

**ALLEGATO TECNICO N. 1**  
**MODELLAZIONE IDRAULICA DI DETTAGLIO**

A seguito dell'approvazione della variante con DDG n. 3479 del 24/12/2018 il presente documento rimane valido soltanto per il Torrente Verbone o Vallecrosia.

# 1 Modello matematico uni-bidimensionale

## 1.1 Descrizione dello schema numerico del modulo idrodinamico

Il modulo idrodinamico risolve, con una tecnica agli elementi finiti, le equazioni per le onde lunghe in acque basse. Il modulo prevede la discretizzazione del campo di moto sia mediante elementi triangolari che mediante elementi lineari. Questi ultimi elementi possono convenientemente essere utilizzati per la descrizione dei canali di più piccole dimensioni, all'interno dei quali il moto che si sviluppa è sostanzialmente unidimensionale, sia per schematizzare tratti di condotta di sezione qualsiasi con funzionamento in pressione o a superficie libera, sia per descrivere situazioni geometriche particolari come rilevati arginali, impianti di sollevamento o tratti tombinati.

### 1.1.1 Equazioni bidimensionali del moto

Le equazioni del moto nelle direzioni orizzontali  $x, y$  mediate sulla verticale e l'equazione di continuità sono le seguenti:

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{q_x^2}{Y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{q_x q_y}{Y} \right) - \left( \frac{\partial R_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial R_{xy}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{bx}}{\rho} - \frac{\tau_{wx}}{\rho} + gY \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{q_x q_y}{Y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{q_y^2}{Y} \right) - \left( \frac{\partial R_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial R_{yy}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{by}}{\rho} - \frac{\tau_{wy}}{\rho} + gY \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \quad (2)$$

$$\eta \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (3)$$

in cui  $h$  indica la quota idrometrica,  $x, y$  sono le ascisse spaziali orizzontali correnti,  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $\rho$  la densità del fluido,  $t$  è il tempo, e  $\mathbf{q}$  è la velocità integrata sulla verticale con componenti  $q_x$  e  $q_y$  secondo le due direzioni orizzontali,  $R_{ij}$  sono gli sforzi turbolenti (o di *Reynolds*) nel piano orizzontale in cui  $i, j$  indicano le direzioni  $x$  o  $y$ ,  $\tau_b = (\tau_{bx}, \tau_{by})$  è lo sforzo tangenziale al fondo espresso dall'equazione (4) e  $\tau_w = (\tau_{wx}, \tau_{wy})$  è lo sforzo prodotto dall'azione del vento sulla superficie libera (5).

$$\frac{\tau_b}{\rho} = gY \left( \frac{|\mathbf{q}|}{k_s^2 H^{10/3}} \right) \mathbf{q} \quad (4)$$

$$\tau_w = \rho_a c_d U_{wind}^2 \quad (5)$$

in cui  $k_s$  è il coefficiente di scabrezza secondo Strickler,  $\mathbf{U}_{wind}$  è la velocità del vento e  $c_d$  il coefficiente di drag, espresso nel modello mediante la relazione semiempirica

$$c_d = c_{d0} \left( 1 - e^{-\varepsilon_w U_{wind}} \right)$$

in cui  $c_{d0}$  e  $\varepsilon_W$  sono opportune costanti (nel modello si assume normalmente  $c_{d0}=1.62 \cdot 10^6$  e  $\varepsilon_W=0.1$ ).

Nelle equazioni (1), (2) e (3) compaiono i termini  $\eta$ ,  $Y$  e  $H$  i quali, nel tempo generico e per ciascun elemento, indicano, rispettivamente, la frazione locale di dominio allagato, il volume d'acqua per unità di superficie e una profondità d'acqua equivalente introdotta per descrivere l'effetto dei termini dissipativi, quando il tirante si riduce e diventa confrontabile con le dimensioni delle irregolarità del terreno. Tali termini sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\eta \cong \frac{1}{2} [1 - \operatorname{erf}(2D/a_r)] \quad (6)$$

$$Y = \int_{-\infty}^h \eta \cdot dz = a_r \left( \eta \frac{D}{a_r} + \frac{1}{4\sqrt{\pi}} e^{-4(D/a_r)^2} \right) \quad (7)$$

$$H \cong Y + 0.27 \sqrt{Y \cdot a_r} \cdot e^{-2Y/a_r} \quad (8)$$

in cui  $\operatorname{erf}()$  è la funzione errore,  $D=h-z_b$  è una profondità media data dalla differenza tra la quota della superficie libera e quella del fondo e  $a_r$  indica l'altezza massima delle irregolarità locali del terreno.

L'equazione di continuità (3) viene risolta utilizzando il metodo agli elementi finiti. I termini convettivi presenti nelle equazioni (1) e (2) rendono l'operatore spaziale non auto-aggiunto. Per questo motivo il modello utilizza un approccio misto Euleriano-Lagrangiano che si basa sul metodo delle caratteristiche per la stima dei termini di accelerazione.

Il dominio è suddiviso in elementi di forma triangolare e l'andamento della superficie libera è descritto come variabile linearmente su ciascun elemento. Dal punto di vista numerico, la costruzione del sistema lineare di equazioni si effettua assemblando opportunamente i contributi di ciascuna maglia.

L'accelerazione convettiva è introdotta nel modello seguendo un approccio di tipo Lagrangiano]. Con questo approccio la curvatura delle linee di corrente può essere stimata sulla base della variazione spaziale della direzione delle velocità. Il particolare procedimento utilizzato dal modello per descrivere le accelerazioni convettive consente, tra l'altro, di tener conto delle dissipazioni localizzate prodotte da un brusco abbassamento dei fondali.

Gli sforzi orizzontali di Reynolds che compaiono nelle equazioni (1) e (2) sono introdotti nel modello secondo un approccio alla Boussinesq. In particolare, per la generica componente  $R_{xy}$  si ha:

$$R_{xy} \cong \nu_T Y \left( \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \quad (9)$$

in cui  $\mathbf{u}=\mathbf{q}/Y=(u_x, u_y)$  è la velocità media sulla verticale. Risulta pertanto:

$$\begin{aligned}\frac{\mathcal{R}_{xx}}{\partial x} + \frac{\mathcal{R}_{xy}}{\partial y} &\cong \nu_T Y \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( 2 \frac{\partial u_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \right] = \\ &= \nu_T Y \left( \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial y^2} \right) + \nu_T Y \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} \right)\end{aligned}\quad (10)$$

Il secondo dei due termini, come risulta dal confronto con l'equazione di continuità (3), risulta piccolo essendo proporzionale alla variazione temporale del livello e viene pertanto trascurato. In queste ipotesi semplificative si ha quindi:

$$\frac{\mathcal{R}_{xx}}{\partial x} + \frac{\mathcal{R}_{xy}}{\partial y} \cong \nu_T Y \left( \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial y^2} \right) \quad (11)$$

Analogamente, nella direzione y si ha

$$\frac{\mathcal{R}_{yx}}{\partial x} + \frac{\mathcal{R}_{yy}}{\partial y} \cong \nu_T Y \left( \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_y}{\partial y^2} \right) \quad (12)$$

Per il calcolo del coefficiente di viscosità cinematica turbolenta  $\nu_T$  nel modulo idrodinamico è implementato il modello di Stansby, che risulta dalla combinazione dei noti modelli di Smagorinsky e di Elder.

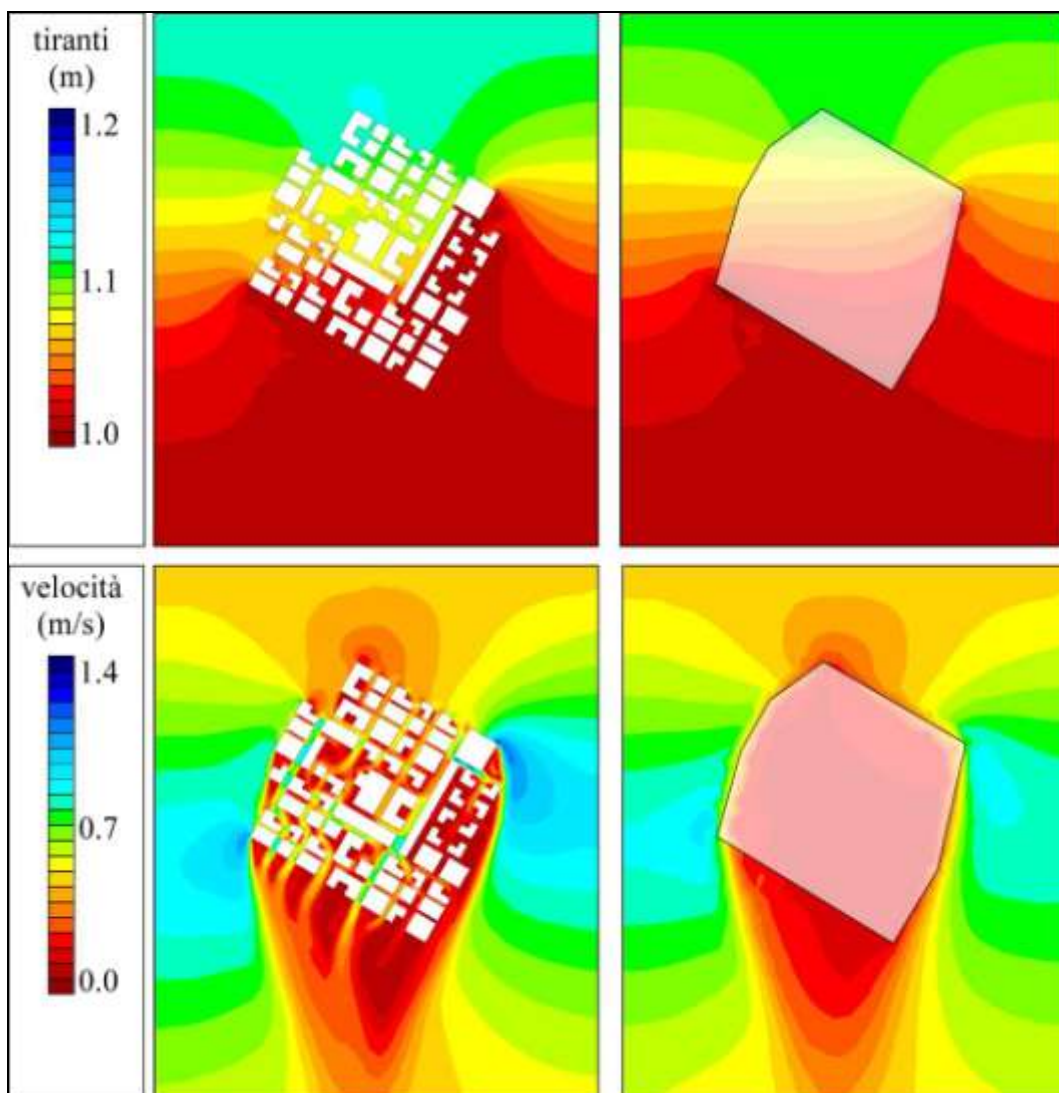
### 1.1.2 Elementi 2D speciali

Nei sistemi idrografici naturali sono spesso presenti elementi il cui comportamento non può essere descritto in modo semplice e diretto mediante le equazioni appena descritte. Per gli effetti idrodinamici introdotti dalla presenza di pile e altre forme di ostruzione dell'alveo, qualora il grado di dettaglio della griglia di calcolo non fosse sufficientemente spinto per poter correttamente descrivere l'idrodinamica locale a piccola scala, è necessario introdurre opportune relazioni addizionali che ne tengano conto in modo complessivo. Altri effetti non considerati nelle equazioni di cui al precedente paragrafo sono, ad esempio, la perdita di volume per infiltrazione o la presenza di piccole porzioni di dominio dove il moto può avvenire in pressione. Si pensi, a tale proposito, al funzionamento di un ponte quando l'impalcato è interessato dalle acque in piena.

Per descrivere queste situazioni, per le quali il moto mantiene ancora il carattere bidimensionale, sono introdotti alcuni elementi speciali per i quali, nella fase di costruzione del reticolo di calcolo, è necessario definire alcuni parametri specifici.

In particolare, sono risultate utili nel presente studio gli elementi speciali 2D del tipo "maglia edificato", che possono essere impiegati per simulare gli effetti dovuti alla presenza di edifici quando le dimensioni caratteristiche dei singoli elementi siano grandi rispetto alle dimensioni dei singoli fabbricati. In altre parole, queste maglie speciali possono essere utilizzate quando la discretizzazione spaziale del dominio non può spingersi fino alla descrizione, ancorché semplificata, dei singoli fabbricati presenti sul terreno (Figura 1.1).

Gli aspetti considerati nella modellazione matematica di questi particolari elementi sono due: il primo riguarda l'equazione di continuità ed in particolare il fatto che la presenza di edifici riduce l'area destinata all'invaso; il secondo riguarda la stima della resistenza offerta, nel complesso, dagli edifici esistenti.



**Figura 1.1:** Esempi di schematizzazione di aree urbanizzate investite da una corrente uniforme: nelle figure a sinistra l'area urbanizzata è schematizzata in dettaglio, nelle figure a destra mediante elementi speciali 2D tipo "edificato".

La riduzione della capacità di invaso dovuta alla presenza degli edifici è descritta dal parametro  $\eta$ , che rappresenta il rapporto tra l'area occupata dagli edifici e l'area totale.

$$\eta = \frac{A_{edificato}}{A_{totale}} \quad (13)$$

Il valore di tale parametro è desunto da un'analisi a campione delle zone edificate presenti nel dominio di calcolo (Figura 1.2). Nel caso in esame, il parametro  $\eta$  assume con buona approssimazione un valore pari a circa 0.4.

Per quanto riguarda la stima delle resistenze addizionali dovute alla presenza degli edifici, essa è stata ottenuta a partire da indicazioni fornite da appositi test (tipo Figura 1.1) e da una analisi di sensibilità svolta in fase di taratura.



**Figura 1.2:** Sullo sfondo di una foto aerea è evidenziata la porzione di area occupata da edifici. In questo caso il rapporto tra area edificata ed area totale è pari a circa 0.4.

Altri elementi speciali di calcolo bidimensionale, che hanno avuto numerose applicazioni nel presente studio, sono le cosiddette “maglie in pressione”: servono per descrivere quella parte di dominio bidimensionale nel quale il moto può avvenire in pressione. Nello specifico, questo accade quando la quota della superficie libera tende a superare un valore limite corrispondente al cielo della porzione di dominio descritta mediante queste maglie speciali. Per le maglie in pressione, caratterizzate da un parametro addizionale  $H_c$ , che corrisponde alla quota del cielo, le equazioni dinamiche sono modificate solo quando il livello medio  $h$  sulla maglia tende a superare tale valore. In questo caso si modifica il modo con cui si determinano la velocità media sulla verticale e lo sforzo al fondo. Conseguentemente, la dissipazione continua di energia, per effetto dell’aumento delle velocità e dell’estensione del contorno bagnato, diventa pari a  $2^{4/3}=2.5198$  volte rispetto alla normale dissipazione che si avrebbe in assenza dell’impalcato.

### 1.1.3 Elementi unidimensionali

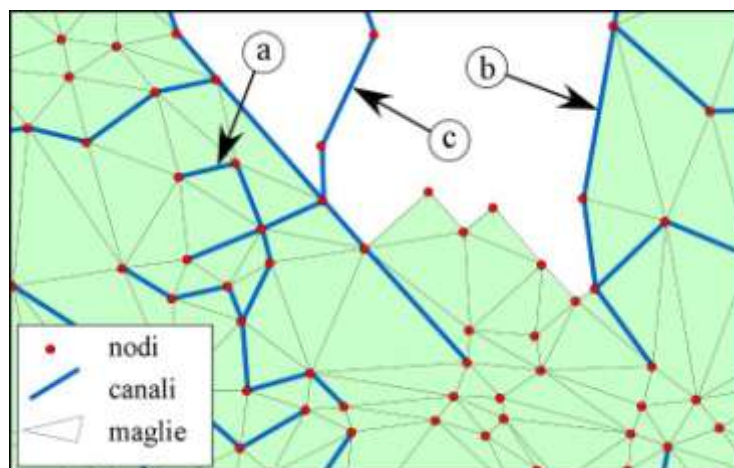
La schematizzazione con elementi bidimensionali della rete idrografica minore presenterebbe non poche difficoltà, poiché da una parte essa porterebbe all’utilizzo di elementi di dimensioni così piccole da rendere assai onerosa la fase di costruzione del reticolo, dall’altra potrebbe generare l’insorgere di problemi nella soluzione numerica, a meno di non adottare passi di integrazione temporale particolarmente ridotti. Per questa ragione il modello consente l’impiego accoppiato di elementi bidimensionali ed unidimensionali, utilizzando questi ultimi per descrivere il funzionamento dei canali della rete minore, che drena porzioni di

territorio soggette a prosciugamento o per simulare piccole incisioni profonde in un dominio sostanzialmente bidimensionale.

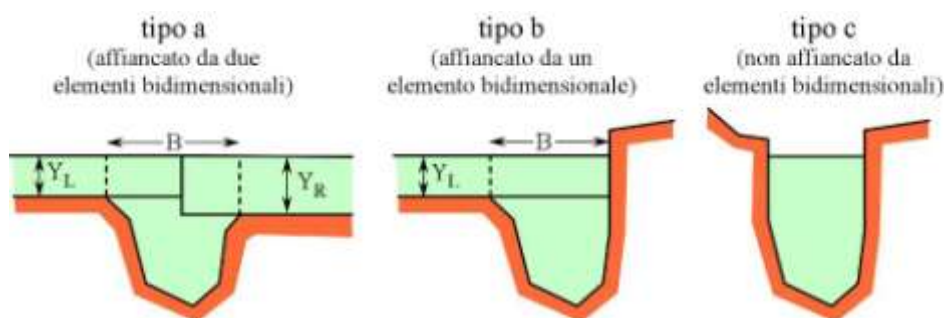
In pratica, nello schema adottato, gli elementi unidimensionali funzionano come canali "in pressione" a sezione costante, fino a quando le zone laterali che li fiancheggiano sono ricoperte dalle acque, e come canali a pelo libero quando il livello scende al di sotto della quota delle zone laterali.

Il comportamento idraulico di un sistema idrografico articolato e complesso può essere quindi descritto in modo efficace con un reticolo di elementi bidimensionali i cui lati seguono, nelle zone in cui ciò è necessario, il tracciato degli eventuali canali minori presenti. I canali unidimensionali, a loro volta, possono essere comunque connessi fra loro, purché siano disposti lungo i lati del reticolo bidimensionale e si appoggino agli stessi nodi. L'accorgimento consente operativamente che essi possano essere inseriti o disinseriti dal reticolo di calcolo senza dover modificare la struttura del reticolo formato dagli elementi bidimensionali.

Può accadere che il canale definito tra due nodi non sia affiancato da elementi bidimensionali o che durante l'evolversi del fenomeno gli elementi bidimensionali che lo fiancheggiano siano prosciugati. In queste condizioni, come si è detto, il canale funziona a superficie libera. Le possibili situazioni che si possono presentare sono tre: il generico tronco di canale è affiancato da due elementi bidimensionali, da un solo elemento bidimensionale o da nessun elemento bidimensionale, come illustrato in pianta in Figura 1.3 e in sezione in Figura 1.4.



**Figura 1.3:** Esempio schematico di elementi unidimensionali e bidimensionali combinati: pianta



**Figura 1.4:** Esempio schematico di elementi unidimensionali e bidimensionali combinati: sezione

Nel modello, l'equazione dinamica contiene alcune semplificazioni. Si assume innanzitutto trascurabile l'inerzia convettiva. Il modello poi considera solo sezioni trasversali compatte, per quali sia possibile

assumere una distribuzione di velocità sensibilmente uniforme. In queste ipotesi, le equazioni dinamica e di continuità sono:

$$\frac{\partial h}{\partial s} + \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q|Q|}{k_S^2 R_H^{4/3} A^2} = 0 \quad (14)$$

$$\eta(h) \frac{\partial A}{\partial s} + \frac{\partial Q}{\partial s} = 0 \quad (15)$$

nelle quali  $A$  è l'area della sezione trasversale,  $R_H$  è il raggio idraulico,  $Q$  la portata e  $s$  l'ascissa curvilinea che descrive planimetricamente l'andamento dell'asse del canale.

