 - Caselle	439	0,379	23,74	9,61	0,364
6 - Brandizzo	346	0,338	41,60	15,82	0,363

STIMA DI L- CA. Si utilizza il metodo regionale proposto dalla procedura ARPIEM:

$$L_{ca} = 3.604 - 1.144 \cdot 10^{-6} X_{sc} - 6.052 \cdot 10^{-7} Y_{sc} + 7.190 \cdot 10^{-1} L_{cv}$$

La formula richiede in ingresso le coordinate X_{sc} ed Y_{sc} della sezione di chiusura del bacino nel sistema di riferimento UTM-ED50 ed il coefficiente L-CV precedentemente calcolato. Nella *Tabella 5.3.3* si riportano i valori in ingresso per i bacini di interesse ed i valori di L-CA calcolati.

Tabella 5.3.3 - *Stima di L-CA.*

Sezione di chiusura	Coord. X_{sc} [m]	Coord. Y_{sc} [m]	L-CV	L-CA
1 - Chiesa Martiri	383310	5014748	0.345	0.379
2 - Monte scolmatore	383310	5014748	0.343	0.377
3 - Monte cassa	385060	5014001	0.344	0.377
4 - Valle cassa	386005	5013355	0.345	0.377
5 - Caselle	395834	5007805	0.364	0.382
6 - Brandizzo	409204	5004251	0.363	0.369

STIMA DEL FATTORE DI CRESCITA. In accordo con quanto suggerito nella procedura ARPIEM, il fattore di crescita che permette di definire la portata per un prefissato periodo di ritorno è stato determinato sulla base della legge lognormale a tre parametri, definita come:

$$K(T) = \begin{cases} \left. \xi + \alpha \left(1 - e^{-k\Phi^{-1}\left(1-\frac{1}{T}\right)} \right) \middle/ k \right. & k \neq 0 \\ \xi + \alpha \Phi^{-1}\left(1 - \frac{1}{T}\right) & k = 0 \end{cases}$$

dove:

- $k \approx -L_{ca} \dfrac{E_0 + E_1 L_{ca}^2 + E_2 L_{ca}^4 + E_3 L_{ca}^6}{1 + F_1 L_{ca}^2 + F_2 L_{ca}^4 + F_3 L_{ca}^6}$ (con E_0 = 2.046653, E_1 = -3.65444, E_2 = 1.839673, E_3 = -0.2036, F_1 = -2.01822, F_2 = 1.24204, F_3 = -0.21742);
- $\alpha = \dfrac{L_{cv} e^{-k^2/2} k}{1 - 2\Phi\left(-k/\sqrt{2}\right)}$;
- $\xi = 1 - \dfrac{\alpha}{k}\left(1 - e^{k^2/2}\right)$;
- Φ è la funzione di probabilità cumulata della normale standard.

Per i bacini oggetto di studio si ottengono i seguenti parametri:

Tabella 5.3.4 - *Stima dei parametri della distribuzione lognormale a 3 parametri.*

Sezione di chiusura	k	α	ξ
1 - Chiesa Martiri	-0.804	0.467	0.779
2 - Monte scolmatore	-0.800	0.465	0.780
3 - Monte cassa	-0.798	0.467	0.780
4 - Valle cassa	-0.799	0.469	0.779
5 - Caselle	-0.811	0.489	0.765
6 - Brandizzo	-0.780	0.499	0.773

da cui, a seconda del periodo di ritorno T fissato, si ottengono i K(T) riportati in *Tabella 5.3.5*:

Tabella 5.3.5 - *Stima del fattore di crescita K(T).*

Sezione di chiusura	K(50)	K(100)	K(200)
1 - Chiesa Martiri	3.22	3.96	4.80
2 - Monte scolmatore	3.21	3.94	4.77
3 - Monte cassa	3.21	3.94	4.77
4 - Valle cassa	3.22	3.96	4.79
5 - Caselle	3.35	4.14	5.03
6 - Brandizzo	3.31	4.06	4.90

STIMA DELLE PORTATE DI PROGETTO. Le portate di progetto alle diverse sezioni si ottengono dalla relazione:

$$Q(T) = Q_{ind} \cdot K(T)$$

Nella *Tabella 5.3.6* si riportano le stime risultanti della portata associata ai diversi periodi di ritorno esaminati ed il coefficiente udometrico relativo alla portata duecentennale. Si ribadisce che per le due ultime sezioni le stime hanno un valore puramente documentale.

Tabella 5.3.6 - *Stima delle piene di progetto per diversi periodi di ritorno e del coefficiente udometrico per la Q_{200}.*

Sezione di chiusura	Q(50) [m^3/s]	Q(100) [m^3/s]	Q(200) [m^3/s]	Q_{200} / A[$m^3/s \cdot km^2$]
1 - Chiesa Martiri	53.07	65.27	79.03	15.4
2 - Monte scolmatore	59.33	72.90	88.19	14.6
3 - Monte cassa	84.62	103.94	125.71	12.69
4 - Valle cassa	99.22	121.92	147.51	11.88
5 - Caselle	162.23	200.43	243.61	8.2
6 - Brandizzo	200.05	245.55	296.58	5.4

5.3.2 Procedura Va.Pi.

L'analisi idrologica dei valori estremi delle precipitazioni e delle piene in Piemonte (*Villani*, 2001) è stata effettuata attraverso una metodologia di analisi regionale di tipo gerarchico, basata sull'uso della distribuzione di probabilità del valore estremo a doppia componente (TCEV, Two-Component Extreme Value).

Riferendosi al metodo indice, richiamato al precedente paragrafo, la procedura *Va.Pi.* pone K_T costante su ampie aree omogenee, o con variabilità assegnata con criteri geostatistici. K(T) viene ottenuto adottando la distribuzione TCEV, mentre la piena indice è assunta pari alla media della distribuzione dei massimi annuali della variabile Q ed è stimabile mediante un approccio di tipo geomorfoclimatico, dalla formula razionale:

$$Q_{ind} = C_f \; q \; K_a(t_r) \; m[I(t_r)] \; A / 3.6$$

in cui:

- t_r è il tempo di ritardo del bacino, che rappresenta la distanza temporale media tra pluviogramma ed idrogramma di piena corrispondente;
- C_f è il coefficiente di afflusso di piena del bacino, che tiene conto delle trasformazione della pioggia totale precipitata sul bacino nell'aliquota netta efficace ai fini dei deflussi superficiali di piena;
- q è il coefficiente di attenuazione corretto del colmo di piena che dipende dalla funzione di risposta del bacino e dai parametri della C.P.P.;
- $m[I(t_r)]$ è la media dell'intensità di pioggia valutata per una durata della precipitazione pari al tempo di ritardo caratteristico del bacino;
- K_A è il fattore di riduzione areale delle precipitazioni;
- A è l'area del bacino.

La procedura è stata applicata in due fasi. Nella prima fase sono stati estratti i valori dei parametri necessari (*Tabella 5.3.7*). Ciò è stato fatto interrogando direttamente le matrici contenenti i valori, disponibili insieme al software. Nella seconda fase è stata applicata la procedura definita nel progetto *Va.Pi.*, giungendo all'identificazione della portata indice, dei fattori di crescita della portata e, conseguentemente, dei valori di portata al variare del periodo di ritorno T per i 6 bacini in esame. Nelle *Tabelle 5.3.8* e *5.3.9* si riportano i risultati ottenuti.

Tabella 5.3.7 – *Valori dei parametri necessari alla procedura Va.Pi.*

Sezione di chiusura	A [km^2]	m[I(t_r)] [mm/h]	C_f [-]	t_r [h]	K_A [-]	Q [-]
1 - Chiesa Martiri	5.1	43.21	0.412	0.385	0.996	0.65
2 - Monte scolmatore	6	41.89	0.380	0.416	0.995	0.65
3 - Monte cassa	9.9	38.29	0.380	0.512	0.993	0.65
4 - Valle cassa	12.4	36.73	0.382	0.562	0.991	0.65
5 - Caselle	29.7	29.47	0.315	0.873	0.98	0.65
6 - Brandizzo	55.1	26.05	0.262	1.14	0.964	0.65

Tabella 5.3.8 – *Stima della piena indice e del fattore di crescita K(T), mediante la procedura Va.Pi., ai bacini individuati.*

Sezione di chiusura	K(50)	K(100)	K(200)	Q_{ind} [m^3/s]
1 - Chiesa martiri	3.20	4.03	4.86	16,4
2 - Monte scolmatore	3.27	4.11	4.96	17.2
3 - Monte cassa	3.28	4.12	4.97	28.9
4 - Valle cassa	3.32	4.17	5.03	31.2
5 - Caselle	3.12	3.93	4.75	48.7
6 - Brandizzo	2.71	3.44	4.17	65.5

Tabella 5.3.9 - *Stima delle piene di progetto per diversi periodi di ritorno e del coefficiente udometrico per la Q_{200} mediante la procedura Va.Pi.*

Sezione di chiusura	Q(50) [m^3/s]	Q(100) [m^3/s]	Q(200) [m^3/s]	Q_{200} / A[m^3/s·km^2]
1 - Chiesa martiri	52.55	66.15	79.74	15.6
2 - Monte scolmatore	56.36	70.90	85.45	14.2
3 - Monte cassa	84.81	106.65	128.49	13
4 - Valle cassa	103.55	130.12	156.69	12.6
5 - Caselle	151.86	191.69	231.52	7.8
6 - Brandizzo	177.73	225.52	273.32	5

5.3.3 Valutazione dei tempi di ritardo del bacino

Prima di procedere all'applicazione di metodi per la trasformazione diretta afflussi – deflussi o per la valutazione dei volumi di piena, è necessario procedere ad una stima dei tempi di ritardo. Tale stima, indipendente da quella che è stata effettuata nel metodo Va.Pi., risulta particolarmente complessa per i bacini più grandi, a causa delle basse pendenze dei sottobacini e delle interferenze esistenti lungo il percorso.

Il *tempo di ritardo*, indicato con t_{LAG}, quantifica il ritardo temporale medio con cui la rete idrografica risponderebbe ad una sollecitazione impulsiva di ruscellamento dei versanti (*Moisello,* 1998). Da un punto di vista fisico il *tempo di ritardo* è fondamentale perché permette di riassumere in sé i diversi fattori geomorfologici che condizionano la risposta della rete idrografica ad un sollecitazione meteorica e condiziona l'applicazione dei modelli di trasformazione afflussi – deflussi.

Per la stima del tempo di ritardo t_{LAG} sono state utilizzate diverse espressioni reperite in letteratura (*Bocchiola et al*., 2003. *Moisello,* 1998) e già presenti nella "Relazione idrogeologica-idraulica" a firma dell'ing. Silvio Magnetti relativa al progetto del "Canale scolmatore – torrente Banna". Queste fanno uso anche del tempo di corrivazione t_c, valutandolo in base alle caratteristiche geomorfologiche del bacino e dell'asta fluviale. Tra queste ultime, il metodo di calcolo proposto dal S.C.S. (*Soil Conservation Service*) tiene conto anche del contenuto di umidità del suolo del bacino prima dell'evento. Per tutte le formulazioni si considera il tempo di corrivazione t_c pari al doppio del tempo di ritardo t_{LAG}, tranne che per il metodo S.C.S., in cui il tempo di ritardo t_{LAG} è assunto essere pari al 60% del tempo di corrivazione t_c.

Le formule adottate nella relazione relativa al canale scolmatore sono:

– Giandotti:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1{,}5 \cdot L}{0{,}8 \cdot \sqrt{H_{med} - H_{\min}}}$$

– Pezzoli:

$$t_c = 0{,}055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i_a}}$$

– Ventura:

$$t_c = 0{,}1272 \cdot \sqrt{\frac{A}{i_a}}$$

– Pasini:

$$t_c = 0{,}108 \cdot \frac{\sqrt[3]{A \cdot L}}{\sqrt{i_a}}$$

– Metodo S.C.S.:

$$t_c = 0{,}057 \cdot \frac{L^{0{,}8} \cdot (S+1)^{0{,}7}}{\sqrt{i_v}}$$

A queste si aggiungono altre due formule (*Kirpich*, 1940. *Bocchiola et al*.. 2003) con le quali è possibile valutare direttamente il tempo di ritardo:

– Kirpich:

$$t_{LAG} = 0{,}066 \cdot L^{0{,}77} \cdot i_v^{-0{,}385}$$

– Bocchiola:

$$t_{LAG} = 0{,}26 \cdot L^{0{,}82} \cdot i_v^{-0{,}2} \cdot (1+S)^{0{,}13}$$

Le espressioni riportate si basano sulle seguenti grandezze:

- area del bacino idrografico A [km^2];
- quota massima del bacino H_{max} [m s.l.m.];

- quota media del bacino H_{med} [m s.l.m.];
- quota della sezione di chiusura H_{min} [m s.l.m.];
- lunghezza dell'asta principale L [km];
- pendenza dell'asta principale i_a [m/m];
- pendenza media dei versanti i_v [m/m] o (Bocchiola) [%];
- massima capacità di ritenzione idrica del bacino S [-], valutata tramite l'espressione $S = 254\ (100/CN-1)$.

Si precisa che la lunghezza dell'asta principale è stata valutata dal punto più distante idraulicamente rispetto alla sezione di chiusura del bacino. La pendenza dell'asta principale è stata ottenuta identificando la pendenza della retta di compenso tracciata sopra a un grafico in cui si riporta il profilo longitudinale del corso d'acqua. La pendenza media dei versanti e le quote caratteristiche dei bacini sono state ottenute tramite l'interrogazione dei dati spaziali (DEM riportante le quote del terreno). La massima capacità di ritenzione idrica S del bacino è stata ottenuta applicando il metodo del Soil Conservation Service ai bacini nella condizione intermedia di umidità del suolo AMC-II.

Nella successiva *Tabella 5.3.10* sono riportati i valori del tempo di corrivazione t_c ottenuti applicando le formule precedenti ai bacini di interesse, mentre nella *Tabella 5.3.11* si riportano i tempi di ritardo t_{LAG} ottenuti.

La variabilità dei risultati ottenuti è molto ampia e tale da non permettere l'adozione semplificativa di un valore medio.

Un controllo sull'affidabilità dei risultati trovati è condotto ipotizzando una condizione di moto uniforme in un canale con una sezione che sia ritenuta rappresentativa per l'alveo fluviale in esame. I sopralluoghi svolti sul torrente e l'analisi dei rilievi a disposizione suggeriscono di adottare una sezione di forma rettangolare di larghezza media di circa 5 metri, ritenuta significativa per l'asta del torrente Banna all'altezza delle varie sezioni di chiusura riportate. Con queste ipotesi, considerando un livello idrico di circa 1 metro (che permetterebbe di mantenere un franco di circa 50 cm rispetto alle sponde), si ottiene un valore di velocità media v pari a

$$v = k_s \cdot R^{1/6} \cdot \sqrt{R \cdot i_f} = 2{,}11 m/s$$

in cui il coefficiente di Strickler k_s è stato assunto essere pari a 30 $m^{1/3}/s$, mentre il raggio idraulico R è stato ottenuto considerando una sezione pressoché rettangolare di 5 metri di larghezza per 1 metro di altezza. La pendenza del fondo i_f è stata assunta pari a circa 0.01 m/m, corrispondente all'1%, valore ritenuto rappresentativo dell'asta fluviale complessiva.

Tabella 5.3.10 - *Tempi di corrivazione t_c [ore] valutati per i bacini sottesi dalle sezioni di chiusura ritenute più significative al variare della metodologia proposta per il calcolo del tempo di corrivazione.*

	1 - Chiesa dei Martiri	2 - Monte scolmatore	3 - Monte cassa di Mathi	4 - Valle cassa di Mathi	5 - Caselle aeroporto	6 - Brandizzo
Giandotti	1.55	1.67	2.29	2.72	5.75	9.04
Pezzoli	0.94	0.94	1.45	2.20	10.01	21.82
Ventura	0.85	0.92	1.35	1.95	5.32	9.00
Pasini	0.98	1.04	1.55	2.28	7.37	13.58
S.C.S.	1.20	1.20	1.67	2.10	7.61	16.08
Kirpich	1.18	1.18	1.64	2.26	7.26	13.22
Bocchiola	2.12	2.47	2.79	3.28	8.45	14.96
Valore medio	1.26	1.34	1.82	2.40	7.40	13.96

Tabella 5.3.11 - *Tempi di ritardo t_{LAG} [ore] valutati per i bacini sottesi dalle sezioni di chiusura ritenute più significative al variare della metodologia proposta per il calcolo del tempo di corrivazione.*

	1 - Chiesa dei Martiri	2 - Monte scolmatore	3 - Monte cassa di Mathi	4 - Valle cassa di Mathi	5 - Caselle aeroporto	6 - Brandizzo
Giandotti	0.77	0.83	1.14	1.36	2.87	4.52
Pezzoli	0.47	0.47	0.73	1.10	5.01	10.91
Ventura	0.42	0.46	0.67	0.97	2.66	4.50
Pasini	0.49	0.52	0.78	1.14	3.69	6.79
S.C.S.	0.72	0.72	1.00	1.26	4.56	9.65
Kirpich	0.59	0.59	0.82	1.13	3.63	6.61
Bocchiola	1.06	1.23	1.39	1.64	4.23	7.48
Valore medio	0.65	0.69	0.93	1.23	3.81	7.21

Tabella 5.3.12 - *Velocità medie di percorrenza dell'asta fluviale v [m/s], stimate in base a caratteristiche medie delle sezioni, e corrispondenti tempi di corrivazione e di ritardo.*

	1 - Chiesa dei Martiri	2 - Monte scolmatore	3 - Monte cassa di Mathi	4 - Valle cassa di Mathi	5 - Caselle aeroporto	6 - Brandizzo
Velcoità media stimata v [m/s]	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Tempo di corrivazione tc [ore]	0.81	0.81	1.09	1.28	3.30	5.78
Tempo di ritardo t_{LAG} [ore]	0.40	0.40	0.54	0.64	1.65	2.89
Tempo di ritardo t_{LAG} [min]	24	24	33	38	99	173

I tempi di ritardo inseriti nel modello afflussi-deflussi sono riportati in *Tabella 5.3.13*. Si è scelto di adottare per i bacini posti a monte della sezione di chiusura identificata come 'Valle Cassa' i tempi di ritardo ricavati in base alle considerazioni sulla velocità media di percorrenza dell'asta fluviale. Per i bacini identificati come 'Caselle Aeroporto' e 'Brandizzo', invece, si è scelto di adottare i tempi di ritardo ricavati dall'applicazione della formula di Kirpich, che risultano diversi, e più elevati, rispetto a quanto ottenibile dalle considerazioni sulla velocità media. Tale scelta è stata fatta in quanto tale formula sembra essere un buon compromesso tra considerazioni sulla velocità media di percorrenza e la particolare geometria del bacino. Nell'espressione di Kirpich, infatti, si tiene conto solo della lunghezza dell'asta principale e della pendenza media dei versanti, ossia dei due parametri che maggiormente influenzano il tipo di risposta dei due bacini indicati, caratterizzati da una lunghezza dell'asta elevata e da pendenze medie dei versanti molto ridotte.

Tabella 5.3.13 – *Tempi di ritardo e di corrivazione adottati.*

	1 - Chiesa dei Martiri	2 - Monte scolmatore	3 - Monte cassa di Mathi	4 - Valle cassa di Mathi	5 - Caselle aeroporto	6 - Brandizzo
Tempo di corrivazione tc [ore]	0.81	0.81	1.09	1.28	7.26	13.22
Tempo di ritardo t_{LAG} [ore]	0.40	0.40	0.54	0.64	3.63	6.61
Tempo di ritardo t_{LAG} [min]	24	24	33	38	218	397

5.4 Valutazione dei volumi di piena per fissato periodo di ritorno

Ai fini della definizione dell'idrogramma di progetto è necessario conoscere la distribuzione di probabilità dei volumi di piena. È possibile legare i volumi transitanti in periodi di durata variabile alle portate al colmo, ricorrendo alla *curva di riduzione dei colmi di piena.* Tale curva risulta essere monotona decrescente e viene definita come:

$$\varepsilon_{D,T} = \frac{Q_{D,T}}{Q_T}.$$

Essa ha forma adimensionale ed esprime il rapporto intercorrente tra la massima portata media $Q_{D,T}$ transitante nella finestra temporale D, definita come:

$$Q_{D,T} = \max\left(\frac{1}{D}\int_{t-D/2}^{t+D/2} q(\tau)d\tau\right)$$

e la portata al colmo Q_T, entrambe valutate in base al periodo di ritorno *T*.

Dato che l'influenza del periodo di ritorno su $\varepsilon_{D,T}$, sotto opportune ipotesi sulle distribuzioni di frequenza delle portate (*Bacchi et al.*, 2000), può essere trascurata, è possibile fare riferimento a fattori di riduzione medi dei colmi di piena, espressi nella forma:

$$\varepsilon_D = \frac{\mu(Q_D)}{\mu(Q)}$$

per poi ottenere, noto il fattore di crescita K_T, la quantità cercata $Q_{D,T} = \varepsilon_D \cdot \mu(Q) \cdot K_T = \varepsilon_D \cdot Q_T$.

A partire da queste curve si può ricavare la distribuzione di probabilità dei volumi di piena, consistenti con gli idrogrammi calcolati, imponendo che il massimo volume sotteso dall'idrogramma per ogni intervallo di durata *D* sia pari a quello individuato dalla curva di riduzione moltiplicata per la massima portata media $Q_{D,T}$ transitante nella finestra temporale D:

$$V_{D,T} = D \cdot Q_T \cdot \varepsilon_D .$$

La disponibilità di una curva empirica, costruita a partire da dati misurati, è di fondamentale importanza qualora si vogliano tarare i parametri mediante i quali sono espresse le curve proposte in letteratura (si veda l'*Appendice B*). Purtroppo non sono state reperite curve empiriche per bacini confrontabili con il Torrente Banna. É disponibile solo la curva di riduzione dei colmi empirica relativa al vicino bacino della Stura di Lanzo chiuso a Lanzo, (*Villani*, 2001).

Le dimensioni molto diverse dei due bacini idrografici non consentono di stabilire una corrispondenza credibile tra le rispettive curve di riduzione. Pertanto, come accennato in precedenza, si rimanda la fase di stima dell'idrogramma di piena di progetto al modello afflussi – deflussi. Tuttavia, in *Appendice B*, si mostra come la curva di Lanzo possa essere usata per un riscontro sulla stima di t_{LAG} per le diverse sezioni di interesse sul Torrente Banna.

5.5 Applicazione del modello afflussi-deflussi

5.5.1 Descrizione del modello HEC-HMS

Il modello afflussi deflussi utilizzato è stato realizzato tramite il software HEC-HMS dell'USACE [http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms]. In particolare le perdite nel bacino e l'IUH sono stati schematizzati secondo quanto proposto nel metodo identificabile come SCS-CN (SCS Curve Number). Il metodo permette, tramite un'operazione di

convoluzione, di passare dalle piogge nette alle portate e quindi di ottenere, noto uno ietogramma misurato o di progetto, un corrispondente idrogramma di piena.

Per la costruzione del modello è quindi necessario determinare:

- alcune caratteristiche dei bacini (tempo di ritardo, area del bacino, valori dei CN per le diverse aree);
- gli ietogrammi di progetto.

Il modello afflussi-deflussi utilizzato, in particolare, risulta essere molto sensibile al tempo di ritardo assegnato al singolo bacino. In base alle considerazioni esposte nel *paragrafo 5.3.3,* si è deciso di adottare i tempi di ritardo riportati nella *Tabella 5.3.13*.

L'applicazione ha come obiettivo la costruzione degli idrogrammi di progetto in specifiche sezioni, trascurando la propagazione dell'onda di piena lungo l'asta fluviale. La metodologia di calcolo è stata così applicata indipendentemente ad ogni sottobacino individuato, senza considerare la posizione relativa degli stessi. Di questa si terrà conto solo nella parte dedicata alla simulazione idraulica.

Procedendo in questo modo ogni singolo bacino ha un comportamento di tipo autonomo rispetto agli altri e gli idrogrammi di uno non influenzano quelli generati in altre sezioni. Gli idrogrammi ottenuti sono successivamente inseriti nei modelli idraulici che descrivono il funzionamento della cassa di espansione e dello scolmatore.

5.5.2 Ietogrammi di progetto

La determinazione degli ietogrammi di progetto è stata fatta sulla base della loro congruenza con la curva di probabilità pluviometrica, ovvero la massima altezza di precipitazione di durata *d* dello ietogramma deve fornire lo stesso valore che si desume dalla C.P.P. Tale condizione si può realizzare con diverse forme di ietogramma. La scelta della forma è soggettiva e, in questo caso, legata agli effetti che può produrre sulle portate. Infatti, durante un evento di precipitazione una parte degli afflussi meteorici si infiltra nel suolo. Solo superata una certa altezza di precipitazione inizia lo scorrimento superficiale e, conseguentemente, la formazione dei deflussi. Adottare degli ietogrammi caratterizzati da un picco elevato all'inizio dell'evento significherebbe supporre che gran parte di questa precipitazione cada su un terreno ancora insaturo e quindi si infiltri, non contribuendo al deflusso. Al contrario, l'utilizzo di ietogrammi caratterizzati da un picco ritardato comporterebbe l'arrivo del picco di precipitazione a terreno ormai saturo, producendo portate maggiori anche se ugualmente probabili. Inoltre, studi condotti su bacini artificiali al fine della determinazione dell'effetto di laminazione (*Miotto et al*., 2006) hanno mostrato che idrogrammi con un picco molto ritardato determinano la condizione più gravosa per gli invasi per la laminazione delle piene.

Alla luce di quanto indicato si è così scelto di adottare degli ietogrammi di progetto di tipo triangolare caratterizzati da un andamento crescente e picco finale dei quali, in *Tabella 5.5.1*, si riportano i valori al picco dell'intensità, ottenuti in base alla relazione $I[t=d] = 2\ a\ d^{n-1}$. Poiché HEC-HMS accetta in ingresso delle altezze di precipitazione e non delle intensità, gli ietogrammi sono stati convertiti semplicemente moltiplicando il valore dell'intensità per il corrispondente passo temporale in cui è stato suddiviso lo ietogramma. In questo modo si ottengono dei valori incrementali di precipitazione, rappresentati come da *Figura 5.5.1*.

Gli ietogrammi proposti sono in accordo con le curve di possibilità pluviometriche relative ai diversi periodi di ritorno considerati (T = 50 e T = 200). Nello specifico si è considerato che le C.P.P. relative alla stazione di Lanzo riportate nel *paragrafo 4.2.1*, fossero utilizzabili per la determinazione degli ietogrammi critici per tutti i sottobacini considerati. Ciò in ragione della posizione del pluviometro di Lanzo, che è l'unico a trovarsi vicino alla testata del bacino. Incidentalmente, la C.P.P. di Lanzo è anche quella che, nel complesso, produce gli eventi più gravosi.

Il modello di infiltrazione SCS – CN non consente di determinare una durata critica della pioggia di progetto. Si sono pertanto usate durate comprese tra 1 e 24 ore.

***Tabella 5.5.1** – Massime intensità di pioggia per i diversi ietogrammi triangolari di progetto.*

	T = 50 anni	T = 100 anni	T = 200 anni
Durata dello ietogramma	Massima intensità di pioggia [mm/h]		
1 ora	118	131	144
3 ore	66	73	80
6 ore	46	50	55
12 ore	31	35	38
24 ore	22	24	26

5.5.3 Ricostruzione degli idrogrammi di progetto

L'applicazione del modello di trasformazione afflussi-deflussi mediante il software HEC-HMS ha permesso di ottenere gli idrogrammi di progetto riportati nell'*Allegato 6*. Nel seguito si riportano solo i risultati principali ottenuti, in termini di valore di portata al colmo, per diverse durate della precipitazione. Nell'immagine di *Figura 5.5.1* è riportato un esempio di quanto restituito graficamente dal software HEC-HMS. Nella parte superiore della finestra è riportato lo ietogramma inserito (in questo caso quello di periodo di ritorno di 50 anni e durata 3 ore); la parte in blu di forma triangolare rappresenta l'andamento nel tempo dell'altezza cumulata di precipitazione, mentre in rosso, nello stesso diagramma, è evidenziata la quota parte di precipitazione che si infiltra nel suolo e che non concorre alla formazione della piena. Nella

parte inferiore dell'immagine è visibile l'idrogramma ottenuto mediante convoluzione della pioggia netta con l'IUH SCS.

Le simulazioni sono state condotte utilizzando ietogrammi corrispondenti a 2 periodi di ritorno (50 e 200 anni). I valori di portata al colmo ottenuti con le modellazioni sono riportati nella successive *Tabelle 5.5.2* e *5.5.3*. Questi producono approssimativamente piene caratterizzate dagli stessi periodi di ritorno. Per quanto visto nella sezione precedente, eventi occorsi nel recente passato forniscono una concreta misura dell'intensità dei fenomeni corrispondenti a T = 200, sulla quale sono attestate le misure di protezione secondo il Piano di Assetto Idrogeologico del Po.

Le elaborazioni svolte mediante trasformazione afflussi-deflussi consentono di effettuare un riscontro sulle valutazioni probabilistiche delle portate al picco di piena di cui al *paragrafo 5.3*. Con riferimento a quelle valutazioni è interessante constatare come i due metodi di analisi regionale considerati abbiano fornito risultati molto vicini tra loro, pur a fronte di approcci completamente diversi. L'applicazione del modello HEC-HMS consente di definire con ulteriore confidenza i valori finali assunti per le portate, ed anche gli idrogrammi, di progetto. Infatti, dal momento che, almeno a monte di Mathi, le portate al colmo di progetto ottenute con il modello HEC-HMS sono molto simili ai valori ottenuti con i metodi probabilistici, le prime possono essere ragionevolmente assunte come stime finali, con il vantaggio di risultare automaticamente congruenti con i volumi di piena degli idrogrammi calcolati con lo stesso modello HEC.

La conformazione morfologica dei bacini della zona di pianura giustifica invece le notevoli differenze che si ritrovano tra i valori ottenuti con i metodi di analisi regionale e quelli risultanti dall'applicazione del metodo HEC-HMS. Per quanto detto in precedenza riguardo all'attendibilità delle stime regionali, a maggior ragione in queste sezioni sono assunti quali valori di picco di progetto quelli ottenuti con la simulazione afflussi-deflussi. Come si nota dalle *Tabelle 5.5.2* e *5.5.3* questi valori vengono raggiunti per elevate durate delle precipitazioni. Non essendo stato attivato nel modello il meccanismo della propagazione della piena, brevi durate di precipitazione producono nei bacini di valle valori poco verosimili di portata al colmo, nettamente inferiori di quelli calcolati a monte. Nelle tabelle e negli allegati non è stato quindi riportato lo schema di simulazione per precipitazioni di breve durata per i bacini 5 e 6.

La *Tabella 5.5.4* riporta i valori definitivi delle portate stimate al colmo di piena per T=50 e T=200 per le sei sezioni considerate. Rimane l'avvertenza che i valori relativi alle sezioni 5 e 6 sono puramente indicativi e non sono utilizzati in alcuna delle valutazioni quantitative effettuate in questo lavoro.

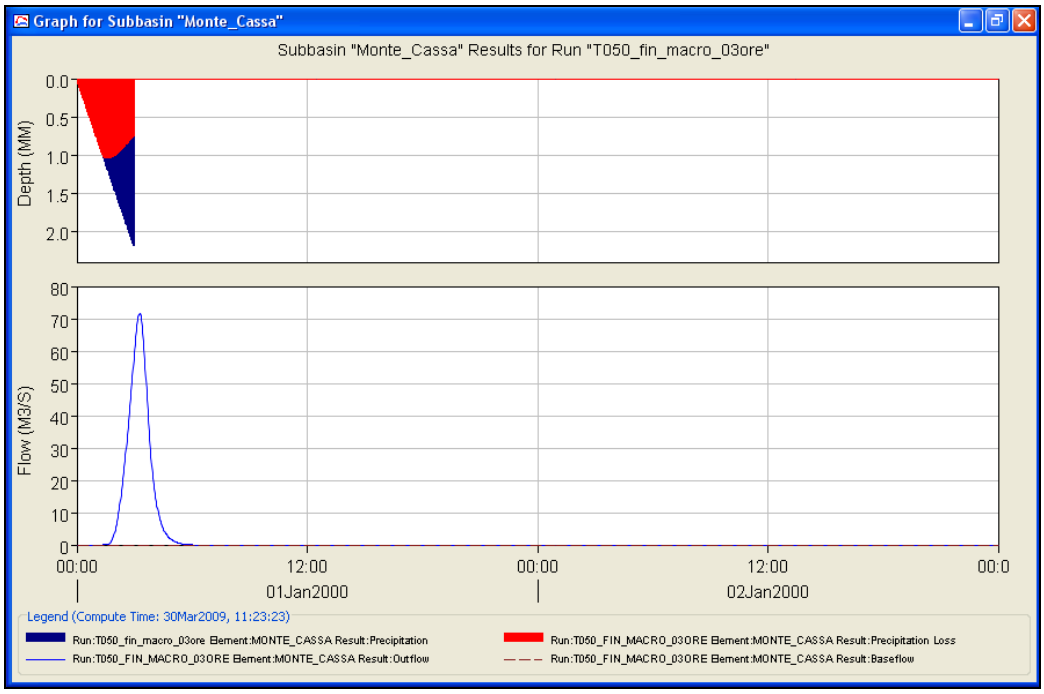


Figura 5.5.1 *- Esempio di applicazione del software HEC-HMS ad un bacino: nella parte superiore sono rappresentate le altezze di pioggia, mentre nella parte sottostante è riportato l'idrogramma risultante.*

Tabella 5.5.2 – *Risultati dell'applicazione del modello afflussi-deflussi al variare della durata della precipitazione per un periodo di ritorno T= 50 anni.*

Portata al picco	1 - Chiesa dei Martiri	2 - Monte scolmatore	3 - Monte cassa di Mathi	4 - Valle cassa di Mathi	5 - Caselle Aeroporto	6 - Brandizzo
	Portata [m^3/s]					
d = 1 ora	26.9	32.2	31.1	32.5	-	-
	Portata [m^3/s]					
d = 3 ore	47.3	56.2	71.7	82.0	-	-
	Portata [m^3/s]					
d = 6 ore	45.0	53.3	76.6	90.8	-	-
	Portata [m^3/s]					
d = 12 ore	36.9	43.6	66.2	80.2	105.0	122.1
	Portata [m^3/s]					
d = 24 ore	28.0	33.1	51.5	63.1	114.3	163.3

Tabella 5.5.3 – *Risultati dell'applicazione del modello afflussi-deflussi al variare della durata della precipitazione per un periodo di ritorno T= 200 anni.*

Portata al picco	1 - Chiesa dei Martiri	2 - Monte scolmatore	3 - Monte cassa di Mathi	4 - Valle cassa di Mathi	5 - Caselle Aeroporto	6 - Brandizzo
	Portata [m^3/s]					
d = 1 ora	54.9	65.5	66.3	72.1	-	-
	Portata [m^3/s]					
d = 3 ore	71.7	85.1	111.5	129.5	-	-
	Portata [m^3/s]					
d = 6 ore	61.4	72.7	105.8	126.8	-	-
	Portata [m^3/s]					
d = 12 ore	46.9	55.5	84.7	103.2	142.8	169.9
	Portata [m^3/s]					
d = 24 ore	35.0	41.4	64.6	79.4	148.3	215.8

Tabella 5.5.4 –*Valori definitivi delle portate stimate al colmo di piena per T=50 e T=200 per le sei sezioni considerate.*

Portata al picco	1 - Chiesa dei Martiri	2 - Monte scolmatore	3 - Monte cassa di Mathi	4 - Valle cassa di Mathi	5 - Caselle Aeroporto	6 - Brandizzo
	Portata [m^3/s]					
T = 50	47.3	56.2	76.6	90.8	114.3	163.3
	Portata [m^3/s]					
T = 200	71.7	85.1	111.5	129.5	148.3	215.8

5.5.4 Ricostruzione di idrogrammi dai pluviogrammi degli eventi storici significativi

Il modello afflussi-deflussi è stato applicato anche per ricostruire gli effetti degli eventi meteorici che hanno portato alle situazioni alluvionali del 1994 e del 2000 Per i quali non si dispone di dati o di stime relativamente alle portate verificatesi. In entrambi i casi lo ietogramma registrato alla stazione pluviometrica di Lanzo è stato riprodotto in modo uniformemente distribuito su tutto il bacino.

Si è, inoltre, effettuata una terza simulazione basata sull'ipotesi che l'evento meteorico del 2008 che ha interessato l'area comunale di Caselle, fosse localizzato sulla testa del bacino, I risultati, riportati in *Tabella 5.5.5*, vanno confrontati con i valori di portata al colmo risultanti dall'analisi probabilistica regionale e dall'applicazione del modello afflussi-deflussi. Dall'osservazione della *Figura 5.5.2* si rileva come l'evento pluviometrico registrato a Lanzo nel 1994 presenti elevati periodi di ritorno solo per durate superiori alle 6 ore, il che indica che solo per le due sezioni di Caselle e Brandizzo le ipotetiche portate prodotte da tale evento possano essere confrontate con quelle di progetto per T=200 anni. Mettendo a paragone le portate ipoteticamente prodotte dall'evento del 1994 con quelle di progetto per T = 200 per le due sezioni più a valle si può riscontrare in effetti una forte analogia. Se ne ricava che per l'evento di 24 ore del 1994, già giudicato nel cap. precedente come evento caratterizzato da piogge con T = 200, lo stesso T si può attribuire anche alle portate ricostruite. Va comunque sottolineato che in entrambi i casi (evento 1994 e caso di progetto) si sta parlando di portate naturali, nel senso che sono quelle che si sarebbero prodotte (o potrebbero prodursi in futuro) nelle sezioni di valle se non vi fossero esondazioni a monte, cosa che certamente non corrisponde al caso del corso d'acqua in questione.

Di importanza senza dubbio inferiore è stato, per il torrente Banna, l'evento del 2000. In quel caso, tuttavia, si sarebbero comunque avuti problemi a partire da Balangero in caso di mancanza dello scolmatore a monte.

Di carattere ancora diverso è stato l'evento pluviometrico registrato a Caselle nel Settembre 2008. L'evento ha avuto carattere convettivo, con intensità molto forti per breve durata e limitata estensione spaziale (circa 20 Km^2). Per questo motivo è stato ipotizzato di ricollocare l'evento in un'area che include la testata del bacino, dove i tempi di concentrazione delle portate sono dello stesso ordine di grandezza della durata della fase più intensa dell'evento. I risultati della ricostruzione della portata con il modello afflussi- deflussi mostrano come le portate ipotizzabili nelle sezioni di monte siano notevolmente più alte di quelle stimate per la condizione di progetto T = 200 anni, cosa intuibile visti i periodi di ritorno delle precipitazioni.

I due eventi del 2004 e 2008 possono considerarsi paradigmatici nei riguardi degli effetti possibili nelle zone di monte ed in quelle di valle del bacino del Banna - Bendola. Essi confermano la necessità di considerare periodi di ritorno non inferiori a 200 anni per le piene di progetto, onde riferire gli obiettivi di protezione del territorio anche a casi concreti osservati in anni recenti.

Tabella 5.5.5 – *Risultati dell'applicazione del modello afflussi-deflussi considerando in ingresso le precipitazioni registrate durante gli eventi del 1994. del 2000 e del 2008.*

Portata al picco	1 - Chiesa dei Martiri	2 - Monte scolmatore	3 - Monte cassa di Mathi	4 - Valle cassa di Mathi	5 - Caselle Aeroporto	6 - Brandizzo
Evento del novembre 1994	33.9	39.9	60.6	71.9	145.9	225.7
Evento dell'ottobre 2000	49.6	49.5	67.8	76.0	60.8	84.8
Evento del settembre 2008	78.4	92.3	127.7	149.1	187.3	232.6

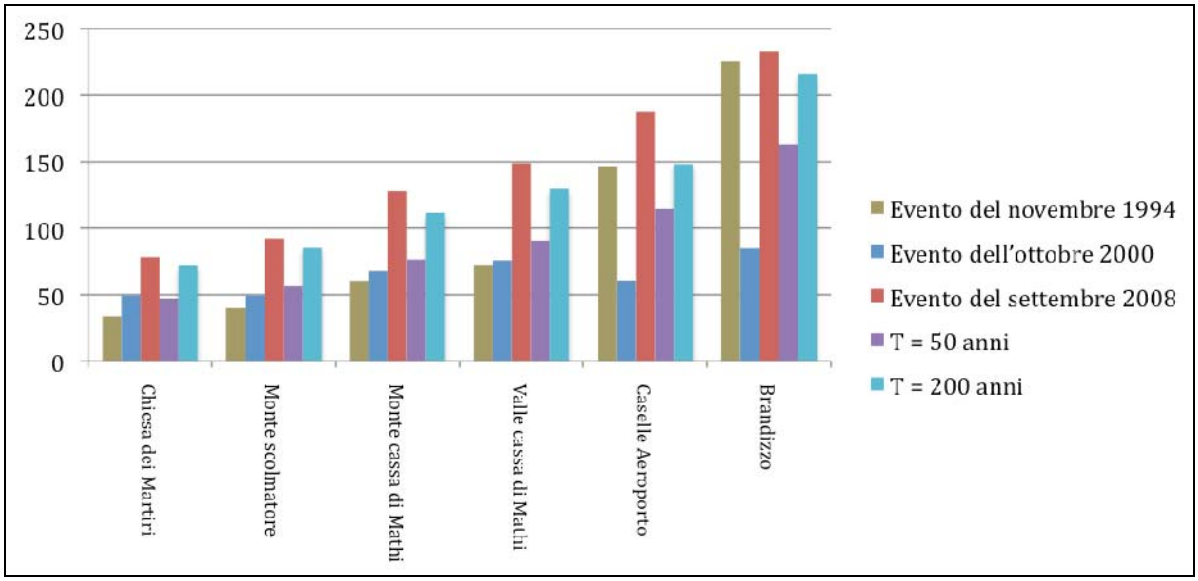


Figura 5.5.2 *- Confronto tra i risultati delle simulazioni condotte, al variare del periodo di ritorno e dell'evento di piena simulato.*

Una visione d'insieme delle valutazioni appena discusse è possibile con la rappresentazione presentata in *Figura 5.5.3*.

Nella figura, valori di portata ricavati dal modello idrologico di trasformazione afflussi-deflussi sono riportati in funzione dell'ascissa curvilinea del corso d'acqua e collocati in corrispondenza della progressiva relativa ad ogni sezione. I valori di portata sono stati uniti con segmenti per dare una idea di larga massima di come le portate di picco possano tendenzialmente crescere da monte verso valle. In realtà, anche se il corso d'acqua avesse la capacità di contenimento delle suddette portate, la curva risultante dovrebbe essere calcolata punto per punto. Si ricorda inoltre, che i valori a valle di Mathi sono ottenuti in via molto semplificata, date le approssimazioni usate nel trattare la parte di pianura del bacino, caratterizzata da pendenze molto piccole.

