

**CONSORZIO DI BONIFICA DELLA
BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE**

**RIFACIMENTO INVASO SUL TORRENTE SESSERA IN SOSTITUZIONE
DELL'ESISTENTE PER IL SUPERAMENTO DELLE CRISI
IDRICHE RICORRENTI, IL MIGLIORAMENTO DELL'EFFICIENZA IDRICA
DEGLI INVASI ESISTENTI SUI TORRENTI RAVASANELLA ED OSTOLA,
LA VALORIZZAZIONE AMBIENTALE DEL COMPENSORIO**

DATA PROGETTO

APRILE 2010

AGGIORNAMENTO
PROGETTO

ATTIVITÀ DI PROGETTAZIONE



(dott. ing. Domenico Castelli)

NUOVA DIGA

**RELAZIONE DI CALCOLO
DELLE ONDE DI PIENA**

ELABORATO N.

RD4

PROGETTO DEFINITIVO

PRATICA N°10131D

ARCH. N° IB080

MODIFICHE AGGIORNAMENTI	Aggiornamento	1°		
	Data	OTTOBRE 2010		
CONTROLLO		OPERATORE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
	Firma	MF	DC	DC

INDICE

1. PREMESSA	1
2. DESCRIZIONE DEL SITO E DELL'INVASO	2
2.1 CARATTERISTICHE DEL SERBATOIO ARTIFICIALE.....	2
2.1.1 <i>Bacino idrografico</i>	2
2.1.2 <i>Sbarramento e invaso</i>	3
2.1.3 <i>Organi di scarico</i>	4
2.2 GEOMETRIA E COSTITUZIONE FISICA DELL'ALVEO A VALLE DELLO SBARRAMENTO.....	5
3. IPOTESI DI PIENE ARTIFICIALI PER MANOVRE DEGLI ORGANI DI SCARICO	9
4. IPOTESI DI PIENE ARTIFICIALI PER COLLASSO DELLO SBARRAMENTO	12
4.1 CALCOLO DELL'IDROGRAMMA DI PIENA.....	12
5. MODELLO DI CALCOLO UTILIZZATO PER LA SIMULAZIONE NUMERICA	17
6. RISULTATI OTTENUTI	34
6.1 ONDA DI PIENA PRODOTTA DALLA MANOVRA DEGLI ORGANI DI SCARICO.....	34
6.2 ONDA DI PIENA PRODOTTA DAL COLLASSO DELLO SBARRAMENTO.....	37
7. VALUTAZIONE QUALITATIVA DEL TRASPORTO SOLIDO	42
7.1 TRASPORTO SOLIDO PER MANOVRA DEGLI ORGANI DI SCARICO.....	43
7.2 TRASPORTO SOLIDO PER COLLASSO DELLO SBARRAMENTO.....	44
8. CONCLUSIONI	46

ALLEGATI:

- Allegato 1 – Tabelle risultati di calcolo.
- Allegato 2 – Profili longitudinali ed estratto delle sezioni idrauliche di deflusso.
- Allegato 3 – Tavole grafiche con l'individuazione delle aree di propagazione ed esondazione delle piene.

1. PREMESSA

Il presente studio si pone l'obiettivo di individuare i limiti delle aree eventualmente soggette a sommersione in relazione ai seguenti fenomeni:

- propagazione delle onde di piena artificiali, per effetto delle manovre sugli organi di scarico della diga;
- propagazione dell'onda di sommersione per ipotetico collasso dello sbarramento.

In particolare le analisi e i calcoli di verifica sono stati redatti secondo le disposizioni della Circolare del Ministero dei LL.PP. n. 352/1987 e del D.P.C.M. n. DSTN/2/22806 del 13.12.1995.

Il presente lavoro è, inoltre, finalizzato a costituire parte integrante del futuro piano di emergenza della diga, quale strumento operativo per una coordinata azione di intervento e direzione di tutte le attività che dovranno essere svolte dei diversi Enti ed Organismi in caso sia di esondazione dovuta a manovre sugli organi di scarico che di collasso dell'opera di ritenuta.

Si precisa, infine, che i calcoli seguenti non mettono in alcun modo in discussione la stabilità dell'opera, la quale è stata progettata a norma di legge.

2. DESCRIZIONE DEL SITO E DELL'INVASO

2.1 Caratteristiche del serbatoio artificiale

2.1.1 Bacino idrografico

Il territorio del bacino idrografico in argomento è situato in provincia di Biella e si estende fra le coordinate 45°32'48'' Nord, 45°32'22'' Sud, 4°14'48'' Est e 4°24'8'' Ovest, sul territorio di otto comuni: Trivero, Pettinengo, Valle San Nicolao, Bioglio, Veglio, Vallanzenngo, Camandona e Mosso Santa Maria.

La sezione di sbarramento del nuovo bacino d'invaso è prevista a quota 858,87 m s.l.m., in posizione relativamente contigua rispetto a quella della diga esistente (diga delle Miste), ubicata circa 250 m più a monte e avrà capacità d'accumulo pari a 12.380.000 m³ d'acqua.

I principali dati del bacino idrografico possono essere, pertanto, così riassunti:

- Altitudine dell'alveo alla sezione di sbarramento: 858,87 m s.l.m..
- Superficie sottesa dal bacino alla sezione di sbarramento: 51,31 km².
- Altitudine massima del bacino: 2555,00 m.
- Altitudine media del bacino: 1489,00 m s.l.m..

Le massime portate naturali di piena del bacino per un associato tempo di ritorno sono le seguenti:

Tempo di ritorno [anno]	Portata [m ³ /s]
100	576
200	648
500	744
1.000	817
25.000.000	1.900

Tabella 1 – Portate di piena naturale per associato tempo di ritorno.

Per maggiori dettagli circa il bacino imbrifero in questione si rimanda a quanto specificamente riportato nella *Relazione tecnica* (elaborato "RD1"), nella *Relazione idrologica* (e-

laborato “RD2”) e nello *Studio geologico* (elaborato “RD7”), quali parti integranti del presente progetto definitivo.

2.1.2 Sbarramento e invaso

Il nuovo sbarramento sarà di tipo murario ad arco-gravita, con elementi funzionali quali opera di presa, scarico di fondo, scarico di mezzo fondo e sfioratore superficiale a soglia libera e sarà caratterizzato dai seguenti dati geometrici e dimensionali:

- Quota di fondazione: 858,87 m s.l.m.
- Quota alveo naturale: 864,75 m s.l.m.
- Quota di massimo invaso (per $T_r = 1000$ anni): 954,65 m s.l.m.
- Quota massima di regolazione: 951,00 m s.l.m.
- Quota piano di coronamento: 957,40 m s.l.m.
- Lunghezza del coronamento: 256,60 m.
- Larghezza del coronamento: 4,75 m.
- Pendenza media del paramento di monte: 1: 5,3.
- Pendenza media del paramento di valle: 1:1,6.
- Altezza diga (D.M. 24.03.82): 98,53 m.
- Altezza diga (D.L. 584/94): 94,40 m
- Altezza di massima ritenuta (D.M. 24.03.82): 90,65 m.
- Superficie invaso alla quota di massima ritenuta: 448.000 m² circa.
- Volume del corpo diga (volume di calcestruzzo): 290.000 m³.
- Volume totale invaso (D.M. 24.03.82): 12.950.000 m³.
- Volume utile di regolazione (D.M. 24.03.82): 11.878.800 m³.
- Volume invaso (D.L. 584/94): 12.380.000 m³.
- Volume di laminazione: 570.000 m³.
- Franco: 2,75 m.
- Franco netto: 2,00 m.

Per quanto riguarda la variazione dei volumi in rapporto all'area dell'invaso (diagramma area - volumi d'invaso) si rimanda a quanto dettagliatamente indicato nella *Relazione tecnica* (elaborato "RD1") e, in particolare, nell'elaborato grafico "DD6" allegati al progetto.

2.1.3 *Organi di scarico*

Lo sbarramento in progetto sarà dotato dei sottoelencati organi di scarico e regolazione, oltre all'opera di presa.

Scarico di fondo

Lo scarico di fondo sarà ricavato in corpo diga in posizione centrale a quest'ultimo al fine di mantenere l'asse del torrente quale asse di restituzione a valle.

Il canale di scarico avrà sezione variabile da m 4,00 x 4,00 agli imbocchi a m 2,00 x 2,50 in corrispondenza delle due paratoie di sezionamento e sarà contraddistinto dai seguenti dati:

- quota della soglia di imbocco: 866,58 m s.l.m..
- portata massima esitabile alla quota di massimo invaso (954,65 m s.l.m.): 157,5 m³/s.
- portata massima esitabile alla quota di massima regolazione (951,00 m s.l.m.): 154,3 m³/s.

Scarico di mezzofondo

Lo scarico di mezzofondo verrà realizzato tramite una tubazione di derivazione in acciaio DN 2000 che attraversa il corpo diga e fiancheggia il cunicolo intermedio a quota 887,40 m s.l.m. (asse tubo). Lo scarico avrà le seguenti caratteristiche:

- quota della soglia di imbocco: 886,40 m s.l.m..
- portata massima esitabile alla quota di massimo invaso (954,65 m s.l.m.): 57,6 m³/s.
- portata massima esitabile alla quota di massima regolazione (951,00 m s.l.m.): 56,5 m³/s.

Scarico di superficie

Lo scarico di superficie è costituito da uno sfioratore a soglia libera posizionato sul corpo centrale della diga. Questo ha uno sviluppo di 58,98 m che, al netto delle pile, si riduce a 54,00 m con la soglia a quota 951,00 m s.l.m. determinante il livello di ritenuta normale a 6,40 m sotto il piano di coronamento della diga situato a quota 957,40 m s.l.m..

Le acque sfiorate saranno allontanate dal manufatto mediante un canale di scivolo con muri laterali di contenimento aventi altezza di 3,50 m e terminante con un dissipatore a risvolto emergente.

Lo sfioratore sarà caratterizzato dai seguenti dati dimensionali:

- Luce netta sfioratore: 54,00 m.
- N° di luci: 4.
- Dimensione delle singole luci: 13,50 m.
- Quota profilo sfiorante: 951,00 m s.l.m..
- Portata sfiorante (Tr 500 anni): 744 m³/s.
- Portata sfiorante (Tr 1000 anni): 817 m³/s.
- Quota sfiorante (Tr 500 anni): 951,65 m s.l.m..
- Quota sfiorante (Tr 1000 anni): 954,65 m s.l.m..
- Franco (Tr 500 anni): 3,75 m.
- Franco (Tr 1000 anni): 3,53 m.

2.2 Geometria e costituzione fisica dell'alveo a valle dello sbarramento

La caratterizzazione geometrica delle aree oggetto del deflusso delle portate defluenti dagli organi di scarico e conseguenti all'ipotetico collasso della diga, potenzialmente soggette ad esondazione, è stata effettuata in base alla cartografia ufficiale desunta dal D.T.M. della Regione Piemonte in scala 1:10.000, con interpolazione tramite sistemi GIS delle curve di livello e tramite l'ausilio di specifici rilievi in sito per le sezioni idrauliche dell'alveo e della valle interessate dalla potenziale esondazione. Alla cartografia ufficiale, in tal senso, è stata riservata la funzione di quadro d'unione dei rilievi e di base per il tracciamento delle aree oggetto di potenziale esondazione delle piene.

In entrambi i casi di piena artificiale per la manovra istantanea degli organi di regolazione o di piena artificiale dovuta all'ipotetico collasso della struttura, l'estensione del tratto di asta torrentizia oggetto di studio ha fatto riferimento ai disposti normativi richiamati in premessa.

In particolare, quindi, per quanto riguarda l'ipotesi di piena prodotta dalle manovre degli organi di scarico, il tratto di torrente in studio è stato esteso per circa 23 km a valle dello sbarramento, sino alla confluenza con il Fiume Sesia, nel quale e come desumibile dalle elaborazioni allegate, la piena in questione defluisce ben contenuta nell'alveo naturale a valle della confluenza medesima.

Con riferimento, invece, al calcolo della propagazione dell'onda di piena dovuta ad un ipotetico collasso, anche parziale, dello sbarramento, il tratto d'alveo in studio è stato esteso anche al Fiume Sesia sino a quando le 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 particolare per il caso in esame si è fatto riferimento alla portata di piena naturale associata ad un tempo di ritorno pari a 500 anni, desunta dal PAI della Regione Piemonte, rispetto alla quale la massima portata di piena artificiale mantiene valori superiori o, comunque, paragonabili sino poco a monte dell'abitato di Lenta (sezioni 0.32 ÷ 0.30) per, quindi, essere gradualmente laminata procedendo verso valle dove, in corrispondenza degli abitati di Arborio e Greggio (sezioni 0.22 ÷ 0.18) si ottengono valori massimi di portata confrontabili con quelli relativi alle previsioni PAI per un associato tempo di ritorno di 200 anni.

