

# DIMENSIONAMENTO DEI SERBATOI DI LAMINAZIONE E DELLA CASSE DI ESPANSIONE

*B. Bacchi, M. Balistrocchi*

Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente e di Matematica (DICATAM), Università di Brescia.

## SOMMARIO

I serbatoi di laminazione, denominati anche casse di espansione o vasche volano, sono presidi idraulici atti all'attenuazione delle portate massime delle piene ed alla mitigazione dei conseguenti rischi di allagamento. Essi sono divenuti via via sempre più necessari a causa dell'ampliarsi delle superfici urbanizzate ed alla sempre maggiore compromissione del reticolo idrografico. Infatti, sebbene in passato abbiano assunto le caratteristiche di invasi di grandi dimensioni a servizio di importanti corsi d'acqua, oggi il loro impiego è spesso richiesto anche nell'ambito urbano, laddove si vogliano ridurre i rischi di insufficienza delle reti di drenaggio o dei corpi idrici ricettori degli scarichi, posti a valle di nuove urbanizzazioni.

Il dimensionamento della loro capacità deve essere effettuato con la dovuta cura per evitare, in caso di sottostima, la loro inefficacia o, in caso di sovrastima, costi economici inaccettabili. I metodi progettuali sviluppati nel corso degli ultimi decenni sono peraltro numerosi e comportano svariati gradi di semplificazione e concettualizzazione dei processi idrologici ed idraulici coinvolti.

I più consolidati, sviluppati per primi secondo l'approccio dell'evento critico, in analogia a quanto era avvenuto per i canali di collettamento, presentano diversi limiti. Nel corso degli ultimi anni, il problema è stato affrontato perciò anche attraverso approcci di tipo continuo, che tengono conto della naturale variabilità di altre grandezze idrologiche rilevanti, in primis le precipitazioni. Tra di essi, oltre ai metodi più tradizionali di simulazione, si possono certamente ricordare i metodi analitico-probabilistici e, ancora più recentemente, i metodi probabilistici derivati da distribuzioni congiunte, sviluppate tramite le funzioni copula.

A fronte di questa varietà, appare pertanto opportuno effettuare una disamina dei principali metodi disponibili, al fine di orientare la scelta del progettista verso quelli maggiormente idonei, in ragione della disponibilità di dati e del grado di approfondimento richiesto dal problema.

## 1. Introduzione

Negli ultimi decenni la considerevole espansione delle aree urbane, dei centri commerciali e degli insediamenti produttivi in molte regioni italiane ha incrementato a dismisura la possibilità che esse vengano danneggiate da parte degli eventi di piena. E ciò non tanto, e non solo, perché si è in parte modificato il ciclo idrologico delle stese, ma soprattutto perché dissennatamente le aree di insediamento scelte cadono in tutto o in parte in aree prone ad allagamenti, spesso più volte vulnerate. La crescita dei danni si è manifestata in modo particolarmente elevato nella parte settentrionale della Pianura Padana, Lombardia in particolare, dove è possibile osservare un ambiente antropizzato pressoché continuo lungo ogni via di comunicazione. Naturalmente anche le aree agricole, sempre più preziose, sono soggette agli stessi fenomeni. Tuttavia queste hanno una ben più elevata capacità di riprendersi una volta passata la piena.

Il cambiamento di uso del suolo ha in generale prodotto da un lato la diminuzione della capacità di deflusso della rete di drenaggio naturale, a causa delle sue manomissioni, dall'altro l'incremento dell'impermeabilità delle aree scolanti, la diminuzione dei tempi di formazione delle piene e l'aumento del loro volume. Una delle strategie di intervento più attuali, che si pone come obiettivo la compensazione degli effetti dell'urbanizzazione sul ciclo idrologico di piena, propone l'introduzione di sistemi di ritenuta e infiltrazione diffusi, raccolta delle piogge per il loro riuso, rinaturalizzazione dei fiumi e spagliamento controllato delle acque e, più importanti di tutte, le vasche di laminazione, intese come serbatoi artificiali o più semplicemente come aree appositamente delimitate in grado di trattenere per alcune ore o decine di ore le acque di piena prima di riversarle nuovamente nel reticolo idrografico di provenienza (Walesh, 1989; US EPA, 1993; ASCE & WEF, 1998).

I metodi pratici di progetto di questi dispositivi sono stati sviluppati inizialmente nel tentativo di individuare un evento critico per la vasca in modo analogo a quanto era stato prima proposto per i canali di drenaggio (per una sintesi del "metodo italiano" si veda Supino, 1965). Secondo questo approccio, una volta stimata la linea segnalatrice di possibilità pluviometrica per il tempo di ritorno di progetto prescelto, nonché la forma dello ietogramma di progetto, si ricerca la durata di pioggia che massimizza il volume da invasare per poter soddisfare il limite sulla portata avviabile a valle senza danni. La concettualizzazione dei processi idrologici ed idraulici coinvolti nella laminazione è però contraddistinta da ipotesi semplificative alquanto drastiche e non sempre cautelative. In questo ambito si possono ricordare i criteri di dimensionamento basati sulle sole piogge (Agnoletto & Orsi, 1980), sul metodo dell'invaso (Paoletti & Rege Gianas, 1979) e sul metodo della corrivazione (Alfonsi & Orsi, 1987), nei quali si assumono intensità di precipitazione netta e portata uscente dalla vasca costanti. Alcune di queste ipotesi particolarmente restrittive sono state successivamente superate da Modica (1996).

Le deficienze che il metodo dell'evento critico presenta in questo tipo di applicazione sono tuttavia particolarmente penalizzanti: tra le principali si posso-

no ricordare l'arbitrarietà della distribuzione spazio-temporale dell'evento pluviometrico utilizzato per generare l'idrogramma in ingresso, l'incapacità di tenere in considerazione la variabilità delle condizioni iniziali di umidità del bacino scolante e la necessità di assumere il volume d'invaso della vasca interamente disponibile all'inizio della piena (Gottardi & Maglionico, 2008; Raimondi & Becciu, 2010).

Come conseguenza il presupposto fondamentale, peraltro formalmente mal posto, secondo cui il tempo di ritorno della sollecitazione meteorica coincide con quello della piena, non risulta generalmente soddisfatto (Bacchi et al., 1993). A differenza di quanto avviene nel dimensionamento degli specchi dei canali di drenaggio, in quello dei volumi d'invaso la maggiore criticità è dovuta alla forte sensibilità che tali fattori esercitano sul volume della piena, il quale costituisce, in effetti, una delle più importanti variabili che caratterizzano la sollecitazione del dispositivo. Simulazioni di lungo periodo condotte per bacini urbani hanno evidenziato come le tradizionali metodologie pratiche conducano sistematicamente ad errori di stima della capacità d'invaso e come, di conseguenza, esse debbano essere impiegate come meri strumenti di pre-dimensionamento (Mambretti, 1991; Papiri et al., 1998).

Il ricorso a simulazioni di eventi sintetici isolati, o eventi di progetto, sebbene talvolta consenta una rappresentazione più dettagliata e "fisicamente basata" dei processi idrologici ed idraulici coinvolti, non permette comunque di intervenire efficacemente rispetto ad alcune deficienze, in particolar modo la distribuzione temporale e la durata dello ietogramma di progetto e la condizione iniziale, le quali devono comunque essere scelte arbitrariamente. Appare pertanto opportuno affrontare il problema del dimensionamento mediante un approccio continuo, in modo da sollecitare l'invaso impiegando una pluralità di eventi aventi diverso tempo di ritorno, tenendo perciò in considerazione la loro effettiva successione temporale e la molteplicità delle loro caratteristiche.

I metodi in grado di operare agevolmente in questa direzione sono le simulazioni continue e le tecniche analitico-probabilistiche (Marsalek, 1978; Adams & Papa, 2000). Il secondo, in particolare, consente di derivare, sempre ricorrendo ad alcune ipotesi semplificative non più gravose di quelle adottate nei metodi tradizionali, le distribuzioni di probabilità delle portate di picco in ingresso ed in uscita da una vasca (Balistrocchi et al., 2013); ciò permette, quantomeno, di stimarne il tempo di ritorno in modo concettualmente corretto, anche se mantiene una formulazione analitica della trasformazione afflussi-deflussi analoga a quella dei più semplici metodi basati sull'evento critico.

Più recentemente, grazie all'introduzione delle funzioni copula in idrologia (Salvadori et al., 2007), la costruzione di distribuzioni congiunte di variabili idrologiche è divenuta molto più agevole ed ha consentito di ricavare modelli probabilistici in grado di rappresentare meglio le strutture di dipendenza osservate (Balistrocchi & Bacchi, 2011). Questo, da un lato, permette di rimuovere le ipotesi di indipendenza tra le variabili pluviometriche, che in generale sono implementate nella derivazione dei modelli analitico-probabilistiche e che in gene-

rile non trova riscontro nella realtà. Dall'altro, però, essa complica la procedura di derivazione che dovrà quasi sempre essere effettuata tramite tecniche numeriche.

