

## TRENTO\_P: UN MODELLO GEOMORFOLOGICO PER LO STUDIO DEL DRENAGGIO URBANO.

David TAMANINI<sup>1</sup>, Adem Blal ESMail<sup>1</sup>, Fabrizio ZANOTTI<sup>2</sup>, Silvia SIMONI<sup>2</sup>, Paolo BERTOLA<sup>1</sup>, Riccardo RIGON<sup>1</sup>

### SOMMARIO

Trento\_p è un modello basato sulla risposta idrologica geomorfologica dedicato al dimensionamento e alla verifica delle fognature urbane. Il modello usa distribuzioni dei tempi di residenza esponenziali per la determinazione della risposta idrologica delle aree scolanti esterne alla rete e una distribuzione cinematica per il moto nella rete idrica. Nella presente versione l'afflusso alla rete relativo ad un'area scolante è distribuito lungo tutto il tratto di competenza. Il modello usa poi lo schema di moto uniforme per il dimensionamento dei tratti di rete, potendo descrivere tubi di varia sezione. La parte legata al dimensionamento delle tubazioni usa ietogrammi di intensità costante e la pioggia efficace di progetto è determinata mediante un semplice coefficiente di afflusso. Infine, distribuito con Trento\_p, vi è anche un modulo geomorfologico che permette la verifica della fognatura progettata con ietogrammi di intensità variabile. Il modello è "free software" distribuito con licenza GPL3.

### 1. CENNI TEORICI

La procedura di progettazione di una rete fognaria richiede l'identificazione di alcune fasi che caratterizzano l'afflusso dell'acqua dalle aree scolanti alla sezione di chiusura:

- trasformazione della pioggia efficace in portata affluente dalle aree scolanti alla rete (modello afflussi-deflussi);
- propagazione dell'onda di piena all'interno delle condotte (modello cinematico);
- calcolo della portata massima di progetto, dimensionamento e scelta degli elementi della rete (attraverso il modello Trento\_p).

---

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università degli Studi di Trento, Via Mesiano 77 – TRENTO, Italy

<sup>2</sup> Mountain-ering srl, SPIN OFF Università di Trento, Via Siemens 19 – BOLZANO, Italy

### 1.1 TRASFORMAZIONE DELLA PIOGGIA EFFICACE IN PORTATA

Esistono molteplici teorie e procedure per il calcolo dell'onda di piena; quelle implementate in Trento\_p si basano sul **Modello Geomorfologico** (Rodriguez-Iturbe e Valdez, 1979) e successive rielaborazioni (Rodriguez-Iturbe e Rinaldo, 1997). Tale modello è stato applicato con ottimi risultati alla modellazione concettuale delle piene in reti fluviali di varie dimensioni e complessità. Esso permette di calcolare la portata fluente alla sezione di chiusura di un bacino distinguendo, all'interno del bacino stesso, regioni omogenee, denominate *stati*, descrivibili ciascuna con un tempo di residenza caratteristico. Durante il loro percorso verso la sezione di chiusura del bacino in esame i volumi elementari di pioggia spenderanno un certo tempo nel generico stato j-esimo. Il tempo di residenza complessivo sarà la somma dei singoli tempi di residenza negli stati i,j,...,k che ne costituiscono il percorso. La portata, alla sezione di chiusura del bacino, è ottenuta dalla convoluzione degli idrogrammi unitari degli stati posti in serie e sommando il contributo sui percorsi in parallelo. La sua espressione formale è dunque la seguente:

$$Q(t) = \int_0^t GIUH_{\gamma}(y - \tau) J_{eff}(\tau) d\tau$$

o in forma discreta:

$$Q(t) = \sum_{\gamma \in \Gamma} (p(\gamma) \cdot J_{eff}) * GIUH_{\gamma}(t) \quad (1)$$

dove:  $GIUH_{\gamma}(t) = (f_{\gamma_1} * \dots * f_{\gamma_n})(t)$

dove  $\gamma$  indica un percorso;  $\Gamma$  l'insieme dei percorsi possibili;  $p(\gamma) \cdot J_{eff}$  rappresenta l'intensità di pioggia efficace mediata spazialmente sull'area  $\gamma$  (in  $[m^3s^{-1}]$ );  $GIUH_{\gamma}(t)$  l'idrogramma unitario istantaneo geomorfologico;  $f_{\gamma_i}$  la portata per unità di area alla chiusura dello stato i-esimo ed il simbolo "\*" denota l'operazione di convoluzione tra le portate defluenti nei vari stati, tutti riferiti al percorso  $\gamma$ . Percorsi spazialmente differenziati, ma idrologicamente ed idrodinamicamente simili, possono essere raggruppati per ridurre il numero di elementi della somma in (1). Contemporaneamente  $p(\gamma)$  viene interpretato in senso stocastico come la probabilità del realizzarsi dell'insieme di stati nel percorso  $\gamma$  in una rete naturale, essendo le piogge assunte uniformi nello spazio.

Con riferimento al metodo dell'invaso lineare, il Modello Geomorfologico consente di distinguere la modalità di afflusso dell'acqua dalle aree scolanti alla rete rispetto alla propagazione lungo la rete stessa.

### 1.1.1 Il metodo implementato in Trento\_p

A corollario della capacità del modello geomorfologico di trattare diversamente le aree scolanti e la rete fognaria, vi è la possibilità di generalizzare i metodi cinematico e dell'invaso, proposti in letteratura in modo alternativo per la progettazione delle reti a pelo libero, integrando così nel contempo gli elementi di descrizione concettuali e quelli fisicamente basati.

Per l'applicazione dei modelli afflussi-deflussi è necessario calcolare preliminarmente la pioggia efficace. La formulazione geomorfologica permette in generale di usare piogge efficaci di diversa natura, come quelle generate dall'uso del metodo di Horton, del *Curve Number* del Soil Conservation Service o da altri metodi (Moisello, 1998). Inoltre, qualora lo si ritenga opportuno, è possibile tenere conto di ulteriori perdite che riducono la precipitazione efficace (es. Mignosa et al., 1995). La progettazione delle reti urbane segue tuttavia usualmente criteri di maggiore semplicità: si assume che le perdite per infiltrazione possano essere descritte da un coefficiente di afflusso costante, per esempio pari a:

$$\phi = 0.2 \cdot S_{per} + 0.9 \cdot S_{imp} = 0.2 \cdot (1 - S_{imp}) + 0.9 \cdot S_{imp} \quad (2)$$

dove  $S_{imp}$  e  $S_{per}$  sono rispettivamente la frazione impermeabile e quella permeabile della superficie scolante  $S$ . Si assume poi che i tempi di residenza al di fuori della rete possano essere stimati con una distribuzione esponenziale decrescente, il che significa trattare le aree scolanti come invasi lineari. Questo modello offre una descrizione di sufficiente accuratezza e dipende inoltre da un solo parametro:

$$f(t) = \frac{1}{k} \cdot e^{-\frac{t}{k}} \quad (3)$$

Per una generica superficie scolante  $i$ :

$$k_i = \alpha \cdot S_i^\beta \quad (4)$$

Il parametro  $k$  assume un significato fisico; è il tempo medio di residenza nello stato considerato al di fuori della rete. Va dunque sottolineato che questa è un'interpretazione diversa rispetto a quella che si dà nel metodo dell'invaso (Da Deppo e Datei, 1997). Il parametro  $k$ , infatti, risulta essere legato alle sole proprietà della superficie scolante e non alle proprietà della rete. La relazione (4) evidenzia che i versanti del bacino sono caratterizzati unicamente dalla loro estensione e dalla loro forma più o meno allungata, nonché dal parametro  $\alpha$ , che tiene conto in generale di tutte le altre proprietà del bacino in esame. Tale parametro assumerà quindi valori diversi a seconda del bacino; parametro che per altro sarà possibile determinare di volta in volta con un opportuno procedimento di calibrazione e validazione del modello stesso. In questo modo il parametro  $\alpha$  finirà per assorbire tutte le incertezze del modello di calcolo.

Per ovviare a questo fatto, si è ritenuto appropriato esprimere  $k$  con formule che siano più articolate e soprattutto che tengano conto della natura dell'evento meteorico studiato, oltre alle caratteristiche intrinseche del versante. Molti autori, infatti, hanno espresso  $k$  in funzione di alcune grandezze che caratterizzano la morfologia del bacino sotteso con relazioni ricavate dall'analisi di eventi di piena registrati in bacini sperimentali.