Per completezza dello studio e per una migliore e più appropriata rappresentazione del fenomeno, anche ai fini futuri di Protezione civile, il modello di calcolo è stato, comunque, esteso sino poco a valle dell'abitato di Vercelli, in corrispondenza del quale si determinano valori massimi di portata paragonabili con quelli relativi alla piena naturale, desunta sempre dal PAI, associata ad un tempo di ritorno di 20 anni.

Le caratteristiche geometriche dell'alveo del torrente Sessera interessato dal fenomeno sono state descritte mediante 192 sezioni direttamente rilevate, mentre per il Fiume Sesia, nel caso di studio della propagazione dell'onda di piena per l'ipotetico collasso della diga, sono

state integrate ulteriori 47 sezioni sino, appunto all'abitato di Vercelli.

Le sezioni idrauliche sono state adeguatamente ubicate in posizione normale alla direzione del moto e in modo tale da consentire una corretta descrizione della variabilità della geometria dell'alveo e della valle in studio; esse sono state, pertanto, localizzate in funzione delle diverse zone attraversate dal corso d'acqua e in numero e passo variabili a seconda della presenza di centri abitati e infrastrutture in alveo le quali possono assumere un ruolo di controllo delle modalità del deflusso durante il transito dell'onda di piena.

Le 192 + 47 sezioni principali rilevate, al fine di rispettare le condizioni di stabilità richieste dal codice di calcolo, sono state automaticamente integrate con l'ausilio del codice di calcolo stesso, descritto al *Capitolo 5* della presente relazione, tramite l'introduzione di sezioni intermedie con passo di 30 m circa e con caratteristiche dedotte per interpolazione lineare dei dati relativi alle sezioni principali disponibili. Complessivamente, quindi, le sezioni adottate ai fini dei calcoli sono state circa 2.500.

Per quanto riguarda il coefficiente di scabrezza dell'alveo a valle della diga esso, dopo alcune valutazioni preliminari e in riferimento ai rilievi svolti in sito e alla costituzione fisica e alla natura delle zone e dei vari terreni potenzialmente inondabili, è stato determinato attraverso il coefficiente di Manning, assumendo i valori nel seguito riportati:

- tratto di Torrente Sessera dalla diga in progetto (sez. 192) alla sezione 115: $n = 0,033$ ($k_s = 30 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$);
- tratto di Torrente Sessera dalla sezione 114 alla confluenza con il Fiume Sesia (sez. 1): $n = 0,040$ ($k_s = 25 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$);
- tratto di Fiume Sesia dalla sezione 0.47 alla sezione 0.40: $n = 0,050$ ($k_s = 20 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$);
- tratto di Fiume Sesia dalla sezione 0.39 alla sezione 0.01: $n = 0,066$ ($k_s = 15 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$);

Tali valori sono rappresentativi sia della natura costitutiva dei terreni posti in adiacenza all'alveo del torrente sia ai fenomeni di resistenza localizzata prodotti dalle deviazioni planimetriche dell'alveo e dalla presenza di infrastrutture. I suddetti coefficienti di scabrezza sono stati cautelativamente adottati anche in considerazione del possibile innalzamento del tirante

idrico dovuto principalmente a fenomeni di erosione, trasporto solido e sovralluvionamento, maggiormente significativi per i casi di collasso dello sbarramento.

Si precisa, inoltre, che il modello di calcolo utilizzato, in fase di integrazione automatica delle sezioni principali opera anche l'interpolazione numerica dei valori di scabrezza tra la sezione subito a monte e quella subito a valle l'instaurarsi della variazione del coefficiente di Mannig. Nel caso specifico il codice di calcolo ha interpolato i valori di scabrezza in corrispondenza delle tre variazioni del coefficiente medesimo sopra elencate: tra le sezioni 115 e 114, tra le sezioni 1 e 0.47 e tra le sezioni 0.40 e 0.39.

In Allegato 1 sono riportati schematicamente i tracciati e i profili longitudinali del thalweg dell'alveo del torrente Sessera relativo al tratto considerato nell'indagine relativa al caso di onda per manovre artificiali degli scarichi e, quindi, del tratto di asta torrentizia estesa al Fiume Sesia, per il caso di collasso dello sbarramento.

In entrambi i casi viene riportata l'ubicazione delle sezioni principali utilizzate nei calcoli.

3. IPOTESI DI PIENE ARTIFICIALI PER MANOVRE DEGLI ORGANI DI SCARICO

La presente parte dello studio in oggetto riporta il calcolo e la verifica della propagazione delle onde di piena artificiali per effetto delle manovre sugli organi di scarico della diga.

L'analisi in argomento è stata sviluppata secondo le seguenti ipotesi:

- massima portata esitabile attraverso gli organi di scarico con livello nel serbatoio pari alla quota di massima regolazione;
- alveo a valle dello sbarramento inizialmente asciutto;
- mantenimento del livello del serbatoio costante nel tempo associato all'istantaneità della manovra dell'apertura degli scarichi stessi, i quali si ipotizza che rimangano completamente aperti a tempo indeterminato;
- lunghezza del tratto d'alveo da studiare pari a circa 23 km, sino alla confluenza con il Fiume Sesia.

Come indicato al *Paragrafo 2.1* la diga in progetto è dotata dei seguenti organi di manovra e regolazione:

- scarico di fondo;
- scarico di mezzo fondo;
- sfioratore superficiale;

Nello studio è stato valutato, separatamente l'effetto della manovra del solo organo di scarico di fondo e di mezzo fondo e, quindi, di manovra contemporanea degli stessi, per la quale sono stati redatti appositi elaborati grafici rappresentanti la propagazione della piena entro l'alveo del torrente (allegati 3A, 3B e 3C).

E' stato, quindi, considerato anche l'effetto prodotto dalla portata esitata dallo sfioratore superficiale associata al un tempo di ritorno di 1000 anni, con livello nel serbatoio pari alla quota di massimo invaso, questa considerata sia separatamente sia combinata alla somma delle portate rilasciate dai suddetti organi di scarico di fondo e mezzo fondo (allegati 3D e 3E).

Nel dettaglio, pertanto, la valutazione degli effetti delle possibili manovre di emergenza ha, pertanto, fatto riferimento ai seguenti cinque distinti casi:

- A) apertura istantanea dello scarico di mezzo fondo con livello nel serbatoio pari alla quota di massima regolazione, posta a 951,00 m s.l.m., mantenuto costante nel tempo su tale quota: $Q_p = 57 \text{ m}^3/\text{s}$;
- B) apertura istantanea dello scarico di fondo con livello nel serbatoio pari alla quota di massima regolazione, posta a 951,00 m s.l.m., mantenuto costante nel tempo su tale quota: $Q_p = 154 \text{ m}^3/\text{s}$;
- C) apertura istantanea dello scarico di fondo e di mezzo fondo con livello nel serbatoio pari alla quota di massima regolazione, posta a 951,00 m s.l.m., mantenuto costante nel tempo su tale quota: $Q_p = 211 \text{ m}^3/\text{s}$;
- D) portata esitabile dallo sfioratore di superficie associata al tempo di ritorno di 1000 anni, con livello nel serbatoio pari alla quota di massimo invaso, posta a 954,65 m s.l.m., mantenuto costante nel tempo su tale quota: $Q_p = 817 \text{ m}^3/\text{s}$;
- E) apertura istantanea di tutti gli scarichi profondi (fondo e mezzo fondo) in concomitanza alla portata esitabile dallo sfioratore superficiale associata al tempo di ritorno di 1000 anni, con livello nel serbatoio pari alla quota di massimo invaso (954,65 m s.l.m.), mantenuto costante nel tempo: $Q_p = 1.028 \text{ m}^3/\text{s}$.

Come anzidetto le elaborazioni saranno riferite alle manovre di massima rapidità compatibili con il funzionamento anche anomalo od accidentale degli organi di regolazione stessi.

Tutte le ipotesi considerate corrispondono ad un transitorio che incrementa rapidamente la portata scaricata da zero al valore massimo previsto e mantiene poi costante nel tempo la portata immessa in alveo, tendendo verso uno stato di moto praticamente permanente.

Le portate inserite nel modello di calcolo relative ai cinque casi sopra indicati sono state, conseguentemente, mantenute costanti durante l'intera propagazione. Lo sviluppo dell'analisi idraulica (rif. *Relazione idraulica* – elaborato “RD3”) ha permesso, infatti, di accettare l'ipotesi di livello nel serbatoio costante nel tempo. In particolare, con riferimento ai suddetti tempi di svuotamento del serbatoio, si può desumere che i tempi necessari affinché l'abbassamento del livello nel serbatoio medesimo produca una variazione significativa della portata effluente, sono di molto superiori ai tempi di percorrenza della suddetta portata del tratto d'alveo considerato. Con riferimento al “Capitolo 6” della *Relazione idraulica* (elabora-

to “RD3”) si osserva, infatti, come il tempo di svuotamento nella situazione per la quale si abbia l’apertura completa degli scarichi di fondo e di mezzo fondo avviene in circa 19 ore, mentre nella condizione di apertura del solo scarico di fondo in circa 25 ore ed in quella di apertura del solo scarico di mezzo fondo in circa 67 ore.

4. IPOTESI DI PIENE ARTIFICIALI PER COLLASSO DELLO SBARRAMENTO

Il presente capitolo riporta il calcolo della propagazione delle onde di piena conseguenti all'ipotetico collasso dello sbarramento in relazione alla specifica ipotesi di cedimento individuata.

In considerazione del tipo di struttura in progetto, della tipologia muraria ad arco-gravità e tenendo presenti le conclusioni di indagini sui casi reali di rottura delle dighe disponibili in letteratura, oltre a quanto disposto dalla normativa vigente, sono stati analizzati i seguenti differenti scenari di collasso dello sbarramento:

- A) rottura istantanea della porzione laterale ad arco-gravità di destra (circa 1/3 della diga) e conservazione del corpo centrale a gravità dello sbarramento e del concio laterale ad arco di sinistra;
- B) rottura istantanea della porzione laterale ad arco-gravità di sinistra (circa 1/3 della diga) e conservazione del corpo centrale a gravità dello sbarramento e del concio laterale ad arco di destra;
- C) rottura istantanea dell'intera diga (porzioni laterali più corpo centrale).

Anche in questo caso e ai sensi della succitata direttiva ministeriale, il livello iniziale nel serbatoio è stato considerato pari alla quota di massima regolazione (ipotesi che il collasso non sia legato ad eventi idrologici intensi) che, nel caso in esame, è pari a 951,00 m s.l.m, mentre l'alveo a valle dello sbarramento è ipotizzato inizialmente asciutto.

Per quanto riguarda, infine, l'estensione verso valle del fenomeno si richiama quanto già riportato al *Paragrafo 2.2* della presente relazione.

4.1 Calcolo dell'idrogramma di piena

Ai fini della determinazione dell'onda di piena è stato seguito l'approccio metodologico semplificato proposto da "B. Bacchi, F. Oberto, M. Pilotti e M. Tomirotti del DICATA - Università degli studi di Brescia", in occasione del XXX° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche – IDRA 2006.

Tale metodo si basa su un'opportuna adimensionalizzazione della soluzione numerica delle equazioni bidimensionali delle acque basse applicate al processo di svuotamento di un invaso stilizzato alla cui geometria si possono ricondurre quelle del serbatoio della breccia reale. La sua applicazione, che ha già consentito di ottenere risultati soddisfacenti relativamente alla ricostruzione dell'onda di piena conseguente al collasso dello sbarramento del Gleno, occorso in Valle di Scalve nel dicembre del 1923, è stata anche oggetto di diverse verifiche con riferimento ad alcuni casi relativi ad ipotetici sbarramenti realizzati trasversalmente a vallette alpine, dalle quali ne è emersa la buona operatività e attendibilità.

La determinazione dell'idrogramma in corrispondenza della rottura (parziale o totale) dello sbarramento ha fatto riferimento alla topografia e alla batimetria del nuovo invaso in progetto.