Come per le equazioni dinamiche bidimensionali, il primo passo consiste nel discretizzare la derivata temporale che compare nella (14) alle differenze finite, ottenendo:

$$Q = - \left( \frac{1}{gA\Delta t} + \frac{|Q|}{k_S^2 R_H^{4/3} A^2} \right)^{-1} \left[ \frac{\partial h}{\partial s} - \left( \frac{Q}{gA\Delta t} \right) \right] \quad (16)$$

nella quale i termini tra parentesi rotonde sono calcolati al passo temporale precedente.

Nel modello, in particolare, sono implementate specifiche procedure per considerare che, per effetto della sovrapposizione tra elementi unidimensionali e bidimensionali (vedi Figura 1.4), una frazione della portata che fluisce lungo i canali unidimensionali è già considerata nel calcolo attraverso gli elementi bidimensionali.

#### 1.1.4 Elementi 1D speciali

Nei sistemi idrografici complessi, sono spesso presenti elementi morfologici naturali o artificiali che fungono da strutture di contenimento delle acque fino a quando le quote idrometriche non superano un certo livello. Tipica in tal senso è la funzione delle arginature le quali difendono inizialmente dalle acque il territorio adiacente, che è però soggetto ad allagamento una volta che localmente o in modo diffuso le quote idrometriche superino le quote delle sommità arginali.

Anche per il caso in esame, per simulare con buona approssimazione la presenza di elementi morfologici particolari (quali argini, rilevati stradali o manufatti che possono modificare apprezzabilmente l'evoluzione del fenomeno) il modello uni-bidimensionale descritto nei paragrafi precedenti è stato modificato prevedendo l'inserimento di una serie di elementi unidimensionali (tronchi) speciali, che consentono di descrivere correttamente le conseguenze di una manovra di regolazione o di eventuale cedimento del sistema delle numerose opere di difesa longitudinale presenti.

Mediante l'inserimento di tali elementi è possibile simulare, in particolare, il funzionamento delle arginature, che non potrebbero diversamente essere descritte correttamente utilizzando soli elementi bidimensionali. I rilevati arginali sono perciò schematizzati come soglie sfioranti, per le quali è sufficiente assegnare le caratteristiche geometriche e il valore del coefficiente di portata perché il modello determini, al variare delle



quote idrometriche, l'andamento della portata che eventualmente traccima la soglia, considerando sia condizioni di efflusso libero che di efflusso rigurgitato.

Altri tronchi speciali inseriti nello schema di calcolo consentono di simulare il funzionamento di soglie o salti di fondo, di brevi tratti di canale in pressione, come sottopassi o botti a sifone; altri elementi ancora permettono di simulare il funzionamento di paratoie, che possono operare automaticamente comandate dai livelli o dalla direzione del flusso (porte vinciane).

## **2 Applicazione del modello volta alla determinazione della pericolosità idraulica**

### **2.1 Taratura del modello sull'evento del 14 settembre 2006**

#### **2.1.1 Ricostruzione della dinamica dell'evento**

Per la ricostruzione dell'evento di piena del 14 settembre 2006 si è fatto innanzitutto riferimento ai ricordi dei tecnici che avevano effettuato sopralluoghi e di alcuni residenti presenti sui luoghi di interesse nei momenti cruciali del passaggio del colmo di piena. Inoltre, è risultata utile la localizzazione di alcune foto scattate nei momenti appena successivi al passaggio del colmo di piena e le informazioni contenute in alcune richieste di risarcimento danni presentate sia da enti pubblici che da privati.

#### **Torrente Vallecrosia**

Per quanto riguarda la piena che ha interessato il torrente Vallecrosia, è diffusa tra i residenti l'opinione che la piena sia giunta alquanto improvvisamente, e che ciò sia stato causato da qualche sbarramento temporaneo formatosi nei tratti a monte di Vallecrosia Alta e Soldano che ha poi ceduto quasi improvvisamente. D'altra parte, è ragionevole supporre che l'estrema rapidità della fase di crescita della piena fosse dovuta essenzialmente ai seguenti fattori:

- le caratteristiche geometriche del bacino (estensione limitata, versanti caratterizzati da forti pendenze);
- il carattere estremamente intenso delle precipitazioni verificatisi.

Sia il materiale fotografico che le memorie dei residenti confermano la presenza di una notevole quantità di piante e ramaglie trasportate dalla corrente durante l'evento.

In prossimità dell'abitato di Vallecrosia Alta, all'arrivo del colmo di piena l'acqua ha invaso il parcheggio situato in sinistra idrografica, trascinando in alveo alcune automobili. Più a valle, non si sono verificate altre esondazioni se non superato il ponte di via Romana, dove la larghezza della sezione dell'alveo diminuisce.

Nel tratto terminale, dunque, le tracimazioni hanno avuto origine in corrispondenza del ponticello (successivamente demolito) collocato appena a monte della sede delle Poste. In particolare, la spalla sinistra del ponte in questione è stata completamente aggirata dalla corrente (Figura 2.1), che ha provocato uno sbancamento in sponda sinistra.

In Figura 2.2 si osserva che il livello massimo raggiunto ha superato la quota dell'argine in sinistra anche a valle del ponte citato: sullo sfondo della stessa figura, si può notare come un rialzamento provvisorio dell'argine sia stato rovesciato, provocando una tracimazione delle acque. La maggiore criticità si è verificata in corrispondenza del ponte di via Angeli Custodi, a causa del rigurgito generato dal ponte stesso. Come si

può notare dalla Figura 2.3, il livello massimo raggiunto dall'acqua ha superato di oltre mezzo metro la quota della strada in destra (via Roma), imboccando via San Vincenzo, sempre in destra, e via Angeli Custodi, in sinistra.

Dal ponte di via Angeli Custodi in poi, nel tratto tombinato prima e a ridosso del ponte ferroviario e del lungomare Marconi poi, l'acqua non è invece più fuoriuscita dagli argini.



**Figura 2.1:** Vallecrosia: ponte privato (successivamente abbattuto) situato appena a monte della sede delle Poste.



**Figura 2.2:** Vallecrosia: tratto di torrente a valle del ponte privato.



**Figura 2.3:** Vallecrosia: tratto compreso tra la sede delle Poste e il ponte di via Angeli Custodi.

## Torrente Borghetto

L'evento di piena del 14 settembre 2006 si è rivelato molto più gravoso per il torrente Borghetto che non per il Vallecrosia. La Figura 2.4 permette di intuire l'entità del fenomeno di trasporto solido legato al transito della piena e gli eccezionali livelli raggiunti (almeno +1.30 m rispetto al cortile della casa in figura). La corrente ha trascinato con sé una enorme quantità di alberi e arbusti (Figura 2.5, Figura 2.6 e Figura 2.7). Questa vegetazione, rimanendo bloccata in corrispondenza dei ponti e dei restringimenti, ha reso oltremodo difficoltoso il deflusso della piena. Abitanti della zona hanno riferito, a tal proposito, che parecchi tronchi, tagliati durante operazioni di pulizia e abbandonati a bordo alveo, sono stati prelevati dalla corrente e in seguito depositati dalla stessa lungo le strade che costeggiano il letto del torrente.

Analogamente al torrente Vallecrosia, anche il torrente Borghetto presenta un alveo molto incassato e pendente nel tratto a monte del centro abitato: questa particolare morfologia dell'alveo ha limitato alquanto l'estensione degli allagamenti fino al primo tratto tombinato di via Romana.

La prima ingente tracimazione si è verificata nel breve tratto scoperto presente a valle della rotonda di via Romana (Figura 2.7): qui la larghezza della sezione passa da 14 m a 9 m e l'inizio della tombinatura successiva favorisce l'ostruzione della sezione ad opera del materiale galleggiante. A peggiorare la situazione ha contribuito lo scalzamento di parte della difesa arginale in sinistra idrografica. Il volume d'acqua fuoriuscito ha successivamente imboccato via Bigarella, lungo la quale si sono avuti i maggiori danni: molte automobili parcheggiate lungo la via sono state trascinate e accatastate dalla corrente all'incrocio con via Aldo Moro. Più a valle, tutti gli attraversamenti hanno rappresentato ulteriori criticità, in parte per i restringimenti di sezione che generano, ma soprattutto per l'ostruzione legata alla notevole presenza di materiale galleggiante che è stato trattenuto (Figura 2.5 e Figura 2.6).



**Figura 2.4:** Borghetto: tratto sottostante al ponte dell'Autostrada dei Fiori.



**Figura 2.5:** Borghetto: ponte di via Aldo Moro.



**Figura 2.6:** Borghetto: tronchi ed arbusti ammassati sul ponticello situato tra la tombinatura a valle di via Romana e il ponte di via Aldo Moro.



**Figura 2.7:** Inizio della tombatura a valle della rotonda di via Romana, si può notare l'argine tracimato in sinistra idrografica.

### 2.1.2 Ricostruzione degli allagamenti

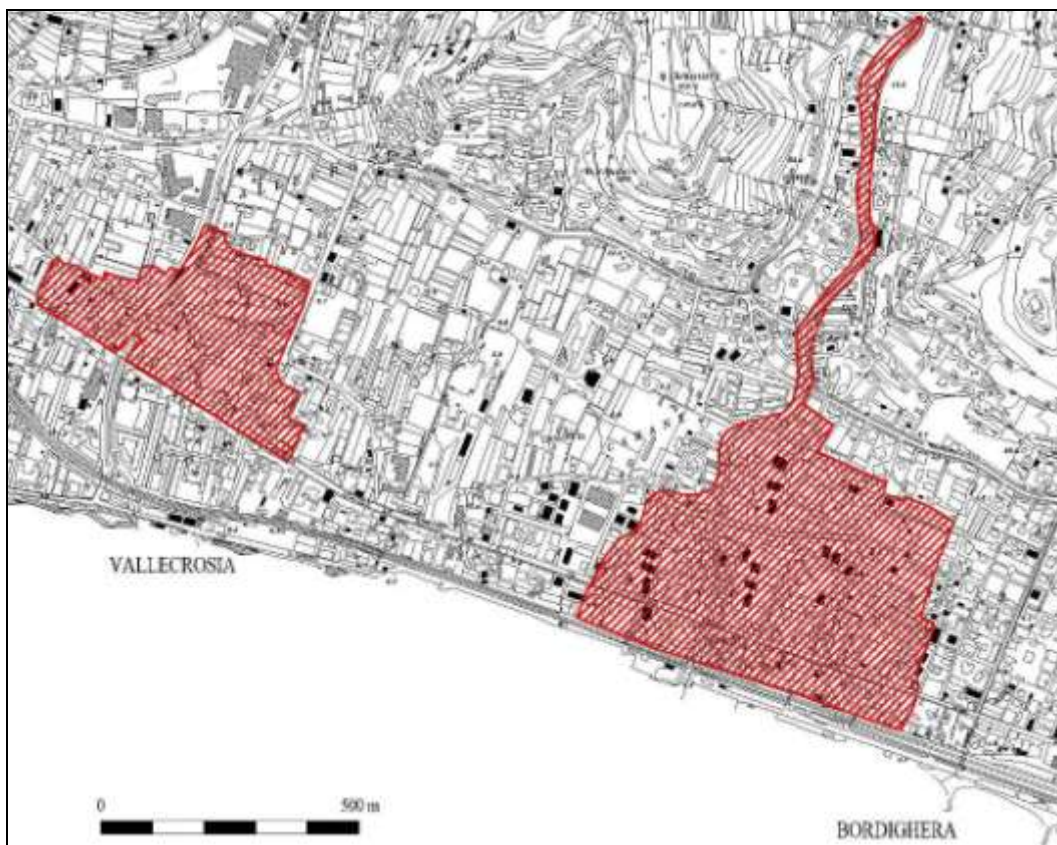
Per quanto riguarda la ricostruzione degli allagamenti verificatisi durante l'evento del 14 settembre 2006, due sono gli aspetti su cui si è concentrato lo studio: innanzitutto la delimitazione delle aree interessate dagli allagamenti, successivamente la determinazione dell'entità degli allagamenti nelle varie zone.

L'elemento principale dal quale è stata desunta la delimitazione delle aree allagate è la carta degli allagamenti (Figura 2.8) elaborata dalla Provincia di Imperia, ricavata a partire da rilievi e dalle osservazioni effettuati dai tecnici sul campo oltre che da informazioni documentali fornite dai comuni di Vallecrosia e Bordighera.

Per quanto riguarda l'entità degli allagamenti, in termini di tiranti idrici e velocità della corrente, il materiale fotografico e le schede di segnalazione danni si sono rivelati strumenti molto utili per la determinazione dei massimi livelli raggiunti dall'acqua in alcuni punti significativi (per esempio grazie ai segni lasciati sui muri) e per l'individuazione delle zone in cui l'azione dilavante dell'acqua esondata è stata più violenta.

In particolare, le zone in cui sono stati rilevati i maggiori danni causati dalla spinta dinamica della corrente sono state:

- per il torrente Vallecrosia, i tratti di via Angeli Custodi e di via San Vincenzo, adiacenti a via Roma, e la stessa via Roma nel tratto compreso tra la sede delle Poste e il ponte, successivamente demolito, di via Angeli Custodi;
- per il torrente Borghetto, via Bigarella, via Aldo Moro in prossimità degli incroci con via Pasteur e con via Bigarella, via Privata Serena.



**Figura 2.8:** Particolare della carta degli allagamenti fornita dalla Provincia di Imperia

### 2.1.3 Stima delle portate al colmo

La stima dei valori massimi delle portate defluite nei due corsi d'acqua può essere supportata dall'individuazione di opportune sezioni di controllo, nelle quali la corrente sia transitata in condizioni critiche. Salti di fondo o restringimenti di sezione possono rivelarsi utili a tale scopo.

#### **Torrente Vallecrosia**

Per quanto riguarda il torrente Vallecrosia, una sezione utile allo scopo di determinare la massima portata defluita è stata individuata in corrispondenza del ponte ad arco situato a valle dell'abitato di Vallecrosia Alta. Qui il torrente presenta, circa 30 m a monte del ponte, una sezione rettangolare larga 18 m; il ponte ad arco determina una larghezza di 9.80 m e un'altezza massima di sezione liquida pari a circa 4 m, per un'area massima di 33 m<sup>2</sup>; a valle del ponte è presente un salto di fondo di circa 0.80 m; il tratto a valle è caratterizzato da una pendenza del fondo sensibilmente maggiore rispetto al tratto posto appena a monte del ponte stesso.

Considerate le caratteristiche geometriche, si può supporre che la corrente sia passata in condizioni critiche (o, comunque, in condizioni poco lontane da quelle critiche) in corrispondenza della sezione ristretta del ponte. Sotto queste ipotesi valgono le relazioni (17) e (18), che permettono di ricavare una stima della portata al colmo, a patto di conoscere il livello massimo raggiunto in prossimità del ponte o in una sezione situata appena a monte:

$$Q = A_c \sqrt{g y_c} \quad (17)$$

$$y_m + \frac{Q^2}{2g y_m B_m^2} = \frac{3}{2} y_c \quad (18)$$

dove  $y_c$  e  $A_c$  rappresentano rispettivamente tirante critico e sezione liquida in corrispondenza alla sezione ristretta,  $y_m$  e  $B_m$  il tirante e la larghezza del corso d'acqua in una sezione posta appena a monte.

Dalle foto scattate nei momenti appena successivi all'evento di piena in esame è stato possibile ricostruire con discreta precisione l'altezza massima raggiunta dall'acqua nel tratto posto a monte del ponte. Il calcolo idraulico fornisce i seguenti risultati:

- una portata massima di circa  $135 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- un'area liquida di  $25.9 \text{ m}^2$  in corrispondenza alla sezione critica;
- con un tirante critico in prossimità del ponte di  $2.70 \text{ m}$ ;
- un tirante di  $3.87 \text{ m}$  nel tratto appena a monte.

È importante sottolineare come il calcolo idraulico permetta di ottenere una informazione ridondante, valida a rendere meno incerta la misura: il fatto di poter valutare la coppia di grandezze  $y_c$  e  $y_m$ , tra loro collegate, permette un maggiore controllo sulla correttezza dei dati utilizzati e, di conseguenza, sulla bontà della conseguente stima del valore di portata al colmo.

Entrambe le altezze d'acqua, sia quella critica in corrispondenza del ponte, sia quella di corrente lenta appena a monte, dove la sezione si allarga sensibilmente, sono congrue con quelle desunte dal materiale fotografico e riferite dagli abitanti del luogo.



**Figura 2.9:** Ponte ad arco situato a valle dell'abitato di Vallecrosia Alta



### Torrente Borghetto

Per quanto riguarda il torrente Borghetto, sono stati individuati due salti di fondo: il primo in prossimità dell'incrocio tra via Pasteur con via Fontana, il secondo, poco più a valle, in corrispondenza dell'incrocio tra la stessa via Pasteur e via Piscivina.

In entrambi i casi si può supporre che avvenga con transizione da corrente lenta a corrente rapida con passaggio, in corrispondenza delle soglie di fondo, della corrente in condizioni critiche.

In tali condizioni la portata  $Q$  può essere stimata mediante la relazione (19). Il tirante critico  $y_c$ , per effetto della curvatura della superficie libera, non viene a trovarsi esattamente sulla soglia, ma spostato leggermente a monte, di circa 3-4 volte la profondità critica  $y_c$ , rispetto alla stessa.

$$Q = 0.707 \cdot B \sqrt{2g} y_c^3 \quad (19)$$

I valori massimi del tirante raggiunti in occasione dell'evento oggetto di studio sono stati stimati a partire dalle testimonianze dei residenti.

Per quanto riguarda il tratto in prossimità di via Fontana, in sinistra idrografica è presente un muretto posto a protezione della strada. Più di un abitante del luogo ricordava di aver visto dell'acqua riversarsi sulla strada passando attraverso le aperture presenti ad altezza del manto stradale nel muretto posto a protezione della stessa strada. Nel tratto a ridosso del salto di fondo, tale muretto si interrompe ed è presente una ringhiera metallica (Figura 2.10). Poiché il garage della casa adiacente non è stato interessato da alcun allagamento, il massimo livello raggiunto non poteva essere inferiore alla quota della strada dove è presente il muretto con i fori, ma neanche poteva essere molto più alto della sommità della sponda, non avendo causato l'allagamento del garage limitrofo.



**Figura 2.10:** Salto di fondo sul torrente Borghetto in prossimità di via Fontana.

Ciò premesso, la stima della portata fornisce i seguenti risultati:

- sezione rettangolare di larghezza 15.60 m;
- tirante di monte stimato in 1.80 m;
- portata al colmo di 118 m<sup>3</sup>/s.

Nel tratto in prossimità dell'incrocio tra via Pasteur e via Pisciovina si trova un altro salto di fondo (Figura 2.11) a monte del quale la pendenza del fondo è decisamente minore rispetto al tratto appena a valle. L'argine in destra idrografica è rappresentato dalla strada (via Pasteur, appunto), mentre in sinistra vi è una zona ampia, pianeggiante e decisamente più depressa. Alcuni residenti in zona hanno confermato che tale zona, tenuta a verde, non è stata interessata da allagamenti, mentre l'acqua era arrivata a lambire la base di un albero adiacente al letto del torrente e posto una decina di metri a monte della soglia di fondo.

Sulla base di queste osservazioni, i dati stimati risultano:

- sezione approssimativamente rettangolare di larghezza 10.30 m;
- tirante di monte di 2.30 m;
- portata al colmo di 112 m<sup>3</sup>/s.