In questa memoria verranno pertanto brevemente esposti alcuni metodi di dimensionamento dei volumi di laminazione, ricavati secondo diversi approcci, analizzandone criticamente gli aspetti essenziali e discutendone l'ambito di applicazione. Successivamente si propone un esempio applicativo, rispetto al quale sono confrontati gli esiti di alcuni dei metodi più significativi.

## 2. Metodi basati sull'evento critico

I metodi di dimensionamento di serbatoi e vasche di laminazione secondo l'approccio dell'evento critico sono considerati metodi pratici-operativi, ad essi infatti si perviene attraverso alcune semplificazioni dell'onda di piena in ingresso e, talvolta, delle leggi di efflusso che regolano la portata uscente. Il metodo viene impiegato anche in fase di progettazione esecutiva utilizzando tuttavia le leggi di scarico reali dello sbarramento: è stato questo il caso del serbatoio di laminazione del Parma dotata di un volume di  $4 \text{ Mm}^3$ .

Dato che il processo di laminazione prevede l'invaso ed il rilascio più graduale di una parte del volume messo in gioco dalla piena, appare evidente come le precipitazioni che risultano critiche per la rete di drenaggio a monte, sia essa naturale o artificiale, non lo sono per la vasca di laminazione. Infatti, l'evento che, per un fissato tempo di ritorno, porta alla massima portata al colmo non comporta per una vasca di laminazione il massimo volume invasato. La ricerca dell'evento critico deve pertanto tenere in considerazione almeno due aspetti dell'idrogramma in ingresso: la portata al colmo ed il volume di piena, tra i quali il secondo svolge un ruolo preminente. Gli eventi basati sul concetto di evento critico dovranno perciò ricercare la combinazione tra queste caratteristiche della piena tale da massimizzare, per il tempo di ritorno scelto per il progetto, la capacità d'invaso richiesta allo scopo di ottenere il richiesto grado di sicurezza idraulica.

Il più semplice in assoluto è quello proposto da Agnoletto & Orsi (1980) che tiene in considerazione le sole piogge, trascurando completamente il processo di trasformazione degli afflussi netti in deflussi superficiali. La portata  $Q_e$  in ingresso alla vasca è data semplicemente dalla portata di pioggia netta considerata istantaneamente defluente alla sezione di chiusura, una volta che sia caduta in un qualsiasi punto del bacino contribuyente. Questa ipotesi estremamente semplificativa porta alla sovrastima dei deflussi entranti nella vasca e pertanto risulta in genere molto cautelativa.

La depurazione della pioggia lorda dalle perdite idrologiche è anch'essa condotta con un semplice metodo percentuale, attraverso l'uso di un coefficiente di ruscellamento  $\Phi$ , prodotto del coefficiente di ragguaglio e di quello di afflusso, assumendo pertanto che la durata della pioggia lorda coincida con quella pioggia netta. Se si ammette che le altezze delle precipitazioni intense siano esprimibili tramite una curva di possibilità climatica di tipo italiano, il volume entrante nella vasca  $W_e$  può quindi essere valutato dalla relazione (1), in funzione della durata del tempo di pioggia  $d$ , dei parametri della linea segnalatrice  $a$  e  $n$  e dell'area del bacino contribuyente  $A$ .

$$W_e = \Phi A a d^n \quad (1)$$

Se si assume la portata uscente  $Q_u$  costante durante il corso dell'evento di piena, il volume uscente  $W_u$  nella medesima durata  $d$  è facilmente dato dalla (2).

$$W_u = Q_u d \quad (2)$$

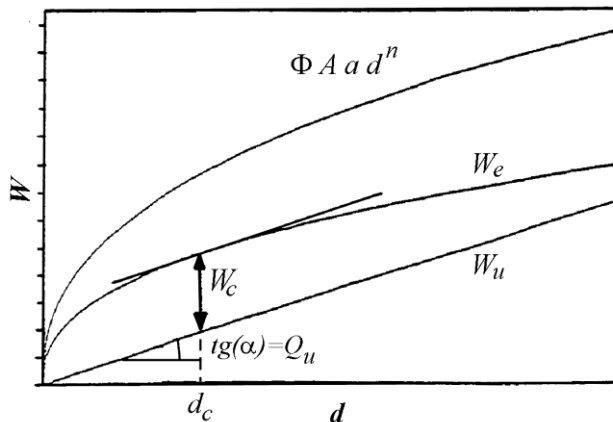
Per il principio di continuità, la differenza tra questi volumi rappresenta il volume  $W$  invasato dalla vasca (3). La durata critica  $d_c$  potrà quindi essere individuata da quel valore che determina il massimo volume d'invaso  $W$ .

$$W = W_e - W_u = \Phi A a d^n - Q_u d \quad (3)$$

La ricerca di questo massimo può essere visualizzata graficamente attraverso il grafico di figura 1, oppure analiticamente derivando la (3) rispetto a  $d$ . La durata critica  $d_c$  è data quindi dall'espressione (4), la quale introdotta nella (3) consente di stimare la capacità d'invaso  $W_c$ .

$$d_c = \left( \frac{Q_u}{\Phi A a n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad (4)$$

Il grado di semplificazione di questo metodo è tale da consigliarne l'uso solo per il dimensionamento di serbatoi a servizio di bacini abbastanza piccoli, dato che la sovrastima delle portate in ingresso è tanto maggiore quanto più è pronunciato l'effetto di attenuazione prodotto dal bacino di monte. Tuttavia esso consente comunque di evidenziare alcuni aspetti cruciali del processo idraulico di laminazione, primo fra tutti come le durate critiche per le vasche siano di gran lunga maggiori di quelle dei canali.



**Fig. 1** – Dimensionamento delle vasche volano secondo il metodo delle sole piogge (modificato da AAVV, 1999).

Il metodo elaborato da Paoletti & Rege Gianas (1979) non presenta l'ipotesi più restrittiva del metodo precedente e simula il processo di trasformazione degli afflussi netti in deflussi superficiali secondo il modello dell'invaso lineare.

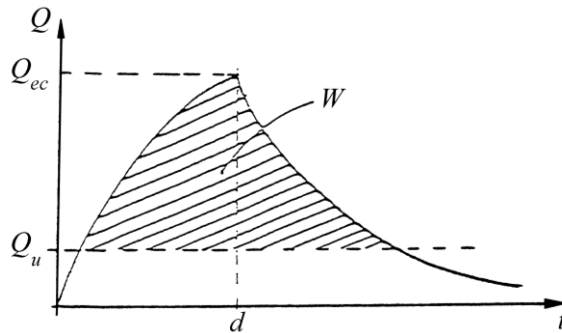
Viene in questo caso fatta l'ipotesi di costanza della intensità precipitazione mentre si mantiene l'impiego di un modello di depurazione percentuale. La portata di pioggia netta per una generica durata  $d$  è perciò data dalla relazione (5).

$$p_n = \Phi A a d^{n-1} \quad (5)$$

Indicando con  $k$  la costante d'invaso del serbatoio lineare, l'idrogramma prodotto dal bacino contribuente  $Q_e(t)$  è dato dalla funzione (6), rappresentata graficamente in figura 2, il cui massimo  $Q_{ec}$  si verifica al termine della precipitazione al tempo  $d$ .

$$Q_e = \begin{cases} p_n (1 - e^{-t/k}) & \text{per } t \leq d \\ p_n (1 - e^{-d/k}) e^{-(t-d)/k} & \text{per } t > d \end{cases} \quad (6)$$

Assumendo che il rilascio a valle della vasca  $Q_u$  sia costante durante l'evento, è possibile individuare il volume invasato nella vasca  $W$  come la porzione di idrogramma tratteggiata in figura 2.



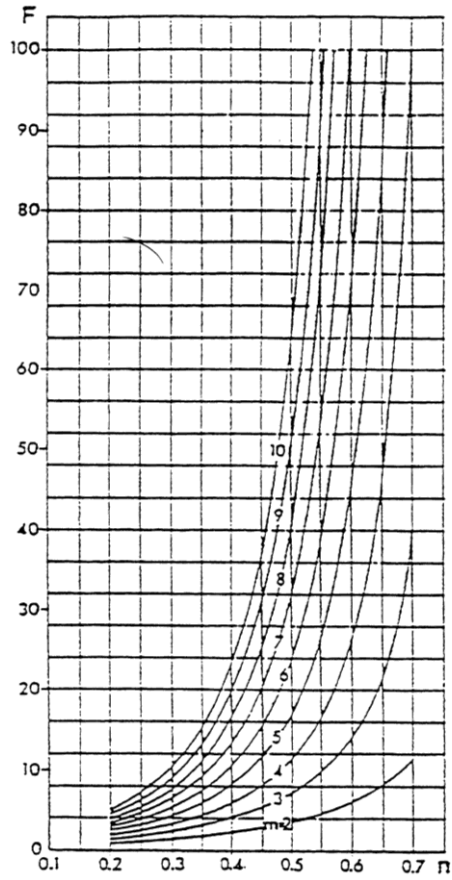
**Fig. 2** – Idrogrammi in ingresso ed in uscita alla vasca di laminazione secondo Paoletti & Rege Gianas (modificato da AAVV, 1999).