Fra questi ricordiamo quella proposta da Desbordes [1975], implementata, con una lieve modifica, nell'attuale versione di Trento\_p:

$$k = \frac{4,19 \cdot S^{0,3}}{I_m^{0,45} \cdot (100s)^{0,38}} - 0,21 \quad (5)$$

Con:

$S$  superficie del bacino [ha],

$d$  densità di drenaggio, ovvero rapporto fra lo sviluppo della rete di drenaggio [m] e l'area del bacino [ha],

$s$  pendenza media del collettore principale [m/m],

$I_m$  rapporto tra area impermeabile e l'area totale del bacino,

$s_r$  pendenza media ponderale di tutta la rete di drenaggio [%].

valida per  $s$  compreso fra 0,004 e 0,0047 e quella proposta da Ciaponi e Papiri [Ciaponi e Papiri, 1992]:

$$k = 0,5 \cdot \frac{S^{0,351} \cdot d^{0,358}}{I_m^{0,163} \cdot s_r^{0,29}} \quad (6)$$

Oltre a queste, in letteratura vi sono molte altre espressioni che si basano su ipotesi di quasi linearità del fenomeno di formazione delle piene: si tratta di formulazioni che introducono una dipendenza di  $k$  dal tempo di pioggia. In questa sede, tuttavia, si è preferito non considerare questa dipendenza, visto che  $t_p$  risulta essere a sua volta un'incognita del problema e di conseguenza la sua determinazione richiederebbe il ricorso ad un procedimento iterativo. Poiché le espressioni (5) e (6) sono state ricavate specificatamente per il metodo dell'invaso, è stata effettuata una loro manipolazione per renderle coerenti col modello geomorfologico [Tamanini, 2003]:

$$k = \alpha \cdot \frac{S^\beta}{\varphi^b \cdot s^\gamma} \quad (7)$$

essendo  $\alpha_i$  una costante e  $\beta$ ,  $b$  e  $\gamma$  degli opportuni esponenti. Si noti che, a differenza della (5), la (7) fa riferimento a  $\varphi$ , coefficiente di afflusso alla rete, anziché alla frazione impermeabile  $I_m$  della superficie del bacino, potendo così associare  $\alpha$  alle caratteristiche non solo del bacino, ma anche dell'evento considerato.

L'afflusso efficace alla rete nei tratti iniziali è dunque dato dall'espressione (3) convoluta con la pioggia efficace. Considerando l'area rappresentata in Figura 1, se si ha una pioggia di progetto

descritta da curve di possibilità climatica con un assegnato tempo di ritorno  $T_R$  e di intensità media costante  $J = a \cdot t_p^{n-1}$  per  $0 \leq t \leq t_p$ , allora la portata affluente alla rete è data da:

$$\begin{cases} Q_I(t) = S_1 \cdot \phi_1 \cdot a \cdot t_p^{n-1} \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{k_1}}\right) & t \leq t_p \\ Q_I(t) = S_1 \cdot \phi_1 \cdot a \cdot t_p^{n-1} \cdot \left(1 - e^{-\frac{t_p}{k_1}}\right) \cdot e^{-\frac{(t-t_p)}{k_1}} & t \geq t_p \end{cases} \quad (8)$$

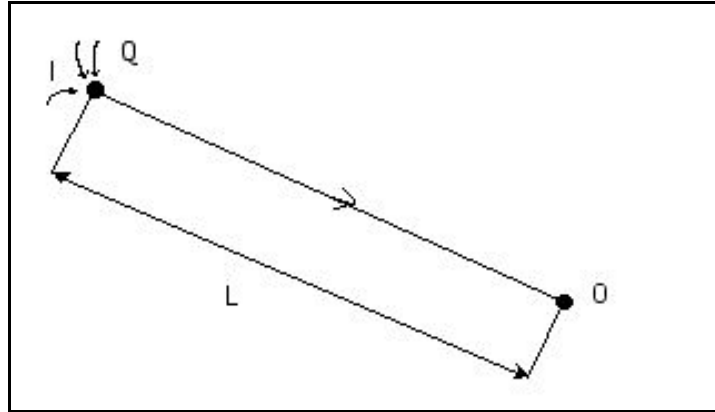
dove  $t_p$  è il tempo di pioggia. È importante osservare che, nella prima formulazione, il codice di calcolo Trento\_p prevedeva che l'intera superficie  $S_1$  scolasse all'inizio I del tratto di tubo (di lunghezza  $L_1$ ) che le compete. L'idrogramma di piena che si otteneva in I presentava l'andamento mostrato in Figura 2. Se il tempo medio di residenza  $k_1$  non dipende dal tempo di pioggia (ma da sole grandezze geometriche come la pendenza e l'estensione dell'area scolante), allora la durata di pioggia che fornisce la massima portata è determinata in modo del tutto analogo

a quanto avviene nel metodo dell'invaso. Posto  $r_1 = \frac{t_p}{k_1}$  risulta quindi:

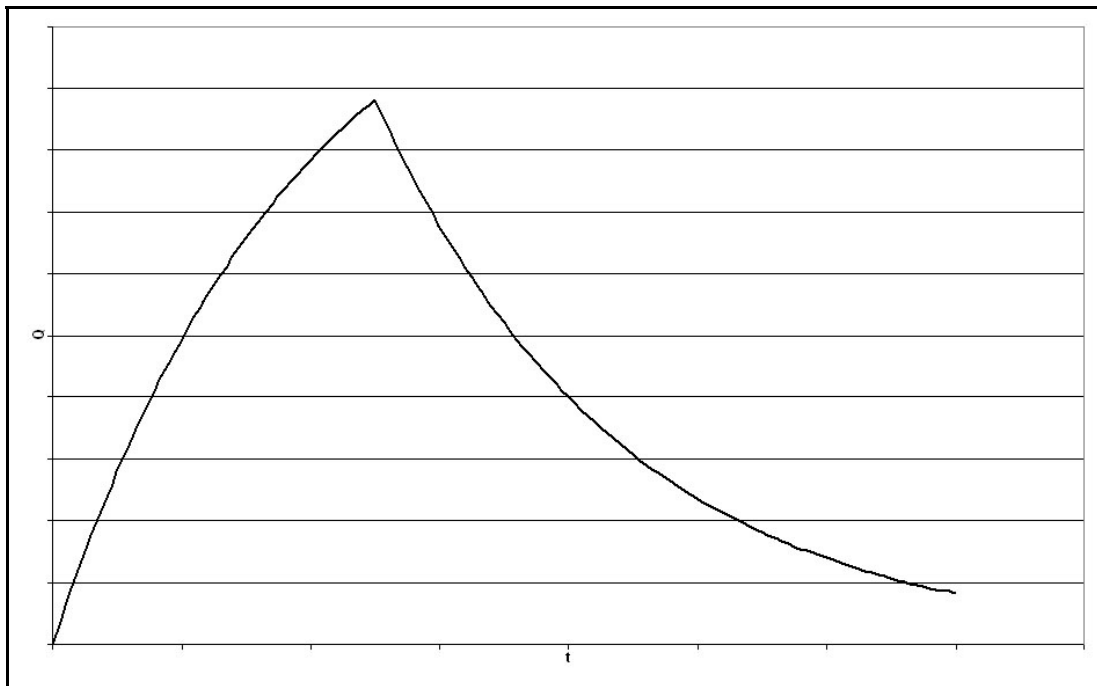
$$u_1(t) = \phi_1 \cdot a \cdot S_1 \cdot k_1^{n-1} \cdot r_1(n)^{n-1} \cdot \left(1 - e^{-r_1(n)}\right) \quad (9)$$

dove  $u_1(t)$  è il coefficiente udometrico relativo all'area scolante e  $r_1(n)$  è il valore di  $\frac{t_p}{k_1}$

che fornisce la maggiore delle portate massime, funzione del solo esponente  $n$  della curva di possibilità climatica (cfr. Artina et al., 1998, eq. 8.20). Si noti che rispetto al metodo dell'invaso (Da Deppo e Datei, 1997), diversa è l'interpretazione delle grandezze che compaiono nell'eq. (9): qui  $k_1$  risulta legato alle sole proprietà della superficie scolante e non alle proprietà della rete.



*Figura 1: Rappresentazione di un'area scolante con afflusso concentrato in testa al tratto di fognatura di competenza.*



*Figura 2: Andamento dell'idrogramma di piena in corrispondenza della testa del tubo (punto I).*

## 1.2 PROPAGAZIONE DELL'ONDA DI PIENA LUNGO LE CONDOTTE

La propagazione dell'onda affluente alle condotte, all'interno delle condotte stesse, viene descritta con un modello cinematico che, sostanzialmente, riproduce una traslazione rigida dell'onda di piena, trascurando l'effetto di laminazione dovuto alla dispersione.