Tutto ciò premesso, si può notare in *Figura 5.5.3* che i punti relativi alle portate calcolate con l'onda di progetto per T=200 si posizionano vicinissimi a quelli ottenuti attraverso il calcolo degli idrogrammi di piena derivati dalle precipitazioni misurate nel novembre 1994.

In *Figura 5.5.3* si notano, a valle di Mathi, parti delle curve riportate in tratteggio. Questo sta ad indicare portate tendenzialmente simili a quelle calcolate a Mathi ma non ottenibili in modo realistico con il modello di trasformazione HEC-HMS. Tale condizione si applica agli eventi brevi ed intensi, per i quali il modello propone una forte attenuazione delle portate verso valle che trascura la componente di laminazione idraulica dell'onda di piena. Va precisato che nelle sezioni di pianura i valori, seppure tendenziali, delle stime di portata derivanti da eventi brevi ed intensi risultano sempre inferiori a quelli ottenuti con la simulazione di eventi di durata superiore alle 12 ore. Ciò rende sostanzialmente inutile soffermarsi oltre sulle parti di curve riportate in tratteggio.

Si rileva, infine, quale avrebbe potuto essere la gravità dell'evento del 2008 se il centro di scroscio si fosse trovato sulla testata del bacino.

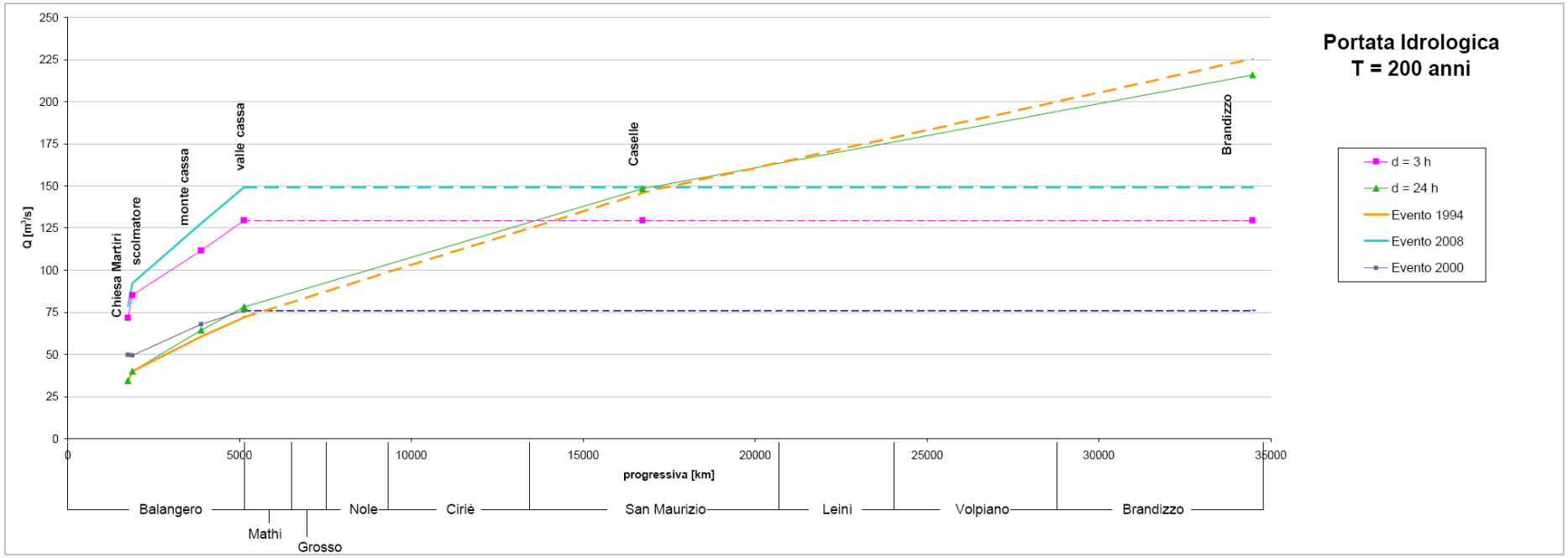


Figura 5.5.3 *- Rappresentazione dei valori di portata ricavati dal modello idrologico di trasformazione afflussi – deflussi.*

Parte III

Valutazione del funzionamento del nodo idraulico di Balangero - Mathi

6 Il nodo scolmatore di Balangero

6.1 Premessa

In questo capitolo si analizza il funzionamento del nodo idraulico di Balangero - Mathi. Per semplificare la trattazione si scompone il nodo idraulico nei suoi principali elementi costitutivi:

a) L'asta del Banna a monte del canale scolmatore
b) L'opera di presa del canale scolmatore
c) Il canale scolmatore
d) La cassa di espansione

Una schematizzazione del nodo idraulico è presentata in *Figura 6.1.1*. Ogni elemento idraulico del sistema verrà qui di seguito analizzato al fine di ottenere una corretta valutazione del relativo funzionamento idraulico.

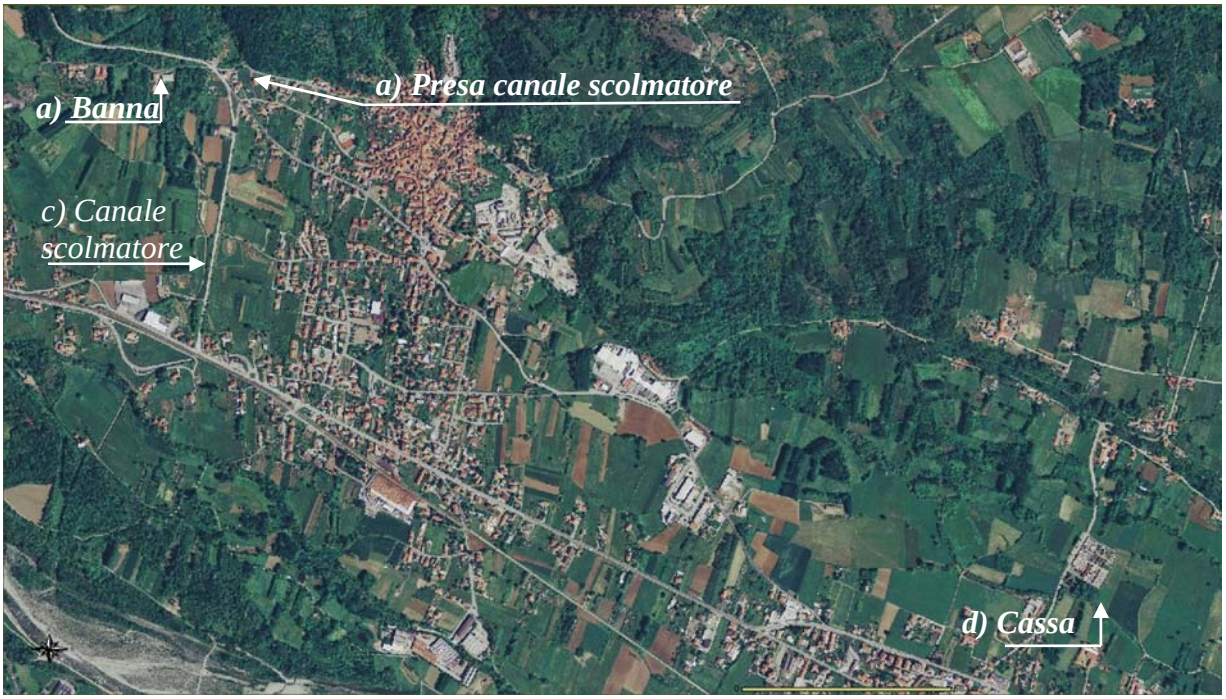


Figura 6.1.1 *- Il nodo idraulico di Balangero-Mathi.*

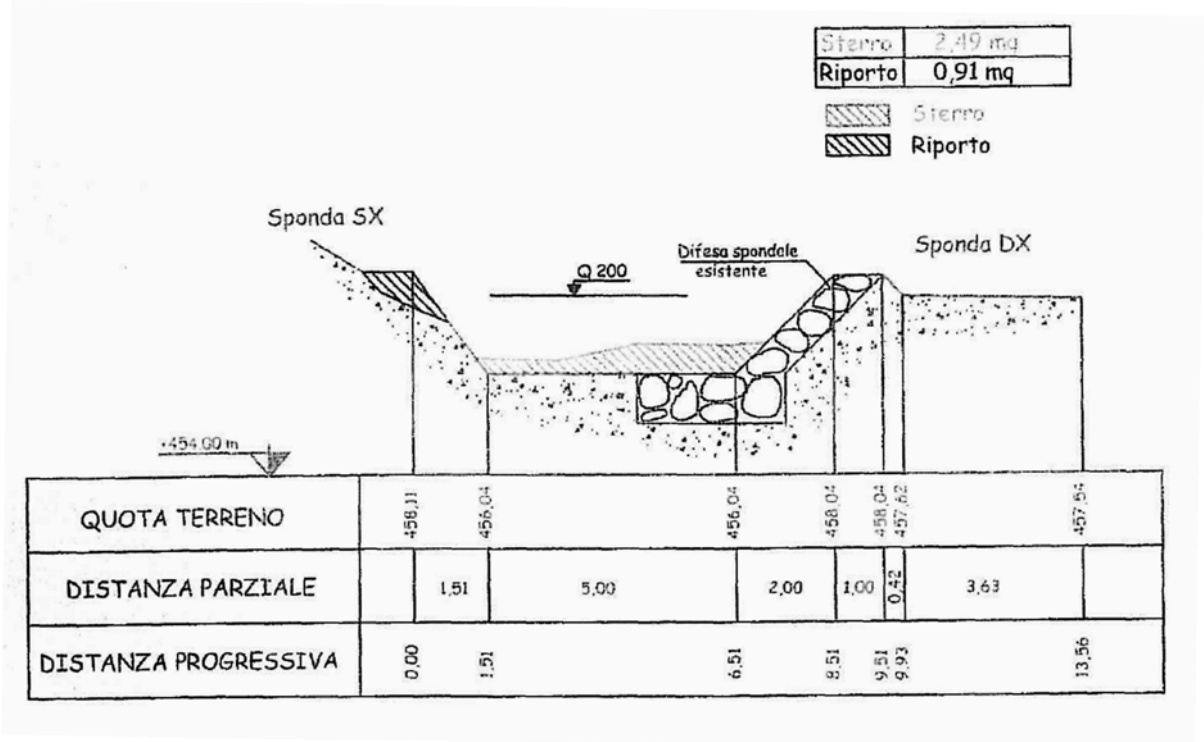
6.2 Elementi idraulici significativi per il sistema

6.2.1 Asta fluviale a monte dell'opera di presa dello scolmatore

Lo studio del funzionamento del nodo Scolmatore-Cassa di espansione deve essere eseguito tenendo in debito conto le capacità di invaso e trasporto del torrente Banna lungo tutto il suo corso pedemontano. In particolare ci si occuperà qui di chiarire le capacità di trasporto del Banna tra la Chiesa delle Madonna dei Martiri e la presa del canale scolmatore. Ciò permetterà di comprendere se la portata del bacino a monte dello scolmatore è da ritenersi completamente scolmabile dall'opera di presa o, come evidenziato nella relazione '*Canale scolmatore, Torrente Banna – Bendola'*, una sua quota parte debba essere considerata come scolmata direttamente dal Banna a monte del canale scolmatore. Infatti, ad una prima analisi l'alveo del torrente Banna a monte dello scolmatore non sembrerebbe in grado di trasportare grandi portate liquide.

Eseguendo delle verifiche in moto permanente nelle condizioni di risagomatura dell'alveo previste in seguito ai lavori di sistemazione in corso di esecuzione (v. *Appendice A*), si riscontra, per la zona che va dalla confluenza del Banna con il Rio Cochetto alla presa dello scolmatore, il seguente comportamento:

- Portate inferiori a 50 m^3/s restano all'interno dell'alveo;
- Portate pari a 50 m^3/s causano esondazioni in un numero limitato di punti, in particolare nella zona immediatamente a monte e a valle della Chiesa dei Martiri, zona già soggetta ad esondazioni durante l'alluvione del 1994. Due sezioni sono mostrate, a titolo di esempio nelle *Figure 6.2.1* e *6.2.2*;
- Portate maggiori di 50 m^3/s causano esondazioni più estese tra la chiesa dei Martiri e l'opera di presa dello scolmatore (*Figura 6.2.3*).



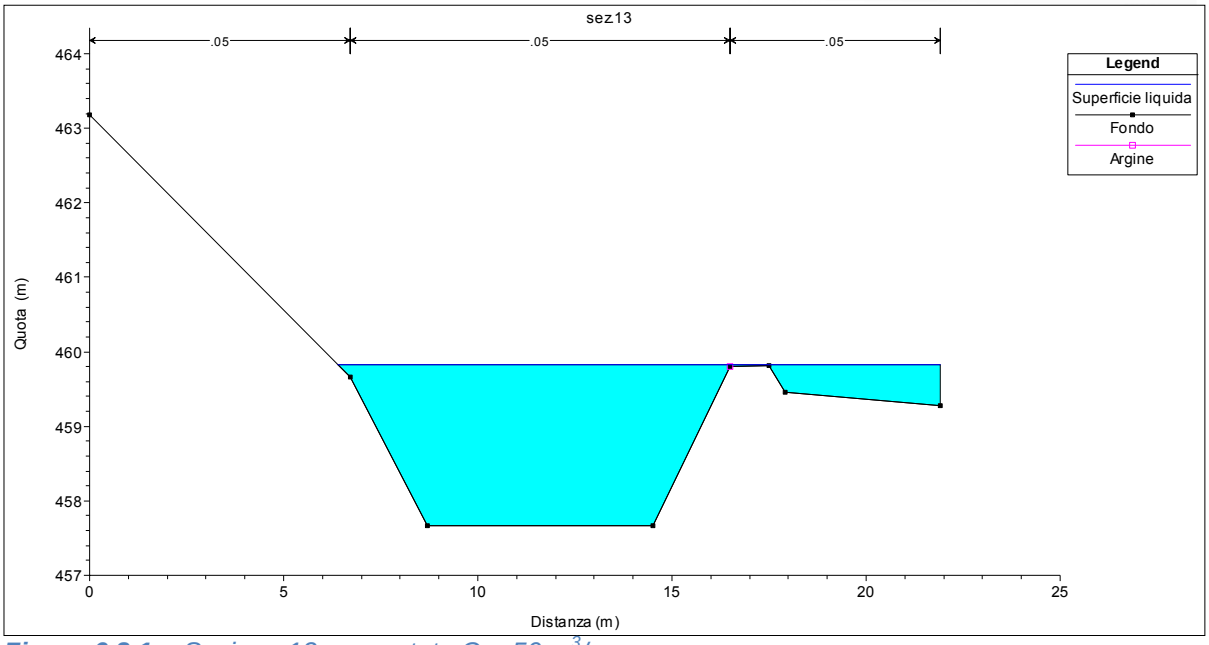
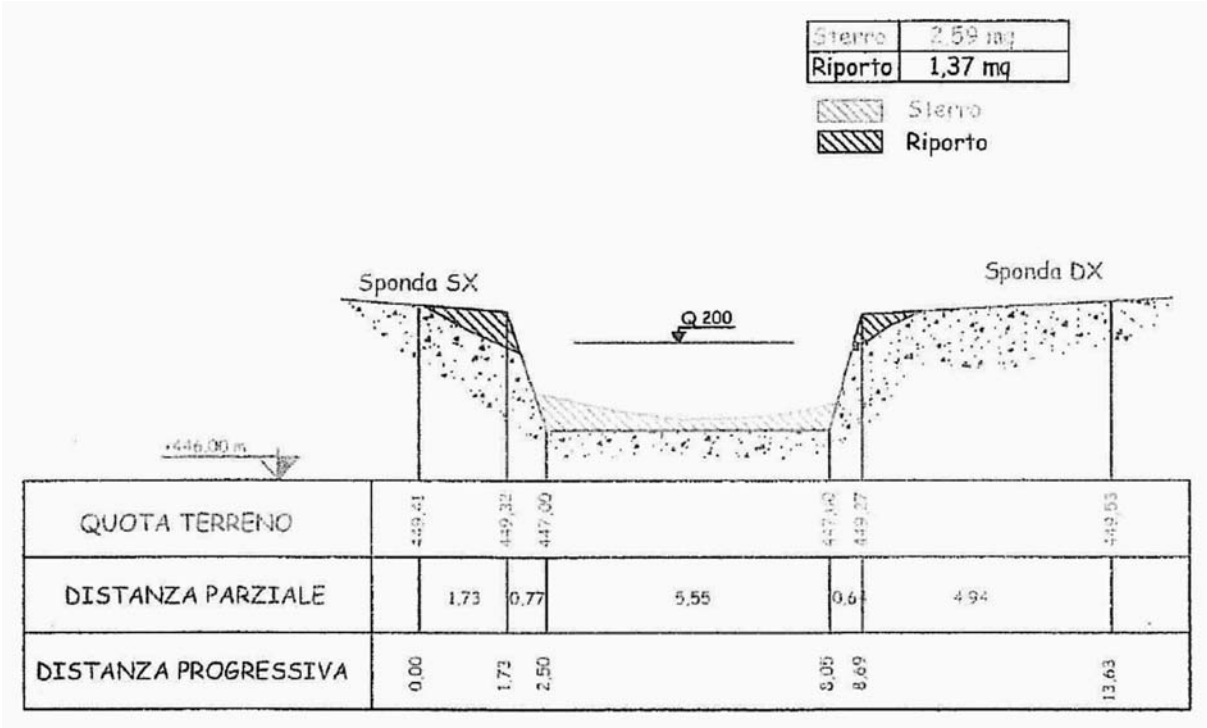


Figura 6.2.1 - Sezione 13 per portata Q = 50 m^3/s.



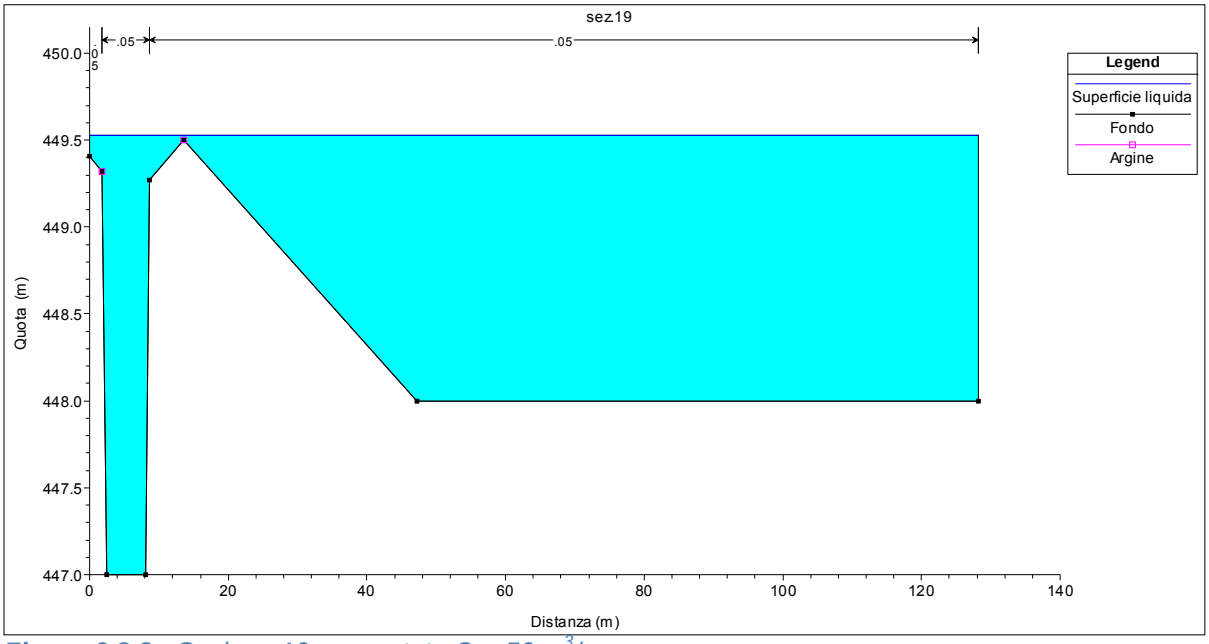


Figura 6.2.2 *- Sezione 19 per portata Q = 50 m³/s.*

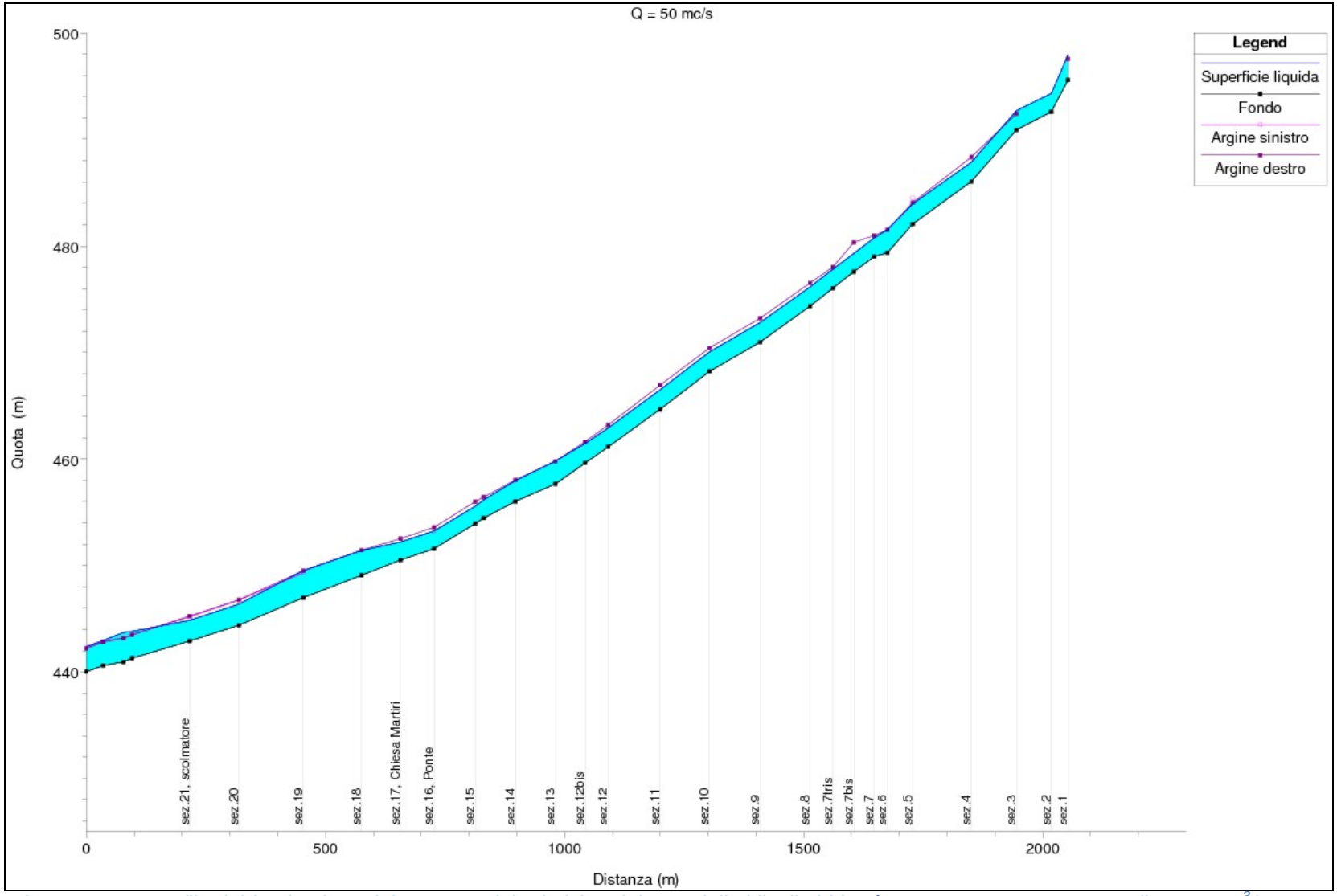


Figura 6.2.3 *- Profilo del fondo alveo del Banna e dei relativi argini spondali. Il livello idrico è mostrato per una portata di Q = 50 m^3/s*

6.2.2 Lo scolmatore

Lo scolmatore posto a monte del comune di Balangero riveste un ruolo fondamentale nella riduzione del rischio alluvionale negli abitati a valle dello stesso. E' quindi necessario che le portate che dal torrente Banna vengono deviate verso la Stura di Lanzo siano determinate con grande accuratezza, al fine di valutare gli effetti dell'opera di presa sia sul territorio lungo l'asta del Banna-Bendola che di quello lungo il canale scolmatore stesso.

Il nodo idraulico dello scolmatore è descritto in dettaglio nell'*Appendice A*. In *Figura 6.2.4* si richiamano sinteticamente le componenti del nodo: il tratto fluviale a valle della chiesa dei Martiri, l'opera di presa ed il canale scolmatore. In questa sezione si vuole concentrare l'attenzione sulle problematiche legate alle potenzialità di riduzione della portata del torrente Banna sotto vari scenari di funzionamento dello scolmatore. In pratica si cercherà di ottenere delle semplici relazioni che leghino le portate in ingresso al nodo (Q_e) con quelle derivate nel canale scolmatore (Q_D) e, conseguentemente, quelle che restano nel torrente Banna (Q_R).

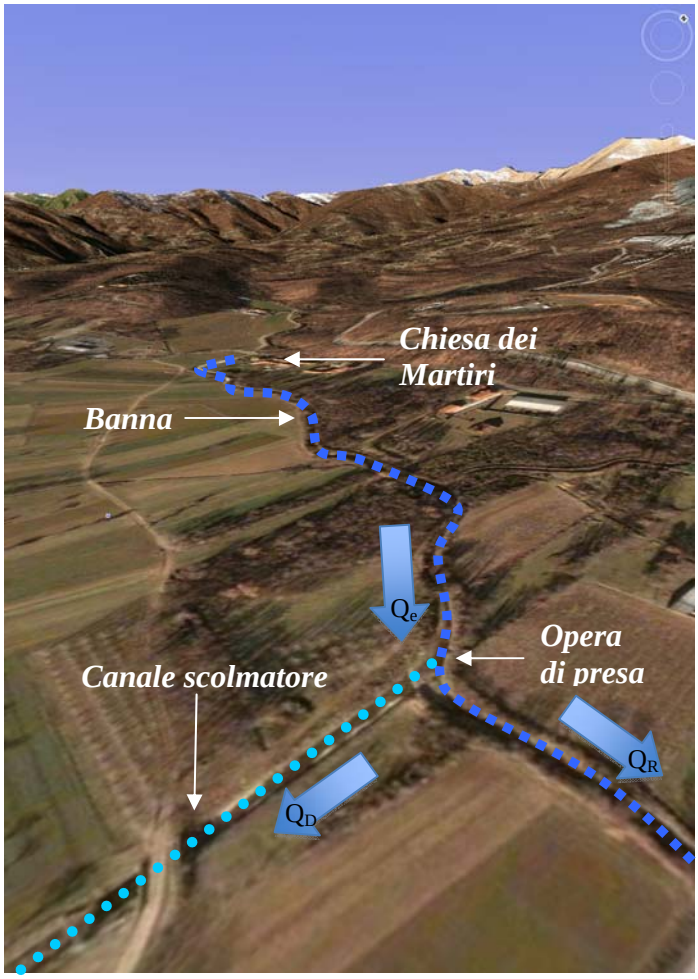


Figura 6.2.4 *- Descrizione qualitativa del nodo scolmatore e delle sue componenti principali: il tratto di Banna a valle della chiesa dei Martiri, l'opera di presa ed il canale scolmatore. Le portate in ingresso al nodo, quelle derivate nel canale scolmatore e quelle residue nel torrente Banna sono anche schematicamente indicate.*

Al fine di analizzare il comportamento dell'opera di presa e la sua efficienza nello sfiorare una quota parte delle portate del Banna, verranno fatte in questo capitolo alcune ipotesi di

funzionamento che possono essere riassunte in ipotesi di manutenzione ed ipotesi di tipo idraulico.

Ipotesi di manutenzione

1) Condizioni di progetto: l'opera funziona esattamente nella configurazione geometrica progettata.
2) Condizioni d'esercizio: l'opera di presa è parzialmente o totalmente interrita e la sua funzionalità è alterata rispetto a quella di progetto.

Si è qui voluto evidenziare come l'opera di presa del canale scolmatore si trovi nella sezione di chiusura di un bacino che, seppur di ridotte dimensioni, presenta spiccate caratteristiche pedemontane. Il torrente Banna, alla sezione di chiusura di detto bacino, presenta un fondo alveo costituito da ciottolame di modesta pezzatura (2-10 cm). Durante gli eventi di pioggia anche di modesta entità (T = 2-5 anni) il torrente Banna è in grado di movimentare quantità non trascurabili di materiale solido. Questo tipico fenomeno, sebbene non presenti caratteristiche di particolare gravosità, ha un impatto molto negativo sulla regolare funzionalità dell'opera di presa dello scolmatore. In particolare, il fondo rigido dell'opera viene periodicamente ricoperto da uno strato consistente di materiale solido. Ciò comporta che anche in condizioni di morbida una quota parte delle portate viene deviata dal Banna verso la Stura di Lanzo. Inoltre, in condizioni di portate di tipo alluvionale il canale scolmatore riceve quantità d'acqua molto maggiori rispetto a quelle previste in progetto.

Questo fenomeno è stato indagato durante lo svolgimento del progetto. Qui di seguito si riportano, a scopo di indagine qualitativa, le due condizioni di funzionamento regolare (*Figure 6.2.5* e *6.2.7*) e di funzionamento con opera di presa colmata dal materiale solido trasportato dal Banna (*Figure 6.2.6* e *6.2.6*).

Figura 6.2.5 - *L'opera di presa nel mese di Marzo 2008. L'opera è quasi del tutto libera dai sedimenti.*

Figura 6.2.6 - *L'opera di presa dello scolmatore di Balangero nel mese di Settembre 2008. Si noti come il gradino dello sfioratore laterale sia completamente annullato dal materiale solido che si è accumulato nel torrente Banna. la differenza con le condizioni di marzo è evidente. In soli sei mesi la presa si è completamente interrita.*

Figura 6.2.7 *- L'opera di presa dello scolmatore durante l'evento meteorologico di Maggio 2008 (1.2 m^3/s). Nonostante l'evento meteo fosse più gravoso la portata sfiorata è, come da progetto, scarsa.*

Figura 6.2.8 - *L'opera di presa dello scolmatore durante l'evento meteorologico di Dicembre 2008 (Q_{max}= 0.8 m^3/s).Nonostante l'evento non fosse particolarmente gravoso, si è verificato che più della metà della portata presente nel torrente Banna è deviata nel canale scolmatore.*

Ipotesi idrauliche

a) Sfioratore laterale: l'opera di presa funziona come un regolare sfioratore laterale.

b) Opera diversiva: la presa è assimilata ad un diversore e modellata con una *junction*.

L'analisi del funzionamento della presa dello scolmatore è stata fatta utilizzando due ipotesi di funzionamento idraulico. Si è ritenuto di dover sondare tutte le possibili tipologie di funzionamento a causa della struttura atipica della presa del canale scolmatore. Infatti, a causa della posizione della presa sul torrente Banna, della ridottissima altezza della soglia laterale e delle condizioni idrauliche del torrente, non è possibile assimilare il funzionamento della presa stessa né a quello di uno sfioratore laterale né a quello di un semplice diversivo. L'approccio più rigoroso sarebbe quello di verificare il funzionamento dell'opera per mezzo di un modello fisico (in scala non inferiore a 1:10). Tale approccio non è stato però previsto in fase di progetto. Si è tuttavia deciso di condurre delle accurate simulazioni numeriche che tenessero in conto tutti i possibili meccanismi idraulici che guidano il moto. Questi meccanismi, e le portate che ne conseguono, sono stati studiati mediante l'utilizzo del codice di calcolo HEC-RAS.

Le quattro ipotesi, idrauliche e di manutenzione, sono qui di seguito sviluppate e dettagliatamente esemplificate.

I. CONDIZIONI DI PROGETTO + SFIORATORE LATERALE:

Come precedentemente ricordato, la soglia del canale scolmatore è caratterizzata dalle dimensioni riportate in *Tabella 6.2.1*:

***Tabella 6.2.1** – Dimensioni della soglia dello scolmatore.*

Lunghezza	L = 10 m
Larghezza	b = 1 m
Ampiezza savanella	a = 1 m
Altezza della soglia sul fondo	c = 0.4 m
Altezza della savanella sul fondo	c_s = 0.2 m
Altezza delle sponde	hs = 2.2 m

Il software Hec-Ras calcola la portata derivata da uno stramazzo come:

$$Q = CLH^{3/2}$$

dove:

- *L* = lunghezza della soglia;
- *H* = carico totale;
- *C* = coefficiente di efflusso, che serve a modellare i diversi tipi di stramazzo.

Con le caratteristiche del corso d'acqua in oggetto, si è calcolato (vedi *Appendice C*) un valore del coefficiente C pari a 1.4.

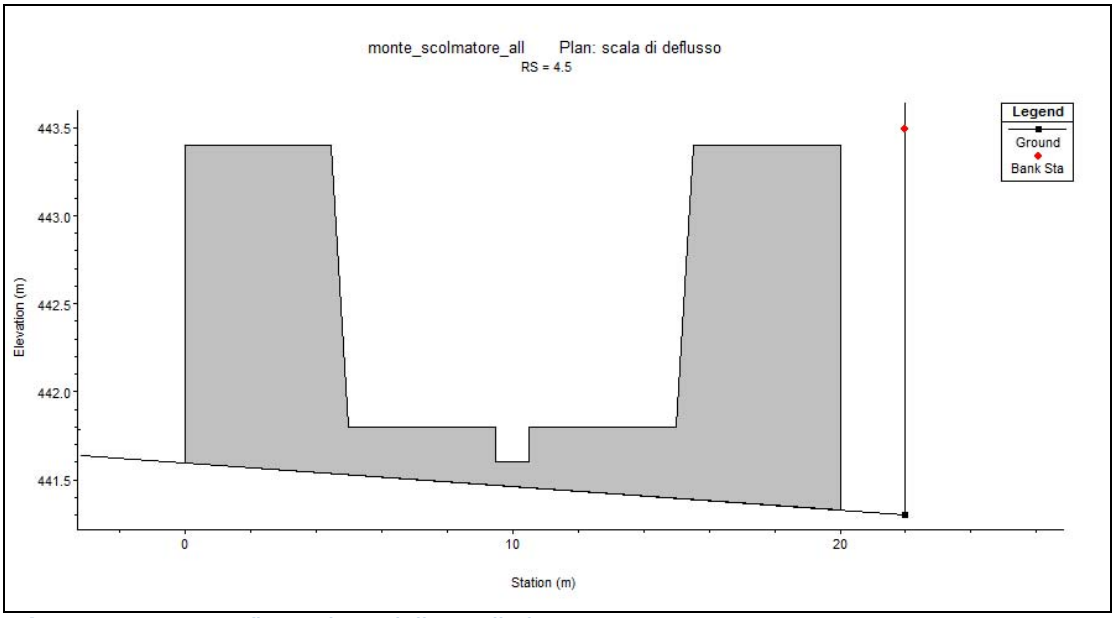


Figura 6.2.9 *-. Configurazione della soglia in Hec-Ras.*

In *Figura 6.2.10* si pongono a confronto i risultati ottenuti nei diversi casi sopra esposti.

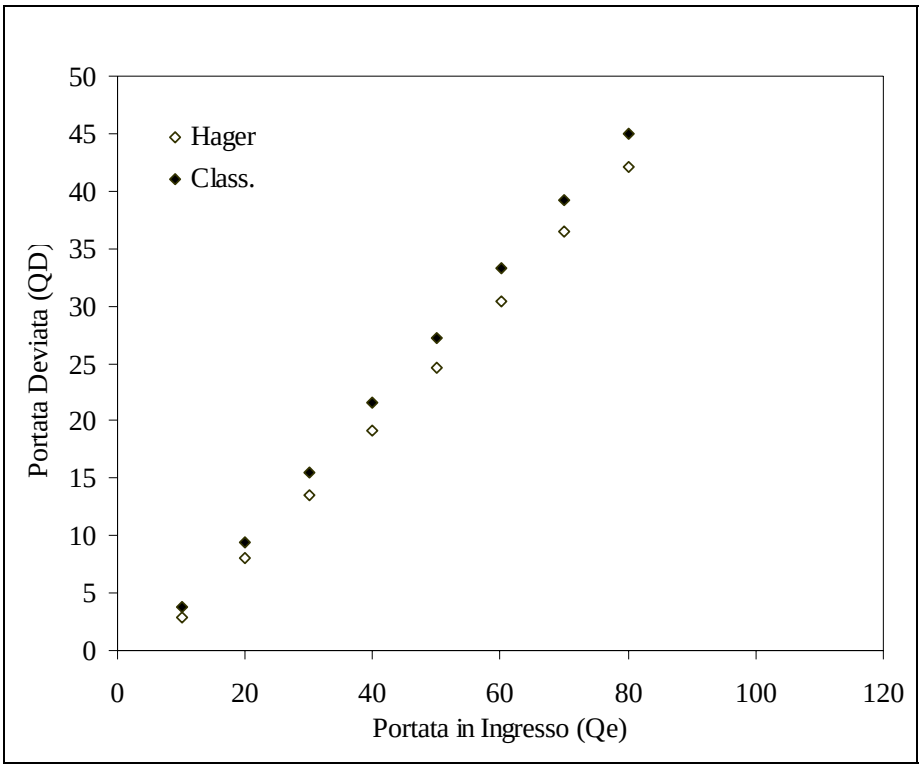


Figura 6.2.10 *- Portate in ingresso al nodo scolmatore e portate derivate nelle ipotesi 1a e con l'approccio Classico e di Hager.*

Tabella 6.2.2 - Scale di deflusso della soglia mod. 1a.

Soglia manutenuta		
Q_{Banna} [m^3/s]	Q scolmata [m^3/s]	
	equazione standard	equazione di Hager
10	2.28	1.63
20	7.57	6.08
30	13.13	11.26
40	18.8	16.69
50	24.78	22.15
60	30.4	27.56
70	36.08	33.09
80	41.67	37.82

II. CONDIZIONI DI PROGETTO + OPERA DIVERSIVA:

Il funzionamento dell'opera di presa come diversivo può essere simulato in HEC-RAS attraverso l'utilizzo di una *junction*. La junction è sostanzialmente un punto in cui due o più corsi d'acqua si uniscono oppure si dipartono. In Hec-Ras, i dati richiesti per la risoluzione di un problema di questo tipo, ovvero il calcolo del profilo della superficie libera lungo la junction, sono la distanza di ogni corso dalla junction e l'angolo con cui essi incidono. In *Figura 6.2.11* è presentato il modello della junction utilizzato in HEC-RAS e la visione satellitare della presa del canale scolmatore. Si nota come la presa, il Banna ed il canale assomigliano molto più ad una junction che ad uno sfioratore laterale.

Figura 6.2.11 - Il modello di Junction in Hec-Ras.e la biforcazione del canale scolmatore.

In Hec-Ras una junction può essere modellizzata tramite o un *bilancio dell'energia* o un *bilancio della quantità di moto*. Il primo di questi bilanci non tiene conto degli angoli con cui i corsi si incontrano, cosa che invece fa l'equazione della quantità di moto. Molto spesso,

però, la quantità di energia persa a causa dell'angolo di incidenza non è significativa, e usare l'equazione dell'energia consente comunque di ottenere dei buoni risultati. Maggiori dettagli sulla metodologia adottata sono riportati in *Appendice C*.

Qui di seguito si riportano solamente i risultati finali delle simulazioni effettuate utilizzando lo scolmatore nelle sue condizioni di progetto e vari tipologie di soluzioni numeriche della junction. I risultati ottenuti sono riportati in *Figura 6.2.12*.