Una volta che sia fissato il rapporto di laminazione  $\eta$  tra la portata rilasciata a valle  $Q_u$  e quella massima proveniente da monte  $Q_{ec}$ , il volume  $W$  risulta essere funzione esclusivamente della durata dell'evento  $d$ . La durata  $d_c$  critica per la vasca, a cui corrisponde il volume massimo  $W_c$ , può essere ricavata dalla relazione (7). La funzione  $F(n,m)$ , dove  $m$  rappresenta il reciproco di  $\eta$ , presente in tale equazione è rappresentata graficamente in figura 3, ricavata ricercando il massimo di  $W$  rispetto a  $d$ .

$$\frac{d_c}{k} = F(n, m) \quad (7)$$

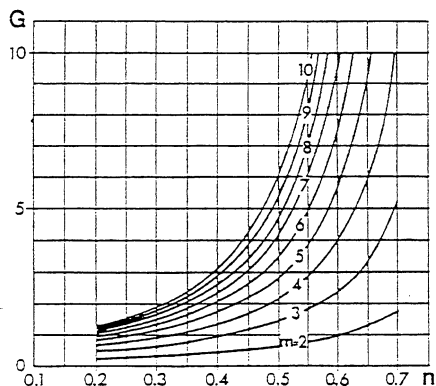
Il volume  $W_c$ , a sua volta, può essere stimato utilizzando l'equazione (8) mediante la funzione  $G(n,m)$ , rappresentata in figura 4.

$$\frac{W_c}{Q_{ce}} = k G(n, m) \quad (8)$$



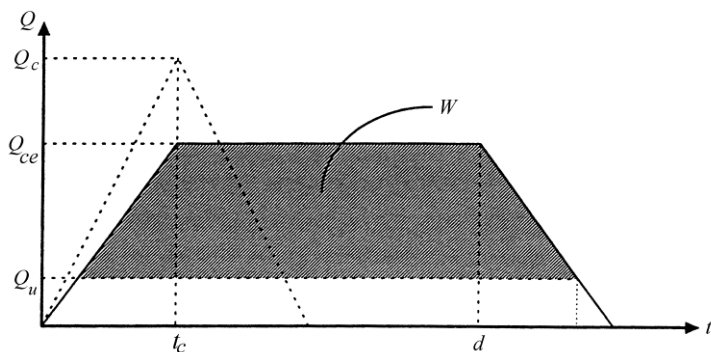
**Fig. 3** – Diagramma della funzione  $F(n, m)$  (AAVV, 1999).





**Fig. 4** – Diagramma della funzione  $G(n,m)$  (AAVV, 1999).

Un'impostazione del tutto analoga, a meno della schematizzazione del bacino secondo il metodo della corrivazione, è stata impiegata da Alfonsi & Orsi (1987). In questo caso la durata critica per la rete di drenaggio corrisponde al tempo di corrivazione  $t_c$ . Per durate della precipitazione maggiori di  $t_c$ , l'idrogramma in ingresso assume invece la forma trapezia rappresentata in figura 5.



**Fig. 5** – Idrogrammi in ingresso ed in uscita alla vasca di laminazione secondo Alfonsi & Orsi (modificato da AAVV, 1999).

La portata massima entrante  $Q_{ec}$  deve soddisfare naturalmente il principio di continuità (9), mentre l'espressione del volume invasato  $W$ , evidenziato a tratteggio in figura 5, sempre nell'ipotesi di portata rilasciata a valle  $Q_u$  costante, è dato dalla relazione (10).

$$Q_{ce} = \Phi A a d^{n-1} \quad (9)$$

$$W = \Phi A a d^n + \frac{t_c Q_u^2 d^{1-n}}{\Phi A a} - Q_u (d + t_c) \quad (10)$$

Annullando la derivata dell'espressione di  $W$  (10) rispetto alla durata  $d$ , si perviene alla condizione di massimo (11) la quale, risolta numericamente, porge la stima della durata critica della vasca  $d_c$ .

$$n \Phi A a d_c^{n-1} + (1-n) \frac{t_c Q_u^2 d_c^{-n}}{\Phi A a} - Q_u = 0 \quad (11)$$

Rispetto al metodo precedente, questo metodo appare di applicazione più immediata, anche per il fatto che il tempo di corrivazione è un parametro più agevole da stimare rispetto alla costante d'invaso. Entrambi, tuttavia, possono essere sottoposti ad analoghe critiche. Il principale limite è legato all'incapacità, peraltro comune a tutti i metodi basati sull'evento critico, di tenere in considerazione la variabilità della condizione iniziale del sistema e della distribuzione temporale della precipitazione. E per i bacini di maggiore dimensione anche degli effetti della distribuzione spaziale. Tutti questi aspetti sono infatti del tutto trascurati dall'analisi statistica delle piogge intense, che porta alla definizione delle linee segnalatrici. Di conseguenza, non è possibile valutare la probabilità che la capacità d'invaso sia solo parzialmente disponibile, a seguito di eventi pluviometrici ravvicinati.

In aggiunta, lo ietogramma costante non rappresenta la sollecitazione meteorica più gravosa, a parità di altezza totale di precipitazione, per la vasca. L'adozione di una portata scaricata a valle costante, infine, non corrisponde ad alcuna reale curva di efflusso. La scelta del taglio orizzontale prescinde perciò totalmente dal tipo di dispositivo di controllo dello scarico della vasca ed il comportamento effettivo sarà certamente diverso. Ad ogni modo risulta evidente che il volume di vasca stimato, cioè quello al di sopra di una certa portata di taglio, è più idoneo alla stima del volume di una cassa di espansione fuori linea.

Le ultime due ipotesi, sono state in effetti rimosse da Modica (1996), adottando ietogrammi di tipo Chicago e leggi di efflusso a stramazzo o sotto battente, a seguito della constatazione, per confronto con simulazioni numeriche condotte con serie di precipitazioni osservate, della sistematica sottostima delle capacità d'invaso che ne deriva. Papiri et al. (1998) hanno evidenziato, viceversa, come l'uso dello ietogramma Chicago porti a sistematiche sovrastime della capacità d'invaso, suggerendo che il dimensionamento basato su simulazioni di serie osservate risulti sempre il più affidabile.

I metodi derivati secondo il criterio dell'evento critico appaiono perciò limitati al mero pre-dimensionamento delle vasche di laminazione, la cui efficienza andrebbe comunque verificata mediante metodologie di tipo continuo che, se non altro, tengono in conto la reale variabilità temporale delle piogge.

### 3. Metodi basati sulla simulazione numerica

La simulazione numerica del funzionamento di una vasca di laminazione, eventualmente pre-dimensionata tramite un metodo basato sull'evento critico, costituisce certamente la metodologia più esaustiva per la stima delle prestazioni di questo tipo di dispositivi. Essa si basa sulla soluzione dell'equazione differenziale (12), che esprime il principio di conservazione della massa.

$$\frac{dW(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_u(t) \quad (12)$$

Per fare questo, è però necessario che siano definite le funzioni (13) e (14), rispettivamente, la curva d'invaso del bacino e la curva di efflusso, che legano il volume invasato  $W$  e la portata rilasciata a valle  $Q_u$  al livello idrico  $h$  che si verifica nella vasca.

$$W = W(h) = W(h(t)) \quad (13)$$

$$Q_u = Q_u(h) = Q_u(h(t)) \quad (14)$$

Una volta che queste due funzioni sono implementate nella (12), e date le condizioni al contorno (portate entranti, curva dei volumi e scala di portata degli scarichi) e quella iniziale (volume all'istante  $t=0$ ) la soluzione può essere ricavata, in relazione al solo livello idrico. Siccome le forme assunte dalle funzioni (13) e (14), a meno delle pesanti semplificazioni viste precedentemente, sono in generale tali da rendere impossibile l'integrazione analitica dell'equazione differenziale (12), questa può avvenire solo tramite procedure numeriche. Una soluzione molto semplice ed efficace è quella offerta dallo schema alle differenze finite indicato dalla (15), che può essere risolta una volta imposta la condizione iniziale  $h(0)=h_0$ . L'integrazione procede passo passo avendo come incognita dell'equazione algebrica (15) il valore  $h(t+\Delta t)$ .

$$\frac{W(h(t+\Delta t)) - W(h(t))}{\Delta t} = \frac{Q_e(t+\Delta t) + Q_e(t)}{2} - \frac{Q_u(h(t+\Delta t)) + Q_u(h(t))}{2} \quad (15)$$

Schemi più sofisticati sono poi quelli basati sul metodo Runge-Kutta, applicati con successo alla simulazione di vasche di laminazione di grandi dimensioni come quella sul torrente Crostolo (Fiorentini & Orlandini, 2013) e sul fiume Panaro (Gambarelli, 2010). La scelta tra schemi numerici è naturalmente legata all'estensione dell'idrogramma della portata entrante impiegato nella simulazione.