La portata, in ogni punto del tratto di fognatura compreso tra i punti I ed O di Figura 1, è data dalla convoluzione della (8) con la funzione di propagazione nella rete (10). Quest'ultima può essere assunta nella forma proposta da Rinaldo et al. (1991), che risulta compatibile con una soluzione approssimata parabolica delle equazioni di De Saint Venant:

$$g(t, L) = \frac{L}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot D_L \cdot t^3}} \cdot \exp\left[-\frac{(c \cdot t - L)^2}{4 \cdot D_G \cdot t}\right] \quad (10)$$

dove  $D_L$  è il coefficiente di dispersione,  $c$  la celerità dell'onda di piena (che nelle condotte circolari si può assumere pari a 3/2 la velocità di moto uniforme (Mignosa et al., 1995; Becciu et al., 1997)) con assegnato grado di riempimento,  $L$  la lunghezza della tubazione. Nella modellazione geomorfologica l'effetto di invaso nella rete può essere trascurato (in favore di sicurezza) ponendo  $D_L = 0$ , in quanto l'effetto dominante la struttura dell'onda di piena e dei picchi di massima portata è determinato da  $D_G$ , la cui importanza diviene maggiore procedendo verso valle. La soluzione (10) si può allora semplificare in:

$$g_L(t) = \delta(c \cdot t - L) \quad (11)$$

che rappresenta una pura traslazione cinematica dell'onda di piena lungo la tubazione di lunghezza  $L$  [si ricorda che  $\delta(\ )$  è il funzionale delta di Dirac]. Questa funzione, convoluta con la (8), fornisce:

$$Q_O(t) = Q_I\left(t - \frac{L}{c}\right) \quad (12)$$

Un tronco di fognatura composto da più tratti di lunghezza e caratteristiche geometriche diverse, ma senza immissione di portata da altri tronchi, avrà una portata descritta dalla (12), non appena  $\frac{L}{c}$  venga sostituito da  $t_i = \sum_i \frac{L_i}{c_i}$ , dove  $L_i$  e  $c_i$  sono rispettivamente la lunghezza e la celerità dell'onda di piena nel tratto  $i$ -esimo e  $t_i$  risulta dunque il tempo di residenza nel medesimo tratto.

Il punto di partenza per il dimensionamento di un tratto di rete arbitrario è il calcolo di tutti gli afflussi locali e di quelli provenienti dalla rete di monte in base alla:

$$Q(t) = Q_m(t) + Q_i(t) \quad (13)$$

dove  $Q_m(t)$  è la portata geomorfologica della rete a monte calcolata mediante la (1) e  $Q_l(t)$  è il contributo della superficie scolante locale. Il caso elementare di confluenza, dal quale si ottengono ricorsivamente i casi più complicati, è quello dato dalla somma di (12) e (8).

Per i tubi di testa il tempo per cui si ottiene la portata massima coincide con la durata della precipitazione (e conseguentemente, la maggiore tra le portate massime si verifica in corrispondenza del tempo di pioggia critico). A causa degli effetti di ritardo cinematico, lungo le tubazioni il tempo di picco ritarda, rispetto ai tempi di pioggia, in misura sempre maggiore man mano che si scende da monte verso valle. L'effetto di tale ritardo è quello di introdurre una laminazione dell'onda di piena, dovuta all'asincronia dei contributi derivanti da diverse aree scolanti (come prevede la teoria della dispersione geomorfologica). Annullando infatti i ritardi cinematici (ponendo cioè  $t_c = 0$  per ogni percorso), la portata nella sezione di controllo terminale può essere calcolata facilmente in base alla (9) e risulta maggiore di quella ottenuta applicando la teoria in modo completo. Diverso è qui il significato di sincronia rispetto a quello usato nell'applicazione classica del metodo italiano e diverso il risultato. Nel metodo italiano l'ipotesi di sincronia corrisponde alla maggiorazione della costante d'invaso e quindi ad un tempo di residenza all'interno del bacino mediamente maggiore ed alla sottostima delle portate di picco (Artina et al., 1994). Al contrario, in Trento\_p la costante d'invaso è una proprietà delle sole aree scolanti e non viene pertanto modificata al variare dell'invaso nella rete. Va ricordato, in conclusione, che il modello geomorfologico non esclude la possibilità di usare metodi più sofisticati per la determinazione delle piogge efficaci di quello basato sul coefficiente di deflusso  $\phi$ , né l'uso di espressioni più complesse per il tempo medio di accesso  $k$  (Mambretti e Paoletti, 1994). In tal caso però la determinazione del tempo di pioggia che produce il coefficiente udometrico si può ottenere solamente per via numerica.

### 1.2.1 Dall'afflusso concentrato all'afflusso distribuito

Come si può osservare in Figura 1, nella precedente versione di Trento\_p si supponeva che il generico sottobacino di superficie  $S_i$  scolasse all'inizio I del tratto di tubo IO. Questa ipotesi comportava la necessità di descrivere tutte le caditoie come punti d'immissione nella rete. Queste ultime sono solitamente poste lungo le cunette stradali ad un interasse di 25÷50 m. Dato l'elevato numero di sottoaree da considerare, i tempi di calcolo crescevano esponenzialmente, specialmente per i bacini di grande estensione. Per ovviare a questo limite, si è passati ad un modello ad afflusso distribuito in cui, pur continuando a trattare le aree scolanti come invasi lineari, si distribuisce la portata affluente  $Q_i(t)$  in maniera uniforme su tutta la lunghezza della tubazione afferente e comprendente più caditoie (si veda a tal proposito la Figura 3). Il nuovo modello ha consentito la riduzione del numero di sottobacini da considerare e un conseguente guadagno sui tempi di calcolo.



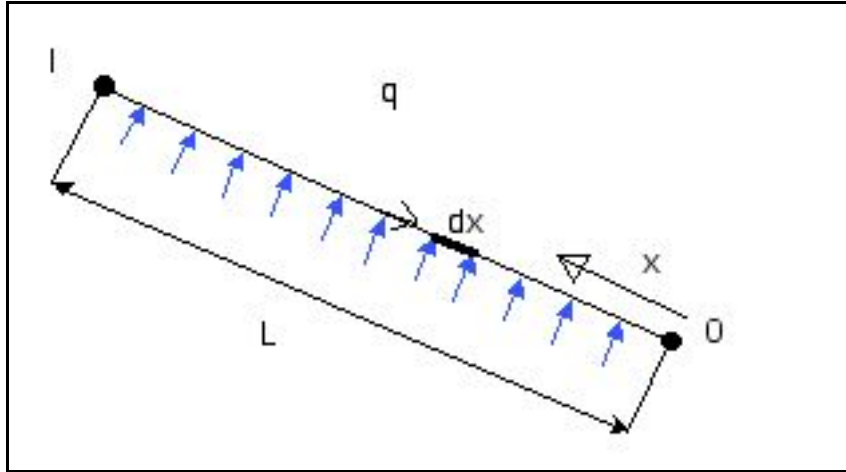


Figura 3: Rappresentazione di un'area scolante con afflusso uniformemente distribuito su tutta la lunghezza del tubo.

Una prima differenza che si riscontra col passaggio al modello ad afflusso distribuito riguarda l'idrogramma di piena che ne deriva. Quest'ultimo, infatti, diversamente dal caso di afflusso concentrato, è descritto da quattro funzioni e presenta un andamento dolce privo di discontinuità o di punti angolosi. Un'ulteriore differenza che si coglie osservando gli idrogrammi relativi ai due modelli di afflusso riportati in Figura 4 è che nel caso di afflusso concentrato la portata risulta diversa da zero solo per tempi maggiori di  $L/c$  (tempo impiegato dall'acqua immessa all'inizio del tubo per percorrerlo in tutta la sua lunghezza). Nell'approccio ad afflusso distribuito, invece, la portata risulta da subito diversa da zero. La principale divergenza tra i due approcci riguarda il picco di piena: rispetto al caso di afflusso concentrato, infatti, il picco dell'onda di piena, calcolato secondo l'approccio di afflusso distribuito, si presenta prima e dà luogo ad un valore di portata massima minore. Questo aspetto si ripercuote direttamente sul dimensionamento delle condotte: una portata di progetto inferiore comporta, infatti, un diametro delle tubazioni minore. In realtà, le portate massime determinate attraverso i due modelli differiscono di poco, ossia del 2% circa nel caso di bacini pianeggianti (pendenza inferiore a 1%). Questa discrepanza si riduce poi ulteriormente quando si ha a che fare con valori di pendenze significativi ( $>1\%$ , zone collinose o montuose).