**Figura 2.11:** Salto di fondo sul torrente Borghetto in prossimità di via Pisciovina

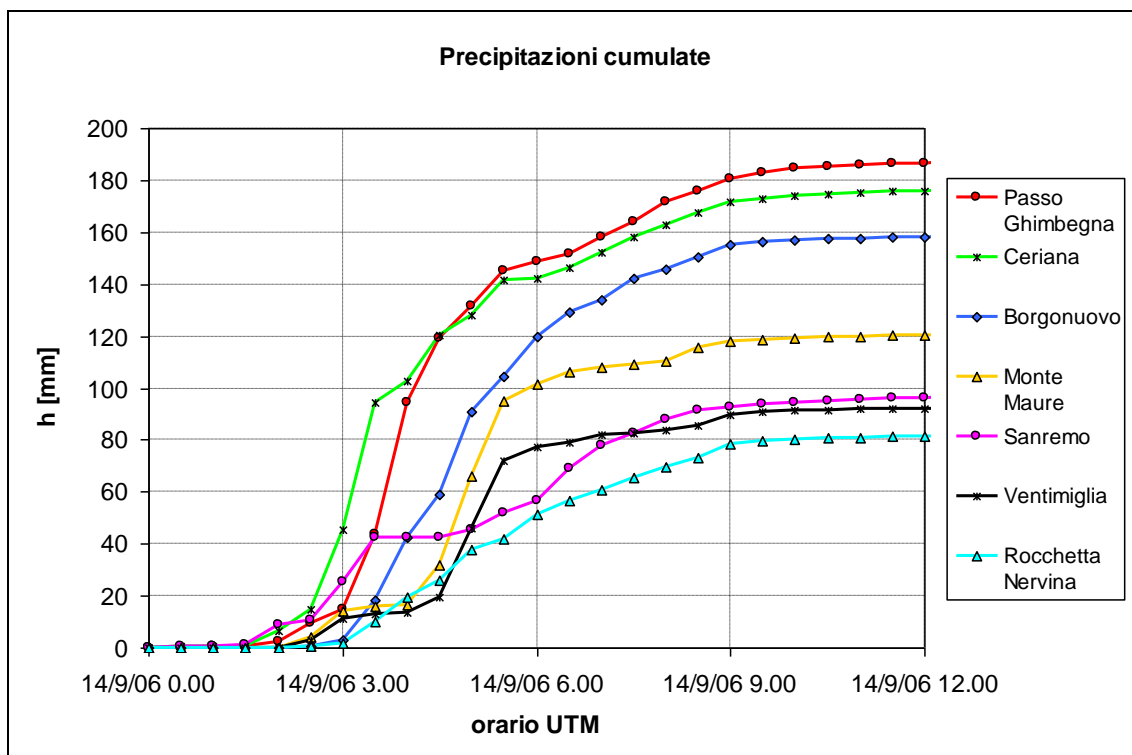


**Figura 2.12:** Vista ravvicinata del salto di fondo sul torrente Borghetto in prossimità di via Pisciavina

Indubbiamente, tali stime della portata sono affette da imprecisioni legate in modo particolare alla determinazione dei massimi livelli raggiunti in prossimità alle soglie. D'altra parte, il fatto che le stime, effettuate in due differenti sezioni del corso d'acqua, diano risultati molto simili è un aspetto positivo, che portano a ritenere che i valori reali della massima portata defluita non si discostino di molto da quelli sopra stimati.

#### **2.1.4 Ricostruzione degli idrogrammi di piena**

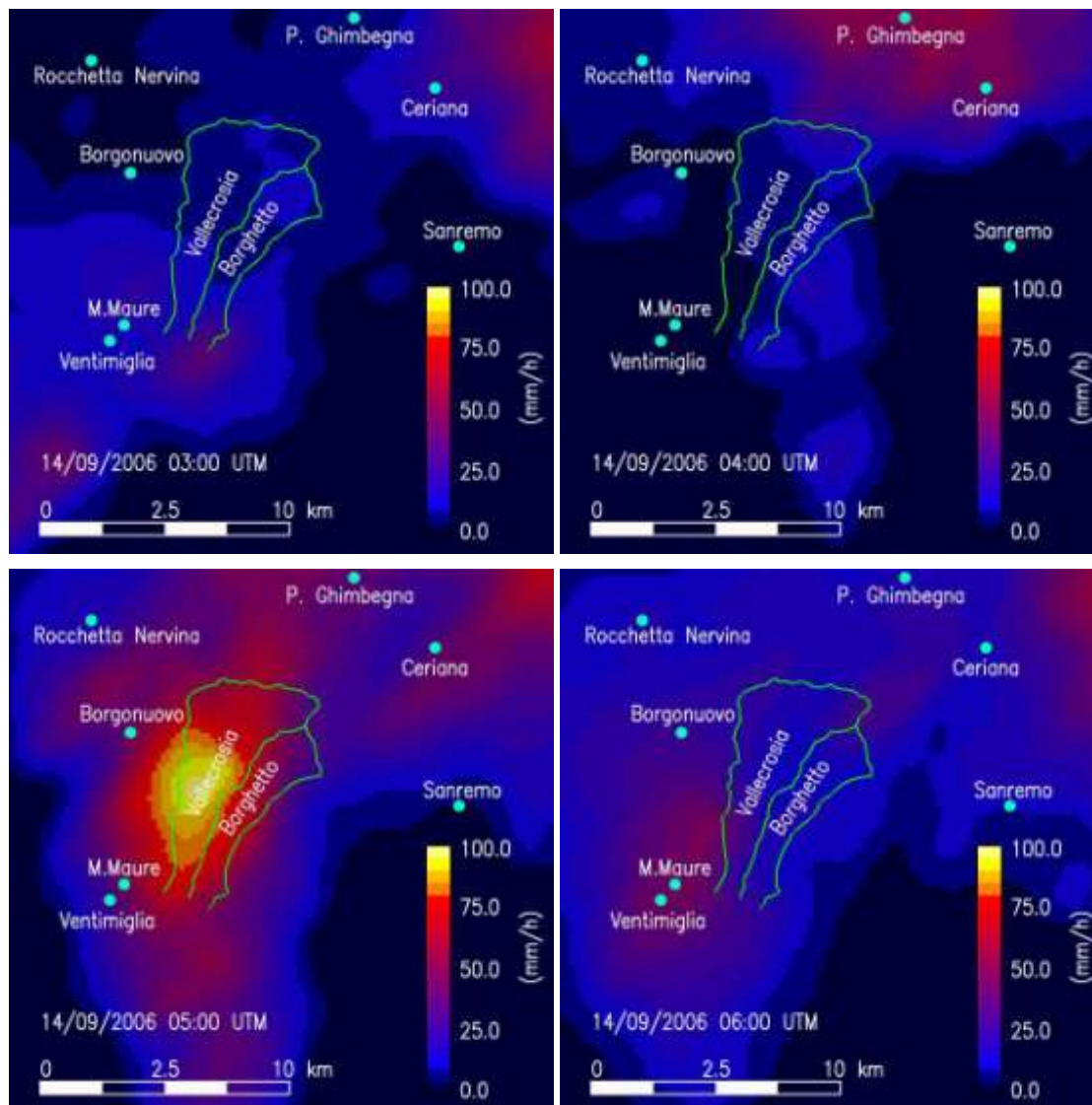
La ricostruzione idrologica degli idrogrammi di piena è stata ottenuta a partire dai dati di precipitazione relativi all'evento considerato, registrati dalle stazioni pluviometriche limitrofe ai bacini idrografici. Tali dati, messi a disposizione da ARPAL, mostrano una elevata variabilità quanto ad altezze di precipitazione tra le stazioni poste in quota verso l'entroterra e quelle situate lungo la costa a livello del mare, con la sola eccezione di Rocchetta Nervina (Figura 2.13). Alle precipitazioni molto intense registrate nelle stazioni di Passo Ghimbegna, Ceriana e Borgonuovo, infatti, si contrappongono i valori molto più modesti di Ventimiglia e Sanremo, oltre a quelle della già citata Rocchetta Nervina.



**Figura 2.13:** Precipitazioni cumulate registrate dalle stazioni pluviometriche limitrofe ai bacini idrografici dei torrenti Vallecrosia e Borghetto. L'ora locale si ottiene da quella UTM sommando 2 ore.

Risulta chiaro come l'evento del 14 settembre 2006 sia stato caratterizzato da grande variabilità spaziale nella distribuzione delle precipitazioni. Proprio per questo sono oltremodo interessanti le informazioni che riguardano la distribuzione spaziale della precipitazione per tutta la durata dell'evento, ottenute dall'analisi dei dati registrati dal radar meteorologico di Monte Settepani.

I valori di precipitazione oraria osservati con il radar sono stati forniti dalla Fondazione CIMA e dall'ufficio regionale della Protezione Civile su griglia di lato 1 km. In Figura 2.14 sono riportate le mappe a colori con i valori di precipitazione oraria caduta nell'ora precedente a quella riportata (l'ora locale si ottiene sommando 2 ore agli orari UTM riportati in figura).

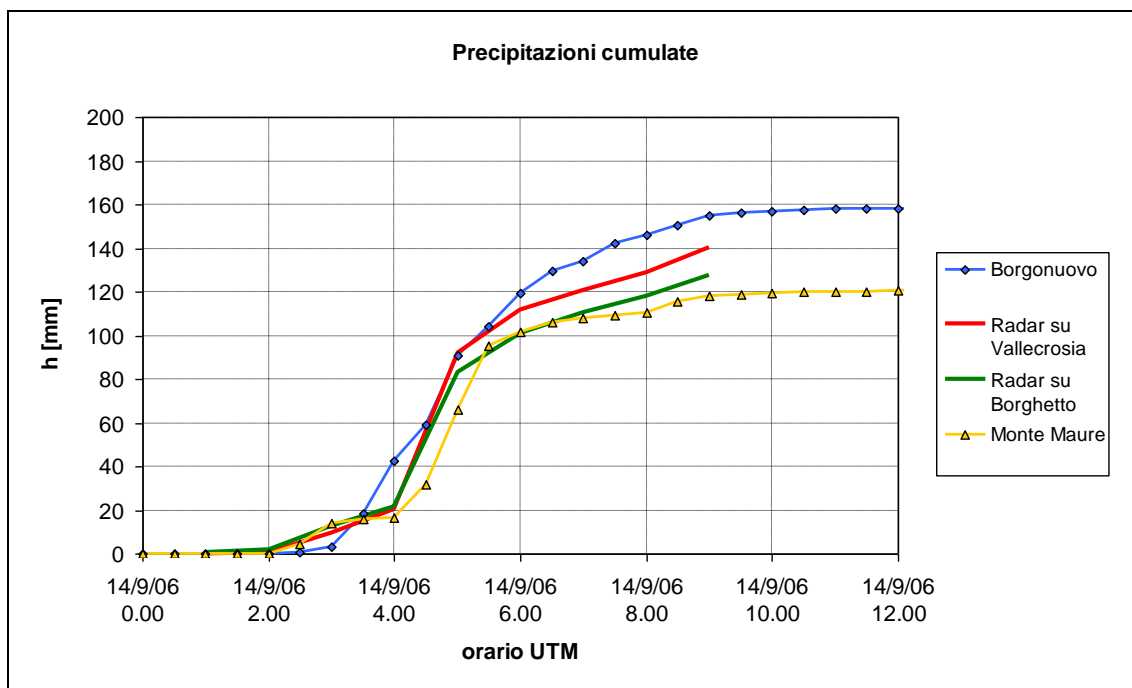


**Figura 2.14:** Mappe a colori dei valori di precipitazione oraria registrati dal radar meteorologico di Monte Settepani. Sono rappresentati inoltre i bacini idrografici di Vallecroasia e Borghetto e la posizione delle stazioni pluviometriche di interesse. L'ora locale si ottiene da quella UTM sommando 2 ore.

Risulta confermata l'ampia variabilità sia spaziale che temporale dell'evento, tipica delle precipitazioni brevi e intense che interessano i bacini liguri.

I dati di precipitazione forniti dal radar meteorologico sono stati mediati sulle aree dei bacini idrografici dei due torrenti. Il risultato è riportato in Figura 2.15 dove tali valori sono confrontati con quelli di alcune stazioni a terra.

Come forzanti per il modello di trasformazione afflussi-deflussi si è scelto di utilizzare i dati delle stazioni pluviometriche che riportano un andamento della precipitazione più simile a quello ottenuto dall'elaborazione dei dati radar: quella di Borgonuovo per il torrente Vallecroasia e quella di Monte Maure per il torrente Borghetto.



**Figura 2.15:** Confronto tra valori di precipitazioni cumulate rilevate dal Radar Meteorologico di Monte Settepani e dalle stazioni pluviometriche di Borgonuovo e Monte Maure

Non essendo disponibili misure di portata né misure di livello per nessuno dei due corsi d'acqua oggetto di studio, si è ritenuto opportuno simulare il processo di trasformazione afflussi-deflussi con un modello collaudato, semplice e allo stesso tempo robusto. Perciò, l'evento è stato simulato, per entrambi i corsi d'acqua, mediante l'implementazione di un modello alla Nash formato con due sistemi di invasi lineari posti in parallelo: il primo deputato alla simulazione della componente superficiale di deflusso, il secondo alla riproduzione della componente più profonda che giunge con maggiore ritardo al corso d'acqua.

La ripartizione tra "deflusso superficiale" e "deflusso profondo" viene effettuata a monte del modello, ripartendo le piogge mediante due coefficienti di deflusso mantenuti costanti per tutto l'evento. La somma dei due coefficienti è minore dell'unità, così da tener conto della frazione di pioggia che per evapotraspirazione o filtrazione profonda non giunge alla sezione di chiusura del corso d'acqua.

Per quanto riguarda la scelta dei parametri  $n$  e  $k$  che definiscono la risposta unitaria del doppio sistema di invasi lineari ad un impulso di precipitazione, per il "deflusso superficiale" si è scelto di porre  $n=3$ , valore che in generale ben si adatta a bacini di modeste dimensioni come quelli oggetto di studio, e di scegliere  $k_{superficiale}$  in modo tale che il tempo al colmo  $t_{colmo}=(n-1)k$  (nell'ipotesi di pioggia di intensità costante) risultasse pari a circa metà del tempo di corrvazione  $\tau_c$ . Per la modellazione del deflusso profondo è stato invece posto  $k_{profondo}=5 k_{superficiale}$ , adottando per il parametro  $n$  ancora il valore 3.

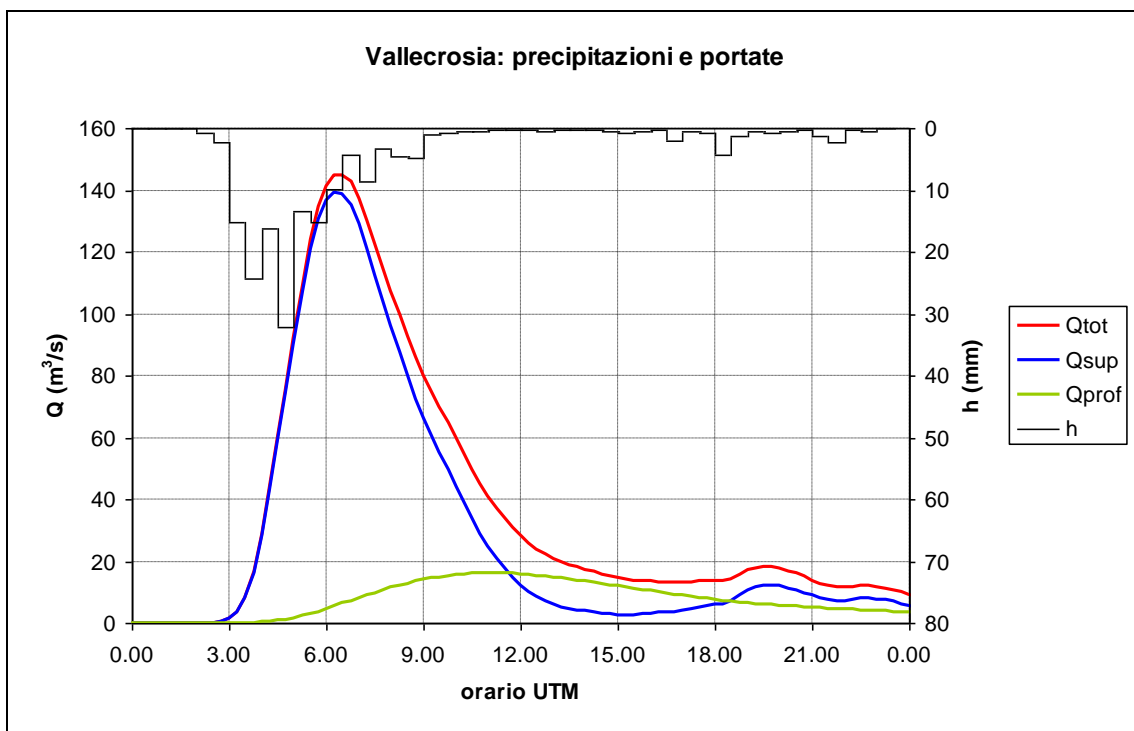
Una stima di  $\tau_c$  è stata ottenuta mediante la formula (20) proposta da Giandotti, nella quale sono indicati con  $S$  l'estensione del bacino in  $km^2$ , con  $L$  la lunghezza dell'asta principale del corso in  $km$ , con  $\bar{H}$  la quota media del bacino imbrifero (in  $m s.m.m.$ ), con  $Z$  la quota della sezione di chiusura considerata (in  $m s.m.m.$ ):

$$\tau_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{\bar{H} - Z}} \quad \text{ore} \quad (20)$$

Nel seguito sono riportati i dati utilizzati e i risultati ottenuti in termini di andamento nel tempo degli idrogrammi di piena, partendo dalle precipitazioni registrate (Figura 2.16 e Figura 2.17).

### Torrente Vallecrosia

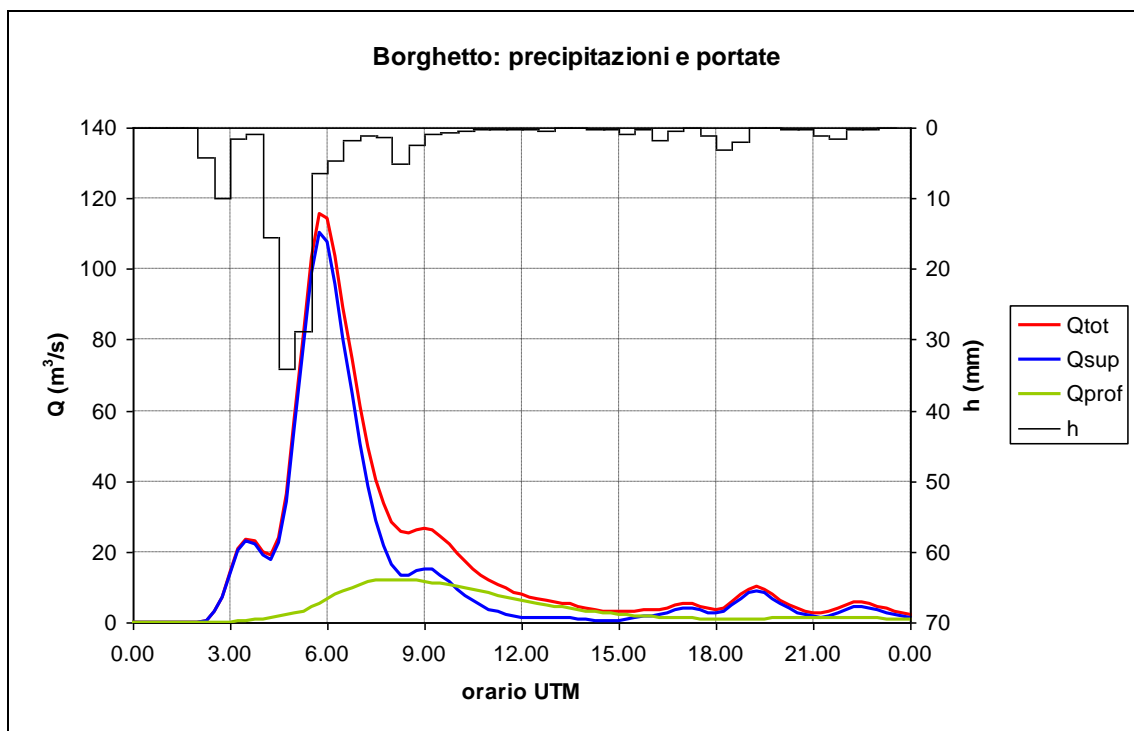
- coefficiente di deflusso superficiale pari a 0.70;
- coefficiente di deflusso profondo pari a 0.20;
- $S=20.8 \text{ km}^2$ ;  $L=15 \text{ km}$ ;  $\bar{H}=348 \text{ m.s.m.m.}$ ;  $Z=15 \text{ m.s.m.m.}$
- $\tau_c=2.8 \text{ h}$  secondo Giandotti;
- $n=3$ ,  $k_{\text{superficiale}}=0.7 \text{ h}$ ,  $k_{\text{profondo}}=2.8 \text{ h}$ ;
- $Q_{\text{max}}=145 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Figura 2.16:** Torrente Vallecrosia. Le precipitazioni, relative alla stazione di Borgonuovo, rappresentano le altezze di pioggia in *mm* a intervalli di mezz'ora. Le portate sono quelle riprodotte con il modello alla Nash proposto.