Tabella 6.2.3 *- Scale di deflusso della soglia mod. 2a.*

Soglia manutenuta		
Q_{Banna} [m^3/s]	Q scolmata [m^3/s]	
	Approccio Energy	Approccio Moment
10	4.25	4.03
20	8.33	10
30	16.23	15.7
40	23.15	22.01
50	30	28.99
60	36	34.99
70	42.98	40.32
80	48.65	46.57

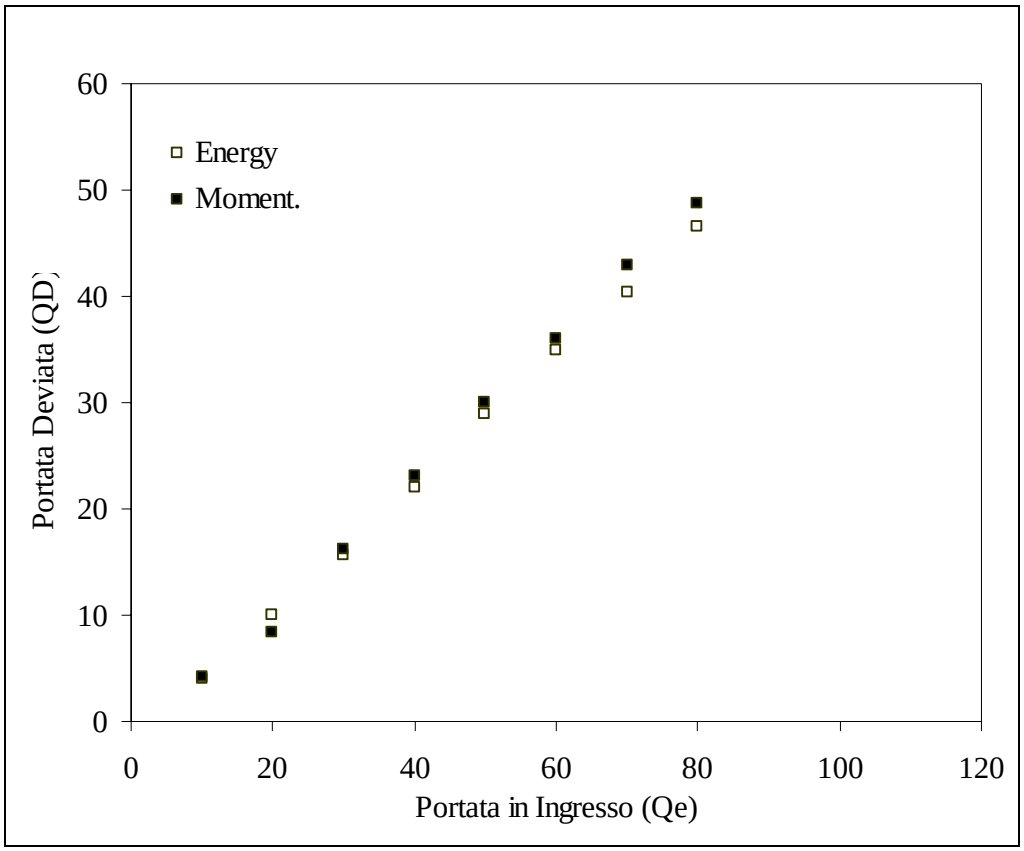


Figura 6.2.12 *- Portate in ingresso al nodo scolmatore e portate derivate nelle ipotesi 2a e con l'approccio Energy e Momentum.*

III. CONDIZIONI INTERRITE + SFIORATORE LATERALE:

Nelle ipotesi di opera di presa non mantenuta si è assunto che l'altezza della savanella sul fondo si riduca a c_s = 0 m e l'altezza della soglia sul fondo, di conseguenza, si riduca a propria volta a c = 0.2 m. Sotto queste ipotesi, e le procedure viste precedentemente nel caso 1a, le portate sfiorate dall'opera di presa sono maggiori di quelle derivate nelle condizioni di sfioratore laterale mantenuto. In particolare esse sono quantificate in *Tabella 6.2.4* ed in *Figura 6.2.13.*

Tabella 6.2.4 *- Scale di deflusso della soglia mod. 1b.*

Soglia interrita		
Q_{Banna} [m^3/s]	Q scolmata [m^3/s]	
	equazione standard	equazione di Hager
10	3.8	2.92
20	9.48	8.04
30	15.45	13.54
40	21.52	19.13
50	27.27	24.69
60	33.22	30.4
70	39.15	36.44
80	45.04	42.08

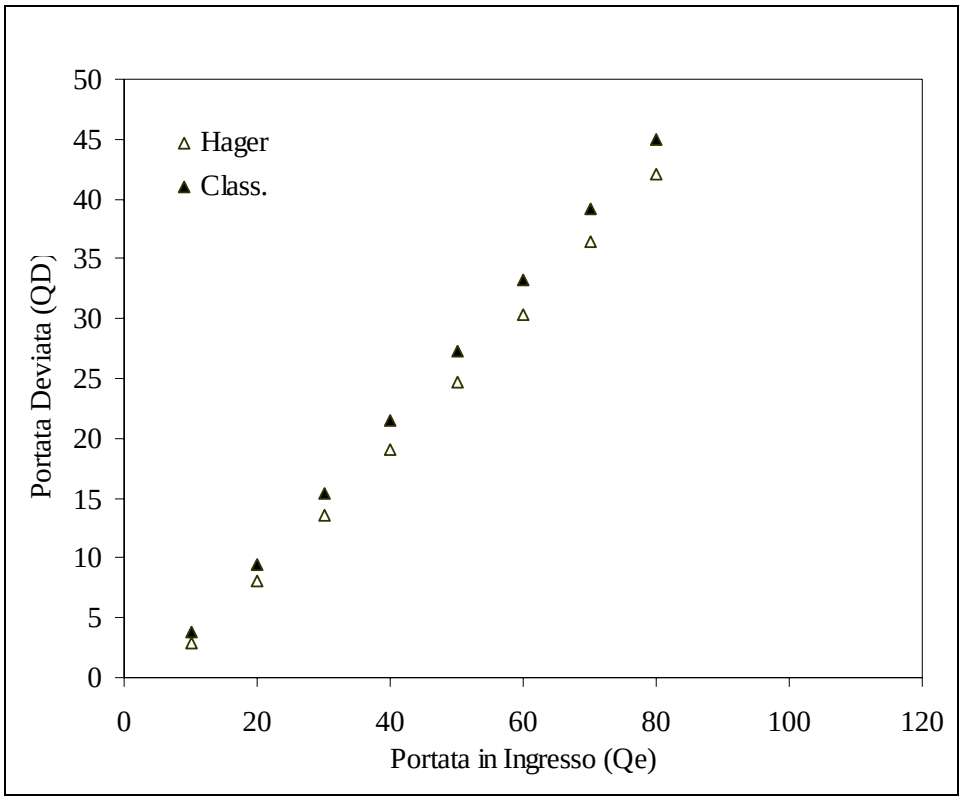


Figura 6.2.13 *- Portate in ingresso al nodo scolmatore e portate derivate nelle ipotesi 1b e con l'approccio Classico e di Hager.*

IV. CONDIZIONI INTERRITE + OPERA DIVERSIVA:

Il funzionamento della presa in condizioni non mantenute ed ipotesi di funzionamento idraulico di tipo diversivo è schematizzato nella seguente figura. Si noti che le portate, come era da attendersi, subiscono un notevole incremento rispetto a quelle previste nell'ipotesi 2a.

Tabella 6.2.5 *- Scale di deflusso della soglia mod. 1b.*

Soglia interrita		
Q_{Banna} [m^3/s]	Q scolmata [m^3/s]	
	Approccio Energy	Approccio Moment
10	4.6	6.73
20	12.78	16.14
30	19.48	23.52
40	27.26	29.75
50	33.83	36.24
60	40.33	43.14
70	46.76	49.15
80	53.15	54.53

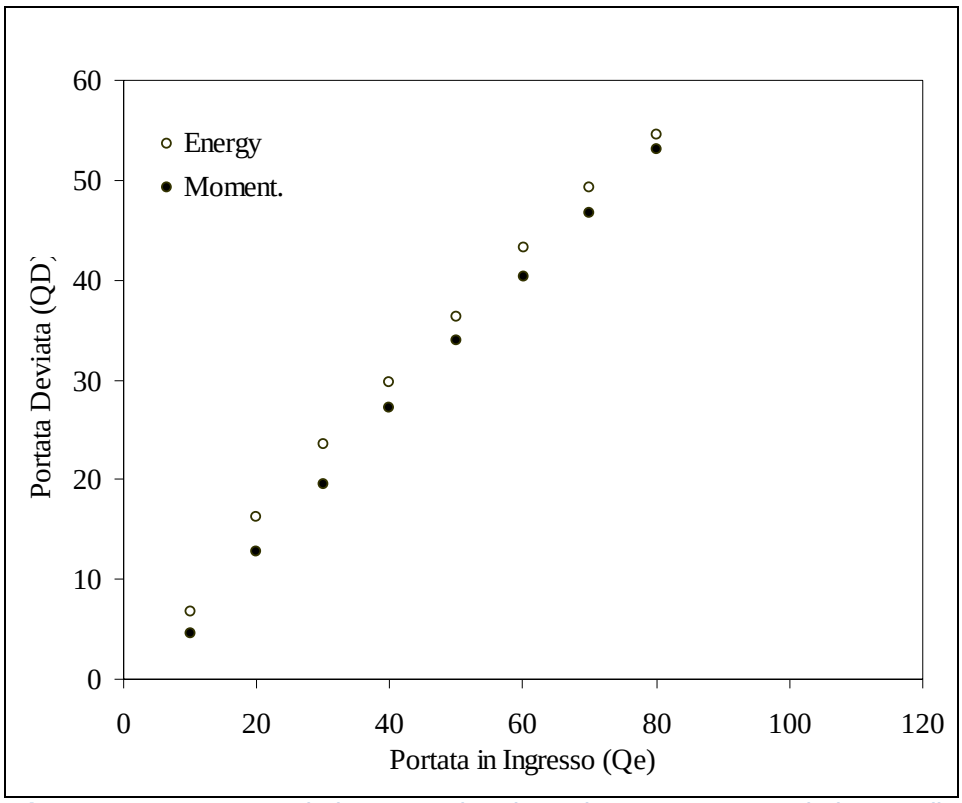


Figura 6.2.14 *- Portate in ingresso al nodo scolmatore e portate derivate nelle ipotesi 2a e con l'approccio Energy e Momentum.*

Confronto tra le portate desunte nelle varie ipotesi

E' qui utile, al fine di comprendere le possibili risposte del nodo idraulico dello scolmatore, riassumere il funzionamento dell'opera di presa sotto le quattro ipotesi precedentemente descritte. In particolare la *Figura 6.2.15* riporta la visione d'insieme delle portate in ingresso al nodo e delle portate derivate sotto gli scenari 1a, 1b, 2a e 2b.

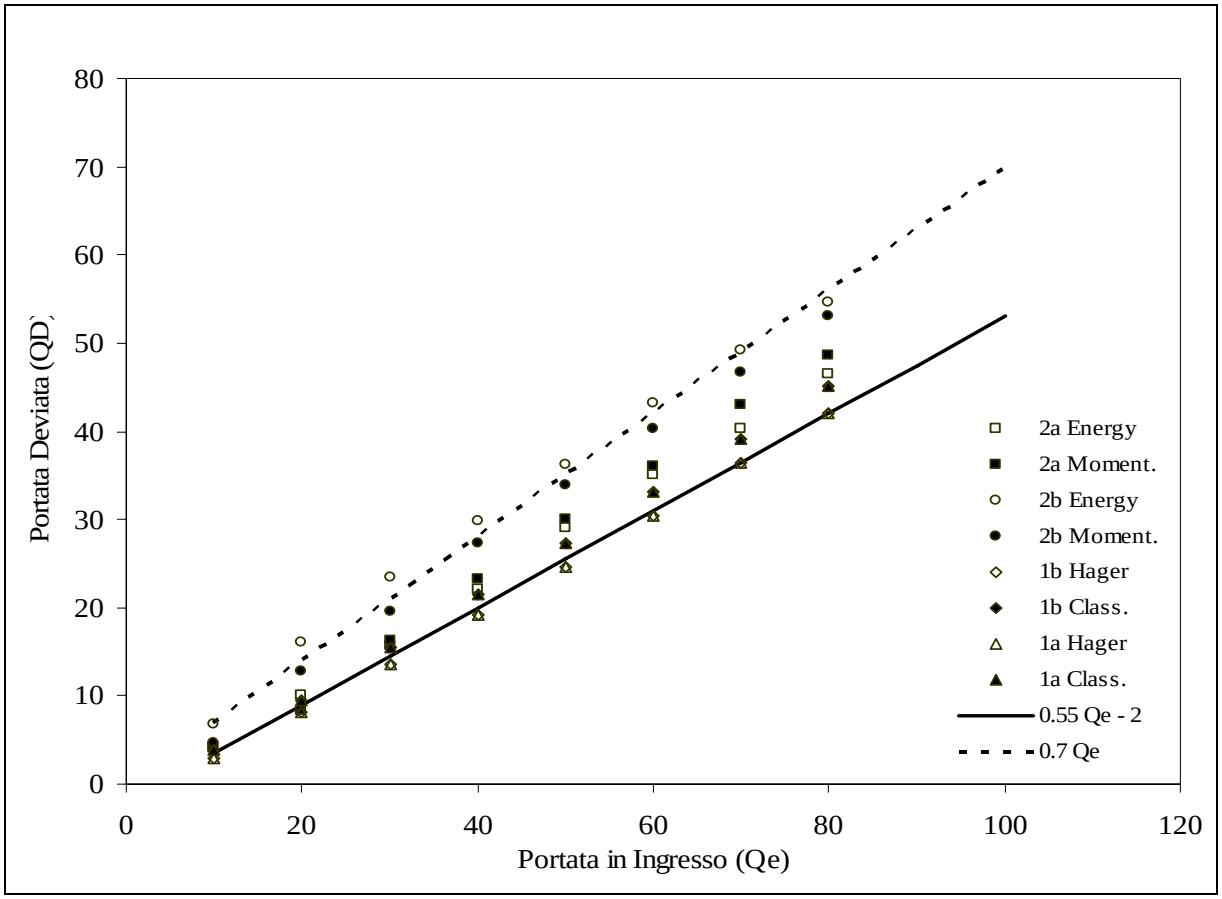


Figura 6.2.15 *- Confronto tra i vari scenari di funzionamento dello scolmatore. I due estremi di funzionamento sono inoltre evidenziati: a) Sfioratore interrito (linea tratteggiata), b) Sfioratore mantenuto (linea continua).*

Da questa analisi di massima delle portate in ingresso ed in uscita dal nodo scolmatore è possibile evidenziare la grande variabilità risultante dagli scenari ipotizzati e dalle condizioni di reale funzionamento dell'opera di presa. Ciononostante, si utilizzeranno in seguito i due estremi di funzionamento dell'opera: a) sfioratore interrito e b) sfioratore mantenuto. Da un punto di vista quantitativo questi due regimi possono essere espressi dalle seguenti formulazioni:

$$Q_D = 0.7 \cdot Q_e \qquad \textit{Sfioratore non manutenuto}$$

$$Q_D = 0.55 \cdot Q_e - 2 \qquad \textit{Sfioratore manutenuto}$$

Queste relazioni saranno utilizzate nel proseguo del lavoro allorché si debba stimare la portata deviata dall'opera di presa dello scolmatore in condizioni mantenute e non mantenute.

Le misure di portata durante l'evento del Maggio 2008

Come detto precedentemente una delle maggiori fonti di incertezza nella stima dell'impatto di un eventuale evento alluvionale sul territorio del bacino del Banna-Bendola è sicuramente da ricercarsi nella stima della portata attribuibile allo scolmatore laterale realizzato a monte dell'abitato di Balangero. Il modo migliore di affrontare tale problematica è sicuramente attraverso la misura diretta e simultanea della portata nel torrente e nello sfioratore laterale. Gli eventi che dovrebbero essere capaci di attivare lo sfioratore laterale sono piuttosto rari rendendo quindi difficile lo studio sistematico del deflusso laterale.

Durante la piccola piena del Maggio 2008 il canale sfioratore si è attivato significativamente rendendo quindi possibile la misura diretta delle portate nel torrente e nel canale stesso. Queste misure sono state effettuate durante due campagne condotte nei giorni del 26 e del 28 Maggio 2008 (v. *Appendice A*). La misura della portata è stata effettuata indirettamente con il classico metodo della misura delle aree e delle velocità. Quest'ultima è stata misurata in 10 sezioni verticali e per ogni verticale sono stati acquisiti 5 punti di misura.

Le misure effettuate hanno permesso di verificare che lo sfioratore laterale, in condizioni di parziale interrimento, si attiva allorché le portate nel torrente Banna-Bendola eccedono i 0.8 m^3/s. In particolare, per profondità nel torrente pari a 0.45 m le portate nello sfioratore e nel torrente stesso raggiungono rispettivamente i valori di 0.2 m^3/s e 1.0 m^3/s. Queste misurazioni, unite alla considerazione che nel Maggio 2008 la presa era già parzialmente interrita, hanno permesso di tarare le condizioni iniziali della scala di deflusso dello sfioratore laterale come precedentemente descritto.

Il canale scolmatore

Una prima taratura del modello numerico del canale scolmatore è stata effettuata utilizzando le portate misurate durante gli eventi meteorologici di Maggio e Dicembre. I livelli misurati e quelli simulati sono stati utilizzati per tarare la scabrezza del canale scolmatore (n = 0.02). Inoltre, le campagne fotografiche e di misura, come si evince dalla *Figura 6.2.17* sono state utilizzate per verificare le condizioni di moto della corrente idrica.

E' possibile evidenziare la presenza di molti segni (risalti ondulati localizzati) che suggeriscono come la corrente sia molto vicina allo stato critico. Le simulazioni numeriche effettuate confermano che la posizione della quota di corrente critica è sempre molto prossima a quella del pelo libero. Le simulazioni numeriche confermano che per portate superiori a *20* m^3/s le condizioni di moto subiscono un repentino passaggio da corrente

veloce a corrente lenta in prossimità del tratto tombinato del canale scolmatore. Ciò comporterebbe un drammatico innalzamento del pelo libero e, conseguentemente, l'insufficienza dell'area dello scolmatore a garantire il deflusso delle portate. Sebbene per avere certezza del reale funzionamento del canale scolmatore sarebbe necessario condurre delle simulazioni su modello fisico, è possibile evidenziare la potenziale pericolosità della situazione attuale. Infatti, anche per valori di portata di poco superiori a quelli di progetto, l'attuale scolmatore non sembra garantire adeguate condizioni di sicurezza idraulica.

Nelle *Figure 6.2.18* e *6.2.19* si riportano i profili della superficie libera per le portate di 40 e 50 m^3/s. E' immediato constatare che per portate uguali o maggiori di 40-45 m^3/s la sezione idrica del canale non è sufficiente al deflusso della piena. Si può affermare che per portate maggiori di 50 m^3/s la zona prossima alla tombinatura ed il canale stesso si trovano in condizioni di grave rischio idraulico.

Figura 6.2.16 *- L'imbocco del canale scolmatore e del torrente Banna-Bendola durante l'evento del 26-28 Maggio 2008. Foto del 28 Maggio, ore 8.30.*

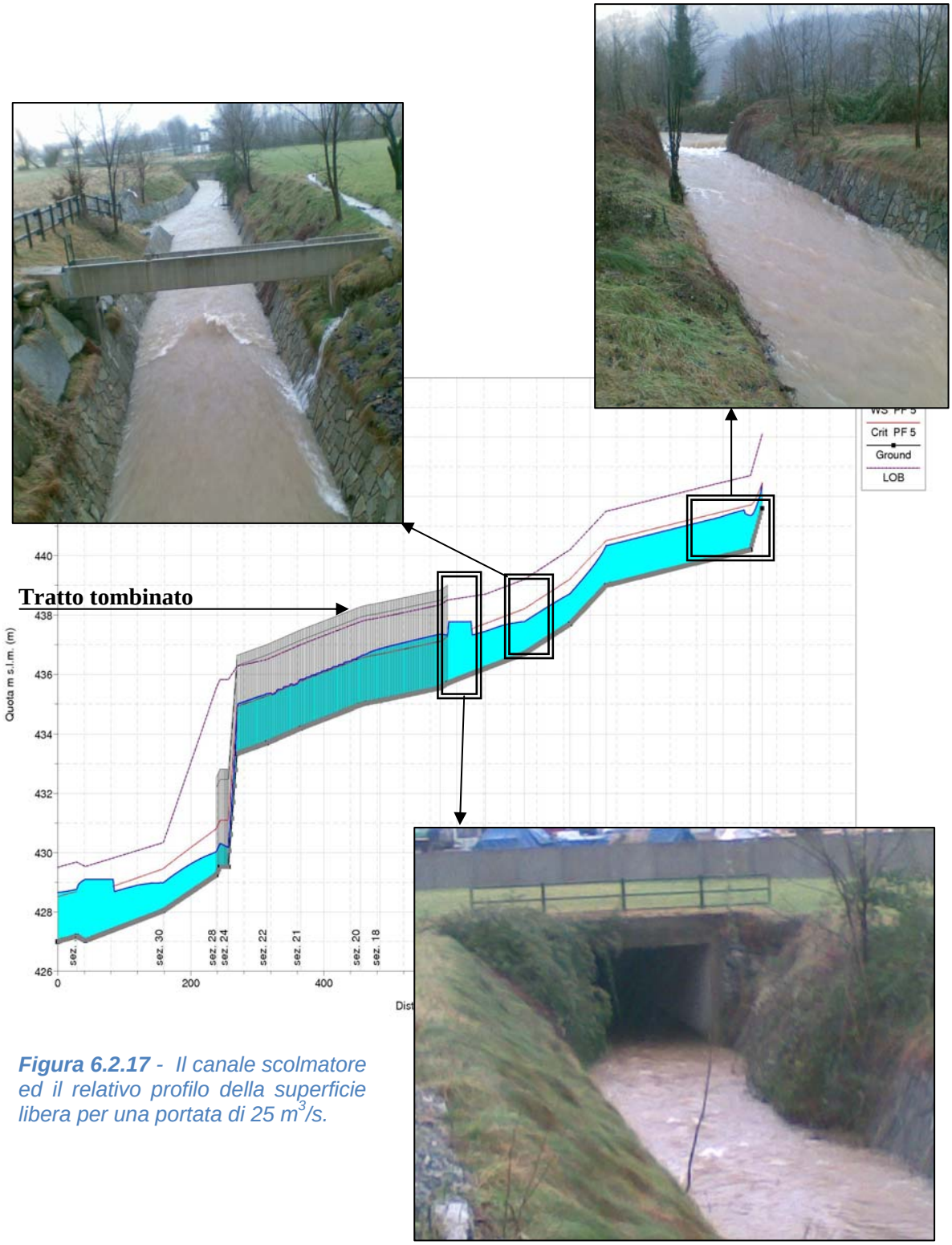


Figura 6.2.17 *- Il canale scolmatore ed il relativo profilo della superficie libera per una portata di 25 m^3/s.*

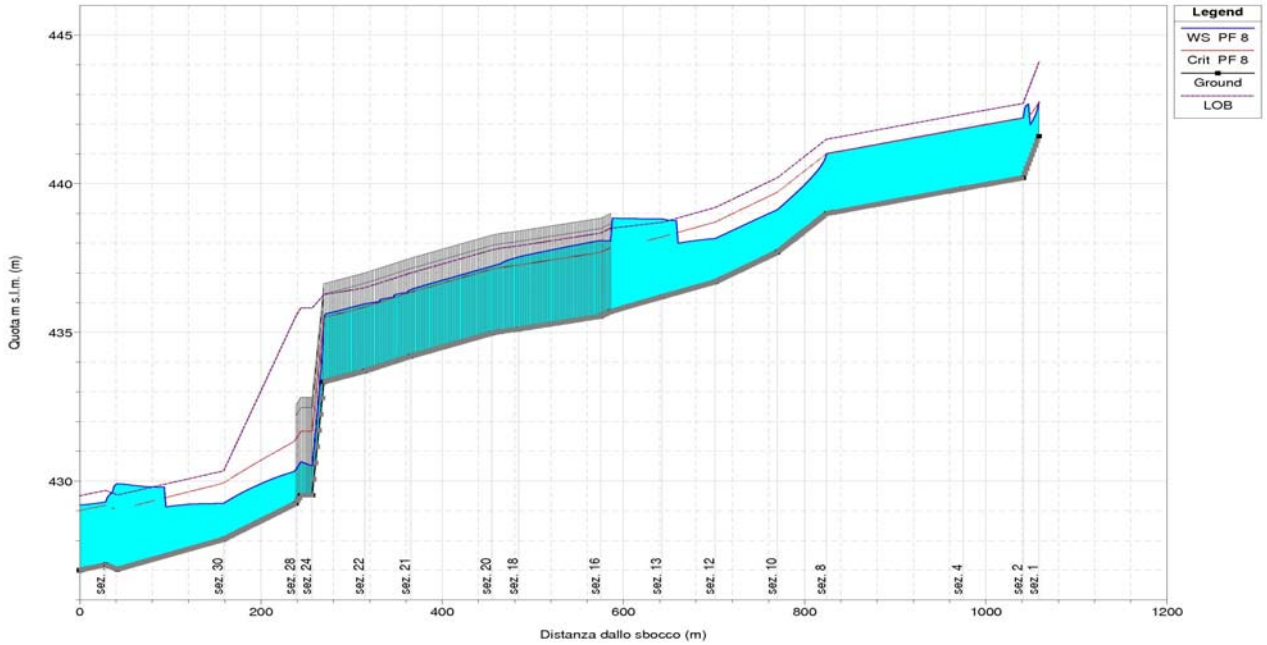


Figura 6.2.18 *- Il canale scolmatore ed il profilo della superficie libera per una portata di 40 m^3/s.*

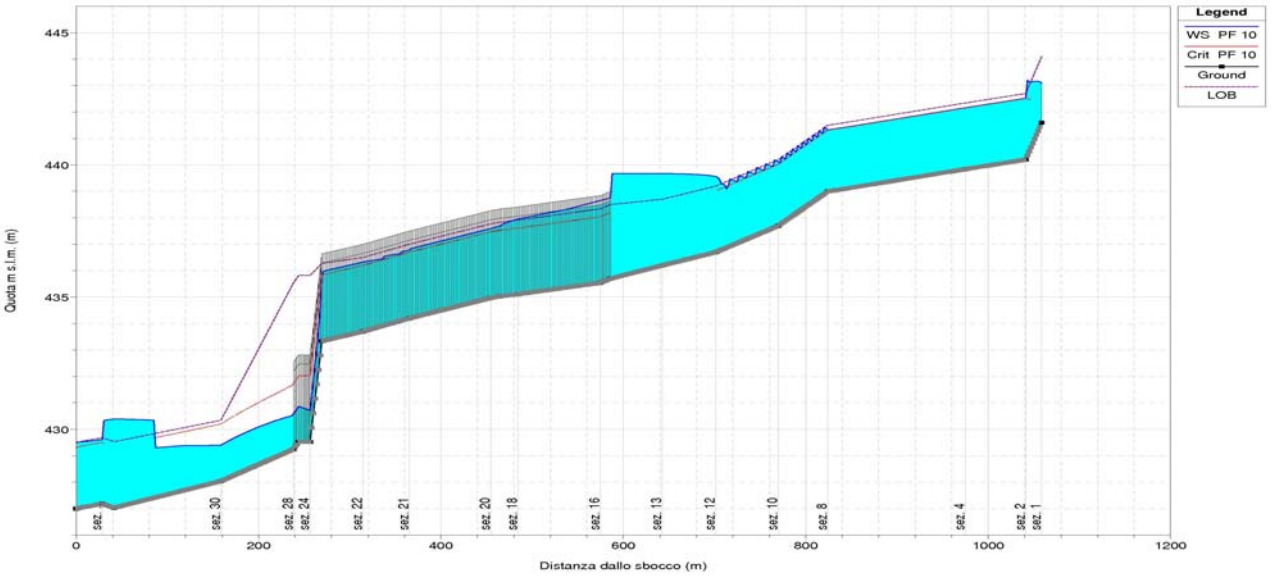


Figura 6.2.19 *- Il canale scolmatore ed il profilo della superficie libera per una portata di 50 m^3/s.*

7 Valutazione della funzionalità della cassa di espansione

La cassa di espansione prevista tra i comuni di Mathi e Balangero è dettagliatamente descritta in *Appendice A*. Si richiamano qui le principali caratteristiche della cassa e dei suoi quattro settori.

La cassa di espansione si compone di quattro settori (PS1-PS4) disposti a quattro livelli differenti e degradanti lungo l'asse del torrente. La quota di fondo del primo settore varia da 414 a 418 m s.l.m.; quella del secondo da 410 a 414; quella del terzo da 407 a 410 mentre nel quarto settore la quota del fondo varia da 404 a 407 m s.l.m. L'area dei quattro settori varia da 310000 m^2 a 670000 m^2. Maggiori informazioni sono desumibili dalla *Figura 7.1*. Gli sfioratori di superficie hanno tutti larghezza pari a 40 m. La quota di presa dello sfioratore principale è stata assunta a quota 417 m s.l.m., mentre gli sfioratori intercassa sono posizionati a 416.1, 411.8 e 409 m s.l.m. Lo sfioratore di sicurezza è stato posto a 406.9 m s.l.m. L'opera di regolazione in alveo è stata schematizzata come una barra trasversale posizionata ad hoc al fine di ottimizzare il funzionamento della cassa di espansione.

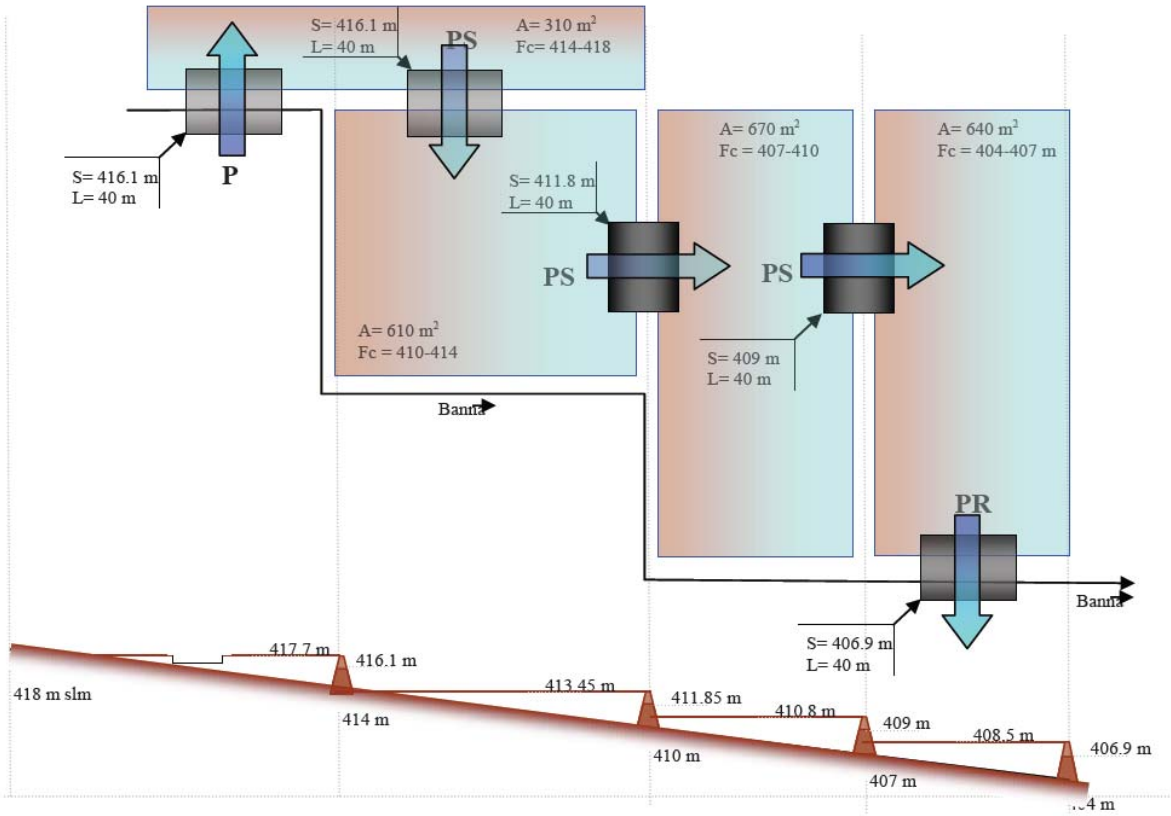


Figura 7.1 – Rappresentazione schematica della cassa di espansione multi settore.

7.1 Analisi del funzionamento della cassa attuale

Al fine di verificare l'efficacia della cassa di espansione nel laminare le portate transitanti nel torrente Banna a monte dell'abitato di Mathi, sono stati ricavati, così come descritto nel *paragrafo 5.5.3*, degli idrogrammi di verifica.

I tempi di pioggia utilizzati variano da una a ventiquattro ore (T_p = 1, 3, 6, 12 e 24 ore). L'utilizzo di questo ampio range di tempi di pioggia permette di verificare il funzionamento della cassa sia in condizioni di eventi convettivi (brevi ed intensi) sia di eventi di scala sinottica (lunghi e poco intensi). Questo approccio è stato seguito poiché il funzionamento delle casse di espansione, come evidenziato in *Appendice A*, è fortemente influenzato sia dai brevi ed intensi picchi di portata associabili agli eventi convettivi, sia da quelle meno intensi ma di lunga durata associabili agli eventi di scala sinottica.

I tempi di ritorno presi in considerazione sono 200 e 50 anni. Questa scelta permette di verificare il funzionamento della cassa sia nelle condizioni di eventi estremi sia nelle condizioni di eventi "ordinari" ma molto più frequenti. Ciò permetterà di capire se la cassa, progettata per tempi di ritorno di 200 anni, permette una buona riduzione del rischio anche per eventi non particolarmente catastrofici ma che impattano frequentemente il territorio a valle del comune di Mathi.

Si considererà qui di seguito una condizione di regolare funzionamento e manutenzione della presa del canale scolmatore (v. *paragrafo 6.2.2, 'Confronto tra le portate desunte nelle varie ipotesi'*). Il funzionamento in condizioni di presa laterale non manutenuta è presentato in *Allegato 7*.

Il bacino contribuente è formato dal bacino 3 e dal bacino 18.

Si assume qui che il funzionamento della cassa non preveda in alcun modo il controllo attivo dei deflussi derivanti dal bacino laterale alla cassa, denominato bacino 18 (si veda *Figura 5.2.1*). In particolare, si assume che tutto Q_{18} venga immagazzinato all'interno della cassa. Come si vedrà in seguito questa assunzione è molto limitante per l'ottimale funzionamento della cassa di espansione. Infatti, per tempi di pioggia molto elevati (12 e 24 ore) questo contributo, seppur di modesta entità, è la principale fonte di riempimento della cassa. Una corretta gestione della cassa dovrebbe prevedere l'inserimento di una chiavica, regolabile manualmente, che permetta il deflusso dal bacino laterale al torrente Banna allorché la portata nel Banna stesso lo permetta. Questo effetto verrà analizzato nel *paragrafo 7.2* e dovrà essere considerato in un'attenta progettazione della cassa.

7.1.1 Tp = 1 h, T = 200

Per queste condizioni di tempo di pioggia e manutenzione dello scolmatore è immediato evidenziare che:

a) La portata a monte dello scolmatore è ridotta da circa 70 m^3/s a circa 40 m^3/s dallo scolmatore.

c) Le portate in uscita dal nodo cassa (Q_u) sono inferiori di più di un terzo di quelle entranti. In particolare, la *Figura 7.1.2* evidenzia un chiaro doppio picco dovuto prima al picco della portata Q_{18} e poi al picco della portata in Banna. Nonostante l'entità del picco di portata in ingresso, la portata in uscita dal nodo cassa è inferiore a 40 m^3/s.

b) Solo i primi due settori vengono riempiti dalle portate in ingresso. Inoltre il volume totale invasato è inferiore a 38000 m^3.

La sequenza dei grafici viene ripetuta identicamente per le diverse durate della pioggia di progetto.

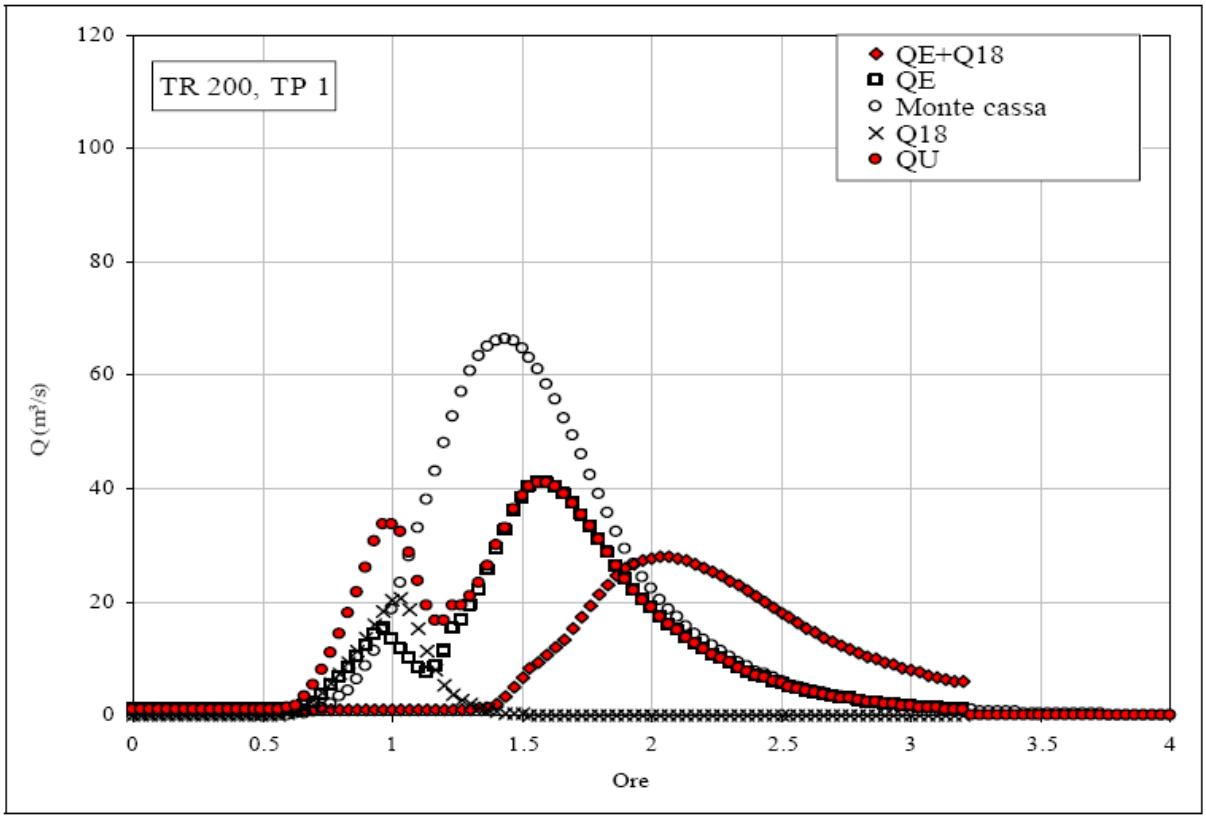


Figura 7.1.2 - *Idrogrammi che interessano il nodo idraulico della cassa di espansione (NC).*

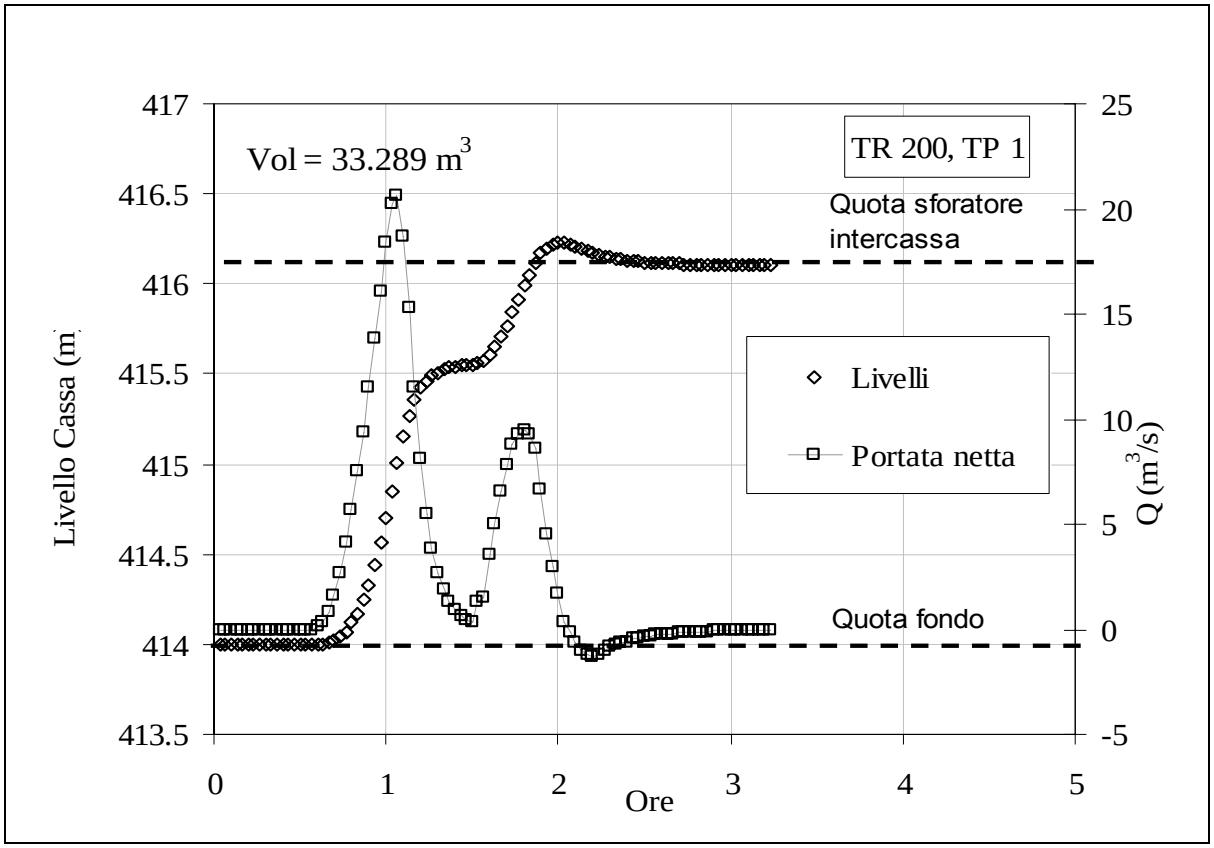


Figura 7.1.3 - Il funzionamento idraulico del primo settore della cassa di espansione (S1).

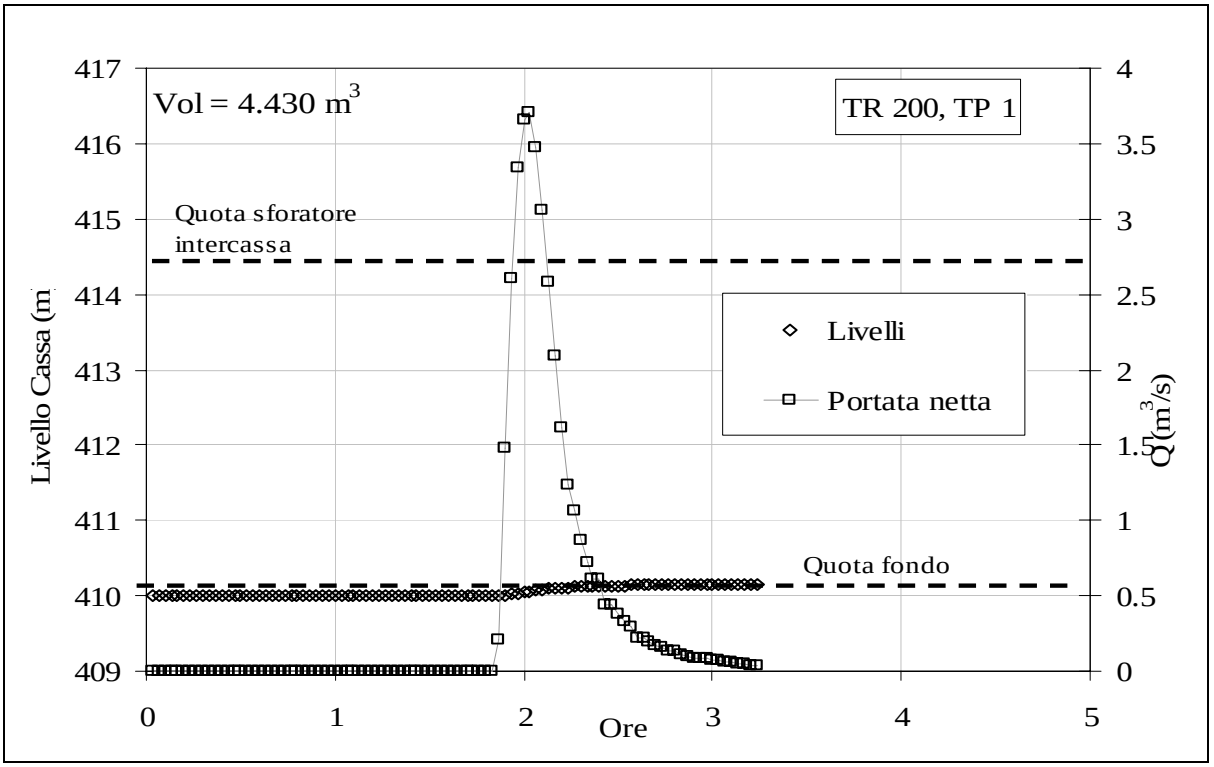


Figura 7.1.4 - Il funzionamento idraulico del secondo settore della cassa di espansione (S2).

