

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI CUNEO
COMUNE DI LIMONE PIEMONTE

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ED ECONOMICA

LAVORI DI:
POTENZIAMENTO ED AMMODERNAMENTO
IMPIANTI D'INNEVAMENTO DELLA STAZIONE
SCIISTICA DI LIMONE PIEMONTE
- ZONA LIMONE -

OGGETTO:

RELAZIONE IDRAULICA DAM BREAK

ALLEGATO:

4

COMMITTENTE:



COMUNE DI LIMONE PIEMONTE

Via Roma, 32 - 12015 - LIMONE PIEMONTE (CN)

Partita IVA 00461550048 - Codice Fiscale 80003770049

PEC: comune.limonepiemonte.cn@legalmail.it

PROT.:

DATA :

GIUGNO 2024



Ferrari, Giraudo e Associati s.r.l.
Società Tra Professionisti

Corso Nizza, n° 67a - 12100 - CUNEO

Tel. 0171/480247

e-mail: franco@ferrariegiraudo.com

PROGETTISTA :

Dott. Ing. Franco Giraudo

AGGIORNAMENTO :

VISTI :

Riferimento normativo e classificazione del bacino.....	1
Approfondimenti richiesti	1
Tipologia di invaso	1
Verifica di infiltrazione rilevato in terra.....	1
Rilievo topografico	1
Estensione del tratto fluviale soggetto al calcolo di propagazione.....	2
Stima della portata di riferimento nel Rio di san Giovanni	2
Studio delle condizioni di deflusso a valle dello sbarramento	8
Scelta dell'area per le valutazioni di rischio.....	8
Portata scaricata dallo sfioratore superficiale.....	9
Deflussi per crollo dello sbarramento (dam breach)	9
Modello idraulico di formazione e propagazione dell'onda per dam breach.....	10
Geometria	10
Condizione al contorno: dam breach.....	12
Scenario 01: breccia per piping e risultati.....	14
Scenario 02: apertura della breccia per overtopping	19
Definizione del rischio potenziale	23
Conclusioni.....	23
Allegati	25

Riferimento normativo e classificazione del bacino

Per le verifiche che seguono si fa riferimento al Decreto del Presidente della Giunta regionale 9 marzo 2022, n. 2/R. Regolamento regionale recante: “Attuazione della legge regionale 6 ottobre 2003, n. 25 (Norme in materia di sbarramenti fluviali di ritenuta e bacini di accumulo idrico di competenza regionale. Abrogazione delle leggi regionali 11 aprile 1995, n. 58 e 24 luglio 1996, n. 49), di seguito richiamato come *DPGR 2/R*.”

Approfondimenti richiesti

Nella presente relazione idraulica si espongono gli approfondimenti di natura idrologico-idraulica previsti dal DPGR 2/R e nello specifico:

- lo studio delle condizioni di deflusso a valle dello sbarramento della massima piena scaricabile, delle piene artificiali per manovra e per ipotetico collasso dello sbarramento.

Il dimensionamento degli organi di scarico come il canale fugatore e le gronde di drenaggio della acque superficiali sono riportate nella Relazione Generale.

Tipologia di invaso

L’opera in progetto è un invaso fuori alveo con volume massimo di circa 35’000 m³, con sbarramento mediante diga in terra

La massima altezza, dal piede del rilevato sino al coronamento, risulta di 9,90 m

Si tratta, in accordo alla classificazione DPGR 2/R artt. 4 e 5, di un impianto di tipologia D (piccole dighe) e categoria B sbarramenti con altezza fino a 10 metri e con volume di invaso tra trenta mila e centomila metri cubi)

Sotto il profilo della tipologia costruttiva si tratta di un invaso ottenuto per parziale scavo e formazione di uno sbarramento rivestito internamente da un telo impermeabilizzante (liner) in epdm.

Verifica di infiltrazione rilevato in terra

Per la verifica della filtrazione nello sbarramento in terra, rivestito dal telo impermeabile, si rimanda alla relazione specifica.

Rilievo topografico

Per la modellazione idraulica si usa il DTM regionale a maglia 5x5 “RIPRESA AEREA ICE 2009-2011 – DTM” che risulta perfettamente adeguato a questa prima valutazione.

Il rilievo topografico dell'area del bacino è invece ottenuto con tecniche di rilievo tradizionali, appoggiate su base regionale, ed è rappresentato in tav. 2.9 – Planimetria area nuovo Invaso “Lago Secco” – Stato esistente.

Estensione del tratto fluviale soggetto al calcolo di propagazione

Secondo il DPGR 2R: *Il calcolo di propagazione è esteso a tutto il tratto fluviale a valle della diga lungo il quale le massime portate dovute all'onda artificiale si mantengono superiori alle portate naturali considerate nella formulazione dei piani di previsione e prevenzione degli eventi di piena naturali. In mancanza di indicazioni specifiche, può essere assunta una portata di piena naturale associata ad un tempo di ritorno pari a 500 anni.*

Nella Figura 1 si mostra il percorso potenziale, secondo la maggiore pendenza del deflusso di dam breach verso valle.



Figura 1 - direzione di flusso dal laghetto verso valle

Pertanto, nel caso in esame la propagazione risulta di interesse qualora la massima piena prodotta dal dam breach risulti maggiore della piena riferita a Tr 500 lungo il tratto coinvolto nel vallone San Giovanni. Nel seguito si riassumono le valutazioni di stima di tale portata.

Stima della portata di riferimento nel Rio di san Giovanni

Il vallone di san Giovanni, nel quale verserebbe il deflusso proveniente dal laghetto in esame, è stato modellato tramite il software HEC-HMS, versione 4.11.

Il bacino esaminato è in Figura 2.



Figura 2 - corografia bacino versante San Giovanni, chiuso a Limone P.te. In giallo la posizione dell'invaso indagato.

La sommità della rete di drenaggio è la Cima del Becco (2300 m slm), la chiusura si è imposta in corrispondenza del primo attraversamento a monte dell'abitato di Limone P.te. Inoltre. Il bacino si è diviso in due sottobacini, Figura 3, atti ad individuare il tronco del rio che sarà coinvolto dall'eventuale dam-breach.

I sottobacini sono nominati:

- sangioannimonte
- sanvgioanniversanti

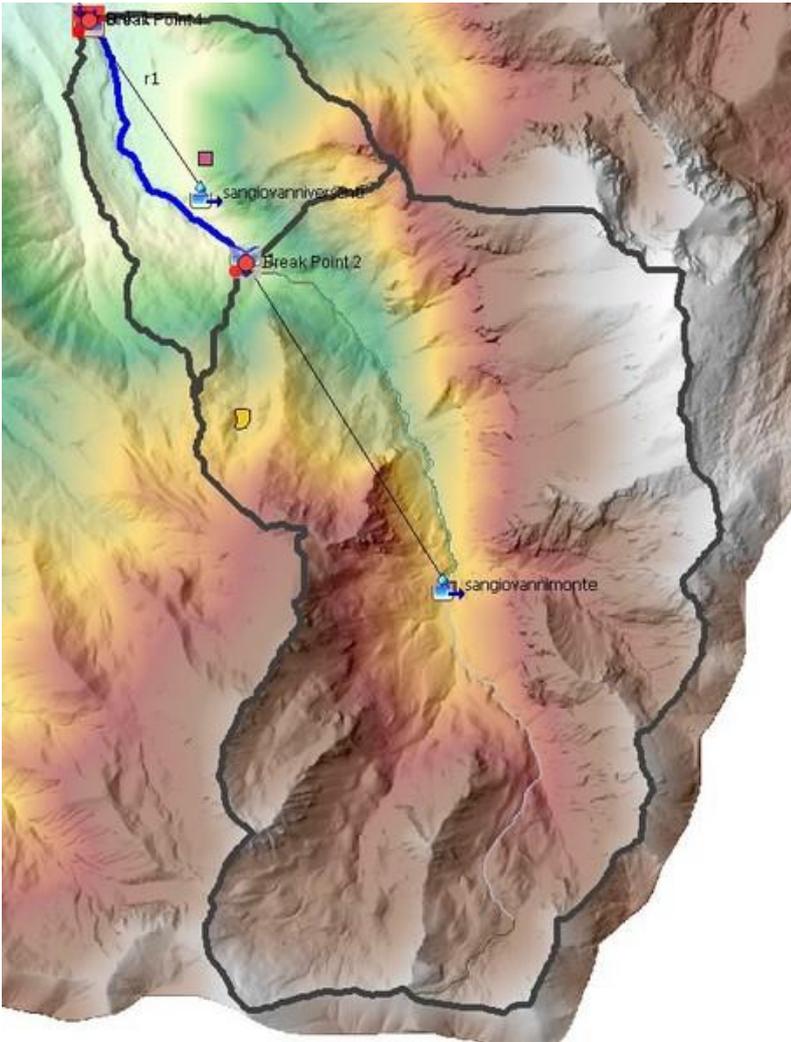


Figura 3 - suddivisione bacino sangiovanni in HMS l'impatto dell'eventuale dam-breach si valuterà nel tratto a valle del BreackPoint2, con riferimento alla sezione terminale a monte dell'abitato che è denominata nel seguito VALLE.