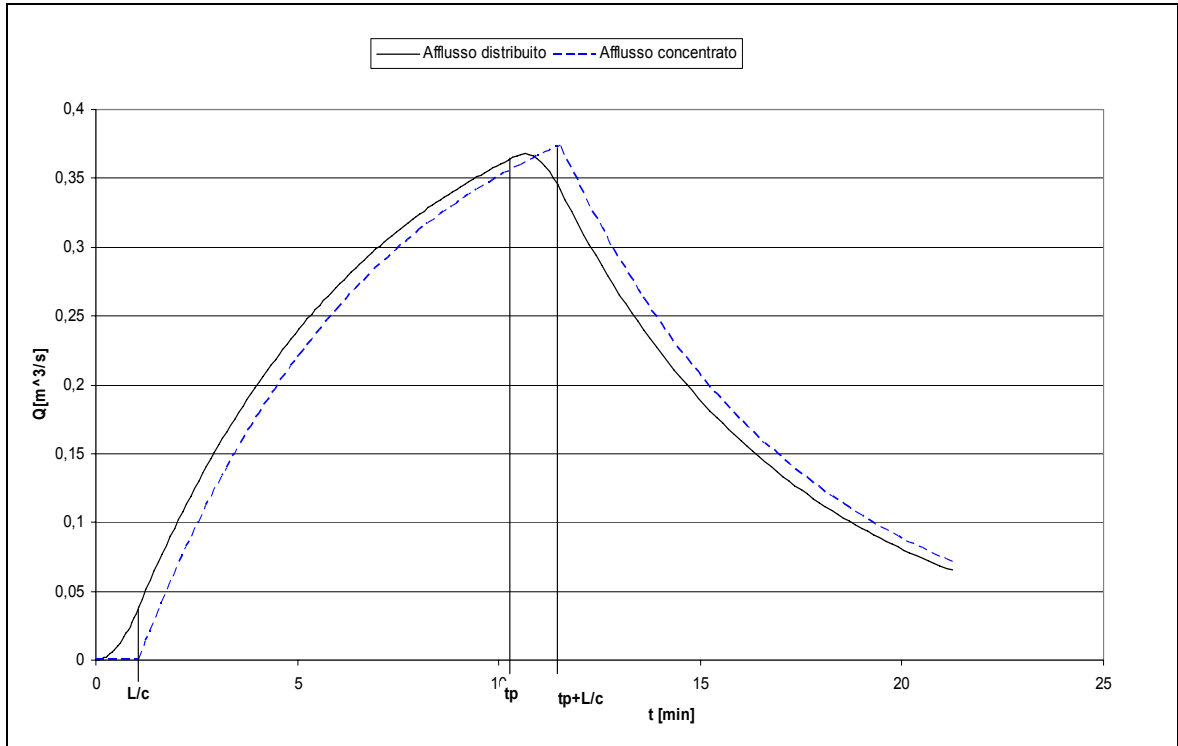


Figura 4: Confronto fra idrogrammi nel caso di sottobacino drenante in una tubazione a ridotta pendenza.

### 1.2.2 Le equazioni nel caso dell'afflusso distribuito

Per valutare la portata affluente alla tubazione nel caso di afflusso distribuito (Figura 3) è necessario considerare la portata specifica (ovvero per unità di lunghezza del tubo) entrante nel tubo:

$$q_I(t) = \frac{Q_I(t)}{L} \quad (14)$$

Il generico tratto infinitesimo di tubo  $dx$ , posto a distanza  $x$  dalla sezione d'uscita O, darà un contributo alla portata pari a:

$$dQ_I(t) = \frac{Q_I(t)}{L} \cdot dx \quad (15)$$

Ciascuno di questi contributi infinitesimi subirà una pura traslazione cinematica verso valle, caratterizzata dalla celerità  $c$ . In corrispondenza della sezione O si avrà di conseguenza:

$$dQ_o(t) = \frac{Q_I\left(t - \frac{x}{c}\right)}{L} \cdot dx \quad (16)$$

Integrando l'espressione (16) sull'intera lunghezza del tubo si ottiene l'idrogramma in corrispondenza della sezione d'uscita O:

$$Q_o(t) = \int_0^L dQ_o(t) = \int_0^L \frac{Q_I\left(t - \frac{x}{c}\right)}{L} \cdot dx \quad (17)$$

Ricordando l'espressione (8) di  $Q_I(t)$ , l'integrale (17) può essere scritto come la somma di due termini A e B:

$$Q_o(t) = \frac{\varphi \cdot S \cdot a \cdot t_p^{n-1}}{L} \cdot \left[ \underbrace{\int_0^L \left(1 - e^{-\frac{(t-x/c)}{k}}\right) \cdot H\left(t - \frac{x}{c}\right) \cdot H\left(t_p - t + \frac{x}{c}\right) \cdot dx}_A + \underbrace{\left(1 - e^{-\frac{t_p}{k}}\right) \cdot \int_0^L e^{-\frac{(t-x/c-t_p)}{k}} \cdot H\left(t - \frac{x}{c} - t_p\right) \cdot dx}_B \right] \quad (18)$$

dove  $H$  è la *funzione di Heaviside*:  $H(x) = 1$  se  $x \geq 0$ ,  $H(x) = 0$  se  $x < 0$ . Per il calcolo dell'integrale (18) è necessario distinguere fra più casi, in quanto le funzioni di Heaviside presenti come argomenti comportano, di volta in volta, un cambiamento degli estremi di integrazione e di conseguenza un cambiamento del valore dell'integrale. Senza entrare nel dettaglio della derivazione delle espressioni matematiche, distinguiamo qualitativamente i seguenti casi:

$t_p > \frac{L}{c}$	a) $t < \frac{L}{c}$	a) $Q_{O1}(t) = \varphi \cdot S \cdot a \cdot t_p^{n-1} \cdot \left[ \frac{c}{L} \cdot t + \frac{k \cdot c}{L} \cdot \left( e^{\frac{t}{k}} - 1 \right) \right]$
	b) $\frac{L}{c} \leq t \leq t_p$	b) $Q_{O2}(t) = \varphi \cdot S \cdot a \cdot t_p^{n-1} \cdot \left[ 1 + \frac{k \cdot c}{L} \cdot e^{\frac{t}{k}} \cdot \left( 1 - e^{\frac{L}{k \cdot c}} \right) \right]$
	c) $t_p \leq t \leq t_p + \frac{L}{c}$	c) $Q_{O3}(t) = \varphi \cdot S \cdot a \cdot t_p^{n-1} \cdot \left\{ 1 - \frac{c}{L} \cdot (t - t_p) + \frac{k \cdot c}{L} \cdot \left[ 1 + e^{\frac{t}{k}} \cdot \left( 1 - e^{\frac{L}{k \cdot c}} - e^{\frac{t_p}{k}} \right) \right] \right\}$
	d) $t \geq t_p + \frac{L}{c}$	d) $Q_{O4}(t) = \varphi \cdot S \cdot a \cdot t_p^{n-1} \cdot \left[ \frac{k \cdot c}{L} \cdot e^{\frac{t}{k}} \cdot \left( 1 - e^{\frac{t_p}{k}} \right) \cdot \left( 1 - e^{\frac{L}{k \cdot c}} \right) \right]$
a) $t_p < \frac{L}{c}$	e) $t \leq t_p$	e) $Q_{O1}(t) = \varphi \cdot S \cdot a \cdot t_p^{n-1} \cdot \left[ \frac{c}{L} \cdot t + \frac{k \cdot c}{L} \cdot \left( e^{\frac{t}{k}} - 1 \right) \right]$
	f) $t_p \leq t \leq \frac{L}{c}$	f) $Q_{O2}(t) = \varphi \cdot S \cdot a \cdot t_p^{n-1} \cdot \left[ \frac{c}{L} \cdot t_p + \frac{k \cdot c}{L} \cdot e^{\frac{t}{k}} \cdot \left( 1 - e^{\frac{t_p}{k}} \right) \right]$
	g) $\frac{L}{c} \leq t \leq \frac{L}{c} + t_p$	g) $Q_{O3}(t) = \varphi \cdot S \cdot a \cdot t_p^{n-1} \cdot \left\{ 1 - \frac{c}{L} \cdot (t - t_p) + \frac{k \cdot c}{L} \cdot \left[ 1 + e^{\frac{t}{k}} \cdot \left( 1 - e^{\frac{L}{k \cdot c}} - e^{\frac{t_p}{k}} \right) \right] \right\}$
	h) $t \geq \frac{L}{c} + t_p$	h) $Q_{O4}(t) = \varphi \cdot S \cdot a \cdot t_p^{n-1} \cdot \left[ \frac{k \cdot c}{L} \cdot e^{\frac{t}{k}} \cdot \left( 1 - e^{\frac{t_p}{k}} \right) \cdot \left( 1 - e^{\frac{L}{k \cdot c}} \right) \right]$

La prima serie di 4 disuguaglianze è relativa al caso in cui la pioggia abbia una durata superiore al tempo impiegato dall'acqua a percorrere il tubo in tutta la sua lunghezza; la seconda serie si riferisce invece a una pioggia di durata inferiore. Come si nota, in entrambi i casi le

equazioni che descrivono l'idrogramma coincidono, mentre cambiano gli intervalli di validità dei vari tratti: dunque, in entrambi i casi, l'andamento dell'idrogramma sarà il medesimo. In Figura 4 viene confrontato l'idrogramma nella sezione O, attualmente utilizzato dal codice Trento\_p per l'afflusso distribuito e quello della versione precedente ad afflusso concentrato. Si noti che nell'approccio distribuito la portata risulta subito diversa da zero, mentre nell'approccio concentrato le portate risultano diverse da zero solo per tempi maggiori di  $\frac{L}{c}$ .