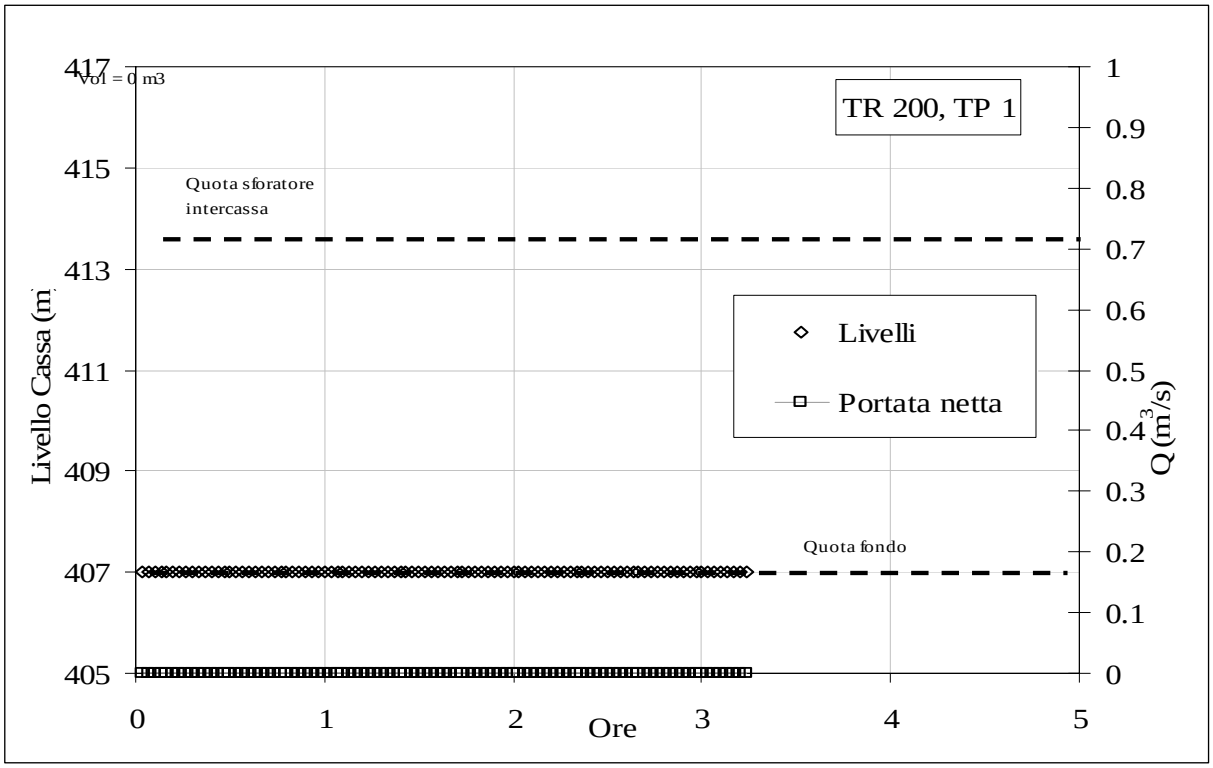


Figura 7.1.5 - Il funzionamento idraulico del terzo settore della cassa di espansione (S3).

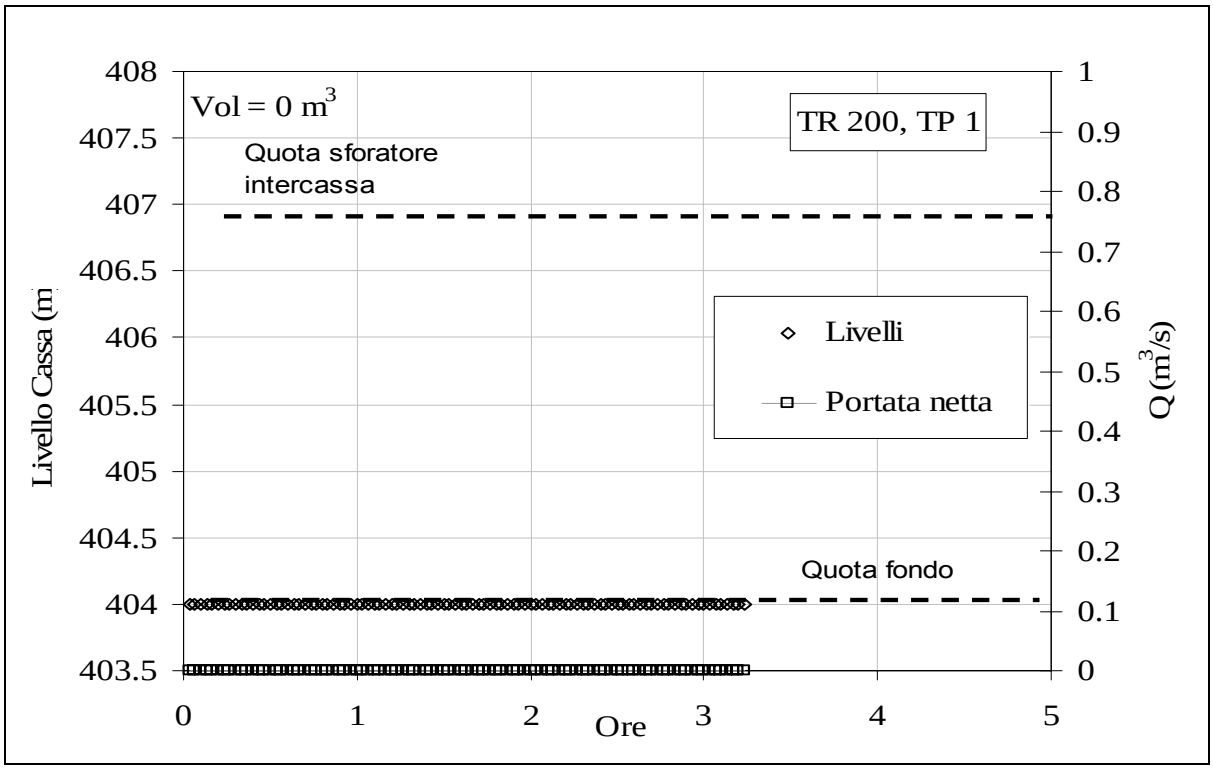


Figura 7.1.6 - Il funzionamento idraulico del quarto settore della cassa di espansione (S4).

7.1.2 T_p = 3 h, T = 200

Per il tempo di pioggia di tre ore il picco di portata è il massimo riscontrato tra tutti i tempi di pioggia utilizzati. Nonostante ciò la cassa sembra funzionare come aspettato. In particolare:

a) Il picco di portata viene abbattuto da quasi 80 m^3/s a meno di 40 m^3/s.

b) Solo tre dei quattro settori della cassa di espansione vengono invasati. In particolare il terzo settore non viene completamente invasato.

c) Il volume necessario alla laminazione è 144000 m^3.

d) Lo scolmatore a monte abbatte il picco da 110 m^3/s a circa 80 m^3/s.

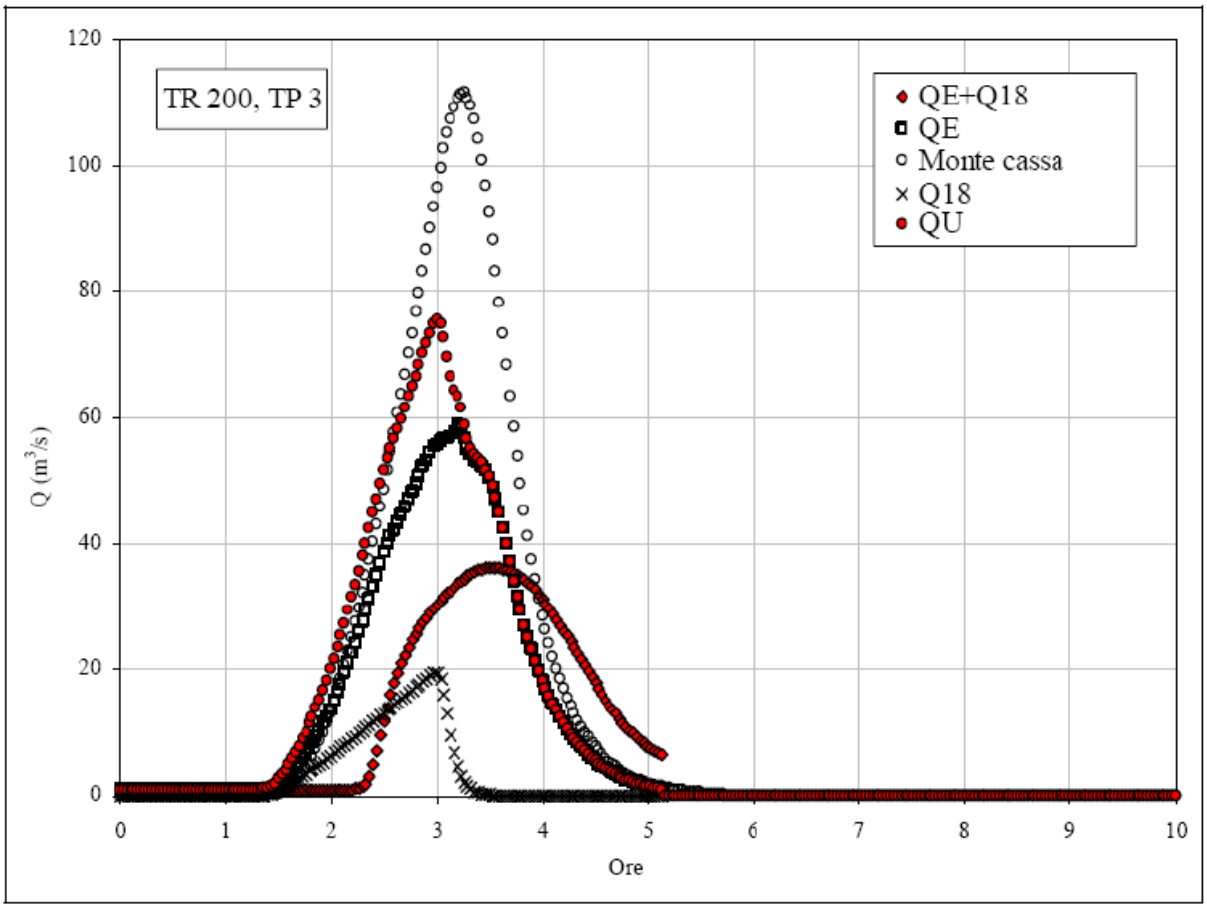


Figura 7.1.7 *- Idrogrammi che interessano il nodo idraulico della cassa di espansione (NC).*

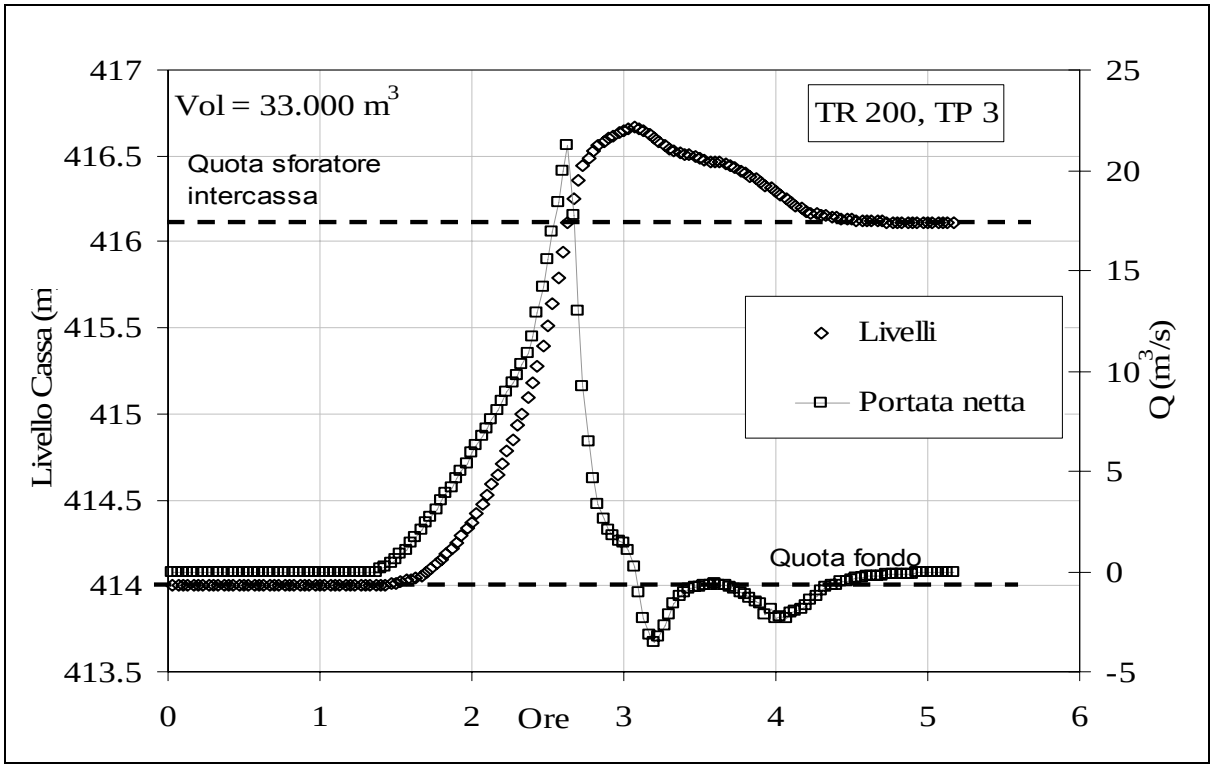


Figura 7.1.8 - Il funzionamento idraulico del primo settore della cassa di espansione (S1).

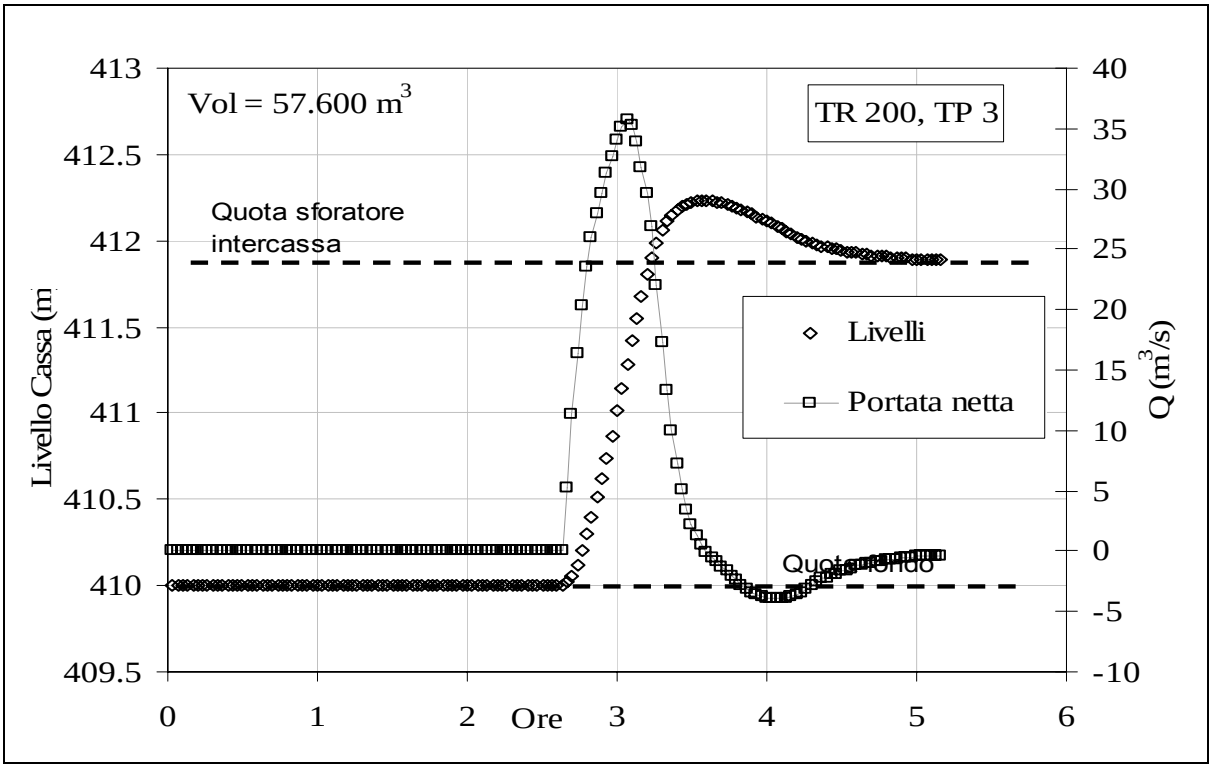


Figura 7.1.9 - Il funzionamento idraulico del secondo settore della cassa di espansione (S2).

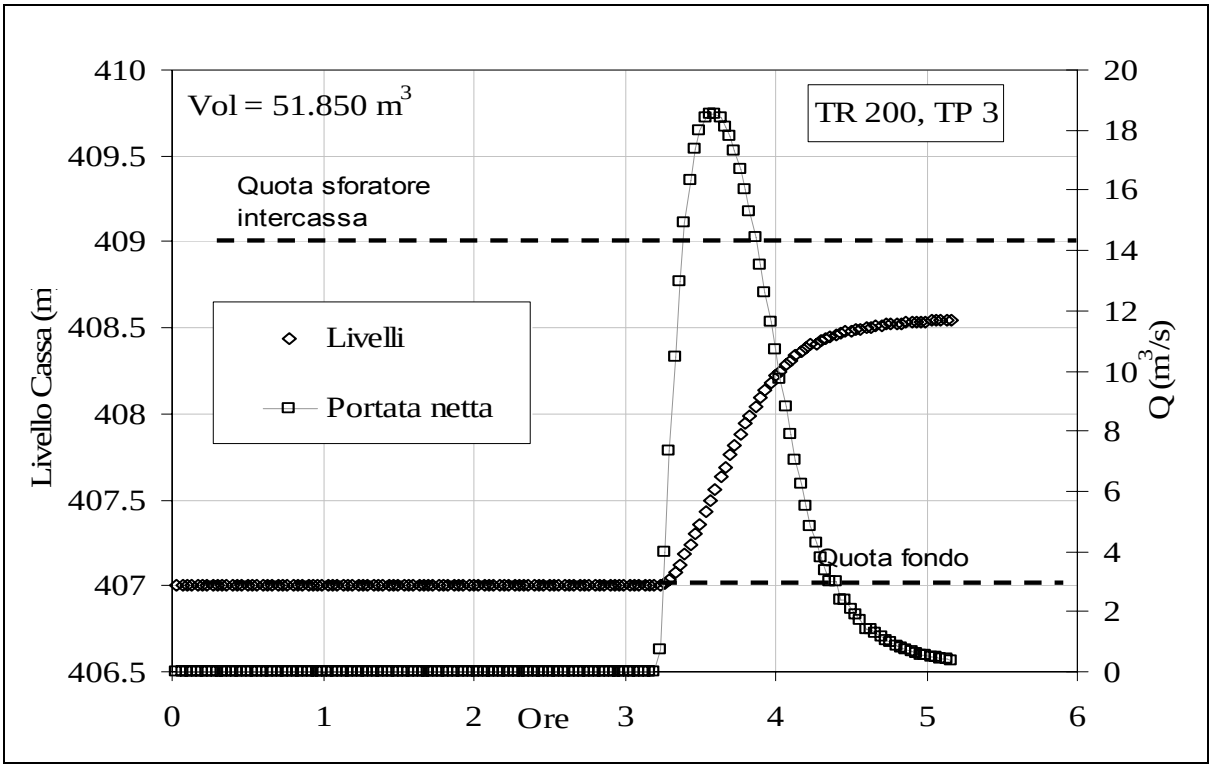


Figura 7.1.10 - Il funzionamento idraulico del terzo settore della cassa di espansione (S3).

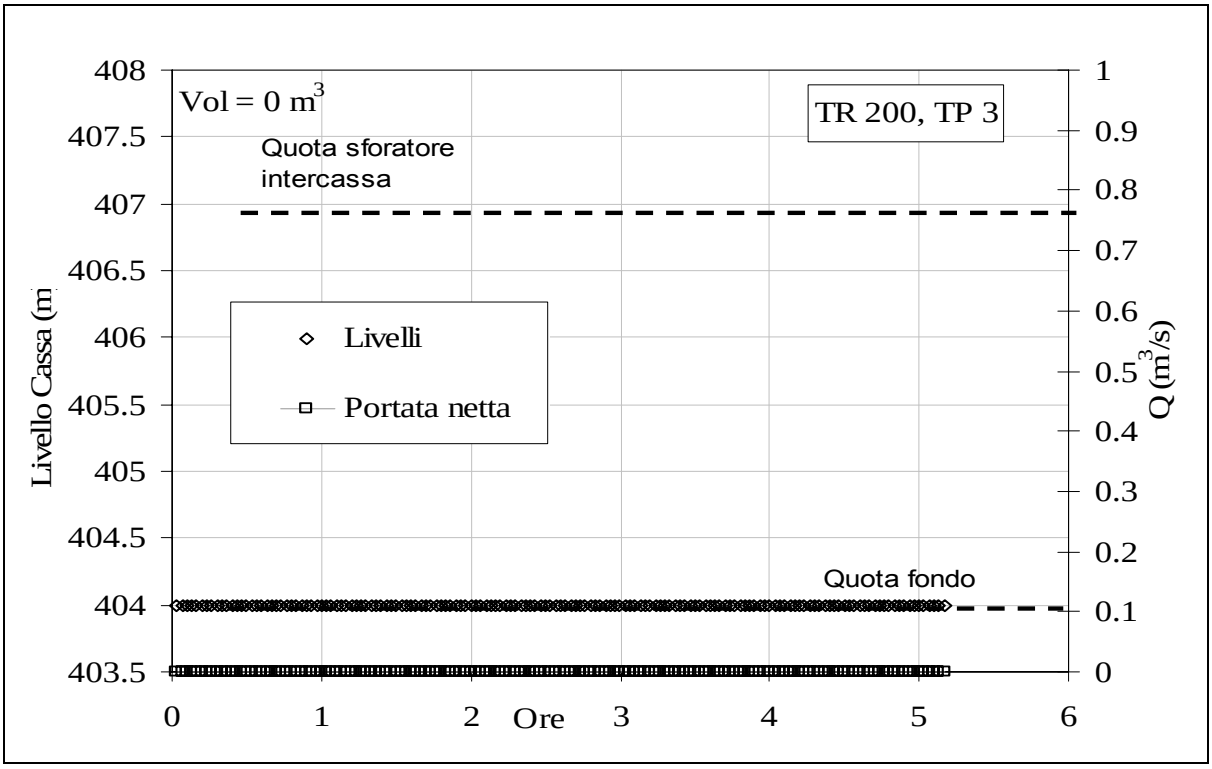


Figura 7.1.11 - Il funzionamento idraulico del quarto settore della cassa di espansione (S4).

7.1.3 T_p = 6 h, T = 200

Così come per il tempo di pioggia di tre ore, anche nel caso di T_p = 6 ore il picco di portata in ingresso è di circa 80 m^3/s. Anche per questo T_p la cassa funziona in maniera ottimale, in particolare:

a) La portata massima in uscita dal nodo cassa è pari a circa 40 m^3/s.

b) Tutti i quattro settori della cassa sono interessati dalla piena. Inoltre, tutti e quattro vengono completamente invasati.

c) Il volume totale necessario alla laminazione dell'onda di piena è pari a poco più di 250000 m^3.

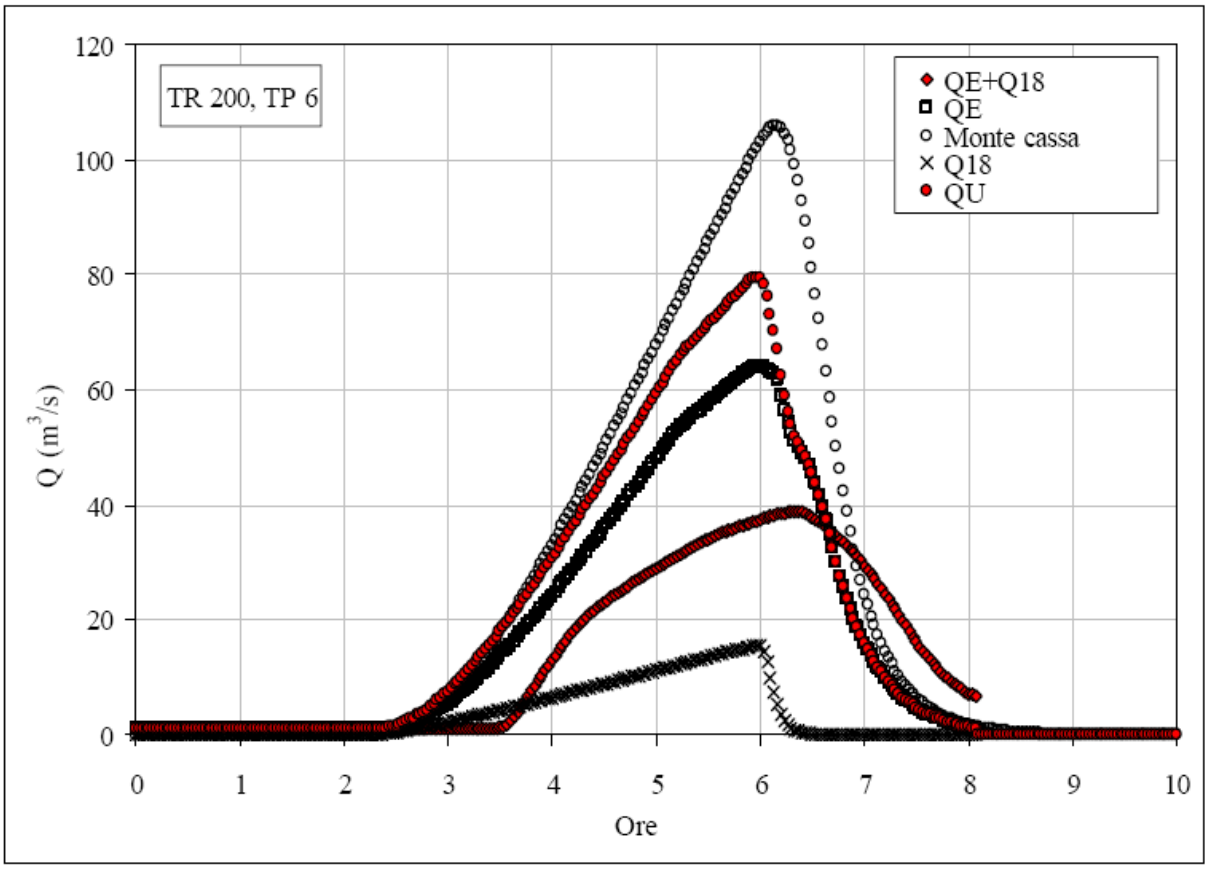


Figura 7.1.12 *- Idrogrammi che interessano il nodo idraulico della cassa di espansione (NC).*

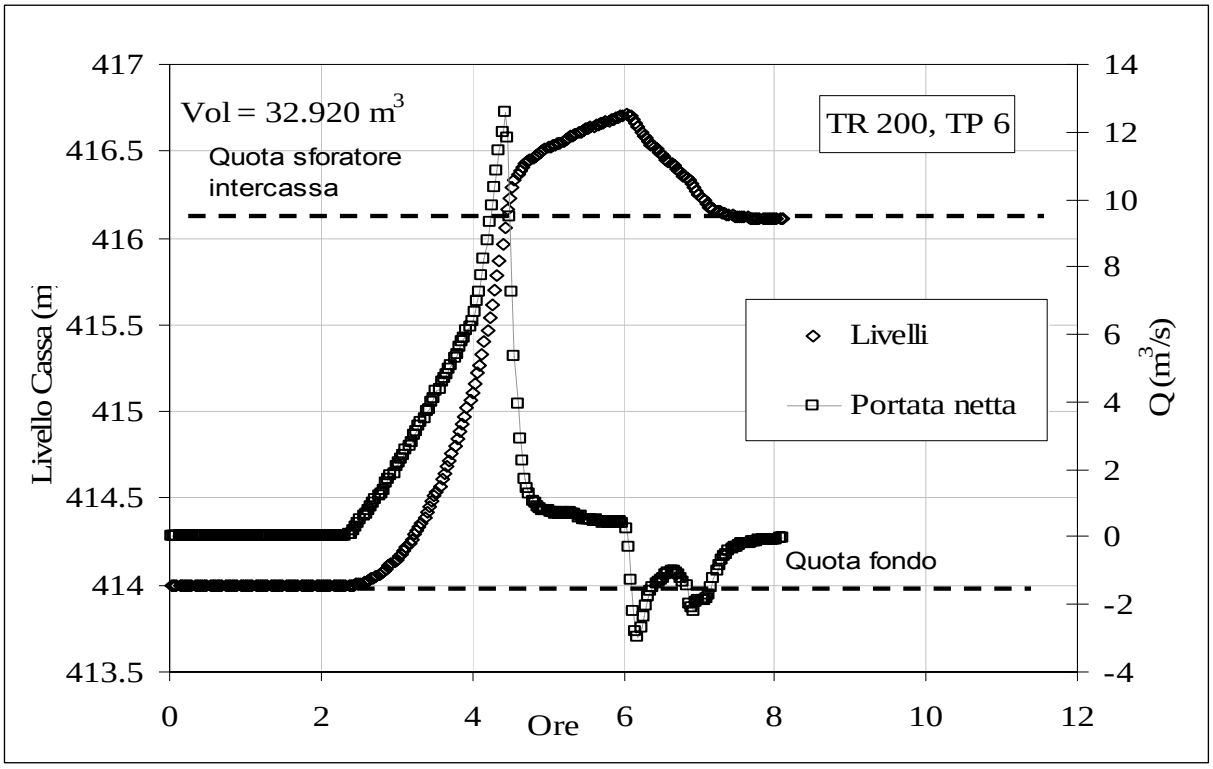


Figura 7.1.13 - Il funzionamento idraulico del primo settore della cassa di espansione (S1).

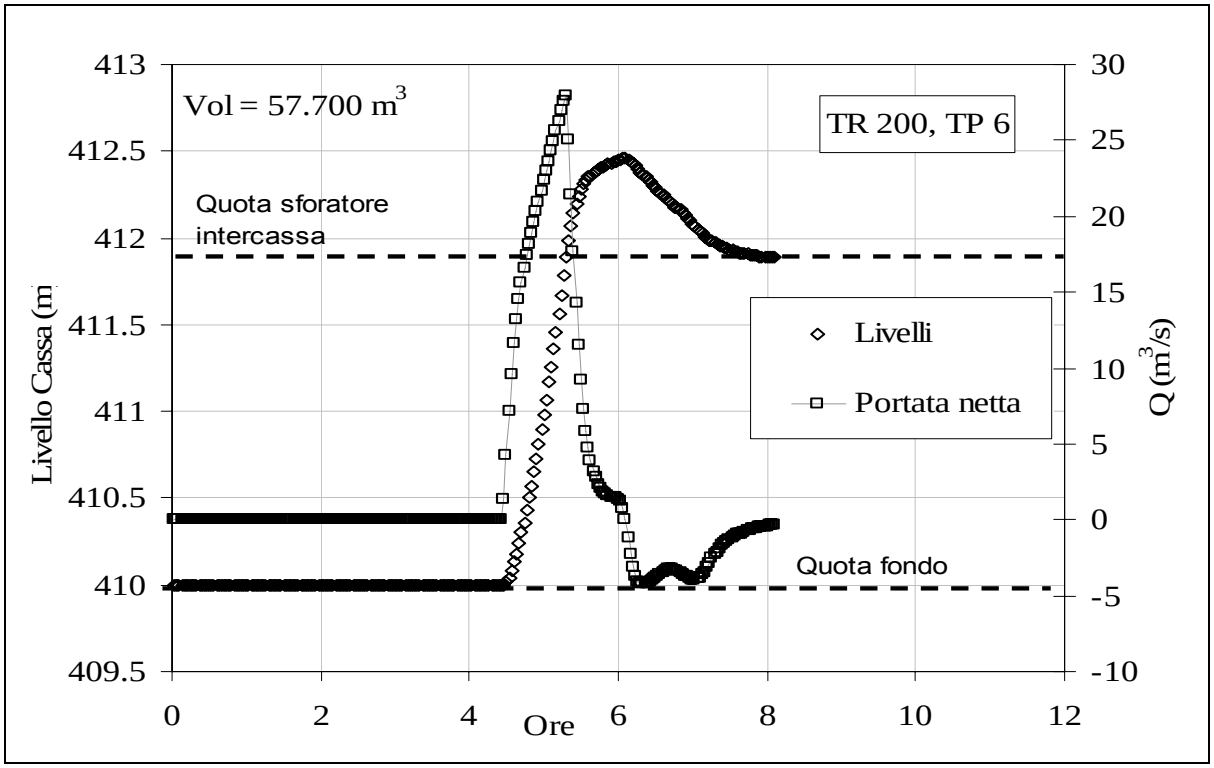


Figura 7.1.14 - Il funzionamento idraulico del secondo settore della cassa di espansione (S2).

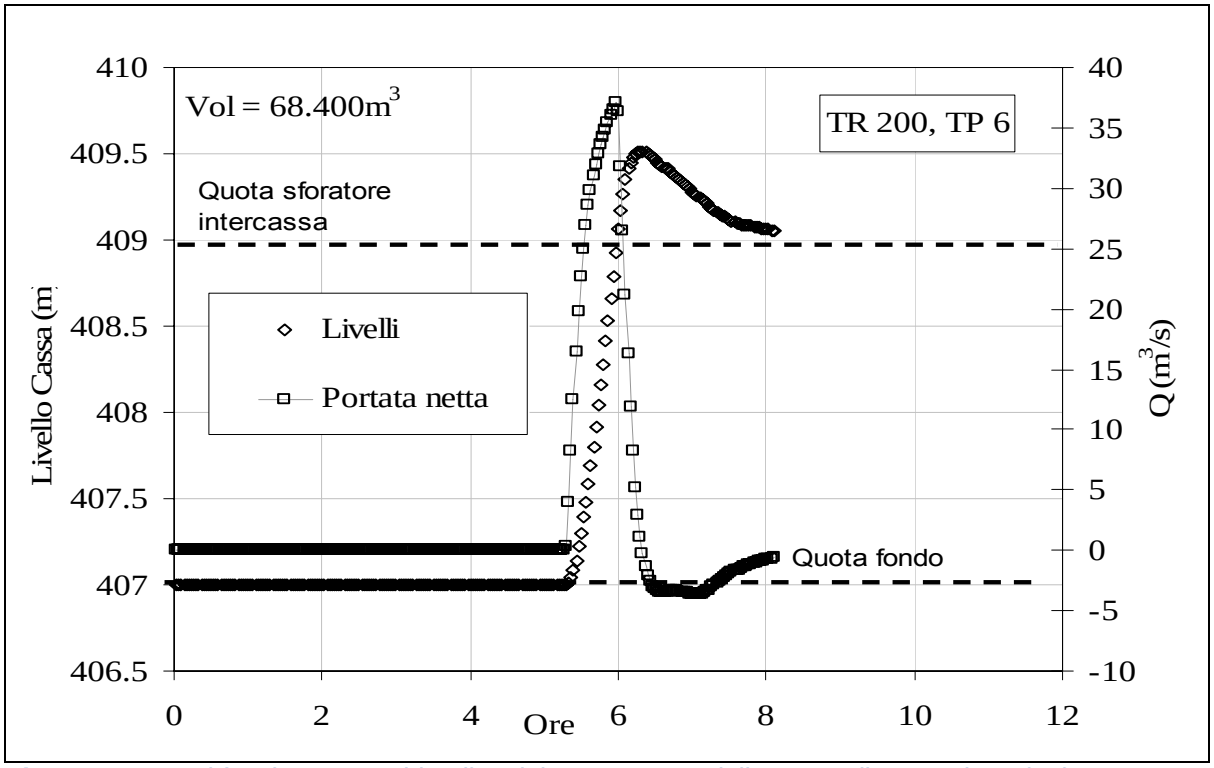


Figura 7.1.15 - Il funzionamento idraulico del terzo settore della cassa di espansione (S3).

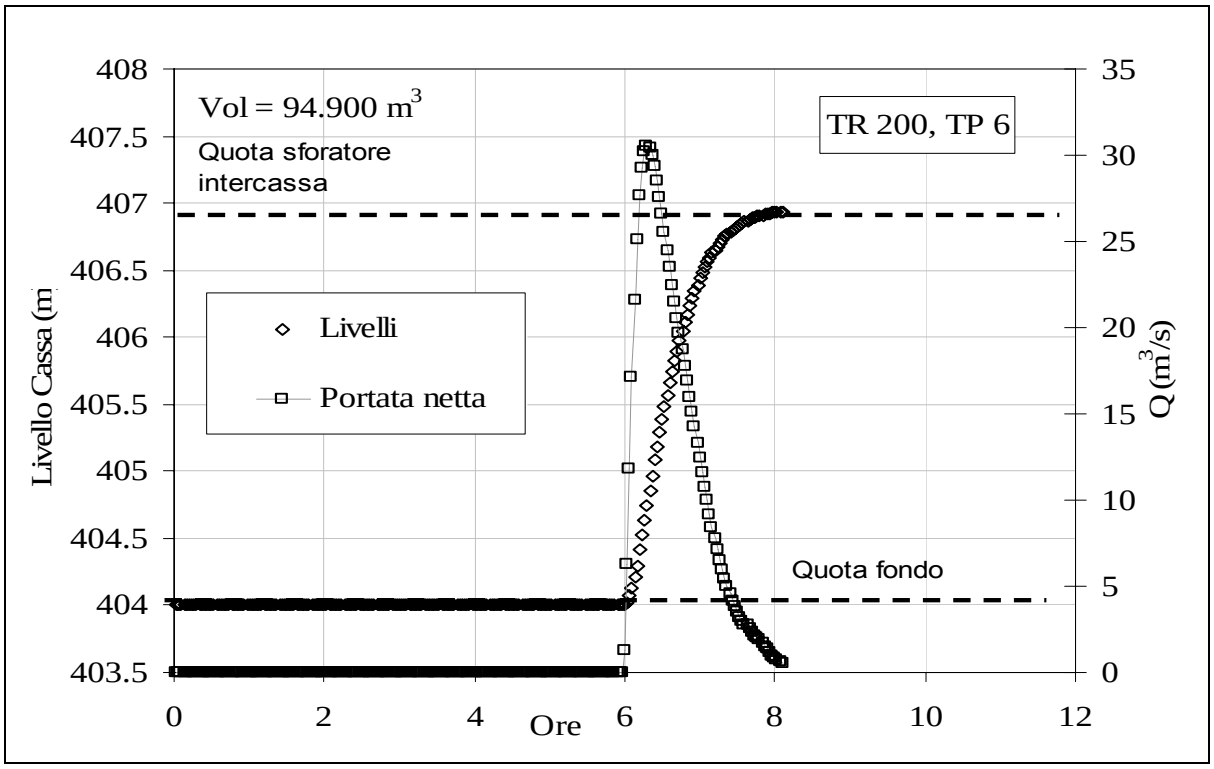


Figura 7.1.16 - Il funzionamento idraulico del quarto settore della cassa di espansione (S4).

7.1.4 T_p = 12 h, T = 200

Per il tempo di pioggia di 12 ore, il picco massimo in ingresso al nodo cassa si riduce a circa 70 m^3/s. Il volume di acqua che transita, a causa della durata dell'evento, diviene per T_p =12 notevole. La cassa, a causa della mancanza di un opera di regolazione delle portate affluenti dal bacino laterale (Q_{18}), non funziona correttamente. In particolare:

a) il picco in uscita è quasi pari a quello in ingresso. L'efficienza della cassa è molto bassa. Come detto precedentemente, tale efficacia può essere di molto migliorata attraverso l'uso di una chiavica regolata manualmente durante il passaggio di una piena.
b) Tutti settori della cassa vengono completamente invasati.
c) Il volume massimo di invaso (più di 250000 m^3) non è sufficiente a laminare il picco di piena.