Le precipitazioni sono state simulate con riferimento ad un evento di pioggia standard, di durata totale 24 ore e con uno scroscio centrale di 1 ora.

Le altezze di pioggia derivano dalla applicazione delle curve di possibilità pluviometrica stimate nella cella AS155 dalla modellazione della Autorità di bacino del Fiume Po come:

$$Tr200 \text{ anni} : h = 51,07 t^{0.49}$$

$$Tr 500 \text{ anni} : h = 56,69 t^{0.49}$$

Che comportano rispettivamente le seguenti altezze in mm:

durata	tr200	tr500
	[mm]	[mm]

1 ora	51.07	56.69
2 ore	71.53	79.40
3 ore	87.11	96.69
6 ore	122.00	135.42
12 ore	170.86	189.67
24 ore	239.30	265.64

Si segnala che le altezze di pioggia potrebbero essere stimate anche mediante l' *Atlante delle piogge intense in Piemonte*, facilmente accessibile tramite il webgis di ARPA Piemonte. I valori risultanti risultano maggiori di quelli sopra tabellati. Si è scelta la valutazione tramite AdBPO per una maggiore cautela, poiché con minori altezze si stimeranno minori portate di riferimento e quindi l'eventuale tratto di indagine per l'impatto dell'onda di dam breach risulterà maggiore.

Le perdite sono state stimate mediante la applicazione del metodo CN del Soil Conservation Service (*Urban Hydrology for Small Watershed, TR55, USDA NRCS, june 1996*). Per la stima dei valori CN, si fa riferimento ad una specifica ricerca sul territorio piemontese, che fornisce le stime del valore CN. (*Marco Pastorello, Proposte metodologiche per un regolamento di invarianza idraulica e idrologica nel territorio torinese, Politecnico di Torino, 2019*). Con opportuni passaggi tramite GIS, la Figura 4 mostra i valori in corrispondenza dei bacini in esame. I valori CN ricavati per statistica zonale in GIS risultano:

- sangiovanmionte CN = 81
- sanvgiovanversanti CN = 75

valori che sono quindi applicati in HMS per il calcolo delle perdite.

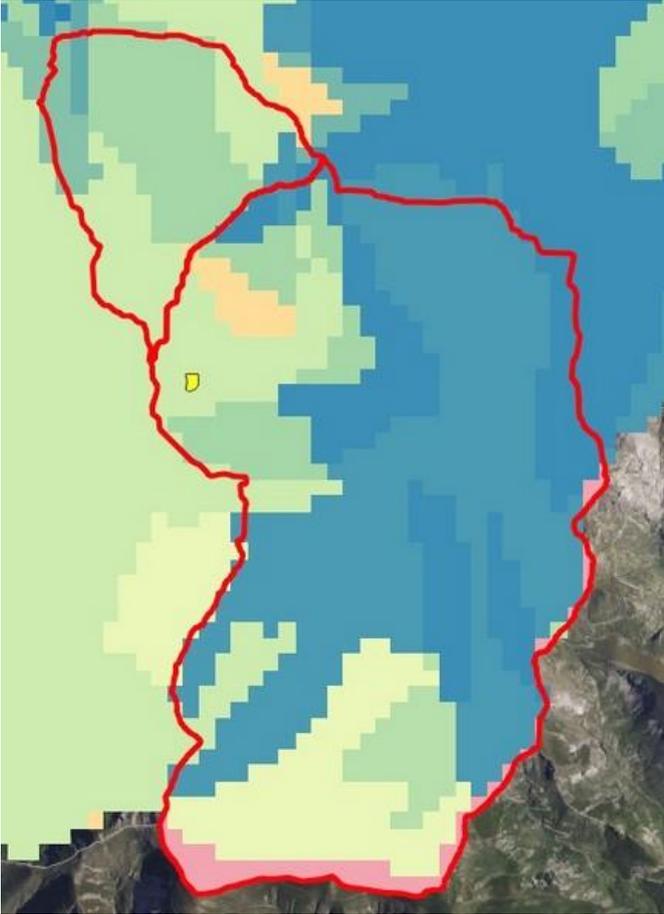


Figura 4 - la mappa dei valori CN mostra nelle celle tendenti al blu caratteristiche di significativa impermeabilità.

Per la stima dei tempi di trasporto e quindi del lag time t_L , che è richiesto per la stima dell'idrogramma, si fa riferimento al modello di Tournon, che stima il tempo di concentrazione t_c come:

$$t_c = \frac{0.396 L}{\sqrt{i}} \left(\frac{S}{L^2} \sqrt{i} \right)^{0.72}$$

dove:

L, lunghezza dell'asta principale [km];

i, pendenza dell'asta principale;

S, superficie del bacino [km²];

i_v , pendenza dei versanti.

Il tempo di ritardo t_L è poi pari a :

$$t_L = 0.60 * t_c$$

Le grandezze morfologiche ed i conseguenti valori di t_c sono stimate come segue:

sottobacino	S [km ²]	L [km]	ia	iv	Tc [min]	tL [min]
sangiovanmonte	9,87	5.873	0.17	0.64	85	51
Sangiovanversanti	1,95	1.703	0.15	0.52	50	30

Nell'ultima colonna i valori di tL usati in HMS.

Il modello produce i seguenti risultati, alla chiusura.

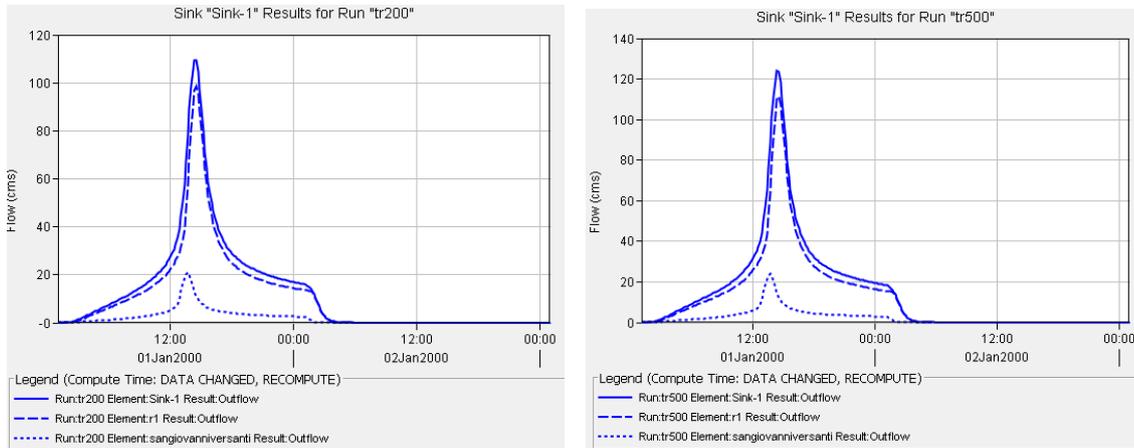


Figura 5 - Idrogrammi San Giovanni a Limone P.te stimati per TR200 (SX) e TR500 (dx)

Per il tratto eventualmente soggetto all'onda di dam breach i risultati sono di seguito:

	[m ³ /s]	Q confluenza	Q Limone
TR200		98	109
TR500		111	124

Nella variante PAI al PRGC sono invece riportati valori diversi. In particolare, a monte della confluenza con il rio Almelina, ovvero poco a valle della sezione considerata, sono calcolate ed adottate come portate di riferimento pianificatorio le seguenti:

Q_prgc(Tr 200 anni) = 77 m³/s.

Q_prgc(Tr 500 anni) = 85 m³/s.

Studio delle condizioni di deflusso a valle dello sbarramento

Scelta dell'area per le valutazioni di rischio

L'area indagata a valle dell'invaso è stata quella compresa nel canale di deflusso sino alle prime aree abitate del concentrico di Limone P.te.

L'area di deflusso ipotizzabile è lunga circa 3 km, con pendenze elevate. In un primo tratto, da Bacino a Confluenza in Figura 6, il flusso si distribuisce secondo un versante a conoide, con pendenze anche maggiori del 20%. Nel tratto successivo, dopo la Confluenza nel rio di San Giovanni, il canale esistente è visibilmente confinato dai versanti rocciosi con pendenze dal 5 al 10%.