### 1.3 CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA DI PROGETTO, DIMENSIONAMENTO E SCELTA DEGLI ELEMENTI DELLA RETE

Ai fini del dimensionamento della tubazione ciò che interessa dell'idrogramma di piena è la sola portata massima, ovvero la portata di picco. Per ricavare il tempo  $t^*$  per cui la  $Q$  è massima, è sufficiente dunque calcolare la derivata di  $Q$  rispetto al tempo e poi porla uguale a zero. Il risultato cui si giunge con questa analisi, è lo stesso sia per il caso  $t_p > \frac{L}{c}$  che  $t_p < \frac{L}{c}$ , qualsiasi siano i valori di  $c$ ,  $L$ ,  $k$  e  $t_p$ , e può essere espresso come:

$$t^* = k \cdot \ln \left( e^{\frac{L}{k \cdot c}} + e^{\frac{t_p}{k}} - 1 \right) \quad (19)$$

con  $t^* \geq t_p$ , mentre il rispettivo valore di portata massima sarà:

$$Q_{\max} = Q_o(t^*) = \varphi \cdot S \cdot a \cdot t_p^{n-1} \cdot \left[ 1 + \frac{c}{L} \cdot t_p - \frac{k \cdot c}{L} \cdot \ln \left( e^{\frac{L}{k \cdot c}} \cdot e^{\frac{t_p}{k}} - 1 \right) \right] \quad (20)$$

Per determinare il tempo di pioggia  $t_p^*$  che produce la massima tra le portate massime, cioè quella che può mettere in crisi la rete, è necessario calcolare il punto di massimo della funzione  $Q_{\max}(t_p)$ , ossia la curva di involucro dei massimi. Si procede quindi derivando  $Q_{\max}$  rispetto a  $t_p$ , e ponendo questa derivata uguale a zero. Il risultato della derivazione produce la seguente equazione:

$$(n - 1) = \frac{r \cdot \left[ 1 - \frac{e^r}{(e^N + e^r - 1)} \right]}{\left[ N + r - \ln(e^N + e^r - 1) \right]} \quad (21)$$

dove  $\frac{L}{k \cdot c} = N$  e  $\frac{t_p}{k} = r$ .

Nel caso di afflusso concentrato, invece, l'equazione cui si giungeva era:

$$(n-1) = \frac{r \cdot e^{-r}}{1 - e^{-r}} \quad (22)$$

Come si può notare, la principale differenza tra le due espressioni è il termine  $N$ , il quale, essendo funzione della celerità  $c$ , risulta a sua volta un'incognita del problema. Pertanto, la (22) costituisce un'equazione implicita che viene risolta iterativamente per via numerica. Nota la sua radice  $r^*$  si potrà calcolare la  $t_p^*$  e quindi  $Q_{\max}$ , la massima tra le portate massime, da adottare per il dimensionamento della tubazione.

## 2. LA CALIBRAZIONE DEL MODELLO TRENTO\_P

### 2.1 INTRODUZIONE

Molti modelli matematici per il drenaggio urbano riescono a fornire risultati soddisfacenti, ovvero in buon accordo con i dati registrati, se nelle procedure di calcolo vengono assegnato valori appropriati ai vari parametri. Spesso tuttavia, i valori dei parametri che forniscono le ricostruzioni con scarti minori tra grandezze misurate e simulate sono diversi da evento ad evento. A queste incertezze si deve aggiungere che non sempre i parametri dei modelli riescono a conservare il loro significato fisico e spesso si finisce per attribuire agli stessi parametri l'intera incertezza di carattere idrologico ed idraulico della modellazione adottata (Artina et al., 1998). Poiché non sempre si riesce a disporre di misure sperimentali riferite al bacino in esame ed, anzi, ci si trova nelle condizioni di progettare una fognatura non esistente, è opportuno adottare modelli già tarati, facendo riferimento a quei valori dei parametri ottenuti in condizioni di precipitazione simili a quelle di progetto.

L'affidabilità delle previsioni di progetto ottenute con i modelli si consegue, pertanto, attraverso la *calibrazione*, o taratura, e la successiva *validazione* degli stessi. Calibrazione e validazione sono due fasi distinte, anche quando vengono condotte con le stesse modalità. Attraverso la calibrazione si ricercano i valori dei parametri che assicurano, nel complesso, un buon accordo tra grandezze misurate e le analoghe grandezze ottenute tramite le simulazioni, con riferimento ad un ben individuato campione di eventi disponibili. Con la validazione, invece, ci si prefigge l'obiettivo di valutare le prestazioni del modello con gli stessi valori dei parametri, ma con un campione di eventi diverso da quello utilizzato in fase di calibrazione. È importante sottolineare che, anche disponendo di affidabili dati sperimentali, la taratura e la validazione possono non fornire sempre risultati utilizzabili con sicurezza in fase di progetto: gli eventi alla base del calcolo, infatti, hanno spesso tempi di ritorno più elevati di quelli degli eventi disponibili,

per cui i valori dei parametri potrebbero non essere appropriati per le ricostruzioni a scopi progettuali (Artina et al., 1998).

La taratura o calibrazione si articola in più fasi. La prima consiste nella scelta dei parametri, dipendente dalla struttura del modello adoperato e da considerazioni legate all'opportunità di limitare il numero di parametri da calibrare, escludendo quelli rispetto ai quali il modello è poco sensibile. L'analisi di sensibilità consiste proprio nell'accertare l'incidenza della variazione di ciascun parametro del modello sul risultato finale. Un'analisi di questo tipo è molto utile nelle situazioni in cui non si disponga di casi sperimentali di confronto e si voglia trasferire l'uso del modello a casi diversi da quelli per i quali esso è stato tarato.

La seconda fase è la scelta di un criterio di valutazione, che può essere di tipo euristico. Con i criteri euristici, la valutazione della bontà delle prestazioni del modello si basa sul giudizio pseudo-oggettivo dell'utente, il quale confronta, a seconda dello scopo per cui viene usato il modello, portate di picco registrate e calcolate, volumi dell'evento di piena, tempi di occorrenza della portata al colmo. Molto utili in questo senso sono i cosiddetti metodi grafici, basati sul confronto su diagrammi dei valori dei volumi o delle portate osservati con i corrispondenti valori simulati, relativamente sia alla fase di calibrazione che a quella di validazione. Da notare che, in questo caso, giudizi più oggettivi si ottengono facendo statistiche dei rapporti fra valori simulati ed osservati: si adotteranno quei parametri che hanno fornito valori di detti rapporti prossimi all'unità.

## 2.2 PROCEDIMENTO UTILIZZATO PER LA TARATURA DEI PARAMETRI

La calibrazione del modello Trento\_p risulta molto complessa, vista la necessità di tarare quattro parametri. Questi ultimi possono essere ridotti a tre ponendo l'esponente  $\beta$  della (7) pari a 0.3, sulla base di numerose applicazioni sperimentali e con riferimento alla formula (5) di Desbordes. Si tratta quindi di eseguire diverse simulazioni, variando di volta in volta i valori dei parametri, alla ricerca di quelli che meglio adattano l'idrogramma calcolato a quello derivante dalle misure sperimentali sulla base dei criteri euristici sopra descritti.

Nello specifico, la calibrazione e successiva validazione del modello è stata effettuata con riferimento a cinque bacini sperimentali, tenuti sotto osservazione dal Centro Studi Deflussi Urbani. In seguito si riportano sinteticamente le caratteristiche salienti dei suddetti bacini e i principali risultati a cui si è giunti. Per una trattazione più approfondita si rimanda alla tesi di laurea di M. Pergher (2005).

## 2.3 BACINI SPERIMENTALI

### 2.3.1 Il bacino di Malvaccaro (Potenza)

Il bacino sperimentale di Malvaccaro è un comprensorio periferico della città di Potenza in Basilicata che presenta un'altitudine media di circa 800 m e una pendenza media del 7%; il bacino ha superficie complessiva pari a 8.10 ha, costituiti per l'85% da zone impermeabili e direttamente connesse alla rete di drenaggio. Quest'ultima è composta da due collettori principali: il primo ha una lunghezza di 409 m ed una pendenza media del 4.4%, mentre il secondo ha una lunghezza pari a 310 m e una pendenza media pari a 8.7%. Una caratteristica peculiare della fognatura è che tutte le tubazioni hanno lo stesso diametro interno: 50 cm. Esse sono costituite da PVC e sono in buono stato di conservazione. 38 caditoie a griglia di diverse dimensioni connettono le zone pavimentate alla rete; per quanto riguarda i tetti, essi scaricano l'acqua intercettata direttamente nella fognatura attraverso pluviali in zinco. L'intero bacino è stato diviso in 24 sottobacini, ognuno corrispondente ad una tratta. Per tale bacino sono disponibili otto eventi (vedi Tabella 1): cinque sono stati adoperati in fase di calibrazione e i rimanenti tre nella validazione del modello stesso.

<i>Evento</i>	<i>Durata (min)</i>	<i>h (mm)</i>	<i>J<sub>max</sub> (mm/min)</i>	<i>Q<sub>max</sub> (l/s)</i>	<i>φ</i>
<i>IT0303</i>	<i>57</i>	<i>3.6</i>	<i>0.2</i>	<i>107.50</i>	<i>0.57</i>
<i>IT0304</i>	<i>100</i>	<i>21.8</i>	<i>1.4</i>	<i>616.94</i>	<i>0.453</i>
<i>IT0307</i>	<i>134</i>	<i>20.8</i>	<i>0.4</i>	<i>256.67</i>	<i>0.623</i>
<i>IT0305</i>	<i>56</i>	<i>17.9</i>	<i>1.2</i>	<i>355.56</i>	<i>0.427</i>
<i>IT0323</i>	<i>37</i>	<i>7.2</i>	<i>1.0</i>	<i>236.67</i>	<i>0.364</i>
<i>IT0316</i>	<i>143</i>	<i>12.4</i>	<i>0.2</i>	<i>101.39</i>	<i>0.427</i>
<i>IT0309</i>	<i>70</i>	<i>7.6</i>	<i>0.9</i>	<i>195</i>	<i>0.366</i>
<i>IT0321</i>	<i>97</i>	<i>4.2</i>	<i>0.2</i>	<i>101.11</i>	<i>0.456</i>

*Tabella 1: Caratteristiche degli eventi registrati per il bacino di Malvaccaro.*



Come illustrato in precedenza, il primo passo per una corretta calibrazione consiste nel valutare l'influenza di ciascun parametro sulla risposta (analisi di sensibilità): si è preso così un generico idrogramma di piena e si sono eseguite alcune simulazioni.