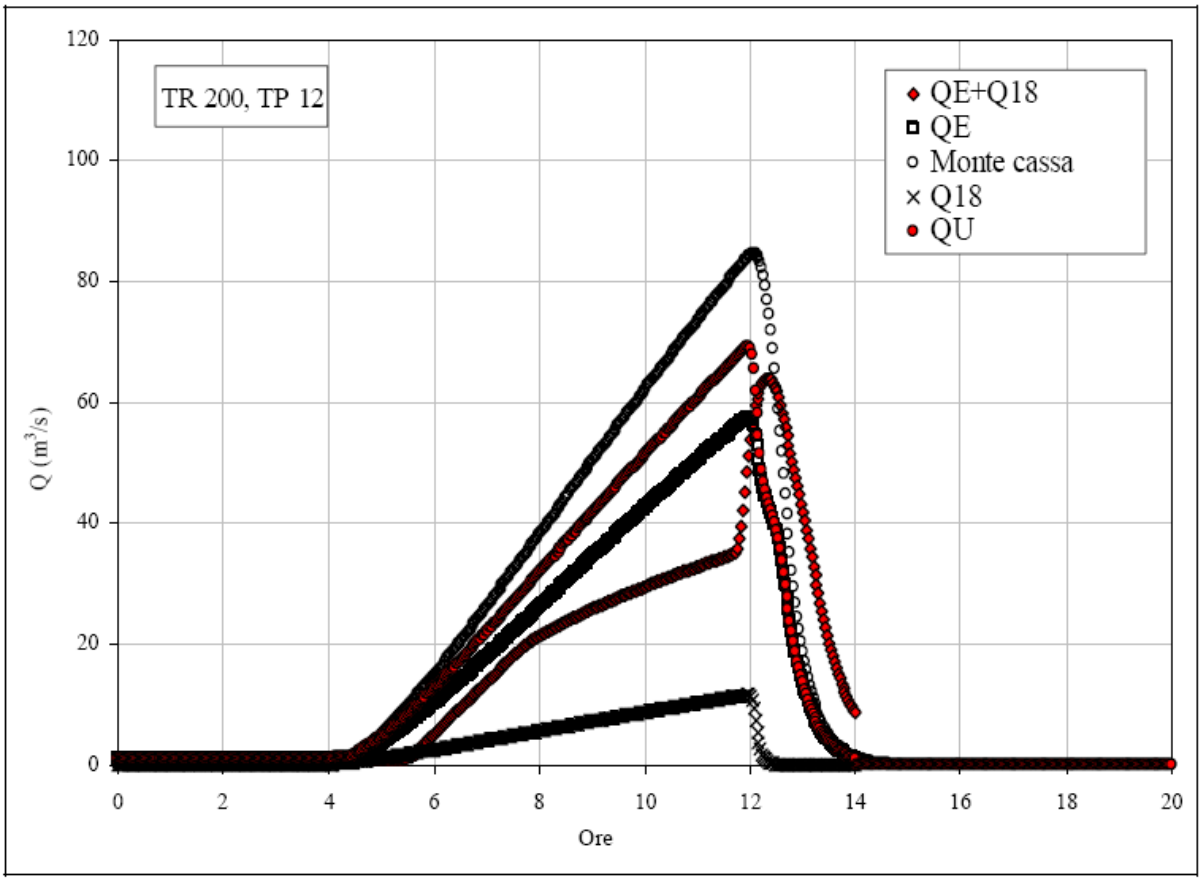


Figura 7.1.17 *- Idrogrammi che interessano il nodo idraulico della cassa di espansione (NC).*

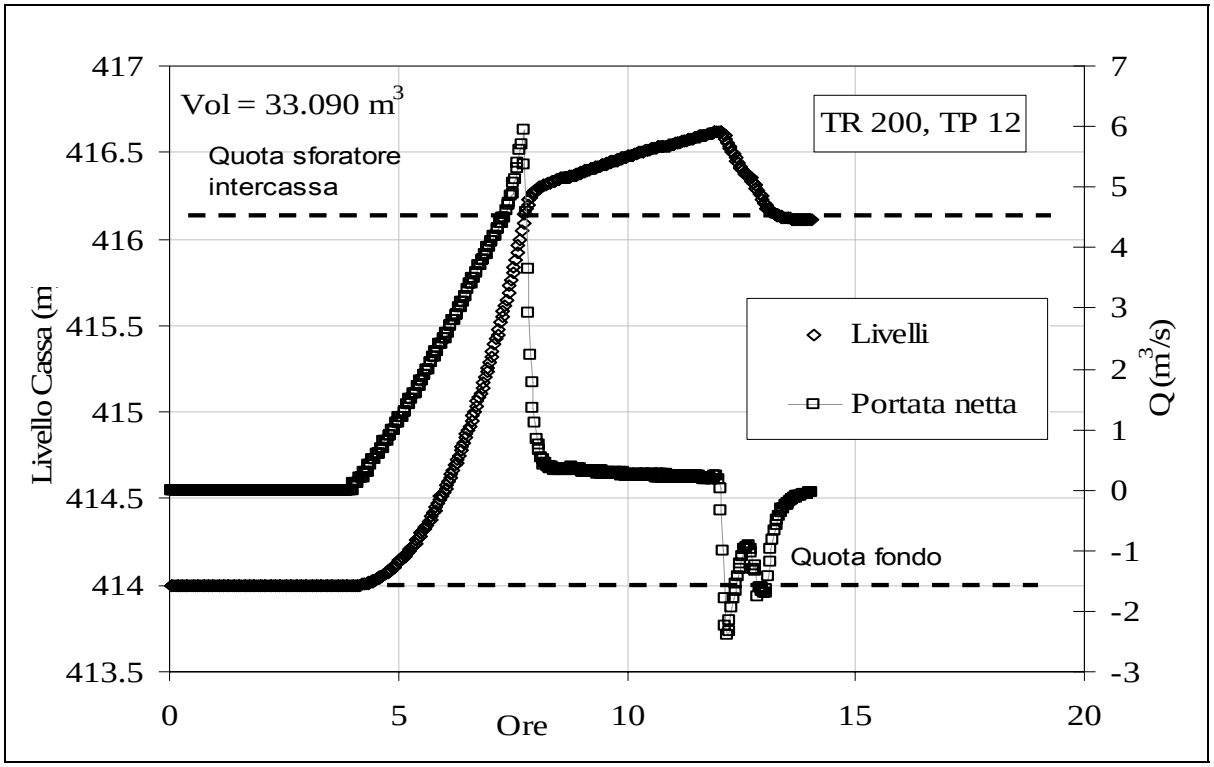


Figura 7.1.18 - Il funzionamento idraulico del primo settore della cassa di espansione (S1).

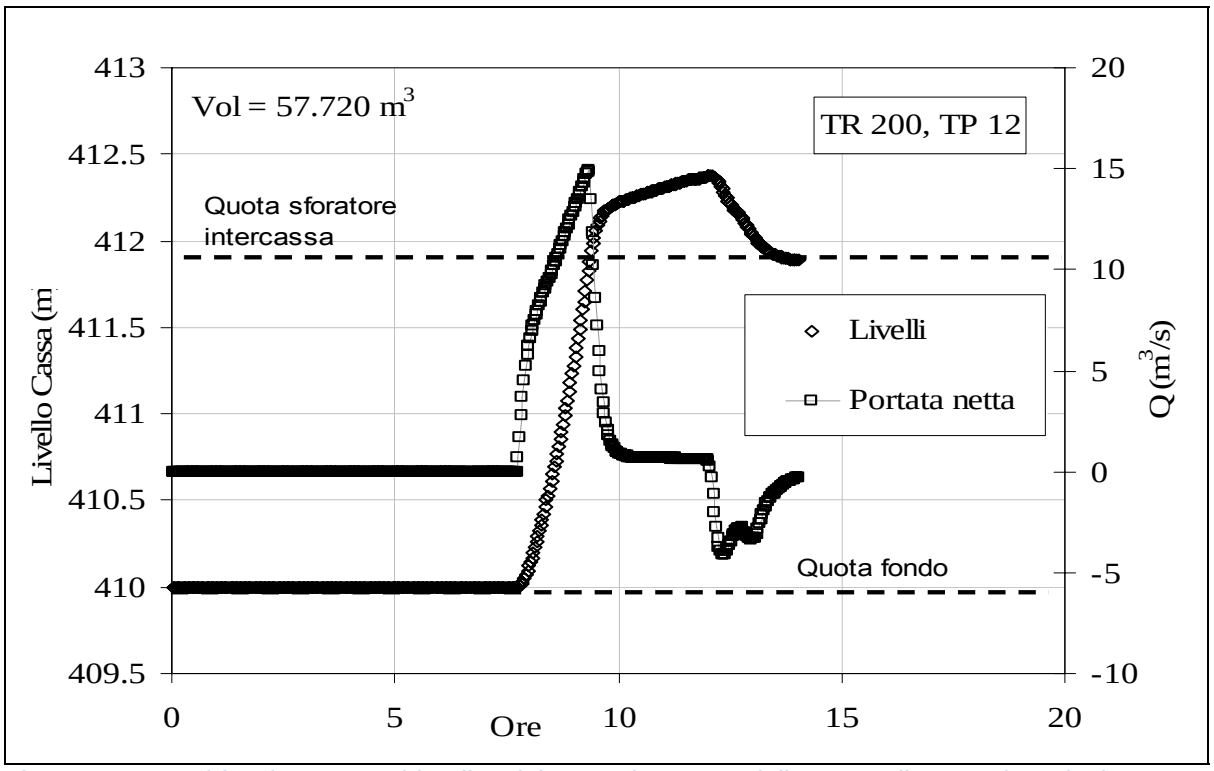


Figura 7.1.19 - Il funzionamento idraulico del secondo settore della cassa di espansione (S2).

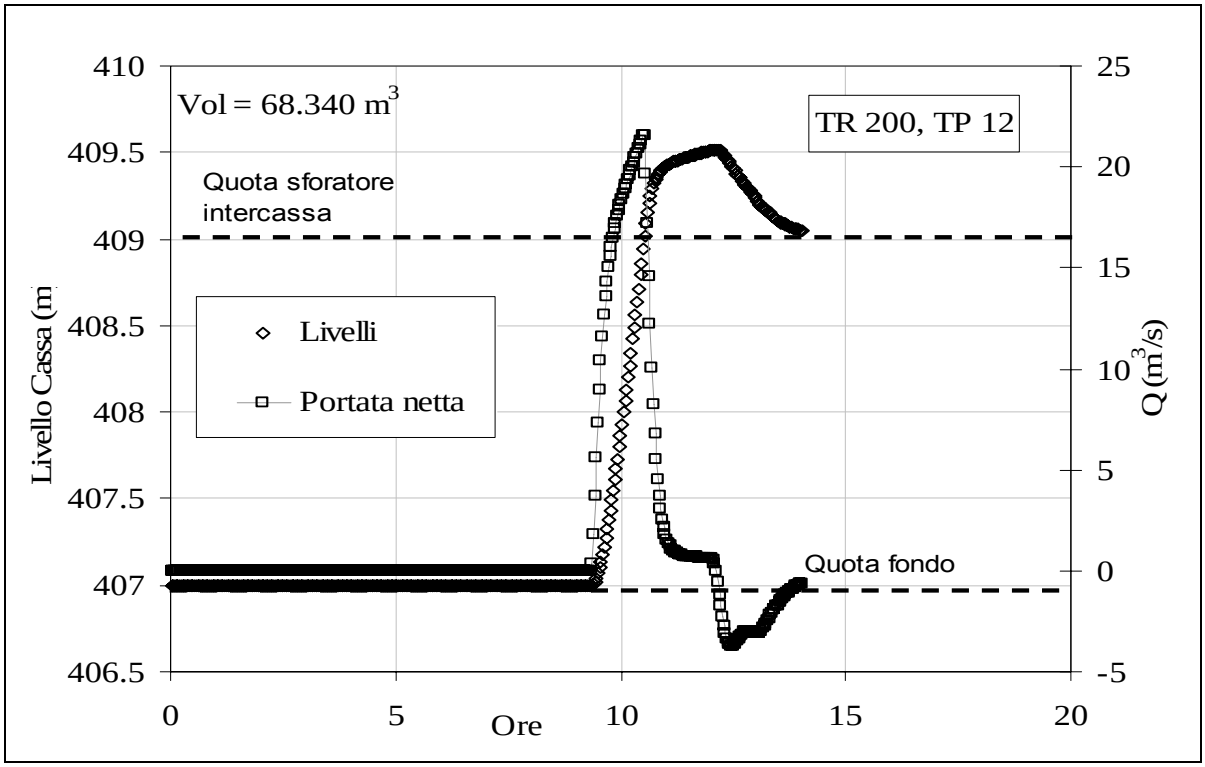


Figura 7.1.20 - Il funzionamento idraulico del terzo settore della cassa di espansione (S3).

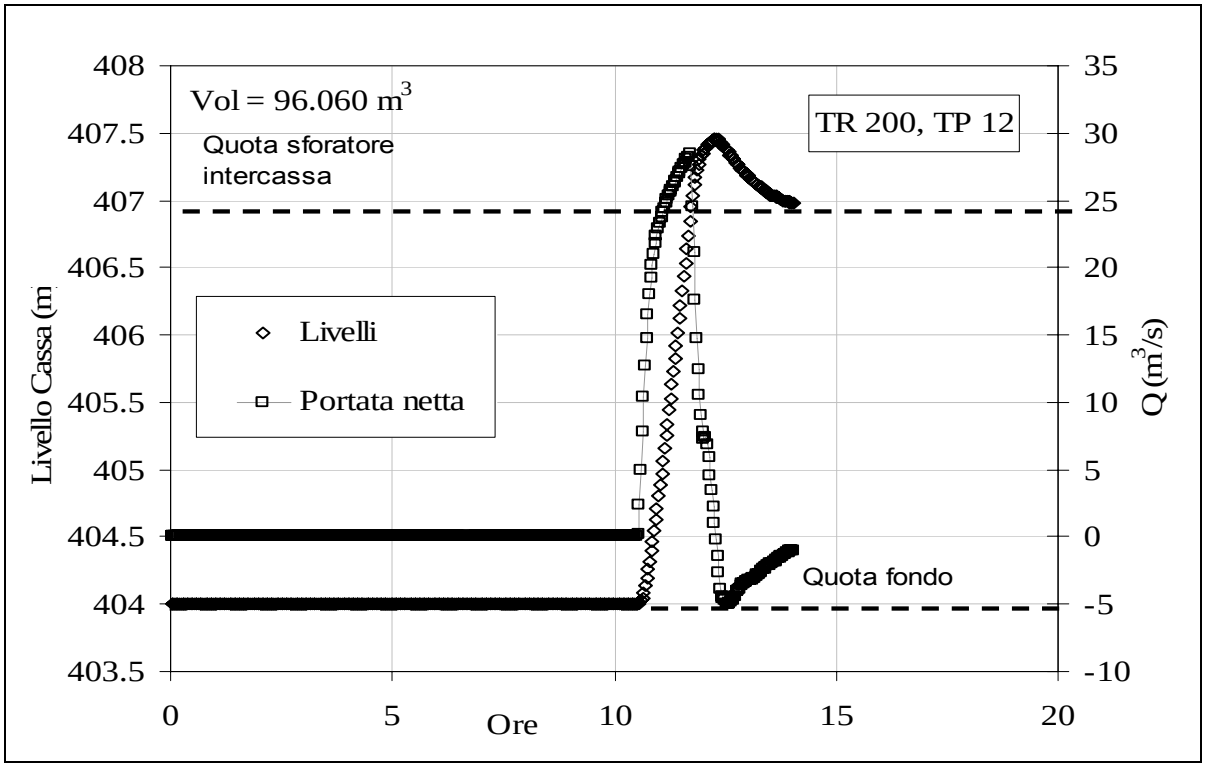


Figura 7.1.21 - Il funzionamento idraulico del quarto settore della cassa di espansione (S4).

7.1.5 T_p = 24 h, T = 200

Per il tempo di pioggia di 24 ore, il picco massimo in ingresso al nodo cassa si riduce a circa 50 m^3/s. Il volume di acqua che transita, a causa della durata dell'evento, diviene, per T_p =24, importante. Come per T_p = 12, la cassa, a causa della mancanza di un opera di regolazione delle portate affluenti dal bacino laterale (Q_{18}), non funziona correttamente. In particolare:

a) il picco in uscita è quasi pari a quello in ingresso. L'efficienza della cassa è quasi nulla. Come detto precedentemente, tale efficacia può essere di molto migliorata attraverso l'uso di una chiavica regolata manualmente durante il passaggio di una piena.
b) Tutti settori della cassa vengono completamente invasati. In particolare, il primo settore è quasi completamente riempito dalla prima parte di Q_{18}.
c) Il volume massimo di invaso (più di 250000 m^3) non è sufficiente a laminare il picco di piena.

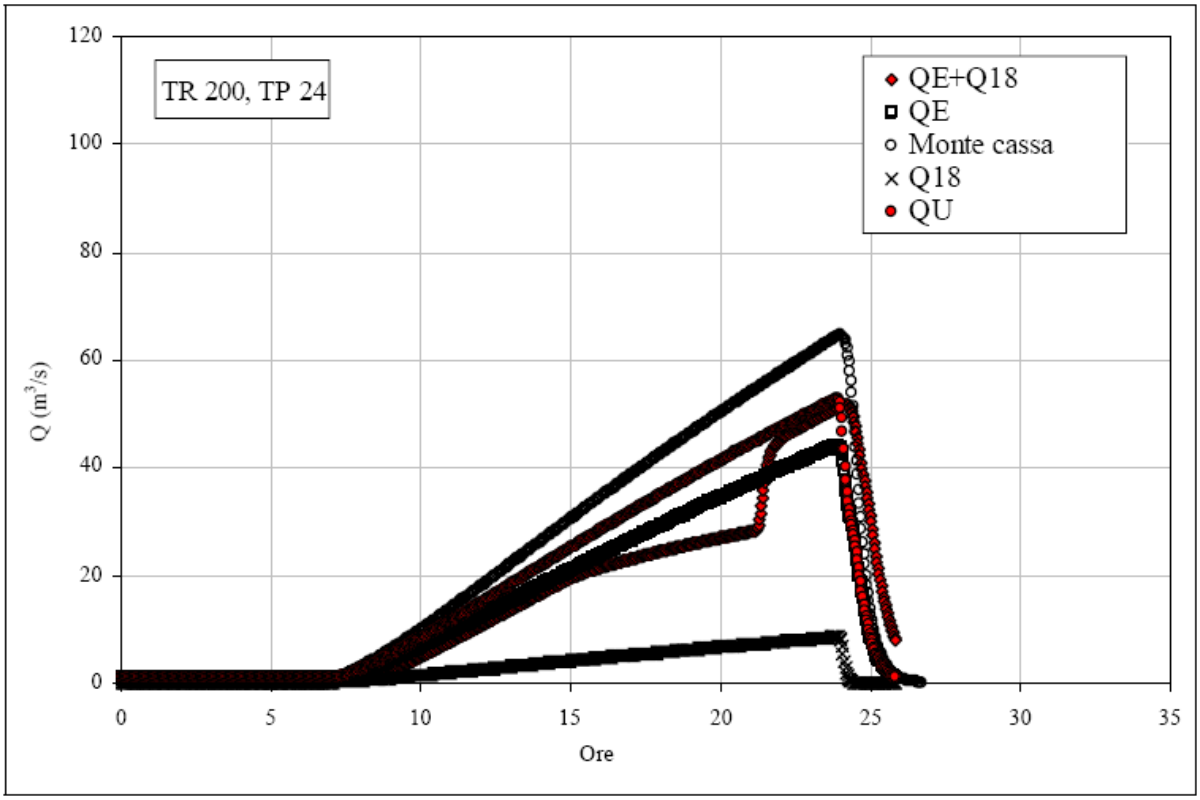


Figura 7.1.22 - Idrogrammi che interessano il nodo idraulico della cassa di espansione (NC).

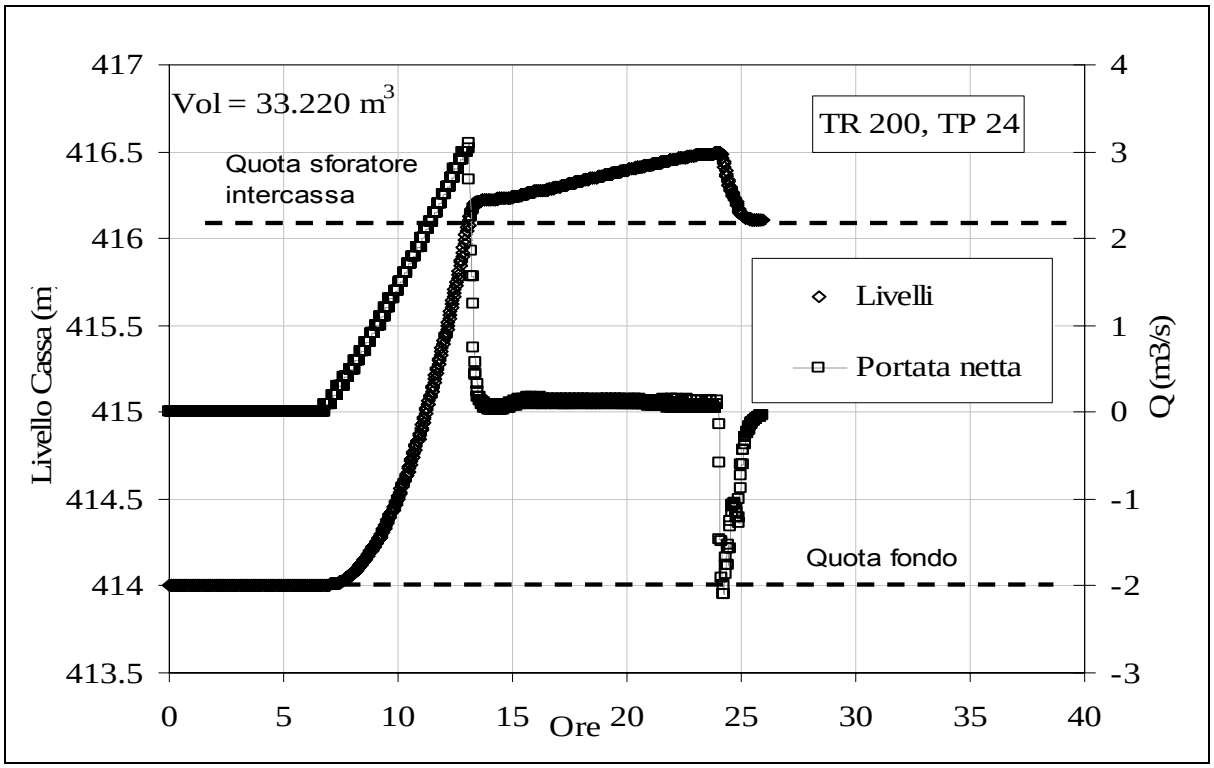


Figura 7.1.23 - Il funzionamento idraulico del primo settore della cassa di espansione (S1).

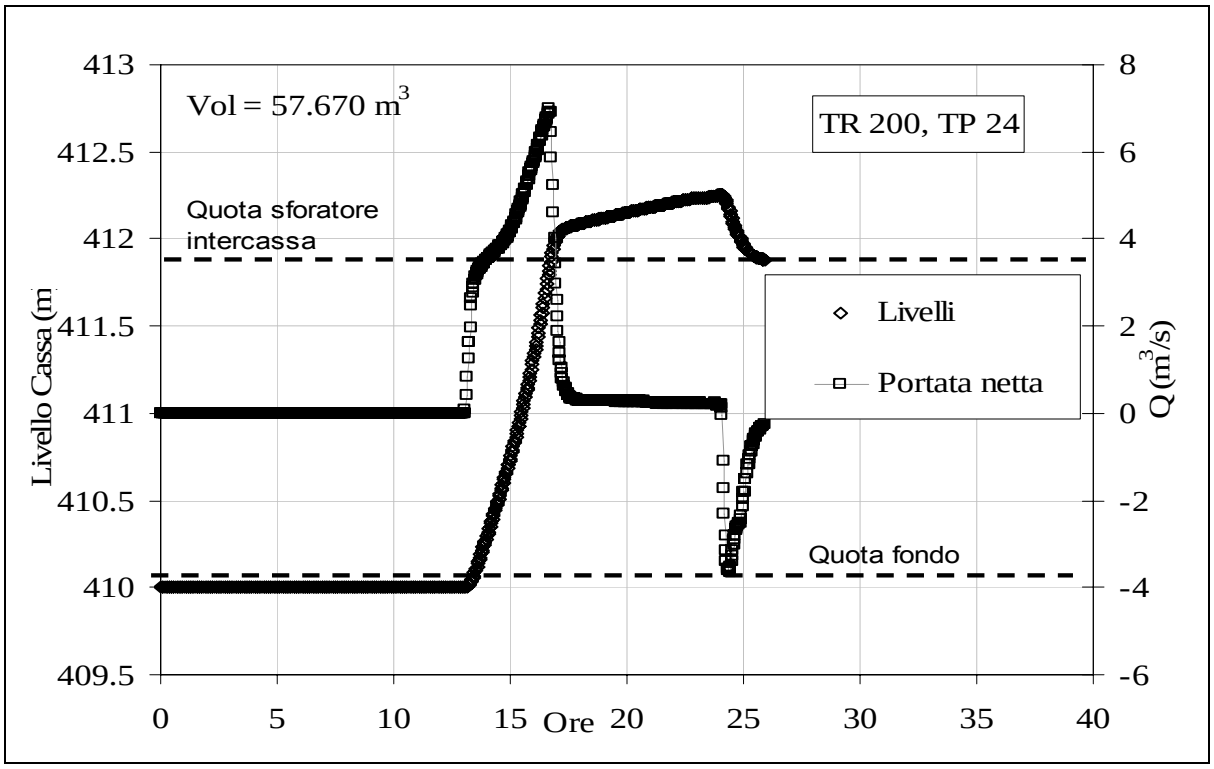


Figura 7.1.24 - Il funzionamento idraulico del secondo settore della cassa di espansione (S2).

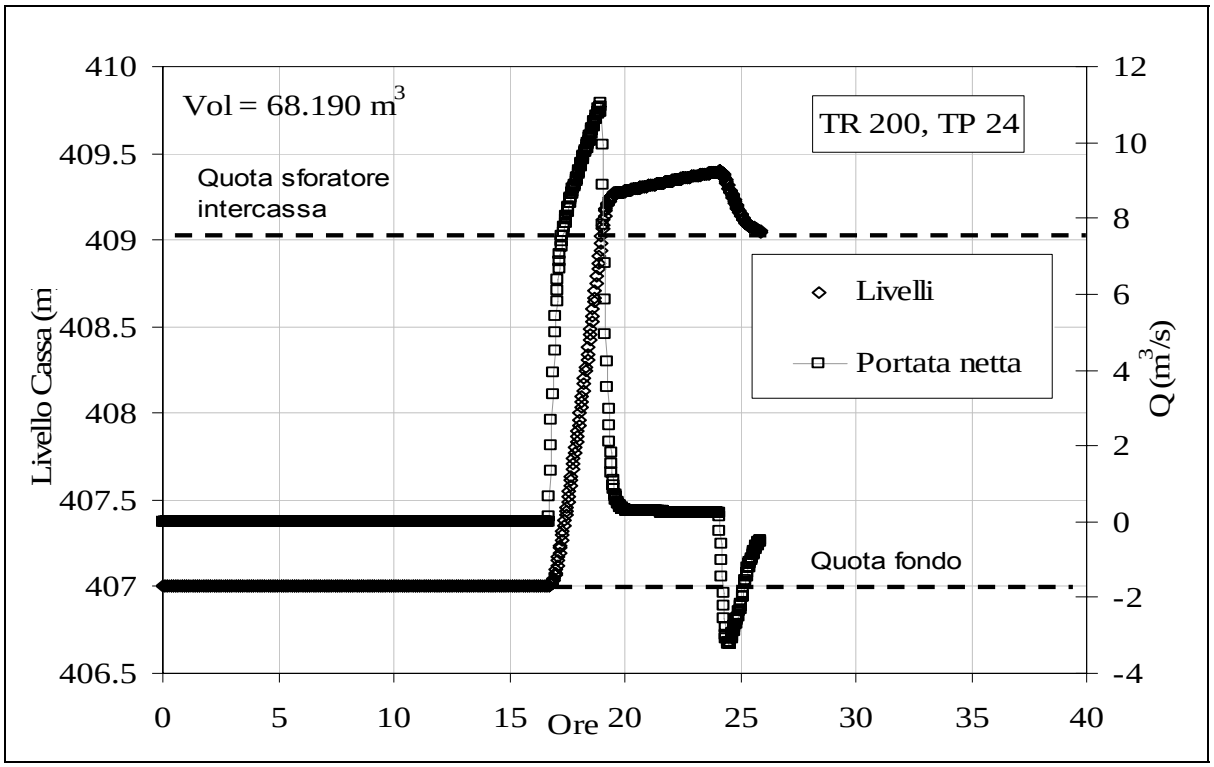


Figura 7.1.25 - Il funzionamento idraulico del terzo settore della cassa di espansione (S3).

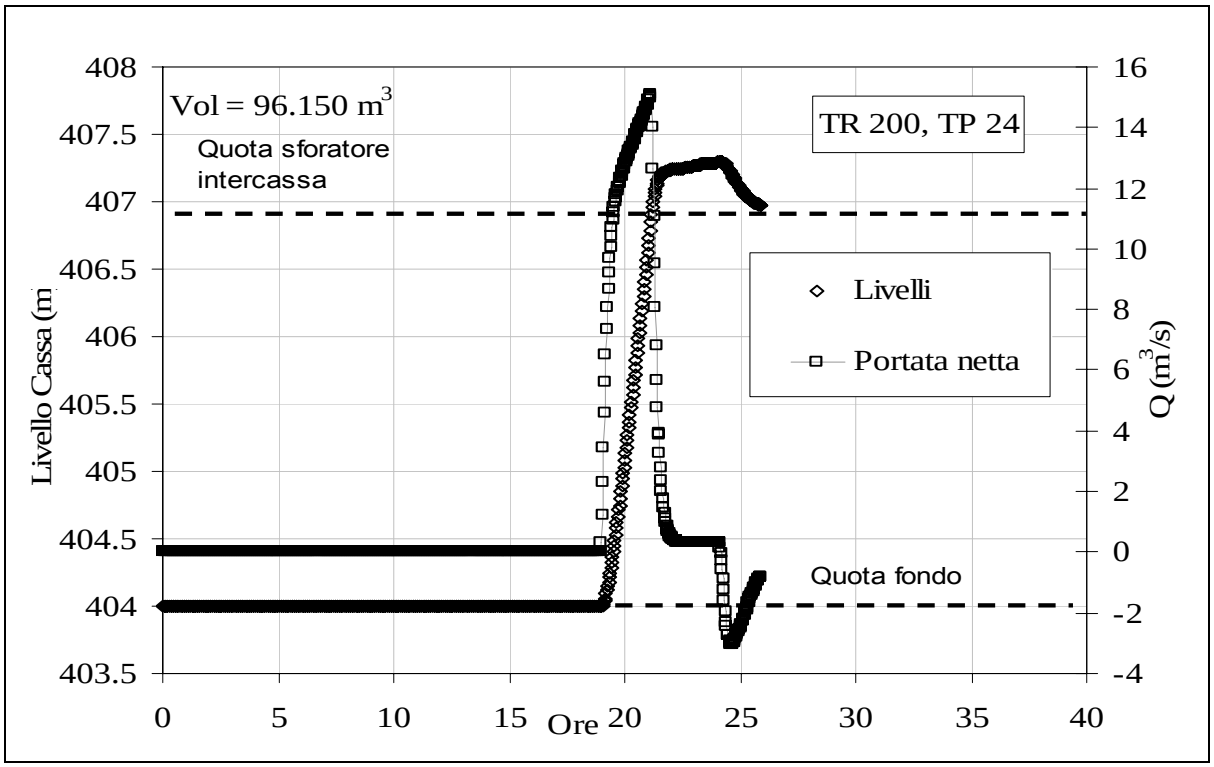


Figura 7.1.26 - Il funzionamento idraulico del quarto settore della cassa di espansione (S4).

7.1.6 Considerazioni conclusive

Per tempi di pioggia inferiori a 12 ore la cassa di espansione funziona adeguatamente. L'abbattimento del colmo è buono ed i volumi di invaso utilizzati sono inferiori a quelli di progetto (250000 m^3). Nondimeno, per tempi di pioggia di 12 e 24, nonostante il picco degli idrogrammi di piena decresca considerevolmente rispetto a quello osservato per T_p = 1, 3 e 6, il volume di laminazione non è sufficiente alla laminazione totale della Q_{18} e parziale della portata del Banna. La soluzione logica sarebbe quella di lasciar defluire nel torrente Banna la Q_{18}, proveniente dal bacino direttamente contribuente, fino al raggiungimento di un prestabilito livello di guardia. Ciò consentirebbe di liberare una quota parte del volume invasato e, di conseguenza, ottimizzare il funzionamento della cassa. In definitiva, dopo aver dimensionato adeguatamente una chiavica nel corpo arginale ed averne stabilito la movimentazione in caso di piena estrema, il volume previsto di 25000 m^3 potrebbe divenire adeguato alla laminazione dell'onda di piena di progetto. Questa ipotesi è esplorata nel successivo paragrafo.

7.2 Funzionamento della cassa con chiavica

Il funzionamento della cassa di espansione è qui analizzato imponendo che gli afflussi del bacino laterale (Q_{18}) siano deviati direttamente nel torrente Banna senza venire intercettati dalla cassa di espansione. Qui di seguito si riportano, per semplicità, solamente gli idrogrammi in ingresso ed in uscita dalla cassa nelle ipotesi di sfioratore regolarmente mantenuto.

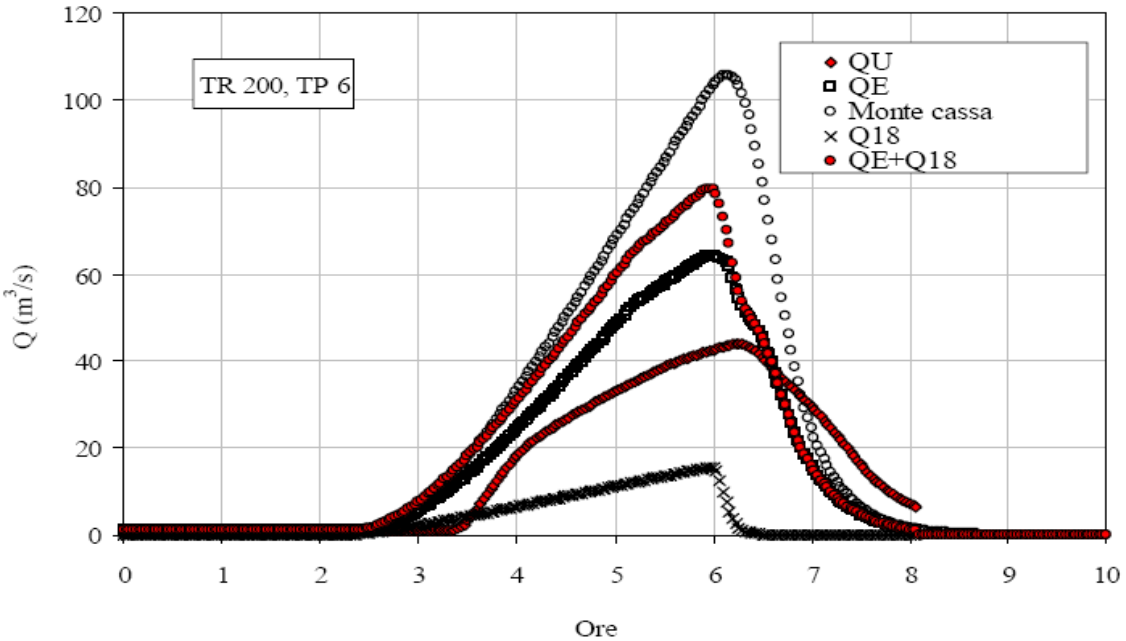


Figura 7.2.1 - Idrogrammi che interessano il nodo idraulico della cassa di espansione (NC) per TP = 6 ore.

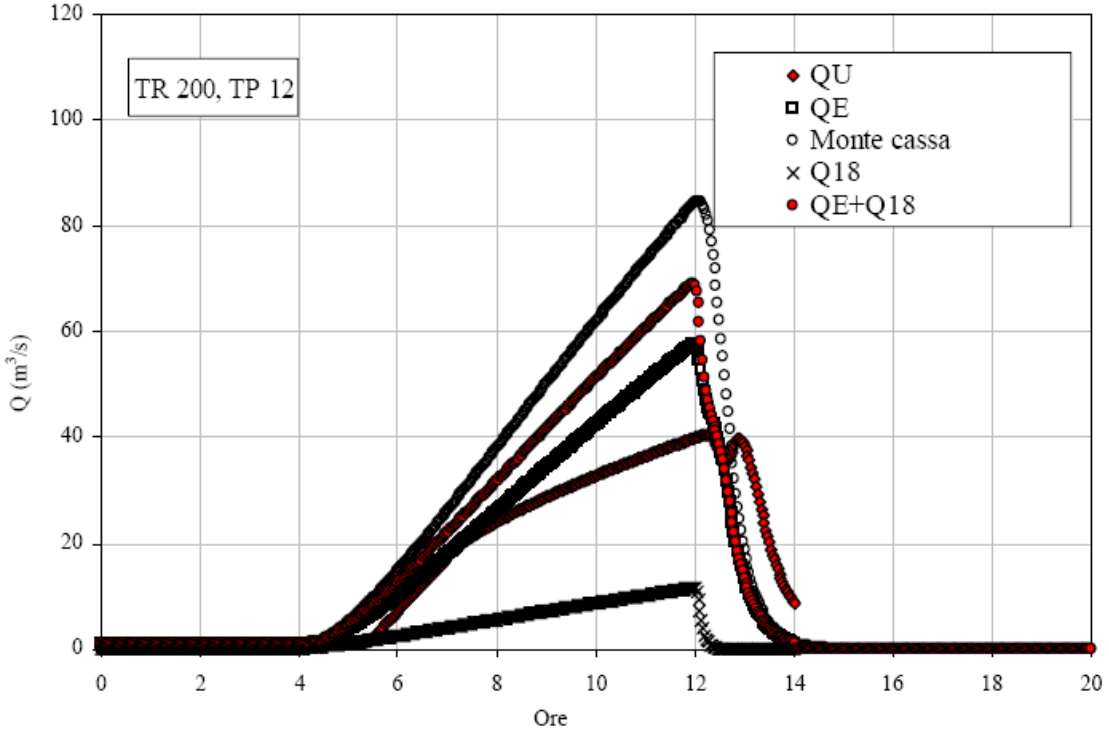


Figura 7.2.2 *- Idrogrammi che interessano il nodo idraulico della cassa di espansione (NC) per TP = 12 ore.*

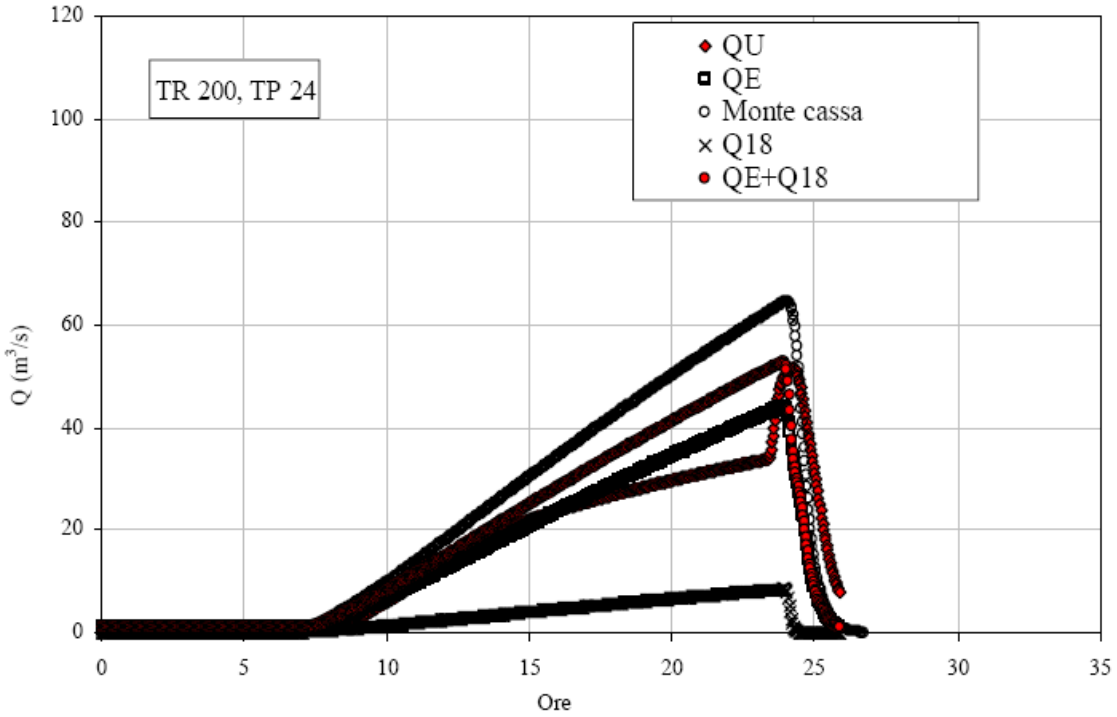


Figura 7.2.3 *- Idrogrammi che interessano il nodo idraulico della cassa di espansione (NC) per TP = 24 ore.*

Nel caso ipotizzato di funzionamento della cassa si possono trarre le seguenti conclusioni:

a) Per tempi di pioggia inferiori o uguali a 6 ore la cassa ha un'efficienza leggermente minore rispetto a quella originale. Infatti, a parità di idrogramma di piena entrante nel nodo cassa, il picco in uscita è leggermente maggiore. Per esempio per T_p = 6 la portata passa da 40 a 43 m^3/s.
b) Per tempi di pioggia di 12 ore l'efficienza della cassa è drasticamente migliorata. Nella cassa con chiavica le portate vengono ridotte a 40 m^3/s contro i 65 di quella originale.
c) Per tempi di pioggia di 24 il risultato finale, in termini di picco di portata, non viene sostanzialmente modificato. Nondimeno esso permane sul territorio per tempi molto ridotti rispetto alle condizioni originali.

Concludendo, la cassa in progetto, anche nella versione modificata con chiaviche, sembra essere efficiente nello scolmare le portate di piena per tempi di pioggia medi o brevi. Nel caso di eventi di lunga durata, contrariamente, il volume della cassa non sembra essere sufficiente alla totale decapitazione degli idrogrammi di piena. Si noti che queste considerazioni non devono essere assunte valide per qualunque tipologia o conformazione della cassa di espansione ma solo per quella esaminata nella presente relazione. Ulteriori approfondimenti sarebbero necessari al fine di progettare una cassa ottimale per il territorio in esame.

7.3 Confronto dell'efficienza della cassa nelle varie ipotesi di funzionamento

7.3.1 T = 200

Qui di seguito si riportano grafici che sintetizzano l'entità delle riduzioni di portata al picco ottenibili mediante la cassa ed il canale scolmatore per un periodo di ritorno di 200 anni. In particolare, per ogni grafico si riporta la portata massima dell'onda in ingresso al nodo scolmatore nelle tre ipotesi: a) territorio senza scolmatore e senza cassa, b) con scolmatore ma senza cassa e c) con scolmatore e con cassa.

Manutenzione regolare, assenza di chiavica

Nelle condizioni di manutenzione regolare la portata in ingresso al nodo cassa raggiunge, per T_p di 3 e 6 ore, il valore di circa 80 m^3/s. La presenza della cassa permette di abbattere questa portata fino a circa 40 m^3/s. Nondimeno, come visto in precedenza, la cassa diviene completamente inutile per T_p di 12 e 24 ore.

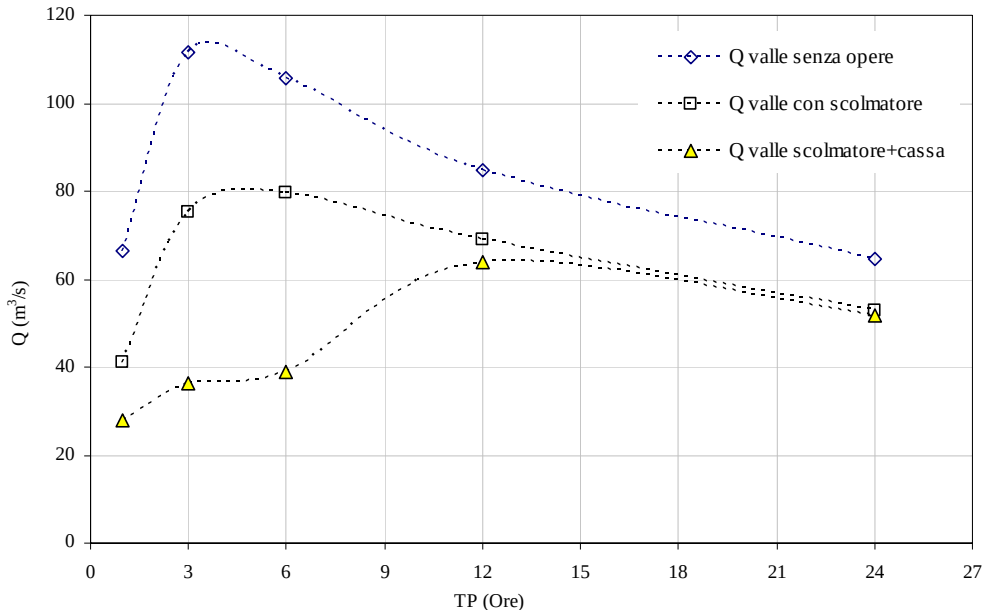


Figura 7.3.1 *- Le portate di picco al variare del tempo di pioggia per TR 200 e scolmatore in condizione di regolare manutenzione.*

Manutenzione assente, assenza di chiavica

Nelle condizioni di manutenzione irregolare la portata in ingresso al nodo cassa si aggira, per TP di 3, 6 e 12 ore, intorno al valore di 65 m^3/s. La presenza della cassa permette di abbattere questa portata al di sotto dei 40 m^3/s. Nondimeno, come visto in precedenza, la cassa diviene completamente inutile per TP di 24 ore. Paradossalmente, il funzionamento anomalo dell'opera di presa dello scolmatore permette di abbattere maggiormente le portate e di far funzionare la cassa molto meglio che non nelle condizioni di opera in condizioni corrette di manutenzione. Le condizioni di rischio intorno al canale scolmatore divengono tuttavia estremamente preoccupanti.