### Torrente Borghetto

- coefficiente di deflusso superficiale pari a 0.70;
- coefficiente di deflusso profondo pari a 0.20;
- $S=12.5 \text{ km}^2$ ;  $L=8.85 \text{ km}$ ;  $\bar{H}=350 \text{ m.s.m.m.}$ ;  $Z=20 \text{ m.s.m.m.}$
- $\tau_c=1.9 \text{ h}$  secondo Giandotti;
- $n=3$ ,  $k_{\text{superficiale}}=0.39 \text{ h}$ ,  $k_{\text{profondo}}=1.55 \text{ h}$ ;
- $Q_{\text{max}}=115 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Figura 2.17:** Torrente Borghetto. Le precipitazioni, relative alla stazione di Monte Maure, rappresentano le altezze di pioggia in *mm* a intervalli di mezz'ora. Le portate sono quelle riprodotte con il modello alla Nash proposto.

### 2.1.5 Simulazioni di taratura del modello idrodinamico

In una prima fase di taratura, lo scopo delle simulazioni condotte con modello idrodinamico uni-bidimensionale è stato quello di riprodurre il più fedelmente possibile l'evento del 14 settembre 2006 in tutti i suoi aspetti significativi, con particolare riferimento ai punti interessati dalle inondazioni, ai volumi esondati e ai conseguenti allagamenti, sia in termini di estensione delle aree allagate che in termini dinamici (tiranti e velocità).

Con questi obiettivi, sono tre gli aspetti sui quali si è concentrata l'attenzione:

- l'aggiornamento della geometria del modello rispetto al 2004, considerando gli interventi realizzati dopo la stesura del precedente studio idraulico;
- l'assegnazione dei parametri di resistenza agli elementi del reticolo di calcolo mediante la scelta di opportuni coefficienti di scabrezza secondo Strickler  $k_s$ ;
- l'individuazione di eventuali ulteriori elementi geometrici significativi e la loro opportuna schematizzazione.

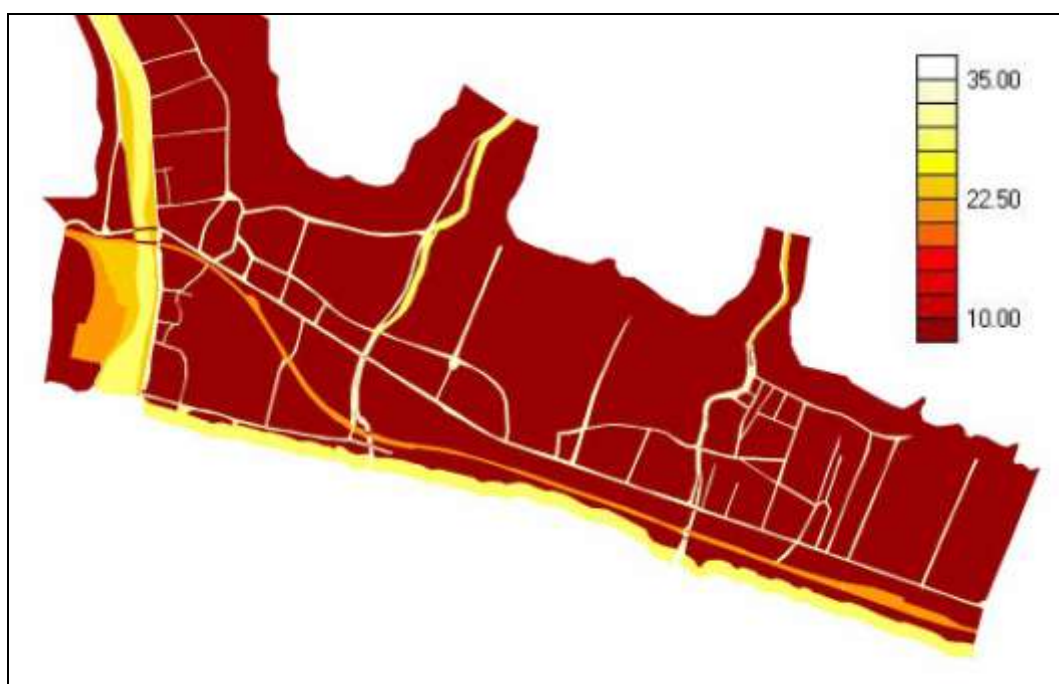
Per quanto riguarda l'aggiornamento della geometria del reticolo di calcolo, i lavori effettuati nei due torrenti e inseriti nello schema di calcolo aggiornato hanno riguardato:

- per il torrente Vallecrosia, le arginature e la parziale risagomatura dell'alveo tra il ponte di via Romana e quello di via Angeli Custodi;
- per il torrente Borghetto, la rimozione della soletta della tombinatura appena a valle del ponte di via Aldo Moro e la schematizzazione del rilevato di una strada tra la via Aurelia e la ferrovia, che di fatto costituisce un ostacolo alla diffusione laterale degli allagamenti.



Per quanto riguarda l'assegnazione dei coefficienti di resistenza secondo Strickler  $k_s$ , dopo una serie di simulazioni di orientamento sono stati inseriti i seguenti valori, rappresentati in mappa a colori in Figura 2.18:

- $k_s=30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per l'alveo del torrente Vallecrosia a monte di via Angeli Custodi;
- $k_s=35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per l'alveo del torrente Vallecrosia a valle di via Angeli Custodi;
- $k_s=25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per l'alveo del torrente Borghetto a monte del primo tratto tombinato in prossimità di via Romana;
- $k_s=35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per l'alveo del torrente Borghetto a partire dal primo tratto tombinato in prossimità di via Romana verso valle;
- $k_s=35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le strade;
- $k_s=25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per il rilevato ferroviario;
- $k_s=10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le aree abitate e/o vegetate.



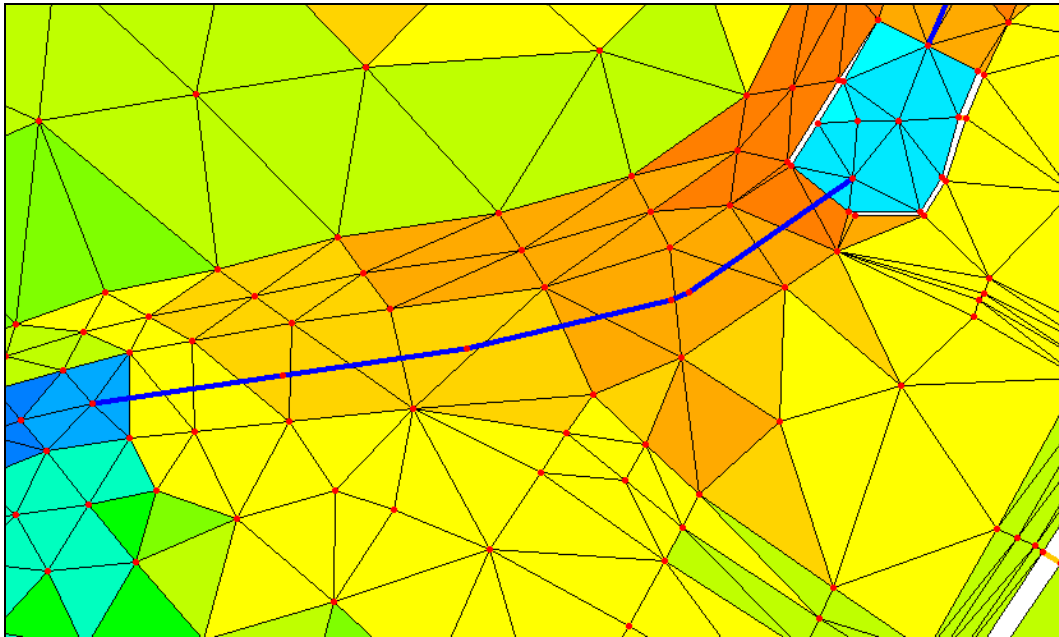
**Figura 2.18:** Reticolo di calcolo: distribuzione spaziale dei coefficienti di scabrezza  $k_s$  in  $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ .

In corrispondenza dei ponti presenti su entrambi i torrenti sono state inserite delle opportune perdite di carico localizzate, in modo da rappresentare le resistenze localizzate dovute alla presenza di pile in alveo, ai restringimenti di sezione e alla presenza di materiale galleggiante che tende ad ostruire tali singolarità geometriche.

Per quanto riguarda l'inclusione nel modello di calcolo di ulteriori elementi significativi volti a una migliore descrizione dei fenomeni idrodinamici, un esempio è fornito dall'introduzione di elementi bidimensionali speciali in grado di simulare la presenza di piccole porzioni di dominio dove il moto può avvenire in pressione. Tutte le parti di alveo interessate da ponti sono state quindi schematizzate con "maglie in pressione".

Per la schematizzazione dei tratti di torrente tombinati, sono stati utilizzati degli elementi unidimensionali in grado di rappresentare il comportamento di sezioni chiuse. Essi sono di fatto isolati dal reticolo di calcolo bidimensionale, salvo che per le sezioni di imbocco e di sbocco. L'accorgimento permette di simulare

correttamente con il modello numerico sia il deflusso a superficie libera sia l'eventuale deflusso in pressione, indipendentemente dalle quote della superficie libera raggiunte nelle maglie bidimensionali ad essi sovrapposte (Figura 2.19).

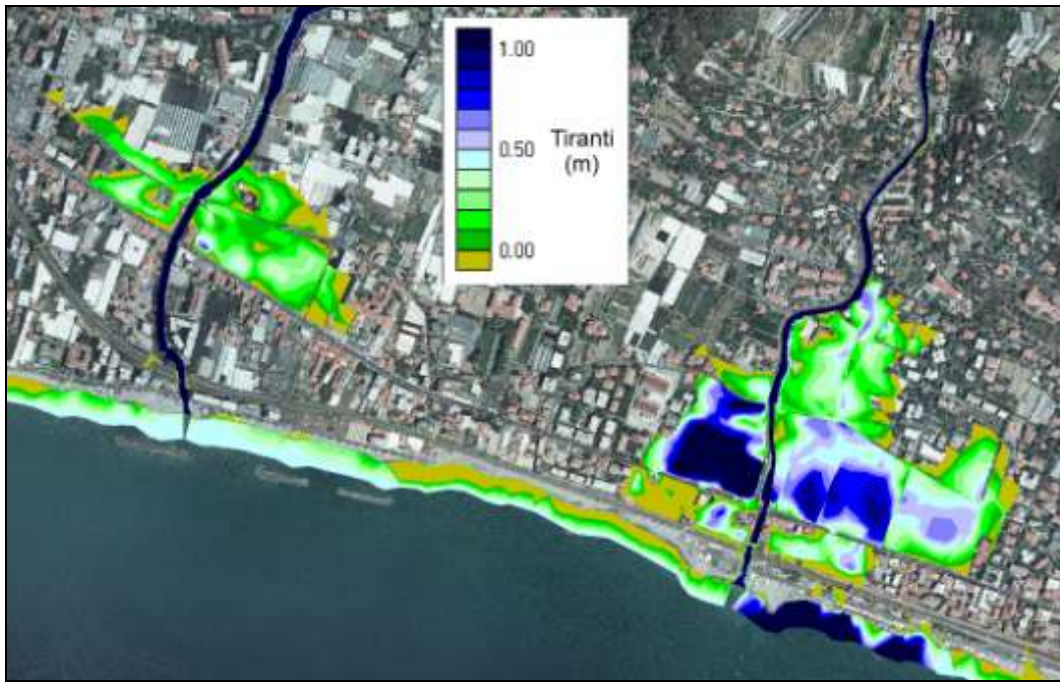


**Figura 2.19:** Torrente Borghetto, tratto tombinato a valle di via Romana schematizzato con canali unidimensionali a sezione chiusa. I canali 1D (linee blu) si appoggiano sugli stessi nodi (puntini rossi) del reticolo bidimensionale solo in corrispondenza dell'imbocco e dello sbocco, così da non interagire con gli elementi bidimensionali ad essi sovrapposti.

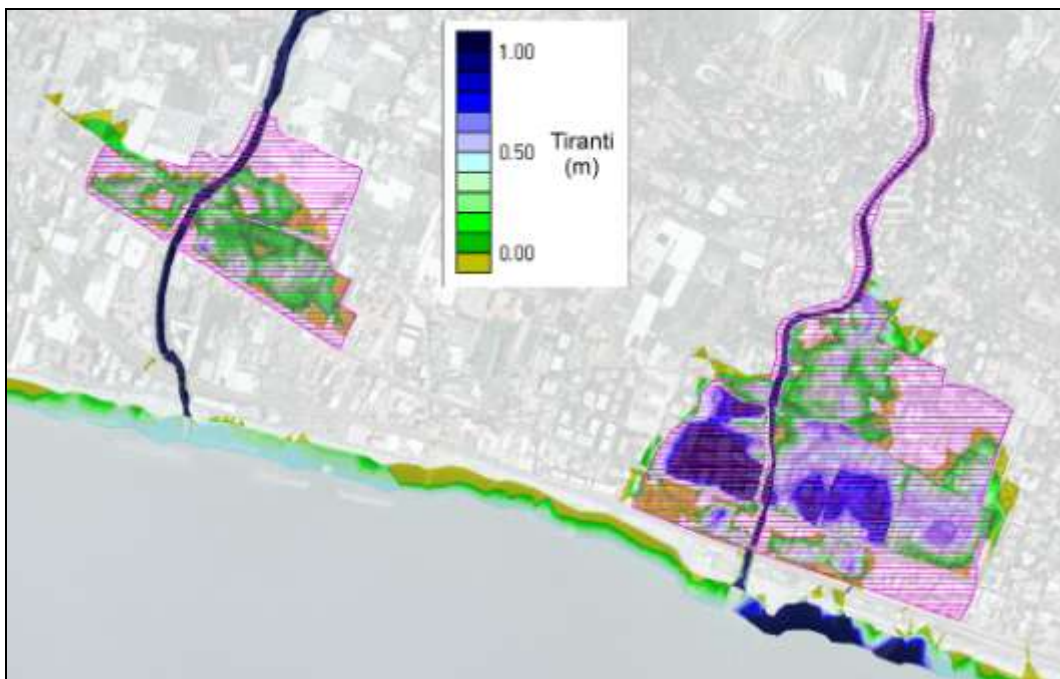
Infine, si è rivelato necessario includere nella schematizzazione la presenza di alcuni muretti di recinzione esistenti lungo una parte delle vie interessate dalle esondazioni. Per esempio a Bordighera, i muretti alti dai 30 agli 80 *cm* posti a lato di via Bigarella hanno di fatto trasformato tale strada in un canale, dove la corrente confinata da tali strutture ha potuto facilmente portare con sé le automobili che erano parcheggiate lungo la via stessa. La presenza di questi muretti è stata modellata con l'inserimento di tronchi speciali di tipo soglia sfiorante, potendosi di fatto equiparare il loro funzionamento idraulico a quello di strutture trascinabili superata una quota assegnata.

Il risultato delle simulazioni di taratura è riportato nelle figure seguenti. La corrispondenza tra le aree allagate, calcolate mediante modello idrodinamico e quelle rilevate a seguito dell'evento risulta buona (Figura 2.21). In sinistra idrografica del torrente Borghetto si notano alcune discrepanze: alcune aree che secondo i risultati numerici risultano allagate non sembrano essere state interessate dall'evento reale. Per altre porzioni di territorio accade il contrario.

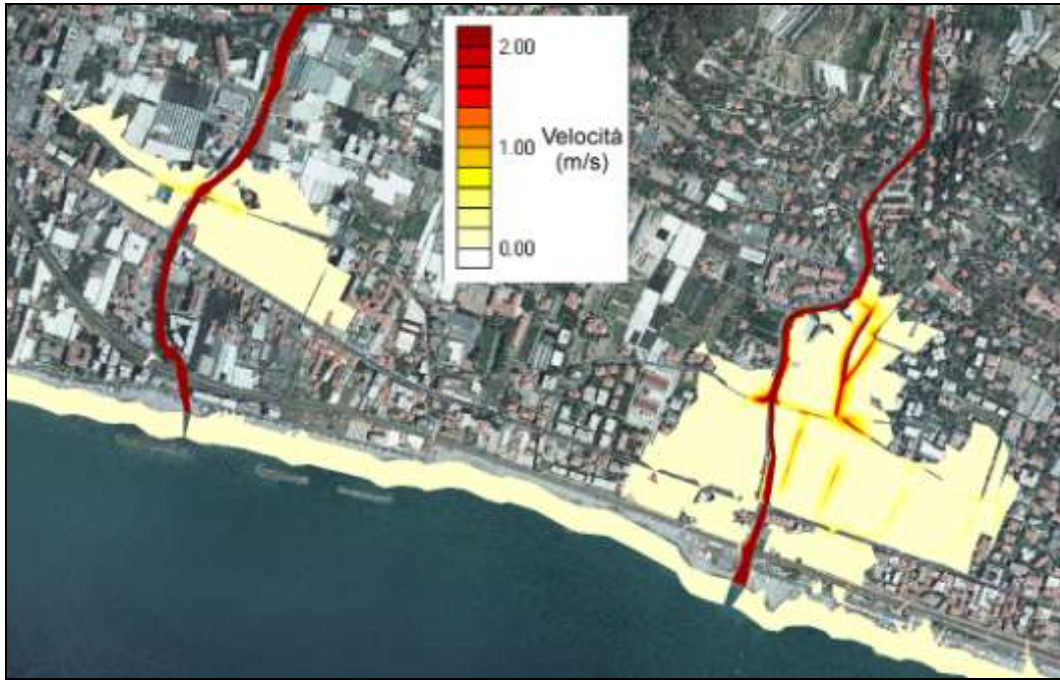
La mappa a colori con l'involuppo delle velocità massime (Figura 2.22) mostra valori di un qualche rilievo proprio nelle zone in cui si sono manifestati i maggiori problemi legati alla dinamica dell'allagamento, in particolare dove la corrente ha trascinato con sé una parte delle automobili parcheggiate.



**Figura 2.20:** Risultati delle simulazioni di taratura, involucro dei tiranti massimi calcolati mediante modello idrodinamico.



**Figura 2.21:** Risultati delle simulazioni di taratura, confronto tra l'involucro dei tiranti massimi calcolati mediante modello idrodinamico e carta degli allagamenti curata dalla Provincia di Imperia.



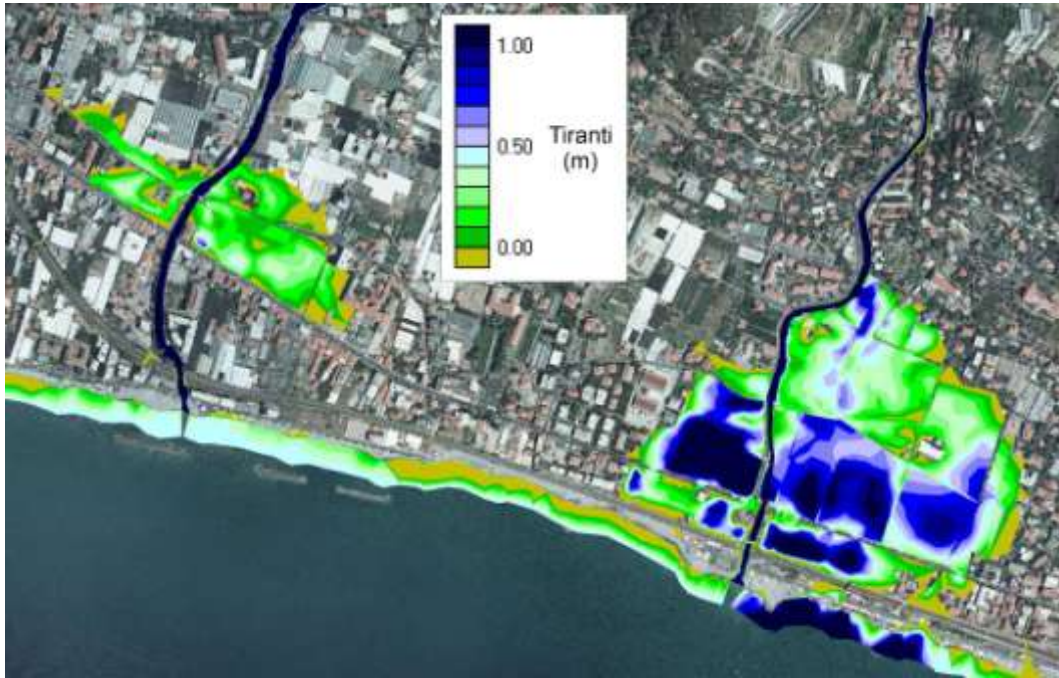
**Figura 2.22:** Risultati delle simulazioni di taratura, involucro delle velocità massime calcolate mediante modello idrodinamico.