	$\beta$	$\gamma$	b	$\alpha$
A	0.3	0.5	0.5	1.0
B	0.3	0.5	0.5	2.0
C	0.3	1.0	0.5	1.0
D	0.3	0.5	1.0	1.0

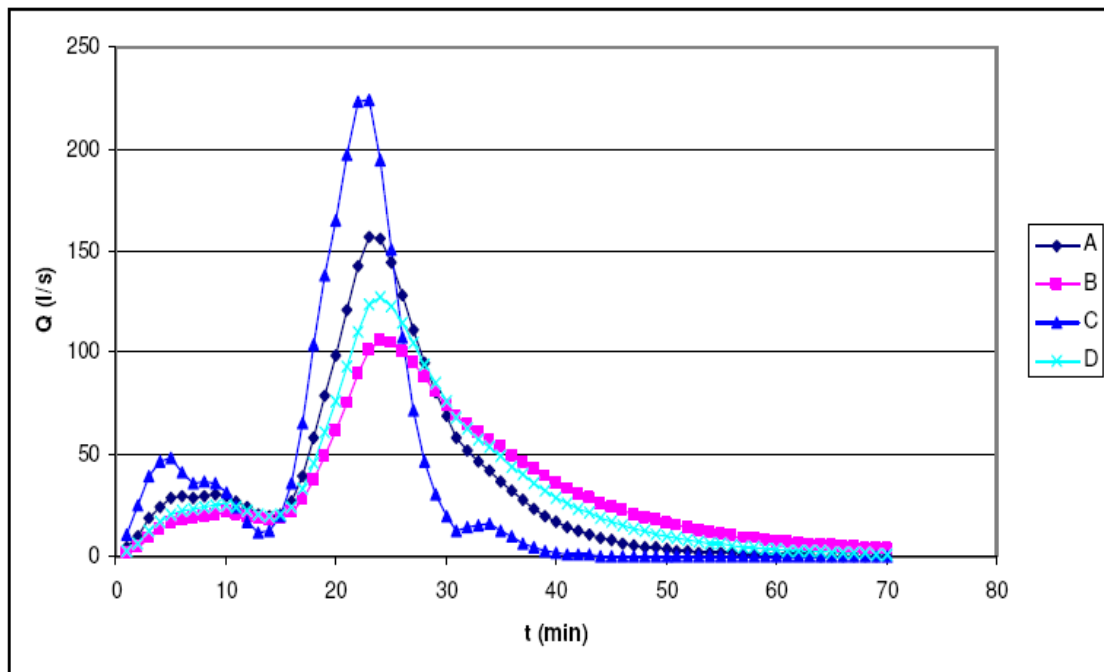


Figura 5: Bacino di Malvaccaro - analisi di sensibilità.

L'idrogramma di base è quello corrispondente alla curva A in Figura 5, mentre le altre curve sono state ottenute raddoppiando ogni volta un parametro e tenendo costanti gli altri due. In una prima analisi si può notare come la variazione dei parametri spostati nel tempo in modo appena percettibile il picco di piena, ma modifichi l'ampiezza della risposta: in particolare, il parametro che ha meno effetti sulla risposta è b, mentre gli altri due hanno circa lo stesso peso sulla trasformazione dell'idrogramma, anche se con effetti opposti. Si deve poi sottolineare, facendo riferimento alla curva C, che in realtà il parametro che influenza maggiormente la risposta è la costante  $\alpha$ , in quanto i tempi di residenza al di fuori della rete risultano inversamente proporzionali ad essa. Per questi motivi, nelle simulazioni che sono state eseguite, si è fatta più attenzione alla variazione dei parametri  $\alpha$  e b nel cercare di adattare la risposta all'idrogramma sperimentale.

La seconda fase della taratura consiste nell'eseguire una serie di simulazioni variando di volta in volta i valori dei parametri fino ad avere una buona sovrapposizione dell'idrogramma calcolato con quello misurato. Tale operazione viene ripetuta per ognuno dei primi cinque eventi presi in esame e porta ai valori dei parametri riportati in Tabella 2.

Evento	$\beta$	$\gamma$	b	$\alpha$
IT0303	0.3	0.25	0.35	0.9
IT0304	0.3	0.30	0.35	0.8
IT0307	0.3	0.25	0.35	0.9
IT0305	0.3	0.35	0.25	0.75
IT0323	0.3	0.35	0.35	0.75
<b>valori medi</b>	<b>0.3</b>	<b>0.30</b>	<b>0.33</b>	<b>0.82</b>

*Tabella 2: Riassunto eventi di taratura del bacino di Malvaccaro.*

In Figura 6 viene riportata, a titolo di esempio, la curva sperimentale e quella di Trento\_p per valori dei parametri  $\gamma$ , b,  $\alpha$  rispettivamente pari a 0.25, 0.35 e 0.9. Come si può notare, si ha una quasi perfetta coincidenza delle onde di picco sia per quanto riguarda l'istante in cui si formano, sia per la loro intensità: infatti si ha uno scarto tra i due valori massimi di soli 2 l/s. Lo stesso andamento si osserva anche per gli altri eventi esaminati, ad eccezione dell'evento IT0305, in cui il programma sottostima del 10% un picco secondario dell'onda di piena e di quello IT0323, in cui Trento\_p, pur fornendo valori di picco molto buoni, anticipa leggermente l'onda di piena. Le cause di queste anomalie andrebbero ricercate con uno studio più approfondito, tuttavia si possono fare le considerazioni seguenti. Il modello, innanzitutto, non considera la pioggia che si infila nel terreno o che viene ritenuta nelle depressioni superficiali, ma opera la trasformazione afflussi-

deflussi della sola frazione di precipitazione ottenuta dall'applicazione del coefficiente  $\varphi$ . In realtà, considerata una pioggia generica, è ragionevole pensare che nei primi minuti dall'inizio dell'evento la maggior parte dell'acqua bagni il suolo, venga ritenuta nelle depressioni superficiali o si infiltri nel terreno. In generale quindi  $\varphi$  non sarà costante, ma tenderà ad aumentare nel corso dell'evento stesso, dal momento che le perdite risultano in linea di massima decrescenti nel tempo (Artina et al., 1998). Il modello Trento\_p non tiene assolutamente conto di questo fenomeno e la principale conseguenza potrebbe proprio essere l'anticipo dell'idrogramma simulato rispetto a quello misurato.

Per la fase di validazione del modello si considereranno i tre restanti eventi. Questa operazione ha prodotto risultati molto soddisfacenti, per cui si può affermare che i valori medi dei parametri calcolati sono affidabili.

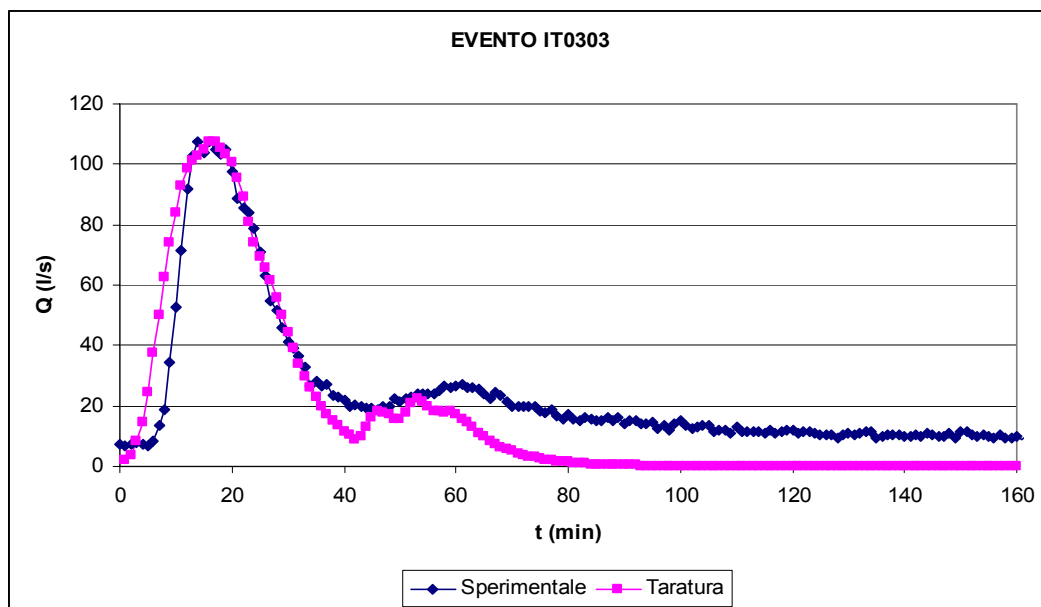


Figura 6: Confronto tra idrogramma sperimentale e calcolato.