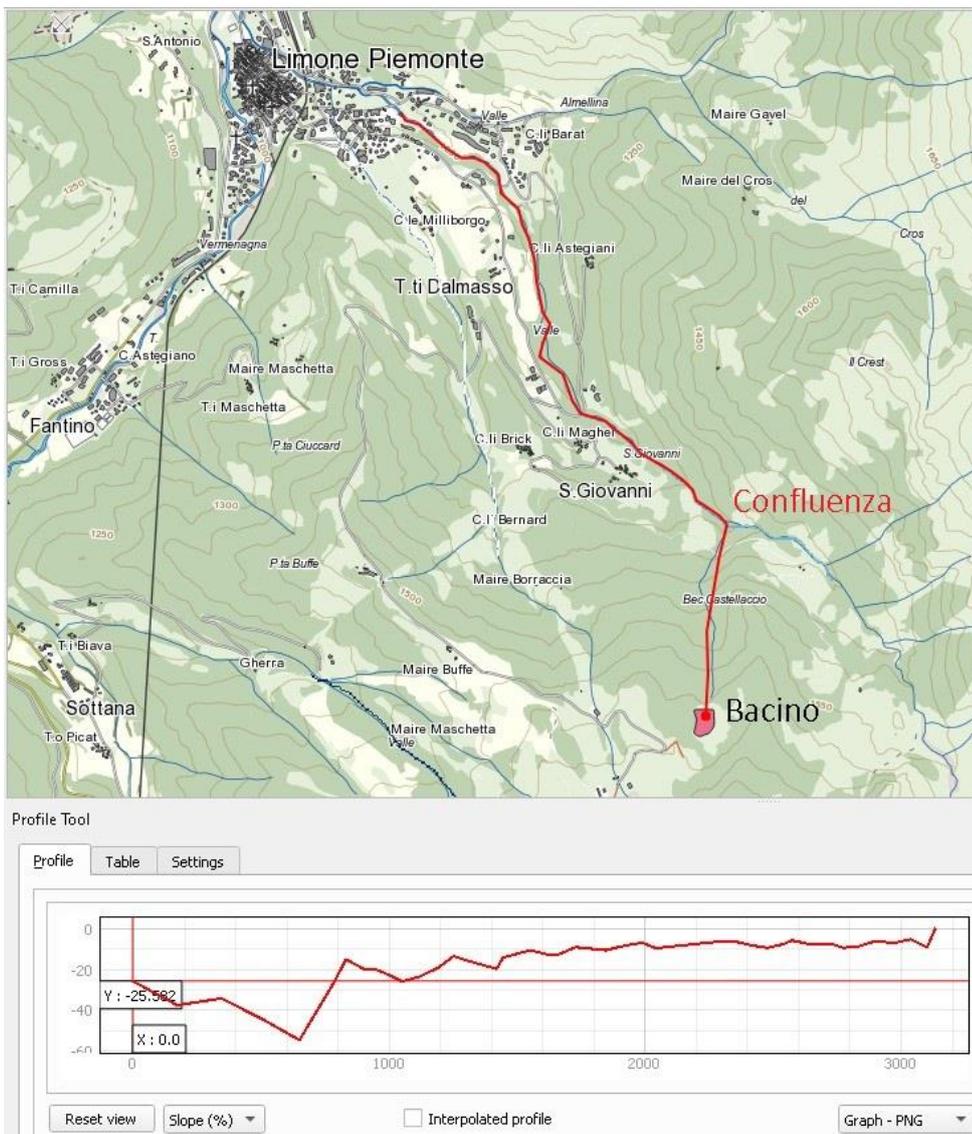


Figura 6 - schema area indagata

Lo studio delle condizioni di deflusso a valle dello sbarramento viene verificata nelle seguenti casistiche:

- ✓ portata scaricata dallo sfioratore superficiale in condizioni ordinarie;
- ✓ crollo dello sbarramento per formazione di una breccia di dimensioni tipiche, secondo tre scenari.

Non sono valutate le condizioni di deflusso di piene artificiali dovute alla manovra degli organi di scarico in quanto non sono presenti organi di regolazione delle portate ad eccezione della condotta di adduzione e prelievo.

Portata scaricata dallo sfioratore superficiale

Le portate scaricate dallo sfioratore superficiale, riferite ai diversi tempi di ritorno, sono state stimate anche nelle condizioni peggiorative, di massimi 700 l/s circa. Lo scarico è consegnato ad un impluvio naturale tramite una vasca di dissipazione. In corrispondenza del punto di consegna il rio drena poco più di 1 km² e pertanto, in condizioni di pioggia tali da generare i suddetti scarichi dall'invaso, dovrebbe fornire valori di portata nell'ordine di qualche m³/s, tenuto conto di un contributo unitario di piena ordinario. Si tratta quindi di un ordine di grandezza diverso e lo scarico dell'invaso appare ininfluenza.

Il convogliamento ed il recapito nell'idrografia superficiale a valle dello sbarramento non rappresenta una problematica in quanto immediatamente a valle del canale fuggatore è presente un impluvio che recapita direttamente nel Rio San Giovanni.

Deflussi per crollo dello sbarramento (dam breach)

Gli scenari ipotizzabili per una verifica di dam breach nel caso in esame sono:

- superamento dell'argine (overtopping);
- crollo per sifonamento del rilevato (piping);
- crollo per difetto nella fondazione;
- scivolamento del rilevato o di parte del versante;
- svuotamento veloce per effetto di una o più valanghe¹ o per attentato.

Considerata la tipologia costruttiva e la modestissima entità delle portate di sfioro, il meccanismo di pericolosità maggiore appare una rottura per piping, Figura 7, che potrebbe prodursi in caso di rottura non

¹ la relazione geologica non rileva pericolosità di valanghe sull'invaso. Lo scenario relativo si è però previsto per completezza.

rilevata nel liner di impermeabilizzazione, protratta nel tempo sino alla formazione di un condotto sifonato sufficientemente ampio da coinvolgere la stabilità stessa del rilevato.

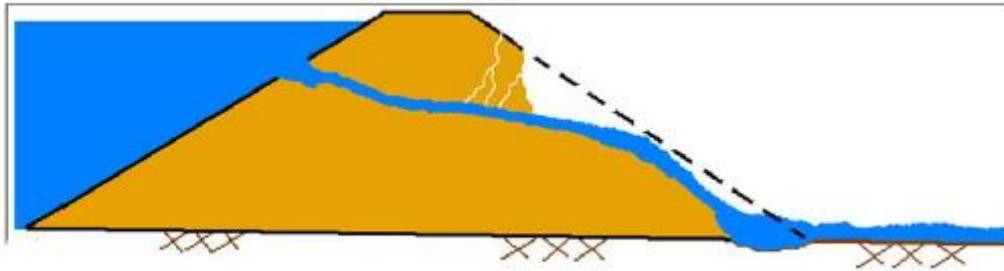


Figura 7 – schema di rottura per piping, tratta da TD39, USACE HEC 2014.

Una rottura per overtopping potrebbe prodursi solo in caso di ostruzione completa dello scarico di superficie e contemporanea precipitazione di intensità e durata tale da colmare i 500 mm dal livello ordinario di sfioro sino al ciglio del liner epdm e poi proseguire il tempo sufficiente a generare l'erosione e la successiva crisi strutturale nel rilevato arginale. Si tratta quindi di uno scenario non significativo.

Oltre a questi meccanismi si potrebbe anche immaginare, sebbene le valutazioni geologiche non lo prevedano, uno svuotamento brusco per effetto di una o più valanghe che in successione vadano ad accumularsi nell'invaso provocando il sollevamento e la rapida fuoriuscita dell'acqua presente. Lo stesso effetto potrebbe prodursi per attentato o per incidente aereo.

Per questi meccanismi si sono quindi previsti tre scenari diversi di generazione dell'onda.

Modello idraulico di formazione e propagazione dell'onda per dam breach

La modellazione idraulica si è fatta in HEC RAS 6.3.1¹.

Geometria

L'area indagata e rappresentata nel modello è in Figura 8

1

<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>.



Figura 8 – I modelli di propagazione sono costruiti su DTM regionale. In basso è modellato l'invaso in esame.

Il rilievo DTM regionale 5m x 5m è stato usato per la rappresentazione geometrica del terreno, trasformandolo in una rappresentazione di area 2D a maglia variabile con punti computazionali 5 x 5.

La procedura di calcolo è stata fatta con passo temporale variabile, secondo il metodo del numero di Courant.

La scabrezza è stata espressa tramite l'espressione di Manning. Per la stima di valori di n rappresentativi si deve tenere conto del fatto che, diversamente da un deflusso fluviale ordinario, in questo caso la dissipazione energetica, oltre che dalla scabrezza del materiale, dalle dimensioni dei massi, dalle ostruzioni, vegetazione, sinuosità ed irregolarità presenti, anche di un violento trasporto di materiale, elevatissima turbolenza dovuta al tipo di moto ed alle elevate pendenze. La pendenza s varia intorno al 15% nel tratto indagato e cresce sui versanti. Il raggio R , come si vedrà poi dalle analisi idrauliche, può essere modesto, intorno a 0.1m nelle aree

dove il deflusso si amplia, o nell'ordine di 2 m nei tratti canalizzati. In confronto con condizioni simili in letteratura, porta ad ipotizzare un valore di n piuttosto elevato, che in condizioni di piena si può indicare in $0.075 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$.