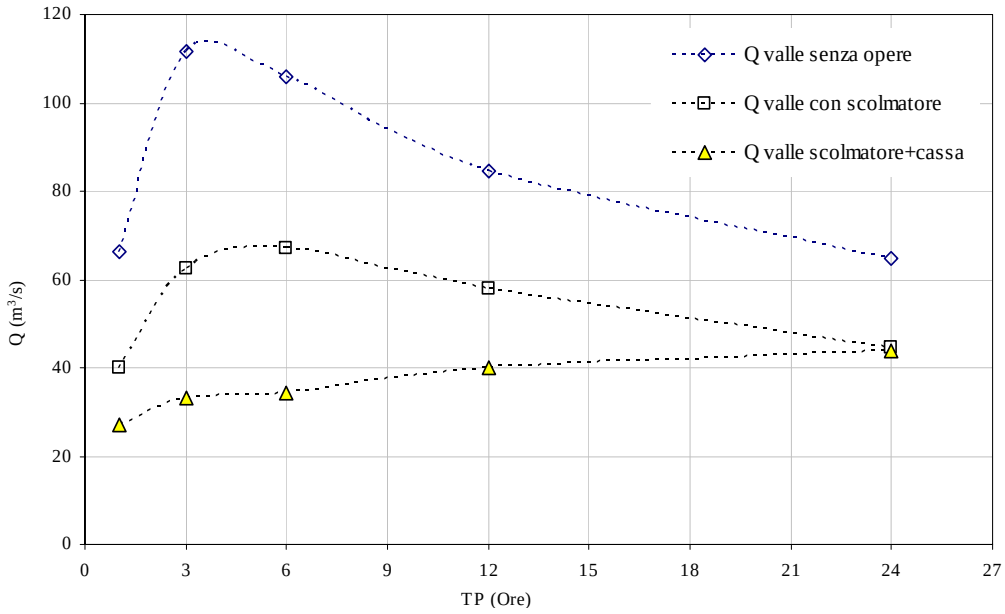


Figura 7.3.2 *- Le portate di picco al variare del tempo di pioggia per TR 200 e scolmatore in condizione di nessuna manutenzione.*

Manutenzione regolare, presenza di chiavica

Diversamente dalle condizioni in assenza di chiavica, la portata in uscita dalla cassa si mantiene sui 40 m^3/s anche per TP = 12 ore.

Nondimeno, per TP = 24 ore, la cassa diviene sostanzialmente inefficace.

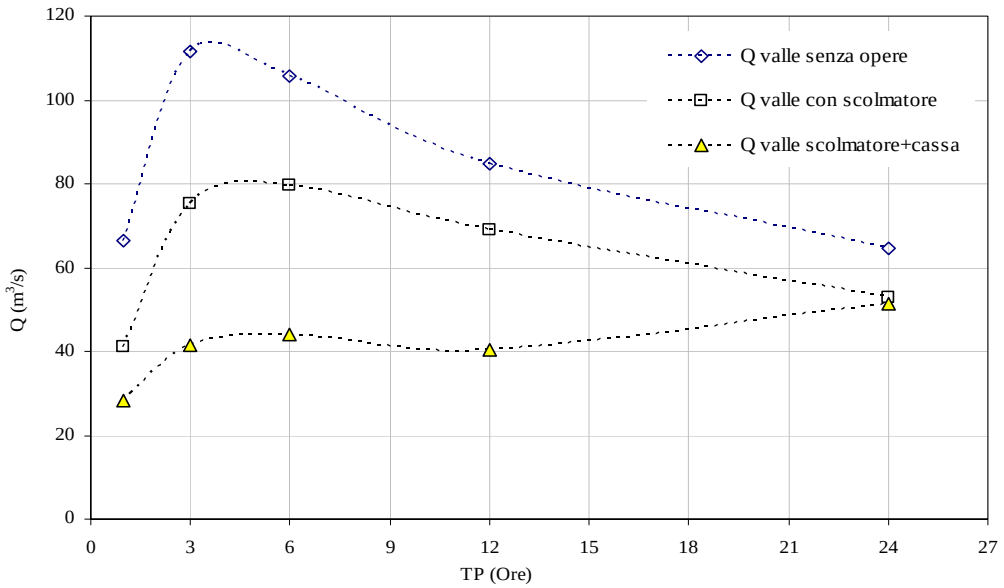


Figura 7.3.3 *- Le portate di picco al variare del tempo di pioggia per TR 200 e scolmatore in condizione di regolare manutenzione.*

Manutenzione assente, presenza di chiavica

Nel caso di nessuna manutenzione e presenza di chiavica, la cassa ha un'efficienza molto maggiore che nel caso di assenza della chiavica. In particolare le portate si mantengono sempre al di sotto di 40 m^3/s.

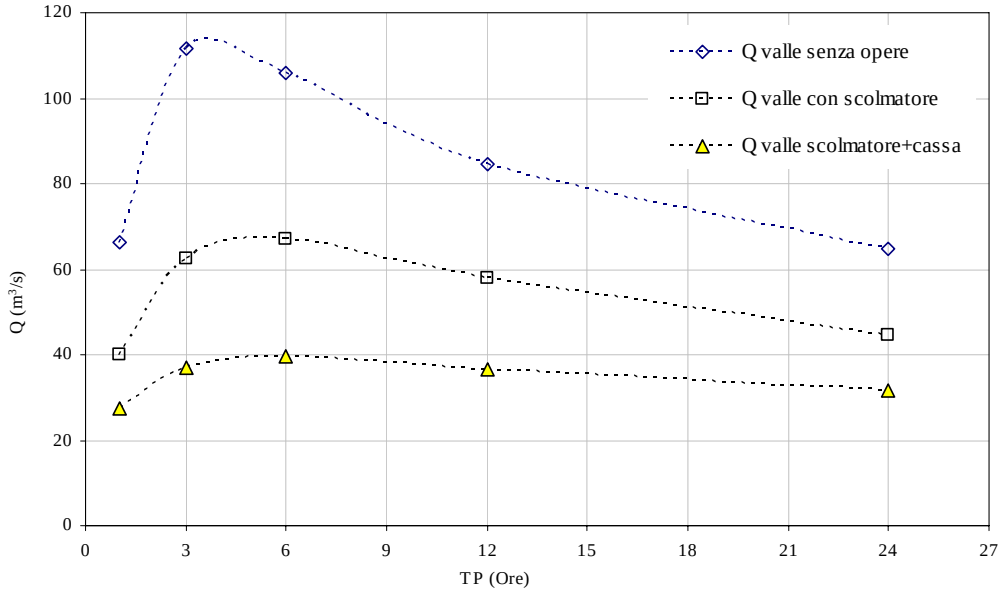


Figura 7.3.4 *- Le portate di picco al variare del tempo di pioggia per TR 200 e scolmatore in condizione di nessuna manutenzione.*

7.3.2 T = 50

Qui di seguito si riportano i grafici sintetici del funzionamento della cassa e del canale scolmatore per tempi di ritorno di 50 anni. In particolare, per ogni grafico si riporta la portata massima dell'onda in ingresso al nodo scolmatore nelle tre ipotesi: a) territorio senza scolmatore e senza cassa, b) con scolmatore ma senza cassa e c) con scolmatore e con cassa.,Questa analisi è utile al fine di evidenziare l'impatto sulle portate delle opere anche per eventi estremi ma non di carattere catastrofico.

Manutenzione regolare, assenza di chiavica

Nelle ipotesi di presa laterale dello sfioratore in condizioni di regolare manutenzione, anche per TR = 50 la cassa di espansione non sembra funzionare correttamente. Infatti, per tempi di pioggia di 24 ore il picco di piena non viene attenuato. Diversamente, per tempi di pioggia inferiori alle 24 ore, la cassa ha un buon rendimento ed i picchi di piena vengono contenuti al di sotto di 35 m^3/s.

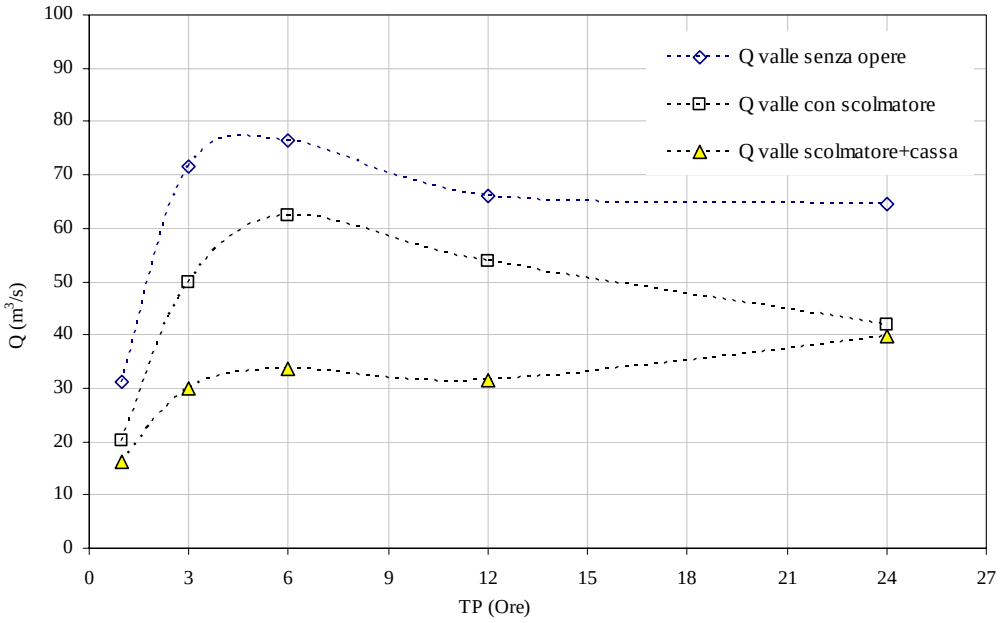


Figura 7.3.5 *- Le portate di picco al variare del tempo di pioggia per TR 50 e scolmatore in condizione di regolare manutenzione.*

Manutenzione assente, assenza di chiavica

Così come per i 200 anni, la cassa funziona meglio in condizioni di sfioratore laterale non mantenuto. Infatti, la minor portata entrante nel nodo cassa facilita il funzionamento della cassa stessa. Le portate in uscita dal nodo cassa sono sempre inferiori a 50 m^3/s.

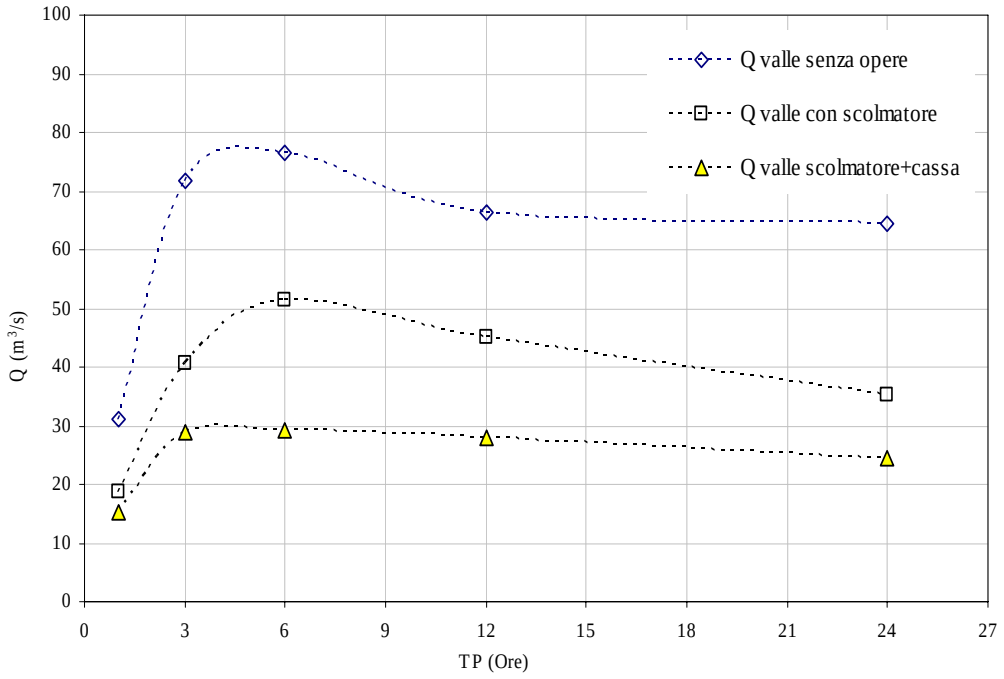


Figura 7.3.6 *- Le portate di picco al variare del tempo di pioggia per TR 50 e scolmatore in condizione di nessuna manutenzione.*

Manutenzione regolare, presenza di chiavica

Nelle ipotesi di presa laterale dello sfioratore in condizioni di regolare manutenzione ed in presenza di chiavica la cassa di espansione sembra funzionare correttamente. Infatti, la cassa ha un buon rendimento ed i picchi di piena vengono contenuti al di sotto di 40 m^3/s. Ciò conferma che la cassa, adeguatamente rivista nelle sue componenti principali, può avere una buona efficacia anche per eventi alluvionali gravi ma non catastrofici.

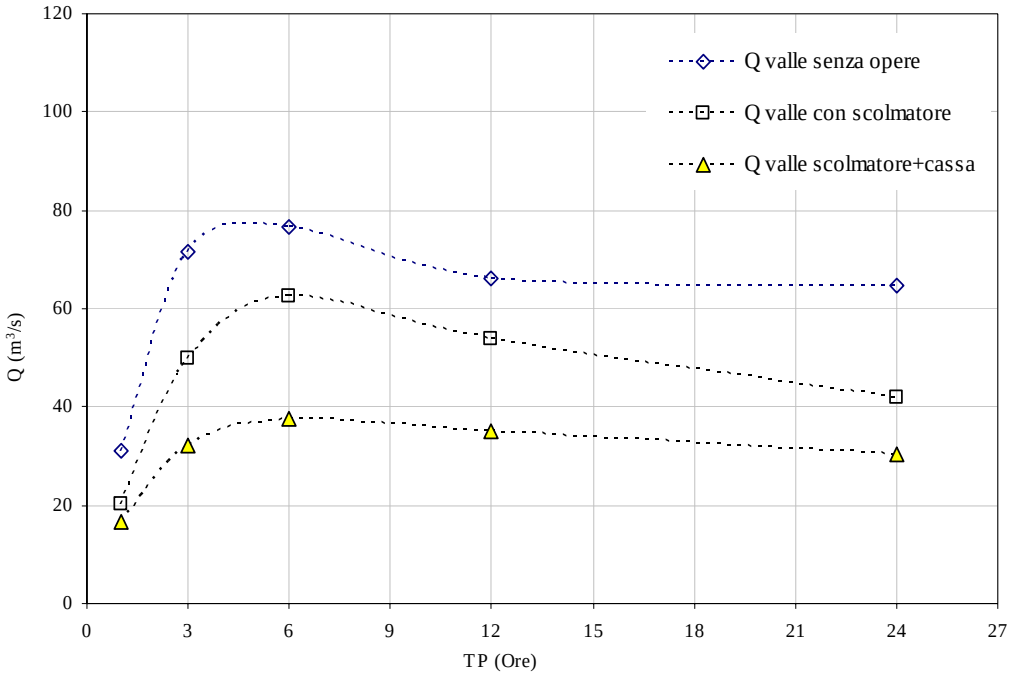


Figura 7.3.7 *- Le portate di picco al variare del tempo di pioggia per TR 50 e scolmatore in condizione di regolare manutenzione.*

Manutenzione assente, presenza di chiavica

Così come per le condizioni di regolare manutenzione, la cassa di espansione sembra funzionare correttamente. Infatti, la cassa ha un buon rendimento ed i picchi di piena vengono contenuti al di sotto di 35 m^3/s.

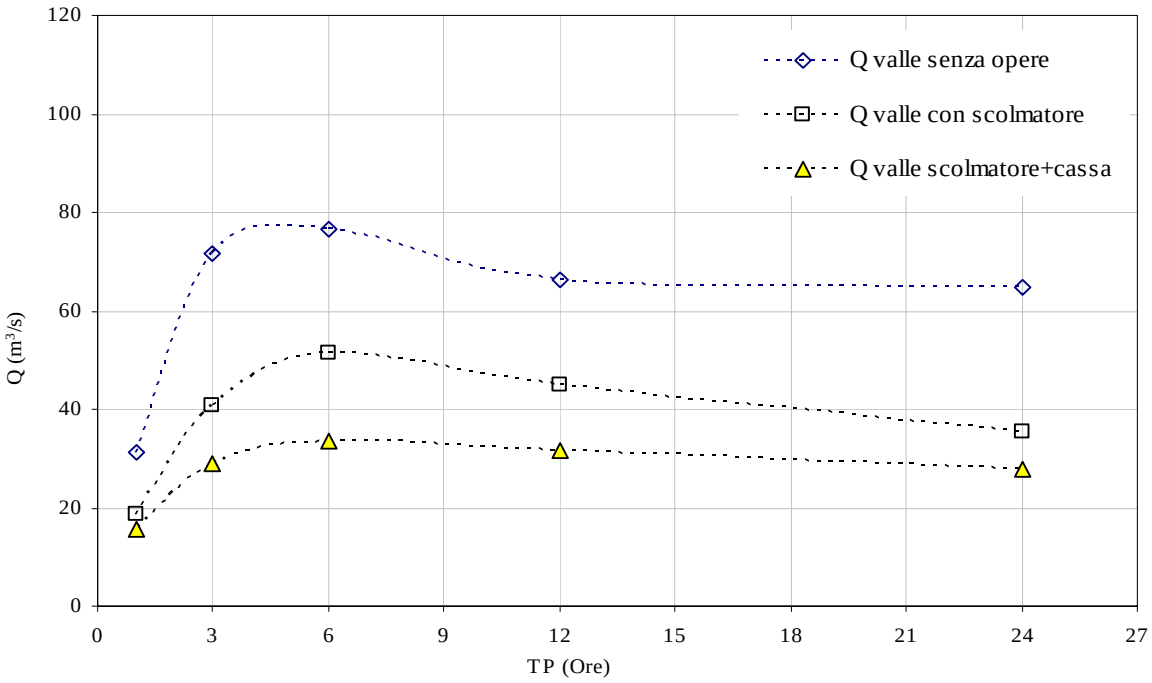


Figura 7.3.8 *- Le portate di picco al variare del tempo di pioggia per TR 50 e scolmatore in condizione di nessuna manutenzione.*

8 Analisi di sintesi e possibili scenari

In questo paragrafo si presentano i principali risultati riguardanti l'analisi delle portate di piena e della loro ripartizione all'interno della porzione di bacino compreso tra il comune di Balangero e quello di Mathi, con diverse configurazioni delle opere idrauliche. Al fine di rendere semplice la lettura dei risultati si è deciso di schematizzare il territorio ed il suo comportamento idraulico in una serie di nodi caratteristici. Questa schematizzazione è qui di seguito brevemente descritta.

BACINI CONTRIBUENTI. Nelle *Figure 8.1 e 8.2* si evidenziano i quattro sottobacini che insistono sull'area di interesse. Il bacino a monte della chiesa dei Martiri è quello principale e la sua portata alla sezione di chiusura della chiesa verrà denominata Q_a. Il secondo bacino (*Figura 8.1*) è un piccolo bacino laterale che porta generalmente una modesta portata (Q_c) al nodo scolmatore senza interessare, se non marginalmente, il torrente Banna. I due bacini di *Figura 8.2* riguardano il bacino laterale di Balangero e quello laterale della cassa. Il primo convoglia una portata Q_e nel Banna subito a valle dell'abitato di Balangero. Il secondo ha una portata pari a Q_g che viene intercettata dalla cassa di espansione prima che la stessa possa arrivare in Banna.

NODI IDRAULICI. In *Figura 8.3* è riportata una schematizzazione del territorio, tra Balangero e Mathi, sul quale insistono i principali nodi idraulici che influenzano il calcolo delle portate a valle del comune di Mathi: la presa scolmatore, il canale scolmatore, l'abitato di Balangero, la cassa di espansione. Nell'analisi che segue, al fine di semplificare le analisi delle criticità, si divide questa porzione del bacino del Banna-Bendola in alcuni nodi idraulici fondamentali. Tali nodi, e le portate massime che vi transitano sono schematicamente raffigurati in *Figura 8.4*. Essi sono, inoltre, qui di seguito descritti per punti:

a) Il bacino a monte della Chiesa dei Martiri → Q_a
b) Le campagne tra la Chiesa dei Martiri e la presa scolmatore → Q_b
c) Il bacino laterale che insiste direttamente sulla presa scolmatore → Q_c
d) Il canale scolmatore → Q_d
e) La parte tombinata del canale scolmatore → Q_b+Q_d
f) Il Banna in Balangero → $Q_a-Q_b-Q_d+Q_c$
g) Il Bacino laterale di Balangero → Q_e
h) La cassa di espansione → Q_f
i) Il Bacino laterale della cassa → Q_g

j) L'opera di sicurezza della cassa → Q_h

k) Il Banna a valle della cassa → Q_a-Q_b-Q_d+Q_c-Q_f+ Q_h

Più in dettaglio, per le portate di riferimento si possono fare le seguenti considerazioni:

a) La portata Q_a è la portata in uscita dai bacini a monte della chiesa dei Martiri (vedi *Capitolo 5*).

b) La portata Q_b è costituita dalla quota parte che la sezione idrica del torrente non riesce a contenere. Q_b viene convogliata nelle campagne a monte del canale scolmatore. A causa della morfologia del territorio, tale portata tende a defluire naturalmente verso il canale scolmatore andandone ad aumentare la portata defluente verso la Stura di Lanzo.

c) Si assume, sulla base di elaborazioni numeriche svolte con HEC-RAS con varie scabrezze del fondo, che la portata massima che può transitare nel torrente Banna (Q_a-Q_b) sia pari a 50 m^3/s.

d) Q_c è la portata del bacino laterale segnalato in *Figura 8.1* che non transita nel Banna ma viene direttamente immessa nel nodo scolmatore. Tale portata viene parzialmente scolmata nel canale laterale ma non concorre alla formazione di Q_b.

e) La portata scolmata Q_d è dovuta alla presa dello scolmatore laterale. Questo punto è già stato trattato nel *paragrafo 6.2.2*; qui si assume che Q_d, in condizioni di manutenzione continua, è pari a $Q_d = 0.5(Q_a - Q_b + Q_c)$.

f) La portata che attraversa la tombinatura del canale scolmatore è assunta pari alla somma di Q_b e Q_d. Questa è chiaramente una assunzione che non tiene conto della naturale capacità di laminazione delle campagne nelle quali Q_b transita dopo essere esondata dal Banna. Tale assunzione è però a favore di sicurezza e viene quindi utilizzata nella presente schematizzazione.

g) La portata che transita in Balangero è, dunque, la somma delle portate precedenti e risulta paria a Q_a-Q_b-Q_d+Q_c.

h) La portata Q_e deriva dai bacini laterali compresi tra la presa dello scolmatore e la cassa di espansione. Viene qui considerato che tale portata non interessa l'abitato di Balangero ma confluisce nel Banna a valle dell'abitato stesso.

i) La portata Q_f è quella derivata, attraverso lo sfioratore di presa, nella vasca di laminazione. Essa dipende dalla tipologia sia dello sfioro laterale sia dell'opera di regolazione in alveo.

j) La portata Q_g è derivante dagli afflussi insistenti sul bacino 18 (vedi relazione idrologica). Tale portata, come precedentemente evidenziato, grava direttamente sulla cassa di espansione e non interessa il torrente Banna.

k) La portata Q_h è da attribuirsi all'entrata in funzione dello sfioratore di sicurezza della cassa di espansione. In condizioni di funzionamento ideale, Q_h è nullo. Diversamente,

allorchè la cassa venga ad essere completamente riempita, Q_h può divenire un termine fondamentale.

l) La portata in uscita dal nodo scolmatore-Cassa è data da $Q_a+Q_c+Q_e-Q_b-Q_d-Q_f$.

Lo schema di funzionamento idraulico del territorio Balangero-Mathi è raffigurato nelle *Figure 8.4* e *8.5*.

Lo schema rappresentato in *Figura 8.5* verrà adoperato nel seguito per riportare i risultati delle valutazioni di calcolo effettuate per i diversi scenari.

In effetti, un'analisi completa delle portate gravanti sul territorio tra Balangero e Mathi deve essere basata sullo studio degli idrogrammi di piena transitanti in ogni singolo nodo dello schema idraulico. Un esempio è riportato in *Figura 8.6* per periodo di ritorno duecento anni (T = 200) e tempo di pioggia sei ore (T_p = 6). Tuttavia, risultati di più facile lettura, sono presentati usando i nodi dello schema e le portate massime transitanti in ognuno di essi, con la rappresentazione di *Figura 8.5*.

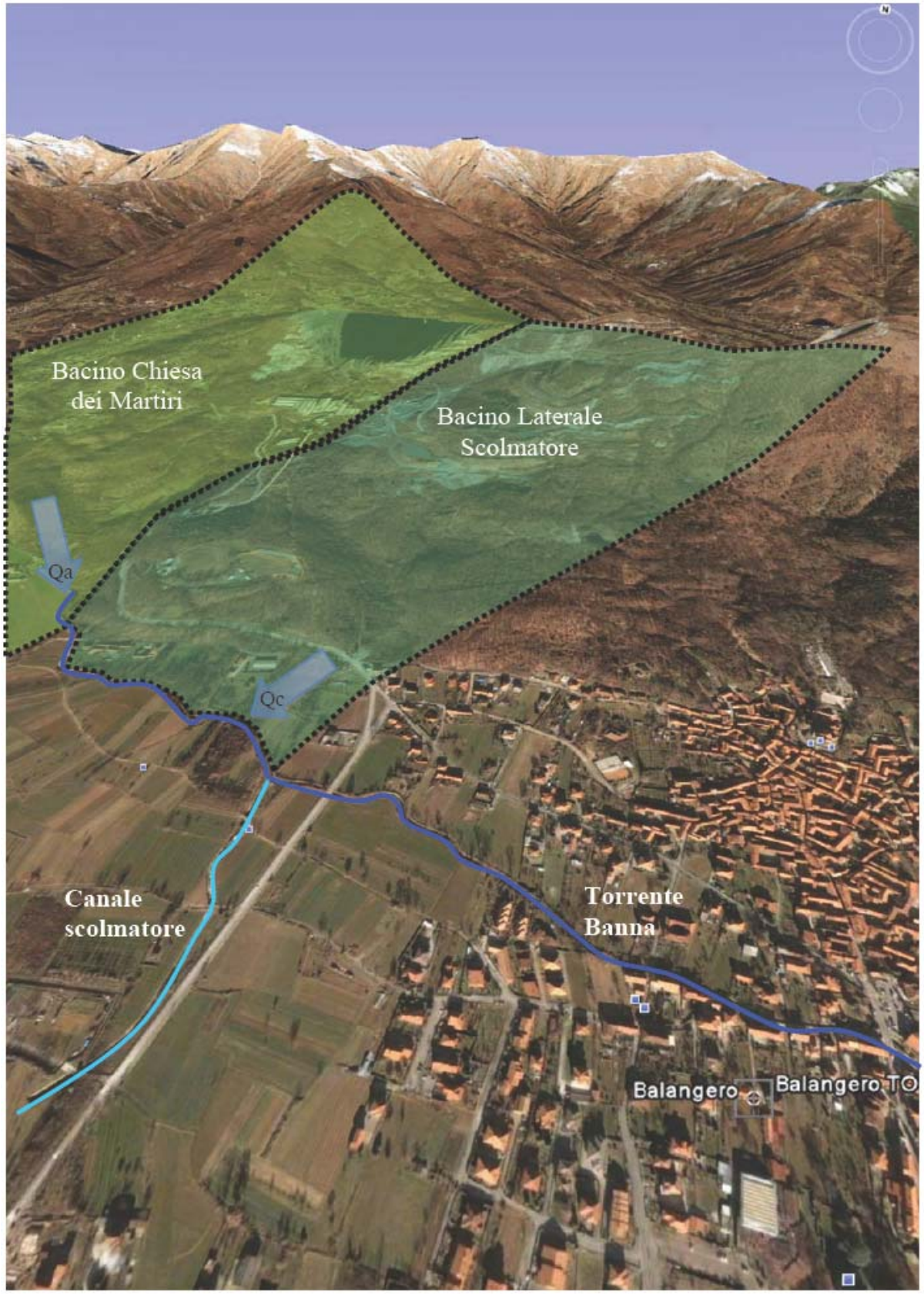


Figura 8.1 *- Inquadramento del territorio.*

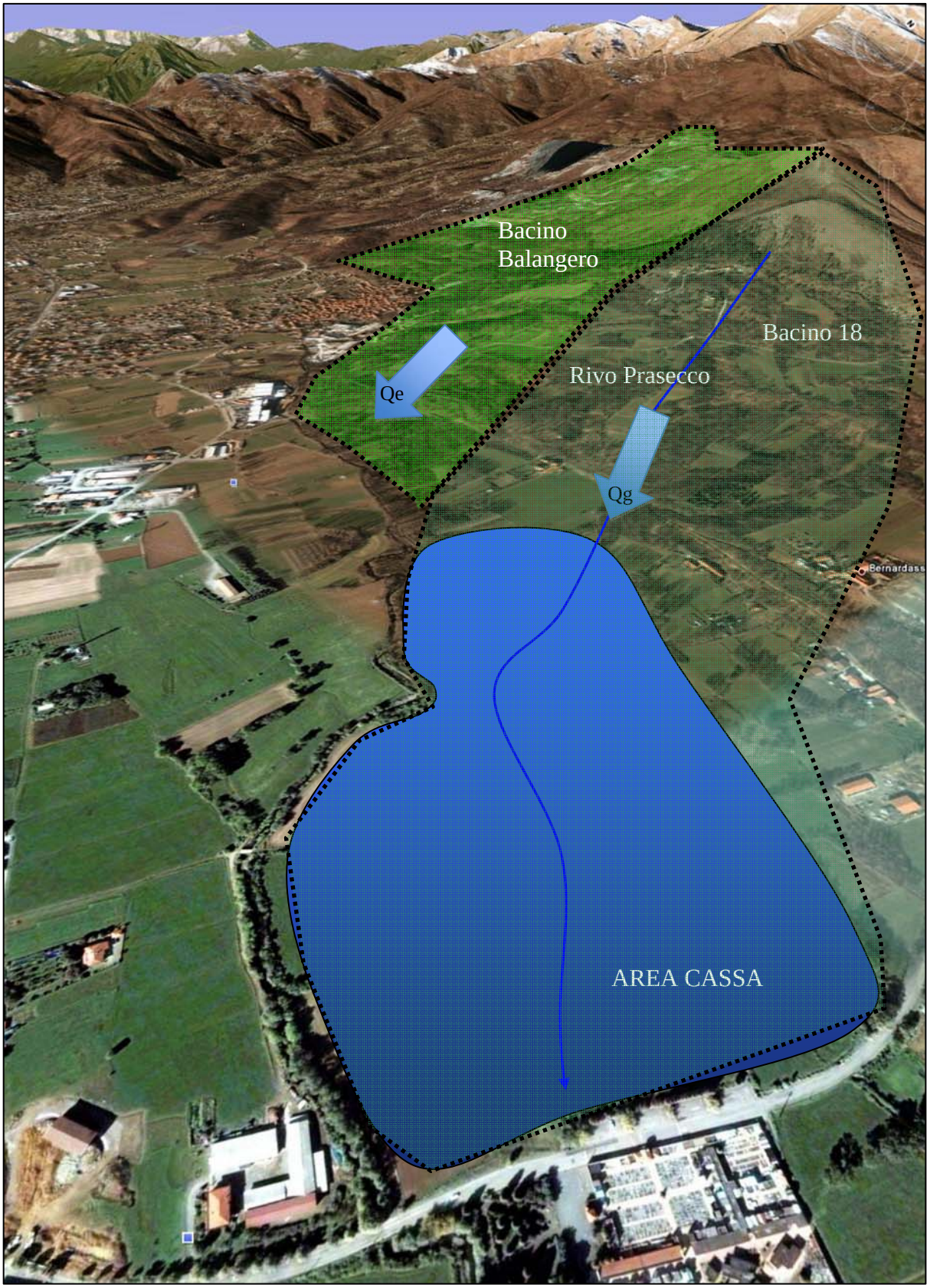


Figura 8.2 *- Inquadramento del territorio tra Balangero e Mathi, parte Valle. I bacini contribuenti ed il Banna.*

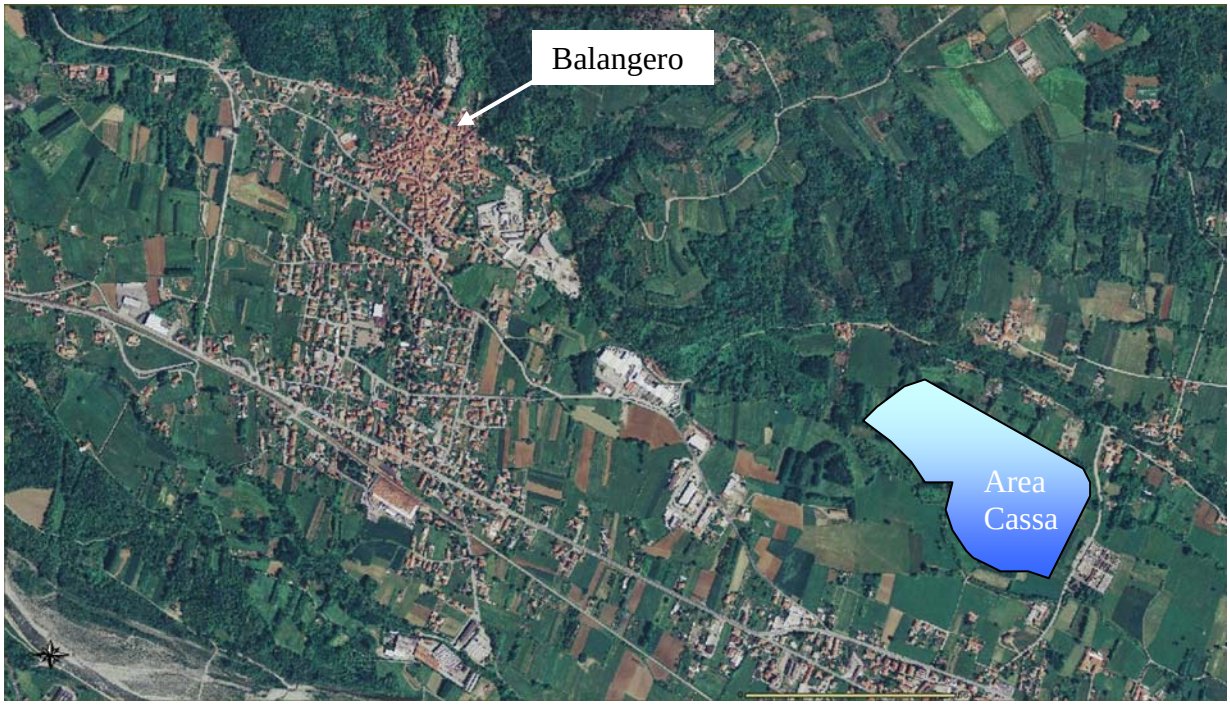


Figura 8.3 *- Inquadramento dei principali nodi idraulici nei comuni di Balangero e Mathi.*

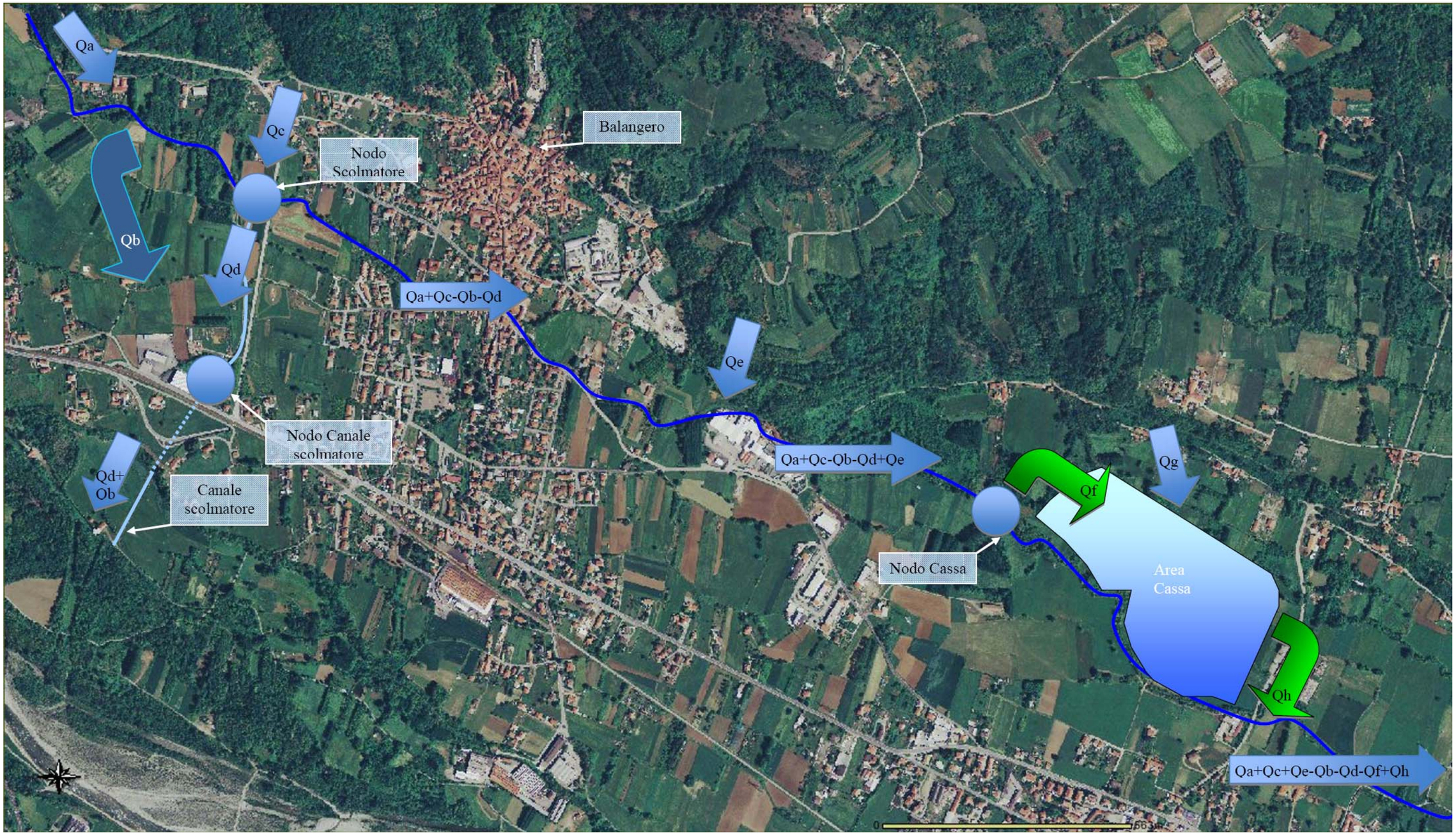


Figura 8.4 *- Inquadramento dei principali nodi idraulici nei comuni di Balangero e Mathi.*

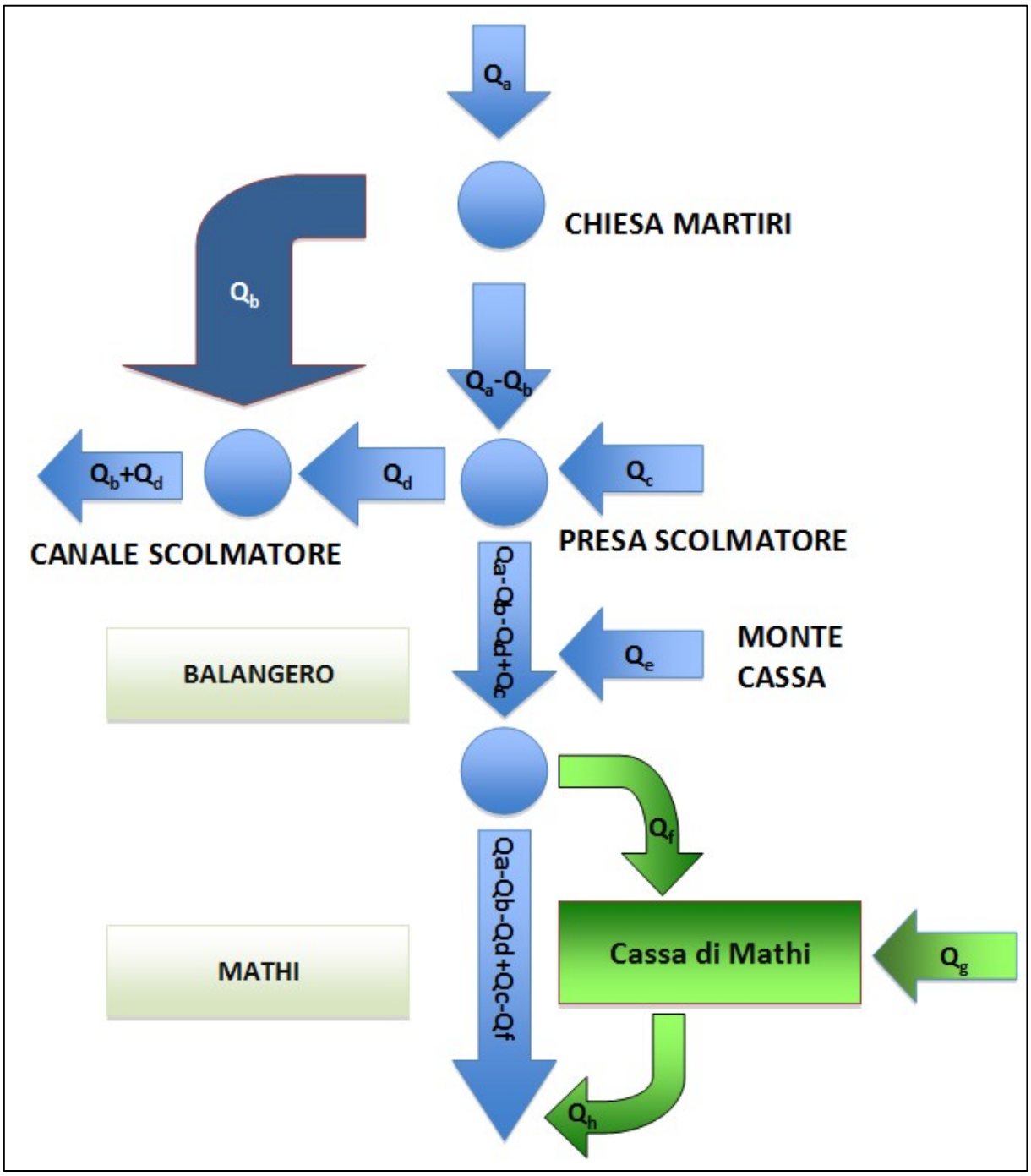


Figura 8.5 - Schematizzazione dei principali nodi idraulici nei comuni di Balangero e Mathi.