A favore della sicurezza, per ottenere una stima degli allagamenti, si è preferito nelle simulazioni ottimizzare la taratura secondo un criterio per cui le aree allagate riprodotte dal modello numerico tendano a coprire tutte le zone allagate rilevate nel 2006. Questo modo di procedere comporta da una parte un aumento delle superfici allagate dal modello e non interessate dall'evento reale del 2006, dall'altra una maggiore sicurezza in fase di previsione, in modo che non vengano trascurate nei risultati zone realmente a rischio.

A tale scopo è stata ulteriormente modificata l'assegnazione dei coefficienti di resistenza  $k_s$ . I valori definitivi sono nel seguito riportati:

- $k_s=30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per l'alveo del torrente Vallecrosia a monte di via Angeli Custodi;
- $k_s=35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per l'alveo del torrente Vallecrosia a valle di via Angeli Custodi;
- $k_s=25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per l'alveo del torrente Borghetto a monte del primo tratto tombinato in prossimità di via Romana;
- $k_s=30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per l'alveo del torrente Borghetto a partire dal primo tratto tombinato in prossimità di via Romana verso valle;
- $k_s=35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le strade;
- $k_s=25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per il rilevato ferroviario;
- $k_s=10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le aree abitate e/o vegetate.

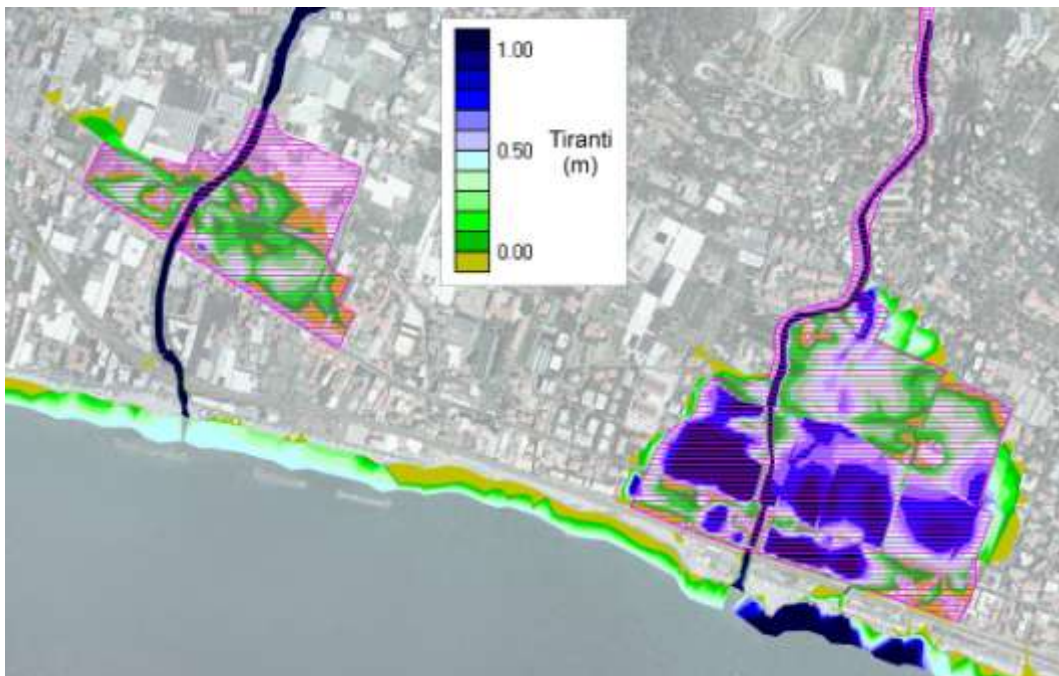
I risultati della nuova taratura, basata sui coefficienti indicati, sono riportati in termini di altezza massima raggiunta dalla lama d'acqua in Figura 2.23.



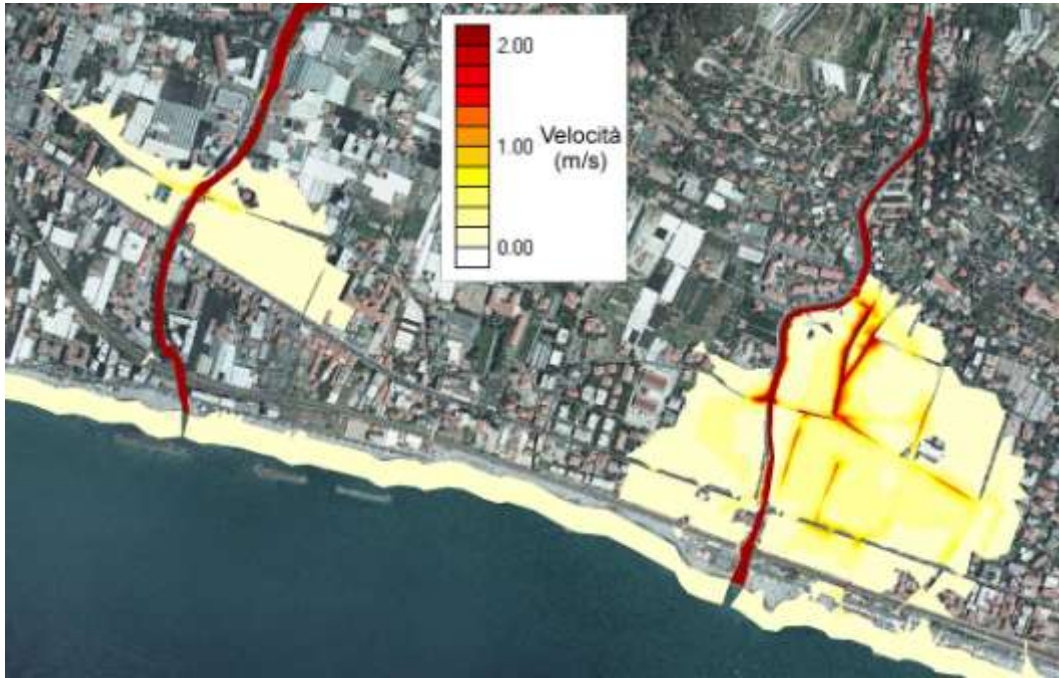
**Figura 2.23:** Risultati delle simulazioni definitive di taratura, inviluppo dei tiranti massimi calcolati mediante modello idrodinamico.

In Figura 2.24 le aree allagate nella simulazione sono confrontate con quelle reali, rilevate nell'ottobre 2006. Il confronto mostra come lo scopo che ci si è prefissati sia stato pienamente raggiunto, in particolare in sinistra idrografica del torrente Borghetto.

L'inviluppo delle velocità massime raggiunte dalla corrente è riportato in Figura 2.25.



**Figura 2.24:** Risultati delle simulazioni definitive di taratura, confronto tra l'inviluppo dei tiranti massimi calcolati con modello idrodinamico e carta degli allagamenti curata dalla Provincia di Imperia.



**Figura 2.25:** Risultati delle simulazioni definitive di taratura, inviluppo delle velocità massime calcolate mediante modello idrodinamico.

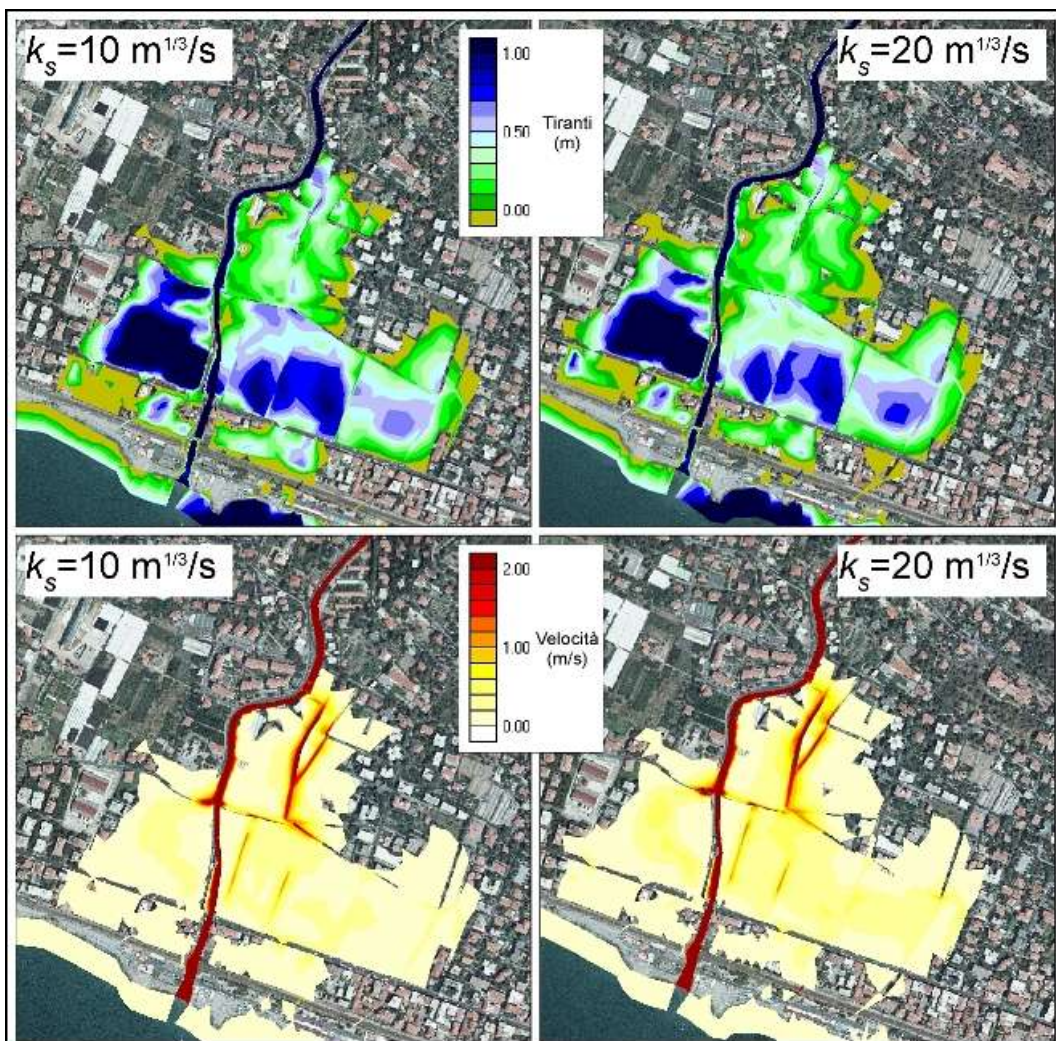
## 2.2 Analisi di sensibilità per le “maglie edificato”

Nelle fasi di taratura del modello si è provveduto ad effettuare una analisi di sensibilità per quanto riguarda i parametri di resistenza delle maglie speciali di tipo “edificato”, largamente impiegate nel reticolo di calcolo.

A parità di condizioni al contorno, sono state in particolare svolte due simulazioni, variando il parametro di scabrezza  $k_s$  di tali maglie e confrontando i risultati. Come riportato in Figura 2.26, ad una variazione apprezzabile di  $k_s$  (da 10 a 20  $m^{1/3}/s$ ) corrispondono minime differenze sia in termini di estensione degli allagamenti, sia per quanto riguarda la distribuzione spaziale dei massimi tiranti idrici sia, infine, per quanto attiene alle massime velocità.

È significativo che la massima variazione di velocità tra le due simulazioni sia di soli 0.15  $m/s$ .

Il fatto che morfologicamente queste aree siano caratterizzate in genere da numerosi ostacoli al flusso dell’acqua ha portato ad adottare per le simulazioni successive per  $k_s$  il valore di 10  $m^{1/3}/s$ .



**Figura 2.26:** Analisi di sensibilità alla variazione del parametro  $k_s$  delle maglie “edificato”. Nella parte superiore dell’immagine sono rappresentati gli inviluppi dei massimi tiranti idrici, nella parte sottostante gli inviluppi delle massime velocità.

## 2.3 Portate e idrogrammi sintetici di piena

### 2.3.1 Portate di riferimento

Il valori di riferimento per le portate al colmo da utilizzare per l'individuazione delle fasce di inondabilità e degli ambiti normativi relativi sono quelli valutati da CIMA alla foce dei torrenti Vallecrosia (Tabella 1) e Borghetto (Tabella 2) e riportate nei Piani di Bacino precedentemente approvati.

Tr (anni)	50	100	200	500
Q (m <sup>3</sup> /s)	170	210	240	290

**Tabella 1:** T. Vallecrosia, portate al colmo per diversi valori del tempo di ritorno valutati da CIMA.

Tr (anni)	50	100	200	500
Q (m <sup>3</sup> /s)	120	150	180	210

**Tabella 2:** T. Borghetto, portate al colmo per diversi valori del tempo di ritorno valutati da CIMA.

### 2.3.2 Metodo indiretto della simulazione dell'evento idrometeorologico critico

Per effettuare simulazioni a moto vario di un sistema idraulico, quale è la propagazione di un'onda di piena, non è sufficiente conoscere il solo valore della portata al colmo per i diversi tempi di ritorno; è necessario determinare altresì la forma degli idrogrammi di piena da imporre come condizione al contorno.

Nel documento "Criteri e indirizzi tecnici per la verifica e la valutazione delle portate e degli idrogrammi di piena attraverso studi di dettaglio nei bacini idrografici liguri" della Regione Liguria è proposto a tale scopo un metodo indiretto di simulazione dell'evento idrometeorologico critico.

Tale metodo, unito al modello idrologico di trasformazione afflussi-deflussi già illustrato in precedenza, permette di generare idrogrammi di piena sintetici caratterizzati dalla massima portata al colmo desiderata, nonché idrogrammi con pari tempo di ritorno incondizionato ma caratterizzati da diverse coppie di valori della portata al colmo e del volume totale della piena.

Assunto un esponente caratteristico di scala per la linea segnalatrice (o curva di possibilità pluviometrica) pari a 0.39, che dovrebbe rappresentare l'impronta climatica degli eventi pluviali estremi nell'area in esame, si è proceduto ricercando le coppie di valori ( $a_{MIN}$ ,  $t_{CR}$ ), da inserire nell'equazione (21), per cui la trasformazione afflussi-deflussi producesse, a partire da una pioggia di intensità costante di  $p$  di durata  $t_{CR}$ , un picco di portata pari a quello massimo previsto per ogni prefissato tempo di ritorno.

$$p = at^{v-1} \quad (21)$$

Il problema è reso determinato dall'applicazione del secondo assioma di criticità, secondo il quale un campo di pioggia critico è anche quello che corrisponde alla minima altezza di pioggia cumulata in grado di provocare una piena con il picco di portata desiderato. Ciò comporta che, tra tutte le situazioni rappresentate dalla curva di possibilità pluviometrica, quella che produce la portata di picco voluta sia anche quella più frequente, ossia quella che presenta il minimo coefficiente  $a$ .



I risultati ottenuti dall'applicazione in questa prima fase del metodo della simulazione dell'evento critico sono riportati in Tabella 3 per i bacini di entrambi i torrenti.

	Vallecrosia			Borghetto		
Tr (anni)	50	200	500	50	200	500
$Q_{Tr}$ ( $m^3/s$ )	170	240	290	120	180	210
S ( $km^2$ )	20.8			12.5		
n	3.0			3.0		
k (ore)	0.7			0.39		
u	0.39			0.39		
$a_{MIN}$ ( $mm/ore^u$ )	93	131	158	76	113	132
$t_{cr}$ (ore)	2.6	2.6	2.6	1.4	1.4	1.4

**Tabella 3:** Dati utilizzati nella simulazione dell'evento idrometeorologico critico per i bacini dei torrenti Borghetto e Vallecrosia

### 2.3.3 Generazione degli idrogrammi di piena sintetici

Come già accennato, lo stesso metodo permette di ricavare idrogrammi equivalenti, per tempo di ritorno, a quello dell'evento critico ma con minori portate al colmo e maggiori volumi di piena. Il tutto si ottiene semplicemente generando delle piogge di durata maggiore, ma caratterizzate dallo stesso coefficiente pluviiale  $a_{MIN}$  dell'evento critico e applicando la trasformazione afflussi-deflussi già illustrata.

Fissando, per ogni corso d'acqua, un valore della portata di soglia  $Q_{soglia}$  pari alla portata che annulla il franco, ma non produce esondazioni, è possibile stimare il volume esondato in funzione del tempo di precipitazione.

In seguito, sia per il torrente Vallecrosia che per il torrente Borghetto, sono rappresentati gli andamenti del picco di portata e del volume esondato in funzione della durata della precipitazione.

Occorre osservare che, per tempo di ritorno di 50 anni e con i valori di  $Q_{soglia}$  stimati mediante simulazione idrodinamica, le durate di pioggia che generano il massimo valore della portata coincidono di fatto con quelle che generano il massimo valore di volume esondabile per entrambi i corsi d'acqua.

Per  $Tr=50$  anni, quindi, si ottiene un unico idrogramma che dà luogo al massimo volume esondabile, caratterizzato dalla massima portata al colmo.

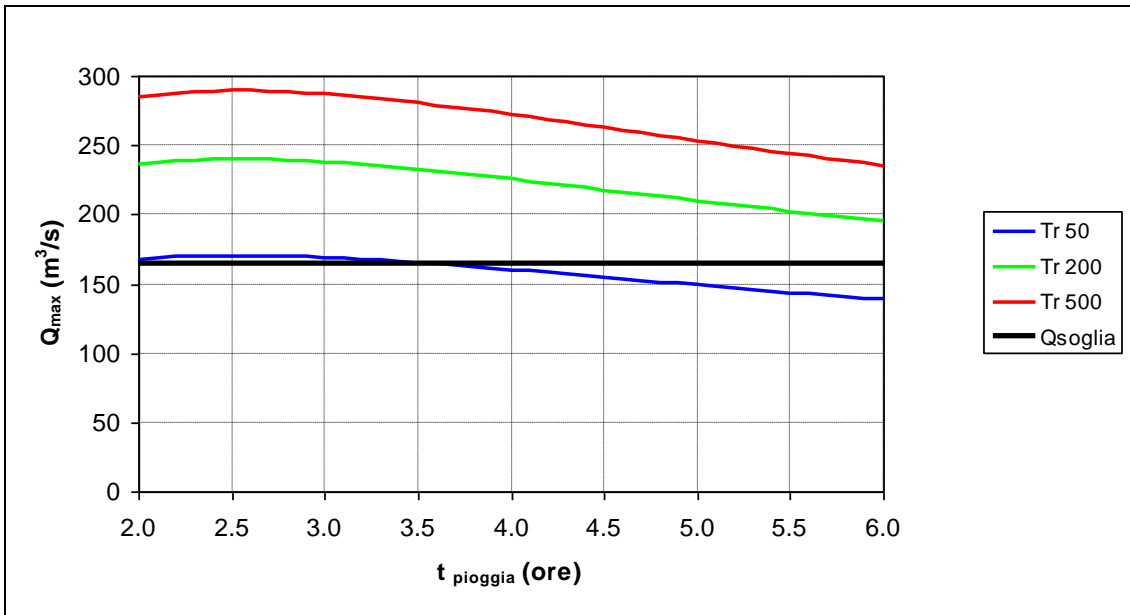
Per tempi di ritorno maggiori (200 e 500 anni), gli idrogrammi che danno luogo al massimo volume esondabile sono generati da piogge di durata sempre maggiore, e presentano al colmo una portata che diminuisce anche sensibilmente rispetto a quella massima.