L'invaso oggetto di studio è stato, pertanto, schematizzato mediante un serbatoio prismatico equivalente, supponendo che la breccia occupi solo una parte b della dimensione trasversale complessiva B dell'invaso, mentre la lunghezza L rappresenta lo sviluppo longitudinale, lungo l'asse della valle, dell'invaso a partire dalla sezione della breccia. Tale tipologia di collasso è stata simulata con una profondità h_0 pari all'altezza del tirante idrico in corrispondenza della breccia ipotizzata, adottando diversi valori del rapporto b/B , a seconda del tipo di rottura (porzione ad arco-gravità destra, porzione ad arco-gravità sinistra e totale). È stato, quindi, calcolato il fattore di amplificazione della portata al colmo e del tempo di inizio del ramo di esaurimento. Considerato che, fissata la larghezza b della breccia, la larghezza B è in primo luogo responsabile del fattore di amplificazione della portata, si è ritenuto opportuno valutarla quale larghezza equivalente rappresentativa della conformazione dell'invaso nella zona a monte dello sbarramento.

Gli idrogrammi ottenuti assumono un andamento caratteristico, le cui particolarità sono rappresentate dalla presenza di un tratto a portata costante seguito da un ramo di esaurimento. La loro forma è stata, pertanto, ottenuta con riferimento ai seguenti elementi:

- il valore di portata caratteristico del transitorio iniziale, Q_0 (colmo), espresso dalla formula di Ritter:

$$Q_0 = \frac{8}{27} \cdot \sqrt{g \cdot h_0 \cdot h_0 b} \quad (1)$$

- il tempo in cui tale tratto ha il proprio termine;
- la forma del ramo di esaurimento.

La piena assume, quindi, una forma tipica caratterizzata da un massimo Q_0 , di valore $Q_0 = \alpha Q_R$, dove Q_R è la portata calcolabile con la formula di Ritter, nella quale la larghezza è posta pari all'apertura della breccia, mentre α è un coefficiente numerico adimensionalizzato, maggiore di uno, funzione monotona decrescente del rapporto b/B tra la larghezza della breccia b e quella complessiva dello sbarramento B (figura 1a). Il valore di portata massima Q_0 , salvo oscillazioni dovute a propagazioni secondarie, si mantiene praticamente costante tra l'istante iniziale e un istante t_0 , sostanzialmente pari al tempo necessario affinché l'onda negativa di svuotamento raggiunga il punto di massima distanza dalla breccia per poi tornare alla breccia stessa. Conseguentemente, per la determinazione del tempo t_0 è stata utilizzata la seguente espressione adimensionalizzata (figura 1b):

$$\frac{t_0 \sqrt{gh_0}}{L} = 1 + \frac{1}{\alpha \cdot \frac{8}{27} \cdot \frac{b}{B} + 1} \quad (2)$$

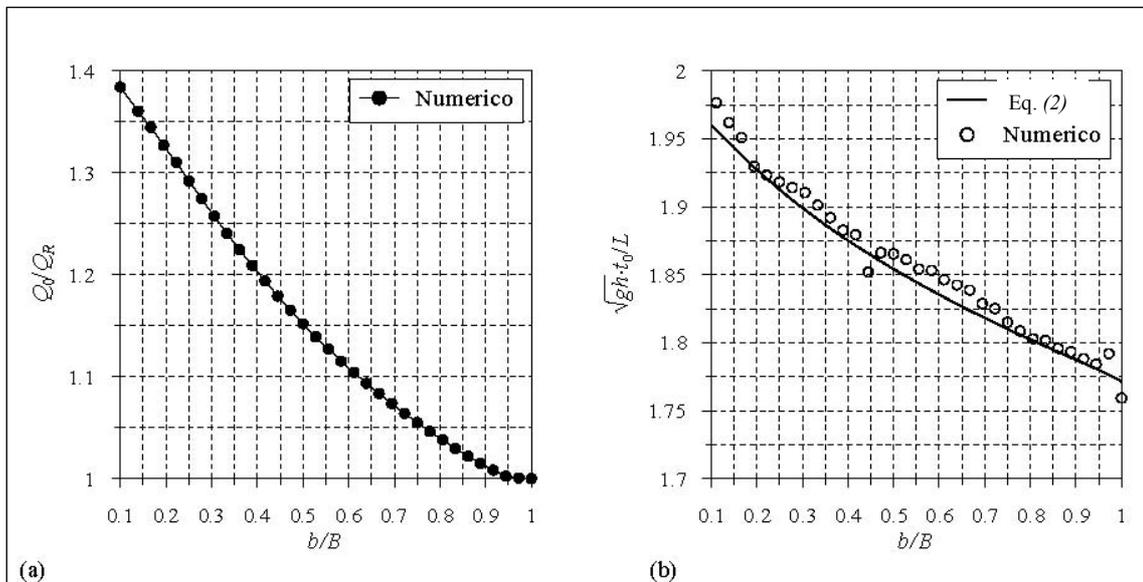


Figure 1a e 1b – Andamento della portata adimensionalizzata al variare del rapporto b/B e confronto tra l'espressione analitica ed i valori numerici per il parametro t_0 (b).

L'esaurimento della piena, infine, è stato assimilato allo svuotamento statico del bacino con legge a stramazzo di un serbatoio equivalente di volume pari a quello invasato nella diga

alla fine del primo tratto orizzontale dell'idrogramma:

$$Q(t) = \frac{Q_0}{\left[1 + \frac{Q_0}{2W_0}(t - t_0)\right]^3} \quad (3)$$

dove Q_0 e W_0 indicano la portata al colmo e il volume invasato al tempo t_0 .

Gli idrogrammi risultanti sono riportati in *figura 2* e presentano i seguenti valori caratteristici, a fronte di un volume d'invaso iniziale relativo alla quota di massima regolazione:

	Rottura porzione destra diga	Rottura porzione sinistra diga	Rottura totale diga
h_0 [m]	80,0	80,0	80,0
b [m]	33,5	44,5	138,0
B [m]	250,0	250,0	250,0
L [m]	800,0	800,0	800,0
α [-]	1,36	1,33	1,13
t_0 [s]	56	55	53
W_0 [m ³]	11.134.257	10.754.757	7.523.195
Q_0 [m ³ /s]	22.245	29.550	91.638

Tabella 2 – Valori caratteristici idrogrammi di piena.

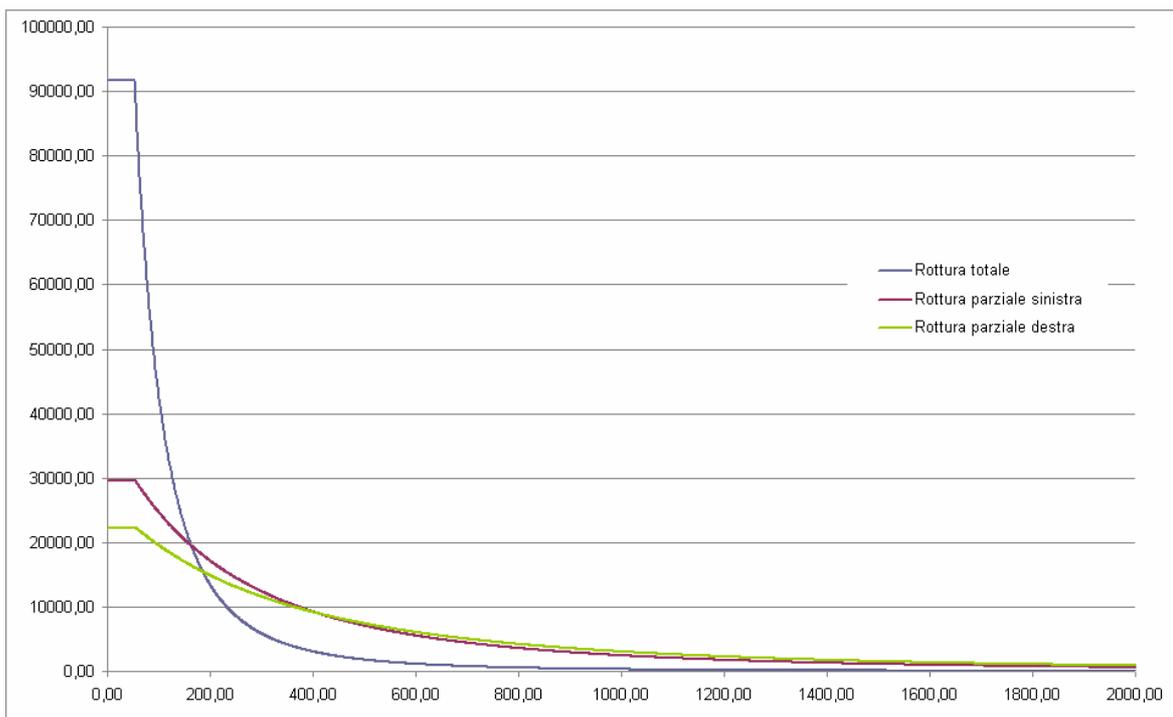


Figura 2 – Idrogrammi di piena utilizzati nella modellazione.

Dagli idrogrammi sopra rappresentati si può, inoltre, evidenziare come la portata massima effluente ottenuta sia superiore a quella calcolabile con la semplice formula di Ritter per il crollo di uno sbarramento di larghezza pari a quella della breccia considerata e la presenza nell'onda di svuotamento di picchi successivi intervallati da rami di esaurimento. Ciò è dovuto sostanzialmente alla geometria orientativamente semiellittica della zona di chiamata intorno alla breccia. Tale incremento di portata, è stato opportunamente e cautelativamente tenuto in considerazione, a favore di sicurezza, nella valutazione delle onde di progetto finalizzate alla predisposizione e alla stesura delle mappe di rischio e di esondazione a valle delle diga, quali risultato finale del presente lavoro.

5. MODELLO DI CALCOLO UTILIZZATO PER LA SIMULAZIONE NUMERICA

Il presente capitolo fornisce le informazioni sul funzionamento del modello numerico adottato e sulla metodologia utilizzata nella scelta delle sezioni trasversali necessarie alle simulazioni.

Le onde di piena artificiali conseguenti all'apertura degli scarichi o al collasso dello sbarramento possono essere caratterizzate, ai fini del calcolo, nelle seguenti due parti:

- il fronte a carattere ripido;
- il corpo, assimilabile ad una corrente unidimensionale gradualmente variata.

Il fronte d'onda si propaga lungo l'alveo in accordo alle equazioni di conservazione della massa e di bilancio delle forze.

Per lo studio della propagazione dell'onda, inizialmente a fronte ripido, quale è quella prodotta dal crollo della diga o da una manovra rapida degli scarichi, si è fatto, pertanto, riferimento alle equazioni della propagazione delle onde lunghe in acque basse che, come è noto, considerano le velocità e le accelerazioni verticali modeste anche se, in situazioni come quelle indagate, gli effetti introdotti da tali componenti cinematiche non sono rigorosamente trascurabili, soprattutto in prossimità del fronte di avanzamento dell'onda.

L'ipotesi semplificativa che si introduce nella descrizione del fenomeno, usualmente, utilizzata in letteratura per problemi di “*dam break*”, riguarda la distribuzione delle pressioni che si suppone idrostatica lungo la verticale. Tale assunzione non è verificata in vicinanza del fronte dell'onda, dove il moto presenta curvature accentuate. In prima approssimazione, tuttavia, se si prescinde dal voler descrivere puntualmente il profilo del fronte d'onda, i risultati forniti dalla soluzione delle equazioni delle onde lunghe in acque basse, anche grazie all'introduzione di qualche accorgimento numerico, sono sufficientemente vicini alla realtà fisica, come è evidenziato dalle numerose verifiche e sperimentazioni reperibili in letteratura sull'argomento.

Tanto più i risultati delle elaborazioni proposte appaiono accettabili se si considera che lo scopo dell'indagine, nel caso in esame, è quello di individuare i limiti delle aree eventualmente soggette a sommersione. Sono queste, infatti, le condizioni per le quali, essendo

massimi i tiranti d'acqua in alveo, ci si trova sicuramente lontani dagli stati di moto per cui possono venir meno le ipotesi su cui si basa la teoria monodimensionale della propagazione delle onde lunghe.

Il calcolo di propagazione delle onde di sommersione è stato, quindi, effettuato mediante il codice di calcolo *HEC-RAS versione 4.0*, sviluppato dall' "Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers", in grado di simulare, appunto, una corrente a superficie libera unidimensionale in condizioni di moto gradualmente vario.

