



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO



**AREE DI ESONDAZIONE CONTROLLATA DEL RIO BROVADA IN
COMUNE DI BESANA IN BRIANZA E TRIUGGIO**

**Convenzione tra Regione Lombardia e Parco Regionale della Valle del Lambro del 24 ottobre
2016**

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA
RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA**

Il progettista
Ing. Daniele Giuffrè

Triuggio, marzo 2017



INDICE

1. PREMESSA	4
2. CRITICITÀ E VINCOLI DELLO STATO DI FATTO	5
3. CARATTERIZZAZIONE IDROLOGICA E PLUVIOMETRICA.....	7
3.1. BACINO IMBRIFERO	7
3.2. CPP E IETOGRAMMI DI PROGETTO	11
4. MODELLO IDROLOGICO (HEC-HMS).....	13
4.1. SIMULAZIONI RAPPRESENTATIVE DELLO STATO DI FATTO	20
5. CONFRONTO E ANALISI STUDI PREGRESSI	24
6. SOLUZIONE PROGETTUALE.....	31
6.1. AREA DI MONTE.....	32
6.2. AREA DI VALLE	34
7. SIMULAZIONI RAPPRESENTATIVE DELLO STATO DI PROGETTO E DIMENSIONAMENTO OPERE.....	39
7.1. ASSETTO DI PROGETTO - PIENA $T_R=10$	39
7.2. ASSETTO DI PROGETTO - PIENA $T_R=50$	41
7.3. ASSETTO DI PROGETTO - PIENA $T_R=100$	43
7.4. ASSETTO DI PROGETTO - PIENA $T_R=200$	45
8. OPERE IN PROGETTO.....	48
8.1. AREA DI MONTE.....	48
8.2. AREA DI VALLE	52
8.3. ULTERIORI INTERVENTI: INTERVENTI DIFFUSI LUNGO L'ASTA	56
9. DIMENSIONAMENTO DELLE VASCHE DI DISSIPAZIONE.....	59
10. CONCLUSIONI	64



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO
DIPARTIMENTO DI RIQUALIFICAZIONE FLUVIALE



1. PREMESSA

Le attività di analisi idrologico-idraulica svolte in questa prima fase preliminare di progettazione hanno consentito di fornire adeguato riscontro alle ipotesi formulate: la creazione di aree a esondazione facilitata per operare un'efficace laminazione sui volumi di piena rimane la soluzione ottimale per la messa in sicurezza dell'abitato di Ponte di Triuggio.

Nella presente relazione tecnica vengono illustrati i dati di partenza, le ipotesi di modellazione adottate e le scelte progettuali effettuate, nonché i risultati ottenuti in relazione al funzionamento idraulico delle opere previste nel progetto.

Attraverso la modellazione idrologico-idraulica è stato possibile determinare le geometrie di deflusso delle opere di sbarramento nonché le quote di massima regolazione, massimo invaso e coronamento dei manufatti arginali delle aree di laminazione.



2. CRITICITÀ E VINCOLI DELLO STATO DI FATTO

Il Rio Brovada si caratterizza principalmente quale impluvio: sebbene in tempi di secca presenti comunque ridotte portate per la presenza di scarichi e sfioratori malfunzionanti, questo corso d'acqua non ha una vera e propria fonte ed il torrente si riempie oggi quasi esclusivamente di acque meteoriche.

L'area più critica, dal punto di vista idraulico, presente lungo il corso del Rio Brovada è sicuramente in corrispondenza dell'attraversamento dell'abitato di Ponte in comune di Triuggio (MB), in prossimità della sua confluenza con il Fiume Lambro. In questo tratto il torrente si configura come vero e proprio canale in cemento a sezione rettangolare, di larghezza pari a 4,16 m, che arriva al convogliamento nel Lambro con un salto di fondo di circa 1 m.



Figura 1: Rio Brovada: vista a monte e a valle dell'attraversamento di piazza Boretti (Ponte), giugno 2014

Come si può vedere dalle foto scattate nel giugno 2014, le dimensioni del canale risultano insufficienti a convogliare determinate portate di piena del torrente; inoltre un importante vincolo al libero transito della portata verso il Lambro, è rappresentato dall'attraversamento carrabile di piazza Boretti, a Ponte di Triuggio: qui la sezione, di larghezza pari a quella del canale in cls, è delimitata in altezza dall'intradosso del manufatto posto a circa 1,6 m rispetto al fondo alveo.

Sulla base dei dati geometrici a disposizione, nell'ipotesi che durante il transito della piena del torrente, l'altezza d'acqua del fiume Lambro sia tale da non provocare rigurgiti nella Brovada (nell'ipotesi quindi che non la piena del rio non sia concomitante ad una piena del Lambro), è possibile determinare la portata d'acqua compatibile con la sezione di passaggio del manufatto di attraversamento.



Dati geometrici della sezione			
Larghezza	B	4,16	[m]
Altezza intradosso	H	1,6	[m]
Scabrezza	k_s	60	$[m^{1/3}/s]$
Pendenza	i	1,00%	[-]

Tabella 1 – Dati geometrici della sezione idraulica in corrispondenza del ponte di piazza Boretti

Sebbene semplificativa, l'ipotesi di moto uniforme per un tratto quale quello terminale della Brovada, che mantiene pressoché uniformi le sue caratteristiche geometriche per una lunghezza di circa 200 m, può essere assunta come rappresentativa del comportamento idraulico del corso d'acqua. Attraverso l'utilizzo della formula di Chezy:

$$Q = k_s \cdot i^{1/2} \cdot A \cdot R_h^{2/3}$$

dove:

- A = area della sezione trasversale della corrente A(h) detta anche Area bagnata;
- R_h = Raggio idraulico definito come il rapporto tra l'Area bagnata A(h) e il Perimetro bagnato P(h);

imponendo un'altezza di moto uniforme h_0 pari a 1,4 m, assicurando in tal senso un comportamento a pelo libero in corrispondenza del passaggio sotto il ponte con un franco di sicurezza di circa 20 cm, si ottiene un valore di portata assunto come valore limite di valle, pari a 22,7 m³/s.

Ulteriore criticità da evidenziare è inoltre l'altezza del muro spondale, sito in sinistra idrografica, a protezione delle case poste poco a monte del ponte di piazza Boretti: come è visibile anche dalle foto in Figura 1 l'altezza della protezione spondale risulta insufficiente nei momenti di piena del torrente che, sormontando il manufatto, comincia ad allagare la strada di accesso e gli edifici limitrofi. Sebbene la risoluzione dei problemi di rischio idraulico che oggi insistono sull'abitato di Ponte di Triuggio non possano trovare una soluzione nella semplice difesa passiva, si ritiene utile prevedere l'adeguamento della protezione spondale in questo ultimo tratto per permettere il passaggio indisturbato della portata compatibile col vincolo rappresentato dal manufatto di attraversamento.



3. CARATTERIZZAZIONE IDROLOGICA E PLUVIOMETRICA

3.1. BACINO IMBRIFERO

Il torrente Brovada viene principalmente alimentato dalle acque meteoriche scolanti sul suo bacino (Figura 2).

Figura 2: Bacino e reticolo idrografico del Rio Brovada

L'asta principale si origina nel comune di Besana in Brianza, in prossimità dell'incrocio tra via Giacomo Puccini e via delle Rose, poco a nord di Villa Paradiso, costeggiando la località Montesiro; questa ha una lunghezza complessiva di circa 6,13 km e presenta un dislivello complessivo di circa 145 m (Figura 3).



Figura 3: profilo altimetrico dell'asta principale del Rio Brovada

Dopo un tratto iniziale di circa 2,5 km, dove la tipologia e la copertura delle sponde è alterna tra artificializzazioni come canalette in calcestruzzo o tratti intubati, e zone in cui viene riguadagnata una certa naturalità, il torrente giunge alla prima confluenza con uno dei suoi rami secondari nella frazione di Mighinzano, a sud del campo sportivo di Besana in Brianza. Proseguendo verso valle il paesaggio agrario circostante permette la presenza di ampie aree perfluviali seppur caratterizzate da esigue o del tutto assenti fasce arbustive e alberate. La confluenza con il secondo dei suoi affluenti, di lunghezza complessiva di circa 2,3 km e caratterizzato anch'esso da una certa naturalità dovuta alla presenza di un paesaggio circostante prevalentemente agrario e boschivo, è situata poco a sud della frazione di Fonigo; mentre la terza e ultima confluenza tra l'asta principale e il ramo secondario discendente dalle zone limitrofe alle frazioni di Brugora e Tregasio si posiziona, sempre nel comune di Besana in Brianza, poco a nord di Cascina Siberia. Lungo il tratto terminale infine, la tipologia e la copertura delle sponde vede il passaggio da una



situazione di completa o quasi naturalità, ad una progressiva artificializzazione di sponde e fondo alveo, mediante rinforzi realizzati con massi a scogliera, canalizzazioni e briglie.

Il bacino imbrifero del torrente presenta un'estensione complessiva di circa 6,6 km², compreso quasi interamente (circa 78%) nel comune di Besana in Brianza e per la restante parte, costituita da un breve tratto di monte del suo terzo affluente e il tratto finale della sua asta principale, nel comune di Triuggio (circa 18%). Trascurabili frazioni del bacino si trovano in territorio di Casatenovo, Monticello Brianza e Carate Brianza (vedi Figura 4 e Tabella 2)

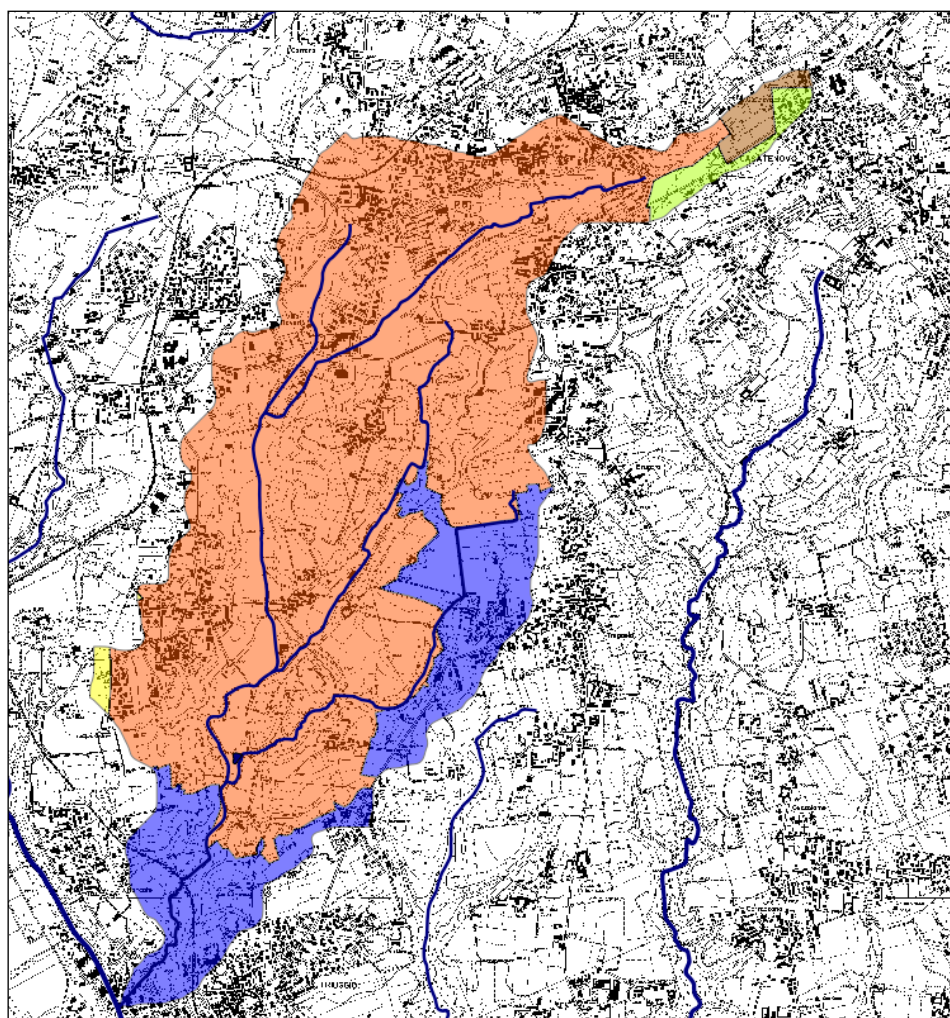


Figura 4: limiti amministrativi sul bacino del Rio Brovada

Comune	Area [km ²]	% area su totale
Besana Brianza	5.18	78.0%
Triuggio	1.19	18.0%
Casatenovo	0.12	2.0%
Monticello Brianza	0.09	1.5%
Carate Brianza	0.03	0.5%

Tabella 2: percentuali aree amministrative sul bacino



In Tabella 3 sono riportate, in percentuale, le aree del bacino costituite rispettivamente da superficie coltivata, superficie urbanizzata e superficie boschiva:

% Sup. coltivata	66%
% Sup. urbanizzata	18%
% Sup. boschiva	16%

Tabella 3: uso del suolo del bacino

Per la rappresentazione idrologica del bacino è stato utilizzato il modello idrologico elaborato attraverso l'utilizzo del software di calcolo HEC-HMS (fornito dal U.S. Army Corps of Engineers) e sviluppato dal Dipartimento di Riqualificazione Fluviale in occasione dell'evento meteorologico verificatosi negli ultimi giorni di giugno del 2014.

La creazione del modello ha richiesto la schematizzazione del bacino di alimentazione del corso d'acqua attraverso la definizione di sottobacini, rete idrografica principale e relative confluenze; il bacino imbrifero della Brovada è stato quindi suddiviso in sette sottobacini naturali (facenti cioè parte del naturale bacino di alimentazione del torrente) con l'aggiunta di due piccoli bacini urbani (nei comuni di Tregasio e Villa Raverio) i quali, sebbene compresi in altri bacini imbriferi, presentano sfioratori della rete fognaria di drenaggio sfocianti nel corpo idrico in esame. Per una migliore comprensione si riporta in Figura 5 la schematizzazione adottata.

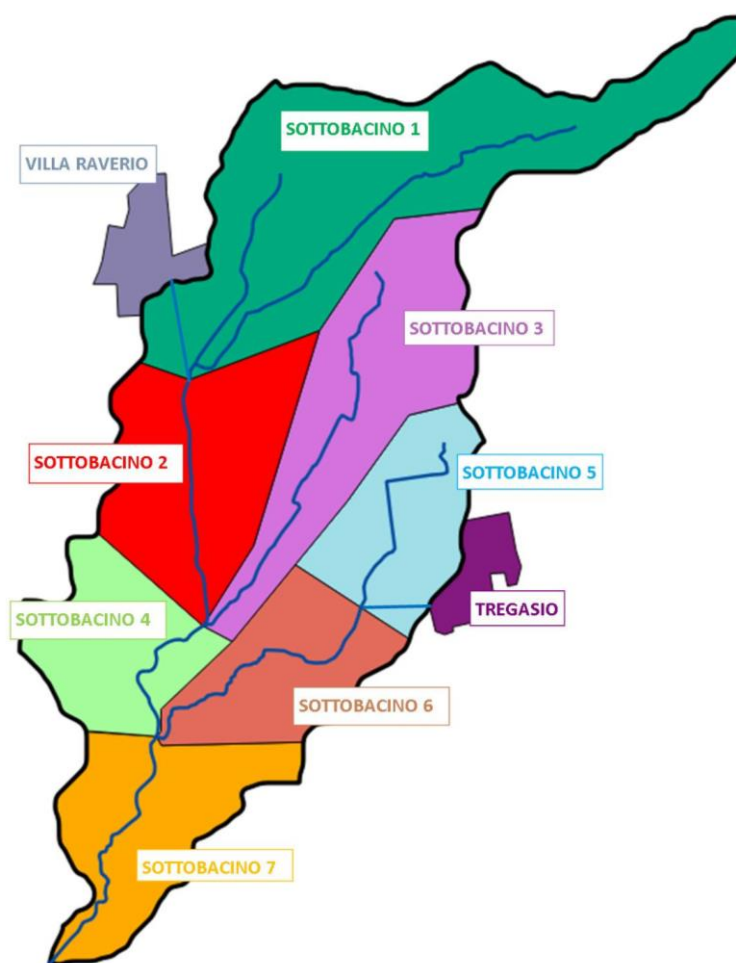


Figura 5: Schematizzazione in sottobacini del bacino imbrifero del Rio Brovada

3.2. CPP E IETOGRAMMI DI PROGETTO

Per l'individuazione delle curve di possibilità pluviometrica rappresentative degli eventi meteorologici caratteristici della zona di interesse sono stati considerati i valori dei parametri n e $a(T_R)$ indicati nello "Studio di Fattibilità della sistemazione idraulica dei corsi d'acqua naturali e artificiali all'interno dell'ambito idrografico di pianura Lambro-Olona" del 2003 effettuato dall'Autorità di Bacino (desunte dalle informazioni storiche del pluviometro di Veduggio).

Dalla consultazione di tale studio, i parametri delle curve di possibilità pluviometrica relative al pluviometro di Veduggio e riferiti ad eventi meteorici compresi nelle 24 ore, assumono i seguenti valori:

- $n = 0,31$;
- $a(T_R=10 \text{ anni}) = 54 \text{ mm/ora}^n$;
- $a(T_R=50 \text{ anni}) = 72 \text{ mm/ora}^n$ (valore interpolato);
- $a(T_R=100 \text{ anni}) = 81 \text{ mm/ora}^n$ (valore interpolato);



- a ($T_R=200$ anni) = 90 mm/oraⁿ.

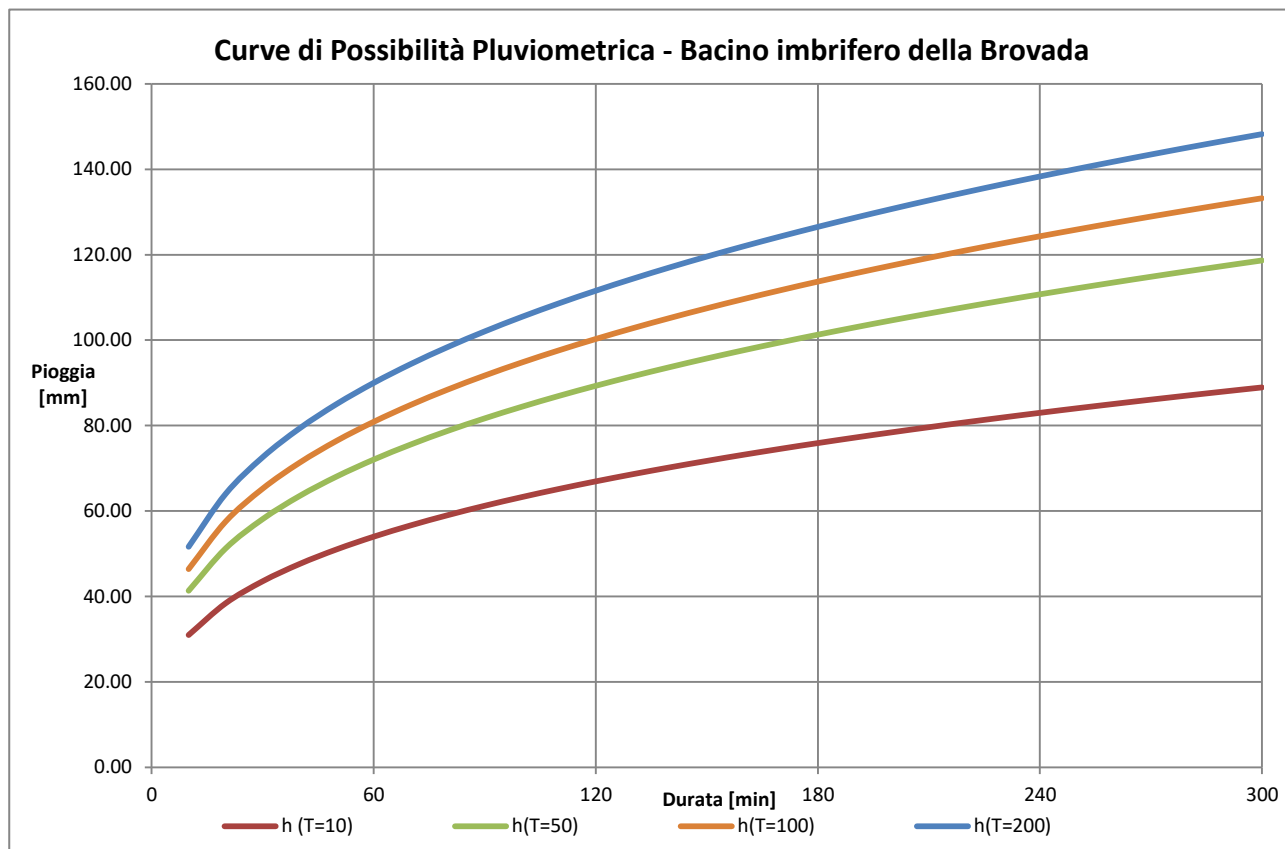


Figura 6: Curve di Possibilità Pluviometrica relative al bacino imbrifero della Brovada

Lo ietogramma di progetto è stato scelto a forma triangolare, di durata Θ ; esso avrà quindi un andamento linearmente crescente fino a raggiungere il picco $i_{\max}=i(t_r)=2*a*\Theta^{n-1}$ all'istante $t_r=k*\Theta$ (dove $k = 0,4$), per poi decrescere fino a 0.

Per l'individuazione della durata critica, per la quale si verifica la massima portata al colmo, si è proceduto a tentativi effettuando diverse simulazioni a partire da un valore temporale, dedotto dalla stima del Tempo di Corrivazione del bacino, moltiplicato per fattori moltiplicativi pari a 0,5 – 1 – 1,5 – 2.

Per il calcolo del Tempo di Corrivazione è stata usata la formula di Pasini, adatta a piccoli bacini quale quello in esame:

$$Tc = 0.108 \cdot \frac{(A_b \cdot L_a)}{\sqrt{i_m}} = 2.42 \text{ ore} \quad (\text{Pasini})$$

Dove A_b è l'area del bacino espressa in km², L_a la lunghezza dell'asta principale espressa in km e i_m la pendenza media del bacino.

Dall'osservazione dei risultati ottenuti è risultato che il massimo valore di portata si realizza per un evento di durata $\Theta = Tc = 2.42$ ore.

Di seguito si riportano quindi gli ietogrammi calcolati per i diversi Tempi di Ritorno.

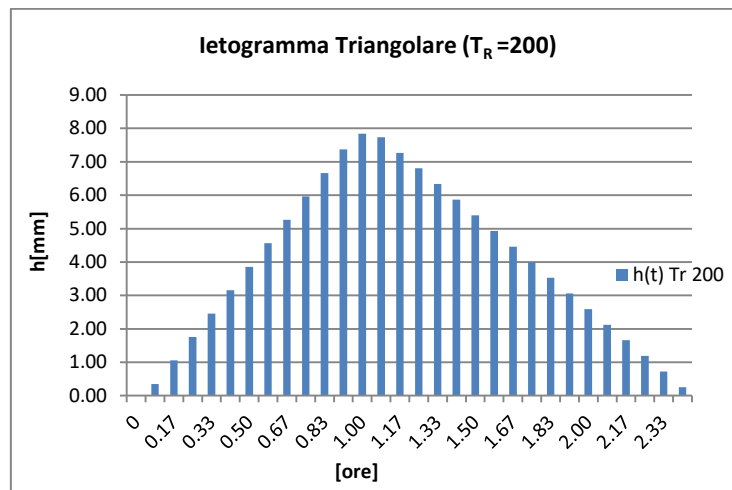


Figura 7: letogramma triangolare per $T_R=200$ anni

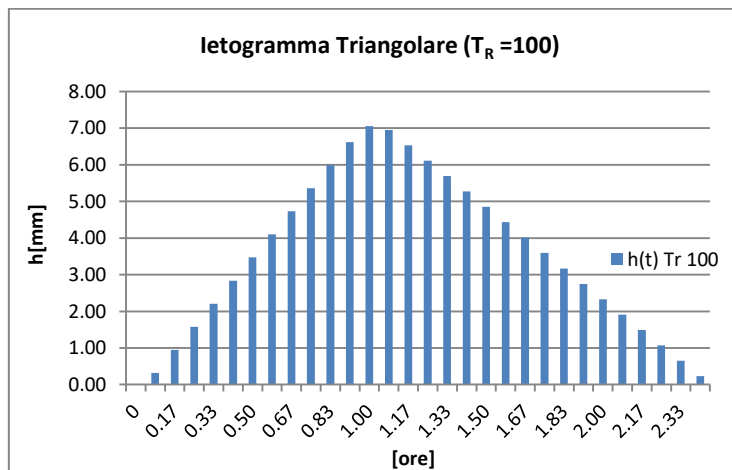


Figura 8: letogramma triangolare per $T_R=100$ anni

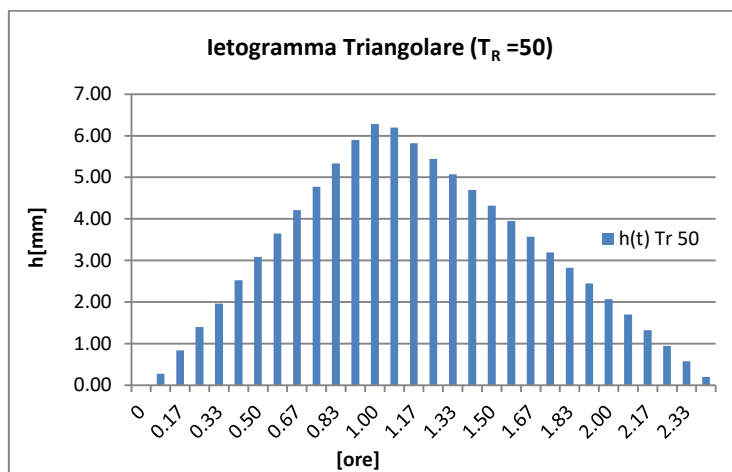


Figura 9: letogramma triangolare per $T_R=50$ anni

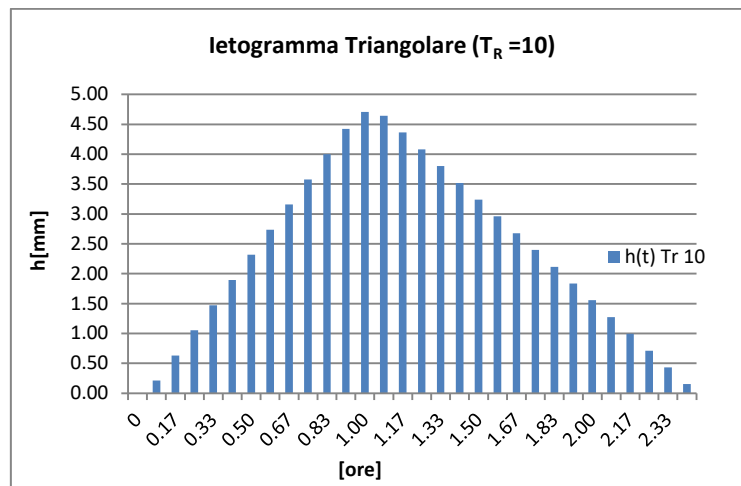


Figura 10: Ietogramma triangolare per $T_R=10$ anni

4. MODELLO IDROLOGICO (HEC-HMS)

Il modello numerico, rappresentativo del comportamento idrologico del bacino della Brovada, è stato, come già accennato, elaborato in occasione dell'evento di piena di fine giugno 2014 e, in questa fase progettuale, avendo a disposizione uno studio geotecnico di dettaglio, ulteriormente modificato. Di seguito viene fornita una breve descrizione del programma di calcolo e dei parametri utilizzati.