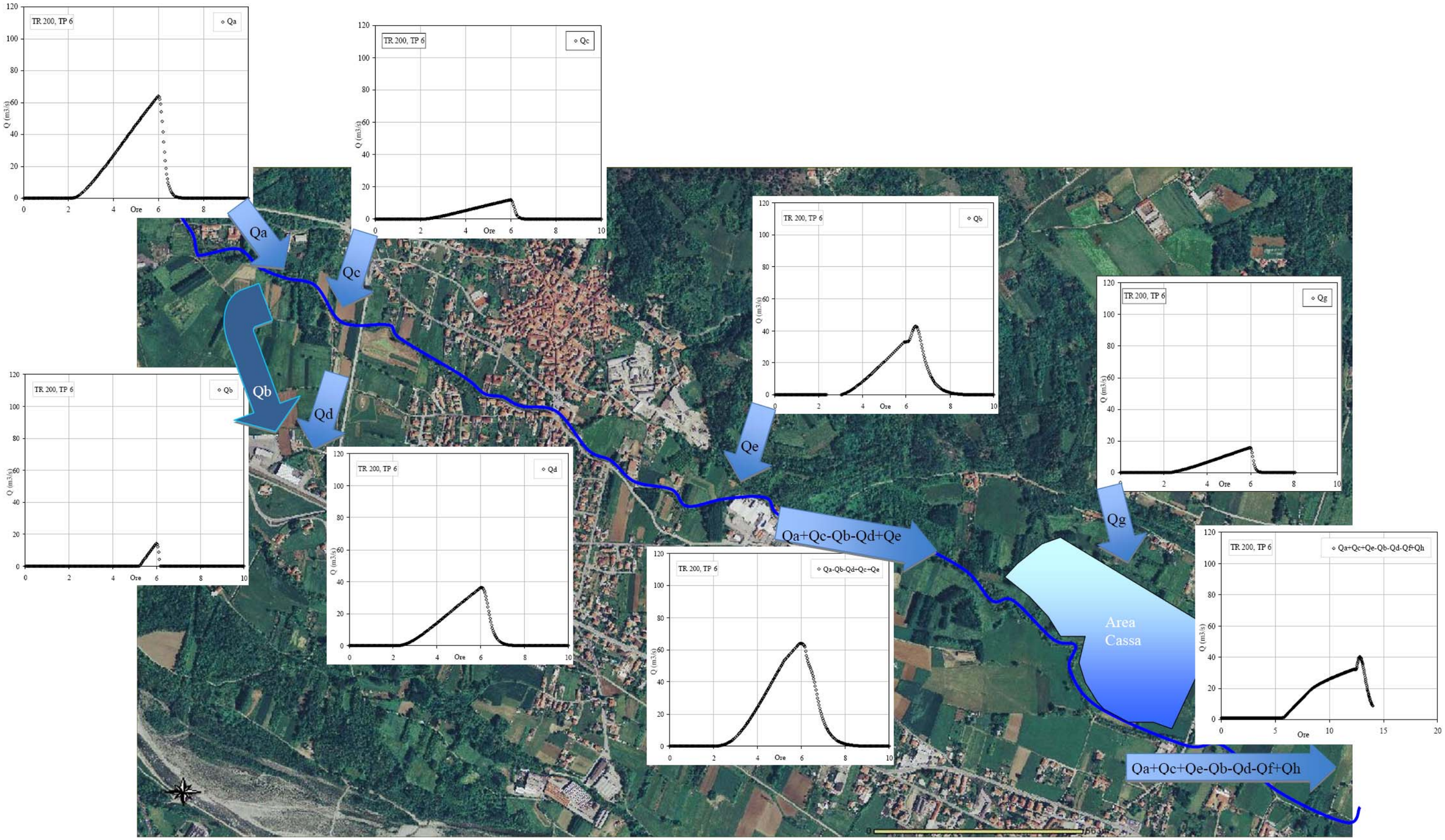


Figura 8.6 - Un esempio dei nodi idraulici e delle portate transitanti, funzione del tempo, in ognuno di essi.

8.1 Analisi degli eventi catastrofici di periodo di ritorno duecentennale

L'analisi dei possibili scenari verrà condotta utilizzando un periodo di ritorno pari a 200 anni ed un tempo di pioggia di 3, 6 e 24 ore. I primi due tempi di pioggia (T_p = 3 e 6) sono quelli più gravosi per il bacino del Banna-Bendola chiuso a Balangero, il terzo (T_p = 24) è quello che risulta essere critico per il bacino del Banna-Bendola chiuso in Brandizzo. L'utilizzo di tempi di pioggia sia brevi che lunghi permetterà di valutare il funzionamento idraulico del sistema Scolmatore-Cassa sotto vari scenari geometrici e meteorologici che sono presentati di seguito. I risultati ottenuti per ognuno degli scenari sono rappresentati con lo schema di *Figura 8.5* e di seguito commentati.

8.1.1 Scenario 1

In questo scenario si ipotizza un funzionamento della presa scolmatore nella condizione geometrica attuale ed in condizioni di alveo non costantemente manutenuto. Queste sono le condizioni più probabili di funzionamento. Infatti, anche nel caso in cui lo scolmatore venga regolarmente mantenuto, è molto probabile che durante il passaggio di una piena la sezione della presa possa essere completamente interrita (v. *Figura 8.1.1*). Questo scenario è quindi sia quello più probabile che quello che permette delle considerazioni a favore di sicurezza. Da un punto di vista pratico le condizioni di manutenzione della presa scolmatore influiscono sostanzialmente sulla sua scala di deflusso e, quindi, sul rapporto tra portata in ingresso e portata scolmata.

Figura 8.1.1 *- Sinistra: l'opera di presa dello scolmatore di Balangero nel mese di Settembre 2009. Si noti come il gradino dello sfioratore laterale sia completamente annullato dal materiale solido che si è accumulato nel torrente Banna. Destra: Il funzionamento della presa in condizioni non manutenute.*

TR 200 anni, T_P 3 ore

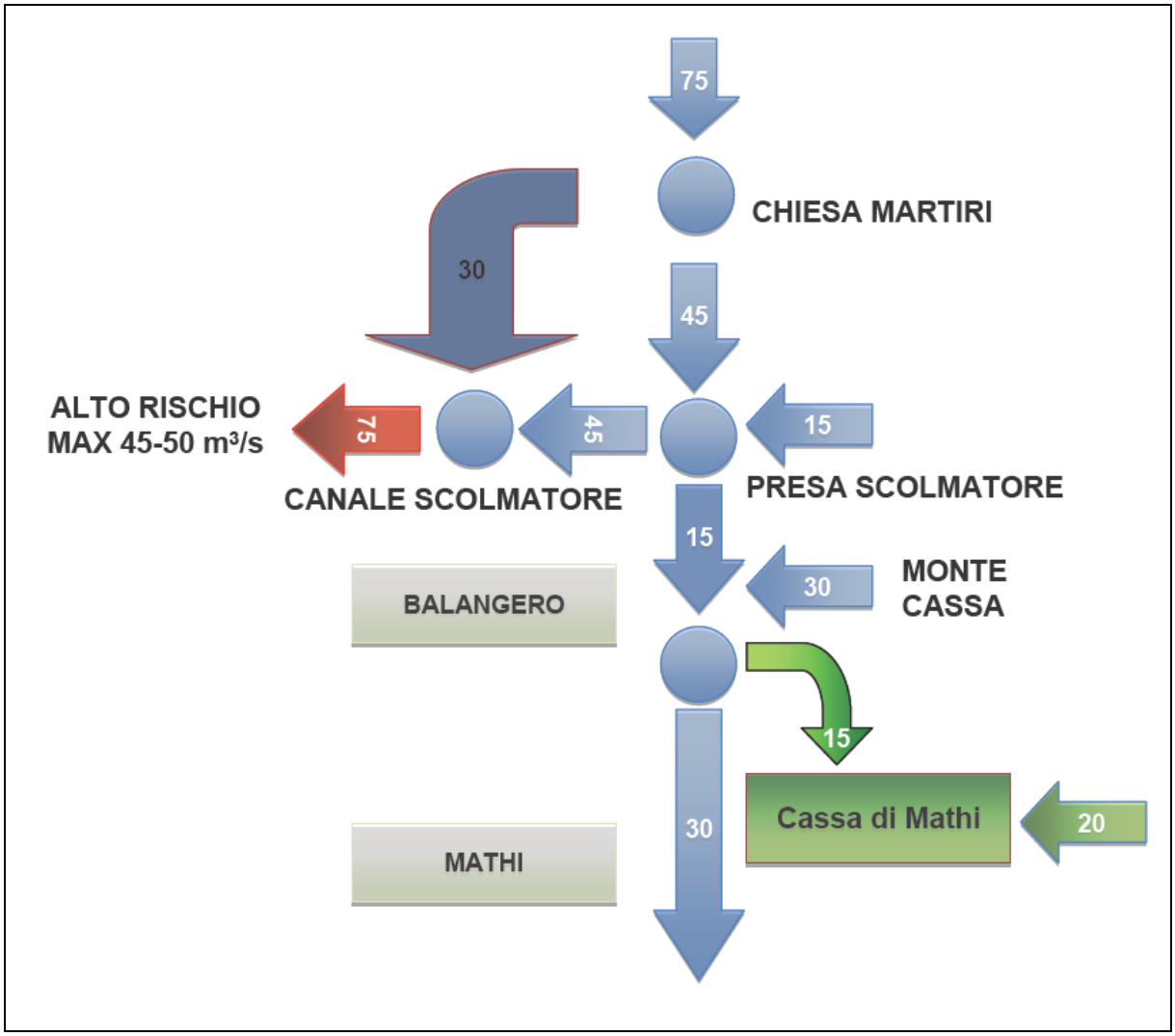


Figura 8.1.2 *- Il funzionamento idraulico dello schema per lo scenario 1, TR 200 e TP 3. Le frecce rosse indicano condizioni di particolare criticità.*

Nel caso di presa dello scolmatore non manutenuta, TR = 200 anni e T_p = 3 ore, si possono evidenziare i seguenti punti fondamentali:

a) Il canale scolmatore si trova in condizioni di alto rischio idraulico dovuto all'incapacità della tombinatura di smaltire portate superiori a 45-50 m^3/s. I 75 m^3/s che potrebbero interessare il nodo scolmatore possono sicuramente portare gravi danni alla struttura ed al territorio intorno al canale scolmatore.

b) d'altra parte, tale situazione produce portate che attraversano l'abitato di Balangero senza particolari problemi.

c) Il risultato finale di questa configurazione è che la cassa funziona solo parzialmente ma la portata a valle di Mathi è comunque ridotta a circa 30 m^3/s.

TR 200 anni, T_P 6 ore

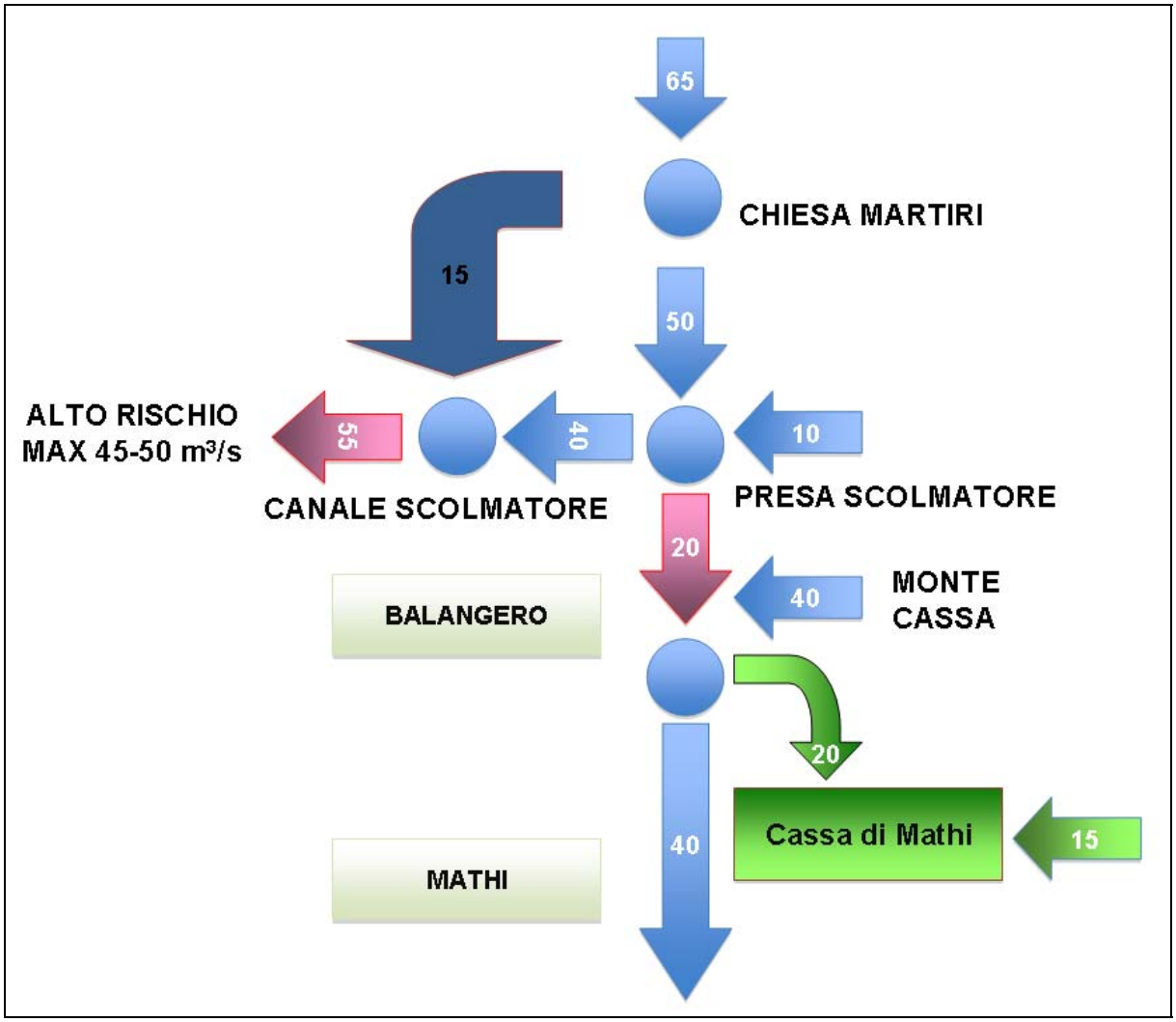


Figura 8.1.3 *- Il funzionamento idraulico dello schema per lo scenario 1, TR 200 e TP 6. Le frecce rosse indicano condizioni di particolare criticità.*

Nel caso di presa dello scolmatore non mantenuta, TR = 200 anni e T_p = 6 ore, si possono evidenziare i seguenti punti fondamentali:

a) Il canale scolmatore si trova in condizioni di alto rischio idraulico dovuto alla parziale incapacità della tombinatura di smaltire portate derivata.
b) Nonostante la maggior parte della portata in ingresso venga scolmata dal canale, nell'abitato di Balangero permangono condizioni di criticità dovute alle ridotte sezioni idrauliche della maggior parte dei ponti esistenti.
c) Il risultato finale di questa configurazione è che la cassa funziona adeguatamente e la portata a valle di Mathi è ridotta a circa 40 m^3/s.

TR 200 anni, T_P 24 ore

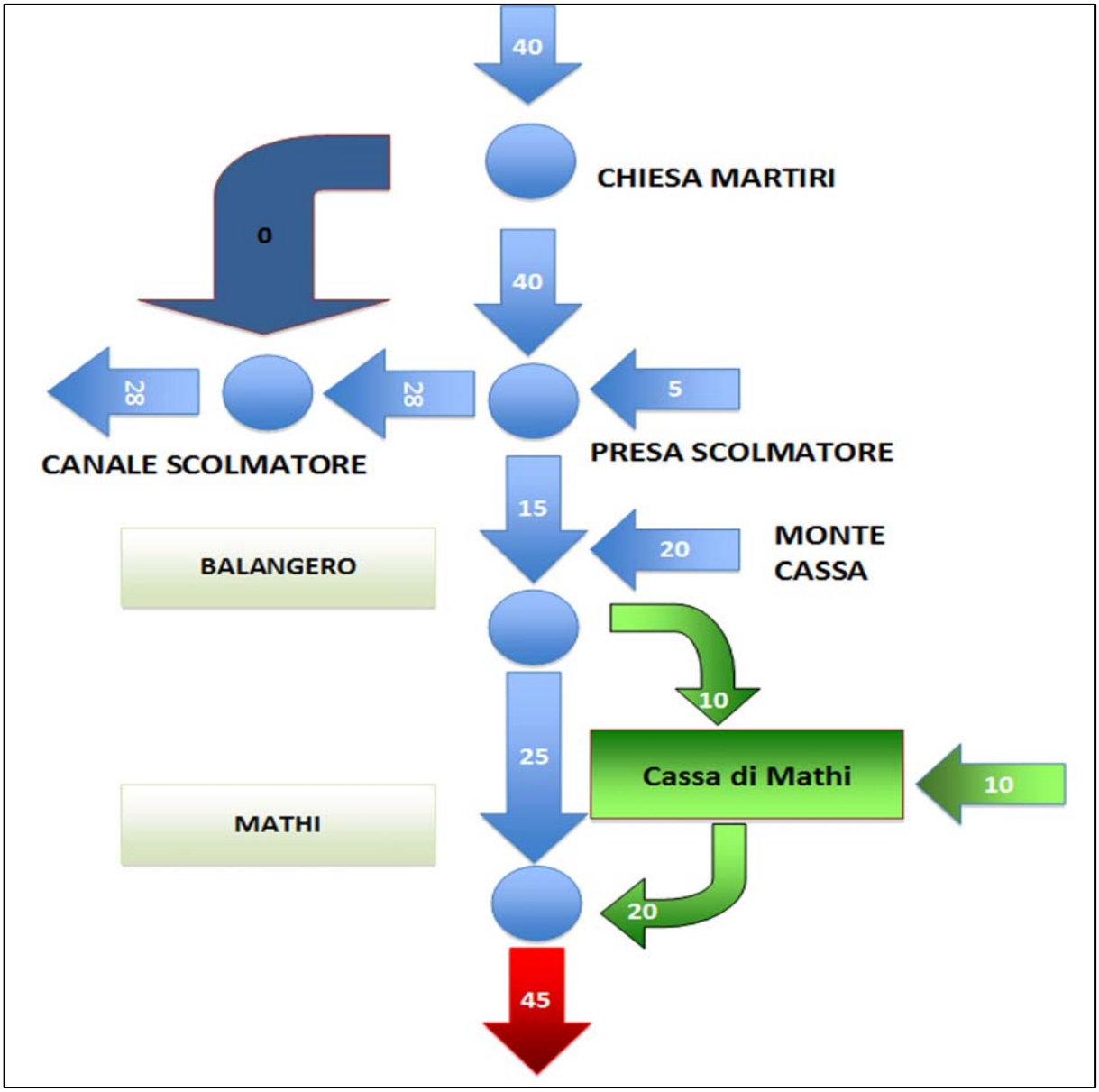


Figura 8.1.4 *- Il funzionamento idraulico dello schema per lo scenario 1, TR 200 e TP 6. Le frecce rosse indicano condizioni di particolare criticità.*

Caso di presa dello scolmatore non mantenuta, TR = 200 anni e T_p = 24 ore:

a) Vista la bassa portata di picco dell'idrogramma in ingresso (Q_a), il canale scolmatore è in condizioni di sicurezza e nulla viene scolmato nelle campagne a monte (Q_b = 0).
b) Le portate nell'abitato di Balangero sono inferiori a 15 m^3/s ed il rischio associato è basso.
c) Come visto precedentemente, nelle condizioni di progetto la cassa non funziona adeguatamente e la maggior parte della portata in ingresso viene restituita al torrente Banna dallo sfioratore di sicurezza. La portata convogliata a valle dell'abitato di Mathi è di circa 45 m^3/s.

8.1.2 Scenario 2

In questo scenario si ipotizza un funzionamento della presa scolmatore nella condizione geometrica attuale ed in condizioni di alveo non costantemente manutenuto. La soluzione di massima proposta in questo scenario include:

a) una cassa di laminazione in derivazione da realizzarsi nelle campagne a monte del canale scolmatore (v. *Figura 8.1.5*). Questa soluzione garantirebbe la riduzione del rischio associata all'eccessiva portata convogliata nel canale scolmatore.

b) Un sistema di chiaviche od un bypass per la gestione delle portate derivante dal bacino laterale alla cassa (Q_{18}). Ciò consentirebbe, come già visto in precedenza, una corretta gestione della cassa e dei volumi invasati.

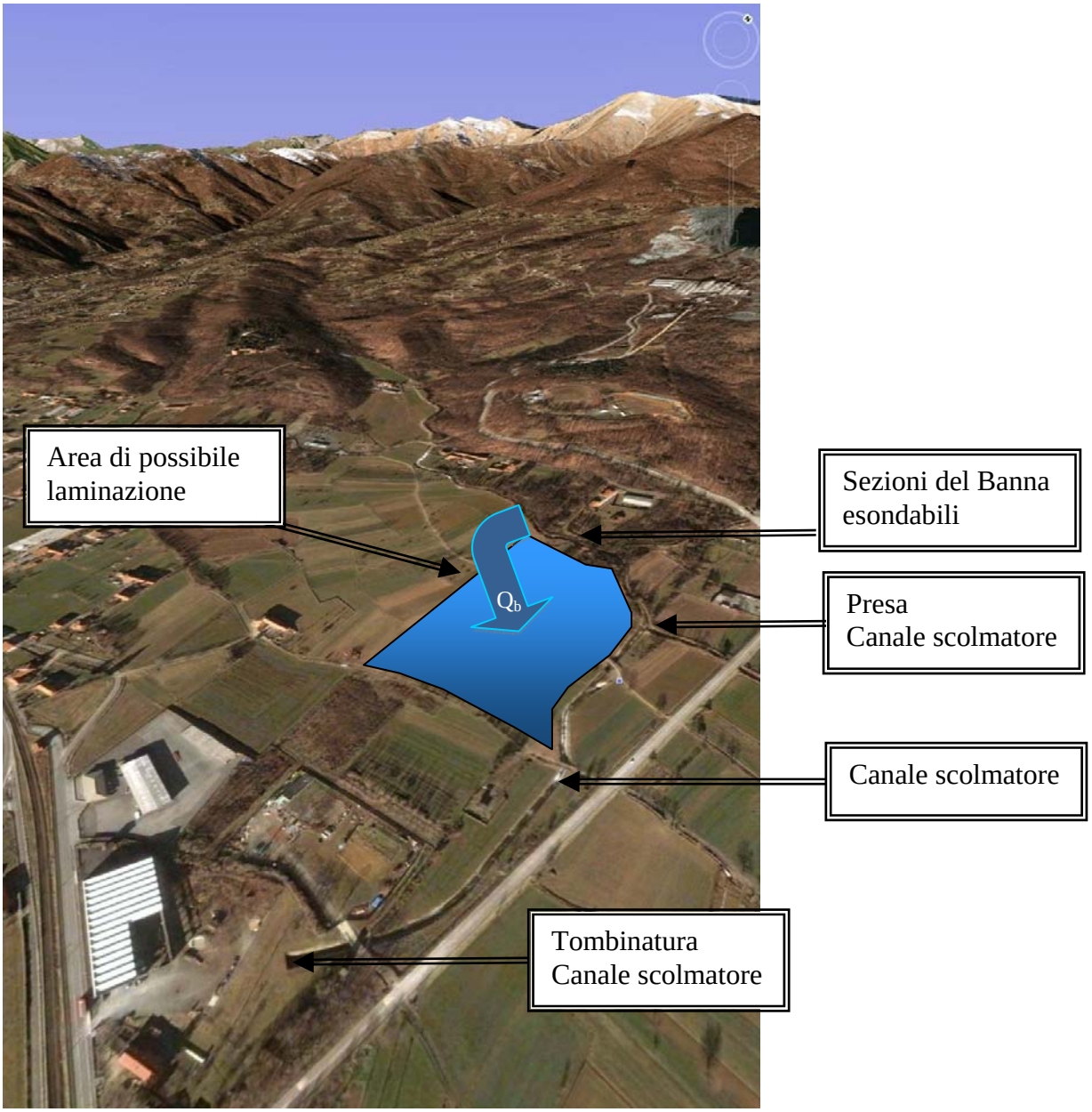


Figura 8.1.5 - *Lo schema dello scenario 2. Area di espansione a monte del canale scolmatore.*

TR 200 anni, T_P 3 ore

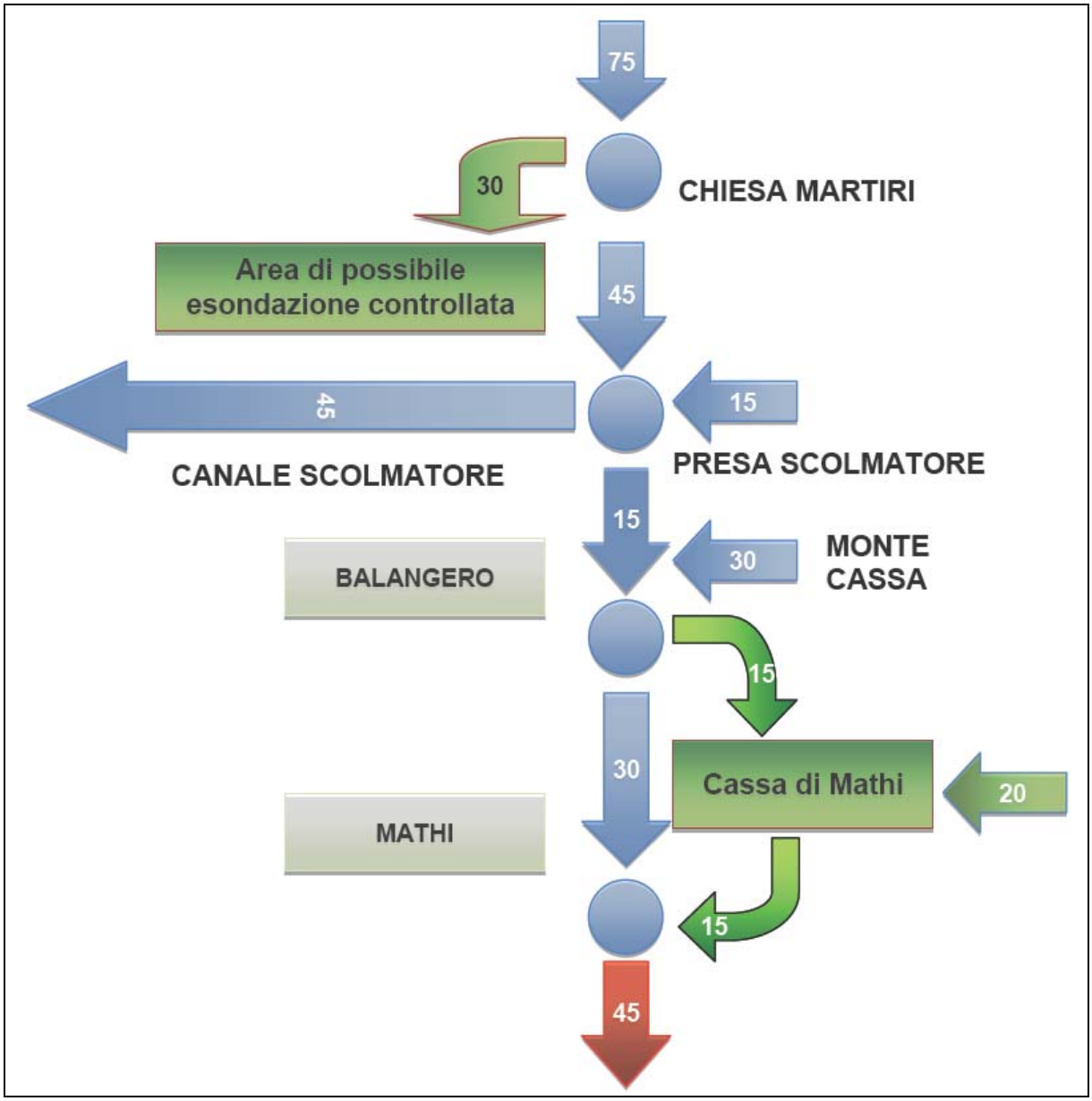


Figura 8.1.6 *- Il funzionamento idraulico dello schema per lo scenario 2. Le frecce rosse indicano condizioni di particolare criticità.*

Dalla *Figura 8.1.6* si evince che la scelta di inserire una piccola cassa di espansione nelle campagne a monte del canale scolmatore garantisce il corretto funzionamento del canale scolmatore e la riduzione del livello di rischio nella zona adiacente alla tombinatura del canale stesso. Infatti, la cassa permette di immagazzinare fino a 30 m^3/s e di garantire il non superamento della portata di 45 m^3/s nel canale scolmatore. La cassa di Mathi, così come nello scenario 1, non evidenzia problematiche per brevi tempi di pioggia. Per i tempi di

pioggia di 12 e 24 ore il bypass della portata Q_{18} permette di mantenere vuota la cassa nelle ore iniziali e di laminare la portata in uscita fino a 40 m^3/s.

8.1.3 Scenario 3

In questo scenario si ipotizza un funzionamento della presa scolmatore nella condizione geometrica attuale ed in condizioni di alveo costantemente manutenuto. Sotto queste condizioni l'opera di presa si assume essere costantemente libera dal deposito solido. Tale operazione deve essere compiuta almeno una volta all'anno e tutte le volte che la sezione di deflusso di progetto non sia garantita.

TR 200 anni, T_P 3 ore

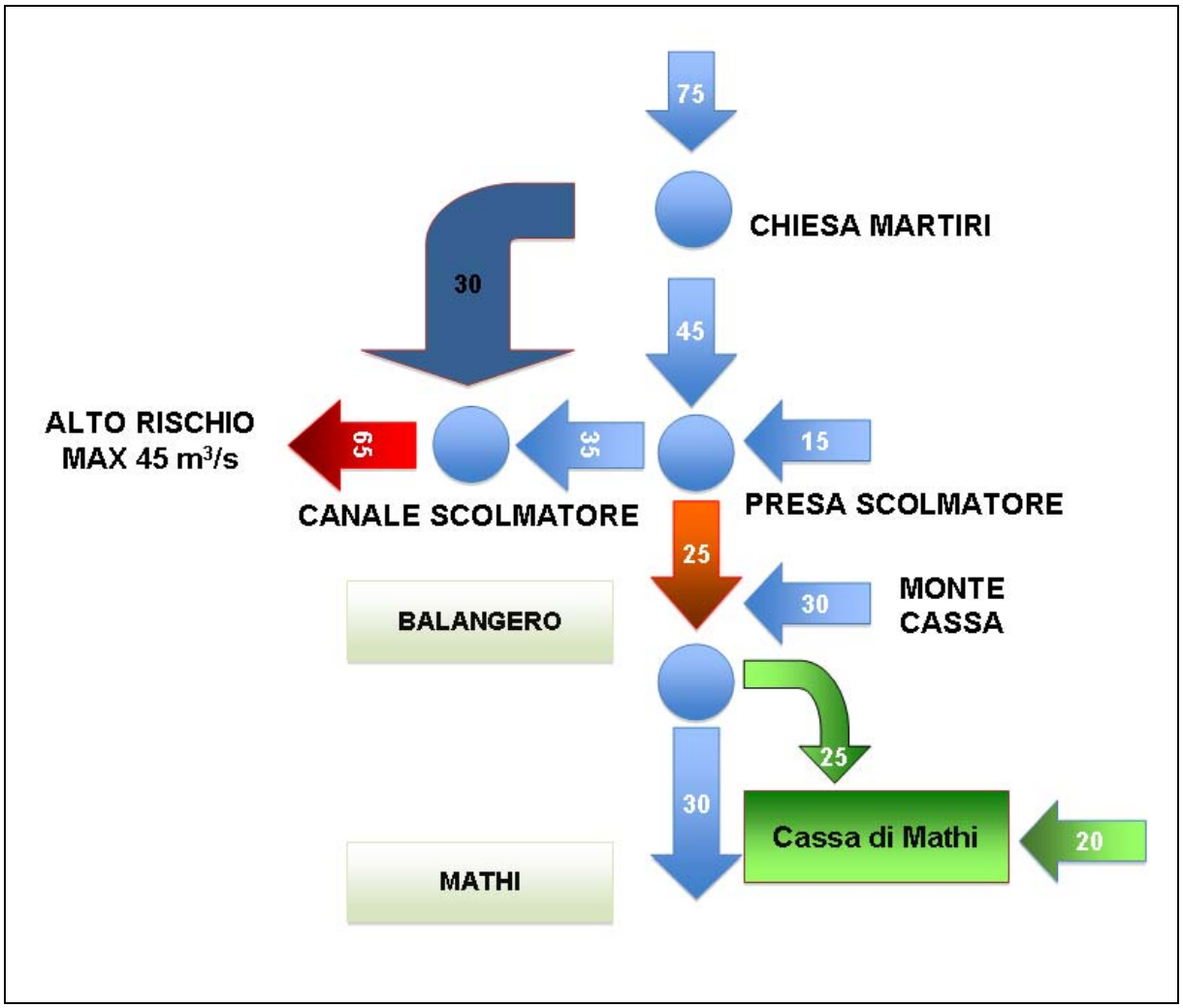


Figura 8.1.7 *- Il funzionamento idraulico dello schema per lo scenario 3. Le frecce rosse indicano condizioni di particolare criticità.*

Nel caso di presa dello scolmatore mantenuta, TR = 200 anni e T_p = 3 ore, si possono evidenziare i seguenti punti fondamentali:

a) Il canale scolmatore si trova comunque in condizioni di alto rischio idraulico dovuto all'incapacità della tombinatura di smaltire portate superiori a 45-50 m^3/s. Rispetto alle condizioni non mantenute, la portata che potrebbe interessare il canale scolmatore scende da 75 a 65 m^3/s. Nondimeno, essa può sicuramente portare gravi danni alla struttura ed al territorio intorno al canale.

b) La minor portata scolmata nel canale laterale rende le condizioni dell'abitato di Balangero maggiormente critiche rispetto a quelle che si riscontrano nello scenario 1. In particolare la portata massima sale da 15 a 35 m^3/s.

c) La cassa funziona adeguatamente e la portata a valle di Mathi è ridotta a circa 30 m^3/s.

TR 200 anni, T_P 6 ore

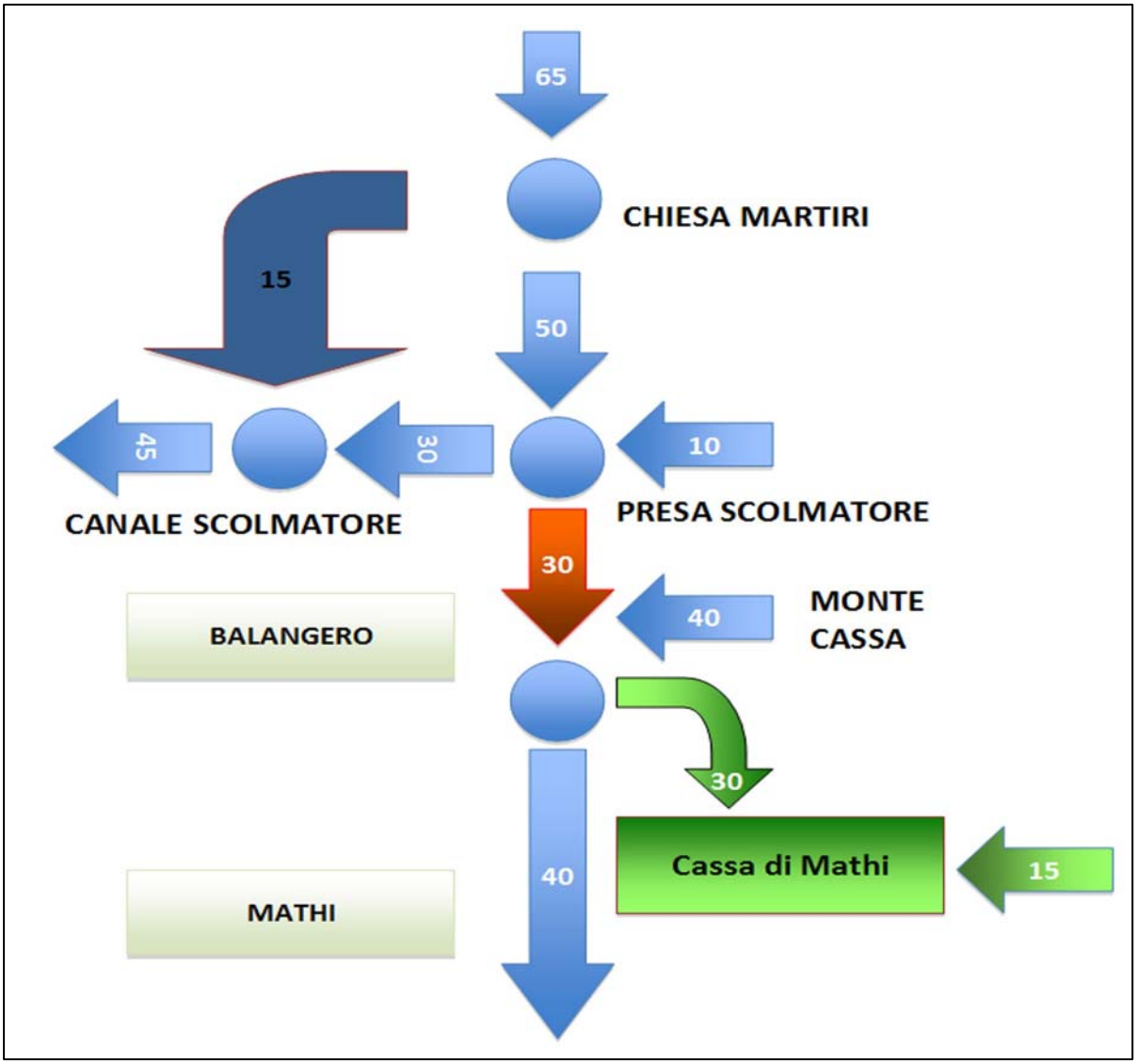


Figura 8.1.8 *- Il funzionamento idraulico dello schema per lo scenario 3. Le frecce rosse indicano condizioni di particolare criticità.*

Nel caso di presa dello scolmatore manutenuta, TR = 200 anni e T_p = 6 ore, si possono evidenziare i seguenti punti fondamentali:

a) Il canale scolmatore, grazie alla minore portata convogliata dalla presa si trova in condizioni di basso rischio idraulico. Rispetto alle condizioni non manutenute, la portata che potrebbe interessare il canale scolmatore scende da 55 a 45 m^3/s,quindi sotto la soglia critica.
b) La minor portata scolmata nel canale laterale rende le condizioni dell'abitato di Balangero maggiormente critiche rispetto a quelle che si riscontrano nello scenario 1. In particolare la portata massima sale da 20 a 30 m^3/s.
c) La cassa funziona adeguatamente e la portata a valle di Mathi è ridotta a circa 40 m^3/s.

TR 200 anni, T_P 24 ore

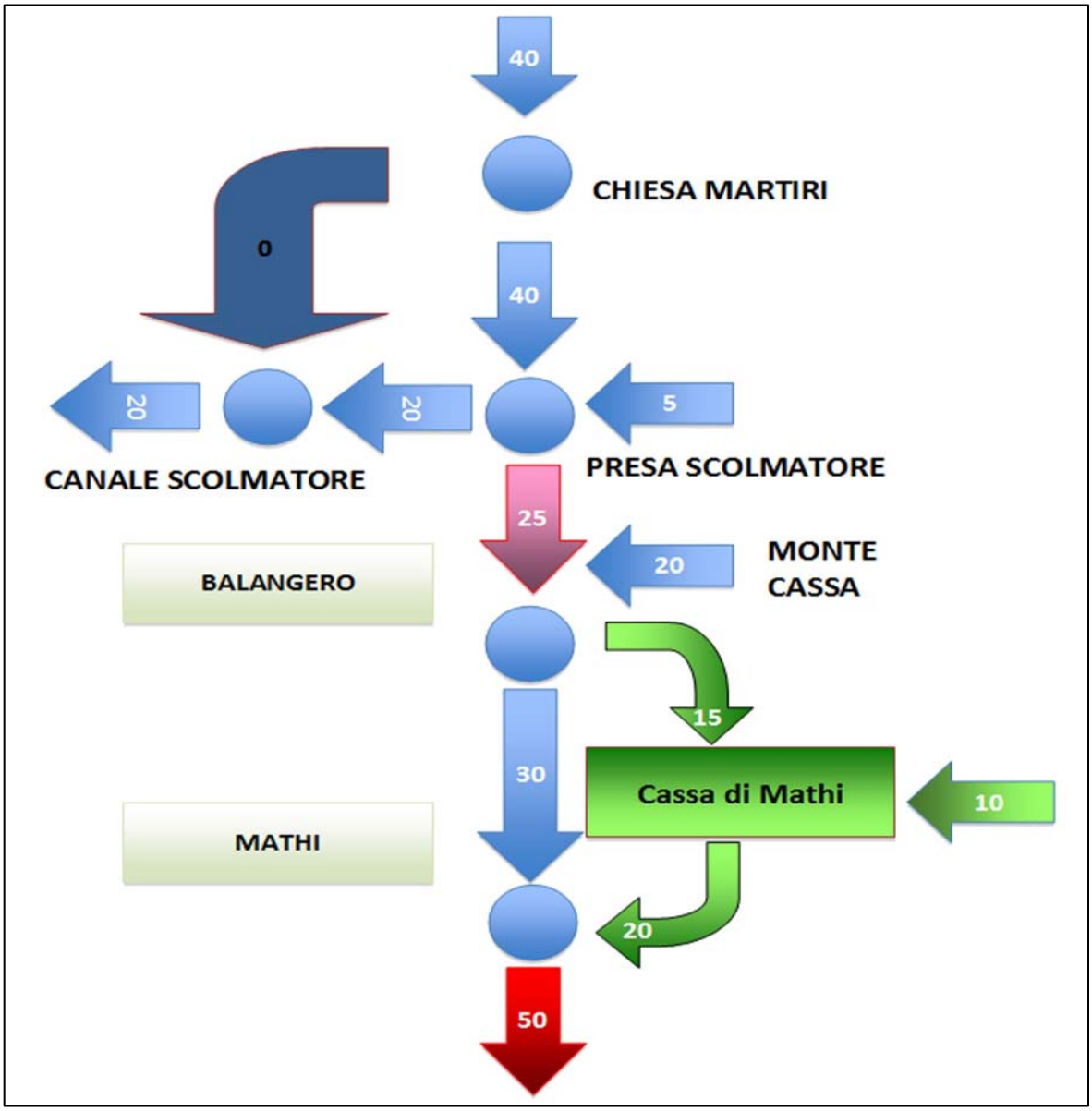


Figura 8.1.9 *- Il funzionamento idraulico dello schema per lo scenario 3. Le frecce rosse indicano condizioni di particolare criticità.*

Caso di presa dello scolmatore mantenuta, TR = 200 anni e T_p = 24 ore:

a) Vista la bassa portata di picco dell'idrogramma in ingresso (Q_a), il canale scolmatore è in condizioni di sicurezza e nulla viene scolmato nelle campagne a monte (Q_b = 0).
b) La minor portata scolmata nel canale laterale rende le condizioni dell'abitato di Balangero maggiormente critiche rispetto a quelle che si riscontrano nello scenario 1. In particolare la portata massima sale da 15 a 25 m^3/s.
c) Come visto precedentemente, nelle condizioni di progetto la cassa non funziona adeguatamente e la maggior parte della portata in ingresso viene restituita al torrente Banna dallo sfioratore di sicurezza. La portata convogliata a valle dell'abitato di Mathi è di circa 50 m^3/s.