#### Torrente Vallecrosia

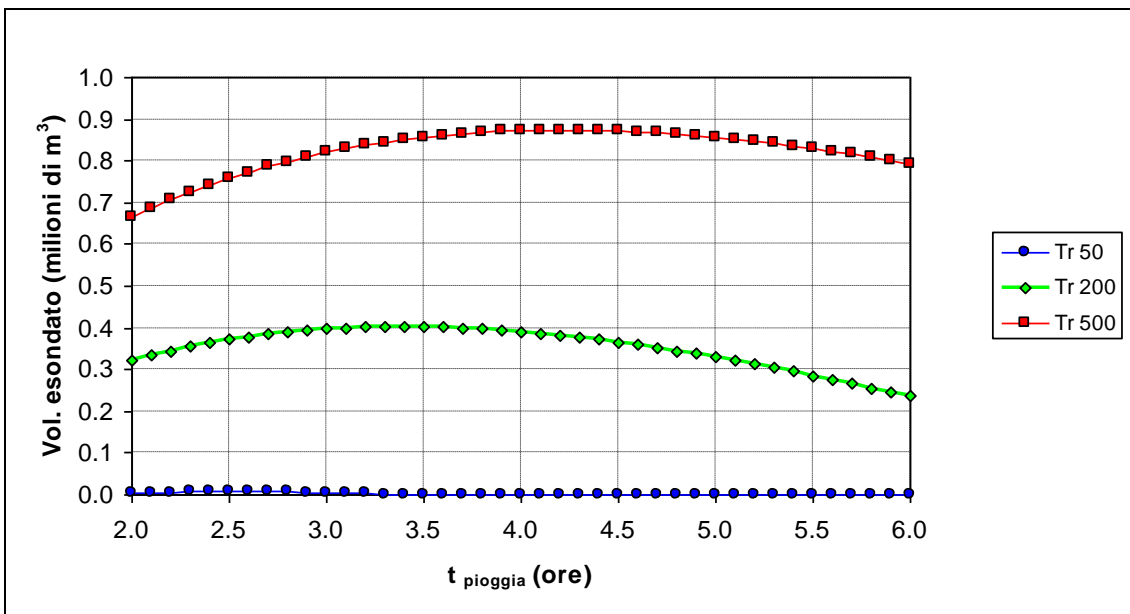
Per il torrente Vallecrosia la portata transitabile con annullamento del franco e senza provocare allagamenti è stata assunta pari a  $165 m^3/s$ .

I massimi valori del picco di portata (Figura 2.27) sono localizzati in corrispondenza della durata della precipitazione dell'evento critico.

La durata della pioggia che genera i massimi valori del volume esondato è facilmente individuabile, per ogni tempo di ritorno, in Figura 2.28.

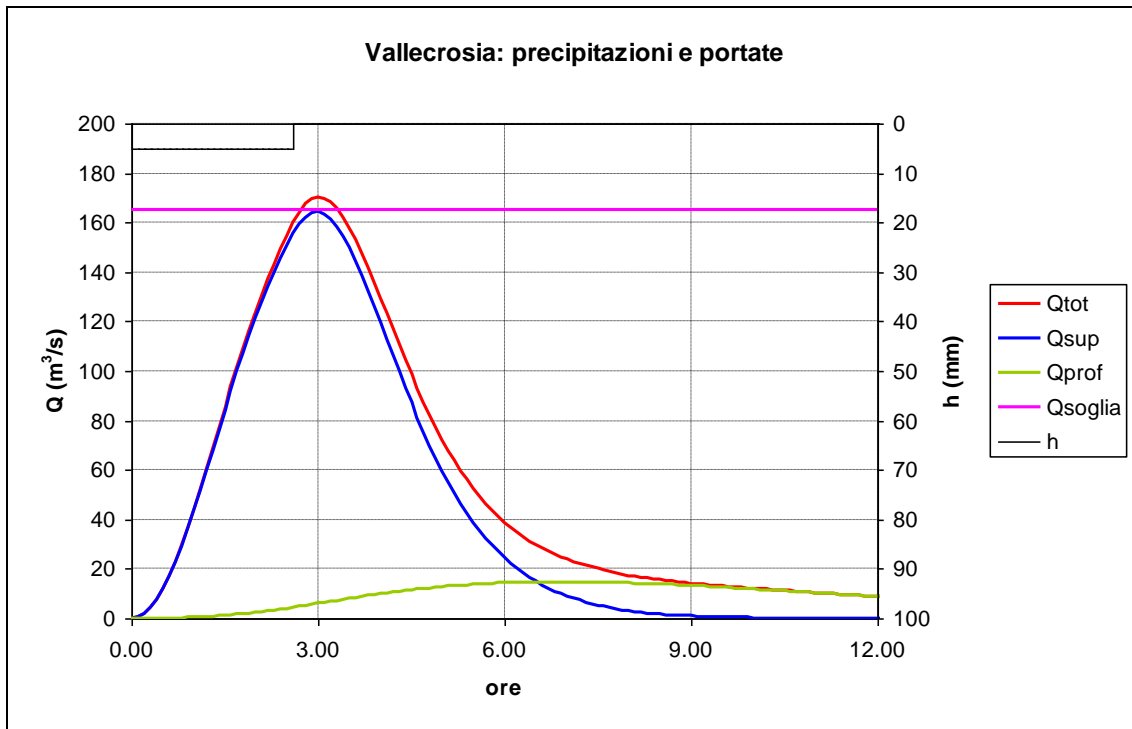


**Figura 2.27:** T. Vallecrosia, portate massime per assegnati tempi di ritorno  $Tr$  in funzione del tempo di pioggia ottenute con il metodo della simulazione dell'evento critico.  $Q_{soglia}$ , pari a  $165 \text{ m}^3/\text{s}$ , rappresenta la massima portata transitabile con annullamento del franco e senza dar luogo a tracimazioni.

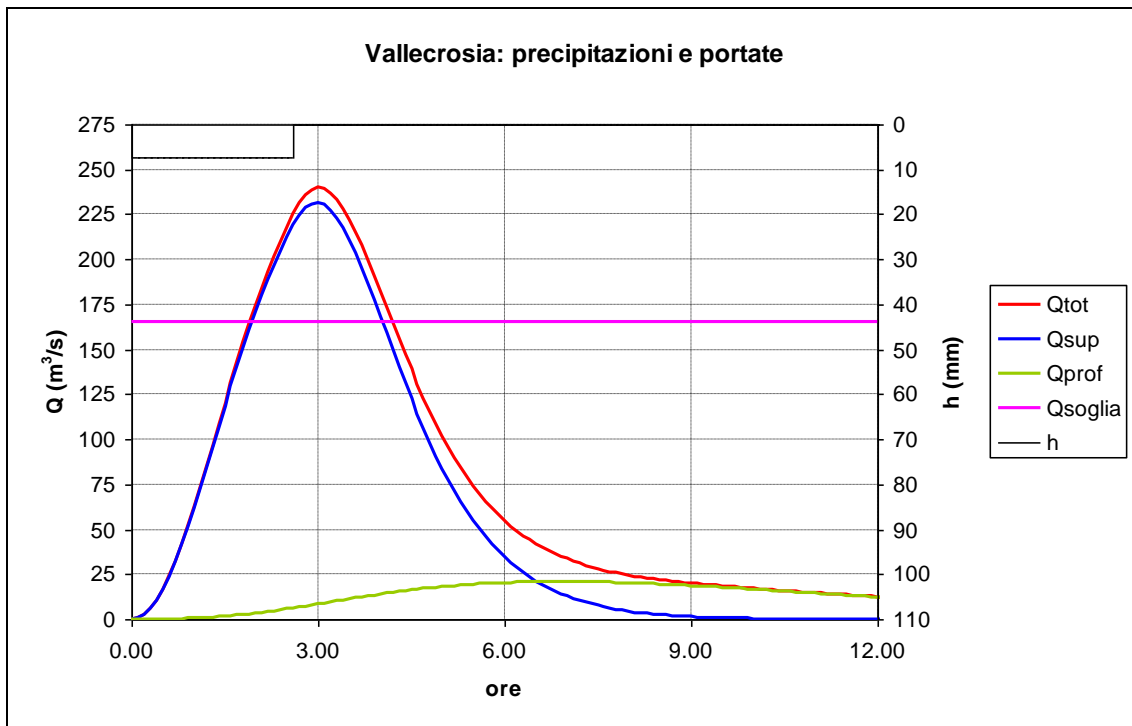


**Figura 2.28:** T. Vallecrosia, volumi esondabili per assegnati tempi di ritorno  $Tr$  in funzione del tempo di pioggia ottenuti con il metodo della simulazione dell'evento critico. La massima portata transitabile con annullamento del franco e senza dar luogo a tracimazioni è stata assunta pari a  $165 \text{ m}^3/\text{s}$ .

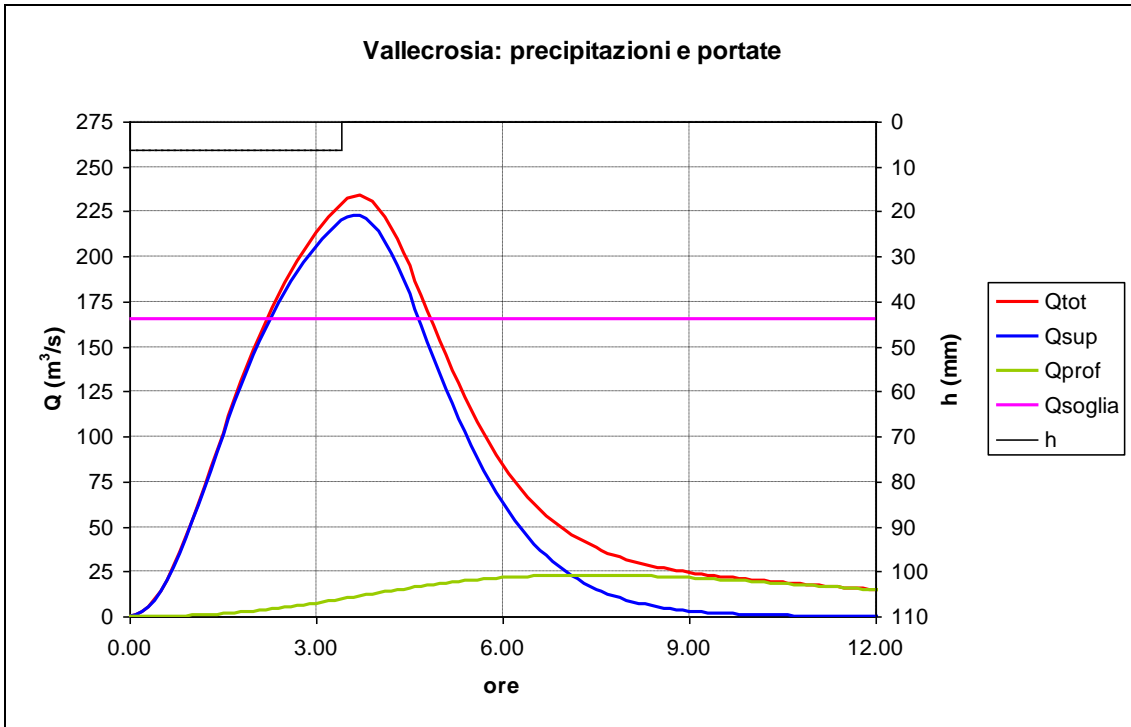
Nel seguito (Figura 2.29, Figura 2.30, Figura 2.31, Figura 2.32 e Figura 2.33) sono riportati gli idrogrammi di piena utilizzati come dati in ingresso nelle simulazioni effettuate con modello idrodinamico.



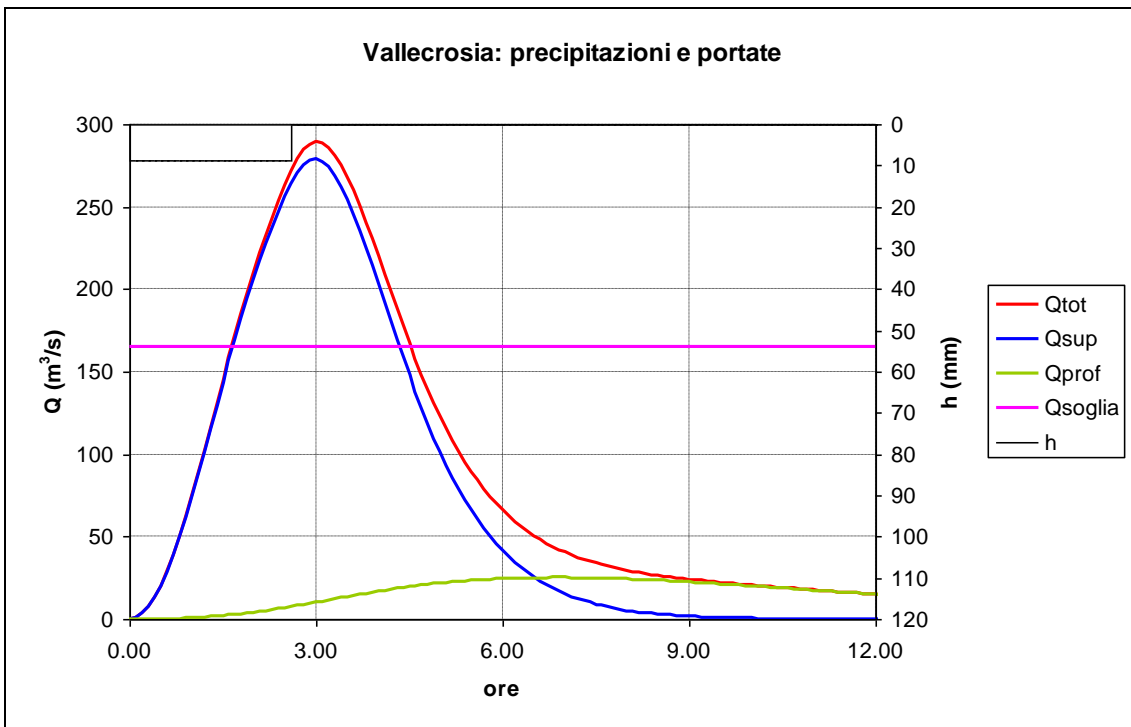
**Figura 2.29:** T. Valleccrosia, idrogramma di piena per  $T_r=50$  anni, generato da pioggia di intensità costante ( $t_{\text{pioggia}}=2.6$  ore) e caratterizzato sia dalla portata massima temibile (pari a  $170 \text{ m}^3/\text{s}$ ) che dal massimo valore del volume esondabile (pari a  $7'500 \text{ m}^3$ ). Il volume totale dell'onda di piena è di 2.5 milioni di  $\text{m}^3$ .



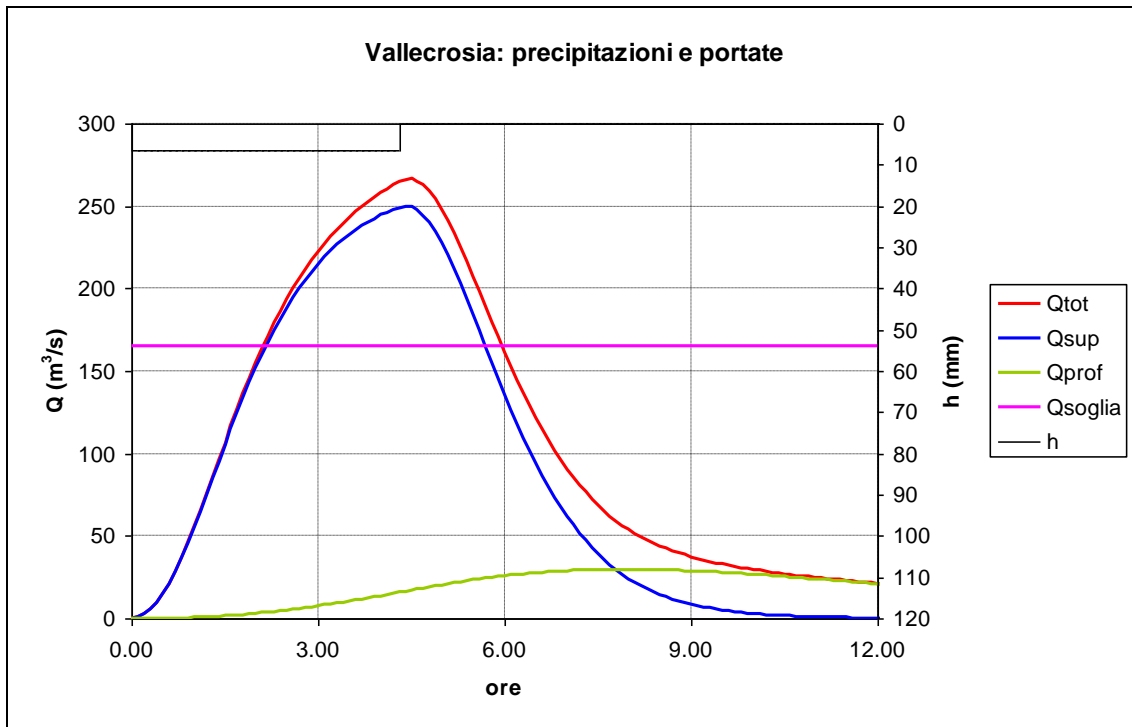
**Figura 2.30:** T. Valleccrosia, idrogramma di piena per  $T_r=200$  anni, generato da pioggia di intensità costante ( $t_{\text{pioggia}}=2.6$  ore) e caratterizzato dalla portata massima temibile (pari a  $240 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Il volume totale dell'onda di piena è di 3.56 milioni di  $\text{m}^3$ , il volume esondabile è pari a  $380'000 \text{ m}^3$ .



**Figura 2.31:** T. Valleccrosia, idrogramma di piena per  $T_r=200$  anni, generato da pioggia di intensità costante ( $t_{\text{pioggia}}=3.4$  ore) e caratterizzato dal massimo valore del volume esondabile (pari a  $400'000 \text{ m}^3$ ). Il volume totale dell'onda di piena è di  $3.95$  milioni di  $\text{m}^3$ , la portata massima è di  $235 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Figura 2.32:** T. Valleccrosia, idrogramma di piena per  $T_r=500$  anni, generato da pioggia di intensità costante ( $t_{\text{pioggia}}=2.6$  ore) e caratterizzato dalla portata massima temibile (pari a  $290 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Il volume totale dell'onda di piena è di  $4.30$  milioni di  $\text{m}^3$ , il volume esondabile è pari a  $773'000 \text{ m}^3$ .