Nella geometria non sono state individuate singolarità o breachlines per la caratterizzazione di muretti, rilevati stradali o altro, in quanto si sono giudicati influenti stanti le condizioni morfologiche del sito e si è preferito affidarsi alla morfologia naturale del contesto.

Nella descrizione della geometria occorre definire le caratteristiche dell'invaso, in particolare la relazione tra elevazioni del livello idrico e volumi invasati, riportata in Figura 9.

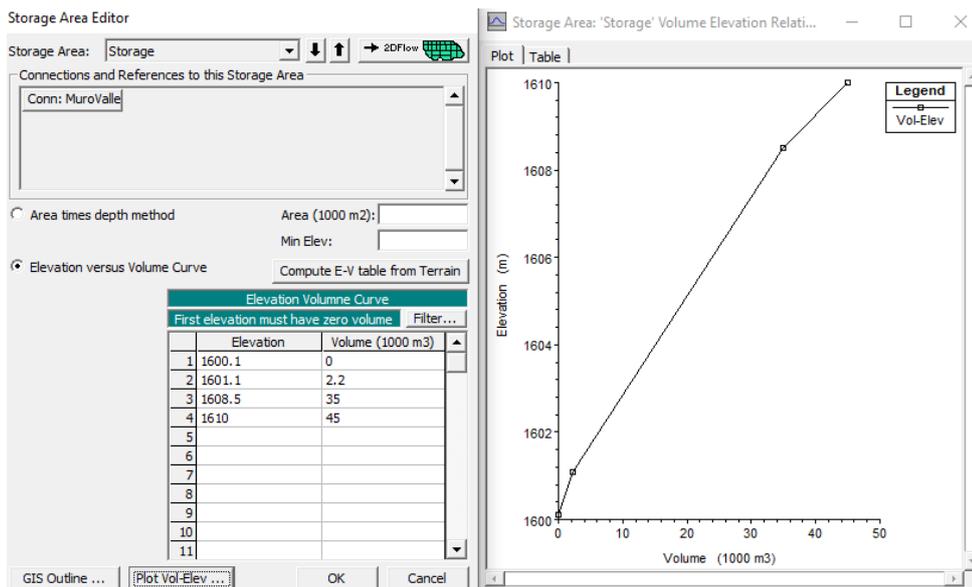


Figura 9 – relazione tra livello idrico e volume invasato.

Sono inoltre individuate le seguenti condizioni al contorno:

- Alla confluenza con il Rio San Giovanni si prevede il deflusso di una portata di 10 m³/s.
- Alla chiusura di valle presso l'abitato di Limone P.te si ipotizza una altezza di moto uniforme con pendenza 5%.

Le due condizioni al contorno non sono particolarmente rilevanti ai fini della stima che si intende svolgere.

Molto più interessanti sono le diverse condizioni che possono causare il dam breach, illustrate di seguito

Condizione al contorno: dam breach

Per quanto attiene la condizione al contorno principalmente rilevante, ovvero l'onda che fluisce dall'invaso, questa deve tenere conto sia delle dimensioni del rilevato arginale, sia dell'effettivo volume idrico contenuto dall'invaso. L'invaso in parola infatti è di capacità piuttosto modesta e questo deve essere tenuto in conto.

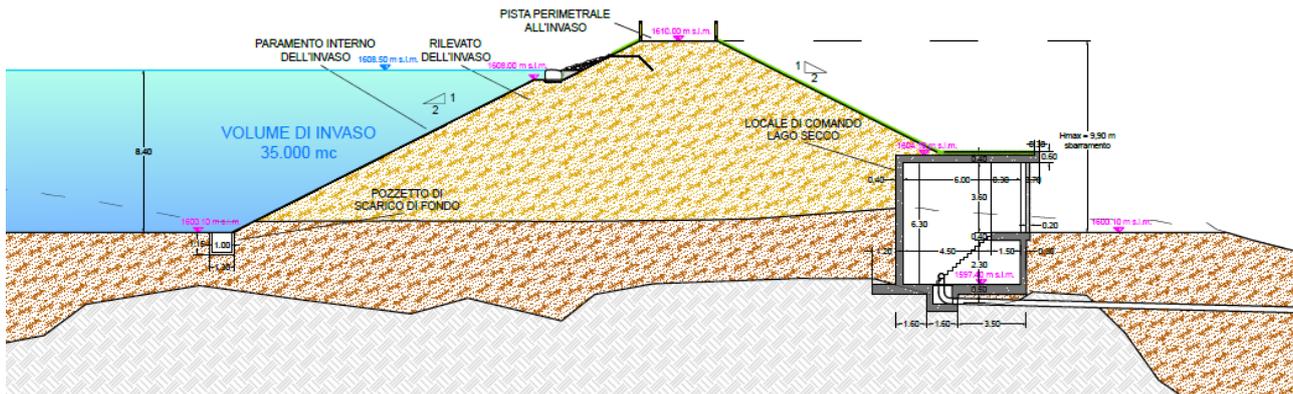


Figura 10 - sezione rappresentativa dello sbarramento, estratto dalla tav. 2.11 di progetto.

L'argine è modellato come un rilevato in terra, ampio in sommità 4 m, con fondo a 1600.10 m s.l.m, sfioratore a 1608.50 m s.l.m e sommità arginale 1610.00 m s.l.m. Il bacino è internamente rivestito di telo EPDM impermeabile. Nella modellazione idraulica il rilevato si rappresenta come uno stramazzo a larga soglia (broad-crested) con coefficiente $C_d=1.66$. La rappresentazione del sifonamento, nello scenario relativo, comporta ipotizza l'apertura di un passaggio sul fondo (1600 m s.l.m) ed un coefficiente di portata della luce sotto battente $C=0.5$.

Le espressioni reperibili in letteratura per la stima della portata al colmo tengono conto di alcune variabile che nel caso in parola assumono valori conseguenti allo scenario di rottura adottato:

hw: altezza idrica dal fondo del serbatoio al momento della rottura;

Vw: volume idrico trattenuto a momento della rottura;

hd: altezza del rilevato;

hb: altezza della breccia alla fine della rottura

tf: tempo di formazione della breccia;

Bt: larghezza della breccia in sommità;

Wb: larghezza della breccia al fondo;

Bave: larghezza media della breccia;

H:V: pendenza laterale delle sponde della breccia

Per i diversi modelli di stima dei parametri, il tipo di materiale del rilevato è considerato omogeneo a bassa erodibilità. La progressione della breccia nel tempo si è ipotizzata con crescita sinusoidale, Figura 11.

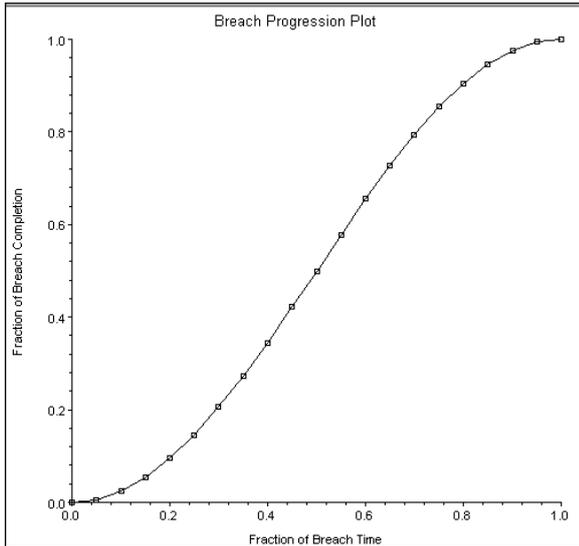


Figura 11 - progressione di apertura della breccia

HEC-RAS 5.0.7 fornisce il calcolo dei parametri di avanzamento della formazione della breccia secondo diversi modelli di letteratura¹.

In particolare, tra le diverse modalità che sono state testate, si ritengono di interesse le seguenti.

- Scenario 01: formazione della breccia per piping e successivo crollo.
- Scenario 02: formazione della breccia per overtopping;
- Scenario 03: rilascio di un idrogramma sintetico.

Di seguito si riprendono le ipotesi dei singoli scenari ed i risultati ottenuti.

Scenario 01: breccia per piping e risultati

Nel software è possibile fornire alcuni parametri dimensionali e tipologici ed ottenere le dimensioni ed i tempi di apertura della breccia per diverse modalità e secondo le relazioni statistiche elaborate in letteratura. Tra questi set di parametri l'operatore può scegliere quale utilizzare per la effettiva modellazione della apertura della breccia, oppure può impostare un set di parametri a sua scelta.