Il programma di calcolo HEC-HMS permette l'esecuzione di una simulazione idrologica attraverso la specificazione di tre insiemi di dati (componenti idrologici):

1. Basin Model: rappresentazione fisica delle caratteristiche del bacino idrografico;
2. Meteorologic Model: dati meteorologici relativi alle precipitazioni;
3. Control specifications: informazione temporali necessarie per la simulazione (finestra temporale, intervallo di calcolo, ecc.)

Il componente Basin Model permette di specificare:

- *Elementi idrologici*: sottobacini, invasi, confluenze, ecc.
- *Metodi di calcolo delle perdite di bacino*;
- *Metodi di calcolo della trasformazione afflussi-deflussi*;
- *Metodo di calcolo del deflusso a pelo libero nei corsi d'acqua*.

Riassumendo, il bacino della Brovada è stato schematizzato attraverso l'impiego di 9 sottobacini (*subbasins*) e 4 (*junctions*) confluenze che collegano altrettanti tratti del torrente (



Figura 11). Come metodo di calcolo per le perdite è stato scelto il metodo SCS-CN, il modello dell'idrogramma unitario di Clark è stato utilizzato per il calcolo della trasformazione afflussi-deflussi, e infine, per il calcolo del deflusso nella rete idrografica, è stato impiegato il metodo Muskingum.

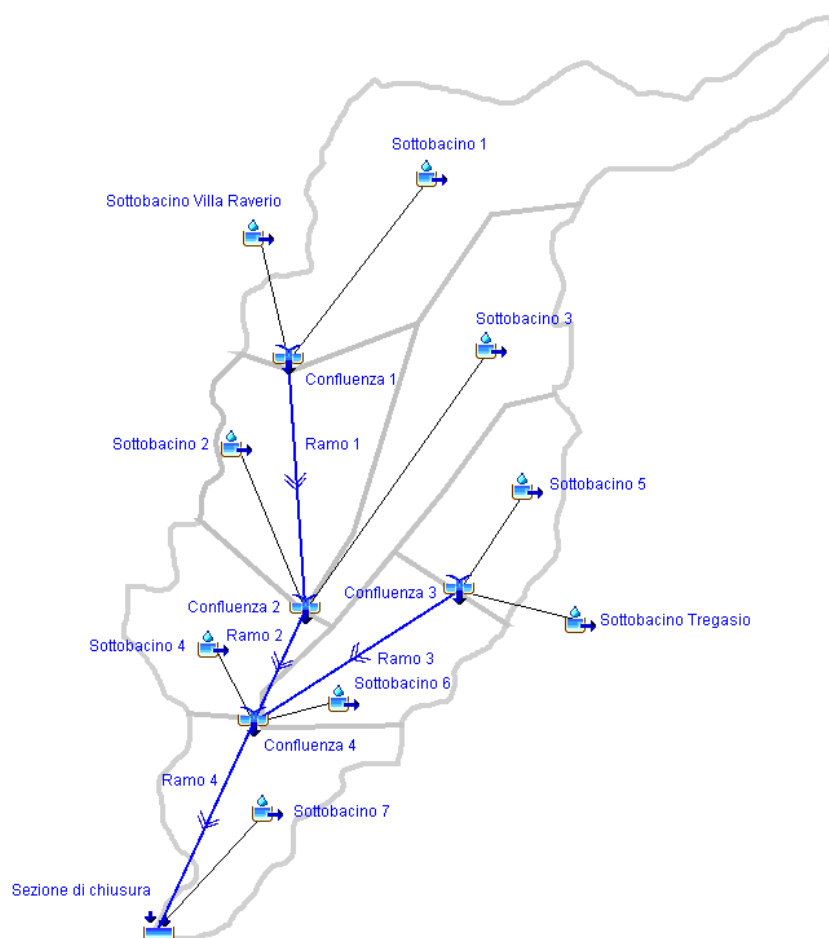


Figura 11: Schematizzazione del bacino imbrifero del Rio Brovada (modello HEC-HMS)

Il metodo SCS Curve Number è stato sviluppato dal “Soil Conservation Service, United States Department of Agriculture”. Tale metodologia semi-empirica lega il coefficiente di afflusso della pioggia in maniera non lineare alla sua durata, sulla base di due relazioni fondanti:

- “continuità”. L'altezza di pioggia lorda (I) viene bilanciata nel modello dalla somma di imbibimento iniziale (I_a), infiltrazione (F) e deflusso superficiale (P), tutte espresse in mm:

$$I = I_a + F + P;$$



- “moto”. In realtà è un’equazione empirica di proporzionalità, che stabilisce che il deflusso superficiale sta alla precipitazione lorda, depurata dell’imbibimento iniziale, come la quantità di acqua filtrata sta al potenziale di ritenzione idrica del terreno (S):

$$\frac{P}{I - I_a} = \frac{F}{S};$$

Combinando le due equazioni, si ottiene l’altezza di pioggia netta in funzione di quella lorda:

$$P = \frac{(I - I_a)^2}{I - I_a + S}$$

Dal momento che, in genere, si considera l’imbibimento iniziale come una quota parte di S (in mancanza di dati precisi sui tassi di infiltrazione si può assumere, per aree non significativamente urbanizzate, $I_a = 0.2S$), il potenziale di ritenzione del terreno rimane l’unico parametro da stabilire all’interno del modello. Lo si ottiene attraverso la seguente formula:

$$S = S_0 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

dove S_0 è il massimo potenziale di ritenzione idrica di un terreno, pari a 254 mm, e CN è il Curve Number, un indice empirico che, sulla base delle caratteristiche geologiche e di uso del suolo, definisce il grado di rifiuto del terreno nei confronti della pioggia in ingresso. È compreso tra 1, infiltrazione massima, e 100, deflusso massimo.

Per valutare il CN, dapprima si stabilisce una classe idrologica per il bacino (Figura 12), sulla base delle informazioni ottenute dalla carta geologica (si va da A – suoli più drenanti - a D – suoli più impermeabili), calcolando poi il valore del Curve Number complessivo come media pesata dei singoli valori assegnati alle varie aree a seconda destinazione d’uso del rispettivo suolo. Il risultato così ottenuto è il cosiddetto CN_{II} , o CN medio, a sua volta modificabile, a seconda delle condizioni di imbibimento iniziale del terreno, attraverso alcune relazioni empiriche.

Tipo idrologico di suolo	Descrizione
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarso 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 di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza delle superfici.

Figura 12: Classi di tipo idrologico di suolo e relativa descrizione



Interpolando quindi le informazioni derivanti dalla cartografia relativa alla classificazione idrologica tessiturale di suolo per il bacino della Brovada, contenuta nello studio geologico-geotecnico allegato al presente progetto (Figura 13), e la carta pedologica di uso del suolo fornita da Regione Lombardia, è stato possibile, attraverso la tabella di Figura 14, ottenere i diversi valori di CN associati ad ogni area omogenea. La media pesata di tutti questi valori ha permesso di ottenere i parametri CN, relativi ad ogni singolo sottobacino, da inserire nel modello.

Si precisa che i parametri in ingresso, richiesti dal programma, per descrivere le perdite sono due: il CN e la percentuale di superficie urbanizzata. I valori di CN inseriti nel modello e riportati nella seguente tabella risultano essere comprensivi delle aree urbanizzate, non è stato quindi necessario indicare la percentuale di superficie impermeabile.

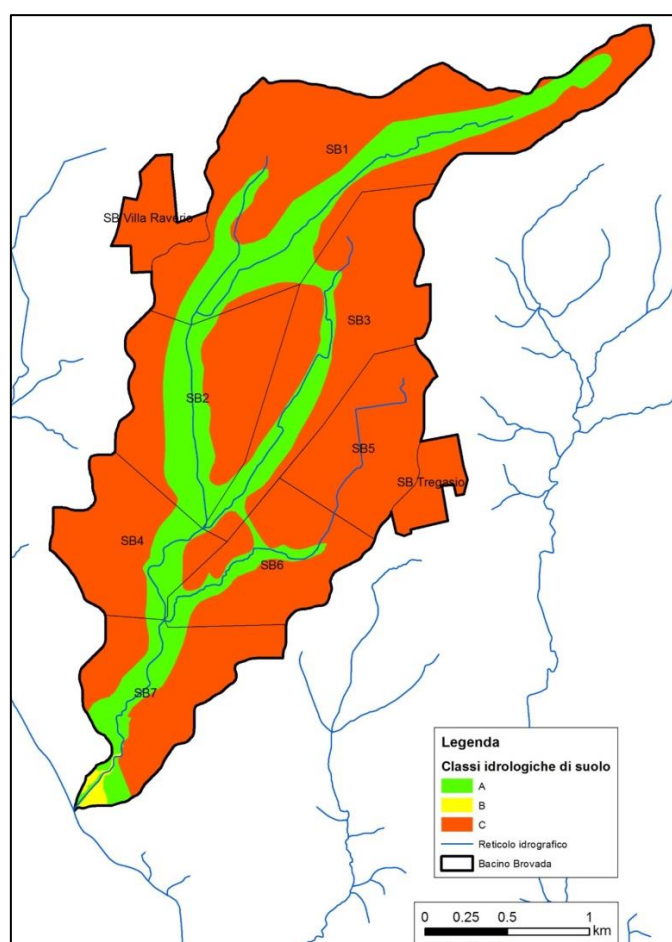


Figura 13: Classificazione del tipo idrologico di suolo per il bacino della Brovada



Valori del parametro CN (adimensionale)	← Tipo idrologico Suolo →			
↓ Tipologia di Uso del Territorio	A	B	C	D
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
Terreno da pascolo: buone condizioni	39	61	74	80
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area impermeabile 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m ² (area impermeabile 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500÷1000 m ² (area impermeabile 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000÷1500 m ² (area impermeabile 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali, lotti di 1500÷2000 m ² (area impermeabile 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000÷5000 m ² (area impermeabile 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000÷10000 m ² (area impermeabile 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade,	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terra	72	82	87	89

Figura 14: Tabella dei Curve Number assegnati a determinati usi e tipi idrologici del suolo

Per quanto riguarda invece **il metodo dell'idrogramma unitario di Clark**, esso tiene conto dell'effetto di propagazione e di laminazione a cui è sottoposto il deflusso superficiale quando si sposta attraverso il bacino per arrivare alla sezione di chiusura. E' un modello lineare e integrato. Si basa su due parametri, ciascuno relativo a uno dei due processi fisici fondamentali simulati durante l'analisi di risposta:

- il tempo di concentrazione (T_C , in ore), una leggera variante del tempo di corrivazione del bacino: è definito come il tempo necessario alla cella idrologicamente più lontana dalla sezione di chiusura per raggiungere il primo tratto di canale, caratterizza la componente corrivativa del moto (quella che avviene dunque nella direzione di deflusso) degli eventi di piena. Calcolabile mediante formule empiriche, tarate per piccoli bacini soggetti a eventi di precipitazione intensa, per questo progetto si è deciso di utilizzare la formula di *Straub et al.* proposta dall'USGS, di seguito riportata:

$$T_C = 1.54L^{0.875}S^{-0.181} \quad \text{Straub et al. (2000)}$$

dove L rappresenta la lunghezza dell'asta principale, in miglia, I la percentuale di area impermeabile, P l'altezza di pioggia netta caduta durante l'evento, in pollici, A l'area, in mi², S la pendenza dell'asta principale, in ft/mi;

- Il coefficiente di immagazzinamento (R , in ore), ha la stessa valenza che nel modello del serbatoio lineare, e definisce dunque il ritardo medio del deflusso in uscita, relativo a un ingresso impulsivo, per un modello di piena diffusivo, in cui cioè il bacino idrografico viene considerato alla stregua di



un vaso di laminazione lineare. Anche per questo parametro è stata utilizzata la formula di *Straub et al.* di seguito riportata:

$$R = 16.4L^{0.342}S^{-0.79} \quad \text{Straub et al. (2000)}$$

Il metodo di Clark produce una prima onda di piena frutto del solo processo corrivativo, valutata sulla base di una curva area-tempi realizzata a partire dal valore del tempo di concentrazione. In seguito l'onda così ottenuta viene fatta passare attraverso il serbatoio lineare avente come tempo caratteristico il coefficiente di immagazzinamento calcolato, al fine di ottenere un idrogramma finale laminato che tenga conto di entrambi i fenomeni.

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei parametri in ingresso utili alla definizione dei modelli afflussi-deflussi e di perdita idrologica:

	<i>Parametro di definizione del bacino</i>	<i>Parametri modello afflussi-deflussi</i>		<i>Parametri modello perdite idrologiche</i>	
Sottobacino	Area [km²]	Tc [ore]	R	CN	% imp
1	1,96	0,87	0,31	79	0
2	0,95	0,62	0,77	76	0
3	1,07	0,86	0,45	72	0
4	0,62	0,36	0,33	64	0
5	0,60	0,47	0,36	81	0
6	0,63	0,59	0,34	72	0
7	0,76	0,57	0,33	69	0
Villa Raverio	0,21	0,43	0,28	83	0
Tregasio	0,16	0,39	0,34	86	0

Tabella 4: Parametri in ingresso per simulazioni idrologiche dei sottobacini

Il metodo di Muskingum, infine, scelto per la simulazione del deflusso lungo la rete idrografica, si basa sul semplice approccio di conservazione della massa per la propagazione dell'onda lungo il corso d'acqua, in questo modo il programma è in grado di calcolare il deflusso dell'onda nella rete attraverso la definizione di due parametri: *K*, corrispondente al tempo di traslazione (espresso in ore e calcolato ipotizzando una velocità di propagazione dell'onda di piena di 2 m/s), e *X*, che tiene in considerazione il fenomeno di attenuazione dell'onda (adimensionale, compreso tra 0 = massima attenuazione e 0.5 = non attenuazione). Per problemi di stabilità delle simulazioni è stato scelto un valore di *X* = 0; ad ogni modo, dai risultati ottenuti, si è visto che la differenza, in termini di valore massimo di portata transitante dalla sezione di



chiusura, è pari al 7% (valore trascurabile). Inoltre va sottolineato come nella simulazione idrologica vengano tralasciati, a favore di sicurezza, tutti i meccanismi di laminazione ed espansione naturale che si verificano nella realtà durante il passaggio dell'onda di piena, soprattutto nella parte di monte del reticolo del torrente.

In Tabella 5 sono quindi riportati i parametri in ingresso per il metodo di Muskingum:

Nome tratto	K [ore]	X
Ramo 1	0.18	0
Ramo 2	0.11	0
Ramo 3	0.21	0
Ramo 4	0.21	0

Tabella 5: Parametri in ingresso nel modello di Muskingum

Il componente *Meteorologic Model*, insieme ai *Times Series Data*, forniscono il modello di precipitazione lorda adottato in ingresso a ciascun sottobacino della schematizzazione. Come verrà esposto nel seguito, si è optato per un evento di precipitazione con ietogramma di tipo Triangolare uguale per tutti i sottobacini dell'area in esame, ricavato dalle CPP.

Il componente *Control specifications* gestisce la durata della simulazione, da calibrare in relazione alla durata critica dell'evento meteorologico.

4.1. SIMULAZIONI RAPPRESENTATIVE DELLO STATO DI FATTO

Completata la creazione del modello rappresentativo dello Stato di Fatto si sono ottenute le diverse onde di piena transitanti alle varie sezioni di riferimento del reticolo idrografico (indicate in Figura 15) e relative a piogge di diverso Tempo di Ritorno (10, 50, 100 e 200 anni).

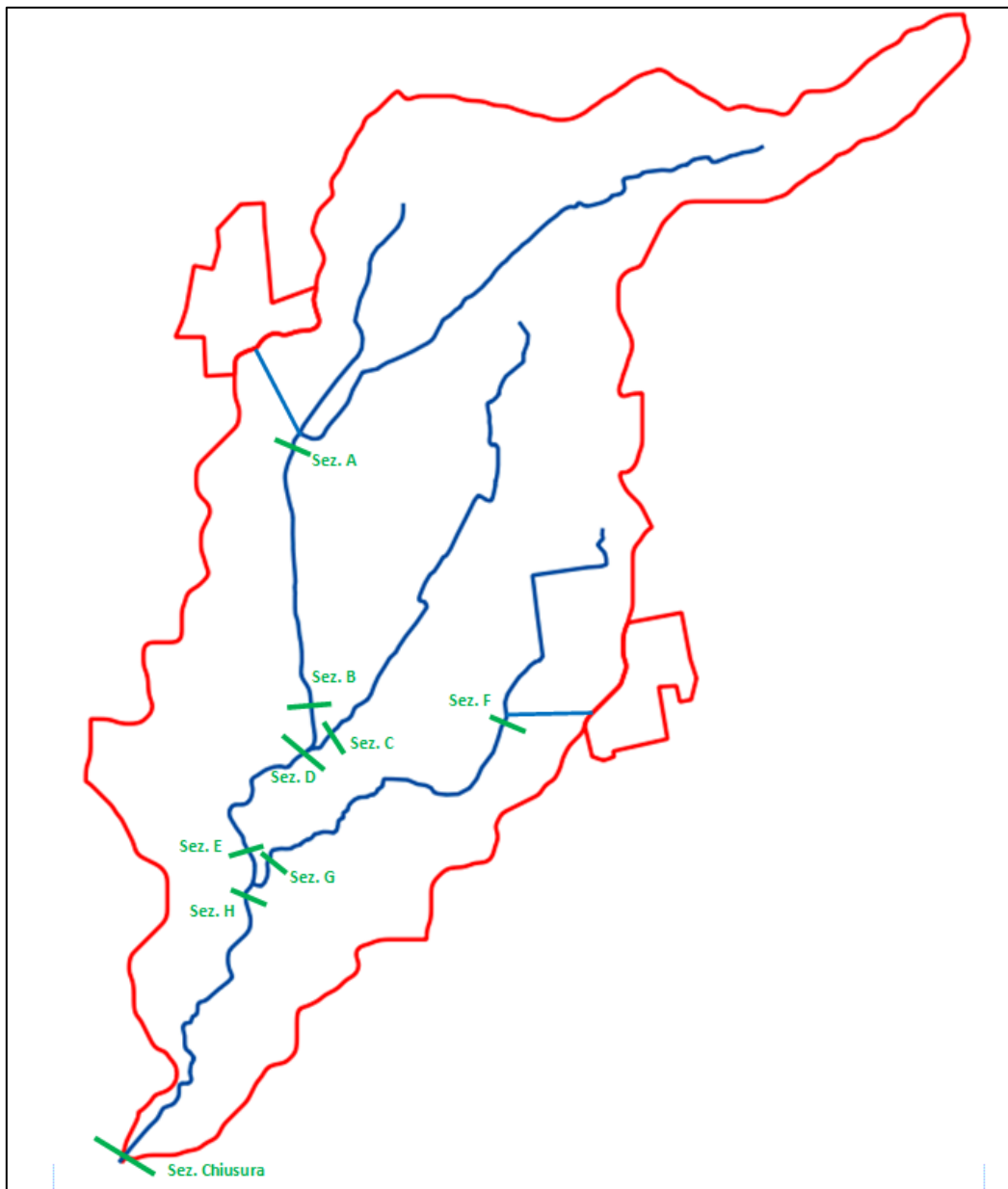


Figura 15: Sezioni di riferimento del modello HEC-HMS

Sono state quindi effettuate 4 simulazioni, imponendo come dato in ingresso gli ietogrammi definiti in Figura 7, Figura 8, Figura 9 e Figura 10 e definendo un tempo di simulazione pari a 6 ore.