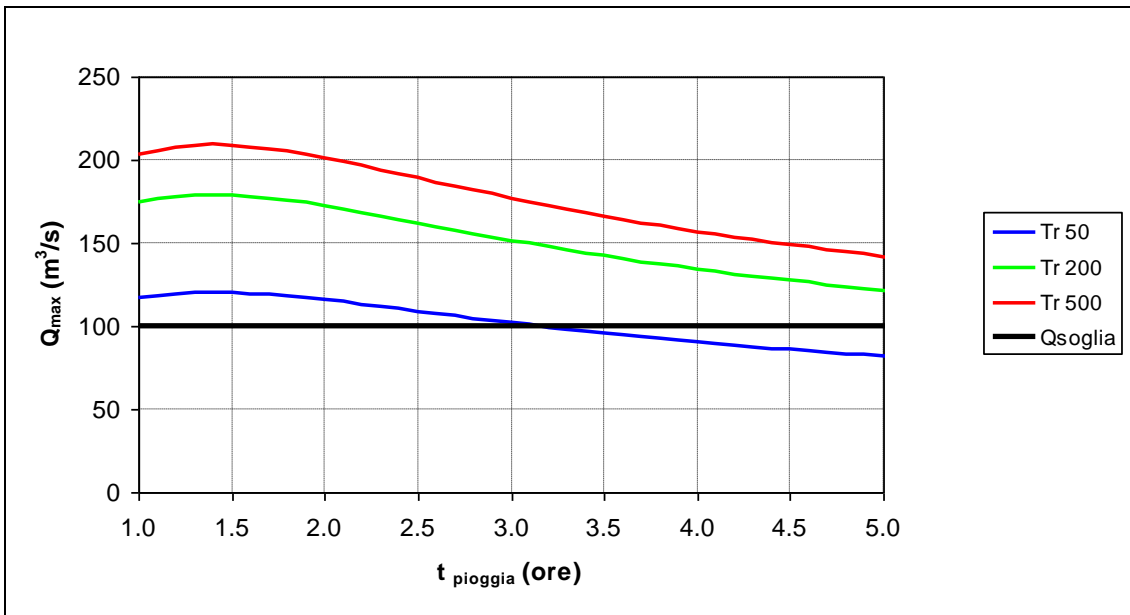
**Figura 2.33:** T. Valleccrosia, idrogramma di piena per  $T_r=500$  anni, generato da pioggia di intensità costante ( $t_{\text{pioggia}}=4.3$  ore) e caratterizzato dal massimo valore del volume esondabile (pari a  $875'000 \text{ m}^3$ ). Il volume totale dell'onda di piena è di  $5.22$  milioni di  $\text{m}^3$ , la portata massima è di  $266 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### Torrente Borghetto

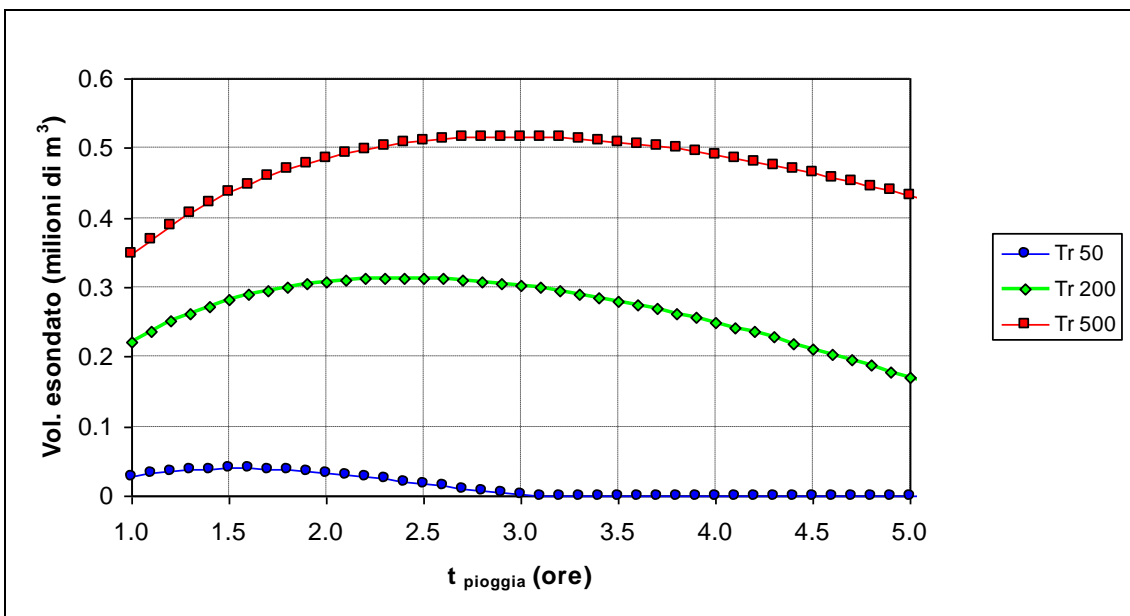
Per il torrente Borghetto la portata transitabile con annullamento del franco e senza provocare allagamenti è stata assunta pari a  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ .

I massimi valori del picco di portata (Figura 2.34) sono localizzati in corrispondenza della durata della precipitazione dell'evento critico.

La durata della pioggia che genera i massimi valori del volume esondato è facilmente individuabile, per ogni tempo di ritorno, in Figura 2.35.

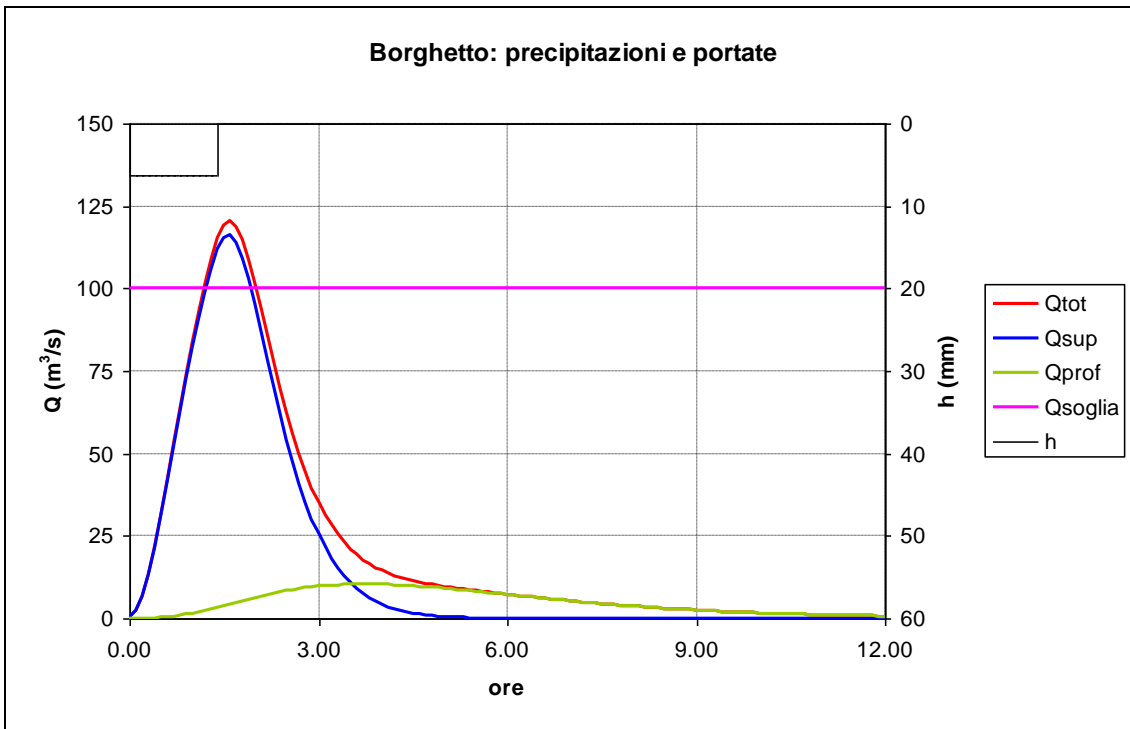


**Figura 2.34:** T. Borghetto, portate massime per assegnati tempi di ritorno  $Tr$  in funzione del tempo di pioggia ottenute con il metodo della simulazione dell'evento critico.  $Q_{soglia}$ , pari a  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , rappresenta la massima portata transitabile con annullamento del franco e senza dar luogo a tracimazioni.

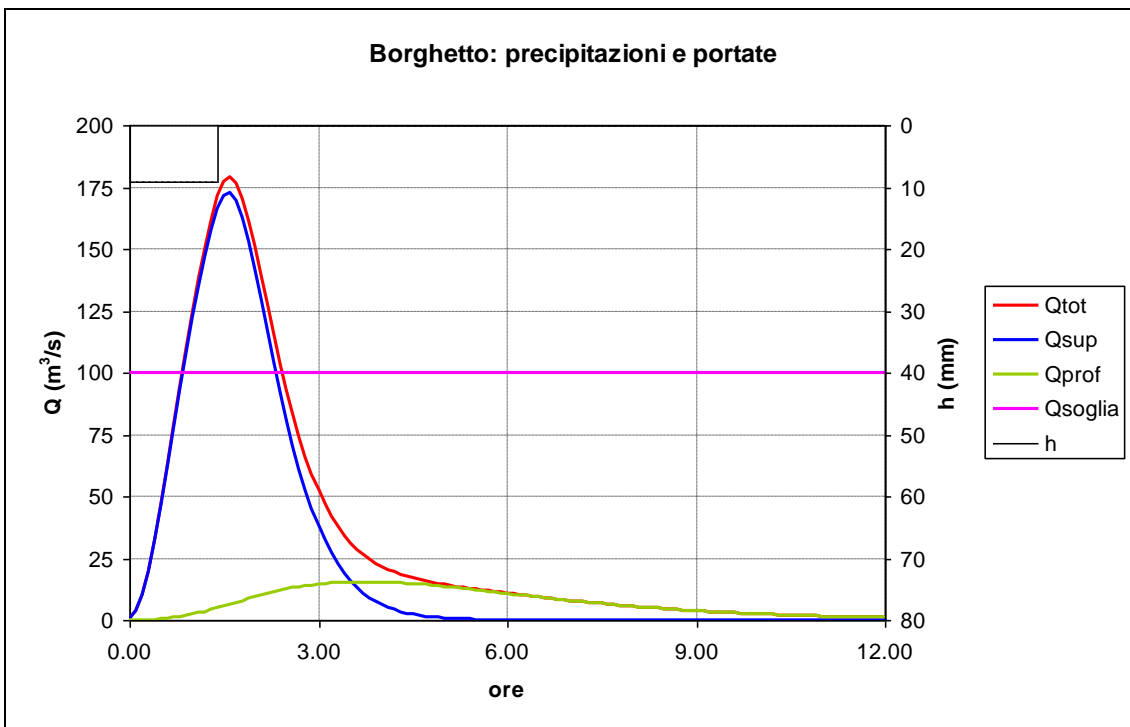


**Figura 2.35:** T. Borghetto, volumi esondabili per assegnati tempi di ritorno  $Tr$  in funzione del tempo di pioggia ottenuti con il metodo della simulazione dell'evento critico. La massima portata transitabile con annullamento del franco e senza dar luogo a tracimazioni è stata assunta pari a  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ .

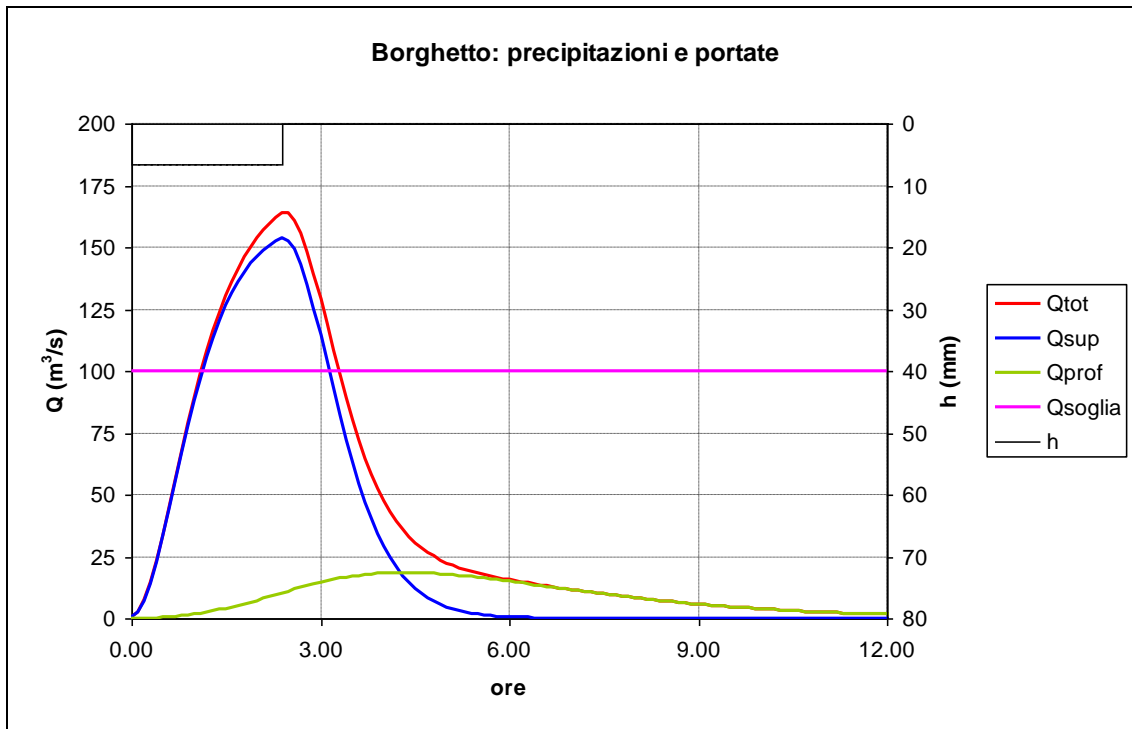
Gli andamenti degli idrogrammi di piena utilizzati come dati in ingresso nelle simulazioni effettuate con il modello idrodinamico sono illustrati in seguito (Figura 2.36, Figura 2.37, Figura 2.38, Figura 2.39 e Figura 2.40).



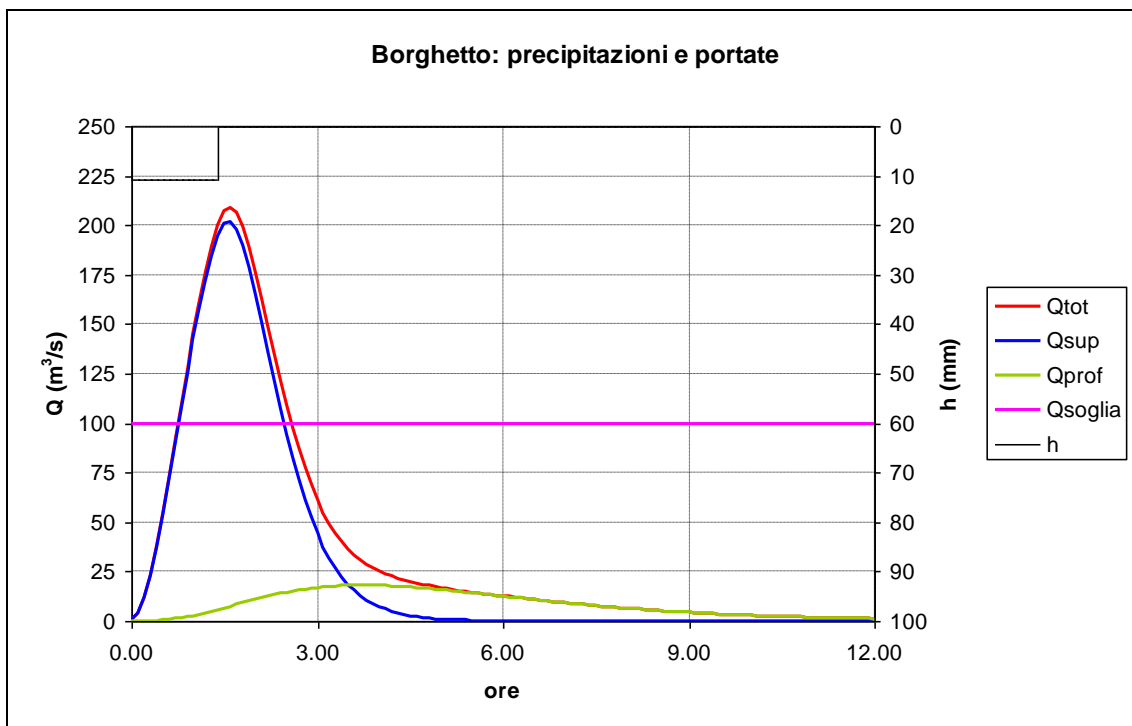
**Figura 2.36:** T. Borghetto, idrogramma di piena per  $Tr=50$  anni, generato da pioggia di intensità costante ( $t_{pioggia}=1.4$  ore) e caratterizzato sia dalla portata massima temibile (pari a  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ ) che dal massimo valore del volume esondabile (pari a  $40'000 \text{ m}^3$ ). Il volume totale dell'onda di piena è di 1 milione di  $\text{m}^3$ .



**Figura 2.37:** T. Borghetto, idrogramma di piena per  $Tr=200$  anni, generato da pioggia di intensità costante ( $t_{pioggia}=1.4$  ore) e caratterizzato dalla portata massima temibile (pari a  $180 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Il volume totale dell'onda di piena è di 1.45 milioni di  $\text{m}^3$ , il volume esondabile è pari a  $273'000 \text{ m}^3$ .

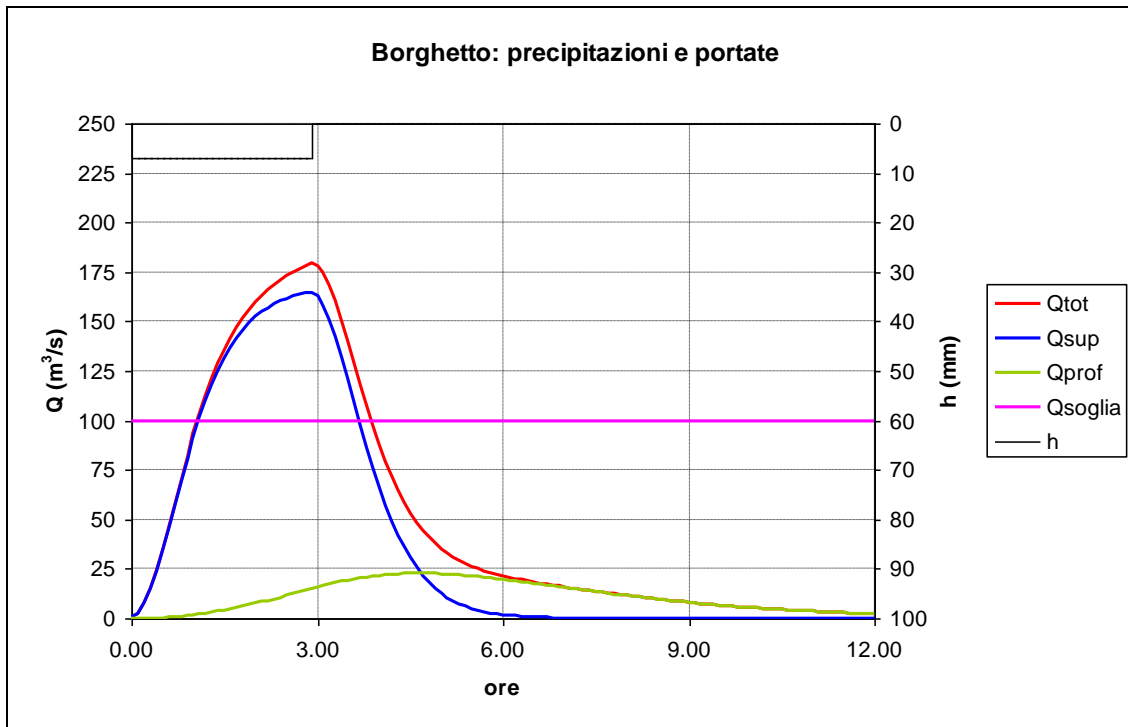


**Figura 2.38:** T. Borghetto, idrogramma di piena per  $T_r=200$  anni, generato da pioggia di intensità costante ( $t_{\text{pioggia}}=2.4$  ore) e caratterizzato dal massimo valore del volume esondabile (pari a  $314'000 \text{ m}^3$ ). Il volume totale dell'onda di piena è di 1.79 milioni di  $\text{m}^3$ , la portata massima è di  $165 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Figura 2.39:** T. Borghetto, idrogramma di piena per  $T_r=500$  anni, generato da pioggia di intensità costante ( $t_{\text{pioggia}}=1.4$  ore) e caratterizzato dalla portata massima temibile (pari a  $210 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Il volume totale dell'onda di piena è di 1.69 milioni di  $\text{m}^3$ , il volume esondabile è pari a  $422'000 \text{ m}^3$ .





**Figura 2.40:** T. Borghetto, idrogramma di piena per  $T_r=500$  anni, generato da pioggia di intensità costante ( $t_{\text{pioggia}}=2.9$  ore) e caratterizzato dal massimo valore del volume esondabile (pari a  $517'000 \text{ m}^3$ ). Il volume totale dell'onda di piena è di 2.25 milioni di  $\text{m}^3$ , la portata massima è di  $180 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## 2.4 Aggiornamento della geometria

Prima di condurre le simulazioni mediante modello matematico bidimensionale della propagazione degli idrogrammi sintetici di piena per i diversi tempi di ritorno, si è provveduto ad aggiornare alcuni elementi della geometria rispetto a quella utilizzata nelle simulazioni di taratura.

Infatti, mentre la taratura è stata effettuata riproducendo lo scenario del settembre 2006, lo studio è finalizzato alla determinazione della pericolosità idraulica nelle condizioni attuali. Conseguentemente **è stato considerato lo scenario descritto nel seguito.**

### 2.4.1 Scenario aggiornato

**Nell'**aggiornamento della geometria del reticolo di calcolo sono state considerate tutte le modifiche che hanno interessato entrambi i torrenti a seguito di interventi di sistemazione effettuati nel periodo che va dal settembre 2006 fino ad oggi.