In questo caso si è adottato il tempo di progressione dal set di parametri in Figura 12 derivante dalla statistica di Von Thun e Gillete, in ragione del fatto che, in funzione della ampiezza della breccia, appariva il più cautelativo.

¹ Per una disamina: USACE HEC, 2014, *TD-39: Using HECRAS for dam breach studies*, pg 15-22

Storage Area Connection Breach Data

SA Connection MuroValle

Breach This Structure

Breach Method: User Entered Data

Center Station: 74
 Final Bottom Width: 26
 Final Bottom Elevation: 1600
 Left Side Slope: 0.5
 Right Side Slope: 0.5
 Breach Weir Coef: 1.44
 Breach Formation Time (hrs): 0.45
 Failure Mode: Piping
 Piping Coefficient: 0.5
 Initial Piping Elev: 1600.9
 Trigger Failure at: WS Elev
 Starting WS: 1610

Breach Plot | Breach Progression | Simplified Physical | Physical Breaching (DLBreach) | Parameter Calculator

Input Data

Top of Dam Elevation (m): 1610 Breach Bottom Elevation (m): 1600
 Pool Elevation at Failure (m): 1610 Pool Volume at Failure (1000 m3): 45
 Failure mode: Piping

MacDonald
 Dam Crest Width (m): 4 Slope of US Dam Face Z1 (H:V): 0.45
 Earth Fill Type: Non-homogeneous or Rockfill Slope of DS Dam Face Z2 (H:V): 0.45

Xu Zhang (and Von Thun)
 Dam Type: Dam with corewall Dam Erodibility: Low

Method	Breach Bottom Width (m)	Side Slopes (H:V)	Breach Development Time (hrs)	
MacDonald et al	-1	0.5	0.13	Select
Froehlich (1995)	0	0.9	0.09	Select
Froehlich (2008)	2	0.7	0.12	Select
Von Thun & Gillete	26	0.5	0.45	Select
Xu & Zhang	3	0.47	0.76 *	Select

* Note: the breach development time from the Xu Zhang equation includes more of the initial erosion period and post erosion than what is used in the HEC-RAS breach formation time.

Figura 12 – Tempo di rottura impostato secondo Von Thun & Gillete per la rottura secondo modalità piping.

Nella colonna a sinistra si leggono dimensioni e tempi di propagazione della breccia.

Le forme geometriche invece sono state adattate a quella che è la effettiva conformazione del terreno a valle del rilevato arginale, riscontrabile in Figura 13.

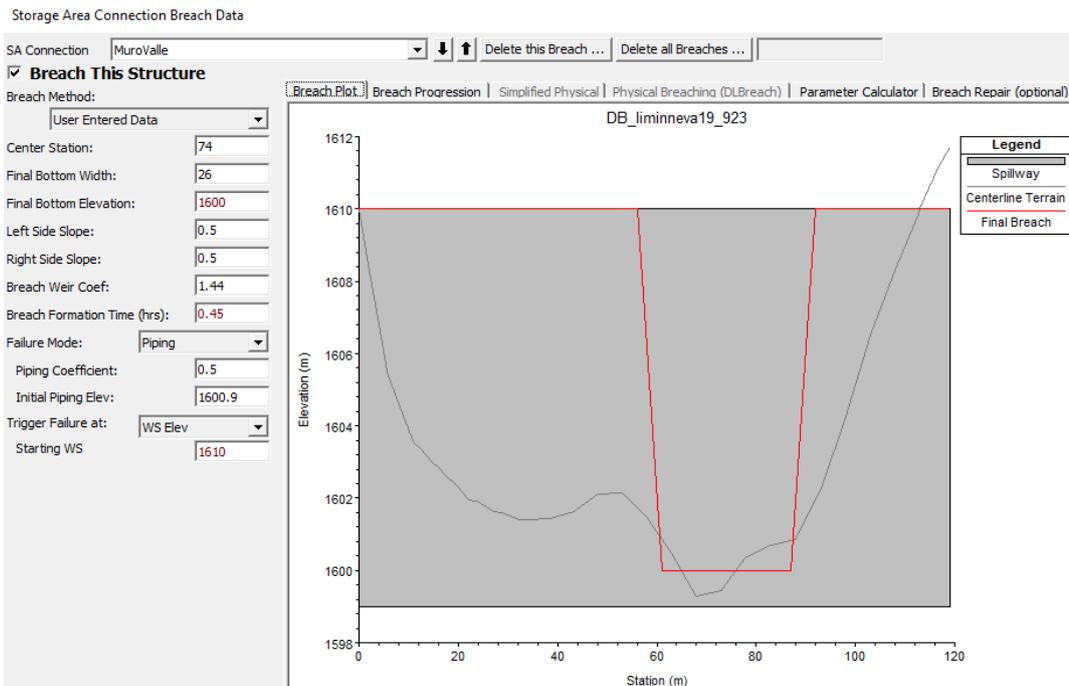


Figura 13 - in rosso la apertura finale della breccia, a fronte del rilevato arginale modellato.

La presenza del muro in c.a. interno al rilevato è valutata ammettendo che la pendenza delle sponde della breccia sia piuttosto elevata e che il muro svolga comunque una funzione di contenimento laterale. Il set di parametri individuato comporta pertanto una apertura finale della breccia al fondo di 26 m, con inclinazione delle sponde H:V pari a 0.5 ed un tempo di rottura di 0.45 ore.

Sono state svolte anche altre simulazioni con set di parametri diversi, ad esempio maggiore ampiezza della breccia al fondo, ma senza cambiamenti sostanziali dei tempi e delle percorrenze a valle.

La simulazione si svolge senza errori di convergenza.

L'idrogramma in uscita dalla breccia, Figura 14, mostra un picco di 103 m³/s dopo circa 5 minuti dall'avvio del processo.

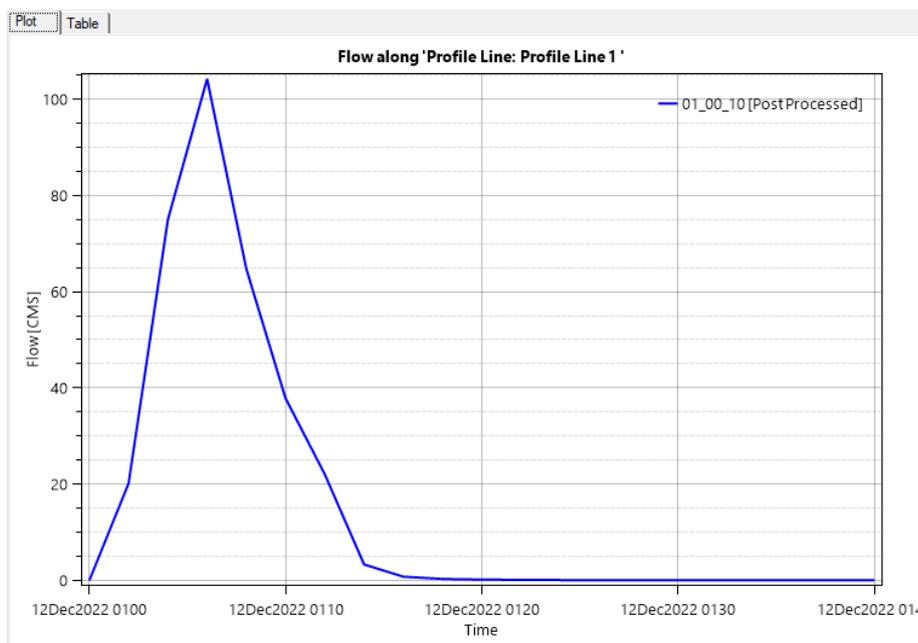


Figura 14 – Scenario 01: idrogramma di dam breach per piping immediatamente a valle del bacino

Il volume totale fuoriuscito nel corso dei 40' modellati somma a circa 39 mila m³, rimanendo ancora invasi circa mille m³.