Va evidenziata la capacità e l'efficacia del modello nel dare attendibili risultati nella gestione delle aree inondabili circostanti gli alvei naturali, urbanizzate o meno. In questo senso è, quindi, possibile perseguire i seguenti specifici obiettivi:

- definire ed evidenziare le aree soggette a esondazione precisando l'ampiezza della via di piena e le quote raggiunte dal pelo libero;
- studiare le conseguenze d'uso delle aree golenali e il loro danneggiamento;
- fornire le basi per la definizione dei possibili miglioramenti e sistemazioni del corso d'acqua in modo da predisporre le opportune difese delle opere esistenti e consentire lo smaltimento della portata defluente garantendo l'incolumità delle opere medesime e di quanto ubicato a valle e nelle zone limitrofe.

Il codice di calcolo è, inoltre, in grado di definire efficacemente i parametri e le condizioni fisiche e geometriche che possono portare a sensibili scostamenti dei risultati, quali il coefficiente di scabrezza o la presenza di infrastrutture o ostacoli naturali in alveo, ecc.

Oltre alle perdite di carico valutate attraverso il coefficiente "*n*" di *Manning* (perdite per attrito), è, anche, possibile valutare le perdite di transizione per allargamento e/o restringimento attraverso i coefficienti di espansione e contrazione, le perdite che si originano nell'attraversamento di ponti e tombini in seguito alla forma del manufatto, alla configurazione delle pile, al tipo di moto e alle condizioni di imbocco – sbocco.

La geometria delle sezioni trasversali e la conoscenza del territorio circostante l'area inondabile, unite alla completa definizione dei manufatti che il corso d'acqua incontra lungo il suo percorso, ottenuti anche mediante gli specifici rilievi in sito, sono, pertanto, sfruttate al meglio dal modello per riprodurre fedelmente le condizioni che in realtà si verificano al de-

fluire della portata in esame.

La collocazione delle sezioni trasversali lungo il corso d'acqua è, quindi, volta ad individuare le aree effettive di deflusso per distinguerle da quelle inefficaci o che possono venire attivate sotto un determinato carico idraulico, rappresentando non solo l'area immediatamente circostante il corso d'acqua, ma anche la probabile via di piena.

In generale la disposizione planimetrica delle sezioni è effettuata tenendo conto di:

- variazioni nella portata;
- modifiche sostanziali della pendenza di fondo;
- cambiamenti della morfologia del corso d'acqua;
- mutamenti rilevanti nella granulometria e nella copertura vegetale;
- presenza di ponti e infrastrutture artificiali.

La distanza fra le varie sezioni trasversali viene specificata come distanza fra le golene (destra e sinistra) e lungo il canale principale di deflusso e viene stabilita in modo da poter adeguatamente individuare le variazioni delle dimensioni trasversali del corso d'acqua nel caso queste si verificano. In tal senso, a seconda della morfologia del corso d'acqua e dei manufatti in alveo, le sezioni di calcolo possono essere più o meno infittite.

L'ubicazione delle sezioni trasversali nasce, pertanto, da considerazioni di carattere pratico, relative cioè alla situazione attuale di utilizzazione del corso d'acqua e interazione con l'ambiente circostante, e da considerazioni teoriche mirate a compiere un dettagliato studio idraulico del fenomeno di piena ai fini della progettazione delle strutture in alveo.

In *Allegato 3* sono riportate le collocazioni planimetriche delle sezioni trasversali utilizzate per la costruzione del modello numerico.

Per quanto riguarda la pendenza di fondo del corso d'acqua, viene determinata dal modello numerico secondo procedura di calcolo automatica in funzione della geometria delle sezioni trasversali e della distanza tra sezioni successive.

La pendenza di fondo calcolata e che viene riportata sul profilo di moto permanente è da intendersi riferita alla linea di thalweg.

I calcoli del profilo sono comunque svolti anche in funzione della pendenza di fondo delle aree golenali in quanto le elaborazioni numeriche prevedono la suddivisione del corso

d'acqua in tre aree distinte, ma omogenee, al fine del calcolo del profilo e dei parametri idraulici relativi:

- golena di sinistra;
- alveo principale;
- golena di destra.

La suddivisione delle sezioni trasversali mediante una griglia di punti (x, y) ripartita nelle tre zone fondamentali di calcolo consente l'individuazione dei principali parametri (portata, velocità, scabrezza) in queste aree di deflusso, permettendo di definire completamente le caratteristiche salienti del moto entro l'intera via di piena.

L'insieme dei dati di output è, infine, strutturato in modo da fornire la conoscenza globale dei fenomeni che interessano l'intera area occupata dalla portata di piena.

Le informazioni fornite riguardano diversi parametri fisici e di progettazione quali, per esempio:

- quota del pelo libero;
- quota del gradiente energetico;
- velocità e portata, relativa a golene e canale principale;
- larghezza massima del pelo libero;
- area bagnata;
- principali parametri geometrici;
- sezioni trasversali;
- profilo di moto.

Come sopra indicato il codice è strutturato per calcolare i profili di superficie libera in moto gradualmente vario (in senso spaziale e non temporale) sia di tipo permanente (stazionario) che non permanente (non stazionario). In tal senso i metodi di analisi adottati, in base alle ipotesi di cui ai *Capitoli 3 e 4*, fanno rispettivamente riferimento alle condizioni di moto permanente per i casi relativi alle manovre sugli organi di scarico e di moto non permanente per i casi che riguardano l'ipotetico collasso dello sbarramento.

Vengono nel seguito riportate le descrizioni sintetiche dei suddetti metodi di analisi.

MOTO PERMANENTE

L'utilizzo del modello secondo le ipotesi di moto permanente o stazionario è vincolato alle seguenti tre condizioni:

- poiché le equazioni non contengono termini dipendenti dal tempo, il moto deve essere permanente;
- il moto deve essere gradualmente vario in senso spaziale poiché le equazioni ipotizzano la distribuzione idrostatica delle pressioni in seno alla corrente;
- il moto è mono-dimensionale.

Al fine di calcolare la quota del pelo libero incognita in una determinata sezione trasversale del corso d'acqua è stata adottata la procedura di calcolo nota come *Standard Step Method*, consistente nell'integrazione dell'equazione di bilancio energetico.

Le due equazioni seguenti rappresentano il metodo di cui sopra:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (4)$$

$$h_e = L \cdot \bar{S}f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (5)$$

dove:

WS_1, WS_2 = quota del pelo libero fra due sezioni di calcolo.

V_1, V_2 = velocità media.

α_1, α_2 = coefficienti energetici moltiplicativi della velocità.

g = accelerazione gravitazionale.

h_e = perdita di carico.

L = distanza fra le sezioni trasversali.

Sf = pendenza media.

C = coefficiente di perdita per contrazione o espansione.

Ulteriore punto fondamentale del funzionamento del modello idraulico è la suddivisione della massa liquida defluente in unità elementari per le quali la velocità è distribuita uniformemente.

Individuata la sezione trasversale del corso d'acqua attraverso la griglia dei punti x (distanze progressive dall'ascissa $x = 0$) e y (quote m s.l.m. relative ai punti definiti alle varie progressive), nelle aree golenali le unità elementari di deflusso coincidono con la suddivisione creata dalle progressive all'interno della sezione trasversale.

Nel canale principale di deflusso (o alveo di magra ordinaria) la massa liquida defluente non viene suddivisa tranne nel caso in cui si conferiscano più valori di scabrezza differenti in alveo.

In funzione del numero di differenziazioni del valore della scabrezza saranno individuate corrispondenti unità di deflusso.

La capacità di deflusso per ciascuna suddivisione è pertanto calcolata con la seguente espressione:

$$K = \frac{1,486}{n} aR^{2/3} \quad (6)$$

dove: K = capacità di deflusso per unità elementare.

n = coefficiente di Manning per la scabrezza dell'unità elementare.

a = area di deflusso dell'unità elementare.

R = raggio idraulico per l'unità di deflusso elementare.

La capacità totale di deflusso per la sezione trasversale è ottenuta per sommatoria delle singole capacità relative alle unità in cui la sezione è stata scomposta.

Sulla base di queste considerazioni il coefficiente α , relativo alla velocità, si ottiene dalla seguente espressione:

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[\frac{(K_{lob})^3}{(A_{lob})^2} + \frac{(K_{ch})^3}{(A_{ch})^2} + \frac{(K_{rob})^3}{(A_{rob})^2} \right]}{(K_t)^3} \quad (7)$$

dove:

A_t = area totale di deflusso per la sezione trasversale.

A_{lob}, A_{ch}, A_{rob} = area di deflusso per golena sinistra, canale principale, golena destra.

K_t = capacità totale di deflusso (conveyance) della sezione trasversale.

K_{lob}, K_{ch}, K_{rob} = capacità di deflusso di golena sinistra, canale principale e golena destra.

Le perdite di carico dovute ad attrito sono calcolate come prodotto della pendenza

media, S_f , e della distanza L fra due sezioni trasversali consecutive.

La procedura di calcolo può essere pertanto riassunta nelle seguenti fasi:

1. Definizione della altezza d'acqua alla sezione di partenza.
2. Calcolo della velocità e della capacità totale di trasporto in funzione della quota definita del pelo libero.
3. Risoluzione dell'equazione esprime le perdite energetiche e definizione della pendenza media tramite i valori determinati al punto 2.
4. Calcolo della quota del pelo libero alla sezione incognita con i valori ottenuti dai punti 2 e 3.
5. Confronto tra il valore WS_2 calcolato e i valori adottati al punto 1.

I passi da 1 a 5 vengono ripetuti finché i due valori non risultano essere inferiori a 0,01 m. La quota iniziale del pelo libero può essere assunta seguendo diversi criteri. Il più comune è tracciare la scala di deflusso relativamente alla sezione di partenza del profilo tenendo conto dell'interazione eventuale con altri corsi d'acqua e della situazione idraulica delle aree circostanti provvedendo alle maggiorazioni del caso sulla quota qualora intervengano fattori condizionanti di tale entità.

Qualora vi siano manufatti tali da condizionare la relazione portata defluente - carico, sarà l'esame delle quote che possano verificarsi in alveo a fornire le indicazioni sulla quota di partenza per il tracciamento del profilo.

MOTO NON PERMANENTE

Le leggi fisiche che governano il deflusso idrico in un torrente sono in condizioni di moto non permanente o non stazionario sono:

- il principio di conservazione della massa (equazione di continuità – 8);
- il principio di conservazione della quantità di moto (equazione di moto – 9).

Tali leggi sono matematicamente espresse sotto forma di equazioni differenziali parziali riferite, appunto, alle equazioni di continuità e di conservazione della quantità di moto per la propagazione di onde in acque basse (*de Saint Venant*):

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (8)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Qv}{\partial x} + gA \cdot \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (9)$$

dove:

- x è la coordinata spaziale presa lungo il fondo del canale, positiva nella direzione del moto;
- t è il tempo;
- Q è la portata;
- q_l è la portata laterale in ingresso per unità di lunghezza;
- A è l'area della sezione liquida;
- v è la velocità media (Q/A);
- g è l'accelerazione di gravità;
- h è la quota della superficie libera;
- S_f è la pendenza della linea dell'energia, di segno positivo per portate positive nella direzione di scorrimento (da monte a valle), al quale può essere valutata mediante una formula monomia come quella di *Gaukler-Stricker*:

$$S_f = \frac{v^2}{k_s^2 R_H^{4/3}} \quad (10a)$$

oppure mediante quella di *Mannig*:

$$S_f = \frac{Q^2 \cdot n^2}{2,208 \cdot R_H^{4/3} \cdot A^2} = \frac{v^2 \cdot n^2}{2,208 \cdot R_H^{4/3}} \quad (10b)$$

Nella quale R_H è il raggio idraulico della sezione, k_s è il coefficiente di resistenza espresso secondo Strickler e n il coefficiente di resistenza espresso secondo *Manning*.

Per la soluzione delle equazioni (8) e (9) il codice di calcolo HEC-RAS utilizza il metodo proposto da Barkau (1982), secondo la trattazione teorica nel seguito riportata.

La *figura 3* sottostante illustra le due caratteristiche dimensionali dell'interazione tra l'alveo e il deflusso della portata di piena. Quando il torrente si viene a trovare in condizioni

di piena esonda al di fuori dell'alveo principale, determinando zone di laminazione e di accumulo d'acqua. Con l'aumento del livello idrico la portata incomincia a transitare preferenzialmente al di fuori dall'alveo principale, lungo le aree golenali, e lungo percorsi maggiormente rettilinei, regolari e, conseguentemente, brevi rispetto all'alveo medesimo.