### 2.3.2 Il bacino di Cascina Scala (Pavia)

Il bacino sperimentale di Cascina Scala è un'area residenziale localizzata in un quartiere periferico di Pavia. L'area è prettamente pianeggiante con una leggerissima pendenza (0.15%) da nord-ovest a sud-est. La superficie totale del bacino è pari a 14.37 ha, dei quali 3.02 ha sono aree permeabili non connesse alla rete di drenaggio. La superficie effettivamente contribuyente è quindi di 11.35 ha, di cui il 35% sono permeabili e il restante 65% sono impermeabili. La rete è costituita

da tubazioni in calcestruzzo con due diverse forme per quanto riguarda la sezione: circolare o ovoidale inglese. Quest'ultima, non essendo implementata in Trento\_p, è stata per semplicità approssimata con quella circolare. Per questo bacino sono disponibili sette eventi (vedi Tabella 3).

Evento	Durata (min)	h (mm)	$J_{\max}$ (mm/min)	$Q_{\max}$ (l/s)	$\varphi$
IT0402	241	13.6	0.20	141.20	0.688
IT0431	299	12.2	0.17	115.07	0.430
IT0416	142	8.0	0.27	131.60	0.734
IT0418	124	26.0	0.62	319.40	0.456
IT0406	345	14.0	0.21	163.10	0.629
IT0401	167	10.4	0.22	134.40	0.615
IT0407	23	9.5	0.99	217.70	0.191

*Tabella 3: Caratteristiche degli eventi registrati per il bacino di Cascina Scala.*

Anche in questo caso, ai fini della taratura, si è fatto riferimento a quattro eventi distinti, giungendo ai risultati riassunti in Tabella 4. In tutti i casi Trento\_p è riuscito a riprodurre con buona approssimazione tutti i picchi e andamenti delle onde di piena sperimentali. Le uniche anomalie si riscontrano nell'analisi degli eventi IT0431 e IT0418 e consistono nella sottostima dei picchi secondari, fino ad arrivare ad un errore del 15%, e nella leggera anticipazione della crescita dell'onda. Per quanto riguarda il primo punto si potrebbe avanzare l'ipotesi che Trento\_p, una volta calcolato il primo picco principale di piena, tenda ad uniformare il moto dell'acqua nelle tubazioni, sottostimando così i picchi successivi di una certa entità. L'anticipo della crescita dell'onda può invece essere conseguenza del passaggio da un modello ad afflusso concentrato ad uno ad afflusso distribuito.

Evento	$\beta$	$\gamma$	b	$\alpha$
IT0402	0.3	0.25	0.30	0.65
IT0431	0.3	0.15	0.30	0.55
IT0416	0.3	0.20	0.30	0.60

IT0418	0.3	0.20	0.35	0.60
<b>valori medi</b>	<b>0.3</b>	<b>0.20</b>	<b>0.31</b>	<b>0.60</b>

Tabella 4: Riassunto eventi di taratura del bacino di Cascina Scala.

Per quanto riguarda la validazione, effettuata con riferimento a tre eventi distinti, i risultati ottenuti sono nel complesso positivi, a conferma della corretta calibrazione del modello. L'unica anomalia si osserva in corrispondenza dell'evento IT0407 a carattere temporalesco ed associato ad un valore di  $\varphi$  molto basso. In queste condizioni Trento\_p non risulta essere in grado di trasformare in modo corretto il volume di pioggia in volume di deflusso, producendo così una curva totalmente errata (vedi Figura 7). Pertanto, in via cautelativa si sconsiglia l'uso del programma in presenza di tali condizioni, se non previo studio particolareggiato dei parametri, in quanto porterebbe a considerare risultati nel dimensionamento della rete a sfavore di sicurezza.

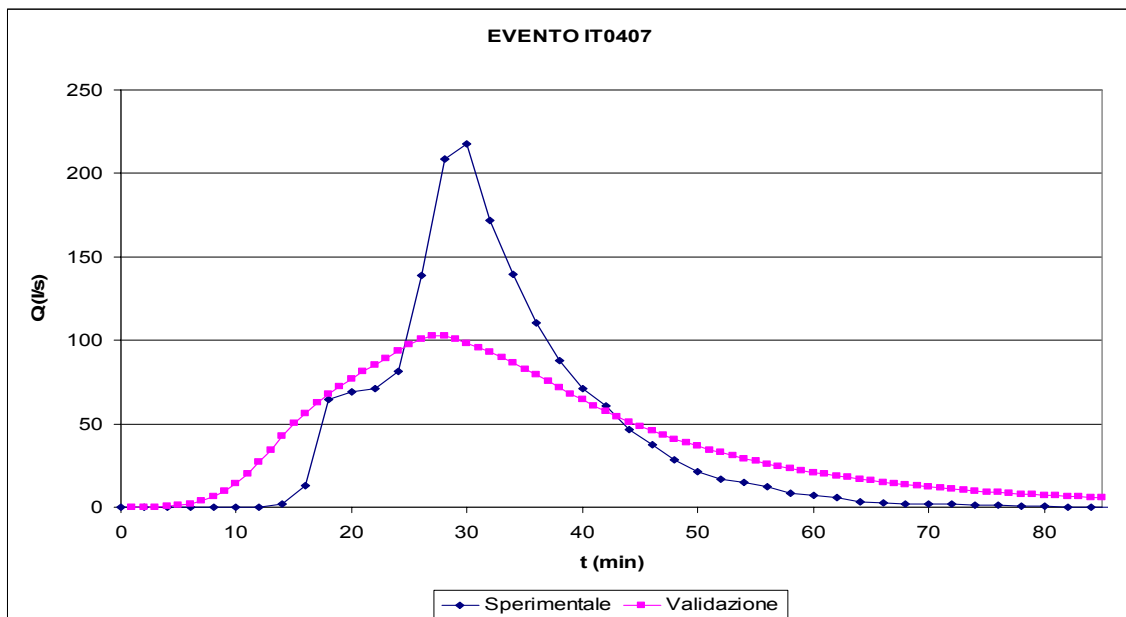


Figura 7: Bacino di Cascina Scala - sottostima della portata di picco per eventi temporaleschi.

### 2.3.3 Il bacino di Mulinu Becciu (Cagliari)

Il bacino sperimentale di Mulinu Becciu si trova in Sardegna, in prossimità della città di Cagliari. Esso presenta una superficie pari a 13.34 ha, il 55.5% dei quali è costituito da superfici impermeabili connesse alla rete di drenaggio e la restante parte è caratterizzata dalla presenza di suolo permeabile. La pendenza media dell'area è dell'1% in direzione est-ovest. Anche per questo bacino è da notare che non tutte le tubazioni hanno sezione circolare: vi sono infatti quattro tratti, per un totale di 535 m, a sezione ovoidale. L'intera superficie è stata suddivisa in 16 sottobacini.

Per il bacino di Mulinu Becciu si dispone di un numero limitato di eventi registrati: cinque in tutto, relativi agli anni 1991-1992 (vedi Tabella 5). Tali precipitazioni si contraddistinguono per il fatto di presentare valori del coefficiente di afflusso relativamente bassi e perciò questo studio risulta utile per risolvere problemi come quello incontrato nell'ultimo caso di validazione del bacino di Cascina Scala. Inoltre gli eventi analizzati presentano l'anomalia di avere portate praticamente nulle per periodi iniziali troppo lunghi e questo fatto comporta che il programma produce risultati in fase di crescita della portata anticipati rispetto a quelli sperimentali.

Evento	Durata (min)	h (mm)	Jmax (mm/min)	Qmax (l/s)	$\varphi$
IT0526	99	4.0	0.50	60.10	0.244
IT0511	52	4.4	0.70	175.30	0.315
IT0520	175	5.6	0.30	81.40	0.268
IT0507	134	8.6	0.70	191.10	0.315
IT0530	180	4.4	0.40	58.10	0.281

*Tabella 5: Caratteristiche degli eventi registrati per il bacino Mulinu Becciu.*

Nella Tabella 6 si riportano i valori dei parametri cui si giunge con la taratura del modello. Questi valori riescono a riprodurre tutti i picchi principali con un scarto del 2-3%. Si osservi come il coefficiente  $\alpha$  assuma valori molto più bassi rispetto ai casi precedentemente analizzati.

Evento	$\beta$	$\gamma$	b	$\alpha$
IT0526	0.3	0.25	0.35	0.30
IT0511	0.3	0.40	0.30	0.25

IT0520	0.3	0.25	0.35	0.27
<b>Valori medi</b>	<b>0.3</b>	<b>0.30</b>	<b>0.32</b>	<b>0.27</b>

Tabella 6: Riassunto eventi di taratura del bacino di Mulinu Becciu

In seguito alle operazioni di validazione si può concludere che complessivamente i risultati ottenuti sono buoni, anche se andrebbe studiato più approfonditamente il motivo dell'anticipo degli idrogrammi prodotti dal codice di calcolo. Si ricorda che il modello afflussi-deflussi implementato non risulta particolarmente adatto in tutti quei casi in cui  $\varphi$  assume un valore molto basso, perché in queste circostanze esso tende a sottostimare le portate, non considerando l'aumento del parametro nel tempo.