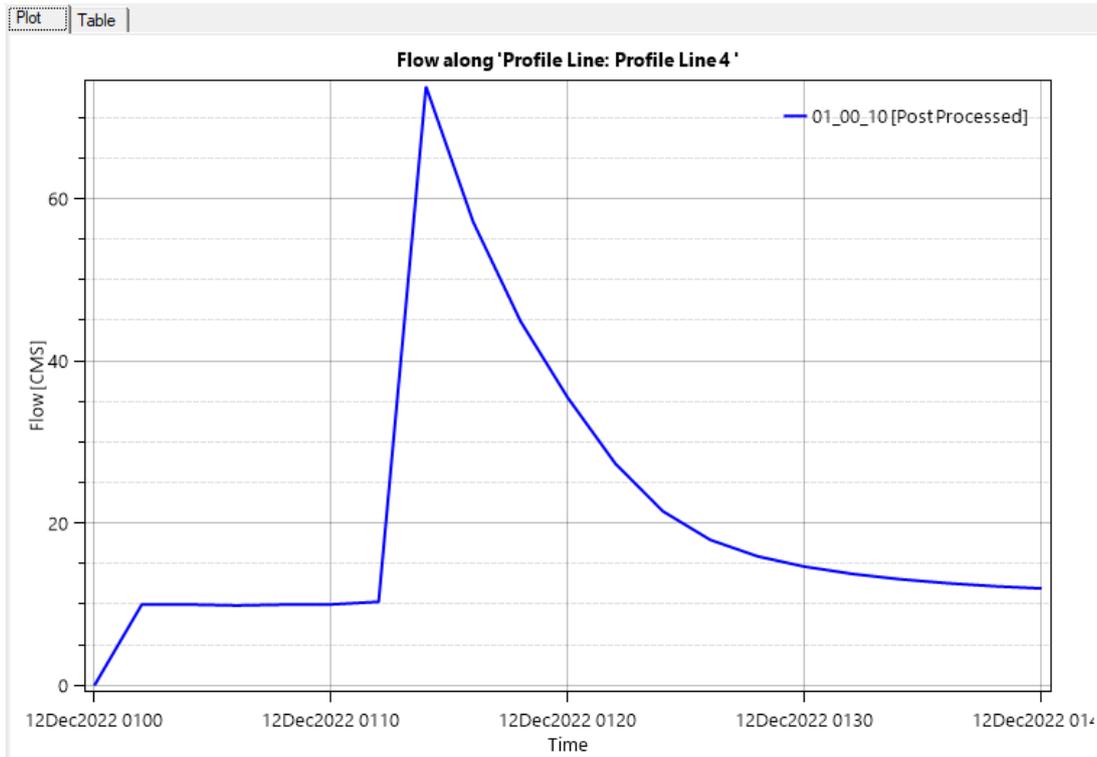


Figura 15 – Scenario 01: idrogramma di dam breach per piping a monte del concentrico di Limone Piemonte

La simulazione mostra come l'onda raggiunga i primi fabbricati in circa 14', con altezze nell'ordine di 1.8 metri circa, e portate al colmo di 73 m³/s, comprendendo la portata di base di 10 m³/s assunta come transitante naturalmente nel Rio San Giovanni. Pertanto, questo comporta di stimare la laminazione ottenuta nel trasporto da un picco di 103 a circa 63 m³/s lungo il vallone percorso.



Figura 16 – Aree coinvolte dall'onda di piena



Figura 17 - scenario 01: altezze idriche nell'ordine di 1.5 m al colmo

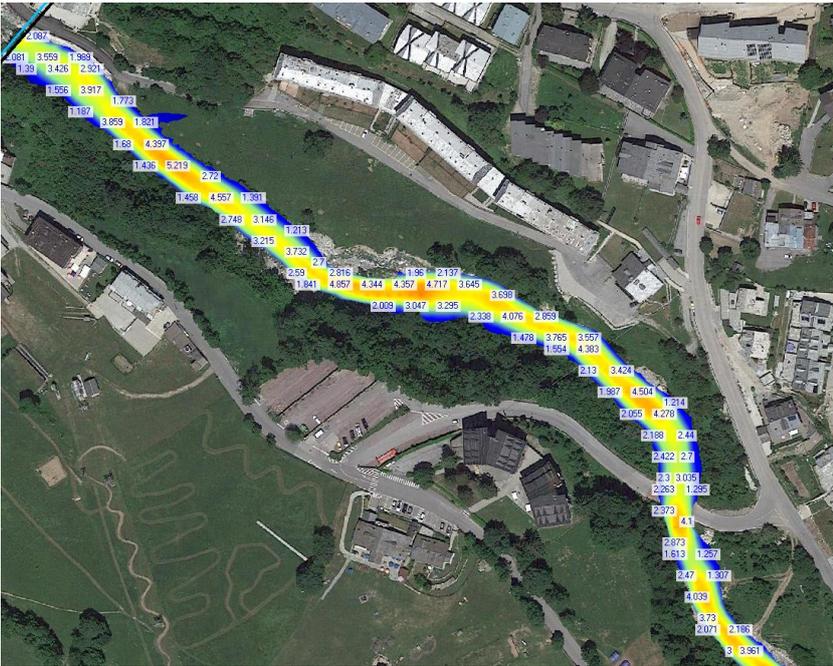


Figura 18 – scenario 01: velocità in prossimità dell'abitato al momento di picco

Le velocità si attestano intorno tra 3.5 e 4 m/s, con massimi intorno a 5 m/s nel tratto sommitale.

Non si è quindi indagata l'interferenza dettagliata con le infrastrutture attraversate in quanto le portate stimate sono minori di quelle di riferimento adottate nella pianificazione.

Scenario 02: apertura della breccia per overtopping

In caso di rottura per overtopping, il livello idrico al momento della rottura si pone pari a 1610 m slm, ossia corrispondente al limite superiore del paramento arginale.

Il set di parametri adottato è sempre quello dato da Von Thun & Gillete, che comporta un tempo di 0.45 ore, Figura 19.

Storage Area Connection Breach Data

SA Connection: MuroValle

Breach This Structure

Breach Method: User Entered Data

Center Station: 74

Final Bottom Width: 26

Final Bottom Elevation: 1600

Left Side Slope: 0.5

Right Side Slope: 0.5

Breach Weir Coef: 1.44

Breach Formation Time (hrs): 0.45

Failure Mode: Overtopping

Piping Coefficient: 0.5

Initial Piping Elev: 1600.9

Trigger Failure at: Set Time

Start Date: 12dec2022

Start Time: 01:03

Breach Plot | Breach Progression | Simplified Physical | Physical Breaching (DLBreach) | Parameter Calculator

Input Data

Top of Dam Elevation (m): 1610

Breach Bottom Elevation (m): 1600

Pool Elevation at Failure (m): 1610

Pool Volume at Failure (1000 m3): 45

Failure mode: Overtopping

MacDonald

Dam Crest Width (m): 4

Slope of US Dam Face Z1 (H:V): 0.45

Earth Fill Type: Non-homogeneous or Rockfill

Slope of DS Dam Face Z2 (H:V): 0.45

Xu Zhang (and Von Thun)

Dam Type: Dam with corewall

Dam Erodibility: Low

Method	Breach Bottom Width (m)	Side Slopes (H:V)	Breach Development Time (hrs)	
MacDonald et al	-1	0.5	0.13	Select
Froehlich (1995)	-2	1.4	0.09	Select
Froehlich (2008)	2	1	0.12	Select
Von Thun & Gillete	26	0.5	0.45	Select
Xu & Zhang	5	0.81	0.78 *	Select

* Note: the breach development time from the Xu Zhang equation includes more of the initial erosion period and post erosion than what is used in the HEC-RAS breach formation time.

Figura 19 - scelta parametri per rottura overtopping.

Anche in questo caso le dimensioni finali della breccia sono state dettate dalla effettiva forma del terreno a valle,

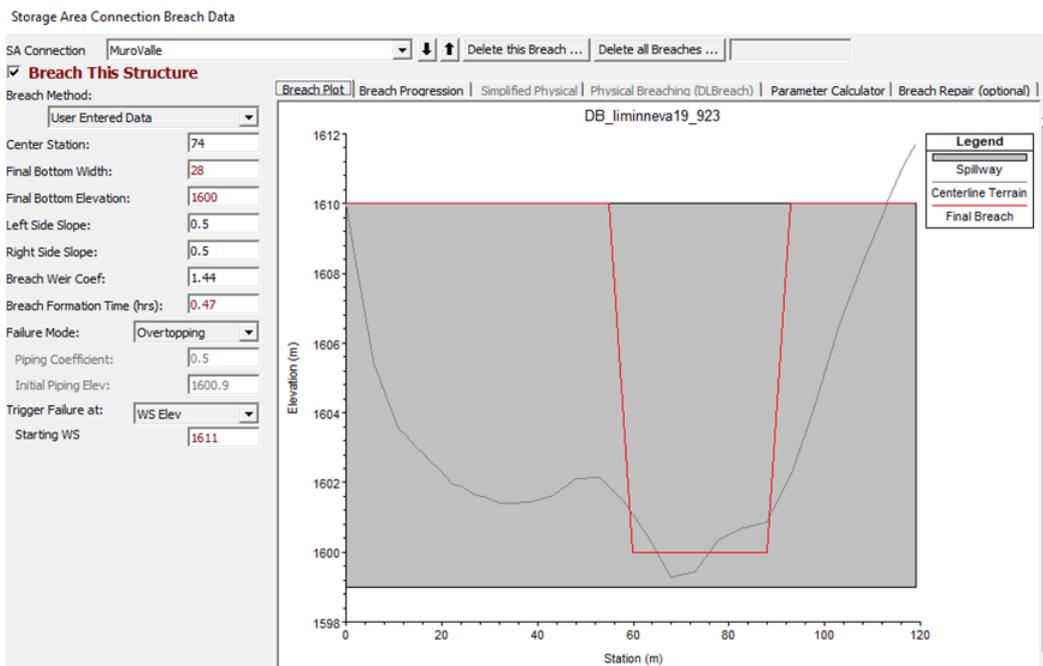


Figura 20 - in rosso la dimensione finale della breccia. In grigio il profilo del terreno a valle del rilevato.