Quando nel tratto di torrente si sta propagando una portata di piena che l'alveo principale non è in grado di contenere questa fuoriesce dalle sponde aggiungendosi alla portata dell'alveo principale.

Poiché la direzione principale di scorrimento della portata è orientata lungo il corso dell'alveo del torrente, queste portate bidimensionali possono spesso essere approssimate con buoni risultati, ad una rappresentazione monodimensionale. Le zone di accumulo di portata al di fuori dell'alveo principale possono, infatti, essere modellate come aree di accumulo la cui portata viene scambiata direttamente con quella dell'alveo stesso.

Tale problematica legata al propagarsi della portata di piena lungo l'alveo e le aree golenali del corso d'acqua considerato è stata risolta con l'ausilio di diversi metodi.

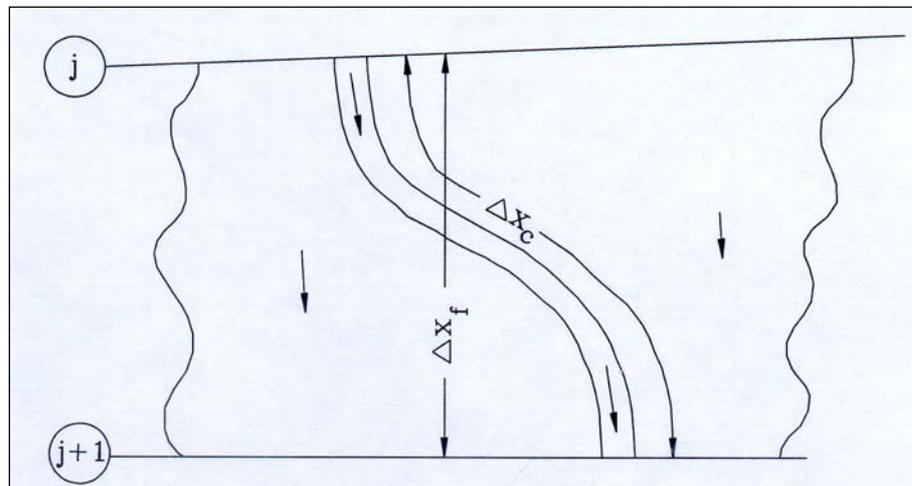


Figura 3 – Rappresentazione dell'interazione tra l'alveo e il deflusso della portata di piena.

Un approccio comune consiste nel trascurare il contributo della corrente al di là delle sponde dell'alveo, considerando le aree golenali quali semplici aree di accumulo. Tale ipotesi può essere giustificata in particolar modo per corsi d'acqua con sezioni d'alveo molto ampie, dove l'alveo risulta confinato da argini e la rimanente area golenale è coperta da molta vegetazione o è considerevole quale area golenale fisicamente scarsamente interconnessa all'alveo

principale.

Fread (1976) e *Smith* (1978) affrontano questo problema suddividendo il sistema in due alvei distinti, formulando le equazioni (8) e (9) per ciascuno di essi. Al fine di semplificare il problema essi definirono una superficie d'acqua orizzontale in ogni sezione trasversale normale alla direzione di scorrimento della portata, in modo tale che lo scambio di quantità di moto tra alveo e golena fosse di entità trascurabile e che il flusso di portata fosse distribuito in accordo alla direzione di scorrimento del corso d'acqua.

Si ha, pertanto, che:

$$Q_c = \varphi \cdot Q$$

dove:

Q_c = portata nell'alveo del corso d'acqua;

Q = portata totale;

$\varphi = K_c / (K_c + K_f)$;

K_c = coefficiente di trasporto nell'alveo;

K_f = coefficiente di trasporto nell'area golenale.

Con tali assunzioni, le equazioni monodimensionale del moto possono essere combinate nel seguente sistema:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(\phi Q)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\phi)Q]}{\partial x_f} = 0 \quad (11)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\phi^2 Q^2 / A_c)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\phi)^2 Q^2 / A_f]}{\partial x_f} + gA_c \left[\frac{\partial z}{\partial x_c} + S_{fc} \right] + gA_f \left[\frac{\partial z}{\partial x_f} + S_{ff} \right] = 0 \quad (12)$$

Nelle quali i pedici c ed f sono rispettivamente riferiti al canale principale (channel) e all'area golenale (floodplain).

Tali equazioni vengono risolte alle differenze finite mediante il metodo numerico iterativo di *Newton-Raphson* (box scheme).

Il modello sopra descritto ha avuto riscontri positivi in appositi test di simulazione fisica del problema.

Barkau, nel 1982, approfondì il succitato lavoro di *Fread* e *Smith*, definendo un nuovo sistema di equazioni, di più immediata e semplice risoluzione. Utilizzando un fattore di distri-

buzione delle velocità egli combinò i termini convettivi. Quindi, definendo un equivalente traiettoria di scorrimento, Barkau sostituì i coefficienti di pendenza (S_{fc} e S_{ff}) con una forza equivalente.

Le equazioni ottenute da *Barkau* sono, appunto, la base del metodo di calcolo utilizzato dal codice HEC-RAS.

Entrando nel dettaglio **l'equazione di continuità**, che descrive la conservazione della massa di un sistema monodimensionale, con l'aggiunta di un fattore di accumulo S , può essere scritta nel seguente modo:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (13)$$

dove:

x = distanza lungo l'alveo del corso d'acqua;

t = tempo;

Q = portata;

A = area della sezione trasversale;

S = area di accumulo data dalle parti della sezione trasversale non oggetto di moto;

q_l = portata laterale in ingresso nell'alveo per unità di lunghezza.

L'equazione sopra riportata può essere, quindi, scritta distintamente per l'alveo e l'area golenale:

$$\frac{\partial A_c}{\partial t} + \frac{\partial Q_c}{\partial x_c} = q_f \quad (14)$$

$$\frac{\partial A_f}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q_f}{\partial x_f} = q_c + q_l \quad (15)$$

dove i pedici c e f sono riferiti rispettivamente all'alveo (channel) e alla golenale (floodplain), q_l è la portata laterale in ingresso per unità di lunghezza dell'area golenale e q_c e q_f sono gli scambi di portata tra l'alveo e la golenale.

Passando alle differenze finite si ottiene rispettivamente per l'equazione (14) e (15):

$$\frac{\Delta A_c}{\Delta t} + \frac{\Delta Q_c}{\Delta x_c} = \bar{q}_f \quad (16)$$

$$\frac{\Delta A_f}{\Delta t} + \frac{\Delta S}{\Delta t} + \frac{\Delta Q_f}{\Delta x_f} = \bar{q}_c + \bar{q}_l \quad (17)$$

Lo scambio di massa è equivalente ma non opposto in segno cosicché si ha che:

$$\Delta x_c \cdot q_c = - q_f \cdot \Delta x_f$$

Unendo le suddette equazioni e sviluppando i calcoli si ottiene, in definitiva:

$$\Delta Q + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} \Delta x_c + \frac{\Delta A_f}{\Delta t} \Delta x_f + \frac{\Delta S}{\Delta t} \Delta x_f - \bar{Q}_l = 0 \quad (18)$$

dove \bar{Q}_l è la portata media laterale in ingresso.

Per quanto riguarda l'equazione di **conservazione della quantità di moto** si asserisce che la variazione del moto equivale alle forze esterne che agiscono sul sistema.

Per l'alveo del corso d'acqua si ha:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(QV)}{\partial x} + gA \cdot \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (19)$$

L'equazione (19) può essere, quindi, scritta distintamente per l'alveo principale (channel) e per l'area golenale (floodplain):

$$\frac{\partial Q_c}{\partial t} + \frac{\partial(Q_c V_c)}{\partial x} + gA_c \cdot \left(\frac{\partial z}{\partial x_c} + S_{fc} \right) = M_f \quad (20)$$

$$\frac{\partial Q_f}{\partial t} + \frac{\partial(Q_f V_f)}{\partial x_f} + gA_f \cdot \left(\frac{\partial z}{\partial x_f} + S_{ff} \right) = M_c \quad (21)$$

in cui M_c e M_f sono i flussi di moto per unità di lunghezza, scambiati tra l'alveo e la golena, rispettivamente.

Resta confermata l'ipotesi secondo la quale la superficie idrica è orizzontale in ogni sezione trasversale e perpendicolare al flusso di portata; si assume, inoltre, che la superficie idrica abbia la medesima altezza relativa sia nell'alveo che nell'area golenale.

Approssimando le equazioni (20) e (21) alle differenze finite si ottiene:

$$\frac{\Delta Q_c}{\Delta t} + \frac{\Delta(Q_c V_c)}{\Delta x} + g \bar{A}_c \cdot \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_c} + \bar{S}_{fc} \right) = M_f \quad (22)$$

$$\frac{\Delta Q_f}{\Delta t} + \frac{\Delta(Q_f V_f)}{\Delta x_f} + g \bar{A}_f \cdot \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_f} + \bar{S}_{ff} \right) = M_c \quad (23)$$

Si noti che:

$$\Delta x_c \cdot M_c = - \Delta x_f \cdot M_f$$

Sostituendo e sviluppando i calcoli nella (23) si ottiene:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t} + \Delta(V_c Q_c) + \Delta(V_f Q_f) + g(A_c + A_f) \Delta z + g \bar{A}_c \bar{S}_{fc} \Delta x_c + g \bar{A}_f \bar{S}_{ff} \Delta x_f = 0 \quad (24)$$

I due termini finali dell'equazione (24) definiscono la forza dovuta all'attrito del fondo di scorrimento agente sul fluido. Una forza equivalente può essere definita nel seguente modo:

$$g \bar{A} \bar{S}_f \Delta x_e = g \bar{A}_c \bar{S}_{fc} \Delta x_c + g \bar{A}_f \bar{S}_{ff} \Delta x_f \quad (25)$$

dove:

Δx_e = traiettoria di scorrimento della portata equivalente;

S_f = fattore di pendenza dell'intera sezione trasversale;

$$A = \bar{A}_c + \bar{A}_f$$

Riscrivendo i termini convettivi, definendo un fattore di distribuzione della velocità:

$$\beta = \frac{(V_c^2 A_c + V_f^2 A_f)}{V^2 A} = \frac{(V_c Q_c + V_f Q_f)}{QV} \quad (26)$$

e,

$$\Delta(\beta V Q) = \Delta(V_c Q_c) + \Delta(V_f Q_f) \quad (27)$$

Si ottiene la seguente forma finale proposta da *Barkau* per l'equazione di moto:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t} + \Delta(\beta V Q) + g \bar{A} \Delta z + g \bar{A} \bar{S}_f \Delta x_e \quad (28)$$

Termini di forza aggiuntivi

Le forze di attrito e pressione del piano di scorrimento del corso d'acqua non sempre sono sufficienti a descrivere tutte le forze agenti nel deflusso idrico.

Strutture quali ad esempio le pile dei ponti restringono la luce di deflusso della portata esercitando forze addizionali che si oppongono al deflusso medesimo.

In zone localizzate del corso d'acqua tali forze assumono entità considerevoli e sono, pertanto, in grado di produrre significativi incrementi del livello idrico del corso d'acqua.

In considerazione di tali forze l'equazione (19) può essere così integrata:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(QV)}{\partial x} + gA \cdot \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f + S_h \right) = 0 \quad (29)$$

dove:

$$S_h = \frac{dh_l}{dh_x} \quad (30)$$

È un termine denominato "swell head" che descrive l'aumento differenziale del battente idrico per una distanza differenziale dx.

In letteratura esistono diverse relazioni per il calcolo di S_h a seconda del tipo di correnti e delle infrastrutture interferenti con il corso d'acqua in esame, che grazie a diverse analisi sperimentali, possono essere espresse in modo generalizzato con la seguente formula:

$$h_l = C \frac{V^2}{2g} \quad (31)$$

in cui h_l è il carico idrico perso e C è un coefficiente variabile di caso in caso, funzione della velocità, della profondità e delle proprietà geometriche delle aperture.

Influsso laterale della quantità di moto

Un ulteriore termine aggiuntivo all'equazione (19) può essere determinato, in corrispondenza di connessioni tra corsi d'acqua differenti, dalla portata in immissione dal corso d'acqua secondario a quello principale. Tale termine è generalmente trascurabile, in particolar modo nel caso di modellazione dell'onda di piena in cui le portate in gioco del corso d'acqua principale sono di entità elevata.