Se si utilizza un evento sintetico di progetto, derivato per un fissato tempo di ritorno, valgono ancora infatti le incertezze e le limitazioni già discusse per i metodi basati sul criterio dell'evento critico. In primo luogo, nella definizione dell'evento di progetto è necessario fissare arbitrariamente la durata della piena o della precipitazione che la determina. Se si utilizza invece un evento realmen-

te osservato, diviene necessario stimarne il tempo di ritorno. Nel problema della laminazione delle onde di piena, tuttavia, essendo diverse le variabili significative dell'idrogramma, questa stima deve essere effettuata in un ambito multivariato, problema ancora oggi oggetto di dibattito e di ricerca.

La simulazione in continuo del funzionamento di una vasca necessita della disponibilità di serie idrometriche per la sezione dove questa è impostata. Serie di cui, almeno in Italia, non si dispone mai. Chi vuole effettuare delle simulazioni verosimili deve perciò, anzitutto, generare la serie delle portate continue a partire dalle precipitazioni delle quali, con fatica ed entro certi limiti, si può venire in possesso attraverso le ARPA regionali o qualche altro servizio autonomo. Queste difficoltà scaturiscono dall'improvvida dismissione del Servizio Idrografico Italiano, il quale aveva numerose stazioni idrometriche e innumerevoli pluviometriche e che consentiva, sotto sorveglianza, l'accesso anche ai dati originali.

Dalle piogge, attraverso un modello afflussi-deflussi in continuo o "ad evento" si generano le serie di portata tramite le quali si può simulare il comportamento del serbatoio. Dalle serie di portate si possono quindi ricavare le distribuzioni di probabilità complete per le grandezze significative: portate al colmo entranti, portate al colmo uscenti, volumi di piena, malfunzionamenti, etc. La metodologia perciò appare dal punto di vista concettuale quella più corretta, ma si scontra, oltre che con i problemi di onere computazionale già citati, anche con la scarsità di serie di portate utilizzabili. Una soluzione di compromesso può comunque essere quella suggerita da Akan (1989), di effettuare un certo numero di simulazioni d'evento per una pluralità di tempi di ritorno e di durate.

A questo riguardo, si può ricorrere, oltre che a modelli di trasformazione afflussi-deflussi, analogamente a quanto accade nei metodi basati sull'evento critico, anche ai metodi di riduzione delle portate medie per assegnata durata (Bacchi et al., 2000; Ranzi et al., 2006), attraverso i quali è possibile desumere volumi di piena corrispondenti a portate al colmo, a loro volta stimate mediante metodi diretti o indiretti per il tempo di ritorno prescelto.

Il dimensionamento della capacità d'invaso, indipendentemente dal tipo di simulazione adottato, si ottiene sempre attraverso un procedimento per tentativi, nel quale le caratteristiche idrauliche della vasca, che concorrono alla definizione delle funzioni (13) e (14), vengono modificate sinché tutti i criteri di sicurezza idraulica non siano soddisfatti.

#### 4. Metodi basati sulla teoria delle distribuzioni derivate

L'applicazione di metodologie che, partendo da distribuzioni congiunte delle variabili pluviometriche, derivano distribuzioni di probabilità delle variabili di interesse progettuale richiede un'analisi statistica delle precipitazioni basata sulla separazione delle serie pluviometriche in singoli eventi 'indipendenti'. Questa analisi può essere condotta utilizzando una soglia per il tempo di inter-evento IETD ed una per l'altezza di pioggia IA. Il primo parametro rappresenta il periodo minimo di tempo asciutto che deve trascorrere tra due scrosci successivi affinché possano essere assunti indipendenti l'uno dall'altro (Adams & Papa, 2000, pp. 55-59), mentre il secondo, coincidente con la sottrazione iniziale prodotta dalle perdite idrologiche di bacino, ha lo scopo di eliminare gli eventi che non producono deflusso superficiale (Bacchi et al., 2008).

La precipitazione può quindi essere rappresentata mediante un semplice processo stocastico nel quale sono coinvolte tre variabili casuali: il volume di pioggia, la durata dell'evento ed il periodo asciutto di inter-evento. Per la derivazione delle distribuzioni delle portate di picco è necessario definire la funzione di probabilità congiunta del volume  $v$  (mm) e della durata  $d$  (h). Come mostrato in ricerche precedenti (Balistrocchi & Bacchi, 2011), queste variabili sono tra loro associate positivamente e tale associazione, in generale, non può essere trascurata. In aggiunta, le distribuzioni marginali possono essere rappresentate mediante funzioni di Weibull.

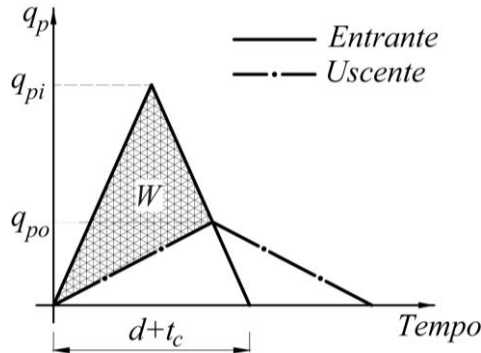
Nell'ottica dello sviluppo di una metodologia pratica, appare tuttavia opportuno operare delle semplificazioni. In analogia con quanto già effettuato da altri autori in passato (Eagleson, 1972; Guo & Adams, 1999), Balistrocchi et al. (2013) hanno assunto l'indipendenza delle variabili pluviometriche ed approssimato le loro distribuzioni marginali mediante funzioni esponenziali, al fine di integrare analiticamente le distribuzioni delle variabili dipendenti. La densità di probabilità congiunta  $p_{VD}$  (16) è perciò data dal semplice prodotto delle densità delle marginali:  $\zeta$  (mm) ed IA indicano, nell'ordine, il parametro di scala ed il limite inferiore della distribuzione dei volumi, mentre  $\lambda$  (h) il parametro di scala della distribuzione delle durate.

$$p_{VD(v,d)} = p_{V(v)} p_{D(d)} = \frac{1}{\lambda \zeta} \exp \left[ - \left( \frac{d}{\lambda} + \frac{v-IA}{\zeta} \right) \right] \quad (16)$$

Le perdite idrologiche si possono computare utilizzando un modello di depurazione che approssimi la progressiva riduzione della capacità di assorbimento delle superfici scolanti durante il tempo piovoso, applicando un coefficiente di afflusso costante  $\Phi$  alla porzione di volume  $v$  eccedente la sottrazione iniziale IA (Balistrocchi et al., 2009). Il volume di precipitazione netta  $v_r$  (mm) è quindi fornito dalla (17).

$$v_r = \Phi (v - IA) \quad (17)$$

Come suggerito precedentemente da Wycoff & Singh (1976), gli idrogrammi delle portate che cimentano la vasca sono stati assimilati a triangoli di altezza pari alla portata di picco  $q_{pi}$  (mm/h) e base pari alla somma della durata dell'evento di pioggia  $d$  e del tempo di corrivazione  $t_c$ , assunto costante (figura 6).



**Fig. 6** - Schema semplificato di laminazione proposto da Wycoff & Singh (1976).

Risulta immediato dedurre l'espressione (18), nella quale la portata di picco  $q_{pi}$  prodotta dal bacino contribuente viene posta in relazione alle variabili indipendenti.

$$q_{pi} = \frac{2 v_r}{d + t_c} = \frac{2 \Phi (v - IA)}{d + t_c} \quad (18)$$

Utilizzando questa relazione è possibile, tramite la teoria delle distribuzioni derivate, dedurre la probabilità di non superamento  $P_{Q_{pi}}$  della portata di picco generata dal bacino ed entrante nella vasca:

$$P_{Q_{pi}(q_{pi})} = 1 - \frac{2 \Phi \zeta}{q_{pi} \lambda + 2 \Phi \zeta} \exp \left[ - \left( \frac{t_c}{2 \Phi \zeta} q_{pi} \right) \right] \quad (19)$$

Volendo derivare la distribuzione delle portate di picco delle piene laminare da una vasca in linea si può ancora fare riferimento agli idrogrammi triangolari illustrati in figura 6: il volume invasato  $W$  (mm), che produce la riduzione della portata di picco da  $q_{pi}$  a  $q_{po}$ , è dato dalla differenza tra le aree di due triangoli aventi la stessa base.

$$W = \frac{1}{2} (q_{pi} - q_{po}) (d + t_c) \quad (20)$$

Questo volume è di fatto una variabile casuale, al pari di altre caratteristiche degli idrogrammi, che sarà maggiore al crescere della severità dell'evento sia in

termini di portata al colmo che di durata. In analogia con il metodo concettuale dell'invaso, si è ammesso di legare la portata di picco uscente  $q_{po}$  e il volume invasato tramite una legge di proporzionalità semplice definita attraverso una costante temporale  $k_v$  (h), come indicato nell'equazione:

$$W = k_v q_{po} \quad (21)$$

Tenendo in considerazione le relazioni (18), (20) e (21), una seconda applicazione della teoria delle distribuzioni derivate porta alla definizione della probabilità di non superamento  $P_{Q_{po}}$  della portata di picco laminata (22).

$$P_{Q_{po}(q_{po})} = 1 - \frac{2 \Phi \zeta}{q_{po} \lambda + 2 \Phi \zeta} \exp \left[ - \left( \frac{t_c + 2k_v}{2 \Phi \zeta} q_{po} \right) \right] \quad (22)$$

Gli idrogrammi in figura 6 non sono evidentemente rappresentativi del processo di laminazione dovuto ad uno sbarramento (vasca in linea). Non si tiene infatti conto della portata di soglia  $q_s$ , superata la quale la vasca inizia a produrre i suoi effetti. Tale schema può comunque essere impiegato per rappresentare la laminazione della parte di portata in ingresso eccedente  $q_s$ . Seguendo la teoria delle distribuzioni censurate, è possibile adattare la distribuzione (22) a questo schema di funzionamento introducendo la probabilità di non superamento  $P_{Q_s}$  della portata di soglia.