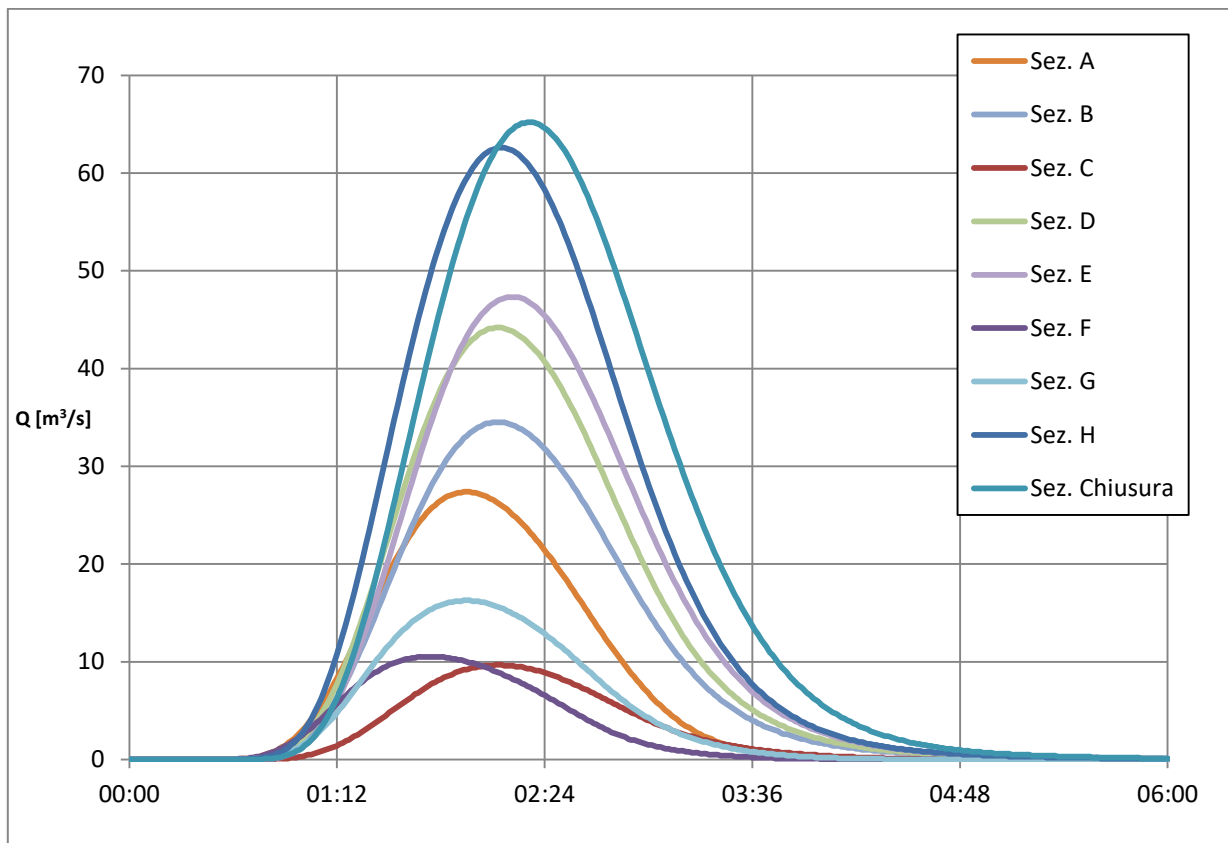


Figura 16: Idrogrammi ottenuti dal modello idrologico per $T_R = 200$ anni

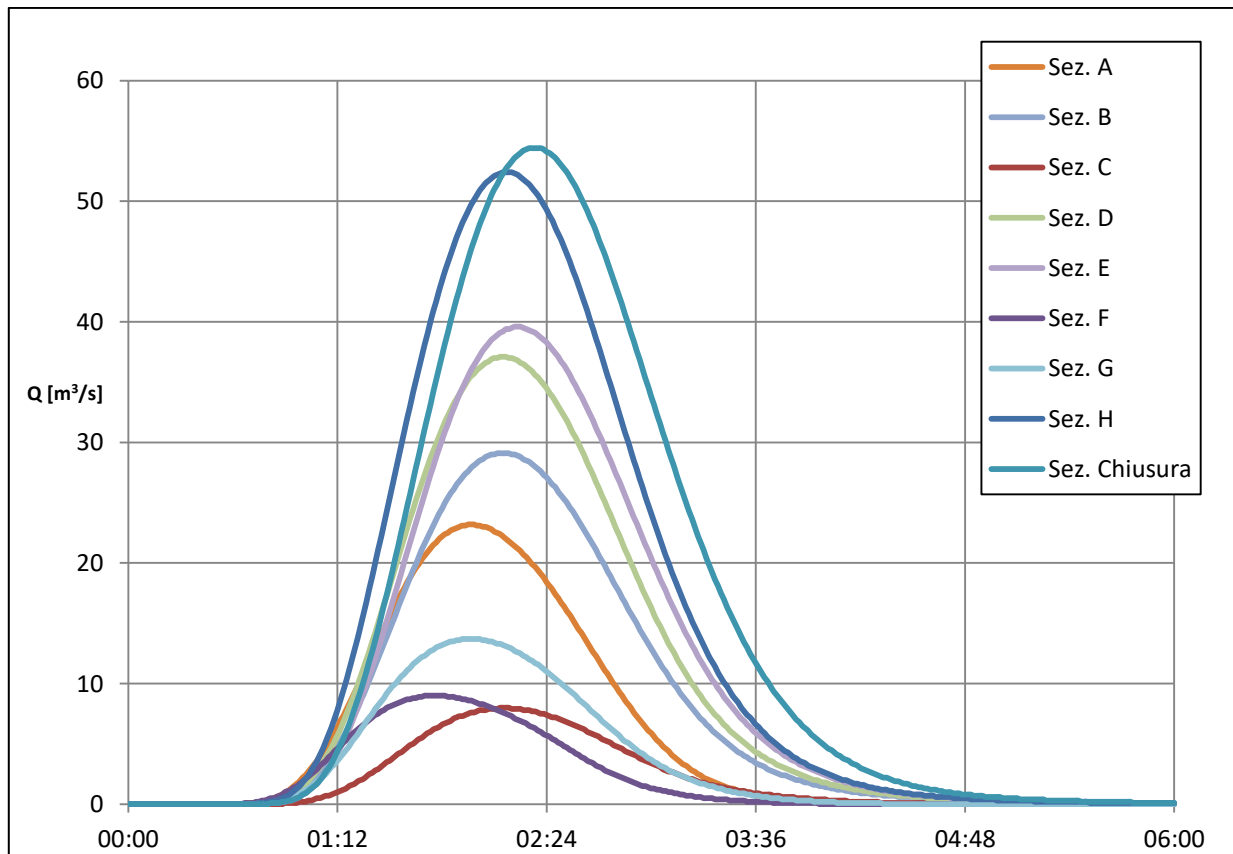


Figura 17: Idrogrammi ottenuti dal modello idrologico per $T_R = 100$ anni

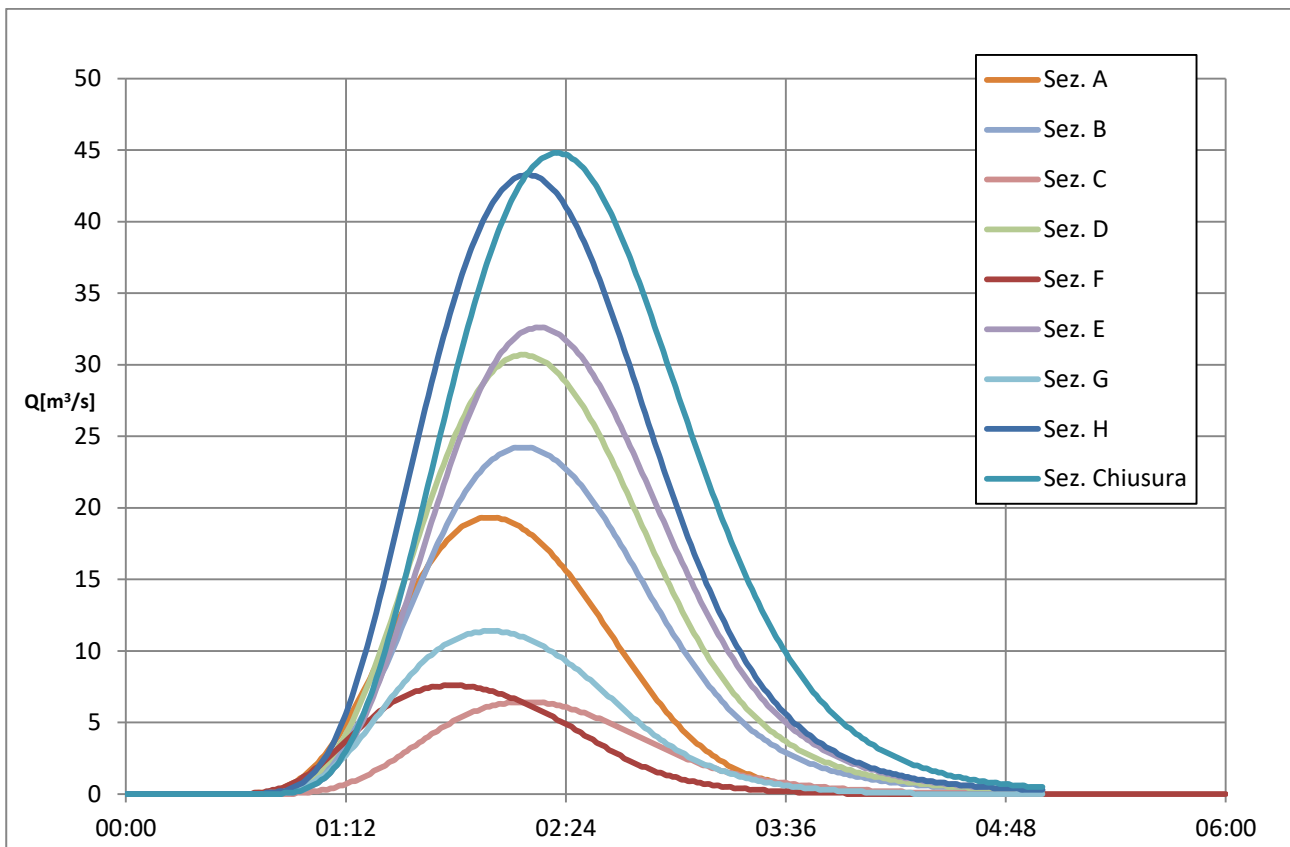


Figura 18: Idrogrammi ottenuti dal modello idrologico per $T_R = 50$ anni

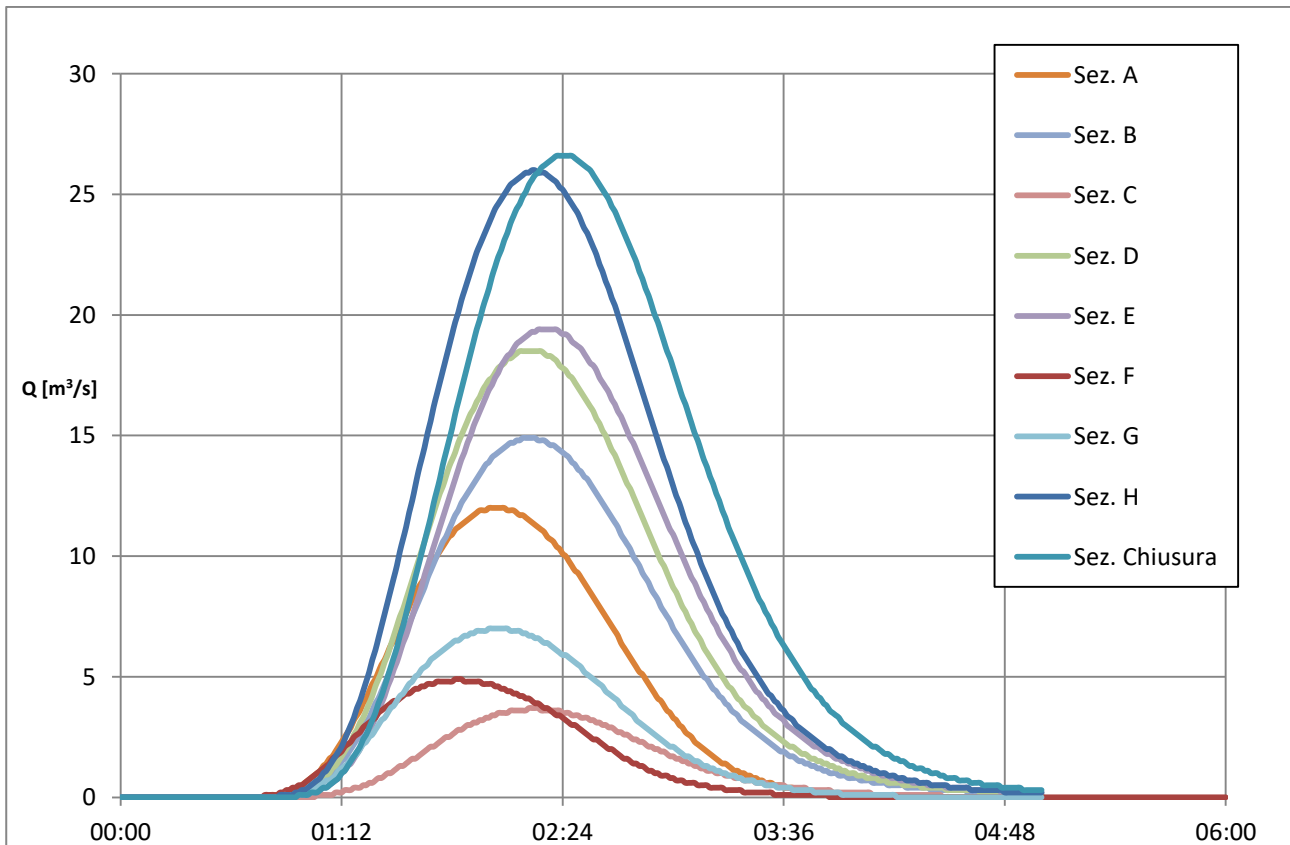


Figura 19: Idrogrammi ottenuti dal modello idrologico per $T_R = 10$ anni



I risultati ottenuti, rappresentati nei precedenti grafici, mostrano quindi le portate idrologiche (teoriche) attese lungo il reticolo del torrente, nella configurazione attuale del corso d'acqua.

Le portate di picco che transitano alla sezione di chiusura sono:

- $Q_{MAX}(T_R=200) = 65,2 \text{ m}^3/\text{s};$
- $Q_{MAX}(T_R=100) = 54,4 \text{ m}^3/\text{s};$
- $Q_{MAX}(T_R=50) = 44,8 \text{ m}^3/\text{s};$
- $Q_{MAX}(T_R=10) = 26,6 \text{ m}^3/\text{s}.$



5. CONFRONTO E ANALISI STUDI PREGRESSI

Nel presente capitolo si vuole brevemente fornire un quadro conoscitivo dei dati idrologici-idraulici ottenuti da studi pregressi effettuati sul torrente Brovada. In particolare si fa riferimento alla relazione tecnica, redatta nel novembre 2003 dal Dott. Geol. Sergio Locchi, allegata agli elaborati contenuti nel P.G.T. del Comune di Triuggio, costituenti il documento denominato “Individuazione del reticolo idrico minore e determinazione delle fasce di rispetto in attuazione alla L.R. n. 1 del 5 gennaio 2000, D.G.R. n. 7/7868 del 25 gennaio 2002, D.G.R. n. 7/13950 del 1 agosto 2003”.

Nel citato studio viene effettuata una stima della portata di piena attendibile lungo il torrente con tempo di ritorno pari a 100 anni ed una analisi del valore di portata smaltibile alla sezione di imbocco del ponte di piazza Boretti, con conseguente valutazione circa la sua relativa adeguatezza idraulica al transito della portata centennale.

Per maggiore chiarezza si riportano di seguito alcuni stralci estrapolati dalla suddetta relazione (per maggiori dettagli si rimanda alla lettura integrale della relazione disponibile sul sito del Comune di Triuggio, quale parte del PGT).



4.2 - STIMA DELLA PORTATA DI MASSIMA PIENA DEI CORPI IDRICI ATTRIBUITI AL RETICOLO IDRICO MINORE E VERIFICA DELLA CAPACITA' DI SMALTIMENTO

Nel seguente paragrafo, per ciascuno dei bacini idrografici principali individuati, viene formulata una stima delle portate di massima piena attendibili con tempo di ritorno pari a 100 anni.

In mancanza di registrazioni e misure dirette delle portate massime degli eventi di piena lungo i corsi d'acqua in questione, per la stima delle portate di piena si ricorre necessariamente a metodi indiretti.

Metodi empirici

La valutazione della portata di massima piena con approccio empirico, si basa sull'impiego di formule che tengono conto esclusivamente di alcuni parametri morfometrici del bacino imbrifero a prescindere dai dati pluviometrici. I risultati di tali metodi, pertanto, sono da ritenersi indicativi solo dell'ordine di grandezza della portata attesa.

Nel nostro caso è stata considerata la relazione proposta da Kresnik.

La portata di un bacino può essere valutata secondo la relazione:

$$Q_{\max} = \frac{32}{0.5 + \sqrt{A}} * A * a$$

dove:

a = coefficiente di deflusso

A = area del bacino imbrifero (km²)

Metodi semiempirici

I metodi semiempirici si basano sull'impiego di formule che tengono conto sia dei parametri morfometrici del bacino sia del regime pluviometrico, senza però far riferimento alla specifica precipitazione che provoca la piena.

Di seguito si riporta la relazione di Iskowski (1885):

$$Q_{\max} = k * m * h * A \quad (m^3 / s)$$

dove:

k = coeff. che dipende dall'altitudine, dalla morfologia e dalla copertura del bacino

m = coeff. che tiene conto della velocità di deflusso

h = precipitazione annua media sul bacino (m)

A = area del bacino imbrifero (km²)

Il valore di precipitazione annua può essere estrapolato dalla Carta Delle Precipitazioni Medie Annue (registrate dal 1891 al 1990) edita dalla Regione Lombardia; per i bacini che interessano il comune di Triuggio tale valore corrisponde a circa 1350 mm/anno.

Metodi analitici

Questi metodi si basano sul bilancio idrologico e, oltre a tenere in considerazione la morfometria del bacino, stimano il tempo di corrivazione (T_c).

Figura 20: Estratto 1 della relazione tecnica "Individuazione del reticolo idrico minore e determinazione delle fasce di rispetto"



Per tempo di corrivazione s'intende il tempo necessario, affinché le acque di pioggia raggiungano la sezione di chiusura del bacino, rispetto alla quale viene eseguito il calcolo della portata di massima piena, partendo dai punti più lontani del bacino stesso. Questo parametro è caratteristico per ogni bacino, in quanto funzione delle dimensioni, della morfologia, delle litologie affioranti e della copertura vegetale.

Un'indicazione dell'ordine di grandezza di T_c può essere valutata in relazione alla lunghezza totale dell'asta principale e alla natura geologica del bacino sotteso, mediante semplici calcoli.

Il T_c è calcolato secondo la nota relazione di Giandotti

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A + 1.5 * L}}{0.8 * \sqrt{\Delta H}}$$

dove:

L = lunghezza asta principale del torrente

ΔH = altezza massima del bacino meno quella di misura

Calcolato il valore di T_c è possibile passare alla valutazione delle portate di massima piena al colmo. Il primo dato che occorre ricavare è l'altezza (in mm) della pioggia attesa (P), corrispondente ad una durata della precipitazione intensa pari al tempo di corrivazione, calcolata per un tempo di ritorno fissato, nel caso in esame, pari a 100 anni.

$$P = P_{\max} \sqrt{\frac{T_c}{24}}$$

dove:

P_{\max} = precipitazione massima attesa nelle 24 ore

T_c = tempo di corrivazione

Dalla curva segnalatrice di possibilità pluviometrica, per un tempo di ritorno di 100 anni, a Triuggio la precipitazione massima attesa nelle 24 ore risulta pari a 189.3 mm.

Per il calcolo della portata di massima piena sono state utilizzate: la classica relazione proposta da Giandotti, e quella nota come Metodo Razionale.

Secondo **Giandotti**, la portata di massima piena del bacino può essere valutata con la seguente espressione:

$$Q_{\max} = \frac{K * P * A}{T_c}$$

dove:

K = coefficiente adimensionale

P = precipitazione massima verificatasi nel tempo T_c

A = area del bacino

T_c = tempo di corrivazione

Il **Metodo Razionale** valuta la portata di massima piena secondo la relazione:

$$Q_{\max} = \frac{C * h_c * A}{3.6 * T_c}$$

dove:

C = coefficiente di deflusso

h_c = pioggia critica (mm) (altezza massima di pioggia prevista con durata equivalente a T_c)

Figura 21: Estratto 2 della relazione tecnica "Individuazione del reticolo idrico minore e determinazione delle fasce di rispetto"



A = area del bacino (Km²)

Tc = tempo di corrivazione (h) calcolato secondo la formula di Giandotti

Questo metodo è stato calibrato su piccoli bacini, ed è quindi tra i più indicati per valutazioni eseguite nel contesto in esame.

I calcoli della portata di massima piena, per un tempo di ritorno di 100 anni, sono sintetizzati nella seguente tabella:

Bacino	Metodi empirici	Metodi semiempirici	Metodi analitici	
	Kresnik	Iskowski	Giandotti	Met. Razionale
1) Brovada	35.5 m ³ /s	28.7 m ³ /s	48.6 m ³ /s	28.8 m ³ /s

Figura 22: Estratto 3 della relazione tecnica “Individuazione del reticolo idrico minore e determinazione delle fasce di rispetto”

Le formule, soprattutto Giandotti, conducono a portate specifiche (m³/s/Km²) superiori o molto superiori alle quelle note in letteratura per i bacini sub-lacuali lombardi per i quali vengono indicate portate specifiche massime pari a circa 3.5 m³/s/km². In base a ciò si ritiene di poter ridefinire nella tabella seguente, la portata massima attesa con Tr=100 per i tre bacini considerati.

Bacino	Portata	Portata specifica
n°	Tr=100 anni	
1) Brovada	24.5 m ³ /s	3.5 m ³ /s/km ²

Figura 23: Estratto 4 della relazione tecnica “Individuazione del reticolo idrico minore e determinazione delle fasce di rispetto”

Nello studio del 2003 si arriva ad individuare una portata centennale pari a 24,5 m³/s corrispondente al 45% del valore di portata individuata nel presente studio, a pari valore di tempo di ritorno. Tale discrepanza è attribuibile a diversi aspetti:

- 1) In prima analisi si può subito vedere come le Curve di possibilità pluviometrica considerate nello studio del 2003 (ricavate da un'interpolazione spaziale dei valori assunti dallo studio del PAI “direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica”) siano caratterizzate da parametri inferiori rispetto a quelli considerati nel presente studio:

Tr 20		Tr 100		Tr 200	
a	n	a	n	a	n
58,7	0,28	76,07	0,276	83,36	0,274

- 2) Nel presente studio è stato considerato una forma di ietogramma triangolare, che, per quanto semplificativo rispetto ad un reale evento meteorico, risulta sicuramente maggiormente rappresentativo rispetto ad un evento di pioggia a intensità costante quale quello considerato nelle formule analitiche e semiempiriche.



- 3) Lo studio idrologico effettuato ad oggi, sicuramente più dettagliato e maggiormente rappresentativo del comportamento idrologico del bacino, tiene conto delle sue caratteristiche di uso del suolo e inevitabilmente dello sviluppo urbanistico intercorso negli ultimi 15 anni che ha visto una progressiva impermeabilizzazione del territorio con conseguente aumento dei volumi di deflusso superficiali.

A giudizio dello scrivente, sebbene le portate individuate per i diversi tempi di ritorno possano in parte sovrastimare i reali valori di portata poiché la modellazione idrologica non tiene conto di eventuali "laminazioni naturali" che possono verificarsi lungo il reticolo, esse risultano sicuramente rappresentative degli attuali valori di portata al colmo transitante lungo il torrente.

Ulteriore considerazione viene fatta in merito alla capacità di smaltimento della portata sotto il ponte di piazza Boretti. Lo studio del Comune di Triuggio afferma quanto segue:

Dal momento che i punti potenzialmente critici sono situati allo sbocco dei torrenti nella valle del Lambro e a poca distanza dalla foce, le rispettive porzioni di bacino idrografico sottese comprendono quindi la totalità del bacino. Le portate considerate sono quindi quelle precedentemente calcolate per ogni bacino (Tr=100 anni):

Sezioni verifica	Ubicazione	Bacino idrografico	Sezione utile (m ²)
A	inizio tratto incanalato q.200 ca	100 % T. Brovada	4.1
B	imbocco p.te galleria p.za Boretti q.197.5 ca	100 % T. Brovada	7.0

Nota l'area e le caratteristiche della sezione di deflusso, si valuta la velocità della corrente e quindi la massima portata liquida smaltibile, da confrontarsi con quella teorica calcolata precedentemente per la rispettiva porzione di bacino sottesa:

Per la determinazione della velocità della corrente, la formula comunemente adottata per il moto uniforme nei canali è quella proposta da Chézy:

$$V = \chi * \sqrt{ri}$$

dove:

V = velocità della corrente

χ = Coeff. di Chézy che dipende dalla scabrezza del canale e del raggio idraulico

r = raggio idraulico (=area sezione/perimetro bagnato)

i = pendenza



Per definire il coeff. di Chézy sono note in letteratura numerose formule; di seguito si riportano quelle utilizzate dallo scrivente:

$$\text{Bazin} \quad \chi = \frac{87 * \sqrt{r}}{k + \sqrt{r}}$$

$$\text{Kutter} \quad \chi = \frac{100 * \sqrt{r}}{k + \sqrt{r}}$$

$$\text{Gauckler-Strickler} \quad \chi = k * r^{1/6}$$

$$\text{Manning} \quad \chi = \frac{1}{k} * r^{1/6}$$

dove:

k = coeff. di scabrezza del canale (noti in letteratura)

r = raggio idraulico (=area sezione/perimetro bagnato)

Valutata la velocità della corrente, nota l'area della sezione di deflusso del corso d'acqua, si può calcolare la massima portata smaltibile, da confrontarsi con quella teorica calcolata precedentemente:

$$Q = V * A$$

dove:

A (mq) = area della sezione trasversale dell'alveo;

V (m/s) = velocità media della corrente.

In relazione alla tipologia delle opere, al materiale costruttivo e quindi alla relativa scabrezza (pareti/alveo in cemento, naturali, ecc), alle inclinazioni dei vari tratti di alveo, nella tabella seguente vengono sintetizzati i valori di portata liquida massima smaltibili in corrispondenza delle sezioni di verifica considerate utilizzando i coefficienti di scabrezza proposti da vari autori:

Sezione verifica	Q (m ³ /s) torrente	Portata (m ³ /s) Bazin	Portata (m ³ /s) Kutter	Portata (m ³ /s) Gauckler-Strickler	Portata (m ³ /s) Manning
A	24.5	22.6	22.4	22.7	21.0
B	24.5	54.5	58.4	55.5	58.3

Confrontando i valori di portata smaltibile suesposti con le portate di massima piena prevedibili con tempo di ritorno di 100 anni precedentemente calcolate, si può giudicare l'adeguatezza delle sezioni d'alveo nei punti considerati.

La sezione utile in corrispondenza della sezione A, ovvero lungo il corso del T. Brovada all'inizio di via Brovada risulta essere dimensionata al limite per piene con Tr=100 anni; nel caso di un'eventuale parziale occlusione potrebbe essere a rischio di esondazione la sponda sinistra seppur per un'estensione ridotta al solo passaggio pedonale localizzato immediatamente a lato dell'alveo.

La sezione utile nel punto B all'imbocco del ponte di p.za Boretti risulta verificata ma, poichè appena a valle del ponte il T. Brovada sfocia nel F. Lambro, la capacità di smaltimento di tale sezione risulta condizionata dal regime del Lambro stesso. In corrispondenza di fenomeni di piena del Lambro, la sua idoneità a recepire ulteriori afflussi dal Brovada risulta sensibilmente ridotta, con conseguente possibile innalzamento regressivo del livello delle acque nel Brovada.

Figura 24: Estratto 5 della relazione tecnica "Individuazione del reticolo idrico minore e determinazione delle fasce di rispetto"



Secondo quanto scritto nella relazione tecnica del 2003, la portata smaltibile alla sezione chiusa di piazza Boretti sarebbe di circa $55 \text{ m}^3/\text{s}$.

Viste le dimensioni della sezione (4,16 m x 1,60 m), considerando una pendenza media del tratto di circa 1% (desunto dalla consultazione del DTM) e un coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, il transito a pelo libero della portata liquida (senza considerare un franco di 20 cm dall'intradosso del ponte) secondo la nota formula di Chèzy sarebbe pari a circa $28 \text{ m}^3/\text{s}$. Assunte invariabili le dimensioni della sezione chiusa sotto il ponte, il transito di una portata di $55 \text{ m}^3/\text{s}$ comporta un valore di scabrezza di Strickler e/o di pendenza media notevolmente superiori. Considerando che i valori di scabrezza per canali in calcestruzzo possono variare in un range tra $60\text{-}75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, ad un valore di scabrezza massimo di $75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, per far transitare una portata di $55 \text{ m}^3/\text{s}$ sarebbe necessaria una pendenza dell'alveo pari a 2,2%

Si ritiene pertanto utile, in una fase successiva di progettazione, procedere ad un rilievo topografico del tratto terminale del rio allo scopo di verificare la reale pendenza del tratto e valutare in dettaglio gli interventi di rinaturalizzazione previsti.