La quantità di moto entrante dovuta al contributo di un corso d'acqua affluente è esprimibile nel seguente modo:

$$M_l = \xi \frac{Q_l V_l}{\Delta x} \quad (32)$$

dove:

Q_l = portata laterale entrante;

V_l = velocità media della portata entrante;

ξ = frazione della quantità di moto entrante nel corso d'acqua principale;

Integrando le equazioni (30) e (32) nell'equazione (28) si ha in definitiva la più generale:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t \cdot \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta V Q)}{\Delta x_e} + g \bar{A} \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{S}_f + \bar{S}_h \right) = \xi \frac{Q_l V_l}{\Delta x_e} \quad (33)$$

Condizioni al contorno

Per ogni canale o corso d'acqua ci sono N nodi di calcolo che comportano N-1 celle di differenze finite. Di tali celle 2N-1 equazioni alle differenze finite possono essere sviluppate. Poiché si vengono, pertanto, a determinare 2N incognite (ΔQ e Δz per ciascun nodo), risultano necessarie due equazioni aggiuntive. Tali equazioni vengono fornite con l'introduzione delle condizioni al contorno per ciascun corso d'acqua, le quali, per condizioni di portate lente sono richieste sia a monte che a valle, mentre per portate veloci sono necessarie solamente a monte.

Per la simulazione delle condizioni di collasso istantaneo dello sbarramento non è, invece, richiesta l'assegnazione di alcuna condizione interna, poiché il codice di calcolo di fatto è in grado di descrivere l'evolvere nel tempo della situazione iniziale caratterizzata da un brusco salto di quote della superficie libera in corrispondenza dello sbarramento.

Condizioni al contorno di monte

Le condizioni al contorno di monte sono richieste all'estremità di monte di ciascun corso d'acqua non connesso, in tal punto, con altri corsi d'acqua o con aree di ritenuta idrica.

La condizione da applicare al modello di calcolo è quella di idrogramma di portata con

assegnato tempo di scarico di portata. L'equazione dell'idrogramma di portata può essere espressa, in forma generica, nel seguente modo:

$$\Delta Q_k^{n+1} = Q_k^n - Q_k \quad (34)$$

in cui k è il nodo di monte del corso d'acqua.

L'equazione (34) espressa sotto forma di differenze finite risulta:

$$MUQ_m \Delta dQ_k = MUB_m \quad (35)$$

dove:

$$MUQ_m = 1;$$

$$MUB_m = Q_1^{n+1} - Q_1^n$$

Condizioni al contorno di valle

Le condizioni al contorno di valle sono richieste all'estremità di valle del corso d'acqua che risulta non essere connesso con altri corsi d'acqua o bacini di ritenuta idrica.

Il codice di calcolo utilizzato prevede quattro differenti tipologie di condizioni al contorno di valle, nel seguito elencati:

- A) idrogramma di fase;
- B) idrogramma di portata;
- C) stima con curva di livello (rating curve);
- D) profondità normale al tirante idrico nell'ipotesi di condizioni di moto uniforme, utilizzando l'equazione di *Manning (10b)* – (normal depth).

Per quanto riguarda il corso d'acqua oggetto del presente studio (Torrente Sessera) saranno utilizzate le condizioni B) e D), rispettivamente per il caso di apertura artificiale e gli scarichi e per il collasso della diga.

In particolare, l'*idrogramma di portata* è utilizzato essendo disponibile una serie di dati registrati e tarati e al fine di calibrare il modello per lo specifico evento di piena, sotto l'ipotesi di alveo di valle asciutto.

Si ha, pertanto, la seguente equazione alle differenze finite:

$$CDQ_m \Delta dQ_N = CDB_m \quad (36)$$

dove:

$$CDQ_m = 1;$$

$$CDB_m = Q_N^{n+1} - Q_N^n$$

La condizione al contorno di profondità normale consiste nell'utilizzo dell'equazione di *Manning (10b)* inserendo il grado di pendenza medio del tratto di valle del corso d'acqua, il quale viene considerato normale al profilo del tirante idrico sotto le ipotesi di condizioni di moto uniforme.

Dato che le condizioni di moto uniforme normalmente non sussistono per i corsi d'acqua naturali, tale condizione al contorno dovrebbe essere impostata a distanza sufficiente rispetto al tratto oggetto di studio, in modo tale da non influenzarne i risultati.

L'equazione di Manning può, in tal senso, essere formulate nel seguente modo:

$$Q = K(S_f)^{0.5} \quad (37)$$

dove K rappresenta il flusso di portata e S_f è il grado di pendenza medio del tratto di valle del corso d'acqua.

Nel nostro studio la condizione iniziale assunta nel calcolo è quella che il fondo dell'alveo a valle della diga sia asciutto prima dell'arrivo dell'onda.

La condizione al contorno di monte, invece, è costituita dagli idrogrammi di piena riportati nel *Paragrafo 4.1* alla *figura 2*, mentre la condizione al contorno di valle, come anzidetto, è quella di altezza di moto uniforme: man mano che il fronte dell'onda avanza lungo l'alveo; tale condizione è coerente con l'ipotesi assunta di alveo inizialmente asciutto.

Per ulteriori approfondimenti tecnici e operativi in merito al codice di calcolo si rimanda, infine, ai riferimenti bibliografici e a quanto specificatamente riportato nella documentazione relativa al suo utilizzo e funzionamento.

6. RISULTATI OTTENUTI

6.1 *Onda di piena prodotta dalla manovra degli organi di scarico*

Nel seguito vengono illustrati i risultati ottenuti per mezzo del codice di calcolo precedentemente descritto relativamente al caso di manovre istantanee degli scarichi dello sbarramento. I dati vengono riportati nelle tabelle allegate alla presente relazione (*Allegato 1*).

Nelle tabelle allegate vengono, in particolare, riportate le seguenti grandezze numeriche, relative a ciascuna sezione principale considerata:

- portata defluente;
- quota di fondo alveo (thalweg);
- quota del livello idrico;
- altezza critica;
- carico idraulico totale;
- velocità della corrente;
- area di deflusso della sezione;

Vengono, altresì, riportati i profili idrici longitudinali delle piene in studio e la cartografia con la massima estensione indicativa delle aree di deflusso idrico (*Allegato 3*).

Nelle planimetrie grafiche allegate il limite delle aree interessate dal deflusso della portata relativa al caso di apertura considerato di cui al *Capitolo 4* viene dedotto a partire dalle quote massime di pelo libero ottenute dal calcolo in funzione della distanza progressiva lungo l'asse del corso d'acqua. In particolare, l'estensione trasversale dell'area, relativa ad una progressiva assegnata, viene ricavata riportando in direzione normale all'asse del corso d'acqua la corrispondente quota di pelo libero fino ad incontrare la corrispondente curva di livello del terreno. Il suddetto procedimento, pur essendo coerente con il modello di calcolo unidimensionale adottato risente, tuttavia, di una certa tolleranza principalmente dipendente dal dettaglio consentito dalla cartografia di base, oltre che dalle approssimazioni fisiche dell'alveo (geometria, scabrezza, modificazioni morfologiche indotte da piene naturali, cicli stagionali della vegetazione, ecc.). In considerazione di ciò sarà, quindi, possibile riscontrare incongruenze in talune sezioni tra la larghezza massima dell'acqua ivi rappresentata e la cor-

rispondente rappresentata in planimetria. Tale scelta è stata effettuata anche in quanto maggiormente cautelativa e rispondente alla reale morfologia dei luoghi.

La rappresentazione delle sezioni, pur derivando dal modello digitale del terreno associato alla CTR comporta, infatti, inevitabilmente alcuni errori di approssimazione che, tramite il procedimento sopra descritto vengono congruamente emendati.

Per le motivazioni sopra esposte e tenendo presenti le osservazioni fatte in precedenza sulle approssimazioni del calcolo, si deve attribuire alle aree rappresentate un significato indicativo anche se pienamente accettabile per le finalità che si propone di perseguire il presente studio.

I coefficienti di scabrezza assunti, entro limiti ragionevoli di variazione, non influenzano in misura apprezzabile né le quote idrometriche massime che si producono nei casi in esame né i tempi di propagazione delle piene, soprattutto in considerazione delle entità relativamente modeste delle portate transitanti.

Con riferimento, quindi, ai risultati ottenuti dalle simulazioni si può osservare che in caso di piena eccezionale con livello nel serbatoio pari alla quota di massima regolazione per un tempo di ritorno pari a 1000 anni in concomitanza all'apertura istantanea di tutti gli scarichi profondi (caso "D"), la portata di $1.028 \text{ m}^3/\text{s}$ che è scaricata in alveo transita verso valle generalmente contenuta entro l'alveo principale; solo in qualche tratto essa lambisce alcuni edifici, più che altro a destinazione produttiva e le strutture viarie secondarie e di importanza minore, poste in adiacenza al corso d'acqua.

Per questa situazione, in base al calcolo, i numerosi attraversamenti presenti in alveo si presentano con quote del piano viabile che sono sempre superiori alle quote idrometriche massime, tranne nel caso degli attraversamenti nel tratto più a monte, comunque, secondari e di minor importanza. Si evidenzia come il risultato sia stato ottenuto nelle ipotesi di luci dei ponti sgombre. Nella realtà è da considerare, anche, la possibilità che in corrispondenza di alcuni manufatti, in modo particolare quelli con maggiore ingombro della struttura in alveo e con quote relative di intradosso più basse, possano verificarsi fenomeni locali di criticità idraulica dovuti, ad esempio, alla parziale ostruzione delle luci e al trasporto e all'accumulo lungo le pile in alveo di materiale galleggiante trasportato dal corso d'acqua in seguito a pre-

gressi eventi di piena naturale. Tali fenomeni possono pregiudicare la stabilità delle strutture in attraversamento e l'eventuale sormonto della portata di piena.

Particolare attenzione deve essere, pertanto, posta allo stato di manutenzione dell'alveo rimuovendo il materiale laddove questo tenda ad ostruire le luci dei ponti ed eliminando, ove necessario, la vegetazione arborea nelle aree golenali di possibile pertinenza delle acque del torrente.

Per quanto riguarda la celerità di propagazione del colmo di piena lungo il tratto d'alveo considerato, essa risulta elevata soprattutto nel primo tratto immediatamente a ridosso dello sbarramento. Nel caso più critico "E", ovvero con portata pari a $1.028 \text{ m}^3/\text{s}$, il tratto di monte di circa 11 km è percorso dalla piena in circa 30 minuti, con una velocità media di oltre 6 m/s. Nel tratto vallivo, oltre il dodicesimo chilometro, dove la sezione del torrente si allarga e la pendenza si riduce sensibilmente, tale valore scende a circa 4 m/s.

Complessivamente il colmo di piena raggiunge la sezione di valle posta alla confluenza con il Fiume Sesia, dopo circa $70 \div 80$ minuti.

Senza sostanziali problemi è, invece, la situazione che si presenta nel caso di un'onda di piena prodotta dalla manovra artificiale degli scarichi di fondo e di mezzo fondo, con livello nel serbatoio sempre pari a quello di massima regolazione (casi "A", "B" e "C").

La manovra comporta, infatti, nel caso più critico dato dalla somma delle portate massime esitabili dai due scarichi, la propagazione in alveo di una portata di circa $211 \text{ m}^3/\text{s}$, la quale transita verso valle sempre contenuta entro l'alveo principale del torrente e senza sostanzialmente interessare né la viabilità né i centri abitati. Tale portata risulta paragonabile e, comunque di poco inferiore, a quella di piena naturale associata ad un tempo di ritorno di 5 anni, rilevabile dalla *Relazione idraulica* (elaborato "RD3") allegata al progetto.

Per i casi "A", "B" e "C", quindi, le massime altezze d'acqua nelle diverse sezioni si riducono sensibilmente rispetto ai casi "D" ed "E" e le corrispondenti quote idrometriche sono ovunque inferiori alla quote delle sponde che delimitano l'alveo e delle infrastrutture che lo attraversano.

Anche la velocità massime di propagazione risultano alquanto ridotte, variando mediamente intorno ai 4 m/s nel tratto di monte, e i $2 \div 3$ m/s nel tratto di valle, dove si determi-

na un apprezzabile allargamento delle sezioni d'alveo.

Complessivamente la sezione ubicata alla confluenza con il Fiume Sesia è raggiunta dall'onda di piena dopo circa 3 ore per il caso di manovra istantanea del solo scarico di mezzo fondo (caso "A") e dopo circa 2 ore sia per la manovra istantanea del solo scarico di fondo (caso "B") che per la manovra istantanea e simultanea di entrambi gli scarichi di fondo e mezzo fondo (caso "C").