Il set di parametri individuato comporta una apertura finale della breccia al fondo di 28 m, con inclinazione delle sponde H:V pari a 0.5 ed un tempo di rottura di 0.47 ore.

Sono state svolte anche altre simulazioni con set di parametri diversi, ad esempio maggiore ampiezza della breccia al fondo, ma senza cambiamenti sostanziali dei tempi e delle percorrenze a valle.

L'idrogramma in uscita dalla breccia, Figura 21, mostra un picco di 80 m³/s dopo circa 8 minuti dall'avvio del processo

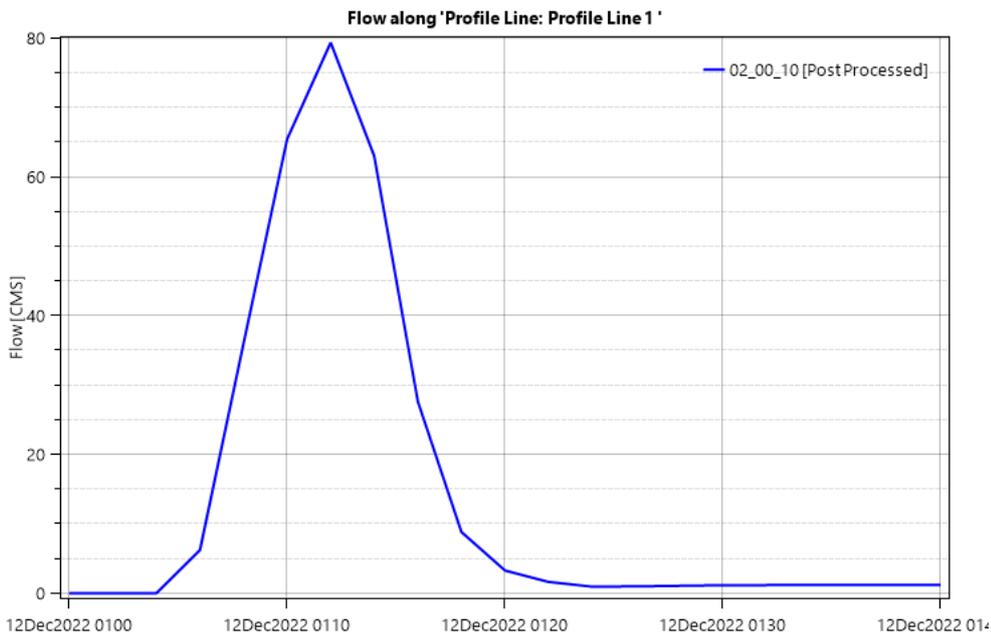


Figura 21 – Scenario 02: Idrogramma di dam breach per overtopping.

L'idrogramma mostrato comporta lo svuotamento del bacino sino alla elevazione di 1600.90 m slm, immaginando che lo scarico di superficie sia occluso e che l'invaso sia colmo sino alla sommità del rilevato stradale. Si tratta di uno scenario poco verosimile, che viene presentato solo per completezza.

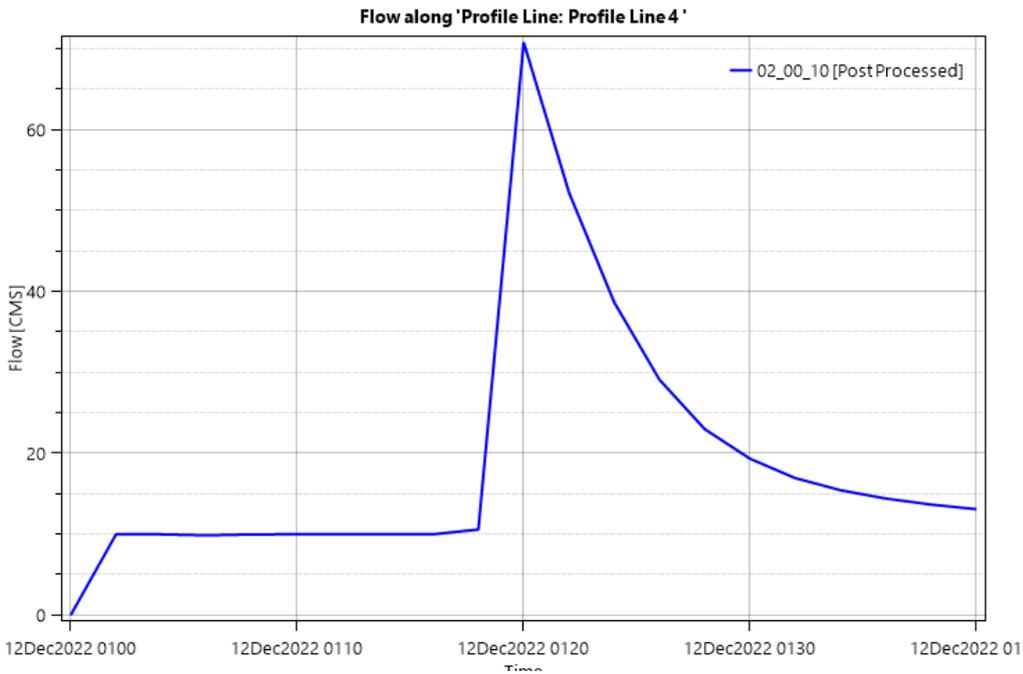


Figura 22 -Scenario 02: idrogramma di dam breach per Overtopping a monte del concentrico di Limone Piemonte

I primi fabbricati sono raggiunti dal colmo dopo circa 16' dall'inizio del fenomeno, Figura 22.

Il colmo alla sezione finale del tratto indagato è di 71 m³/s comprensivo di una portata base di 10 m³/s, dunque il valore di portata laminata al termine del tratto è di 61 m³/s.

Le altezze idriche al colmo variano tra 1.5 a 2 m, con velocità piuttosto rilevanti, anche nell'ordine di 4 m/s, come mostrato nelle Figure che seguono.