6. SOLUZIONE PROGETTUALE

Per la riduzione delle portate di picco transitanti lungo il reticolo principale della Brovada si è deciso di ricorrere alla laminazione delle piene del torrente: questo fenomeno si realizza quando un'onda di piena, nel suo percorso verso valle, incontra la possibilità di espandersi e invasarsi in un "serbatoio" più o meno naturale, subendo così un'attenuazione e un ritardo del suo valore al colmo.

La soluzione progettuale prevede quindi l'utilizzo in cascata di due aree in linea per l'invaso temporaneo di parte del volume dell'onda di piena in arrivo da monte.

I fattori che influiscono sull'effetto di laminazione operato da un invaso sono: il volume massimo in esso contenibile, la sua geometria e le caratteristiche della sua bocca di scarico. Il processo di laminazione, nel tempo t , è perciò descritto matematicamente dal seguente sistema di equazioni:

$$Q(t)_i - Q(t)_u = \frac{dV(t)}{dt} \quad (4.1) \text{ equazione di continuità}$$

$$Q(t)_u = Q(h(t), t)_u \quad (4.2) \text{ legge di efflusso che governa l'uscita dell'invaso}$$

$$V(t) = V(h(t)) \quad (4.3) \text{ legame geometrico tra volume invasato e battente idrico } h \text{ (curva di invaso)}$$

La portata in uscita dall'invaso, determinata dalla legge di efflusso (4.2), può presentare differenti andamenti nel tempo, a seconda delle caratteristiche delle opere di scarico e dal tipo di funzionamento previsto, che può essere:

- *a pelo libero* $Q = k_s \cdot A(h) \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i}$
- *a battente* $Q = C_c \cdot A \cdot \sqrt{2gH_{battente}}$
- *a stramazzo* $Q = \mu \cdot L \cdot Hs^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$

dove:

- k_s , corrispondente al valore di scabrezza di Strickler, è stato assunto pari a $35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$;
- C_c , corrispondente al coefficiente di contrazione, assunto pari 0,6;
- μ , corrispondente al coefficiente di efflusso, assunto pari 0,385;

Per la rappresentazione di queste aree sono stati introdotti nel modello elementi "Reservoir": <<questi elementi vengono usati per modellare l'invaso e l'attenuazione di idrogrammi in arrivo da monte grazie alla presenza di vasche o aree di espansione/laminazione. L'ingresso al "Reservoir" può avvenire da uno o più elementi idrologici di monte.>> L'idrogramma in uscita viene calcolato attraverso la definizione di due



curve: una curva di invaso dell'area (Volume o Superficie in funzione del battente idrico nell'invaso: $V(h)$ o $S(h)$) e una legge di efflusso dell'invaso, funzione della dimensione geometrica della sezione di uscita e della tipologia del comportamento di efflusso (a pelo libero, a battente, ecc.)

Le aree individuate sono descritte nel seguito del paragrafo. Si precisa che la fonte, per le elaborazioni altimetriche dei diversi invasi, consiste nel DTM 5x5 metri messo a disposizione da Regione Lombardia.

6.1. AREA DI MONTE

La prima di queste aree si trova nei pressi della frazione di Calò, in comune di Besana in Brianza (MB); si tratta di un'area di circa 26.000 m² che si sviluppa a valle dell'attraversamento di via della Valle (strada comunale che collega il cimitero di Calò alla C.na Campaccio)(Figura 25). L'invaso di quest'area verrebbe attivato attraverso la realizzazione di due bocche tarate poste alla quota di fondo alveo (236 m s.l.m.), di dimensioni 1,35 m di larghezza x 1,15 m di altezza, e localizzate in corrispondenza della briglia esistente situata subito a valle della curva sinistrorsa (Figura 26).

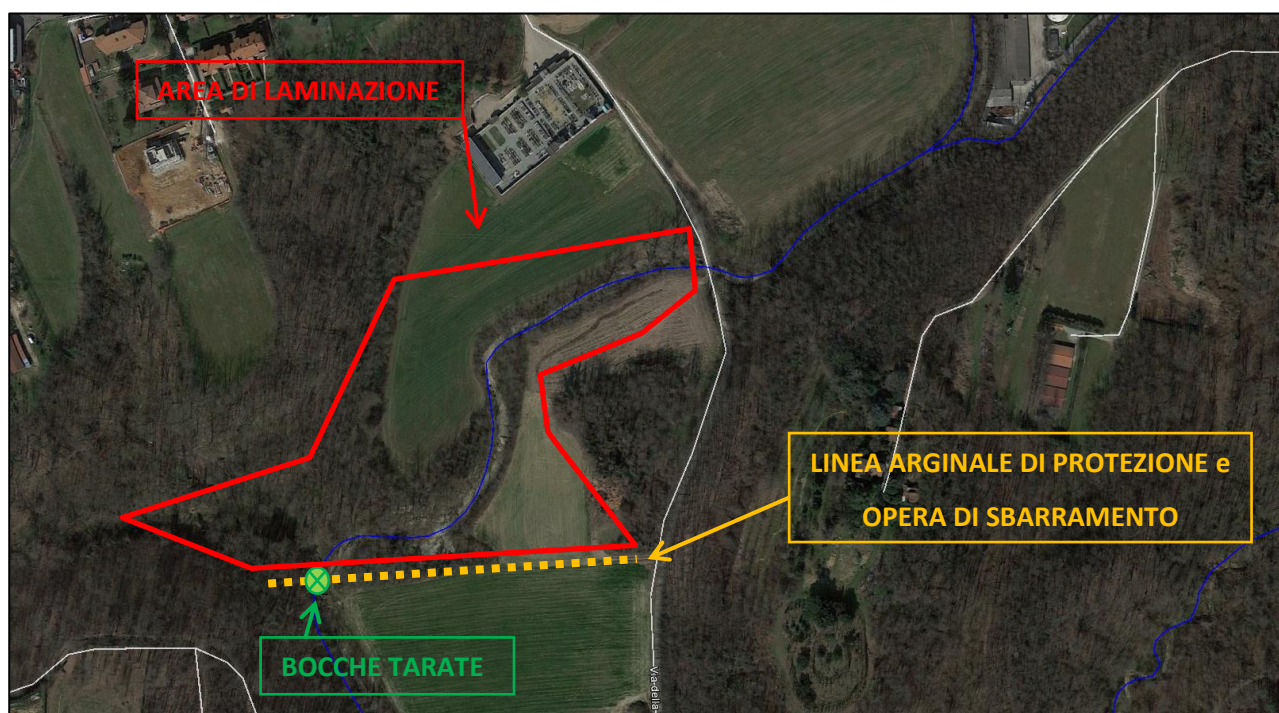


Figura 25: Area di monte - a valle del Cimitero di Calò



Figura 26: Briglia a valle dell'attraversamento di via della Valle (Calò)

Per limitare il più possibile l'estensione delle arginature di contenimento ed evitare il coinvolgimento della strada di via della Valle e del cimitero di Calò, si è definita la quota di massima regolazione a 242,30 m s.l.m. (corrispondente a un battente di 6,80 m). Lo sfioro superficiale, posto alla quota di massima regolazione, è stato pensato di larghezza pari a 9 m da 242,30 m s.l.m. a 243,00 m s.l.m., quota di massimo invaso, e pari a 11 m di larghezza a quote superiori. Definita la quota di massima regolazione, il volume corrispondente, caratteristico dell'area di monte, è pari a circa 52.200 m³.

La curva di efflusso subisce quindi una variazione assumendo un comportamento a pelo libero fino alla quota di 236,65 m s.l.m., a battente fino alla quota di 242,30 m s.l.m. e comportamento a stramazzo e a battente per quote superiori, come riportato nel seguente grafico.

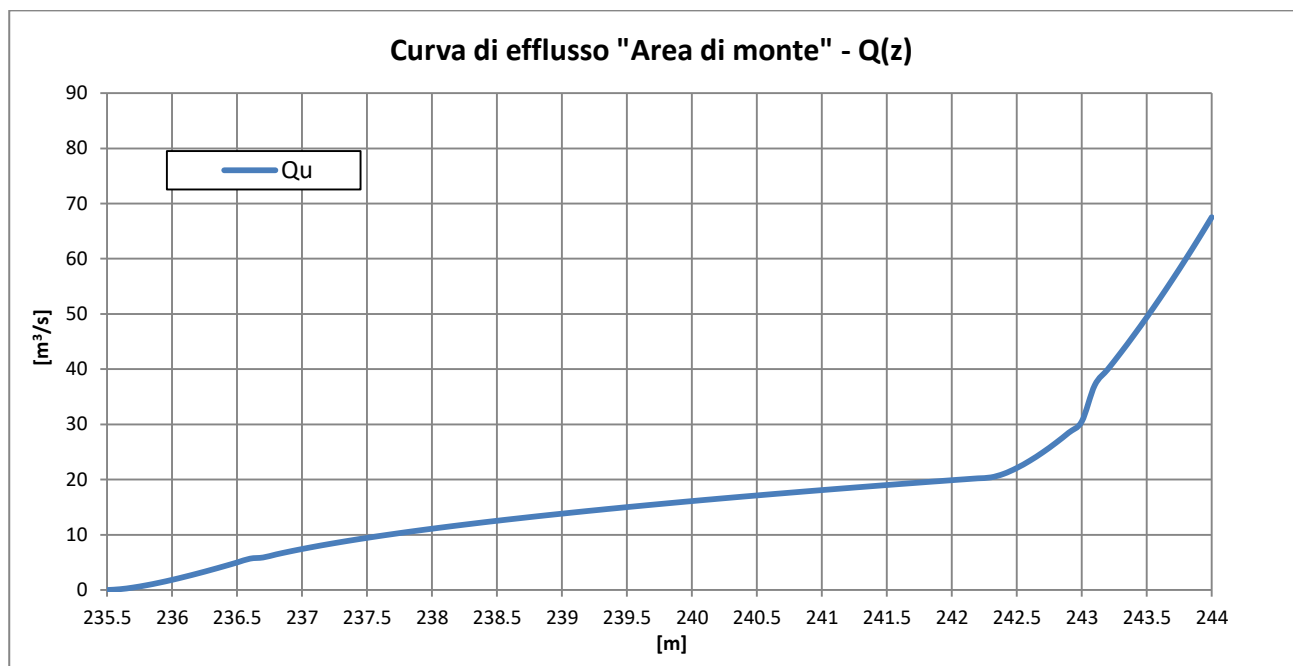


Figura 27: Curva di efflusso (Area di monte)

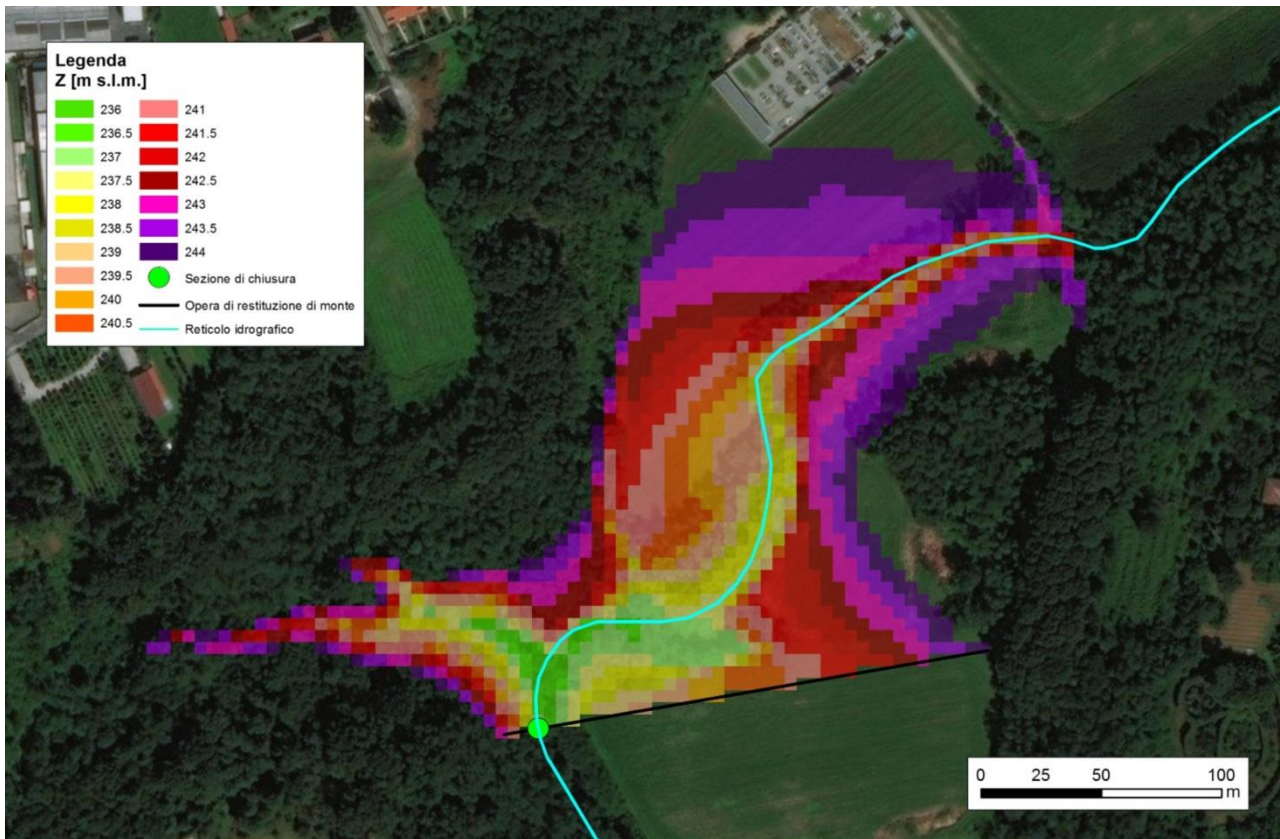


Figura 28: Mappatura altimetrica dell'Area di monte

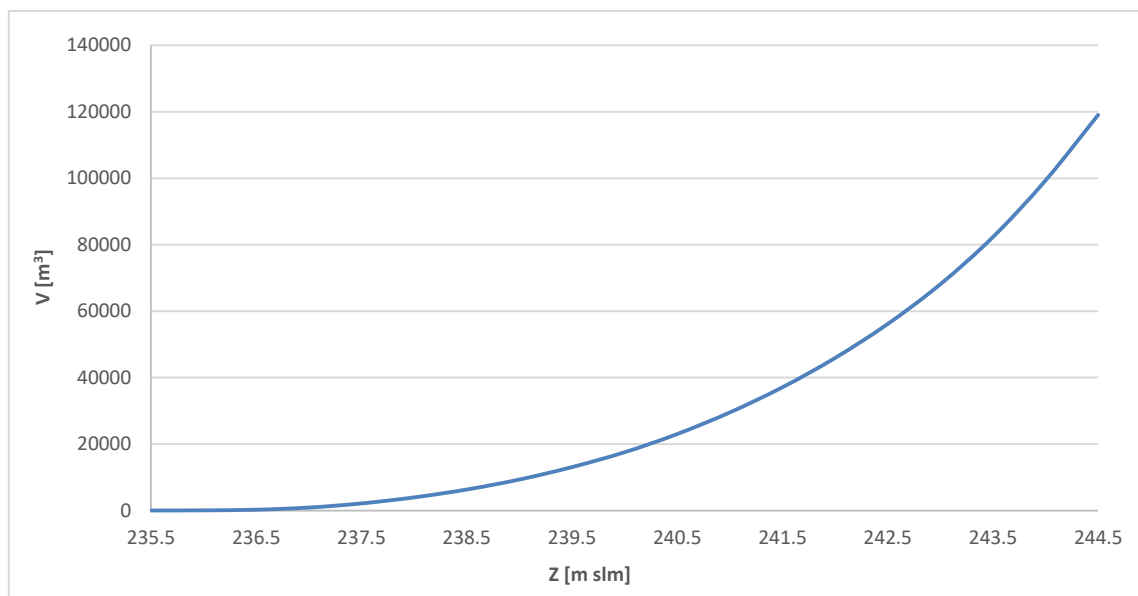


Figura 29: Curva di invaso (Area di monte)

6.2. AREA DI VALLE

La seconda area invece, è situata a valle dell'attraversamento ferroviario della linea Milano-Lecco (via Molteno) e si estende per una superficie pari a circa 21.000 m². Qui, sfruttando le pendenze naturali



dell'impluvio, l'opera di regolazione, più contenuta rispetto alla precedente, verrebbe posizionata poco a monte della seconda briglia presente a valle del ponte ferroviario.

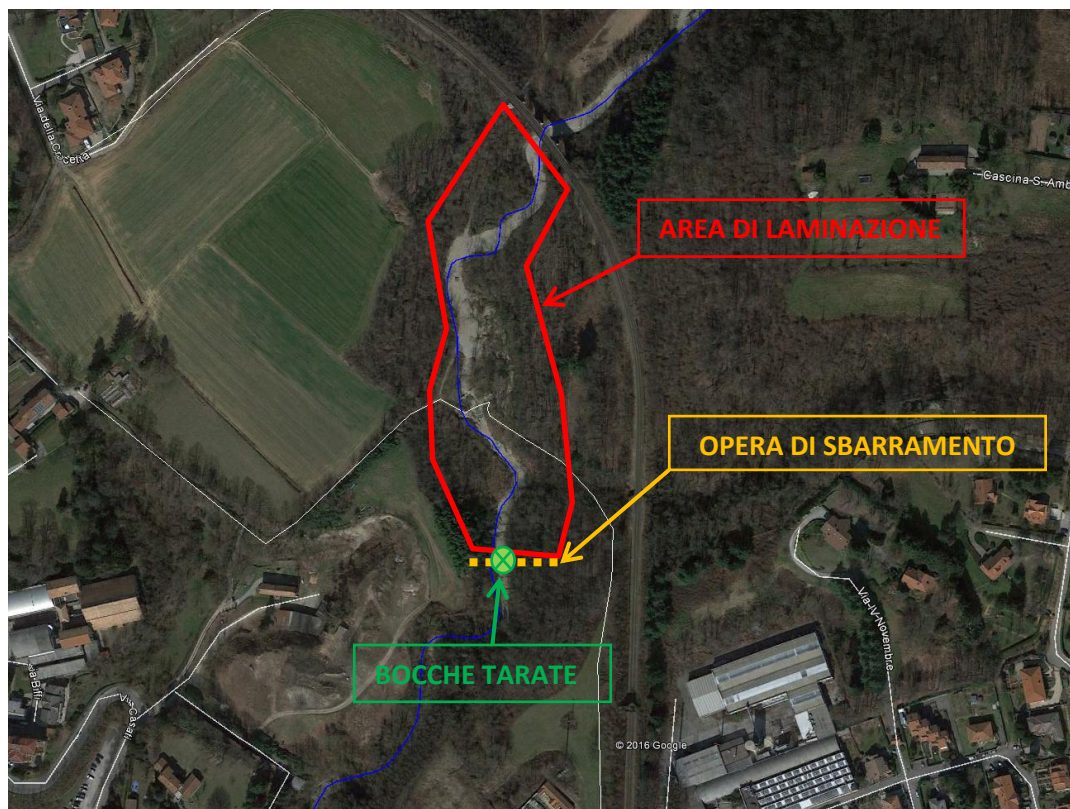


Figura 30: Area di valle – valle attraversamento linea ferroviaria



Figura 31: Seconda briglia a valle dell'attraversamento ferroviario della linea Milano-Lecco



Anche in questo caso si tratterebbe di una vasca in linea regolata da una coppia di bocche tarate a sezione quadrata, 1,15 m x 1,15 m, posizionate alla quota attuale di fondo alveo pari a 214,50 m s.l.m..

Lo sfiore superficiale è stato pensato posizionato alla quota di 222,50 m s.l.m. (corrispondente ad una altezza relativa rispetto al fondo alveo di 8,00 m) e, vista la sezione naturale dell'alveo in questo tratto, più ampia della precedente, lo sfiore si può estendere per una lunghezza pari a 15 m. Anche in questo caso si riporta la legge di efflusso per lo scarico dell'invaso in oggetto (Figura 32). Il volume di massima regolazione è in questo caso pari a 65.000 m³.

La lunghezza dello sbarramento ammonta a circa 50 m; non sono previste, in questo caso, data l'orografia del sito, arginature di contenimento.

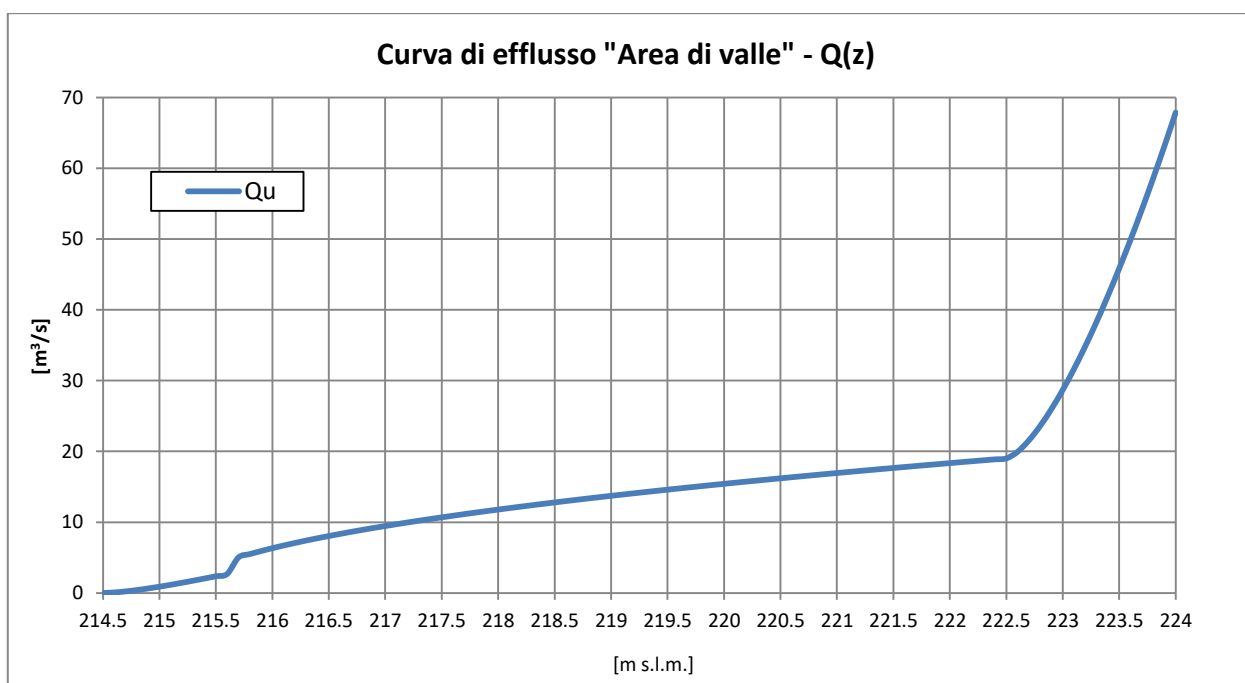


Figura 32: Curva di efflusso (Area di valle)

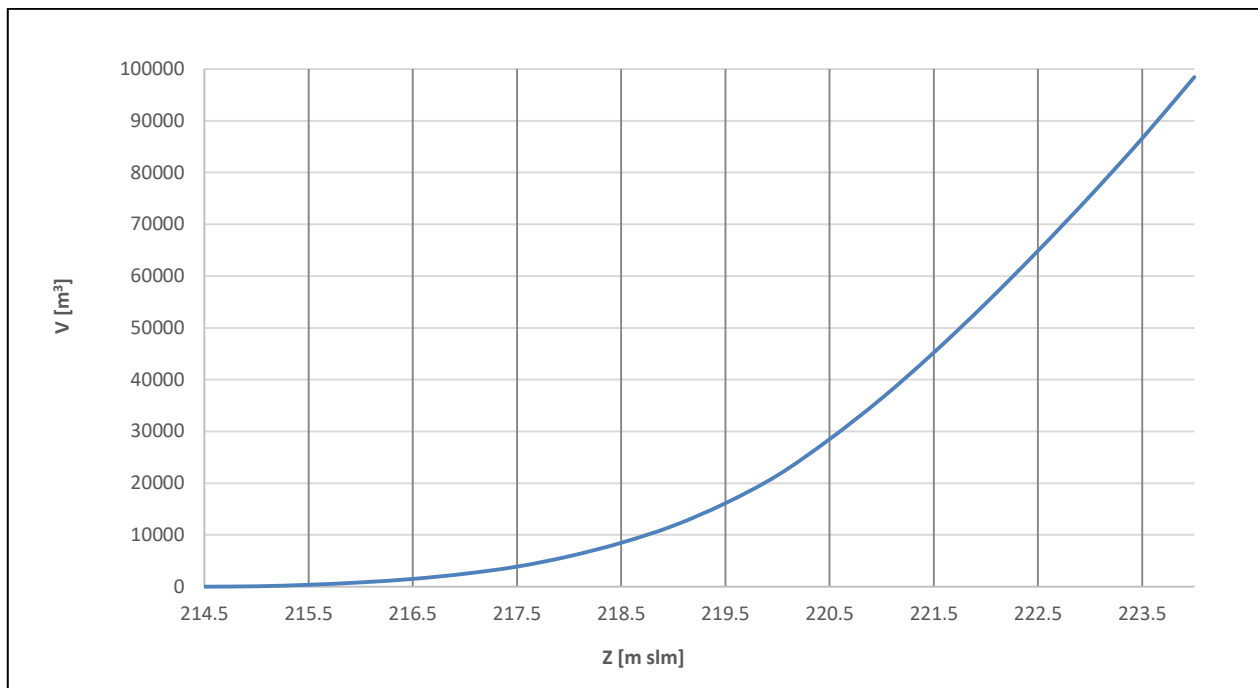


Figura 33: Curva di invaso (Area di valle)