6.2 Onda di piena prodotta dal collasso dello sbarramento

Nel presente paragrafo si illustrano i risultati ottenuti applicando il codice di calcolo descritto in precedenza e utilizzando i dati delle caratteristiche fisiche e geometriche dell'alveo di cui al *paragrafo 2.2*, per le situazioni di collasso improvviso parziale e totale dello sbarramento.

Il codice utilizzato per il calcolo della propagazione fornisce, in corrispondenza di tutte le sezioni considerate, i seguenti risultati relativi alle caratteristiche dell'onda:

- portata massima;
- quota di fondo alveo (thalweg);
- altezza idrica massima;
- carico idraulico totale;
- altezza critica;
- velocità massima della corrente;

I valori delle suddette grandezze sono rappresentati in forma riassuntiva nei tabulati allegati alla presente relazione in *Allegato 1*.

Vengono, altresì, riportati i profili idrici longitudinali delle piene in studio e la cartografia con la massima estensione indicativa delle aree potenzialmente soggette ad esondazione (*Allegati 2 e 3*).

Così come indicato nel paragrafo precedente nelle suddette planimetrie grafiche il limite delle aree interessate dal deflusso della portata relativa al caso di collasso considerato di cui al *Capitolo 4* viene dedotto a partire dalle quote massime di pelo libero ottenute dal calcolo in funzione della distanza progressiva lungo l'asse del corso d'acqua. In particolare,

l'estensione trasversale dell'area, relativa ad una progressiva assegnata, viene ricavata riportando in direzione normale all'asse del corso d'acqua la corrispondente quota di pelo libero fino ad incontrare la corrispondente curva di livello del terreno.

Anche in questo caso tale procedimento, pur essendo coerente con il modello di calcolo unidimensionale adottato, risente, tuttavia, di una certa tolleranza principalmente dipendente dal dettaglio consentito dalla cartografia di base, oltre che dalle approssimazioni fisiche dell'alveo (geometria, scabrezza, modificazioni morfologiche indotte da piene naturali, cicli stagionali della vegetazione, ecc.). Per tali motivi e tenendo presenti le osservazioni fatte in precedenza sulle approssimazioni del calcolo, si deve attribuire alle aree rappresentate un significato indicativo anche se pienamente accettabile per le finalità che si propone di perseguire il presente studio.

Il crollo istantaneo dello sbarramento comporta lungo l'alveo del Torrente Sessera la formazione di un'onda di piena di breve durata, ma con portate al colmo molto elevate, soprattutto nel primo tratto d'alveo posto a valle dello sbarramento.

Relativamente alle portate, il crollo dello sbarramento comporta valori che, a ridosso dello stesso assumono valori prossimi a quelli degli idrogrammi di piena precedentemente calcolati, dell'ordine appunto di $22.000 \div 90.000 \text{ m}^3/\text{s}$, i quali diminuiscono progressivamente procedendo verso valle, dove l'alveo del torrente tende progressivamente ad allargarsi.

Dalla sezione 110 circa, dalla quale l'alveo del torrente tende via via ad assumere dimensioni relative maggiori e, in particolare, dalla confluenza con il Fiume Sesia in poi, le portate massime dell'onda di piena prodotta tendono a ridursi sensibilmente, in ragione, soprattutto, dell'invaso prodotto nelle aree golenali e di espansione.

La portata al colmo si riduce, per il caso di rottura totale, a circa $50.000 \text{ m}^3/\text{s}$ all'altezza di Coggiola, a circa $40.000 \text{ m}^3/\text{s}$ all'altezza di Pray e a circa $20.000 \text{ m}^3/\text{s}$ in corrispondenza di Crevacuore. Per i casi di rottura parziale le portate in corrispondenza dei tre centri abitati sopra indicati presentano valori sostanzialmente ridotti e rispettivamente pari a circa $20.000 \text{ m}^3/\text{s}$, $16.000 \text{ m}^3/\text{s}$ e $13.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Alla confluenza con il Fiume Sesia si hanno, invece, i seguenti valori di portata:

- Rottura porzione ad arco-gravità destra dello sbarramento: circa 10.000 m^3 .

- Rottura porzione ad arco-gravità sinistra dello sbarramento: circa 11.000 m³.
- Rottura totale dello sbarramento: circa 17.000 m³.

Nel suo passaggio verso valle l'onda di piena, nel primo tratto di una decina di chilometri dallo sbarramento, produce notevoli incrementi del livello idrico, con effetti che restano, tuttavia, confinati entro l'alveo, essendo la valle del Torrente Sessera, in tale tratto, profondamente incisa.

Superato il centro abitato di Coggiola iniziano, invece, ad essere interessate anche aree poste in adiacenza all'alveo vero e proprio, sulle quali sorgono strutture viarie e fabbricati sia a destinazione produttiva che civile.

Alcune strade fra le quali quelle che in destra e sinistra orografica risalgono la Val Sessera (rispettivamente S.P. 71/235/117 e S.P.72/200/118) e numerosi edifici sono raggiunti dalle acque. Tutti i ponti che attraversano il torrente sono pesantemente interessati dal passaggio del colmo di piena e sormontati dalle acque che si dispongono quasi ovunque con quote massime superiori a quelle degli impalcati medesimi.

Di fatto va ritenuto che tutti gli insediamenti realizzati a ridosso dell'alveo siano a rischio, specialmente per la situazione di rottura totale della diga, potendo, oltretutto, la corrente erodere profondamente le rive sulle quali gli stessi sono edificati.

Per quanto riguarda la celerità di propagazione dell'onda di piena, nel caso peggiore (rottura totale), raggiunge, per il tratto posto più a monte sino a circa 12 km a valle dell'invaso, valori medi di circa 30 m/s e variabili da un minimo di circa 15 m/s in corrispondenza della sezione 114 ad un massimo di circa 40 m/s, subito a valle della diga, impiegando 6 ÷ 7 minuti per raggiungere la frazione di Masserenga e Coggiola. Oltre il dodicesimo chilometro la celerità del colmo di piena, in particolar modo per effetto della graduale formazione dell'invaso nelle aree golenali di espansione, tende a ridursi e ad attestarsi intorno a valori medi dell'ordine di 12 m/s. Per il caso di collasso totale della diga il colmo dell'onda di piena impiega complessivamente a percorrere la distanza dall'invaso alla confluenza con il Fiume Sesia, circa 24 minuti.

In entrambi i casi di collasso parziale dello sbarramento la celerità di propagazione dell'onda di piena per il tratto di monte del Torrente Sessera si attesta intorno a valori medi di

circa 25 m/s, impiegando circa 7 ÷ 8 minuti a raggiungere Messerenga e Coggiola. Da qui in poi la velocità di propagazione dell'onda scende su valori medi dell'ordine di circa 8 ÷ 9 m/s; il tempo impiegato per raggiungere la confluenza con il Fiume Sesia è di circa 26 ÷ 27 minuti.

La propagazione delle onde di piena nel Fiume Sesia risente notevolmente degli effetti di laminazione e di invaso prodotti dalle aree golenali e di espansione del corso d'acqua. I valori delle portate di picco relative a tutti i casi oggetto di studio, infatti, sono soggette ad una notevole riduzione progressiva procedendo verso valle, in modo più marcato per quanto riguarda il caso relativo al collasso totale dello sbarramento. In tal senso vengono raggiunti valori simili di portata di colmo, per i tre casi esaminati, in corrispondenza delle sezioni 0.27 e 0.26 circa. In modo concorde alle portate anche le velocità della corrente e la celerità della propagazione della piena si riducono in modo significativo e progressivo procedendo verso valle lungo il Fiume Sesia.

I coefficienti di scabrezza assunti, entro limiti ragionevoli di variazione, non influenzano in misura apprezzabile le quote idrometriche massime che si producono nel caso di rottura dello sbarramento, mentre possono determinare effetti maggiormente apprezzabili soprattutto sui tempi di propagazione della piena del tratto di corso d'acqua ubicato più a valle.

Si ritiene, comunque, che i tempi di arrivo delle onde di piena possano essere ragionevolmente attendibili, con tolleranze crescenti da monte verso valle e dell'ordine di qualche minuto per il tratto di Torrente Sessera ($\pm 1 \div 2$ minuti) e il tratto di monte del Fiume Sesia, sino alla sezione 0.37 circa, ($\pm 1 \div 5$ minuti) e di circa ± 30 minuti per quanto riguarda la propagazione delle onde di piena sino all'abitato di Vercelli.

Nelle seguenti tabelle si riportano, le caratteristiche principali di propagazione delle onde di piena (portate di colmo, tiranti idrici massimi, velocità massime e tempi di arrivo del fronte d'onda) per i tre differenti casi di collasso esaminati, in corrispondenza di alcuni punti significativi del corso d'acqua:

	Sezione [n°]	Distanza progressiva [km]	Portata di colmo [mc/s]	Altezza idrica max [m]	Velocità max [m/s]	Tempo di arrivo [min]
MASSERENGA	112	11.2	17650	15.5	15.4	7
COGGIOLA	105	12.0	16337	15.9	14.9	8
PRAY	80	14.6	14676	9.0	7.6	12
CREVACUORE	46	18.1	12017	10.9	11.4	17
CONFLUENZA SESIA	1	22.6	9933	6.7	3.0	27
ROMAGNANO SESIA	0.37	32.9	5759	8.9	2.2	75
GREGGIO	0.17	54.4	3511	4.2	2.0	260
VERCELLI	0.02	70.5	c.a. 2500	c.a. 3.5	c.a. 1.4	c.a. 420

Tabella 3 – Risultati principali della propagazione dell'onda di piena per la situazione di collasso della porzione ad arco-gravità destra dello sbarramento.

	Sezione [n°]	Distanza progressiva [km]	Portata di colmo [mc/s]	Altezza idrica max [m]	Velocità max [m/s]	Tempo di arrivo [min]
MASSERENGA	112	11.2	22420	16.6	15.8	7
COGGIOLA	105	12.0	20717	17.5	14.4	8
PRAY	80	14.6	17972	9.6	8.2	11
CREVACUORE	46	18.1	13850	11.6	11.9	16
CONFLUENZA SESIA	1	22.6	11310	7.1	3.1	26
ROMAGNANO SESIA	0.37	32.9	6130	9.1	2.2	80
GREGGIO	0.17	54.4	3570	4.2	2.0	260
VERCELLI	0.02	70.5	c.a. 2500	c.a. 3.5	c.a. 1.4	c.a. 420

Tabella 4 – Risultati principali della propagazione dell'onda di piena per la situazione di collasso della porzione ad arco-gravità sinistra dello sbarramento.

	Sezione [n°]	Distanza progressiva [km]	Portata di colmo [mc/s]	Altezza idrica max [m]	Velocità max [m/s]	Tempo di arrivo [min]
MASSERENGA	112	11.2	57796	21.5	20.4	5
COGGIOLA	105	12.0	52537	22.4	16.6	6
PRAY	80	14.6	39165	12.3	11.0	8
CREVACUORE	46	18.1	21457	15.4	8.0	14
CONFLUENZA SESIA	1	22.6	16808	8.5	3.4	24
ROMAGNANO SESIA	0.37	32.9	8099	9.7	2.4	65
GREGGIO	0.17	54.4	3794	4.3	2.0	250
VERCELLI	0.02	70.5	c.a. 2700	c.a. 3.7	c.a. 1.4	c.a. 420

Tabella 5 – Risultati principali della propagazione dell'onda di piena per la situazione di collasso totale dello sbarramento.

7. VALUTAZIONE QUALITATIVA DEL TRASPORTO SOLIDO

Il presente capitolo espone considerazioni di tipo qualitativo circa la possibile mobilitazione e trasporto del materiale solido di fondo alveo da parte della corrente di piena. Tale analisi è utile all'individuazione di zone presumibilmente soggette a deposito, con conseguenti possibilità di sopralzi del pelo libero od ostruzione di luci di infrastrutture esistenti di attraversamento del corso d'acqua, nonché delle zone in corrispondenza delle quali è possibile l'instaurarsi di fenomeni di erosione e crolli spondali. Si precisa a tal proposito come, tali fenomeni, la cui principale conseguenza consiste nel possibile innalzamento del livello idrico della piena, sono già stati sostanzialmente tenuti in considerazione nella definizione cautelativa e a favore di sicurezza dei coefficienti di scabrezza dei tratti d'alveo interessati dalla propagazione dell'onda di piena determinati al *Paragrafo 2.2*.