La distribuzione della portata di picco laminata da una vasca fuori linea  $P_{Q_{po}}$  (23) che si ottiene, prevede perciò che, per portate di picco in ingresso inferiori a quella di soglia, non essendo la vasca interessata dalla piena, non vi sia alcun effetto di laminazione; in caso contrario si tiene conto della massa di probabilità concentrata in  $q_s$  e dell'attenuazione prodotta solo sulla portata eccedente tale soglia.

$$P_{Q_{po}(q_{po})} = \begin{cases} 1 - \frac{2 \Phi \zeta}{q_{po} \lambda + 2 \Phi \zeta} \exp \left[ - \left( \frac{t_c}{2 \Phi \zeta} q_{po} \right) \right] & \text{se } q_{po} \leq q_s \\ P_{Q_s} + (1 - P_{Q_s}) \left\{ 1 - \frac{2 \Phi \zeta}{(q_{po} - q_s) \lambda + 2 \Phi \zeta} \exp \left[ - \left( \frac{t_c + 2k_v}{2 \Phi \zeta} (q_{po} - q_s) \right) \right] \right\} & \text{se } q_{po} > q_s \end{cases} \quad (23)$$

Oltre alle solite questioni inerenti la effettiva rappresentatività del modello di trasformazione afflussi-deflussi e alla uniformità delle piogge, l'ipotesi più restrittiva adottata nella derivazione di questo modello analitico-probabilistico è quella relativa all'indipendenza dell'altezza di precipitazione e della durata del tempo di pioggia. Questa conduce in generale ad una sovrastima della sollecitazione meteorica e, quindi, si dimostra a favore di sicurezza. Dovendo dimensionare vasche di grandi dimensioni, potrebbe essere tuttavia opportuno ricorrere a modelli che tengano in considerazione la struttura di dipendenza che lega tali variabili pluviometriche.

Per quanto riguarda i regimi pluviometrici italiani, Balistrocchi & Bacchi

(2011) hanno mostrato come la variabilità congiunta dell'altezza di precipitazione e della durata del tempo di pioggia sia rappresentabile in modo soddisfacente dalla copula di Gumbel-Hougaard (Salvadori et al., 2007). Sebbene l'uso delle funzioni copula abbia notevolmente semplificato la procedura di stima dei modelli probabilistici e migliorato la loro affidabilità, un argomento ancora aperto ed oggetto di ricerca è quello della definizione del tempo di ritorno nei casi multivariati.

L'assenza di una soluzione di generale validità a questo problema, in parte, rende meno appetibile l'applicazione pratica delle distribuzioni congiunte, dato che richiede, tramite specifiche procedure di simulazione, la costruzione di distribuzioni derivate numericamente. L'impiego della teoria delle distribuzioni derivate sembra tuttavia indirizzare verso una strategia di tipo pratico-operativo, in grado di adattare la stima della probabilità di non superamento di eventi multivariati, alle diverse problematiche di progetto/verifica di interesse per le applicazioni.



## 5. Esempio applicativo

La verifica dell'efficienza qui sviluppata riguarda due vasche di laminazione, una in linea ed una fuori linea, progettate per la protezione idraulica della periferia settentrionale della città di Brescia dalle piene del torrente Garza. Questo corpo idrico nasce nella fascia prealpina immediatamente a nord di Brescia e possiede un bacino imbrifero di circa 44,6 km<sup>2</sup> contraddistinto da pendenze molto elevate nella parte montana, che drasticamente decrescono all'approssimarsi del pedemonte.

Qui, dove si dovrebbero trovare le sue naturali aree di esondazione, attraversa un'area intensamente urbanizzata, costretto in sezioni ridotte o tombinato allo scopo di sottopassare fabbricati edificati sul suo alveo, per poi essere ridotto, in città, ad un canale sotterraneo. Esso rappresenta perciò un caso emblematico nel quale la mitigazione del rischio di allagamento attraverso dispositivi strutturali appare indispensabile. Nella zona più montana sono state attuate delle calibrizioni d'alveo rese stabili con massi ciclopici, talvolta cementati, e sistemazione delle briglie e dei salti esistenti. Il che favorisce l'arrivo della piena nel fondovalle. Al limite del territorio di Nave (BS) è stata individuata un'area ove, con altere vicende, dopo quasi vent'anni di studi si sta finalmente costruendo una vasca in derivazione, come mostrato in figura 7a.

Le principali caratteristiche fisiografiche del bacino sotteso da questa sezione di chiusura, riportate in tabella 1, delineano tempi di risposta piuttosto rapidi: seguendo la classica formula di Giandotti (1934), il tempo di corrivazione  $t_c$ , valutato in funzione dell'area drenata  $A$ , della lunghezza dell'asta principale  $L$  e del dislivello tra la quota media  $H_{med}$  e quella minima in corrispondenza della sezione di chiusura  $H_{min}$ , è stimato in circa 3 h.

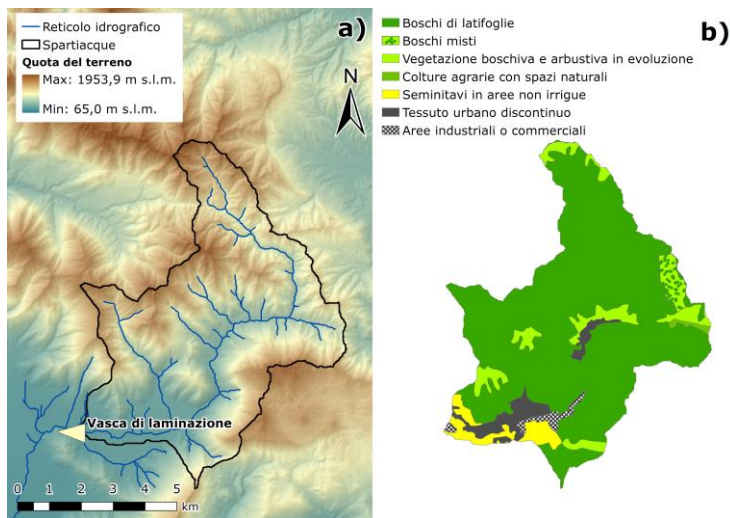


Fig. 7 - Modello digitale del terreno a) ed uso del suolo b) del bacino in esame.

La copertura del suolo è per la maggior parte boschiva (oltre l'80%), mentre la parte rimanente è prevalentemente suddivisa in aree urbane ed in aree agricole (figura 7b). Nonostante questo, essendo la loro natura relativamente poco permeabile, i suoli ricadono mediamente in classe C, riferendosi alla distinzione operata dal metodo SCS-CN (Soil Conservation Service, 1972), per cui la capacità di assorbimento del bacino risulta abbastanza modesta. Il parametro CN in condizioni di umidità medie (AMC II) può di conseguenza essere stimato come indicato in tabella 1, valore che concorda peraltro con quello proposto per lo stesso bacino in precedenti studi (Natale, 1994).

In tabella 1 sono riportati anche la sottrazione iniziale IA ed il volume massimo infiltrabile S stimati secondo i criteri convenzionali del metodo SCS-CN per la AMC II.

A	L	H <sub>min</sub>	H <sub>med</sub>	t <sub>c</sub>	CN	S	IA
km <sup>2</sup>	km	m s.l.m.	m s.l.m.	h	-	mm	mm
44,6	15,5	619,9	195,0	3,00	75	84	17

**Tab. 1** - Proprietà idrologiche del bacino del torrente Garza chiuso a Nave.

Come evidenziato da Akan (1989), progettare una vasca di laminazione utilizzando un unico evento critico può essere riduttivo. Infatti, se esso è derivato per un tempo di ritorno elevato, l'efficienza del dispositivo si dimostra trascurabile nei confronti degli eventi più frequenti; in caso contrario, la vasca risulterà insufficiente quando si verificano eventi più gravosi. Sarebbe invece opportuno valutare l'efficienza della vasca per più tempi di ritorno nel tentativo di mantenerla, per quanto possibile, costante.