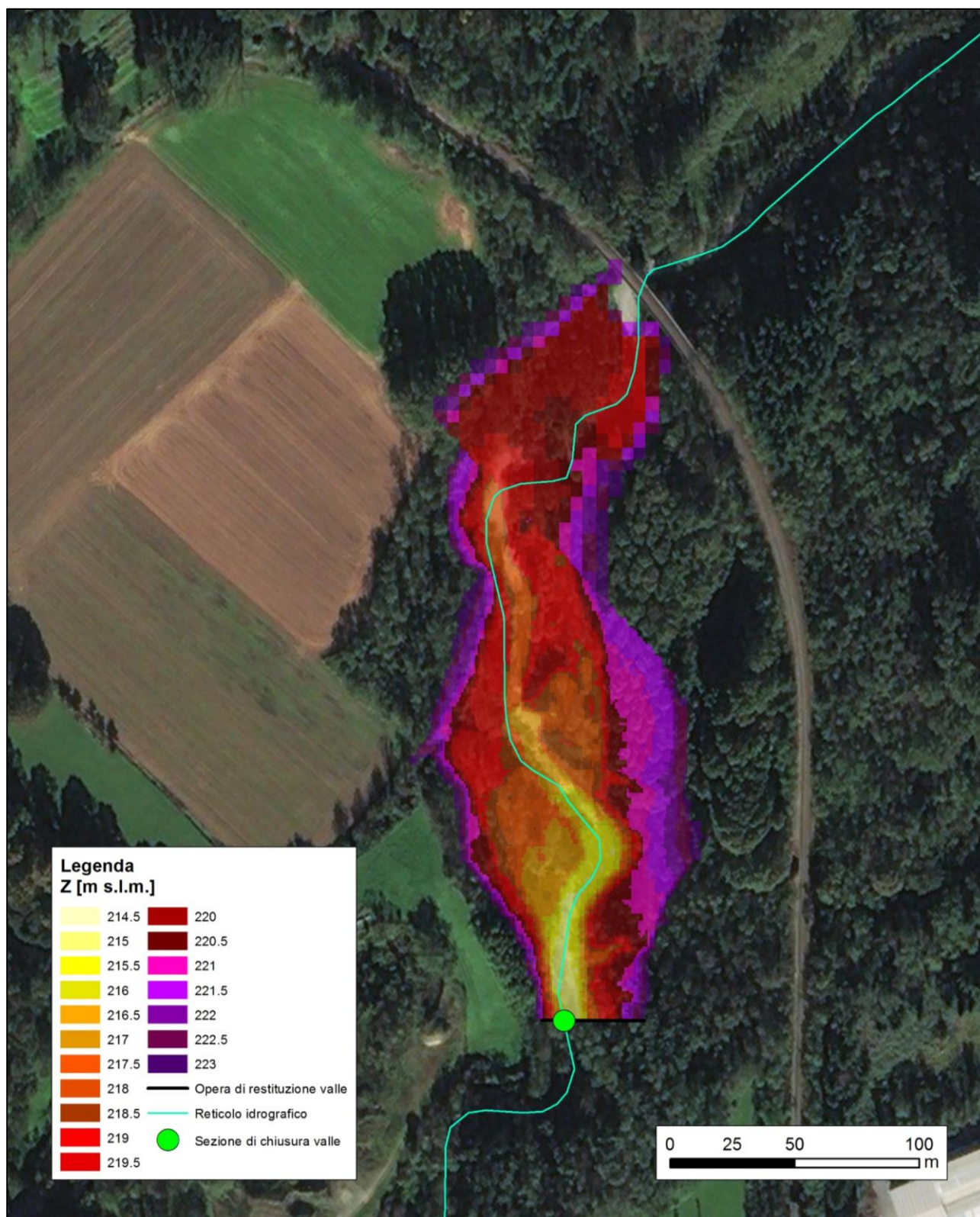


Figura 34: Mappatura altimetrica dell'Area di valle



7. SIMULAZIONI RAPPRESENTATIVE DELLO STATO DI PROGETTO E DIMENSIONAMENTO OPERE

Sulla base del nuovo assetto di progetto sono state effettuate diverse simulazioni per analizzare il comportamento e l'efficacia degli invasi al passaggio delle onde di piena relative a tempi di ritorno di: 10, 50, 100 e 200 anni.

7.1. ASSETTO DI PROGETTO - PIENA $T_R=10$

Al passaggio dell'onda di piena decennale, l'attivazione dell'area di monte apporta già i primi benefici all'idrogramma transitante lungo il corso d'acqua. In Figura 35 sono riportati andamento del livello d'acqua (curva gialla) e volume di riempimento dell'invaso (curva verde) nel grafico superiore, onda in ingresso e in uscita dall'invaso nel grafico inferiore.

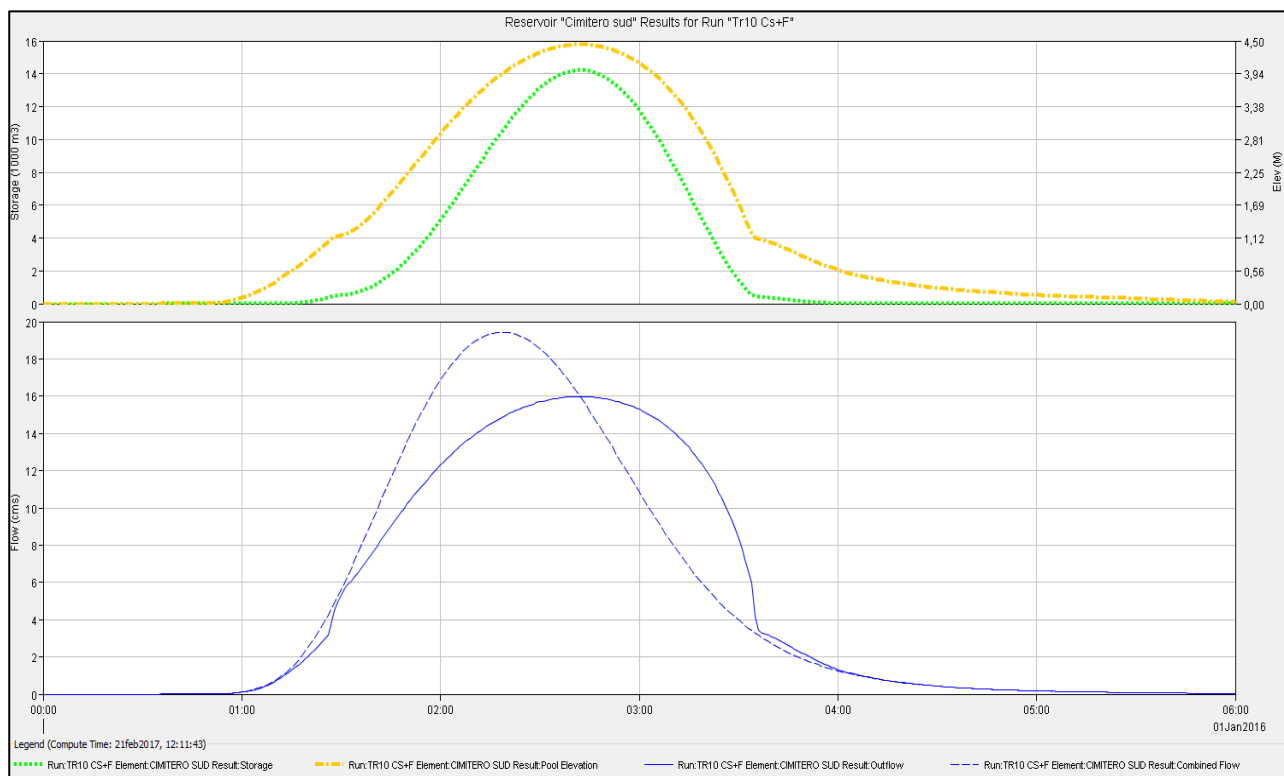


Figura 35: Curve rappresentative del comportamento dell'invaso di monte al passaggio dell'onda di piena di $T_R=10$

L'onda che prosegue verso valle presenta quindi un picco ridotto, passando da un valore di $19,4 \text{ m}^3/\text{s}$ a $16 \text{ m}^3/\text{s}$; il battente idrico, all'interno dell'area, raggiunge un'altezza relativa pari a **4,4 m** misurata rispetto al fondo alveo alla sezione di regolazione, e si invasa un volume complessivo pari a circa **14.200 m^3** .

Allo stesso modo, in Figura 36, si riporta il comportamento dell'invaso di valle al passaggio dell'onda decennale. L'onda in questo caso subisce una riduzione del picco di circa $5,1 \text{ m}^3/\text{s}$, passando da un valore di



21,1 m³/s a 16m³/s. Il volume laminato, in questo caso, raggiunge i **27.000 m³** e l'altezza d'acqua che verifica nell'invaso raggiunge i **5,9 m** (corrispondenti alla quota di 220,40 m s.l.m.).

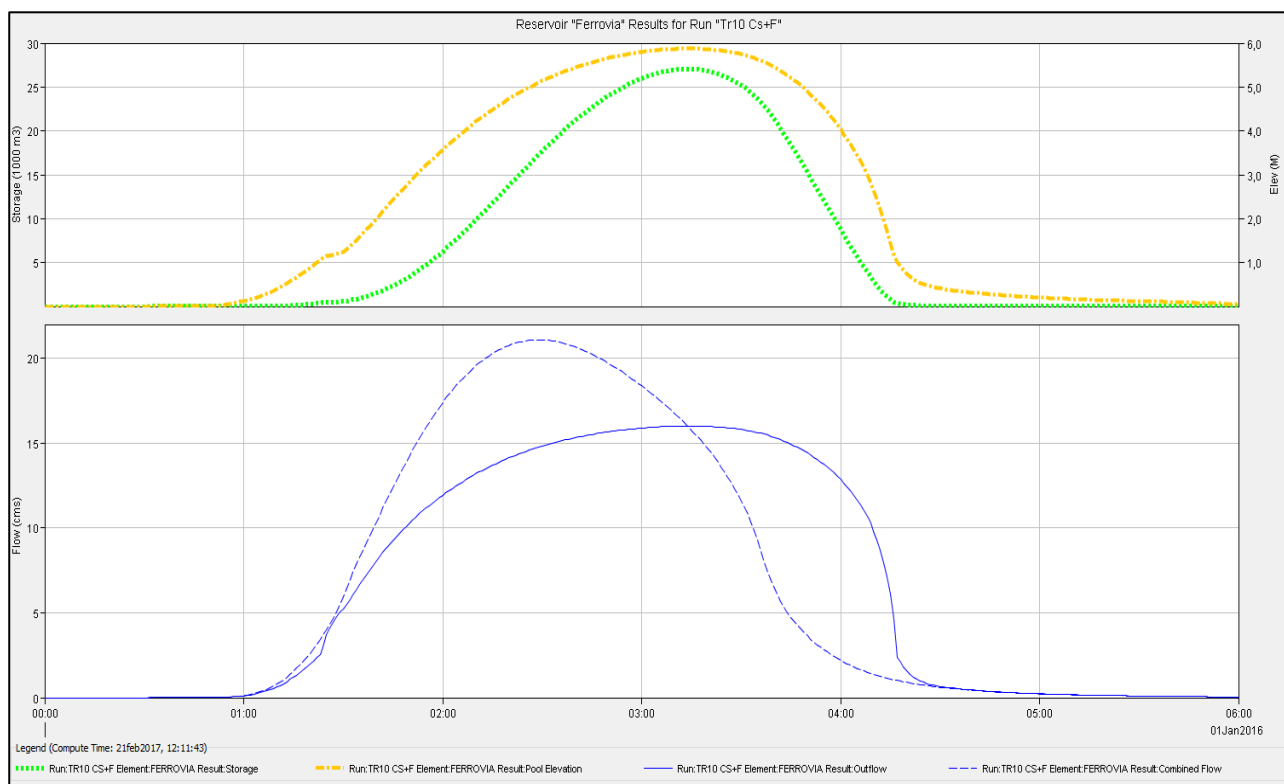


Figura 36: Curve rappresentative del comportamento dell'invaso di valle al passaggio dell'onda di piena di $T_R=10$

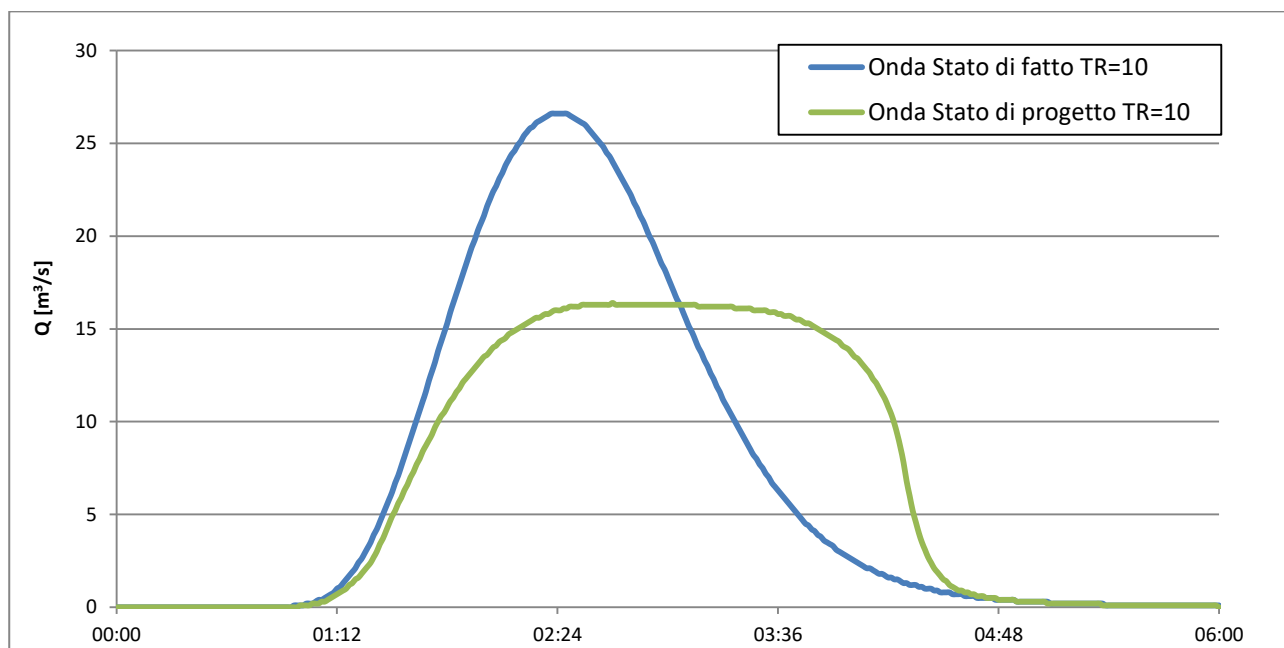


Figura 37: Confronto idrogramma Stato di Fatto vs Stato di progetto alla sezione di chiusura del bacino ($T_R = 10$)

Come si può vedere dal grafico di Figura 37, la realizzazione delle due aree di laminazione porterebbe un sicuro beneficio per l'abitato di Ponte: la portata al colmo si ridurrebbe, da un valore di 26,6 m³/s, a 16,4



m^3/s , rispettando pienamente i vincoli presenti alla sezione di chiusura: l'onda di piena, sotto il ponte di piazza Boretti, transiterebbe a pelo libero senza provocare rigurgiti a monte (sempre nell'ipotesi che non vi siano interferenze dovute ad una concomitante piena del Lambro).

7.2. ASSETTO DI PROGETTO - PIENA $T_R=50$

Le stesse analisi sono state effettuate per il caso di piena cinquantennale.

In questo caso, come si può vedere dalla Figura 38 dove, analogamente al caso precedente, sono riportati andamento del livello d'acqua (curva gialla), volume di riempimento dell'invaso di monte (curva verde) e onda in ingresso e in uscita. Il battente idrico raggiunge un'altezza pari a **6,7 m** (corrispondente ad una quota di 242,2 m s.l.m., 10 cm sotto la quota di massima regolazione corrispondente alla quota di inizio sfioro) e il volume laminato arriva a **50.500 m^3** .

Il colmo di portata si riduce da un valore di $32,6 \text{ m}^3/\text{s}$ a $20,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

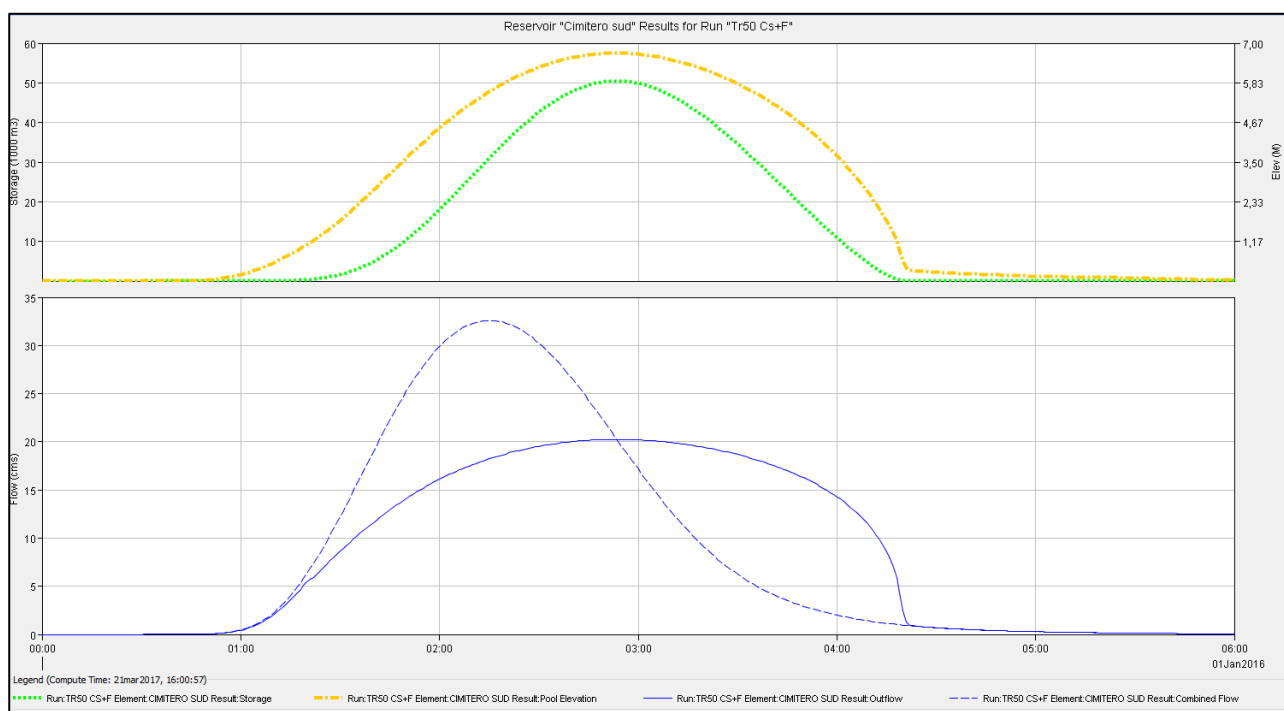


Figura 38: Curve rappresentative del comportamento dell'invaso di monte al passaggio dell'onda di piena di $T_R=50$

La seconda area invece (Figura 39) si riempie fino ad un'altezza pari a **7,8 m** (= 222,30 m s.l.m.), 20 cm sotto la quota di massima regolazione, e corrispondente ad un volume d'acqua invasato pari a circa **60.600 m^3** . La portata passa da un valore al colmo di $28,5 \text{ m}^3/\text{s}$ a $18,7 \text{ m}^3/\text{s}$.

Grazie quindi al contributo offerto dai due invasi, l'onda di piena in arrivo alla sezione di chiusura del bacino (Figura 40) riduce il suo valore di picco da $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$ a $19,7 \text{ m}^3/\text{s}$, rispettando, anche in questo caso, il



vincolo imposto dal manufatto di attraversamento di piazza Boretti a Ponte di Triuggio, garantendo un comportamento a pelo libero sotto l'impalcato.

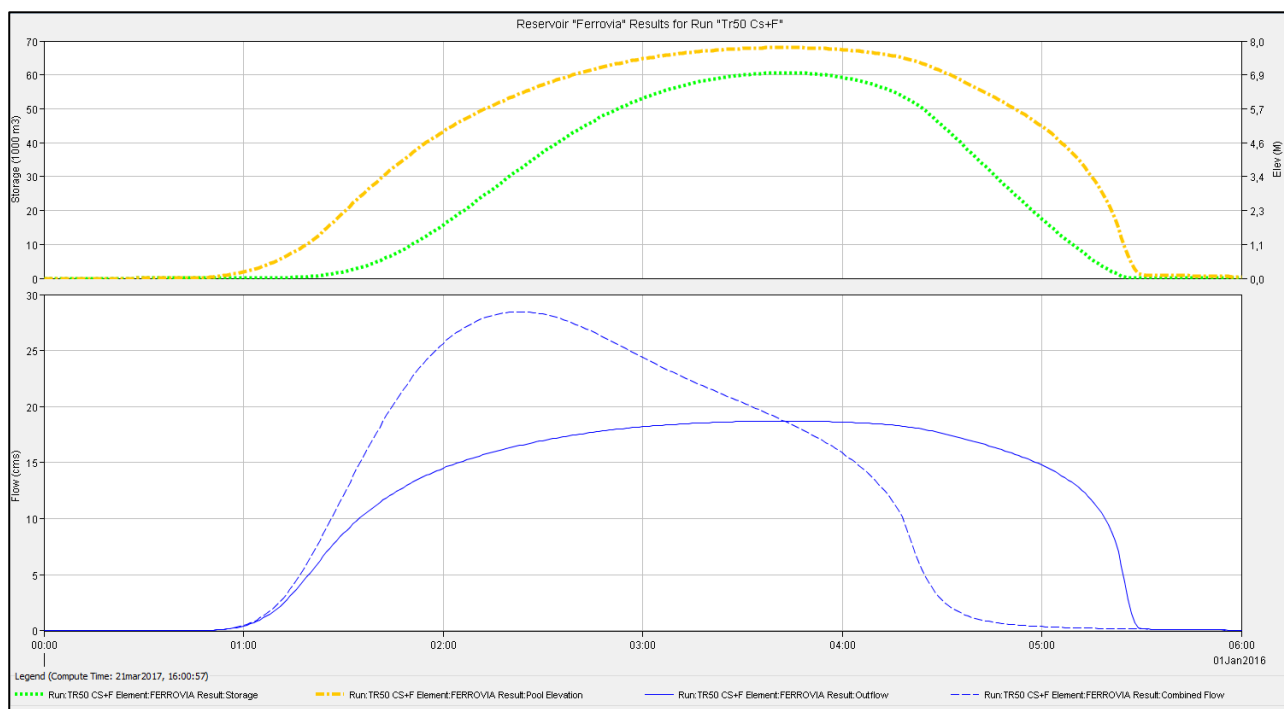


Figura 39: Curve rappresentative del comportamento dell'invaso di valle al passaggio dell'onda di piena di $T_R=50$

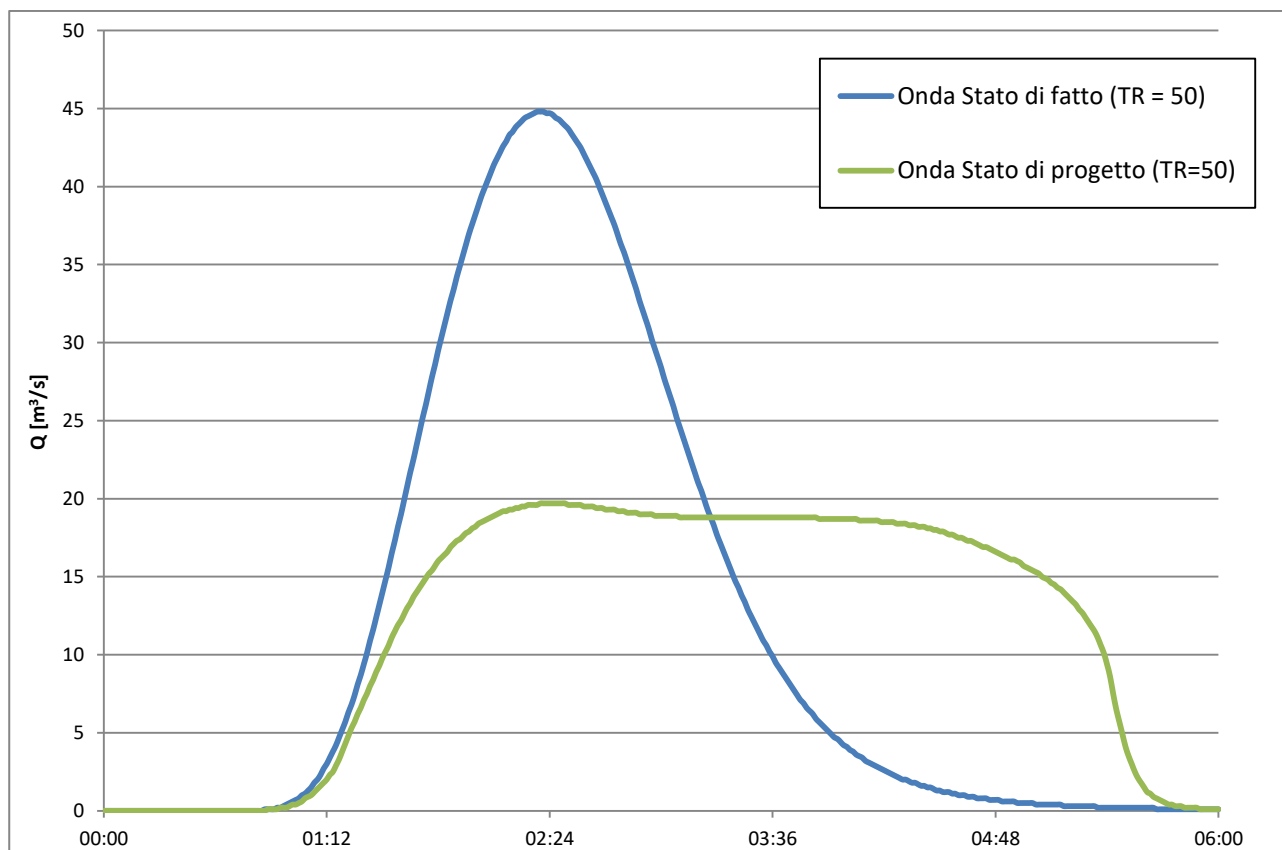


Figura 40: Confronto idrogramma Stato di fatto vs Stato di progetto alla sezione di chiusura del bacino ($T_R = 50$)



7.3. ASSETTO DI PROGETTO - PIENA $T_R=100$

La terza simulazione effettuata vede il passaggio dell'onda centennale, essa costituisce l'evento di piena più gravoso considerato per la progettazione delle opere di regimazione e sarà quindi quello che determinerà la quota di massimo invaso delle aree, al quale verrà aggiunto un franco di sicurezza per determinarne la quota di coronamento.