Con riferimento al problema di mobilità delle sezioni, assimilando in prima approssimazione le sezioni a sezioni rettangolari molto larghe, lo sforzo tangenziale massimo τ_0 esercitato dalla corrente è valutabile con la relazione:

$$\tau_0 = \gamma \cdot y^{-1/3} \cdot \frac{v^2}{k_s^2}$$

essendo $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ il peso specifico dell'acqua, y la profondità della corrente e v la sua velocità media.

In condizioni di moto incipiente per il materiale solido costituente l'alveo tale sforzo tangenziale è in grado di mobilitare materiale con diametro medio d inferiore a:

$$d = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot 0,06}$$

Essendo γ_s il peso specifico del materiale presente in alveo, desunto dagli specifici studi geologici e geotecnici (rif. elaborati "RD7" e "RD8") e assunto pari a 28 kN/m^3 per il tratto di monte (a maggior consistenza rocciosa) e di 26 kN/m^3 per il tratto di valle; il coefficiente 0,06 rappresenta, invece, il valore a cui tende il parametro adimensionale di Shields $\tau_0 / (\gamma_s - \gamma) \cdot d$ al limite del movimento incipiente in condizioni di moto turbolento.

7.1 Trasporto solido per manovra degli organi di scarico

Con riferimento alla propagazione dell'onda di piena artificiale prodotta dalle manovre istantanee degli scarichi si possono dedurre le seguenti considerazioni.

Relativamente ai casi "A", "B" e "C" nel primo tratto posto a valle della diga (sino a circa 11 km a valle dello sbarramento), dove si hanno velocità medie variabili da 3 a 4 m/s, e profondità della corrente che oscillano entro un campo di valori di $2 \div 3$ m, lo sforzo tangenziale assume valori di circa $0,1 \div 0,2$ kN/m². Ne consegue che, al passaggio di portate di tale ordine la corrente è in grado di rimuovere il materiale con diametro massimo compreso tra 10 e 20 cm, con valori maggiori relativi alle sezioni in cui è maggiore lo sforzo tangenziale.

Velocità medie massime inferiori e, conseguentemente sforzi tangenziali minori, si determinano nella seconda parte del tratto d'alveo oggetto di studio, ovvero per distanze dalla diga superiori a 11 km circa.

In tale tratto, con tiranti idrici dell'ordine di $1 \div 2$ m, le velocità medie variano tra 3,0 m/s e 2,0 m/s. Ne risultano per lo sforzo tangenziale valori compresi tra 0,05 e 0,1 kN/m² e, per il materiale mobilizzabile dalla corrente diametri massimi compresi tra 5 e 15 cm.

I dati sopra esposti evidenziano che, in caso di piena con portata al limite della capacità complessiva degli scarichi, si determinano fenomeni di erosione e deposito di materiale solido relativamente contenuti, paragonabili a quelli che si avrebbero con una portata di piena naturale associata ad un tempo di ritorno di 5 anni. Con portate defluenti di quest'ordine di grandezza, in condizioni di piena, il trasporto solido non dovrebbe, pertanto, comportare modificazioni della morfologia dell'alveo del torrente degne di nota. Non sono, però, trascurabili eventuali fenomeni erosivi localizzati in corrispondenza delle pile in alveo dei vari manufatti di attraversamento.

Per quanto concerne, invece, i casi "D" ed "E", a fronte di portate dell'ordine di 1.000 m³/s si possono stimare più marcati fenomeni erosivi e di trasporto solido.

In particolare, nel tratto di monte, dove si determinano velocità medie massime pari a circa 6 m/s e tiranti idrici massimi di circa 6 m sarà presumibilmente mobilitato materiale in alveo con diametro massimo di circa 30 cm.

Nel tratto di valle, invece, in corrispondenza di velocità medie massime di circa 4 m/s

e di tiranti idrici variabili da 2 ÷ 5 m circa potrà essere mobilitato materiale con diametri di dell'ordine di circa 20 cm.

In tale tratto i restringimenti e gli allargamenti che si succedono e caratterizzano la morfologia dell'alveo favoriranno verosimilmente il sovralluvionamento dei tratti dove la corrente tende ad allargarsi e, rallentando, deposita il materiale più grossolano trasportato.

In relazione a tali aspetti potrebbe risultare, critica la condizione creata dagli attraversamenti presenti in alveo con caratteristiche di maggior ingombro della sezione, a monte dei quali saranno favoriti gli stati di sovralluvionamento e, in fase di piena con portate sostenute, potranno verificarsi riduzioni delle sezioni liquide.

7.2 Trasporto solido per collasso dello sbarramento

Nel caso di crollo dello sbarramento, sia per i casi di rottura parziale che per quello di rottura totale dello stesso, in corrispondenza dell'intero tratto di alveo relativo al Torrente Sessera si avranno ovunque velocità medie massime con valori notevoli, come risulta anche dalla loro curva di inviluppo lungo l'alveo. Nel primo tratto a valle della diga, così come evidenziato al *Capitolo 6*, esse superano i 30 m/s, ma anche nel tratto terminale, ove l'ampiezza delle sezioni assume valori maggiori, si determinano velocità comunque dell'ordine di 10 m/s, le quali determinano sforzi tangenziali molto elevati in grado di mobilitare grandi quantità di materiale incoerente presente in alveo.

In modo specifico, nel tratto vallivo del Torrente Sessera, con tiranti d'acqua medi dell'ordine di 10 ÷ 15 m e velocità medie variabili da circa 7 m/s a 12 m/s si ottengono per lo sforzo tangenziale valori compresi tra 0,8 e 1,0 kN/m² decrescenti procedendo da monte verso valle, in grado di rimuovere e trasportare materiali solido di diametro d , al limite del movimento incipiente, è orientativamente compreso tra 0,60 e 1,00 m.

Nel primo tratto a valle della diga, invece, dove i tiranti d'acqua variano mediamente tra i 20 m e i 30 m e le velocità sono comprese tra i 20 m/s e i 40 m/s, gli sforzi tangenziali massimi sono in grado di mobilitare ancora maggiori quantità di materiale presente in alveo, il quale può essere trasportato in modo generalizzato.

Effetti meno marcati ma , in ogni caso degni di nota si avranno in corrispondenza del

Fiume Sesia, dove si determinano, però, velocità progressivamente decrescenti proseguendo verso valle.

Va, pertanto, supposto che nel caso di collasso istantaneo sia parziale sia completo dello sbarramento, l'intensità del trasporto sia tale da sconvolgere completamente l'alveo del corso d'acqua e che, per l'irregolarità della geometria dell'alveo medesimo, soprattutto nella parte di monte, e la presenza in successione di restringimenti ed allargamenti di sezione, consistenti e non stimabili fenomeni di erosione si accompagnino a stati di intenso sovralluvionamento, con deposito del materiale di maggiore dimensione, in particolare nei tratti di rapido allargamento di sezione. Ne potranno, quindi, conseguire anche evidenti variazioni dell'assetto piano – altimetrico dell'intero alveo del Torrente Sessera e anche della parte più a monte dell'alveo del Fiume Sesia.

8. CONCLUSIONI

L'analisi con un modello propagatorio monodimensionale degli stati di moto prodotti nei tratti d'alveo esaminati da onde di piena artificiali generate dalla manovra degli scarichi della diga o dall'ipotetico crollo dello sbarramento ha condotto ai risultati di cui al *Capitolo 5* e riportati negli *Allegati 1, 2 e 3*, rispetto ai quali si possono trarre le seguenti conclusioni, valide per ciascuna delle diverse situazioni esaminate:

- **Manovra degli scarichi profondi: casi "A", "B" e "C"**

Con il livello di massima regolazione (951,00 m s.l.m.), mantenuto costante nel tempo e aprendo istantaneamente tutti gli scarichi profondi della diga, nell'ipotesi di portata in arrivo nulla e manovra finalizzata a vuotare rapidamente l'invaso, è rilasciata in alveo un'onda di piena con portata di 211 m³/s. Essa si propaga verso valle sostanzialmente invariata nella portata al colmo, dato l'elevato tempo di svuotamento del serbatoio e produce livelli idrometrici che sono ampiamente contenuti entro le sponde che delimitano l'alveo. I diversi attraversamenti presenti nel tratto compreso tra la diga e la confluenza col fiume Sesia hanno quote degli impalcati superiori a quelle che si raggiungono al passaggio del colmo di piena e non sono, pertanto, interessati dalle acque. Il risultato ottenuto presuppone, però, per l'alveo condizioni non molto dissimili da quelle rilevate topograficamente. Variazioni della morfologia dell'alveo prodotte da una cattiva manutenzione, che non elimini gli accumuli di materiale soprattutto a ridosso dei ponti e la vegetazione arborea nelle aree di pertinenza delle acque, potrebbero, però, comportare stati idrometrici sensibilmente diversi da quelli calcolati ma, comunque, sempre contenuti entro l'alveo del torrente.

- **Manovra degli scarichi profondi in concomitanza alla massima portata di piena sfiorabile per un tempo di ritorno di 1000 anni: Casi "D" ed "E"**

La portata massima determinata si propaga nel primo tratto di monte del torrente e fino all'abitato di Coggiola senza determinare particolari interferenze con gli attraver-

samenti, gli insediamenti e le strutture viarie presenti. A valle di Coggiola e fino a Crevacuore localmente la corrente si espande all'esterno della parte più incisa dell'alveo e si ha una riduzione drastica e, in qualche caso, l'annullamento del franco idraulico per cui qualche edificio viene ad essere lambito dalle acque. Le interferenze con la viabilità e con gli insediamenti si accentuano a valle di Crevacuore ed, in particolare, poco a monte della confluenza con il Fiume Sesia. Per tale motivazione, pur essendo generalmente le quote idrometriche calcolate inferiori sia alle quote degli impalcati dei ponti sia alle sommità delle sponde che delimitano l'alveo del torrente, potrebbero insorgere problemi a causa della mobilità dell'alveo. Sovralluvionamenti locali o fenomeni erosivi potrebbero produrre condizioni critiche in qualche tratto localizzato del torrente. Per tali motivi condizioni ugualmente critiche potrebbero verificarsi anche per alcuni ponti, soprattutto quelli con strutture in alveo di maggior ingombro, nel caso in cui le luci fossero intasate dal materiale solido trasportato o il materiale galleggiante fluitato si arrestasse contro le pile. Al fine di evitare o quantomeno contenere tali fenomeni è necessario mantenere sufficientemente sgombre le luci dei ponti, rimuovere i dossi che tendono a formarsi in alveo ed eliminare per quanto possibile nelle zone di pertinenza delle acque la vegetazione arborea, con opportune e regolari operazioni di manutenzione.

▪ **Collasso (parziale e totale) dello sbarramento**

Nell'ipotesi di collasso istantaneo dello sbarramento, portate particolarmente intense transiterebbero verso valle. I valori massimi di tali portate ottenuti nel caso di collasso totale risultano essere dell'ordine di $90.000 \div 70.000 \text{ m}^3/\text{s}$ fino a circa 11 km a valle dello sbarramento, per poi attenuarsi verso valle per effetto dell'invaso in alveo e riducendosi a circa $17.000 \text{ m}^3/\text{s}$ alla confluenza con il Fiume Sesia. In questo caso il passaggio della piena determina pesanti interferenze con gli insediamenti e le strutture viarie in tutta la valle del Sessera da Coggiola in poi. Tutti i ponti sono sormontati dall'onda di piena, che verosimilmente ne produrrà il crollo. Le intensissime interazioni tra la corrente e l'alveo mobile che la contiene potranno comportare profonde ed

imprevedibili modificazioni plano-altimetriche dell'alveo stesso.

In corrispondenza del Fiume Sesia si registra una sostanziale riduzione dei valori delle portate di colmo che, raggiungono valori paragonabili alla piena naturale desunta dal P.A.I. della regione Piemonte per un tempo di ritorno di 500 anni nel tratto compreso tra Gattinara e Lenta. In corrispondenza degli abitati di Arborio e Greggio si determinano valori di portata di colmo paragonabili alla piena naturale riferita al tempo di ritorno di 200 anni mentre in corrispondenza di Vercelli si hanno valori di portata massima dell'ordine della piena naturale riferita a Tr 20 anni.

I tempi di propagazione nel caso più critico di crollo totale comportano un raggiungimento dell'onda di piena della confluenza con il Fiume Sesia in circa 25 minuti e l'arrivo in prossimità dell'abitato di Vercelli in circa 7 ore.