#### 2.3.4 Il bacino di Luzzi (Cosenza)

Luzzi è un piccolo comune della Calabria, in provincia di Cosenza. Il bacino sperimentale occupa una parte dell'abitato ed è per questo che l'area in esame presenta le caratteristiche tipiche di molti centri storici italiani: le strade sono strette e ripide ed in alcune di esse vi sono scalinate. Il bacino ha dimensioni assai ridotte in quanto la sua estensione è pari a 1.89 ha. Per quanto riguarda le caratteristiche di uso del suolo, l'estensione delle aree impermeabili è 1.73 ha (91% del totale), mentre le aree permeabili sono assai ridotte, 0.16 ha. Le strade presentano una pendenza variabile fra il 2.3% e il 38.4%. L'acqua che precipita sui tetti viene scaricata dai pluviali direttamente sulla superficie stradale e da qui, per scorrimento, raggiunge le caditoie ed entra in fognatura. La rete è composta da due collettori principali, i quali si uniscono in prossimità del limite meridionale del bacino; le tubazioni sono tutte circolari ed hanno un diametro interno pari a 250 o 300 mm, mentre le caditoie, che occupano quasi per intero le strade nella loro larghezza, hanno un volume di 0.35 metri cubi e sono ricoperte da una grata d'acciaio.

Evento	Durata (min)	h (mm)	Jmax (mm/min)	Qmax (l/s)	$\varphi$
IT0105	72	7.8	0.60	56.10	0.490
IT0163	23	2.2	0.40	32.70	0.520
IT0103	139	7.8	0.40	28.30	0.490
IT0156	59	22.6	1.80	217.40	0.658
IT0159	37	8.8	0.60	100.10	0.541

*Tabella 7: Caratteristiche degli eventi registrati per il bacino di Luzzi.*

Prima di procedere alla taratura è necessario fare due osservazioni di carattere generale: la media dei valori assunti da  $\varphi$  è abbastanza alta; questa è una conseguenza diretta del fatto che la quasi totalità della superficie del bacino è impermeabile e quindi la maggior parte dell'acqua precipitata concorre alla formazione del deflusso. In secondo luogo a Luzzi sono in gioco pendenze decisamente superiori rispetto ai bacini precedenti, che determinano una riduzione dei tempi medi di residenza al di fuori della rete. Proprio a causa di queste ragioni (dimensioni ridotte e forti pendenze), nonché della scarsa qualità dei dati disponibili, la validazione non ha avuto esito positivo, con discrepanze anche del 13% tra valori calcolati e quelli misurati. Nella Tabella 8 si riportano comunque i risultati a cui si è giunti durante la fase di taratura.

Evento	$\beta$	$\gamma$	b	$\alpha$
IT0105	0.3	0.20	0.30	0.45
IT0163	0.3	0.30	0.25	0.45
IT0103	0.3	0.15	0.35	0.50
<b>valori medi</b>	<b>0.3</b>	<b>0.22</b>	<b>0.31</b>	<b>0.47</b>

*Tabella 8: Riassunto eventi di taratura per il bacino di Luzzi.*

### 2.3.5 Il bacino di Merate (Como)

Il bacino sperimentale urbano di Merate è localizzato nel centro storico della città di Merate, situata a circa 30 km a nord di Milano. Il bacino ha un'estensione totale di circa 100 ha, ma può essere pensato composto da tre sottobacini principali. I dati sperimentali a disposizione fanno riferimento ad un suo sottobacino di area pari a 21.90 ha, di cui il 60% permeabile e il restante 40% impermeabile. La rete di drenaggio è ad albero con un'unica uscita corrispondente alla sezione di chiusura e senza alcuna connessione esterna con altre reti o con ricettori. I collettori hanno sezione circolare e sono realizzati in calcestruzzo: il loro stato di conservazione è buono e le elevate pendenze impediscono, di massima, il deposito di sedimenti sul fondo.

La complessa articolazione della rete di questo bacino, associata alla lunga durata degli eventi meteorici disponibili, rendono il calcolo molto lento. Si è quindi deciso di optare per una differente soluzione di lavoro: attraverso i risultati medi ottenuti dalla taratura di Malvaccaro e



Cascina ( $\gamma = 0.25$ ,  $b = 0.32$  e  $\alpha = 0.71$ ), si è passati subito alla validazione con due diversi eventi per verificare la qualità del lavoro svolto, ottenendo dei buoni risultati.

#### 2.4 CONCLUSIONI

Avendo effettuato diverse simulazioni relative a vari eventi di piena per differenti bacini urbani, si può concludere che i valori dei parametri della formula (7) che meglio permettono l'adattamento degli idrogrammi calcolati a quelli sperimentali risultano essere.

$\beta$	<b>0.30</b>
$\gamma$	<b>0.25</b>
<b>b</b>	<b>0.32</b>
$\alpha$	<b>0.71</b>

La taratura effettuata sugli eventi dei bacini di Mulinu Becciu e Luzzi ha inoltre dimostrato la fondamentale importanza della conoscenza delle caratteristiche del bacino in esame (in particolare della pendenza e del coefficiente di afflusso) per un corretto uso del programma Trento\_p.

### 3. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Agnese C. e G. La Loggia (1995), Approccio morfologico ai modelli di deflusso delle reti di drenaggio urbano, *Atti del XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*.
- Artina S., Calenda G., Paoletti A., G. Rasulo (1994), “Revisione dei metodi razionale edell’invaso per il dimensionamento delle reti di drenaggio urbano”, *Atti del XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, T3a-143-155.
- Becciu G., Mambretti S. e A. Paoletti (1997), Risk design of urban drainage networks on the basis of experimental data”, *Excerpta*, vol. 11.
- Blal Adem (2005), Su alcune modifiche del programma Trento\_P, Università degli studi di Trento, facoltà di Ingegneria.
- Calomino F. e A. Paoletti (1994), *Le misure di pioggia e portata nei bacini sperimentali urbani Italia*, CSDU.
- Ciaponi C. e S. Papiri (*curatori*) (1992), “Una taratura del modello d’invaso lineare per bacini di drenaggio urbano”, *Ingegneria ambientale XXI n° 6*.
- Da Deppo L. e C. Datei (1997), *Fognature*, Cortina Editore, Padova.
- Desbordes M. (1975), Un essai de modélisation des phénomènes de ruissellement pluvial urbain, *T.S.M. L’EAU*, n. 3, mars, pp. 121-126, Francia.
- D’Odorico P., Marani M. e R. Rigon (1998), “Questioni geomorfologiche e previsione delle piene nei bacini fluviali”, *Atti del XXV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*.
- Gupta V. J., Waymire E. e C. T. Wang (1980), “A representation of an I.U.H. from geomorphology”, *Water Resour. Res.* 16(5), 885-862.
- Mambretti S. e A. Paoletti (1994), “Tempi caratteristici del deflusso superficiale in ambiente urbano: primi risultati”, *Atti del XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, T3a-183.
- Marco Pergher (2005) Calibrazione del modello Trento\_p, Università degli studi di Trento, facoltà di Ingegneria, facoltà di Ingegneria.

- Mignosa P., Paoletti A. e S. Mambretti (1995), “Verifica del metodo razionale per il dimensionamento delle reti di drenaggio”, *Proc. Of Seminar on Urban Storm Drainage*, Carloforte e Taormina.
- Moisello U. (1998), *Idrologia tecnica*, La Goliardica Pavese, Pavia.
- Rigon R. (2002), Appunti del corso di Acquedotti e Fognature, A. A. 2002-2003, Università degli studi di Trento, facoltà di Ingegneria.
- Rinaldo A., Marani A. e R. Rigon (1991), “Geomorphological dispersion”, *Water Resour. Res.* 27(4) 513-525.
- Rodriguez-Iturbe I. e J. B. Valdes (1979), “ The geomorphologic structure of the hydrologic response”, *Water Resour. Res.* 15(6), 1409-1420.
- Rodriguez-Iturbe I. e A. Rinaldo (1997), *Fractal River Networks, chance and self-organization*, Cambridge University Press, New York.
- Snell J. e M. Sivapalan (1994), “On the geomorphological dispersion in natural catchments and the geomorphological unit hydrograph”, *Water Resour. Res.* 30, 2311-2323.
- Tamani D. (2003), Un modello numerico geomorfologico per il progetto e la verifica delle reti di drenaggio urbane, Università degli studi di Trento, facoltà di Ingegneria.
- Tonini A. (1971), *Idrologia e Idrografia*, CEDAM, Padova.

#### 4. RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia l'ingegnere Marco Pergher per aver contribuito al disegno e al completamento del software attraverso la sua tesi di laurea triennale.

Il software e' disponibile presso il sito <http://www.ing.unitn.it/dica/hp/?user=rigon>