Come è facile intuire, la prima vasca, vede l'attivazione dello sfioro superficiale al passaggio dell'onda $T_R=100$: dall'idrogramma di uscita dalla vasca (Figura 41) è facilmente individuabile l'istante di attivazione dello sfioro, che determina un repentino aumento della portata in uscita (indicato dalla freccia rossa). L'altezza del battente idrico che si realizza a monte dello sbarramento arriva a **7,4 m (=242,9 m s.l.m., 10 cm sotto la quota di massimo invaso)**, ne consegue che la portata sfiorante coinvolge la sola soglia inferiore (di larghezza pari a 10 m). Il volume d'acqua laminato risulta in questo caso pari a **65.600 m³**.

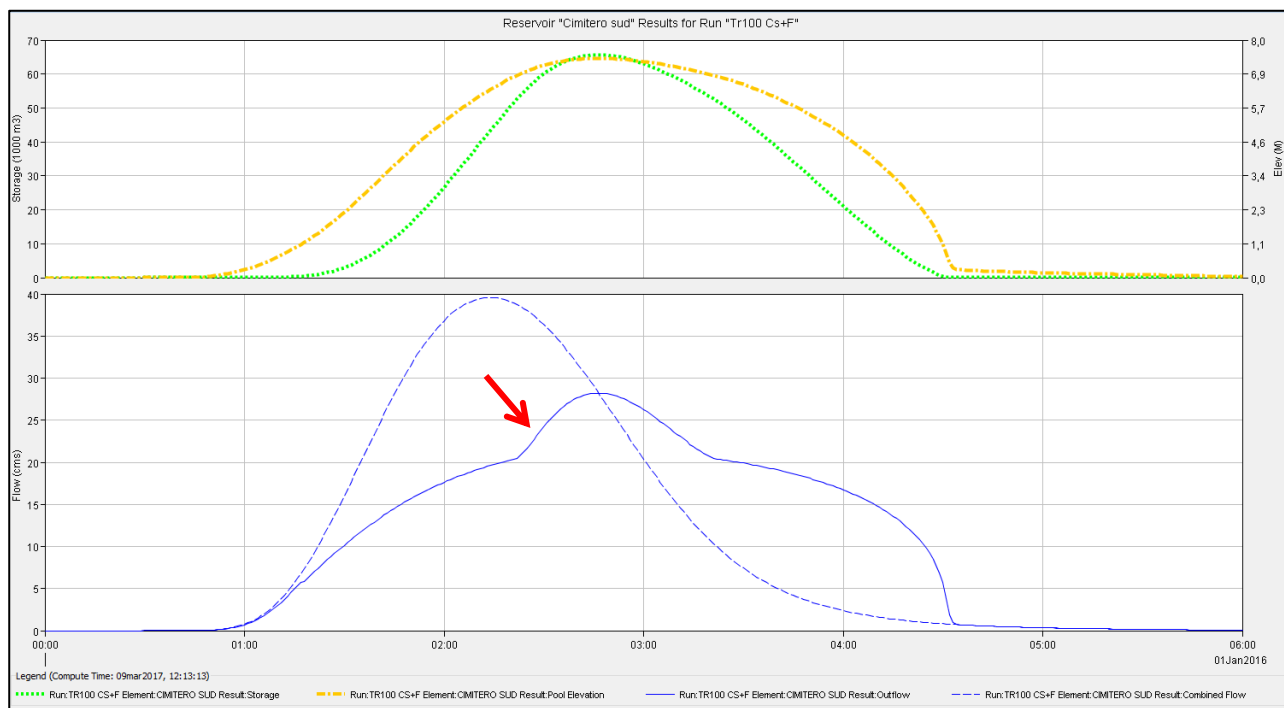


Figura 41: Curve rappresentative del comportamento dell'invaso di monte al passaggio dell'onda di piena di $T_R=100$

Il colmo di portata si riduce da 39,6 m³/s a 28,2 m³/s.

Situazione analoga si verifica al passaggio dell'onda nella seconda area: anche in questo caso si attiva lo sfioro superficiale, come si può vedere dalla crescita improvvisa dell'idrogramma in uscita dalla vasca riportato in Figura 42; l'altezza del battente idrico raggiunge un valore pari a **8,6 m** corrispondente alla quota di **223,1 m s.l.m., quota di massimo invaso della vasca**, a cui corrisponde un volume d'acqua invasato pari a **77.000 m³**. La portata di picco si riduce da un valore di 34,7 m³/s a 26,8 m³/s.

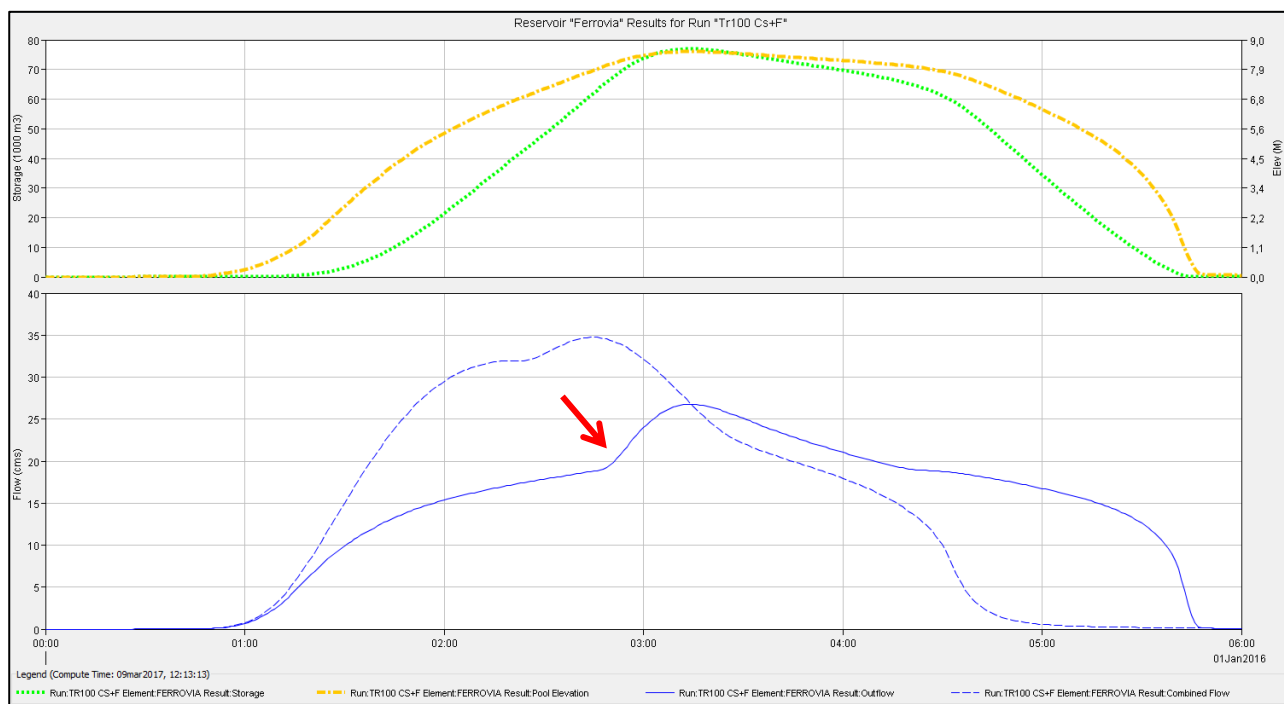


Figura 42: Curve rappresentative del comportamento dell'invaso di valle al passaggio dell'onda di piena di $T_R=100$

Sebbene l'effetto di laminazione delle due aree risulti insufficiente, per l'onda centennale, a garantire una riduzione efficace alla sezione di chiusura del bacino, tale da rispettare il vincolo imposto dal manufatto di attraversamento, l'invaso temporaneo di parte del volume dell'onda transitante determina una diminuzione della portata in arrivo a Ponte da un massimo di $54,4 \text{ m}^3/\text{s}$ a uno di $26,8 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 43).

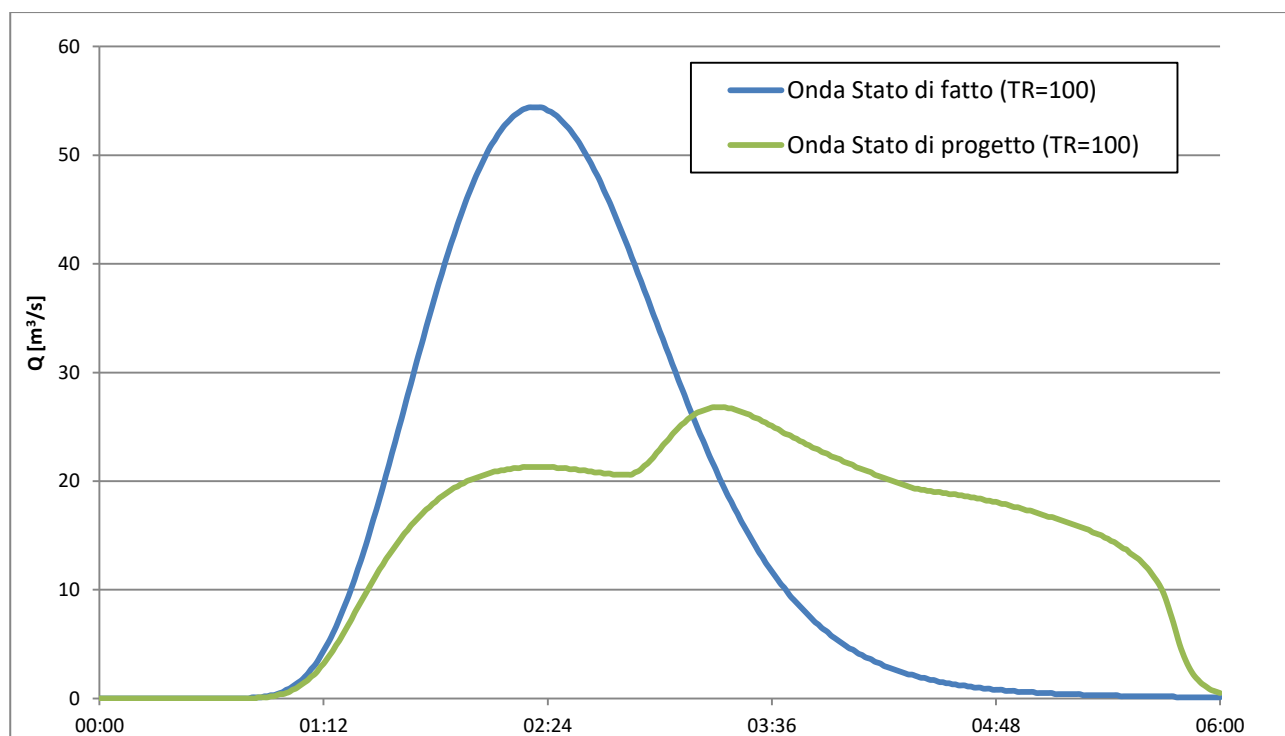


Figura 43: Confronto idrogramma Stato di fatto vs Stato di progetto alla sezione di chiusura del bacino (T_R = 100)



Sulla base delle simulazioni effettuate e dei vincoli imposti sono state individuate le seguenti grandezze caratteristiche dei due invasi:

	Quota di fondo [m s.l.m.]	Quota di massima regolazione [m s.l.m.]	Volume di massima regolazione [m ³]	Quota di massimo invaso [m s.l.m.]	Volume di massimo invaso [m ³]	Quota di coronamento [m s.l.m.]
Area di monte	235,50	242,30	52.000	243,00	69.000	244,00
Area di valle	214,50	222,50	63.000	223,10	77.000	224,00

Tabella 6 – Quote e Volumi caratteristici dei due invasi di laminazione

La quota di coronamento è stata definitiva considerando un'altezza di franco, rispetto alla quota di massimo invaso, pari a circa 1,00 m.

7.4. ASSETTO DI PROGETTO - PIENA $T_R=200$

E' stata infine eseguita un'ultima simulazione ipotizzando il passaggio di una piena caratterizzata da tempo di ritorno pari a 200 anni allo scopo di verificarne il funzionamento.

In questo scenario, dall'osservazione dell'idrogramma in uscita dalla vasca, è visibile la transizione della larghezza complessiva della soglia di sfioro: da 9 m iniziali a 11 m successivi (freccia nera). Il battente idrico della vasca raggiunge un'altezza di **7,7 m**, corrispondente ad una quota di 243,7 m s.l.m. ed un volume invasato di **73.600 m³**. Il valore al colmo di portata si riduce da 47,3 m³/s a 39,6 m³/s.

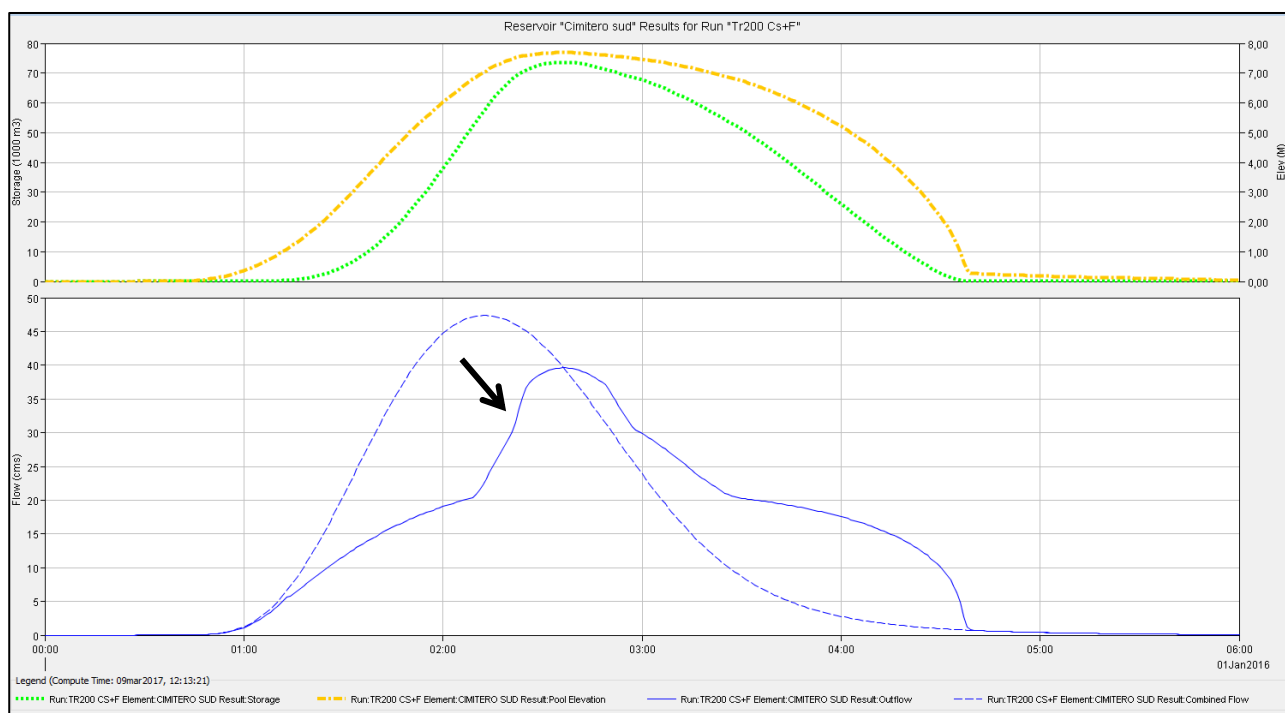


Figura 44: Curve rappresentative del comportamento dell'invaso di monte al passaggio dell'onda di piena di $T_R=200$



Allo stesso modo, il volume disponibile nella seconda vasca non è sufficiente a contenere completamente l'onda in arrivo, che, al suo passaggio, provoca l'attivazione dello sfioro superficiale. Il battente idrico raggiunge un'altezza pari a **8,9 m** (= 223,4 m s.l.m.), corrispondente ad un volume invasato di **84.600 m³**.

La differenza di portata, tra il massimo valore dell'onda in ingresso nella vasca e il massimo valore dell'onda in uscita risulta essere di 5,2 m³/s, essendo i valori anzidetti rispettivamente 48,7 m³/s e 43,5 m³/s.

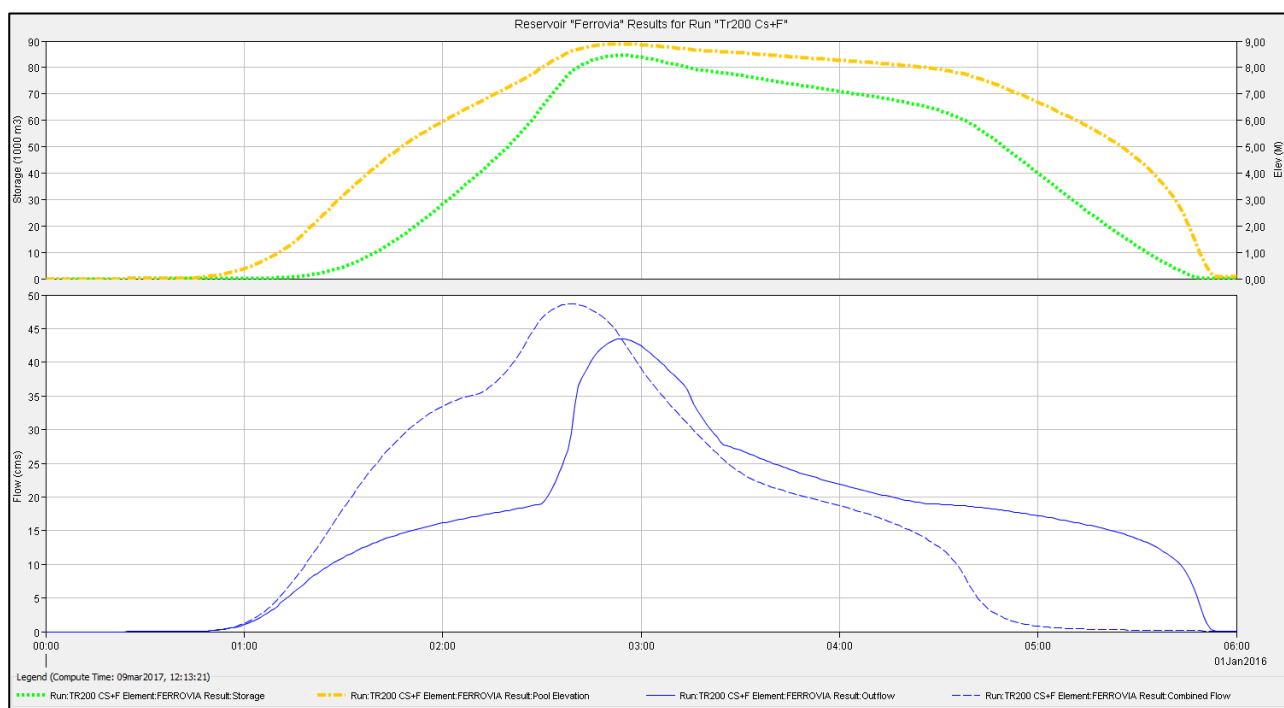


Figura 45: Curve rappresentative del comportamento dell'invaso di valle al passaggio dell'onda di piena di $T_R=200$

In Figura 46 è infine riportato il confronto dell'idrogramma duecentennale in arrivo alla sezione di chiusura del bacino allo stato di fatto e nell'assetto di progetto: la porta al colmo, da un valore di stato di fatto pari a 65,2 m³/s, si riduce a 43,7 m³/s.

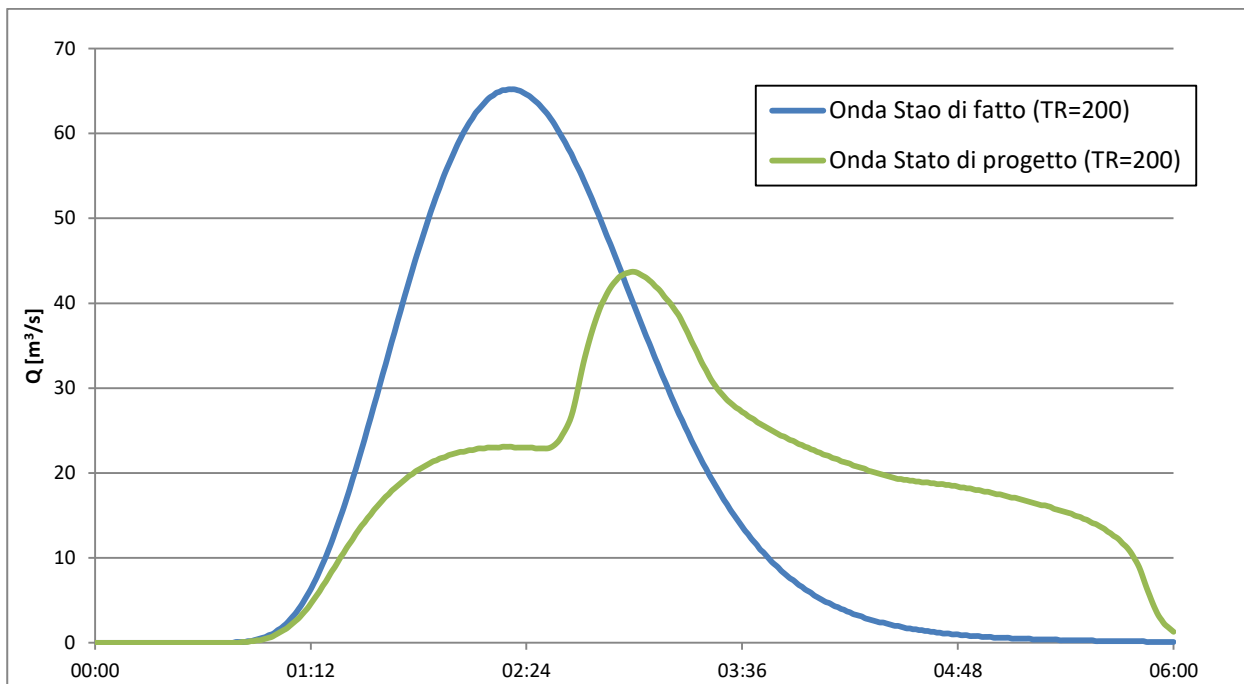


Figura 46: Confronto idrogramma Stato di fatto vs Stato di progetto alla sezione di chiusura del bacino ($T_R = 200$)



8. OPERE IN PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di una serie di interventi, di seguito elencati:

- Opere dell'area di esondazione controllata di monte (denominata d'ora in avanti "area di monte");
- Opere dell'area di esondazione controllata di valle (denominata d'ora in avanti "area di valle");
- Interventi di riqualificazione fluviale diffusi lungo l'alveo;

N.B. Nella descrizione delle opere si farà riferimento alle grandezze spaziali nel seguente modo:

- B: estensione lineare in direzione trasversale alla direzione dell'alveo;
- W: estensione lineare in direzione parallela alla direzione dell'alveo;
- H: altezza verticale rispetto alla quota di fondo dell'alveo.

8.1. AREA DI MONTE

L'area di monte è situata in comune di Besana in Brianza, nei pressi del cimitero di Calò (Figura 47).