8.1.4 Scenario 4

In questo scenario si ipotizza un funzionamento della presa scolmatore nella condizione geometrica attuale e, in particolare,

a) il funzionamento della presa scolmatore in condizioni di alveo costantemente manutenuto;

b) il rialzo degli argini del Banna a monte dell'opera di presa dello scolmatore.

Questo scenario si analizza solamente per TR = 200 anni e T_p = 3 ore, essendo questa la condizione più critica di funzionamento.

Nel caso di presa dello scolmatore manutenuta ed argini del Banna rialzati a monte della presa scolmatore, si possono evidenziare i seguenti punti fondamentali:

a) Il canale scolmatore, grazie al rialzo degli argini del Banna, si trova in condizioni di basso rischio idraulico.
b) La minor portata scolmata nel canale laterale rende le condizioni dell'abitato di Balangero molto critiche rispetto a quelle che si riscontrano nei precedenti scenari. In particolare la portata massima sale fino a 40 m^3/s. Tale portata, essendo molto superiore a quello defluibile in Banna, porterebbe sicuramente il rischio a livelli inaccettabili.
c) La cassa funziona adeguatamente e la portata a valle di Mathi è ridotta a circa 35 m^3/s.

TR 200 anni, T_P 3 ore

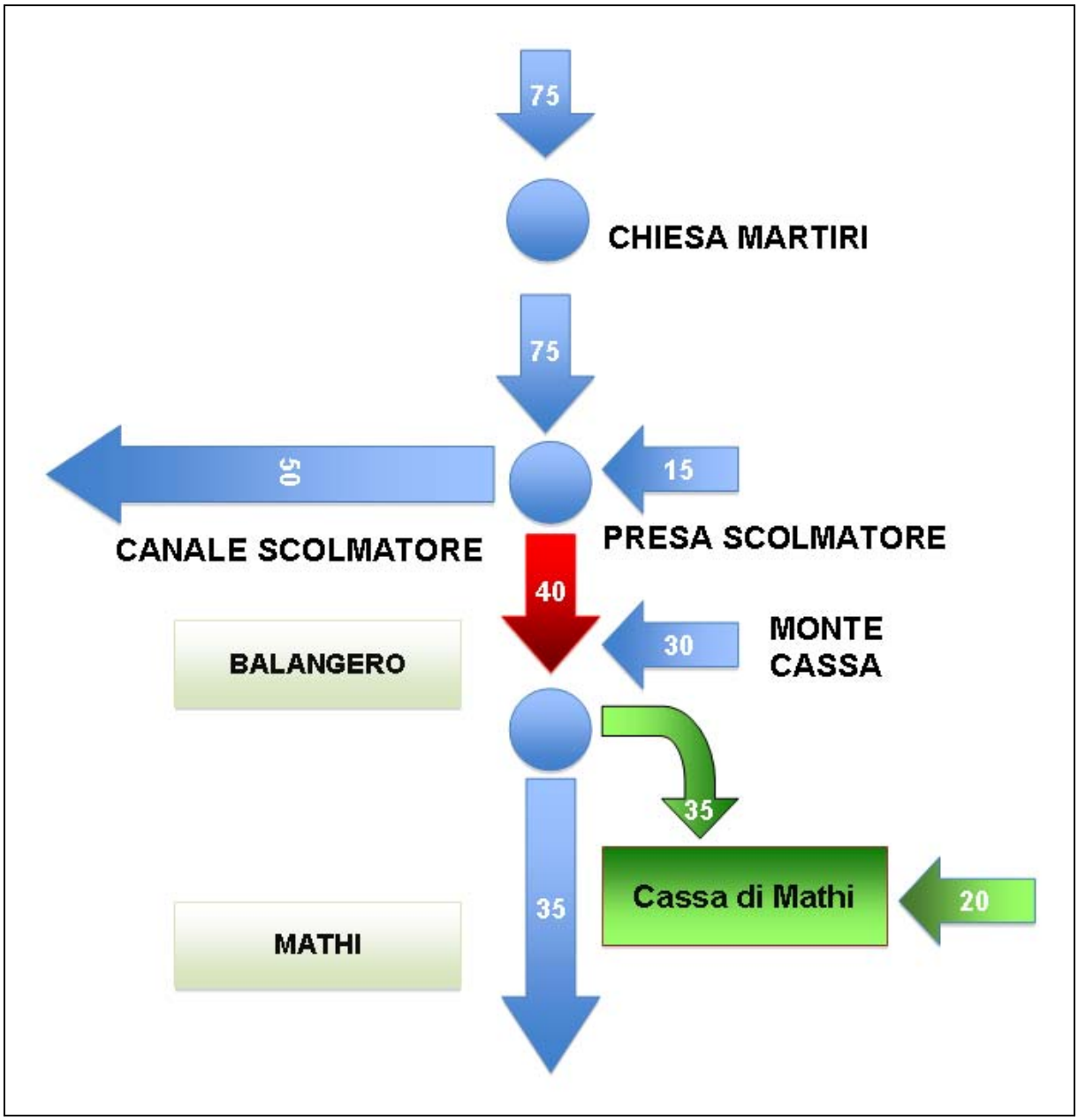


Figura 8.1.10 *- Il funzionamento idraulico dello schema per lo scenario 4. Le frecce rosse indicano condizioni di particolare criticità.*

8.2 Analisi degli eventi gravosi di periodo di ritorno di 50 anni

L'analisi di alcuni scenari verrà qui di seguito condotto utilizzando un periodo di ritorno pari a 50 anni ed un tempo di pioggia di 6 e 24 ore. Utilizzando un periodo di ritorno di 50 anni è possibile simulare gli eventi alluvionali di minor intensità ma che colpiscono il territorio con maggior frequenza. Inoltre, il tempo di pioggia di 6 ore è quello più gravoso per il bacino del Banna-Bendola chiuso a Balangero mentre il tempo di pioggia di 24 ore è quello che risulta essere critico per il bacino del Banna-Bendola chiuso in Brandizzo.

8.2.1 Scenario 1

In questo scenario si ipotizza un funzionamento della presa scolmatore nelle condizioni geometriche attuali ed in condizioni di alveo non costantemente manutenuto. Per quanto detto nel *paragrafo 6.2.2*, questo scenario è sia quello più probabile che quello che permette delle considerazioni a favore di sicurezza. Da un punto di vista pratico le condizioni di manutenzione della presa scolmatore influiscono sostanzialmente sulla sua scala di deflusso e, quindi, sul rapporto tra portata in ingresso e portata scolmata.

TR 50 anni, T_P 6 ore

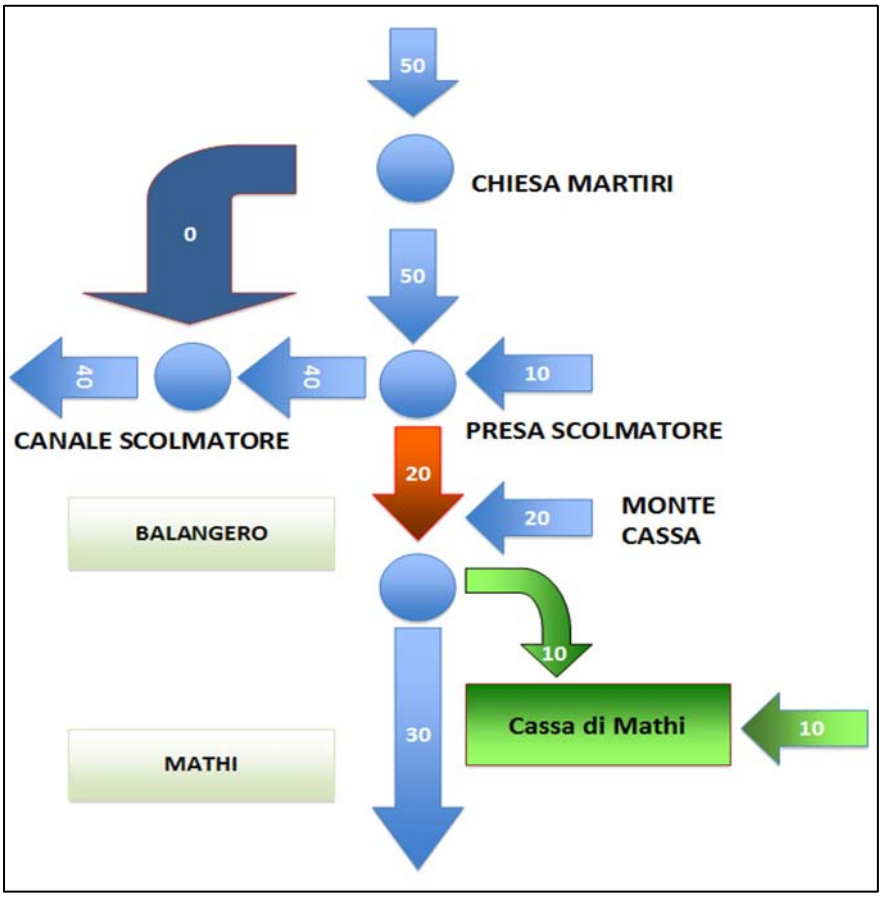


Figura 8.2.1 *- Il funzionamento idraulico dello schema per lo scenario 1, TR 50 e TP 6. Le frecce rosse indicano condizioni di particolare criticità.*

TR 50 anni, T_P 24 ore

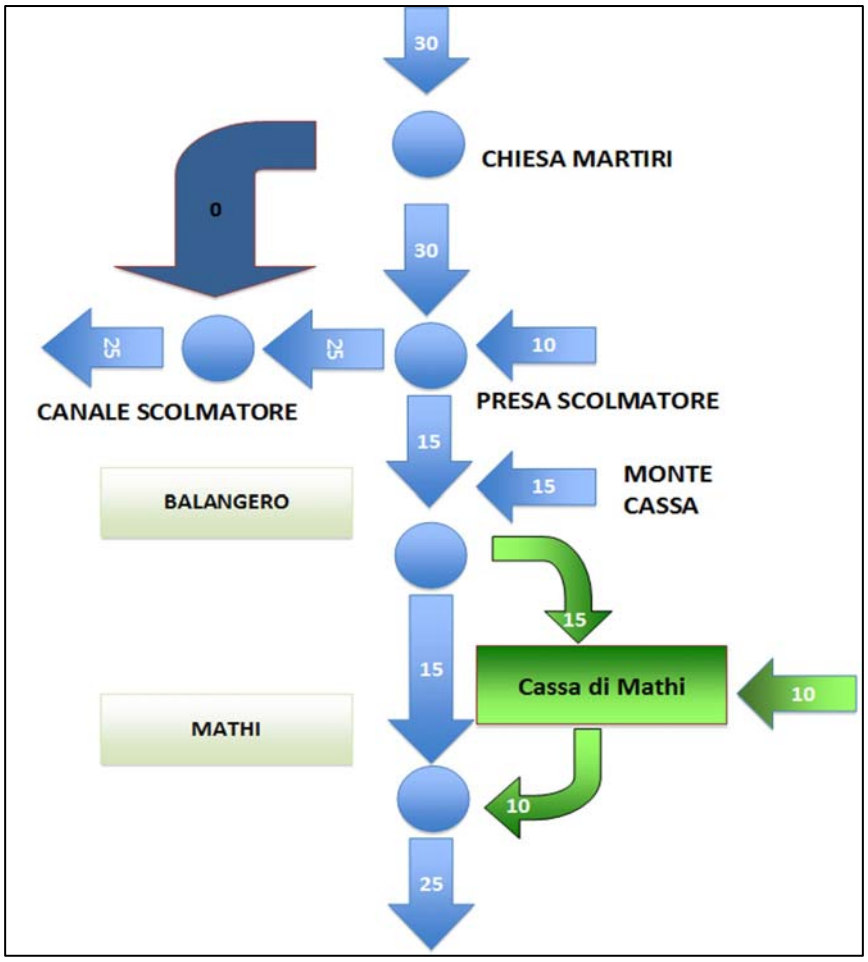


Figura 8.2.2 *- Il funzionamento idraulico dello schema per lo scenario 1, TR 50 e TP 24.*

Nel caso di presa dello scolmatore interrita, TR = 50 anni e T_p = 6 e 24 ore, si possono evidenziare i seguenti punti fondamentali:

a) Il canale scolmatore funziona nelle condizioni di progetto. Non si riscontrano criticità.
b) Il territorio non presenta particolari criticità.
c) La cassa funziona adeguatamente riducendo le portate a valle di Mathi a 30 e 25 m^3/s.

8.2.2 Scenario 3

In questo scenario si ipotizza un funzionamento della presa scolmatore nelle condizioni geometriche attuali ed in condizioni di alveo costantemente manutenuto. Sotto queste condizioni l'opera di presa si assume essere costantemente liberata dal deposito solido. Tale operazione deve essere compiuta almeno una volta all'anno e tutte le volte che la sezione di deflusso di progetto non sia garantita.

Nel caso di presa dello scolmatore manutenuta, TR = 50 anni e T_p = 6 ore, si possono evidenziare i seguenti punti fondamentali:

a) Il canale scolmatore funziona in sicurezza. Non si riscontrano particolari criticità.
b) L'abitato di Balangero è soggetto a portate critiche, date le sezioni idriche attuali.
c) La cassa funziona adeguatamente riducendo le portate da 60 a 35 m^3/s.

TR 50 anni, T_P 6 ore

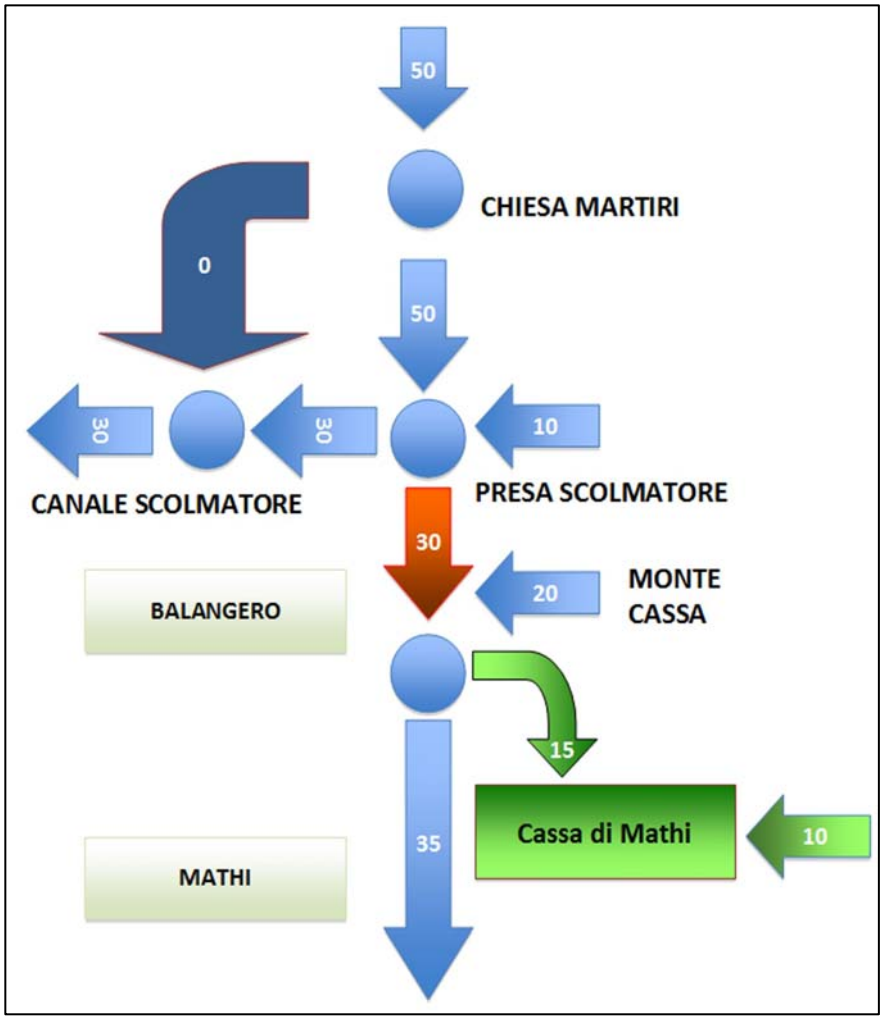


Figura 8.2.3 *- Il funzionamento idraulico dello schema per lo scenario 3, TR 50 e TP 6. Le frecce rosse indicano condizioni di particolare criticità.*

Nel caso di presa dello scolmatore manutenuta, TR = 50 anni e T_p = 24 ore, si possono evidenziare i seguenti punti fondamentali:

a) Il canale scolmatore funziona nelle condizioni di progetto. Non si riscontrano criticità.
b) Il territorio non presenta particolari criticità.
c) La cassa non è efficiente a causa dei volumi provenienti dal bacino laterale.

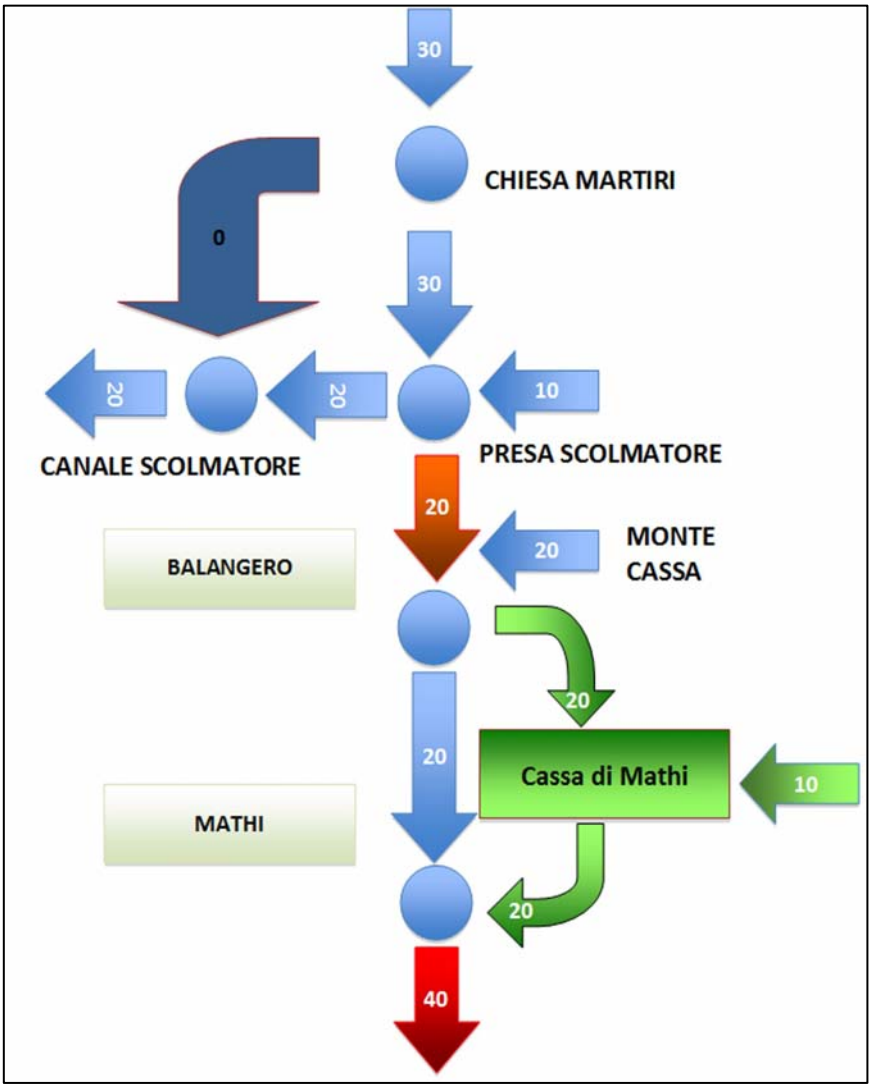


Figura 8.2.4 *- Il funzionamento idraulico dello schema per lo scenario 3, TR 50 e TP 24. Le frecce rosse indicano condizioni di particolare*

9 Esame dei risultati e valutazioni conseguenti

Le *Figure 9.1 - 9.4* riportano una rappresentazione sintetica delle condizioni idrologiche ed idrauliche risultanti sull'asta del Banna-Bendola dall'applicazione dello scenario 1. In esso, alla situazione attuale relativa al nodo dello scolmatore si aggiunge una cassa di espansione esattamente nelle condizioni previste dal progetto.

La *Figura 9.1* riporta in linea continua le portate che si verificano in diversi nodi dell'asta fluviale a seguito di onde di piena derivanti da pluviogrammi brevi (d=3 ore) aventi periodo di ritorno T = 200 anni. Le portate 'originarie' cioè non attenuate, sono riportate nella curva superiore, a tratteggio. A valle di Mathi, coerentemente con quanto detto in chiusura del *Capitolo 5*, non si propone una variazione delle portate 'idrologiche' lungo l'asta. Nella curva continua si notano le diminuzioni brusche di portata che si verificano prima dello scolmatore (insufficienza della sezione), allo scolmatore, ed in corrispondenza della cassa.

L'efficacia della cassa risulta qui molto evidente osservando le differenze nelle portate che si trasmettono verso valle. Va precisato che già in corrispondenza dell'abitato di Balangero, in assenza di interventi sulle sezioni critiche, un evento di questo tipo produrrebbe problemi di esondazione.

I cerchi neri riportati in varie sezioni lungo l'asta indicano graficamente quanto discusso nel *Capitolo 3* e riportato in *Allegato 5* in relazione all'insufficienza idraulica di molte sezioni del corso d'acqua. Ogni cerchio indica la massima portata transitabile oggi (senza esondazione) nella sezione posta alla data ascissa curvilinea. Si nota come nella situazione attuale il pur consistente abbattimento della portata conseguito con la cassa di espansione produce portate che esonderebbero già in sezioni prossime a quella terminale della cassa.

I risultati ottenuti con eventi di durata pari a 24 ore sono riportati in *Figura 9.2*, mentre le *Figure 9.3* e *9.4* riportano condizioni analoghe riferite al periodo di ritorno di 50 anni. La *Figura 9.2* chiarisce che eventi lunghi producono portate idrologiche certamente crescenti lungo l'asta e che i benefici ottenibili attraverso un volume di laminazione a Mathi sono destinati a diventare trascurabili man mano che si procede verso valle. In questo caso, il ripristino di una efficienza uniforme delle sezioni idriche (ad es. corrispondente ad una capacità di trasporto uniforme di 50 m^3/s) non è sufficiente alla messa in sicurezza dell'asta a valle. Pur con le modalità approssimate più volte richiamate, si può infatti rilevare che indiscutibilmente le portate idrologiche sono destinate a crescere verso valle incrementando sostanzialmente il valore attenuato rilasciato dalla cassa di espansione. Di questo incremento è rappresentato un tratto, fino alla sezione 'Caselle', avente un significato tendenziale e non quantitativo. Questo secondo scenario idrologico chiarisce il concetto,

espresso già nell'introduzione, secondo il quale l'obiettivo della messa in sicurezza complessiva dell'asta fluviale del Banna è raggiungibile solo con un complesso sistema di interventi che preveda capacità di accumulo localizzate che sfrutti positivamente le ridotte capacità di trasporto dei bacini laterali e del corso d'acqua.

In conclusione, il quadro che emerge dalle indagini condotte può dirsi abbastanza esauriente sul piano conoscitivo. Il sistema bacino – corso d'acqua del Torrente Banna – Bendola rappresenta un esempio rilevante di concorso di complessità morfologiche intrecciate a rilevanti interventi antropici. L'intervento di cassa di espansione a valle di Balangero è sicuramente efficace ma non risolutivo dei problemi che affliggono i comuni a valle. Altri interventi, importanti e diffusi, vanno previsti per un efficace controllo delle piene. È però indispensabile proseguire coerentemente le attività di progettazione realizzando un accurato modello idraulico – idrologico dell'intero bacino.

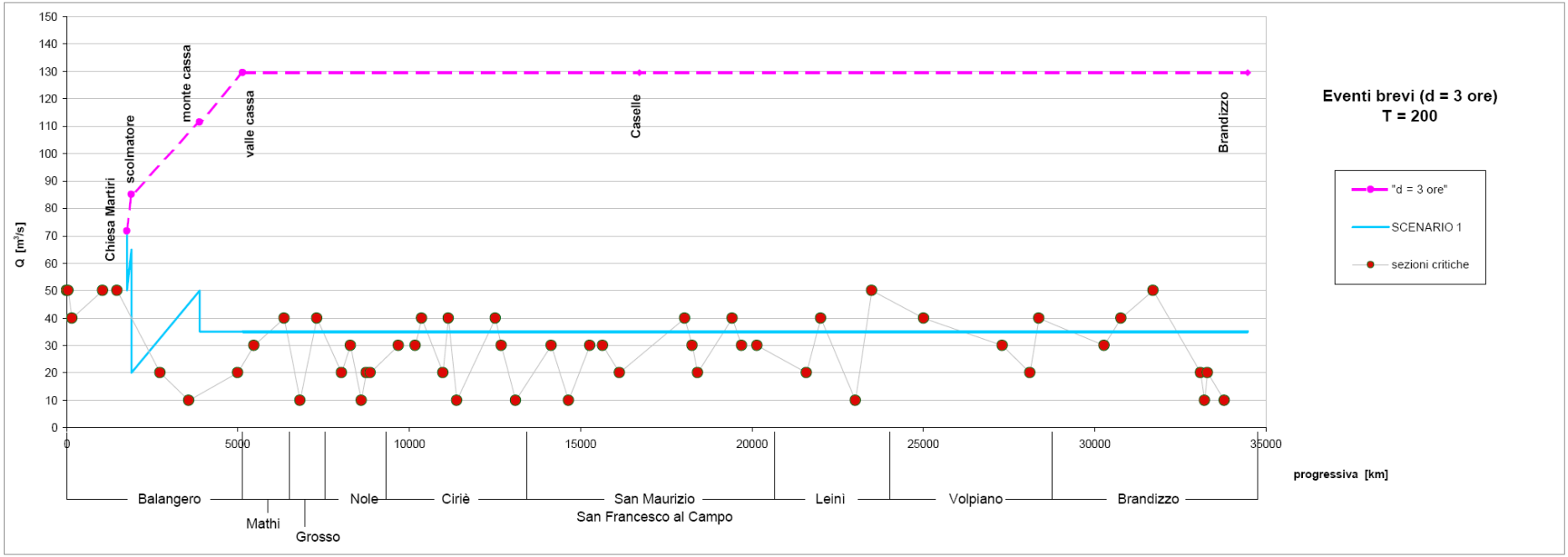


Figura 9.1 *- rappresentazione sintetica delle condizioni idrologiche ed idrauliche risultanti sull'asta del Banna-Bendola dall'applicazione dello scenario 1 e a seguito di onde di piena derivanti da pluviogrammi brevi (d=3 ore) aventi periodo di ritorno T = 200 anni.*

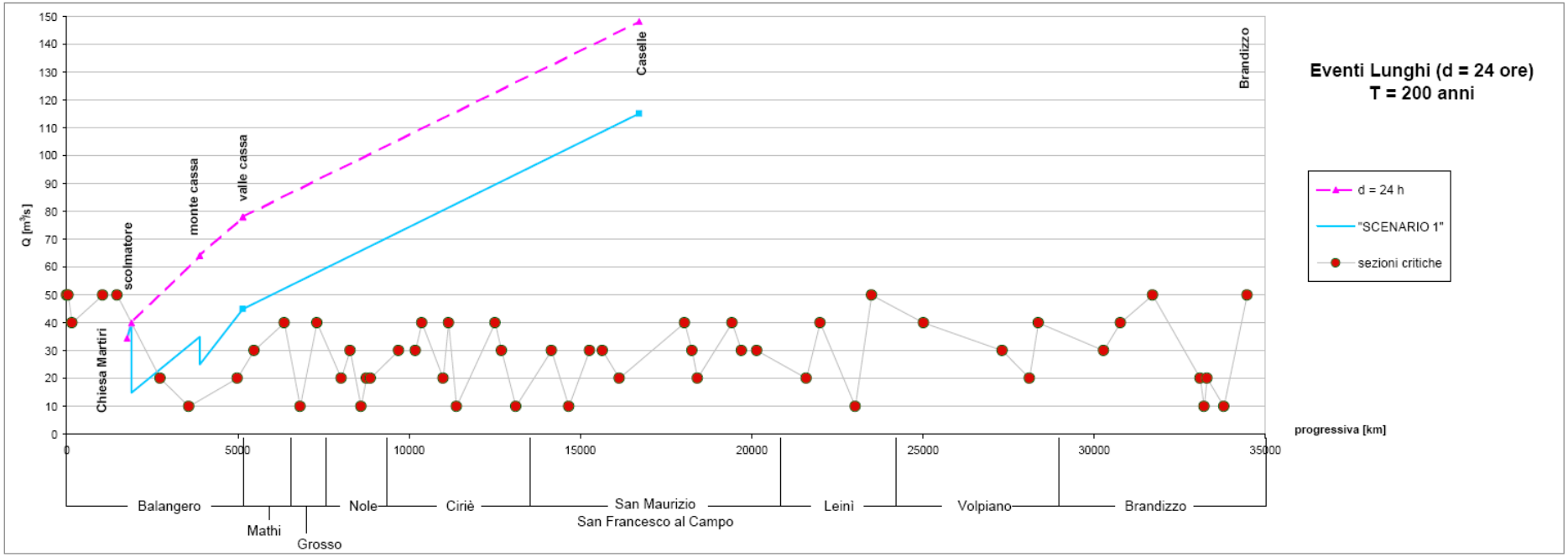


Figura 9.2 *- rappresentazione sintetica delle condizioni idrologiche ed idrauliche risultanti sull'asta del Banna-Bendola dall'applicazione dello scenario 1 e a seguito di onde di piena derivanti da pluviogrammi lunghi (d=24 ore) aventi periodo di ritorno T = 200 anni.*

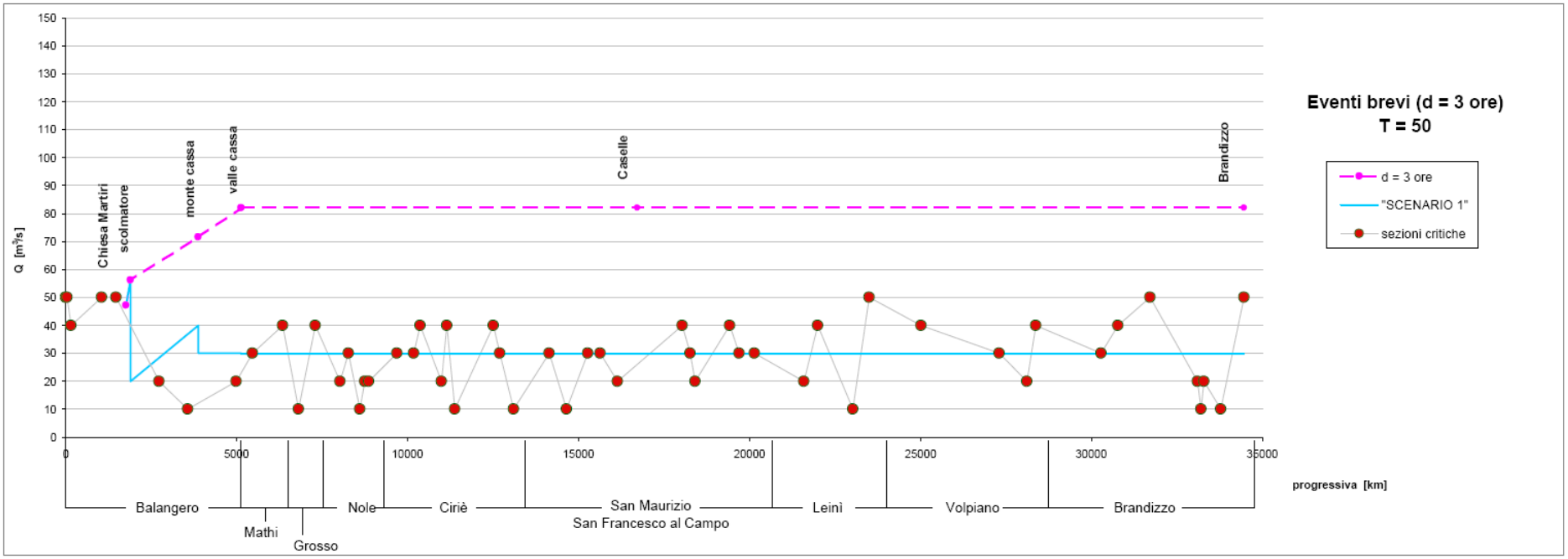


Figura 9.3 *- rappresentazione sintetica delle condizioni idrologiche ed idrauliche risultanti sull'asta del Banna-Bendola dall'applicazione dello scenario 1 e a seguito di onde di piena derivanti da pluviogrammi brevi (d=3 ore) aventi periodo di ritorno T = 50 anni.*

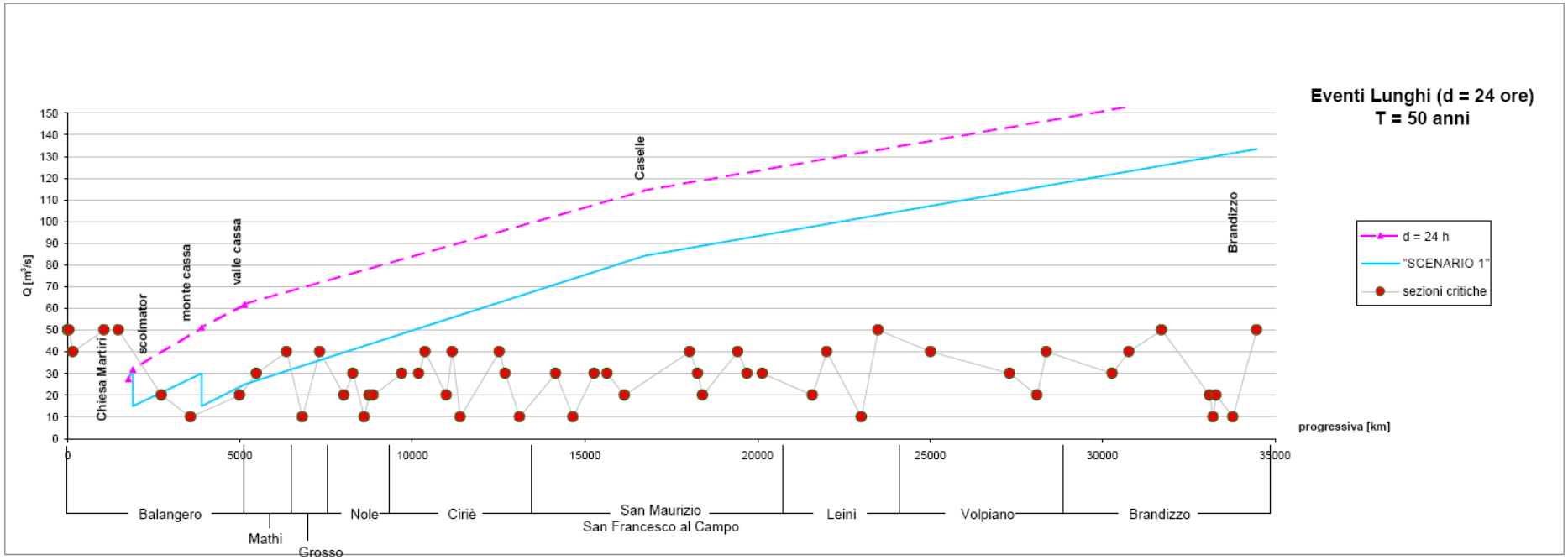


Figura 9.4 *- rappresentazione sintetica delle condizioni idrologiche ed idrauliche risultanti sull'asta del Banna-Bendola dall'applicazione dello scenario 1 e a seguito di onde di piena derivanti da pluviogrammi lunghi (d=24 ore) aventi periodo di ritorno T = 50 anni.*

BIBLIOGRAFIA

1. Adami A., *Casse di espansione fluviale – Aspetti idraulici*, in: Atti del Corso di Aggiornamento del Politecnico di Milano "La difesa idraulica dei territori fortemente antropizzati", Milano, 1997; BIOS, Cosenza, 1998.
2. Bocchiola D., De Michele C., Pecora S., Rosso R., *Sul tempo di risposta dei bacini idrografici italiani*, L'Acqua, 1/2003.
3. Borselli L., Busoni E., Torri D., *Applicabilità del S.C.S. Curve Number method: il fattore lambda per la stima del deflusso superficiale, in: C.N.R.-G.N.D.C.I., Linea 1, Rapporto 1989,* 43-56, 1992.
4. Busoni E., Borselli L., Calzolari C., *Caratteristiche fisiche ed idrologiche del suolo. Loro derivabilità dalla cartografia pedologica ed applicabilità in modelli distribuiti di bilancio idrologico di bacino, C.N.R.-G.N.D.C.I..,* 1995.
5. Carrara A., Mancini M., Rosso R., *Taratura del coefficiente di afflusso a scala di bacino a partire da un sistema informativo geografico*, Atti del XXI Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, L'Aquila, 5-8 settembre, Vol 2, 239-348, 1988.
6. Carriero D., *Analisi della distribuzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli per applicazioni di modelli di simulazione afflussi - deflussi*. Tesi di dottorato di ricerca in "Metodi e tecnologie per il monitoraggio ambientale", XVI ciclo, Università degli studi della Basilicata, pp.192, 2003.
7. Chow V.T., Maidment D.R., Mays L.W., *Applied Hydrology*, Mc Graw Hill, 1998.
8. Claps P., Laio F., *Aggiornamento delle procedure delle procedure di valutazione delle piene in Piemonte, con particolare riferimento ai bacini sottesi da invasi artificiali*, VOLUME I: Costruzione e applicazione delle procedure di stima delle portate al colmo di piena. Dipartimento di Idraulica, Trasporti ed Infrastrutture Civili, Politecnico di Torino, 306 pp., 2008.
9. Claps P., Laio F., M. Zanetta, *Aggiornamento delle procedure delle procedure di valutazione delle piene in Piemonte, con particolare riferimento ai bacini sottesi da invasi artificiali*, VOLUME II: Dati idrologici e caratteristiche dei bacini idrografici, Dipartimento di Idraulica, Trasporti ed Infrastrutture Civili, Politecnico di Torino, 298 pp. 2008.
10. Da Deppo, L., *Casse d'espansione fluviali. Aspetti costruttivi* in: Atti del Corso di Aggiornamento del Politecnico di Milano "La difesa idraulica dei territori fortemente antropizzati", Milano, 1997; BIOS, Cosenza, 1998.

11. De Marchi G., *Saggio di teoria sul funzionamento degli stramazzi laterali*, L'Energia Elettrica, pp.849-860, 1934.
12. De Michele C., Rosso R., *Sintesi del rapporto regionale per i compartimenti di Parma e Genova*, Rapporto di sintesi sulla valutazione delle piene in Italia, GNDCI – Linea 1, 2001.
13. Giugni, M., *Il progetto delle opere idrauliche a servizio delle casse di espansione,* in: Atti del Corso di Aggiornamento del Politecnico di Milano: "La difesa idraulica delle aree urbane", Milano, 2001; Editoriale BIOS, Cosenza, 2002.
14. King, H. W., *Handbook of hydraulics*, McGraw-Hill, New York, 1954.
15. Maione, U., Riboni, V., *Le casse di espansione,* in: Atti del Corso di Aggiornamento del Politecnico di Milano: "La difesa idraulica delle aree urbane", Milano, 2001; Editoriale BIOS, Cosenza, 2002.
16. Mancini M., Rosso R., *Using GIS to assess spatial variability of scs Curve Number at tha basin scale*, in: New Directions for surface Water Modelling, edited by M.L. Kavvas. IAHS Publ. n° 181, 435-444, 1989.
17. Marone, V., *Calcolo di massima di un serbatoio di laminazione*, L'Energia Elettrica, n.9, pp.561-567, 1971.
18. Marone, V., Salvia, G., *Coefficienti d'efflusso lungo sfioratori laterali in fregio a canali rettangolari,* L'Energia Elettrica, pp.251-262, 1986.
19. McCuen, R.H., *Hydrologic Analysis and Design*, Pearson, Upper Saddle River, 2005.
20. Miotto F., Laio F., Claps P., *Metodologie speditive per la valutazione dell'effetto di laminazione dei grandi invasi* in: Atti del XXX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Roma, 10-15 settembre 2006.
21. Miotto F., Laio F., Claps P., *Sulla valutazione indiretta delle curve di riduzione dei colmi di piena* in: Atti del XXIX Conv. di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento, 2004, vol.2, 471-478, BIOS (Cosenza), 2004.
22. Miotto F., Laio F., Claps P., *Metodologie speditive per la valutazione dell'effetto di laminazione dei grandi invasi* in: Atti del XXX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Roma, 10-15 settembre 2006.
23. Moisello U., Idrologia tecnica, La Goliardica Pavese, Pavia, 1998.
24. Villani P. (a cura di), *Rapporto sulla Valutazione delle piene in Piemonte*, in Relazione delle attività del CUGRI fino al 2001, 89-118, Ed. Del Paguro, Fisciano, 2003.
25. Viparelli, M., *Lezioni di idraulica*¸ Liguori, Napoli, 1975.