Alla luce di queste considerazioni, il dimensionamento degli organi di scarico è stato effettuato prendendo in considerazione idrogrammi di piena derivati da linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) associate a tempi di ritorno di 2, 5, 10, 20, 50 e 100 anni. La capacità d'invaso è stata infine quantificata in ragione del volume invasato per l'evento centennale. Volendo riproporre una metodologia di progetto utilizzabile nella pratica progettuale, la rappresentazione della trasformazione afflussi-deflussi è stata condotta per mezzo di un modello idrologico a parametri concentrati.

Il pluviometro più prossimo al bacino è quello dell'ITAS Pastori di Brescia (Bacchi et al., 1995), situato pochi chilometri a sud, per il quale sono disponibili 45 anni di osservazioni a scansione semioraria. L'analisi statistica delle altezze di precipitazione massime annuali permette di esprimere le LSPP secondo metodologie scala invarianti. Impiegando la funzione di probabilità di Gumbel, il volume di precipitazione  $v$  (mm) per fissata durata  $d$  (h) al variare del tempo di ritorno  $T$  (anni) è espresso dall'equazione (24), nella quale l'esponente  $n$ , il coefficiente di variazione medio CV e la media delle altezze di precipitazione di durata oraria  $m_l$  sono stimati in 0,33, 0,36 e 28,3 mm, rispettivamente.

Le LSPP medie areali sono state derivate da quelle puntuali moltiplicando

per il fattore di riduzione proposto da Moisello & Papiri (1986). Per definire l'evento di pioggia sintetico si è invece utilizzato lo ietogramma Chicago (si veda ad esempio Chow et al., 1988), adottando una durata doppia rispetto al tempo di corrivazione. Questo ha consentito di avere volumi di piena idonei al dimensionamento di un'opera d'invaso, senza deprimere significativamente la portata al colmo.

$$v_{(d,T)} = m_1 \left\{ 1 - \frac{CV}{1,283} \left[ 0,5772 + \ln \left( \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right) \right] \right\} d^n \quad (24)$$

La depurazione dello ietogramma lordo è avvenuta impiegando la procedura SCS-CN ipotizzando per il bacino condizioni di umidità media (AMC II). Questa scelta appare in generale ragionevole, in considerazione dei coefficienti di afflusso molto bassi o eccessivamente alti a cui conducono le altre due condizioni AMC I e III.

Le piogge nette ragguagliate così ottenute sono state poi trasformate in deflussi tramite un modello di Nash (Nash, 1957), costituito da due serbatoi lineari in serie aventi la medesima costante d'invaso  $k_N$ . Il valore di quest'ultima è stato commisurato al tempo di corrivazione  $t_c$  secondo l'equazione (25), basata sulla similitudine di risposta tra il modello di Nash ed il modello cinematico con curva area-tempi parabolica.

Tale equivalenza, in cui  $n_i$  è il numero di serbatoi e  $\Gamma(\cdot)$  il fattoriale generalizzato, si ottiene uguagliando i picchi dei rispettivi idrogrammi unitari istantanei (Bacchi et al., 1989). Il valore della costante d'invaso  $k_N$  che si ottiene in questo caso è 0,55 h.

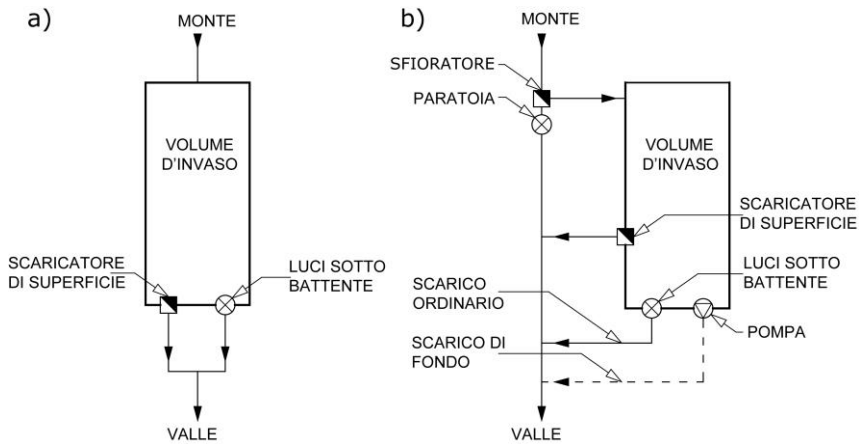
$$k_N = \frac{(n_i - 1)^{n_i - 1} e^{-(n_i - 1)}}{2 \Gamma(n_i)} t_c \quad (25)$$

Gli idrogrammi di piena sono stati infine introdotti in ingresso al modello di simulazione idraulica di due tipologie di vasche, i cui schemi idraulici sono riportati schematicamente in figura 8, proporzionate in modo da ottenere efficienze di laminazione ragionevoli in funzione del tipo di allacciamento, sbarramento trasversale o vasca in derivazione, ammettendo cioè valori maggiori per quest'ultimo.

Nel primo caso lo schema di funzionamento a cui si è pervenuti prevede un volume d'invaso in linea di 400000 m<sup>3</sup> ed il rilascio delle portate a valle attraverso luci sotto battente praticate nell'argine perimetrale ed uno stramazzo collocato alla sua sommità. Tali luci, disposte su due livelli ed in numero maggiore in quello più elevato, unitamente alla presenza dello sfioratore di superficie, aumentano la capacità di deflusso complessiva all'aumentare del livello idrico nella vasca e quindi migliorano l'efficienza di laminazione.

Nel secondo caso, una capacità d'invaso di 400000 m<sup>3</sup>, prevista fuori linea, è alimentata mediante uno sfioratore laterale abbinato ad una paratoia trasversale.

Il dispositivo è proporzionato in modo da consentire ad una portata di 45 m<sup>3</sup>/s di proseguire indisturbata verso valle. Il rilascio dei volumi intercettati avviene attraverso un'opera di scarico analoga a quella della vasca in linea, ma di capacità di deflusso complessivamente minore.



**Fig. 8** - Schemi di allacciamento della vasche simulate.

La tabella 2 mostra una sintesi dei risultati di queste simulazioni d'evento nella quale sono indicati i valori delle portate di picco in ingresso alla vasca  $q_{pi}$ , delle portate di picco rilasciate a valle della vasca di laminazione  $q_{po}$  e delle relative efficienze di laminazione  $\eta$ . Come si può osservare questi ultimi risultano abbastanza omogenei al variare del tempo di ritorno  $T$ , specialmente quando si prendono in considerazione quelli di maggiore interesse per la mitigazione del rischio di allagamento.

$T$	anni	2	5	10	20	50	100
$q_{pi}$	m <sup>3</sup> /s	16,7	37,7	55,6	75,3	103,6	126,6
$q_{po}^{\dagger}$	m <sup>3</sup> /s	13,7	28,5	43,4	60,1	82,3	103,8
$\eta^{\dagger}$	%	17,9	24,4	22,0	20,1	20,6	18,0
$q_{po}^{*}$	m <sup>3</sup> /s	16,7	37,7	46,1	51,6	70,6	89,4
$\eta^{*}$	%	-	-	17,1	31,5	31,9	29,4

**Tab. 2** - Portate di picco ed efficienze di laminazione stimate mediante l'approccio dell'evento critico per la vasca in linea ( $\dagger$ ) e fuori linea ( $*$ ).

Le simulazioni continue sono state condotte generando una serie di deflussi in ingresso alla vasca di laminazione introducendo, nello stesso modello idrologico precedentemente descritto, la serie pluviometrica osservata al pluviometro ITAS Pastori (1949÷1993). Il passaggio dalla simulazione d'evento alla simulazione continua ha richiesto tuttavia alcuni significativi adattamenti. In primo

luogo, il ragguaglio delle piogge reali all'area è stato effettuato con coefficienti variabili in seno ad uno stesso evento in ragione della diversa durata degli scrosci.

Inoltre, l'implementazione del metodo di depurazione dalle perdite idrologiche SCS-CN ha richiesto la modellazione della deplezione dell'umidità residua al termine degli eventi di pioggia, la quale è stata ridotta secondo una legge esponenziale che prevede il suo totale esaurimento in un tempo pari a 5 giorni, ed il continuo aggiornamento, operato solo in tempo asciutto, della condizione di umidità AMC e del valore del parametro CN. Per questa operazione si è proceduto in accordo con i criteri convenzionalmente indicati dalla procedura SCS-CN (Soil Conservation Service, 1972).

Le serie continue di portate in ingresso alla vasca e quelle delle portate avviate a valle, calcolate tramite la simulazione idraulica, sono state infine analizzate statisticamente allo scopo di costruire le curve di frequenza dei picchi; questa operazione è stata effettuata tramite due metodologie. La prima, basata sulla statistica dei singoli eventi indipendenti, ha richiesto la determinazione del numero medio annuo di piene  $\theta_Q$ . Il tempo di ritorno è stato quindi stimato tramite la relazione (26a), nella quale  $F_Q$  indica la frequenza cumulata relativa delle portate di picco. Una seconda distribuzione campionaria è stata derivata eseguendo la tradizionale statistica dei massimi annuali, andando cioè ad estrarre dalla serie delle portate di picco la maggiore di ogni anno. Le frequenze  $F'_Q$  stimate secondo questa procedura sono perciò legate al tempo di ritorno dalla nota relazione (26b), essendo in questo caso il numero medio di eventi annui uguale ad uno.

$$a) T = \frac{1}{\theta_Q [1 - F_Q]} \qquad b) T = \frac{1}{1 - F'_Q} \qquad (26)$$

L'equazione (26a), sebbene più rigorosa della (26b) e quindi da ritenersi più affidabile, presuppone la definizione di un tempo di intervento IETD per l'identificazione degli eventi di piena indipendenti. Si rende pertanto necessario distinguere il caso delle portate in ingresso alla vasca e quello delle portate scaricate a valle: nella prima situazione si è assunto come IETD il tempo di corrivazione del bacino, mentre nel secondo al tempo di corrivazione si è sommato il tempo di svuotamento dell'invaso.