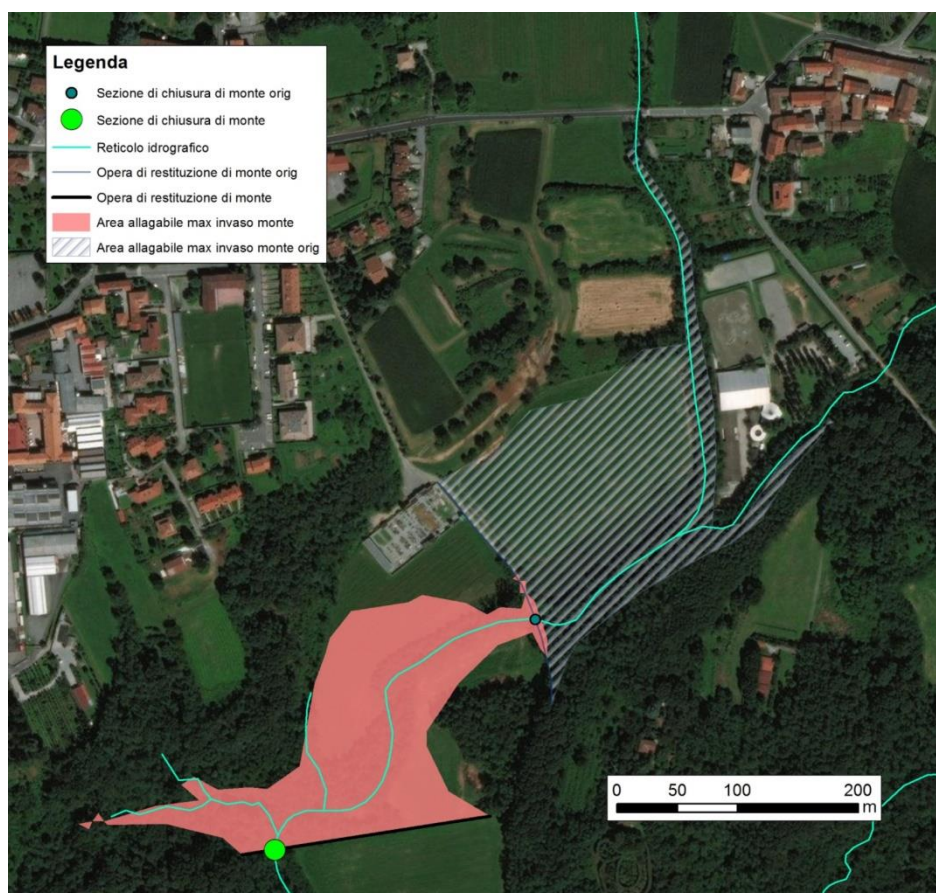


Figura 47: planimetria a base ortofotogrammetrica dell'area di monte

Un'ipotesi originaria prevedeva lo sfruttamento del ponte di Via della Valle come bocca tarata, inducendo l'esondazione della Brovada nelle aree – principalmente a uso agricolo – di monte. Tale opzione, pur vantaggiosa sul piano economico in quanto basata su una struttura già in parte esistente, è stata scartata in



quanto avrebbe utilizzato la strada di Via della Valle come sbarramento, con un rialzo del piano stradale rispetto all'attuale di circa 5 metri nel punto più basso, e con un'altra infrastruttura pubblica quale il cimitero immediatamente a valle.

Si è dunque deciso di realizzare l'opera circa 300 metri a valle del suddetto ponte, forzando l'esondazione del torrente all'interno di un'area che si estende, nel caso del massimo invaso, fino alle pendici della strada e del cimitero (come mostrato in dettaglio all'interno della tavola 3.3, "Planimetria aree allagabili"). La scelta di questa sezione è ottimale poiché consente di sfruttare un tratto di alveo particolarmente inciso in sponda destra, costituita da una scarpata rocciosa di ceppo affiorante, mentre in sponda sinistra per giungere alla quota di coronamento sarà necessario prolungare la struttura mediante un rilevato arginale carrabile che giunge fino in prossimità della strada di Via della Valle, fungendo dunque da pista di accesso all'opera. La realizzazione dell'opera sfrutta almeno in parte una struttura esistente, ossia una briglia di consolidamento in calcestruzzo, sulla cui vasca di dissipazione verrà realizzata la fondazione dell'opera in progetto (la briglia dovrà essere in parte demolita per portarsi in quota con la fondazione).

L'opera di regolazione, di cui si riportano alcuni dettagli in Figura 48 e Figura 49 (e più dettagliatamente in tavola 3.1, "Planimetria e particolari costruttivi di progetto area di monte), è stata pensata come una struttura che si amalgamasse al meglio, dal punto di vista meccanico e paesaggistico, con le caratteristiche del territorio. Se ne elencano le componenti, mentre in Tabella 7 vengono riportate le quote significative:

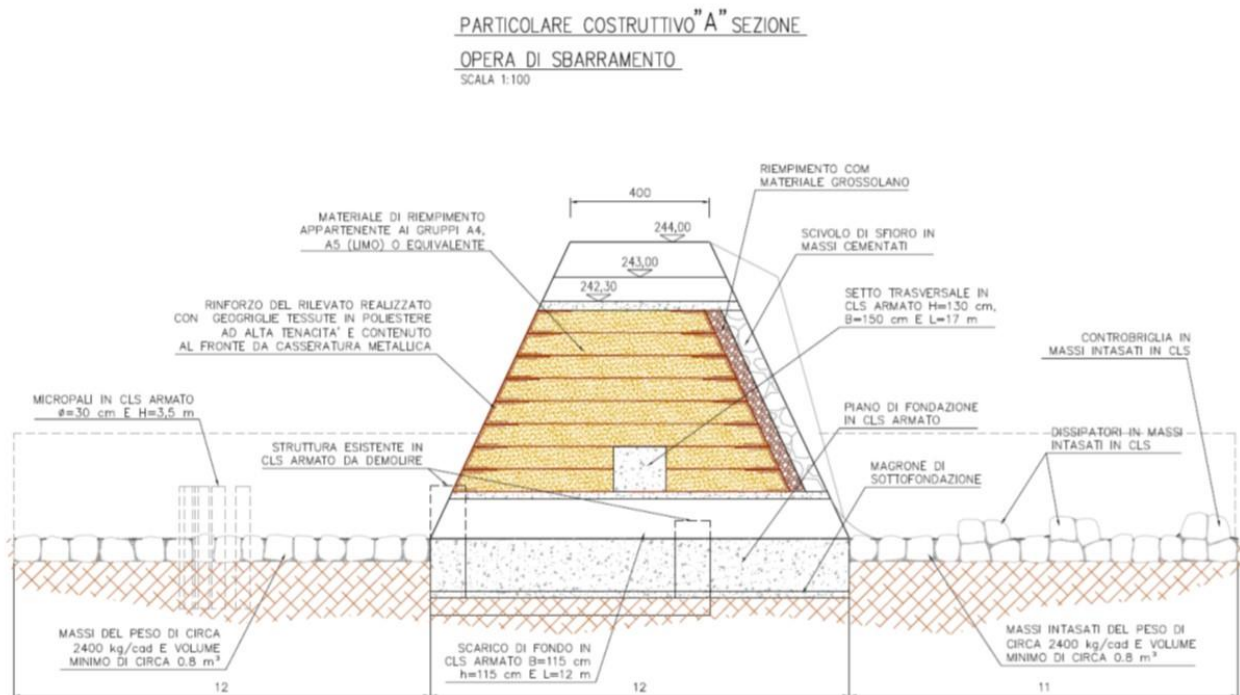


Figura 48: sezione longitudinale dello sbarramento di monte

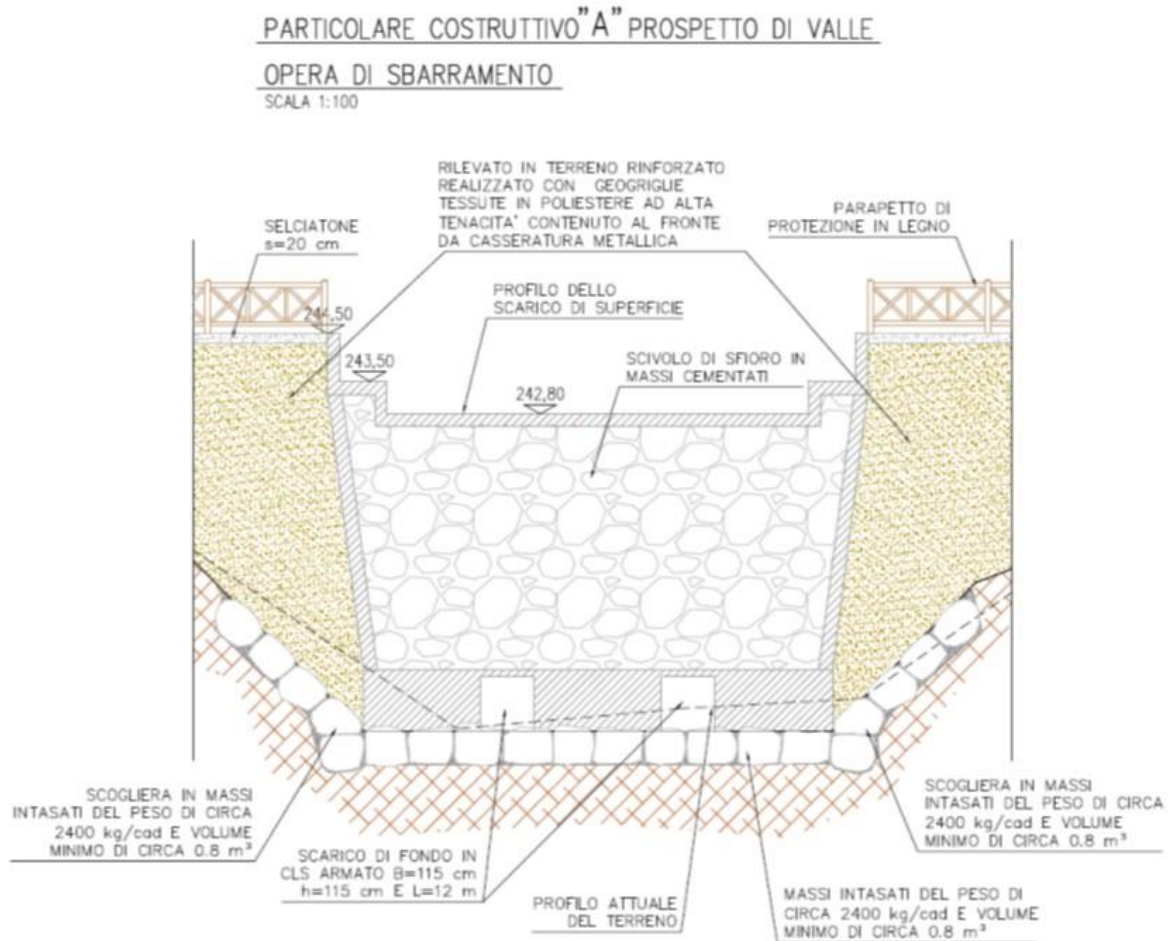


Figura 49: prospetto di valle dello sbarramento di monte

- Una fondazione superficiale in calcestruzzo armato, gettato fino al substrato roccioso sottostante. Dimensioni: B = 10 m (larghezza del fondo alveo), W = 12 m, H = 1.7 m;
- Una struttura di fondo, solidale alla fondazione, in calcestruzzo armato, contenente due bocche tarate. Dimensioni:
 - struttura: B = 10 m, W = 12 m, H = 1.5 m;
 - bocche tarate: B = 1.15 m, H = 1.15 m;
- Un setto di calcestruzzo armato nella parte centrale dell'opera, che si sviluppa a partire dalla quota del piano campagna fino a 1.3 metri al di sopra della struttura di fondo, e largo 3 metri per parte in più rispetto ad essa, che serva a prevenire lo scivolamento del corpo diga in terra rispetto alla struttura in cemento sottostante lungo il piano di debolezza. Dimensioni: B = 16 m, W = 1.5 m; H = 2.8 m;
- Il corpo diga, realizzato con 11 strati di terra rinforzata di altezza pari a 0.65 m (0.7 l'ultimo), per uno sviluppo verticale complessivo dalla quota di fondo alla quota di coronamento pari a 8.5 metri



(1.3 m di struttura di fondo + 7.2 m di terra rinforzata). Gli strati dovranno essere speculari rispetto all'asse centrale dell'opera, formando delle sponde a monte e a valle inclinate a 65°. Il coronamento avrà una larghezza di 4 metri, sufficiente a renderlo carrabile, e uno sviluppo complessivo di 211 m. Il terreno di riempimento sarà un materiale di cava selezionato, omogeneo, dotato di ottime proprietà meccaniche (ϕ' minimo 30°), un valore di conducibilità idraulica sufficientemente basso da evitare lo sviluppo di fenomeni di filtrazione da monte verso valle durante il periodo di invaso dell'opera (K_s non superiore a 10^{-7} m/s), e che non tenda a fessurarsi se sottoposto a cicli imbibimento ed essiccazione. Uno strato di 20 cm di selciato verrà posto in opera in corrispondenza del coronamento, mentre è previsto che le sponde vengano reinverdite. Gli strati vengono incastonati all'interno delle sponde di versante per una distanza minima di 2 metri.

- Scarico di superficie in cemento armato, del tipo stramazzo a larga soglia, a sezione rettangolare su due livelli:
 - il primo, dalla quota di massima regolazione (242.3 m s.l.m.), alla quota di massimo invaso (243 m s.l.m.), largo 9 metri;
 - il secondo, dalla quota di massimo invaso, alla quota di coronamento (244m s.l.m.9, largo 11 metri;
- scivolo sul paramento di valle, in massi di tipo II intasati in calcestruzzo, spessore medio 0.6 metri, dotati di feritoie con tubi di drenaggio in ghisa ϕ 150 mm, a connettere lo scarico di superficie e la vasca di dissipazione. Dietro allo scivolo è previsto un dreno in materiale grossolano dello spessore di 0.4 metri;
- vasca di dissipazione posta a valle dello sbarramento: realizzata con una fondazione in massi di tipo II intasati in calcestruzzo, con la presenza di 5 dissipatori posti su due file al centro della stessa e una controbriglia finale a sezione triangolare. Anche le sponde, per un'altezza di 2 metri, vengono consolidate e impermeabilizzate con delle sponde in massi intasati Dimensioni:
 - fondazione vasca: B = 10 m, W = 11 m, H = 0.7 m;
 - dissipatori: B = 1.3 m, W = 1.5 m, H = 0.7 m;
 - controbriglia: B = 10 m, W = 1.5 m, H = 1 m;
- briglia selettiva posta a monte dello sbarramento: realizzata come la vasca di valle (fondazione e sponde in massi intasati), con una doppia corona di micropali (ϕ 300 mm) in acciaio, intasati di calcestruzzo, e disposti a quinconce, a proteggere le bocche tarate di fondo dal flottante e dal



trasporto solido di fondo di dimensioni tali da comprometterne la funzionalità idraulica. La geometria della corona è osservabile in dettaglio in tavola 3.1.

Oss: si è pensato di realizzare una seconda briglia selettiva nel tratto appena a monte delle aree allagabili stimate, poiché la briglia posta in prossimità dell'opera perde la capacità di trattenere il flottante durante l'invaso. Tuttavia, si è ritenuto di poter evitare la realizzazione un'opera aggiuntiva, vista la presenza del ponte di Via della Valle, che funge da elemento di disturbo e rallentamento del deflusso.

8.2. AREA DI VALLE

L'area di valle viene realizzata in Comune di Triuggio, sfruttando un tratto di alveo inciso al termine di uno slargo del torrente Brovada, situato a valle del ponte ferroviario sul corso d'acqua (Figura 50), con l'area inondabile che, al massimo invasore, si estende a monte fino alle pile del ponte.

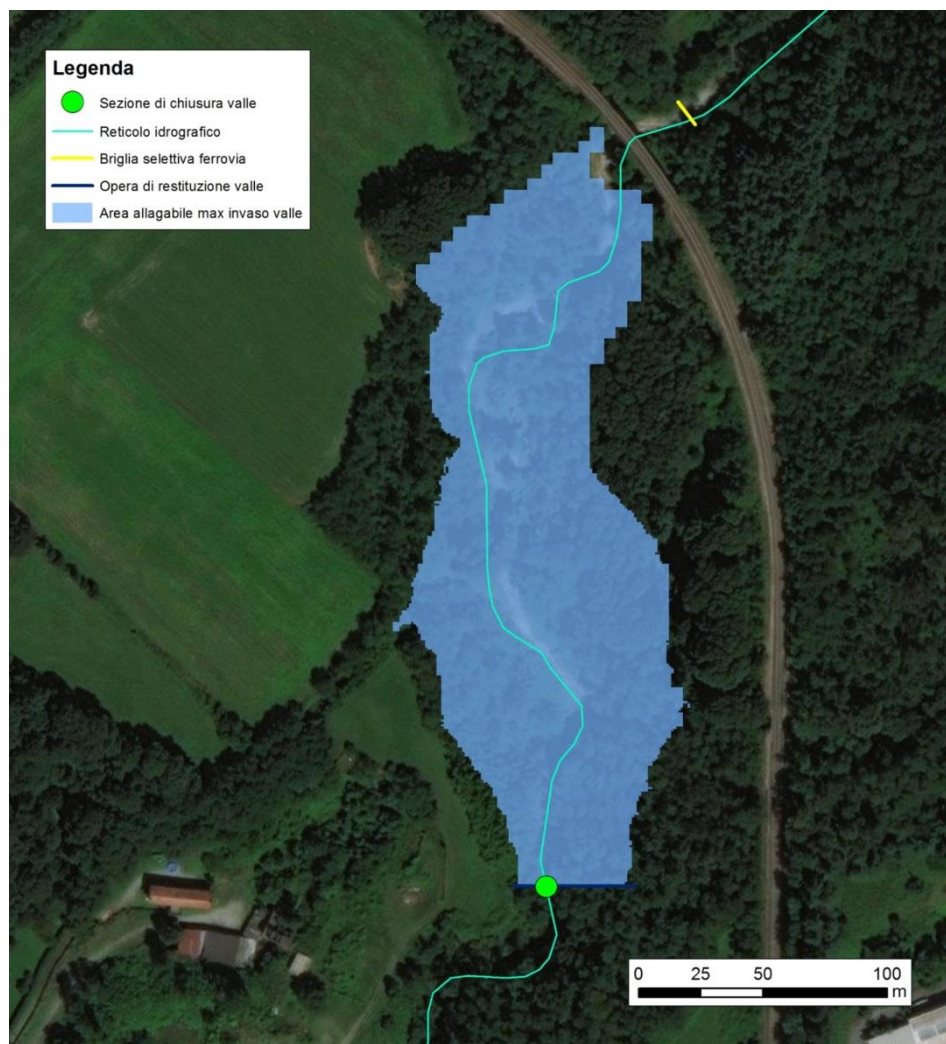


Figura 50: planimetria a base fotogrammetrica dell'area di valle

L'opera di regolazione, in pressoché tutte le sue componenti, ricalca il modello di quella dell'area di monte, vista la similarità di contesto geologico e paesaggistico, con la differenza di essere molto più contenuta in



termini di dimensioni: a fronte di opere di fondazione e di fondo molto simili, la maggiore acclività delle spalle porta a un coronamento decisamente più ridotto (52 metri contro 211). Dalla geologia si desume che, in questo caso, il solo letto dell'alveo presenta una frazione rocciosa consistente, mentre le sponde sono formate da depositi di materiali sciolti, rendendo più agevoli le operazioni di scavo.

Anche per quest'opera, planimetria e sezioni sono consultabili in dettaglio in tavola 3.2, "Planimetria e particolari costruttivi di progetto area di valle", di cui si riportano alcuni stralci in Figura 51 e Figura 52, mentre in Tabella 7 si riportano le quote significative.

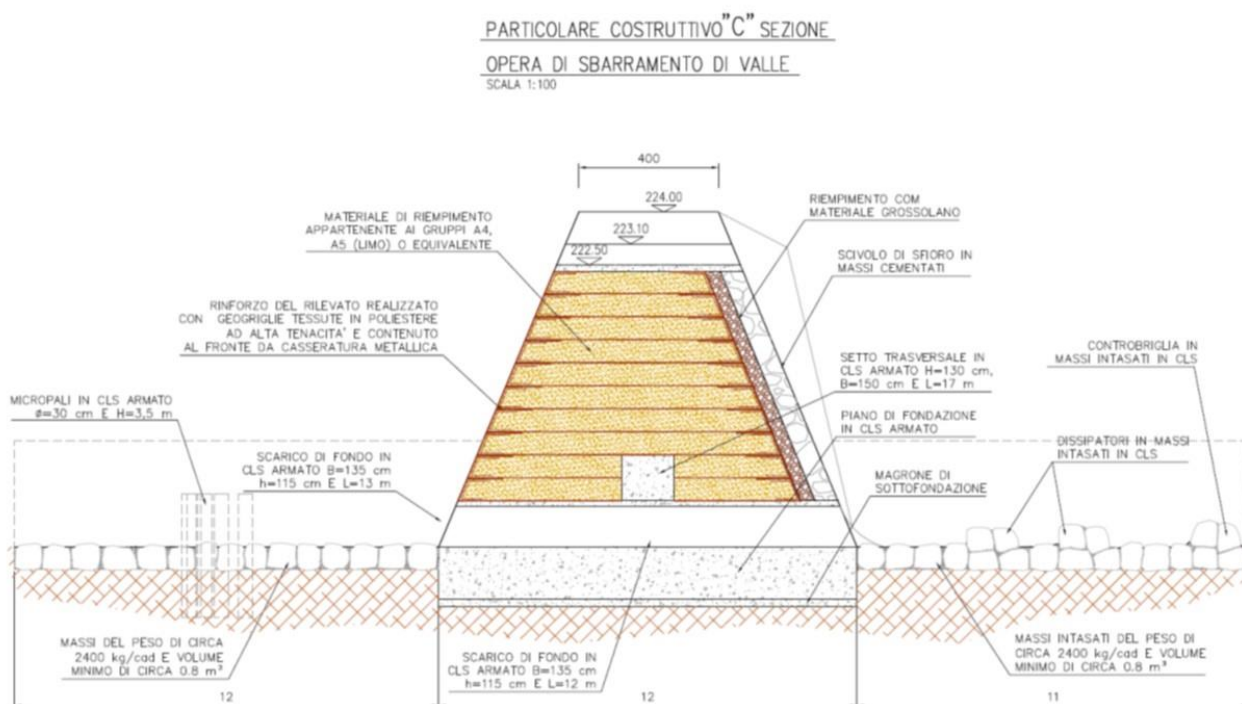


Figura 51: sezione longitudinale dello sbarramento di valle

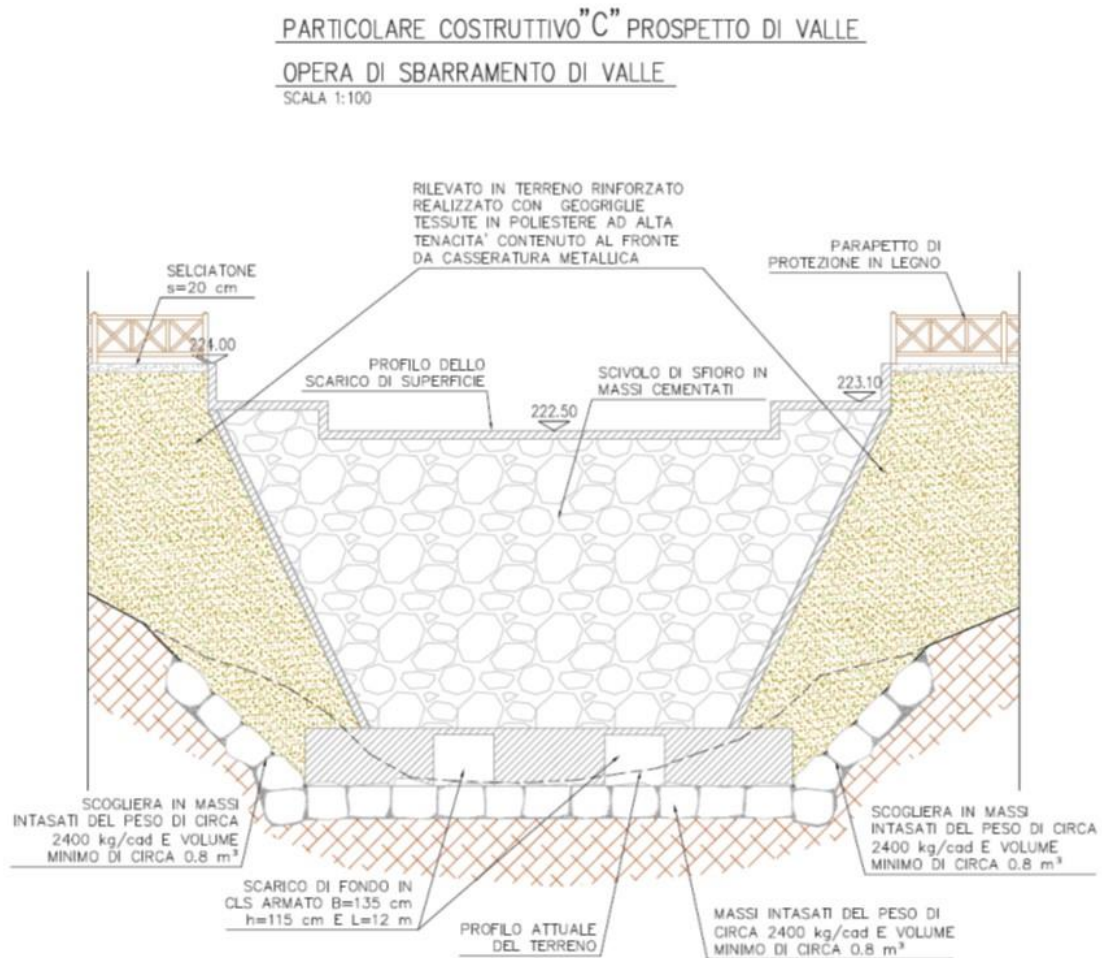


Figura 52: prospetto di valle dello sbarramento di monte

L'elenco delle componenti è analogo all'area di monte, se ne riportano dunque solo le dimensioni:

- Fondazione superficiale: $B = 11$ m (larghezza del fondo alveo), $W = 12$ m, $H = 1.7$ m;
- Struttura di fondo:
 - struttura: $B = 11$ m, $W = 12$ m, $H = 1.5$ m;
 - bocche tarate: $B = 1.35$ m, $H = 1.15$ m;
- Setto in calcestruzzo armato: $B = 16$ m, $W = 1.5$ m; $H = 2.8$ m;
- Corpo diga:
 - N° strati terra rinforzata: 13 ($H_{\text{strato}} = 0.65$ m, ultimo 0.4 m)
 - Sviluppo verticale complessivo: 9.5 m
 - Inclinazione sponde: 65°



- Dimensioni del coronamento: $B = 52 \text{ m}$, $W = 4 \text{ m}$, $H_{\text{selciatoone}} = 0.2 \text{ m}$;
- Scarico di superficie:
 - primo livello, dalla quota di massima regolazione, alla quota di massimo invaso, largo 10 metri;
 - il secondo, dalla quota di massimo invaso, alla quota di coronamento, largo 15 metri;
- scivolo sul paramento di valle
 - spessore medio massi intasati: 0.6 m;
 - spessore medio filtro: 0.4 m;
- vasca di dissipazione posta a valle dello sbarramento:
 - fondazione vasca: $B = 10 \text{ m}$, $W = 11 \text{ m}$, $H = 0.7 \text{ m}$;
 - sponde: $H = 3 \text{ m}$, spessore medio = 0.8 m;
 - dissipatori: $B = 1.3 \text{ m}$, $W = 1.5 \text{ m}$, $H = 0.7 \text{ m}$;
 - controbriglia: $B = 11 \text{ m}$, $W = 1.5 \text{ m}$, $H = 1 \text{ m}$;
- briglia selettiva posta a monte dello sbarramento: N° totale pali = 21. La geometria della corona è osservabile in dettaglio in tavola 3.2.
- seconda briglia selettiva: realizzata circa 30 metri a monte del ponte ferroviario, è conforme alla precedente, con una doppia fila di micropali (N° totale pali = 19) disposti a quinconce lungo tutta la larghezza dell'alveo ($B = 10 \text{ m}$). I pali di una stessa fila hanno interasse di pari a 1 metro, e le due file sono distanziate 0.85 m, in modo da avere una luce netta tra due pali di circa 0.7 m. Anche in questo caso una fondazione in massi intasati di calcestruzzo ($B = 10 \text{ m}$, $W = 4 \text{ m}$), viene utilizzata per rendere la palificata un'unica struttura solidale.