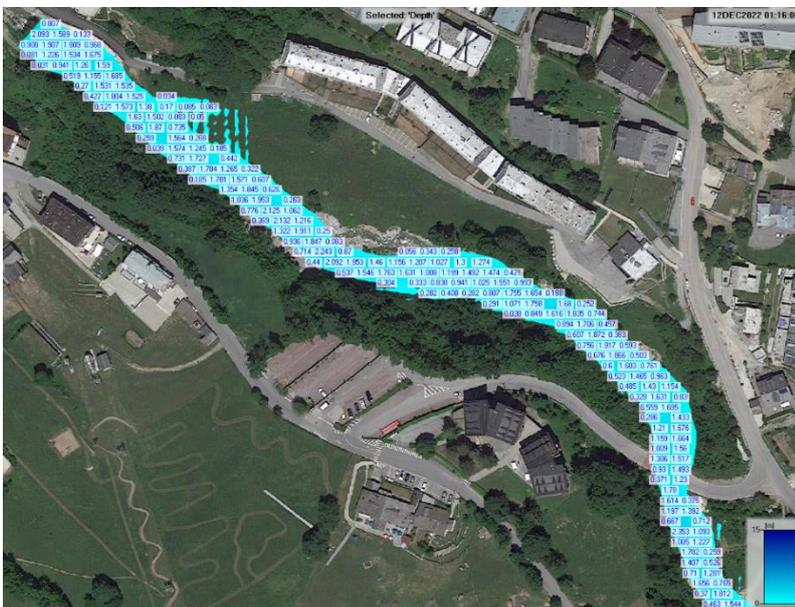


Figura 23 - scenario 02 altezze idriche al colmo

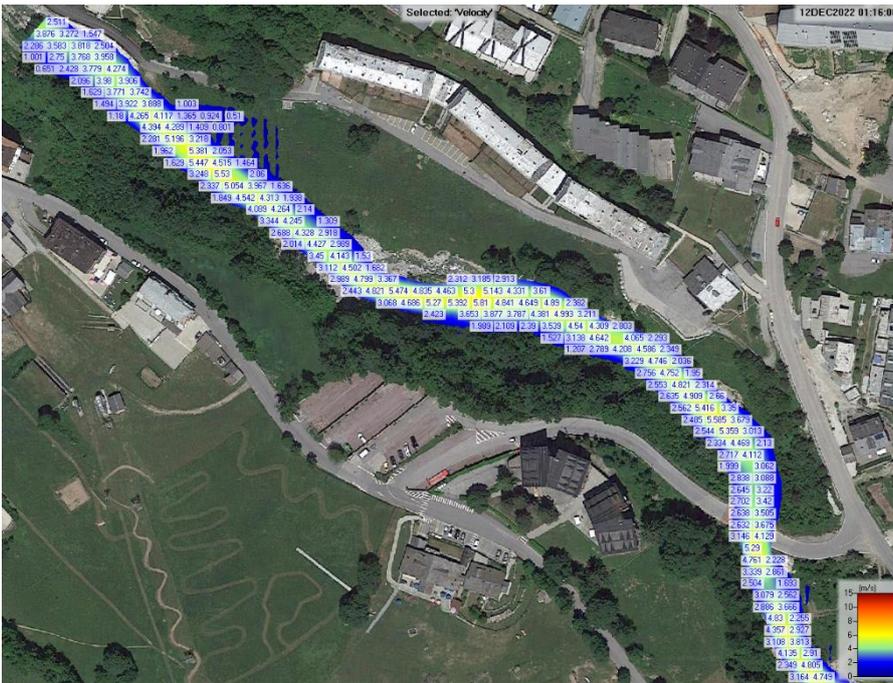


Figura 24 - Scenario 02 : velocità al colmo

Definizione del rischio potenziale

In base alle elaborazioni sopra presentate, si può ritenere che il rischio potenziale generato dall'opera sia di tipo medio, poiché si può cautelativamente supporre che alcune infrastrutture possano essere coinvolte marginalmente.

In particolare, ci si riferisce all'infrastruttura stradale della strada comunale che risale il vallone di San Giovanni.

Conclusioni

Lo scopo della analisi di dam breach svolta è di determinare i tempi impiegati dall'onda eventualmente prodotta dalla rottura dell'argine per raggiungere le aree abitate ed individuare le conseguenti zone di inondazione. Questo è fatto per disporre di adeguate informazioni per i sistemi di allerta i piani di evacuazione e le mappe di pericolosità.

Il caso in esame si caratterizza per la piccola capacità invasata, poco più di 35.000 m³, il contesto molto acclive, la tipologia costruttiva e la sostanziale assenza di apporti diversi dalla precipitazione diretta o nell'immediato piccolo versante affluente.

Le simulazioni sono state svolte facendo riferimento a due diversi scenari di rottura: piping ed overtopping. In tutti i casi la rottura si prevede nel rilevato arginale a Nord dell'invaso, che è quello prospettato verso la massima pendenza di valle.

L'analisi è finalizzata a valutare l'impatto dell'onda sul primo tratto del Rio San Giovanni, sino ai primi fabbricati dell'abitato di Limone P.te.

La portata al colmo rilasciata dal crollo nei due scenari varia da 103 a 80 m³/s. (Figura 14, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

A decorrere dall'avvio della rottura, l'abitato è raggiunto in circa 16'. Le portate al colmo sul conoide variano da 73 a 71 m³/s (Figura 21, Figura 22) ossia sono dell'ordine di grandezza di portate di tempo di ritorno 200-500 anni per il tratto in esame.

I dati riportati devo essere valutati criticamente.

In primo luogo, per comprendere se sia utile o meno procedere con una indagine ulteriormente estesa: in particolare si rileva che i valori maggiori al colmo stimati nella sezione VALLE, coincidono con i valori delle portate adottate nella pianificazione, per 500 anni di tempo di ritorno. Tali valori maggiori sono frutto di una stima particolarmente cautelativa, in particolare per aver adottato come tempo di formazione della breccia il valore di 0.45 ore, di gran lunga minore rispetto ad altri valori di letteratura. Basti rilevare che, adottando un valore di tempo di formazione della breccia pari ad 1 ora, il colmo della portata rilasciata cade da 100 a circa 40 m³/s.

Pertanto, le verifiche svolte portano a ritenere che l'impatto della eventuale onda formata per dam breach si riduca al di sotto dei valori di riferimento nella pianificazione (Q500) entro il tratto del San Giovanni a monte della sezione VALLE, ovvero a monte dell'abitato di Limone P.te e non sia necessario estendere ulteriormente a valle l'indagine.

In secondo luogo, l'effetto della onda di dam breach nel tratto indagato risulta confrontabile, in termini quantitativi, con le portate di progetto stimabili e dunque dovrebbe rientrare nella capacità di convogliamento degli attraversamenti presenti.

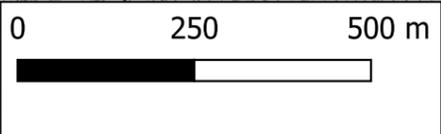
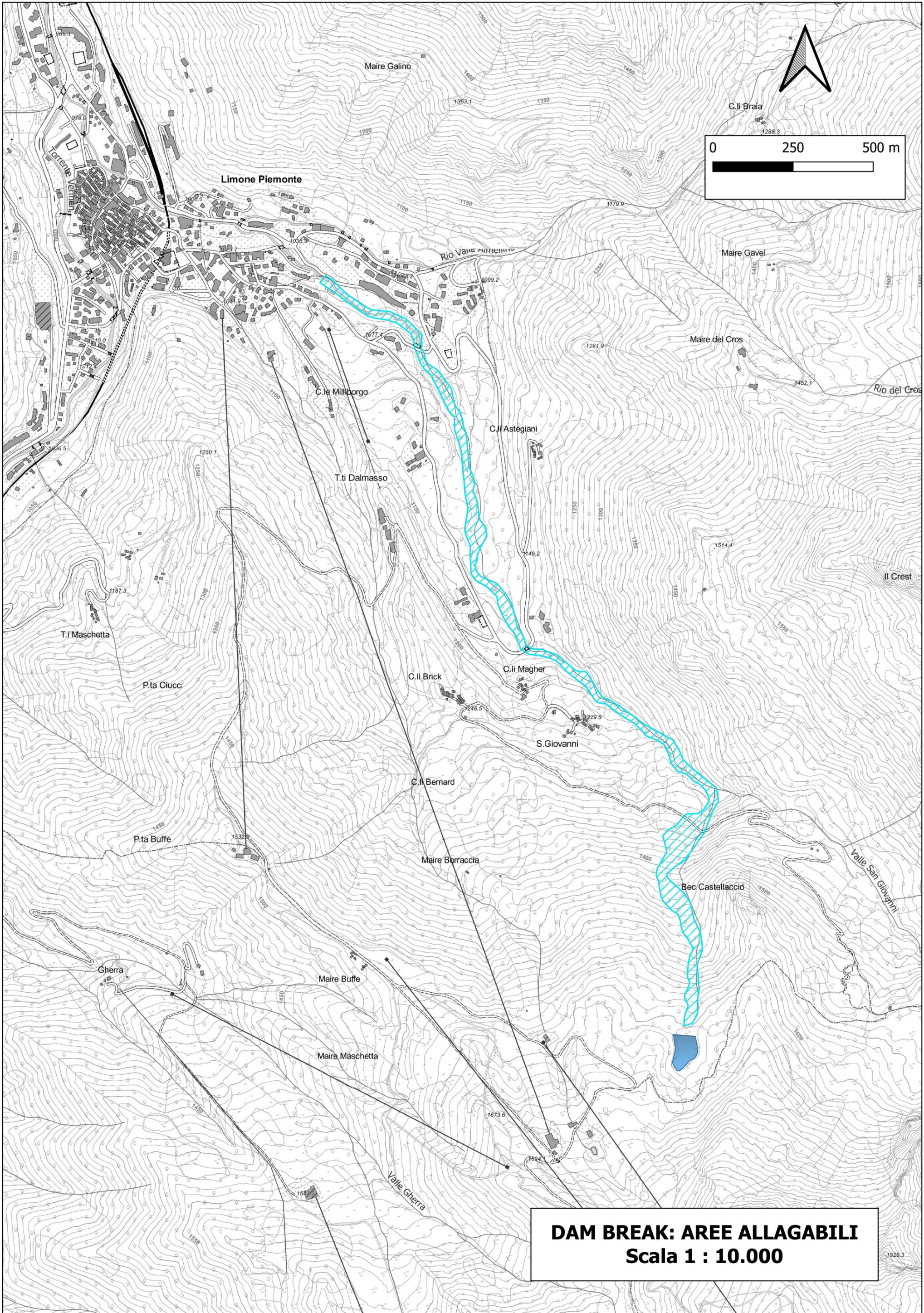
Appare più rilevante il breve tempo di trasferimento dell'onda, chiaramente dovuto alle pendenze elevate ed al significativo confinamento dell'alveo.

Allegati

Aree allagabili DAM BREAK

Il relatore

Ing. Stefano Ferrari



DAM BREAK: AREE ALLAGABILI
Scala 1 : 10.000