La calibrazione delle funzioni di probabilità derivate (19), (22) e (23) richiede in primo luogo la stima dei parametri pluviometrici  $\zeta$  e  $\lambda$ . Essi sono fortemente influenzati da quelli adottati nella fase di individuazione degli eventi indipendenti, IETD ed IA.

Quindi, per assicurare l'affidabilità del modello analitico-probabilistico è conveniente fissarne i valori in relazione ai processi fisici che si vogliono rappresentare (Balistrocchi et al., 2009). Se l'altezza IA ha un significato abbastanza chiaro, il tempo IETD può essere definito come il minimo intervallo temporale necessario affinché i deflussi prodotti da eventi pluviometrici consecutivi non interagiscano in maniera significativa tra loro. La soglia IETD può perciò

essere identificata con il tempo di corrivazione del bacino, quando si esamina la distribuzione delle portate di picco entranti, mentre dovrebbe essere incrementata, almeno del tempo di svuotamento, quando si considerano le funzioni di probabilità delle portate di picco laminate.

In questo modo la condizione iniziale di vasca vuota, implicitamente ammessa anche dallo schema semplificato di laminazione di Wycoff & Singh (1976), risulta in generale rispettata al sopraggiungere di un evento di piena. Al contrario, l'utilizzo di tempi di interevento più brevi, farebbe sì che il modello analitico-probabilistico sovrastimi in modo sistematico l'efficienza del dispositivo analizzato.

In questo tipo di applicazione si è potuto osservare come la soglia sul volume di precipitazione IA, che dato il carattere naturale del bacino, assume il valore piuttosto elevato indicato in tabella 1, si dimostri il parametro di discretizzazione determinate nella stima di  $\zeta$  e  $\lambda$  e come variazioni dello IETD tra 3 h e 6 h non producano significative modificazioni delle funzioni di probabilità (19), (22) e (23). I valori stimati mediante il metodo di massima verosimiglianza dai campioni di eventi indipendenti così ricavati sono di 16,8 mm per  $\zeta$  e 19,8 h per  $\lambda$ .

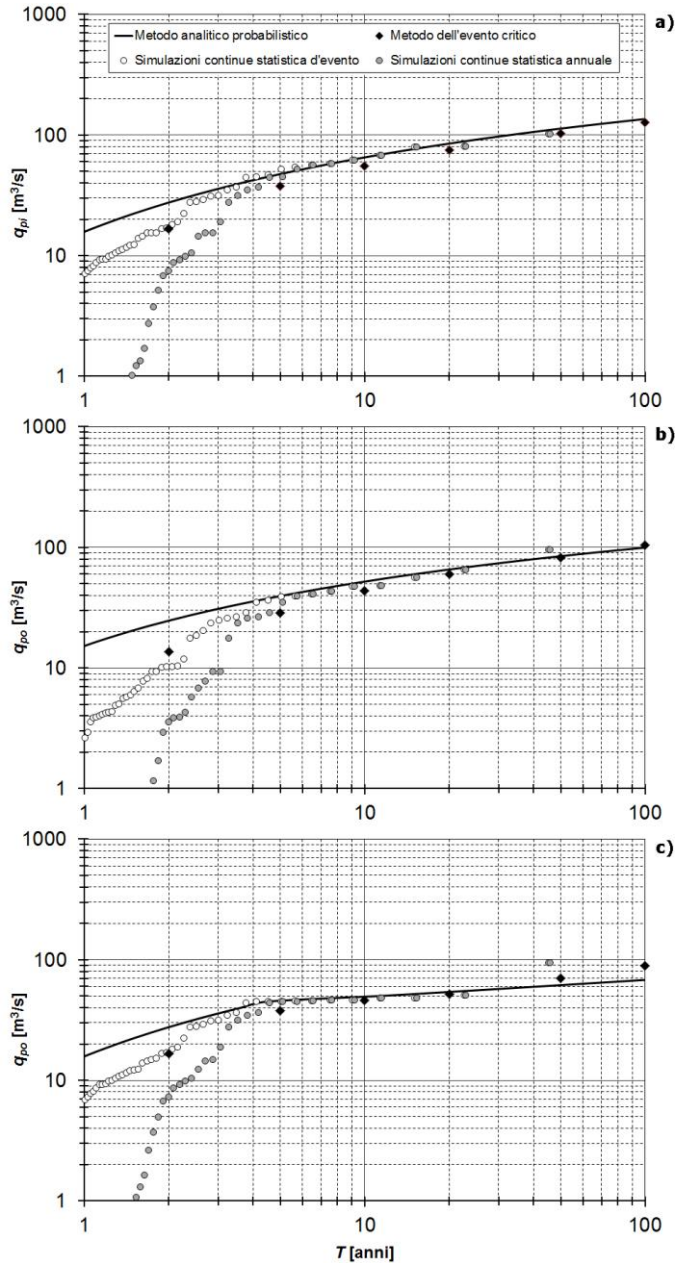
Per valutare la costante temporale  $k_v$ , caratteristica della vasca, invece, essendo il legame istituito dalla (21) di mera proporzionalità diretta, si può ricorrere convenientemente al rapporto tra la capacità d'invaso e la portata massima scaricabile in condizioni di riempimento: per la vasca in linea si è ottenuto un valore di circa 1 h, mentre per quella fuori linea di 3 h.

Come era abbastanza ragionevole attendersi, però, il parametro rispetto al quale tutte le distribuzioni derivate si sono dimostrate più sensibili è stato il coefficiente medio di afflusso  $\Phi$  dell'equazione (17). Allo scopo di garantire il massimo grado di consistenza tra le due metodologie continue, si è ritenuto necessario computarlo attraverso le simulazioni idrologiche, rapportando i volumi di pioggia netta a quelli della porzione di pioggia lorda che supera la sottrazione iniziale: il coefficiente medio a cui si è pervenuti è stato di 0,32.

Una prima verifica è stata effettuata calcolando il numero medio annuo di eventi di piena  $\theta_0$ , il quale, nella formulazione analitico-probabilistica adottata, deve coincidere con il numero medio annuo di eventi pluviometrici efficaci. La sua conoscenza è necessaria per poter esprimere i valori di probabilità stimati dalle distribuzioni derivate in termini di tempo di ritorno secondo la formulazione (26a). In effetti, si è pervenuti a valori abbastanza simili e compresi tra i 4 ed i 6 eventi annui, a seconda della scelta dello IETD.

Il confronto tra le distribuzioni di frequenza delle portate di picco derivate mediante le due metodologie continue è illustrato in figura 9, nella quale sono riportate in funzione del tempo di ritorno T. In generale si osserva una corrispondenza piuttosto soddisfacente tra curve analitico-probabilistiche e simulazioni continue, specialmente quando queste sono analizzate statisticamente per eventi individuali, equazione (26b). Peraltro, già per tempi di ritorno superiori ai 5 anni queste statistiche tendono a dare i medesimi risultati di quelle dei mas-

simi annuali. Significativi scostamenti in tutte le tre curve si hanno solo per tempi di ritorno compresi tra 1 e 2 anni, che sono però di scarsissimo interesse pratico.



**Fig. 9** - Distribuzioni di probabilità delle portate di picco entranti a) ed uscenti dalla vasca in linea b) e dalla vasca fuori linea c).

Il comportamento della distribuzione delle portate laminate dalla vasca fuori linea sembra mostrare un andamento anomalo in prossimità del valore della portata di soglia  $q_s$ , dove si evidenzia una concavità rivolta verso l'alto. Questo è giustificabile, oltre che dal riscontro offerto dalle simulazioni continue, se si considera il vincolo di tale distribuzione rappresentato dalla massa di probabilità concentrata  $P_{Q_s}$ .

In figura 9 sono rappresentati anche i valori delle portate di picco ricavati mediante il metodo dell'evento critico ed impiegati nel pre-dimensionamento delle vasche, i quali, seppure con scostamenti talvolta maggiori rispetto alle curve analitico-probabilistiche, denotano un andamento abbastanza aderente a quello derivato dalle simulazioni. Questa apparente bontà è in effetti il frutto di una compensazione, in qualche modo fortuita, di effetti opposti.

Dalle simulazioni continue si desume infatti che oltre il 71% degli eventi ricade in condizione AMC I, l'11% in condizione AMC III mentre solo il rimanente 18% soddisfa la condizione AMC II, ipotizzata nell'applicazione del metodo.