Area	Z_{fondo} [m s.l.m.]	$Z_{\text{max reg}}$ [m s.l.m.]	$Z_{\text{max inv}}$ [m s.l.m.]	Z_{cor} [m s.l.m.]
Monte	235.5	242.3	243	244
Valle	214.5	222.5	223.1	224

Tabella 7: quote rilevanti delle opere di regolazione



8.3. ULTERIORI INTERVENTI: INTERVENTI DIFFUSI LUNGO L'ASTA

Oltre alle due strutture di sbarramento, è stata effettuato il dimensionamento di massima di una serie di altri interventi, distribuiti lungo buona parte dell'asta fluviale (Tavola 4: "Planimetria interventi diffusi lungo l'asta"), suddivisibili in linea di massima in due categorie:

- Interventi per il controllo del trasporto solido;
- Interventi di riqualificazione fluviale.

Interventi per il controllo del trasporto solido

1. Il primo di questi, procedendo da valle verso monte, risulta essere un ripristino spondale in sinistra idraulica a monte della prima briglia a sud dell'attraversamento ferroviario della linea Milano-Lecco (coordinate E 520512 N 5056894): nel tempo si è verificato l'aggiramento della briglia esistente a causa del completo riempimento, a monte di questa, depositi alluvionali; essa risulta quindi non più funzionante poichè il torrente si è aperto un nuovo alveo alla sua sinistra idrografica. Attraverso questo intervento si vuole pertanto ripristinare la situazione originaria mediante l'asportazione dei depositi e la ricostruzione della sponda sinistra, riutilizzando, per quanto possibile, il materiale depositato in alveo.



Figura 53: situazione inerente la briglia aggirata-vista da monte verso valle. Freccia Rossa=antico corso del rio; freccia Blu=corso del Rio attuale, accompagnato da una maggiore erosione dell'alveo.

2. Risalendo verso monte, nel tratto compreso tra cascina Campaccio fino alla briglia scalzata descritto al punto precedente (600m di lunghezza circa) l'alveo del torrente risulta sovra alluvionato dal materiale asportato dalla sponda sinistra con un innalzamento del suo fondo che in alcuni punti supera abbondantemente il metro. Al fine di ridurre il trasporto solido e l'interrimento



della vasca di laminazione di valle si prevede l'asportazione in questo tratto dei depositi alluvionali per uno spessore di circa 1m e per un volume stimato di circa 4000 m³.

3. Subito a monte del tratto precedente, in località Cascina Campaccio, lungo la sponda sinistra, è in atto una progressiva erosione di un terrazzo fluviale con formazione di pareti subverticali in depositi fluvio-glaciali aventi altezze di 4,50 metri per una lunghezza totale di 130 metri (Figura 54). La figura seguente mostra il confronto tra lo stato di fatto attuale e la situazione nel 1936 da cui si nota l'ampliamento dell'alveo della Brovada per erosione della sponda su un'ampiezza di circa 20-30m. Per la sistemazione di questo tratto si prevede la realizzazione di un argine, a inclinazione di circa 60°, realizzato in gabbionate.
4. Infine, pochi metri a monte dell'intervento appena descritto, si prevede la sistemazione di un'artificializzazione spondale attualmente realizzata in gabbionate che risultano scalzate al piede. Per il ripristino del manufatto si prevede il parziale rinterro del fondo e, contestualmente, la posa di materassi Reno, scelti per la loro flessibilità e conseguente capacità di adattarsi e contrastare ulteriori fenomeni di escavazione al piede.



Figura 54: argine sinistro in erosione, in località C.na Campaccio. (Sinistra ortofoto Google 2016, destra foto aerea IGM 1936)

Interventi di riqualificazione fluviale

1. L'intervento di riqualificazione fluviale consiste nello stombinamento e rinaturazione del torrente in prossimità del Centro Sportivo di Besana in Brianza. In questo tratto il torrente viene intubato all'incrocio con via Primo Mazzolari, passa, sempre intubato (sezione circolare di diametro pari a



circa 60 cm) sotto via Alcide De Gasperi per poi rispuntare in un piccolo canale in calcestruzzo nelle vicinanze delle tensostrutture del centro sportivo. Costretto quindi in una canaletta di circa 1 m di larghezza e sponde subverticali, costeggia il campo sportivo fino a confluire con le acque provenienti dallo sfioratore situato a sud del centro. Con una innaturale curva a gomito riprende poi, in una sezione naturale, la sua direzione verso sud-est. Dai sopralluoghi effettuati si sospetta che il tratto intubato sia stato collettato alla rete fognaria sotto il campo sportivo; l'evidenza di tale ipotesi trova riscontro nella presenza di acqua, anche in tempi di secca, a monte dell'attraversamento di via Primo Mazzolari e dalla totale assenza di acqua nel tratto canalizzato a cielo aperto. Gli interventi in progetto consisteranno quindi nella rinaturazione e, dove possibile, dello stombinamento del tratto attraverso la creazione di un canale in terra di larghezza di circa 1 m e sponde di altezza pari a 1 m e pendenza di circa 45°, andando a ripristinare la continuità del torrente.

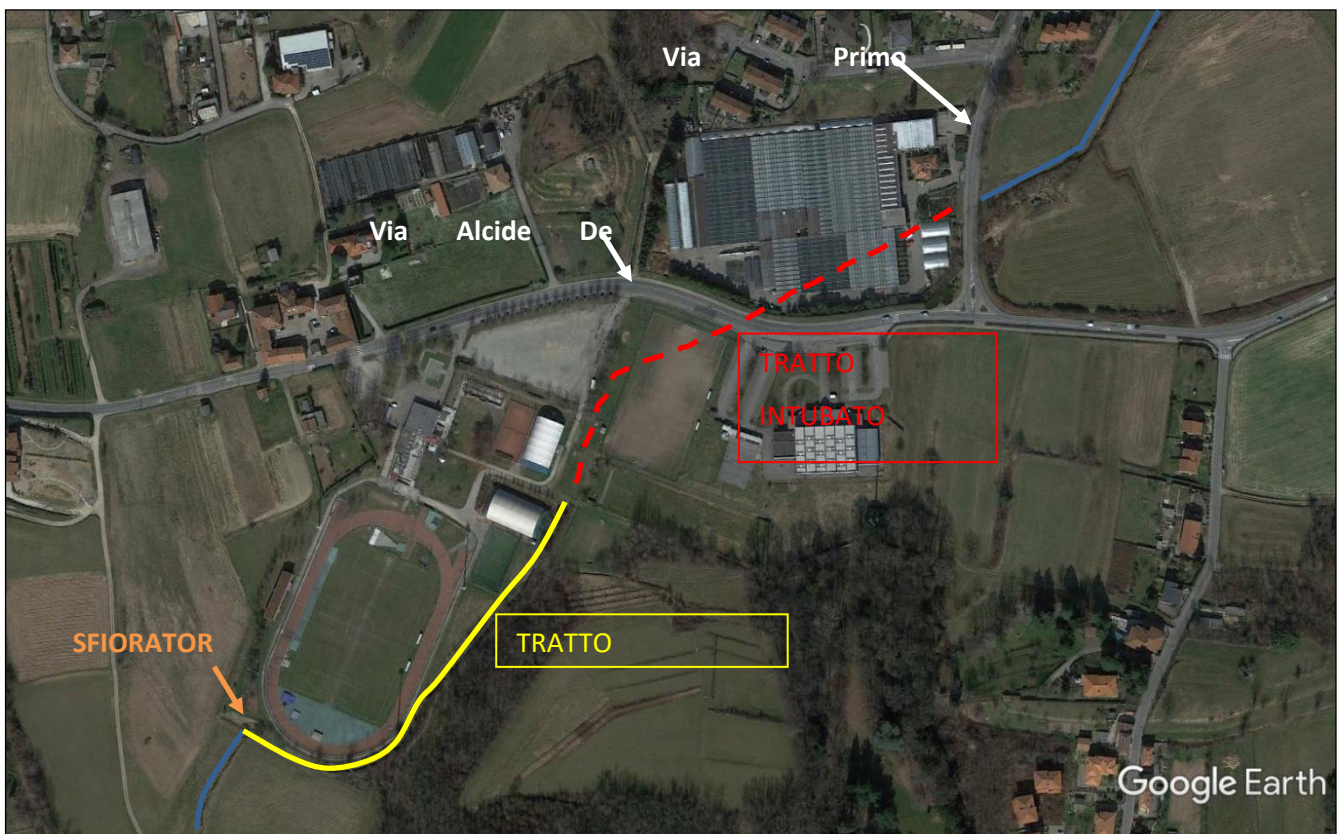


Figura 55: tratto da rinaturalizzare in prossimità del Centro Sportivo di Besana in Brianza



9. DIMENSIONAMENTO DELLE VASCHE DI DISSIPAZIONE

Una volta determinata la quota di massimo invaso per la piena di riferimento ($T = 100$ anni), si è proceduto a un dimensionamento di massima delle vasche di dissipazione.

La presenza da monte di due correnti di natura e proprietà idrauliche differenti (una, in pressione, proveniente dalle bocche tarate - S_{M1} - e una seconda, a pelo libera, proveniente dallo scarico di superficie - S_{M2}), ha portato alla modellizzazione del problema in maniera analoga a quanto si fa per le confluenze fluviali, ipotizzando i due sopracitati flussi come indipendenti nell'ambito dell'equazione di equilibrio delle spinte idrauliche tra monte e valle (S_V). Il problema si può considerare monodimensionale ipotizzando, come è stato fatto in progetto, un profilo sagomato del tratto terminale dello scivolo, che porti la corrente proveniente dallo scarico di superficie in direzione pseudo-orizzontale prima dell'accesso alla vasca. Sotto questa condizione, vale la seguente equazione scalare di equilibrio delle spinte, lungo la direzione di flusso:

$$S_{M1} + S_{M2} = S_V$$

Esplicitando l'equazione precedente, nell'ipotesi consueta di trascurare la componente gravitativa e l'attrito con le pareti, relativamente poco significative e di segno opposto, si ottiene:

$$\pi_{M1} + M_{M1} + \pi_{M2} + M_{M2} = \pi_V + M_V$$

Dove:

- $\pi_i = \frac{1}{2} \gamma_w B_i h_i^2$ [KN], spinta idrostatica della corrente, con γ_w peso specifico dell'acqua (KN/m^3), B_i larghezza della sezione [m], h_i tirante idrico rispetto al fondo [m];
- $M_i = \rho_w Q_i v_i$ [KN], spinta idrodinamica della corrente, con ρ_w densità dell'acqua (kg/m^3), Q_i portata della corrente [m^3/s], v_i velocità della corrente [m/s];

Oss: l'ipotesi di considerare le due correnti di monte come indipendenti porta a trascurare l'attrito che inevitabilmente si verrà a creare tra esse, tuttavia, ai fini del dimensionamento della vasca, ciò risulta essere a favore di sicurezza in quanto elimina una dissipazione di parte della spinta di monte che spingerebbe ulteriormente il risalto verso l'opera, accorciando la lunghezza della vasca.

Ora, noto il livello di monte (massimo invaso), dalle equazioni di efflusso si ricavano le relative portate in uscita per gli scarichi di fondo e lo scarico superficiale:

- scarico di fondo: $Q_{M1} = C_C B_{BT} H_{BT} \cdot \sqrt{2g(h_{\max inv} - C_C H_{BT})}$ [m^3/s], con C_C coefficiente di contrazione, pari 0.6, B_{BT} larghezza complessiva delle bocche tarate [m], H_{BT} altezza delle bocche tarate [m];



- scarico di superficie: $Q_{M2} = \mu B_{SS}(h_{\max inv} - H_{\max reg}) \cdot \sqrt{2g(h_{\max inv} - H_{\max reg})}$, con μ coefficiente di efflusso dello stramazzo a larga soglia, pari a 0.385, B_{SS} larghezza dello scarico di superficie [m], $h_{\max inv}$ tirante idrico al massimo invaso [m] e $H_{\max reg}$ quota di massima regolazione [m];

Poi, per gli scarichi di fondo, si ricava la velocità della corrente [m/s] dall'equazione:

$$v_{M1} = \frac{Q_{M1}}{B_{BT}H_{BT}}$$

mentre il tirante idrico allo sbocco [m] coincide con l'altezza delle bocche tarate:

$$h_{M1} = H_{BT}$$

Per quanto riguarda lo scarico di superficie, applicando il teorema di Bernoulli tra una sezione in quiete a monte dell'opera per la quale si possa trascurare la componente cinetica dell'energia del fluido, e la prima sezione a valle dello scivolo in cui è ripristinata la linearità della corrente, in cui invece si trascura in prima approssimazione la quota piezometrica, trascurabile rispetto all'altezza cinetica, si ottiene la velocità della corrente veloce [m/s] come:

$$v_{M2} = \sqrt{2gh_{\max inv}}$$

Da cui si ricava poi il tirante idrico [m]:

$$h_{M2} = \frac{Q_{M2}}{v_{M2}B}$$

dove B è la larghezza complessiva dell'alveo a valle dell'opera [m].

Infine, si è calcolato il numero di Froude per entrambe le correnti, mediante la formula:

$$Fr_i = \frac{v_i}{\sqrt{gh_i}}$$

A questo punto, dall'equazione di equilibrio delle spinte, note tutte le grandezze di monte, si ricava l'altezza coniugata di corrente lenta da attendersi a valle al verificarsi del risalto, unica incognita rimasta all'interno



dell'equazione di equilibrio delle spinte. Le grandezze significative associate alle tre spinte sono riassunte in Tabella 8:

	$Q_{\max \text{ inv}} [\text{m}^3/\text{s}]$			$v [\text{m/s}]$			$Fr []$			$h [\text{m}]$		
Area	M1	M2	TOT/V	M1	M2	V	M1	M2	V	M1	M2	V
Monte	21.5	9	30.5	6.9	12.1	1.4	2.1	14.2	0.3	1.15	0.07	2.18
Valle	19.8	7.9	27.7	7.5	13	1.2	2.2	17.6	0.3	1.15	0.06	2.07

Tabella 8 – Grandezze significative caratteristiche della Spinte di monte e valle

A questo punto, si dimensiona la lunghezza della vasca di dissipazione adottando la formula empirica che associa la lunghezza del risalto, alla differenza tra le altezze coniugate:

$$L = 4.4\Delta h_{MV}$$

Il coefficiente può variare da 6, situazione di vasca “semplice”, a 4.4 se si tratta di una vasca di tipo “USBR III”, a cui si ispirano le due vasche di progetto, che contiene degli elementi dissipatori centrali.

In questo caso, non potendo determinare un'altezza di pelo libero univoca a monte, si è deciso adottare il valore più basso delle due (h_{M2} , il flusso proveniente dallo scarico di superficie), per massimizzarne la differenza di quota e stare dunque a favore di sicurezza.

Infine dal confronto energetico tra la corrente di valle all'altezza coniugata calcolata in precedenza e la corrente di valle derivante dalla relativa condizione al contorno, si dimensiona l'altezza della controbriglia a [m]:

$$a = 1.1(E_{Vcon} - E_{V0})$$

$$E_i = h_i + \frac{Q^2}{2gA(h_i)^2}$$

Si è ritenuto di poter considerare, per entrambe le aree di espansione controllata, il moto uniforme come condizione al contorno di corrente lenta, giustificabile in entrambi i casi dalla relativa regolarità dei tratti di alveo immediatamente a valle delle opere e da pendenze inferiori – seppur leggermente – rispetto alla pendenza critica per la portata complessivamente in efflusso al massimo invaso, ricavabile dall'equazione di continuità:



$$Q_V = Q_{M1} + Q_{M2}$$

Nota tale portata, si è ricavato l'altezza di moto uniforme di valle tramite la risoluzione implicita dell'equazione di Chezy, esplicitando il termine di scabrezza nella forma di Gauckler-Strickler:

$$Q(h) = k_s \sqrt{i} A(h_{0V}) R(h_{0V})^{2/3}$$

Dove:

- k_s coefficiente di scabrezza [$m^{1/3}/s$];
- i pendenza media del fondo [m/m];
- $A(h)$ area della sezione; considerata in prima approssimazione trapezia con sponde a 45° per entrambe le aree [m^2];
- $R(h)$ raggio idraulico della sezione, ossia rapporto tra l'area $A(h)$ e il perimetro bagnato $P(h)$ [m];

Nelle tabelle seguenti sono riassunti le grandezze significative relative ai passaggi sopra descritti:

	Δh_{MV} [m]	$L_{risalto}$ [m]		L_{vasca} [m]
Area		Vasca semplice	Vasca USBR III	
Monte	2.11	12.7	9.3	10
Valle	2.01	12.1	8.9	10

Tabella 9 – Parametri di calcolo per individuazione della lunghezza delle vasche

	K_s [$m^{1/3}/s$]	i [m/m]	h_0 [m]	Fr [l]	E [m]		a [m]
Area	VCC	VCC	VCC	VCC	VCC	V	controbriglia
Monte	30	0.01	1.01	0.86	1.4	2.28	0.92
Valle	30	0.01	0.9	0.86	1.24	2.15	1.01

Tabella 10 – Parametri di calcolo per individuazione dell'altezza della controbriglia delle vasche

Visti i risultati provenienti dai calcoli, si è deciso, per entrambe le aree, di realizzare una vasca di dissipazione di lunghezza pari a 10 metri – lunga circa 1 metro in più di una equivalente vasca USBR III – con



una controbriglia di 1 metro. In Figura 56 si può osservare un confronto tra la vasca modello USBR III e la vasca di progetto:

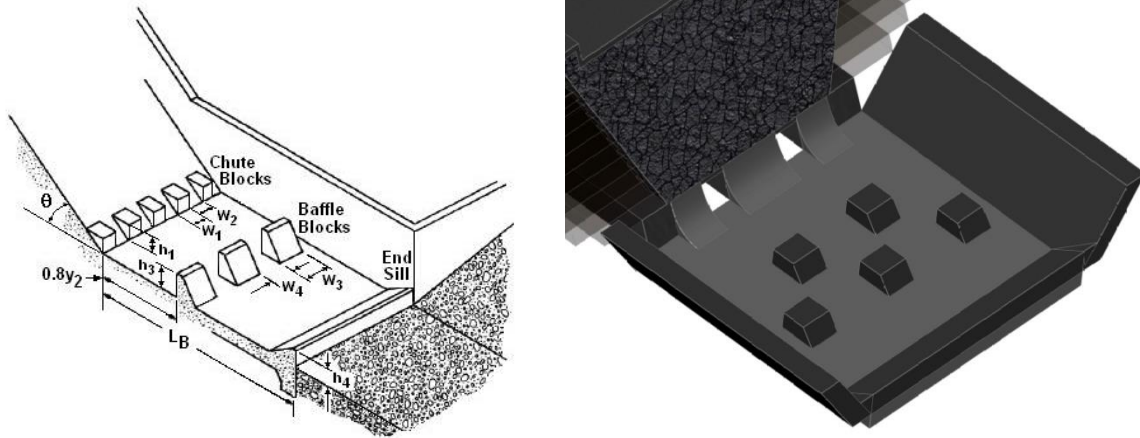


Figura 56: Tipologie di vasche USBR III: modello da letteratura (sinistra) vs modello di progetto (destra)



10.CONCLUSIONI

La presente relazione tecnica è stata predisposta con l'intento di approfondire e stabilire con un discreto grado di certezza l'entità dei benefici attesi con la realizzazione degli interventi in progetto e di fornire le prime indicazioni sulle grandezze caratteristiche degli invasi per procedere con il dimensionamento delle opere previste.

In particolare si riassumono brevemente di seguito le grandezze individuate dalle simulazioni effettuate per i diversi tempi di ritorno (Cap. 7):

1. I volumi di massima regolazione delle due aree sono stati dimensionati per il contenimento di piene caratterizzate da tempi ritorno di circa 50 anni. In particolare:
 - il volume dell'area di monte è dimensionato per l'invaso di un'onda di piena leggermente superiore all'onda cinquantennale (i risultati della simulazione esposti al capitolo 7.2 mostrano come il massimo battente idrico raggiunto al passaggio del picco di piena raggiunga una quota di circa 10 cm inferiore a quella di massima regolazione)
 - anche il volume dell'area di valle è dimensionato per l'invaso di un'onda di piena leggermente superiore all'onda cinquantennale (i risultati della simulazione esposti al capitolo 7.2 mostrano come, al passaggio del picco di piena, il massimo battente idrico che si realizza nell'invaso raggiunga una quota 20 cm inferiore a quella di massima regolazione);
2. i volumi di massimo invaso, e relative quote, sono stati dimensionati per l'evento di tempo di ritorno pari a 100 anni e conseguentemente, considerando un franco di circa 1 m, si sono individuate le quote di coronamento dei manufatti arginali;
3. è stata effettuata un'ulteriore simulazione per verificare il funzionamento delle vasche nel caso di evento duecentennale.

In tutti gli scenari considerati, i benefici riscontrati, in termini di riduzione di portata in arrivo all'abitato di Ponte, sono evidenti:

	PORTATA Q in arrivo a Ponte di Triuggio [m³/s]	
	Stato di fatto	Assetto di progetto
Evento $T_R=10$	26,6	16,4
Evento $T_R=50$	44,8	19,7
Evento $T_R=100$	54,4	26,8*
Evento $T_R=200$	65,2	43,5*

Tabella 11 – Portate in arrivo a Ponte (Stato di fatto vs Assetto di progetto)



*Sebbene notevolmente ridotte rispetto allo Stato di fatto, le portate in arrivo alla sezione di chiusura del bacino nell'assetto di progetto, per tempi di ritorno superiori o uguali ai 100 anni non sono compatibili con la sezione del canale attualmente presente, si potrebbe verificare quindi esondazioni del torrente presso l'abitato di Ponte.

In caso di eventi di piena del torrente le masse d'acqua in arrivo da monte, al passaggio lungo le opere di regolazione in progetto, a causa della notevole riduzione della sezione di passaggio, assumeranno, a valle di queste, velocità notevoli, col rischio di determinare, in mancanza di una idonea dissipazione, escavazioni nell'alveo naturale e con notevoli rischi per la conservazione delle opere stesse. Si è proceduto pertanto ad un dimensionamento di massima delle vasche di dissipazione (Cap. 9).

Si precisa infine quanto segue: le valutazioni effettuate per la messa in sicurezza dell'abitato di Ponte di Triuggio, individuando come portata limite per il deflusso indisturbato della piena il valore di $22,7 \text{ m}^3/\text{s}$, sono state effettuate nell'ipotesi che non vi siano interferenze dovute ad una concomitante piena del Fiume Lambro che andrebbero, in questo caso, a limitare ulteriormente il valore di portata compatibile in arrivo dalla Brovada. Tale ipotesi è stata assunta per due principali motivi:

- il bacino imbrifero della Brovada è un bacino di modeste dimensioni, alimentato dalle acque meteoriche scolanti sulla sua superficie; gli eventi più gravosi per un bacino del genere sono eventi di tipo temporalesco caratterizzati da breve durata e forte intensità che, al contrario, non rappresentano gli eventi più critici per un bacino di notevoli dimensioni quale quello del Fiume Lambro. Si suppone quindi che avvengano con maggiori probabilità piene non concomitanti dei due corpi idrici.
- Nell'eventualità che invece ciò si verificasse sarebbe necessario effettuare una regolazione in continuo delle portate lungo il torrente mediante paratoie mobili. Una soluzione di questo tipo sarebbe impraticabile lungo i reticoli minori poiché troppo onerosa.

Il progettista
Ing. Daniele Giuffrè

Triuggio, marzo 2017