## 6. Conclusioni

La simulazione continua di lungo periodo del comportamento delle vasche di laminazione si dimostra, dal punto di vista dell'affidabilità, il metodo migliore per affrontare i problemi di progetto e di verifica. Purtroppo, mancando idonee serie di portate defluenti, i deflussi vanno generati a partire da serie continue di precipitazione. L'onere computazionale e la difficoltà di ricostruzione delle portate rendono perciò necessario ricorrere talvolta a soluzioni alternative. Tra di esse, i metodi basati sull'evento critico sono da considerarsi non del tutto affidabili ed il loro utilizzo si dovrebbe limitare ad opere di minore importanza, oppure all'ambito della progettazione di massima, successivamente da verificare con metodi più appropriati.

Anche la metodologia analitico-probabilistica qui illustrata dimostra una soddisfacente capacità di rappresentare la distribuzione di probabilità delle portate al colmo di piena, rilasciate sia da sbarramenti trasversali che opere in derivazione. Rispetto ad altre proposte precedenti, si osservano infatti alcuni significativi miglioramenti. In primo luogo la possibilità di tenere in considerazione la variabilità dei volumi invasati, si dimostra estremamente importante quando si opera con grandi capacità d'invaso. In aggiunta, l'introduzione della portata di soglia, appare indispensabile per cogliere l'andamento della distribuzione delle portate di picco laminate dalle vasche in derivazione.

Un ulteriore avanzamento potrebbe sicuramente derivare dall'implementazione nella procedura di derivazione di un modello probabilistico delle piogge più realistico, ovvero un modello che tenga conto della struttura di dipendenza che lega i volumi e le durate delle precipitazioni, nonché di funzioni marginali più aderenti alle loro effettive distribuzioni. Tali approfondimenti risultano però difficoltosi a causa dell'intrattabilità analitica del problema e, quindi, sconsigliabili nell'ottica di una metodologia pratico progettuale. Il problema della distribuzione spazio temporale dello ietogramma resta peraltro aperto.

I metodi di simulazione per eventi individuali di progetto sono peraltro capaci di fornire stime delle prestazioni offerte paragonabili a quelle degli altri metodi, purché l'evento di piena utilizzato come sollecitazione alla vasca sia scelto in maniera idonea. L'affidabilità della simulazione è infatti strettamente dipendente da questa operazione preliminare la quale, se condotta erroneamente, può portare ad errori rilevanti nella stima dei tempi di ritorno delle portate rilasciate a valle dalle vasche e dei relativi rischi idraulici.

## Bibliografia

1. AAVV (1999) – Sistemi di fognatura e di drenaggio urbano. Fondamenti e nuove tendenze (2<sup>a</sup> ed.) – A cura di Paoletti A., Edizioni CUSL, Milano.
2. Adams, B. J. & Papa, F. (2000) – Urban stormwater management planning with analytical probabilistic models – John Wiley & Sons, New York.
3. Agnoletto, G. & Orsi, E. (1980) – Per una regolamentazione delle portate di punta nelle fognature urbane – *Ingegneria Ambientale*, 1980, 2.

4. Akan, A. O. (1989) – Detention pond sizing for multiple return period – *J. Hydraul. Eng.-ASCE*, 115(5), 650-664.
5. Alfonsi, G. & Orsi, E. (1987) – Proporzionamento della vasche di laminazione per reti fognarie sulla base del metodo cinematico – *Idrotecnica*, 2, 65-68.
6. ASCE & WEF (1998) – Urban Runoff Quality Management – ASCE manuals and report on engineering practice n° 87, ASCE, Reston, VA.
7. Bacchi, B., Larcari, E. & Rosso, R. (1989) – Stima del fattore di attenuazione per la valutazione del colmo di piena prodotto da piogge efficaci di durata finita ed intensità costante – *Ingegneria Sanitaria*, 1, 6-15.
8. Bacchi, B., Brath, A. & Maione, U. (1993) – Sul dimensionamento delle reti di drenaggio con la metodologia dell'evento critico – *Idrotecnica*, 1993, 1, 33-43.
9. Bacchi, B., Mariani, M. & Ranzi, R. (1995) – Analisi delle piogge intense e forte intensità a scala regionale: Pianura Padana, Valtellina e Orobie – DICATAM Technical Report, Università di Brescia, Brescia.
10. Bacchi, B., Franchini, M., Galeati, G. & Ranzi, R. (2000) – Parametrizzazione e regionalizzazione della curva di riduzione dei massimi annuali delle portate medie su assegnata durata – XXVII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Genova, 12-15 settembre.
11. Bacchi, B., Balistrocchi, M. & Grossi, G. (2008) – Proposal of a semi-probabilistic approach for storage facility design – *Urban Water J.*, 5(3), 195-208.
12. Balistrocchi, M., Grossi, G. & Bacchi, B. (2009) – An analytical probabilistic model of the quality efficiency of a sewer tank – *Water Resour. Res.*, 45, W12420.
13. Balistrocchi, M. & Bacchi, B. (2011) – Modelling the statistical dependence of rainfall event variables through copula functions – *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 15, 1959-1977.
14. Balistrocchi, M., Grossi, G. & Bacchi, B. (2013) – Calibration of an analytical-probabilistic method to size flood routing basins – *Adv. Water Resour.*, 62, 37-46.
15. Chow, V. T., Maidment, D. R. & Mays, L. W. (1988) – Applied hydrology – McGraw-Hill International Edition, New York.
16. Eagleson, P. S. (1972) – Dynamics of flood frequencies – *Water Resour. Res.*, 8(4), 878-898.
17. Fiorentini, M. & Orlandini S. (2013) – Robust numerical solution of the reservoir routing equation – *Adv. Water Resour.*, 59, 123-132.
18. Gambarelli, P. (2010) – Sviluppo di un modello matematico del funzionamento idraulico della cassa di espansione sul Fiume Panaro – Tesi di Laurea, UNIMORE.
19. Giandotti M. (1934) – Previsione delle piene e delle magre dei corsi d'acqua – Ministero dei Lavori Pubblici, Servizio Idrografico Italiano, Roma, 1934.
20. Gottardi, G. & Maglionico, M. (2008) – Analisi del metodo dell'invaso per il dimensionamento degli invasi di laminazione a servizio delle reti di drenaggio urbano – Atti del XXXI Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Perugia.
21. Guo, Y. & Adams, B. J. (1999) – An analytical probabilistic approach to sizing flood control detention facilities – *Water Resour. Res.*, 35(8), 2457-2468.
22. Mambretti, S. (1991) – Metodi pratici per il dimensionamento delle vasche di laminazione in ambiente urbano – Tesi di Laurea, Politecnico di Milano, Milano.
23. Marsalek, J. (1978) – Synthesized and historical storms for urban drainage design – Proceedings of the I International Conference on Urban Storm Drainage, University of Southampton, Chichester (UK).
24. Modica, C. (1996) – Il dimensionamento della vasche volano per piogge di intensità variabile e per diversi dispositivi di scarico – XXV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Torino.
25. Moisello, U. & Papiri, S. (1986) – Relazione tra altezza di pioggia puntuale e ragguagliata – Atti del XXVIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Padova.

26. Nash, J. E. (1957) – The form of the instantaneous unit hydrograph – IAHS publication 45, 3-4, 114-121.
27. Natale, L. (1994) – Studio idrologico idraulico del bacino del torrente Garza – Rapporto per la Regione Lombardia, Milano.
28. Paoletti, A. & Rege Gianas, F. (1979) – Il dimensionamento delle vasche volano nelle reti di fognatura – *Ingegneria Sanitaria*, 1, 5-10.
29. Papiri, S., Moncalvo, M. & Valcher, P. (1998) – Sul dimensionamento delle vasche volano a servizio delle reti di drenaggio urbano – Giornate di studio in memoria di Carlo Cao, Cagliari.
30. Raimondi, A. & Becciu, G. (2010) – Probabilità di priempimento della vasche di laminazione al variare delle regole di gestione – XXXII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Palermo.
31. Ranzi, R., Galeati, G. & Bacchi, B. (2006) – Idrogrammi di piena dedotti dalla trasformazione afflussi-deflussi – XXX Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Roma, 10-15 settembre.
32. Salvadori G., De Michele C., Kottegoda N. T., Rosso R. (2007) – Extremes in nature: an approach using copulas – Springer, Dordrecht, The Netherlands.
33. Supino, G. (1965) – Le reti idrauliche – Pàtron Editore, Bologna.
34. Soil Conservation Service (1972) – National engineering handbook, section 4: hydrology – U.S. Department of Agriculture, Washington, DC.
35. US EPA (1993) – Handbook urban runoff pollution prevention and control planning (EPA/625/R-93/004) – USEPA, Washington, DC.
36. Welsh, S.G. (1989) – Urban surface water management – John Wiley & Sons, New York.
37. Wycoff, R. L. & Singh, U. P. (1976) – Preliminary hydrologic design of small flood detention reservoirs – *Water Resour. Bull.*, 12, 337-349.