In particolare, per il torrente Vallecrosia sono stati considerati gli interventi, rilevati e riportati nello stato di fatto dello studio redatto dal prof. Mancini fornito dalla Provincia di Imperia, riguardanti:

- il riposizionamento in quota degli argini nel tratto compreso tra il ponte di via Romana e l'inizio della tombinatura in prossimità di via Angeli Custodi;
- la demolizione del ponte di via Angeli Custodi;
- la demolizione del ponticello situato a monte della sede delle Poste ed il conseguente allargamento della sezione nello stesso tratto.

Per il torrente Borghetto, invece, sono state considerate le modifiche riportate nello stato di fatto del progetto preliminare (e verificate sul posto) del Comune di Bordighera per la sistemazione del rio Borghetto dalla foce alla via Romana, riguardanti:

- la ricostruzione del ponte di via Aldo Moro, caratterizzato da una maggiore altezza dell'impalcato e da una maggiore larghezza;
- la sistemazione e il riposizionamento in quota dell'argine presente in sinistra idrografica nel tratto scoperto appena a valle della rotonda di via Romana.

Poiché quest'ultimo intervento relativo al torrente Borghetto è stato realizzato come opera di somma urgenza e ha carattere provvisorio, non è possibile prevederne il comportamento in concomitanza al passaggio in alveo dei diversi colmi di piena. Nell'ipotesi che la scogliera mantenga inalterate le sue caratteristiche funzionali, l'aumento della portata che fluisce in alveo produce allagamenti maggiori nelle zone a valle di via Aldo Moro; d'altra parte, con cedimento strutturale dell'arginatura, si ottengono degli allagamenti maggiori in sinistra idrografica a monte di via Aldo Moro e minori nelle aree di valle in destra idrografica. Cautelativamente, nel calcolo degli allagamenti si considera in seguito l'involuppo dei massimi tiranti idrici e delle massime velocità ottenute nelle due differenti ipotesi.

## **2.5 Simulazioni con gli idrogrammi sintetici**

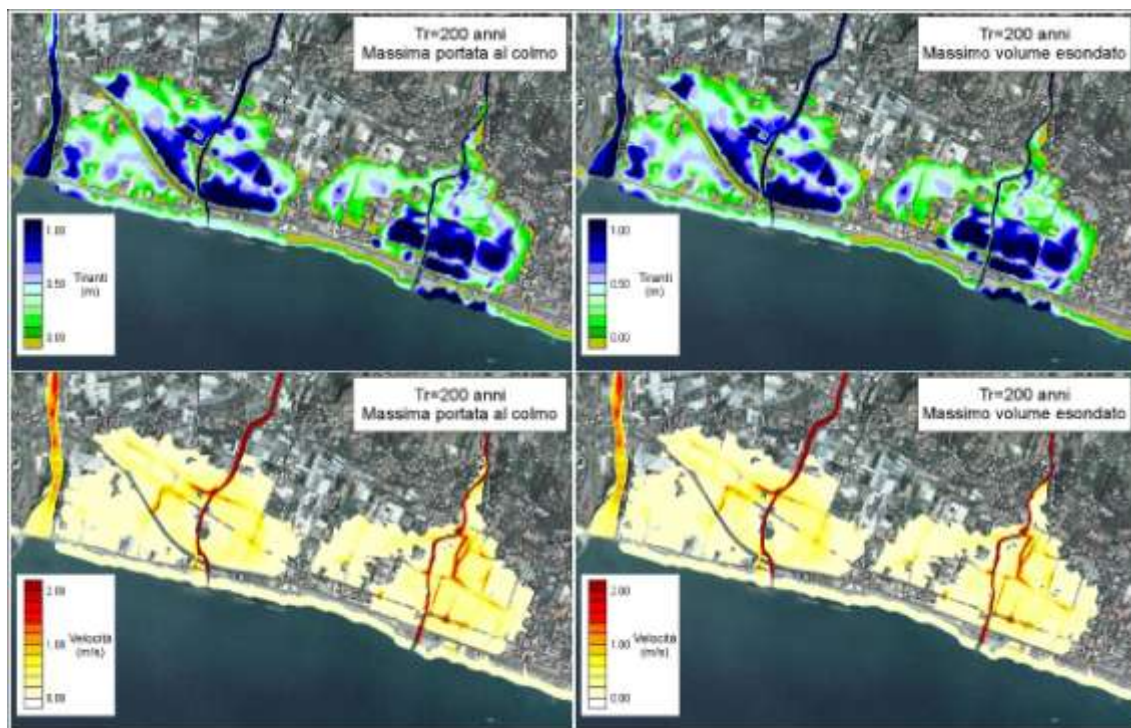
### **2.5.1 Considerazioni sull'utilizzo di idrogrammi di diversa forma**

Il confronto tra i risultati delle simulazioni effettuate con diversi idrogrammi di piena, sia per tempi di ritorno di 200 che di 500 anni, ha permesso di ottenere informazioni riguardo agli effetti conseguenti alla scelta della forma degli idrogrammi stessi.

Come si può notare in Figura 2.41, per  $T_r=200$  anni le differenze sono in generale modeste. L'idrogramma con la maggiore portata al colmo tende a mettere in crisi l'alveo in tratti più estesi, essendo la capacità di deflusso superata in più punti. Il fatto è seguito dall'estensione leggermente maggiore degli allagamenti nelle zone più lontane dalla foce, sia per il Vallecrosia che per il Borghetto.

L'idrogramma di piena caratterizzato dal maggior volume esondato determina un valore di portata eccedente la capacità di deflusso in tratti meno estesi, ma per tempi più lunghi. Ciò comporta un'estensione maggiore delle aree allagate verso la foce, in prossimità dei punti più critici di entrambi i torrenti.

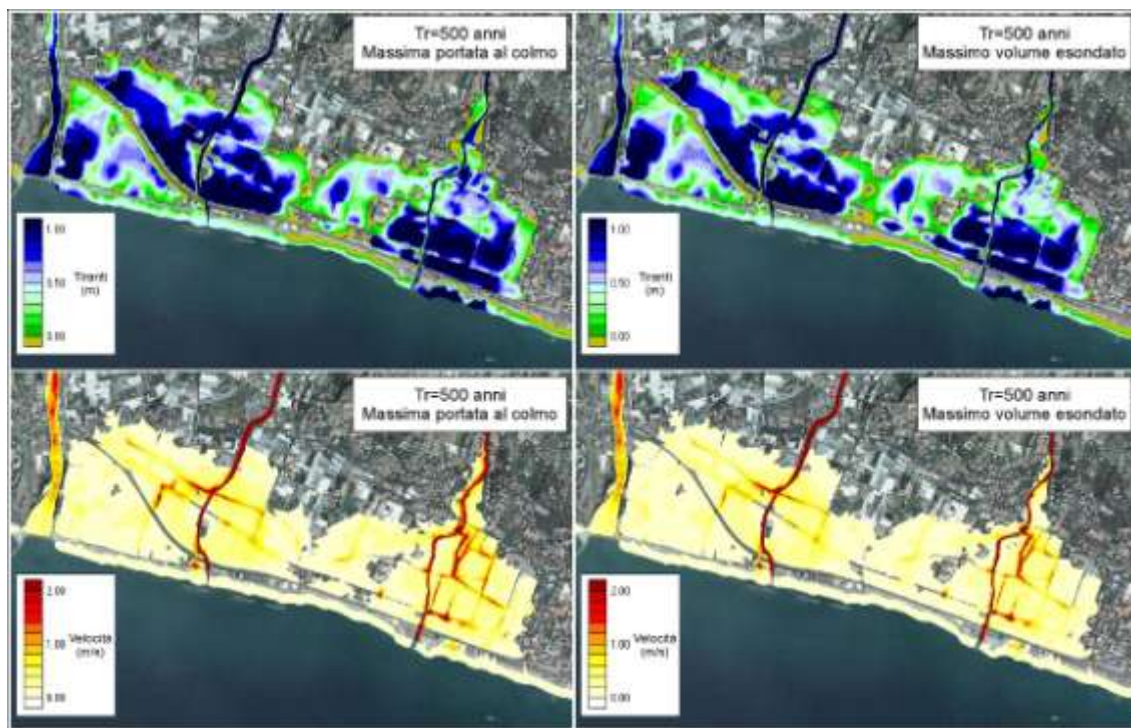
Per quanto riguarda i massimi valori delle velocità, l'idrogramma di piena caratterizzato dal maggior picco di portata sembra generare le velocità maggiori, ma le differenze sono praticamente impercettibili.



**Figura 2.41:** Involuppo dei tiranti idrici massimi e delle velocità massime per  $Tr=200$  anni. Confronto tra i risultati relativi all'idrogramma caratterizzato dal maggior picco di portata (a sinistra) e dal maggior valore del volume esondato (a destra).

Per  $Tr=500$  anni (Figura 2.42) gli effetti sopra descritti si accentuano. La circostanza è dovuta al fatto che, al crescere del tempo di ritorno, aumenta lo scarto tra le portate massime e la capacità di deflusso degli alvei. Ancora una volta, le differenze maggiori si riscontrano nell'estensione degli allagamenti e sui massimi tiranti idrici. Per il torrente Vallecrosia si hanno maggiori tiranti in sinistra idrografica a valle del ponte di via Romana con l'idrogramma caratterizzato da una maggiore portata. Quanto al torrente Borghetto, l'estensione degli allagamenti è maggiore nel tratto compreso tra la via Aurelia e il rilevato ferroviario se si considera l'idrogramma con maggior volume esondato.

Le differenze in termini di velocità massime però sono modeste anche in questo caso.



**Figura 2.42:** Inviluppo dei tiranti idrici massimi e delle velocità massime per  $Tr=500$  anni. Confronto tra i risultati relativi all'idrogramma caratterizzato dal maggior picco di portata (a sinistra) e dal maggior valore del volume esondato (a destra).

## 2.5.2 Risultati delle simulazioni

### Precisazioni riguardanti la redazione degli allegati

I risultati delle simulazioni, per i vari tempi di ritorno, sono riportati negli allegati in termini di inviluppo dei massimi tiranti idrici e dei massimi valori delle velocità.

Al fine di ottenere rappresentazioni grafiche più facilmente leggibili, le mappe a colori degli inviluppi dei massimi valori di velocità sono state ottenute interpolando linearmente (con funzioni di forma piramidali) i valori nodali delle grandezze in esame. Affinché questa operazione di *smoothing* non rendesse però localmente meno precisa l'estensione delle aree allagate, la rappresentazione degli inviluppi dei massimi tiranti idrici raggiunti è stata effettuata per elementi di calcolo.

Inoltre, come descritto nel paragrafo precedente, le simulazioni effettuate per egual tempo di ritorno con diverse portate al colmo (e conseguenti diversi volumi esondati) presentano alcune differenze, seppur modeste, in termini di estensione delle aree allagate, di massimi tiranti idrici e di massime velocità locali. Di conseguenza, per i soli tempi di ritorno di 200 e 500 anni, la restituzione grafica riporta l'inviluppo dei massimi valori raggiunti localmente, in termini sia di tiranti idrici che di velocità, in ognuna delle simulazioni con egual tempo di ritorno e diversa forma dell'idrogramma di piena.

### Commenti sui risultati delle simulazioni

Per il bacino del torrente Vallecrosia ci sono importanti differenze rispetto allo studio effettuato nel 2004. Esse sono dovute essenzialmente ai lavori che negli ultimi 4 anni hanno interessato il tratto del corso

d'acqua a valle del ponte di via Romana (risagomatura dell'alveo, rifacimento delle arginature, abbattimento di due ponti, vedere paragrafo 2.4).

Per il bacino del Borghetto, le differenze sono di minore entità e sono imputabili in parte a modifiche che hanno interessato l'alveo, in parte alla più puntuale schematizzazione di elementi geomorfologici significativi esterni all'alveo stesso. In particolare, gli interventi che hanno interessato l'alveo hanno riguardato (vedere paragrafo 2.4) l'eliminazione della tombinatura appena a valle di via Aldo Moro e il rifacimento del ponte di via Aldo Moro con una quota maggiore dell'impalcato e una luce leggermente maggiore rispetto alla struttura preesistente.

Queste ultime modifiche comportano un aumento della capacità di portata dell'alveo, significativo soprattutto per le piene con minore tempo di ritorno, che si traduce in una sensibile riduzione delle aree allagate e dell'entità stessa degli allagamenti nel tratto a monte della via Aurelia.

Per l'evento con  $T_r=50$  anni, il volume esondato non è più sufficiente a far sì che, in destra idrografica, l'acqua raggiunga una quota pari a quella della sommità stradale della via Aurelia. Infatti, il passaggio del colmo di piena sotto il nuovo ponte di via Aldo Moro, per la maggiore altezza dell'impalcato, non avviene più in pressione, ma in condizioni di efflusso libero. Conseguentemente, mentre nelle simulazioni di taratura (evento 2006) l'acqua esondata superava la via Aurelia in destra idrografica, nell'evento cinquantennale con lo scenario aggiornato al 2009 il fenomeno non avviene, nonostante la portata massima al colmo sia praticamente la stessa.

Infine, nelle zone esterne all'alveo un ruolo di qualche rilievo nella delimitazione delle aree allagate è dovuto alla schematizzazione di alcuni rilevati non considerati nella precedente modellazione, in particolare una strada minore in destra idrografica nel tratto compreso tra l'Aurelia e la ferrovia.

## **2.6 Determinazione delle fasce di inondabilità e degli ambiti normativi**

I criteri regionali prevedono che, nell'ambito della pianificazione di bacino di rilievo generale, il livello standard di individuazione della pericolosità idraulica sia rappresentato dalla individuazione delle cosiddette "fasce di inondabilità", che rappresentano porzioni di territorio esterne all'alveo caratterizzate da uguale probabilità di inondazione. In particolare, la normativa regionale prevede l'individuazione di tre fasce di inondabilità **A**, **B** e **C**, che corrispondono a tempi di ritorno della piena di riferimento pari rispettivamente a 50, 200 e 500 anni.

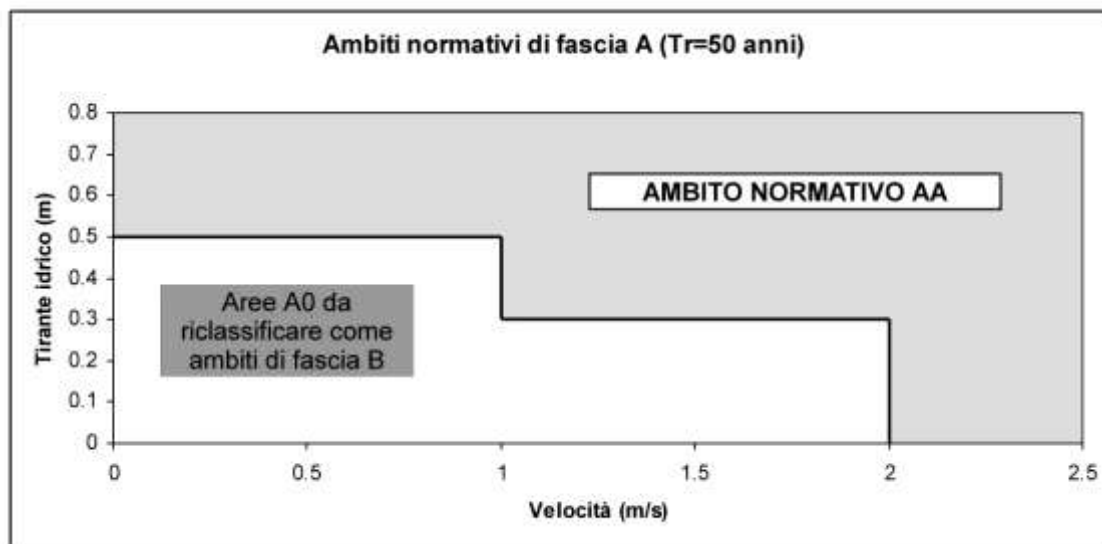
Poiché con questo approccio la pericolosità idraulica è legata al solo tempo di ritorno  $T_r$  della piena di riferimento, più precisamente alla sola stima del valore di portata che può venire mediamente superato ogni  $T_r$  anni, è stato previsto che, all'interno di ciascuna fascia di inondabilità, possano essere individuate delle aree inondabili che risultino "a minor pericolosità relativa", tenendo conto, accanto al tempo di ritorno della piena di riferimento, di altre caratteristiche delle inondazioni, quali i tiranti idrici e le velocità di scorrimento, che si realizzano nelle aree inondabili. Questa ulteriore suddivisione è definita "ambiti normativi relativi alle fasce di inondabilità".

Dal punto di vista operativo, all'interno della fascia **A** si individuano, sulla base delle caratteristiche dell'inondazione con  $T_r=50$  anni, aree a "minor pericolosità relativa" **A0**, che sono equiparate per normativa ad aree di fascia **B**. Le aree rimanenti sono, invece, caratterizzate come **AA** e soggette alla normativa relativa alla fascia **A**.

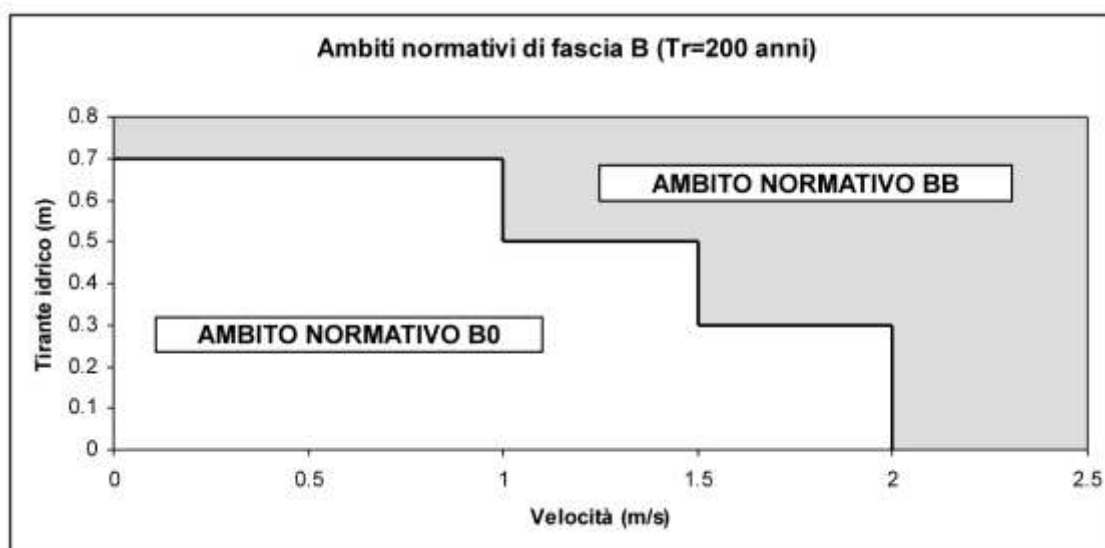
All'interno della fascia **B**, comprese le aree classificate in precedenza come **A0**, si individuano, sulla base delle caratteristiche dell'inondazione con  $Tr=200$  anni, aree a "minor pericolosità relativa" **B0**, mentre le aree rimanenti sono caratterizzate come aree **BB**, soggette alla normativa relativa alla fascia **B**.

Questa determinazione di aree a diversa pericolosità relativa si applica alle sole fasce **A** e **B**, in quanto non influenza in modo significativo la fascia **C**, la cui disciplina consiste, nella sostanza, in una semplice normativa di attenzione.

Le soglie di pericolosità relativa utilizzate nel presente studio sono rappresentate in Figura 2.43 e Figura 2.44.



**Figura 2.43:** Soglie di pericolosità relativa in termini di tirante idrico locale condizionato alla velocità della corrente locale ai fini della definizione degli ambiti normativi della fascia **A**.



**Figura 2.44:** Soglie di pericolosità relativa in termini di tirante idrico locale condizionato alla velocità della corrente locale ai fini della definizione degli ambiti normativi della fascia **B**.

Il documento approvato con DGR 250 del 15.2.2005 prevede due diverse modalità per la determinazione degli ambiti normativi:

- nella prima, i valori dei tiranti idrici e delle velocità, cui si fa riferimento nei grafici precedenti, sono, in ogni zona, quelli massimi che si possono realizzare nella zona stessa durante l'evoluzione della piena. Tale assunzione è cautelativa e si presta a semplici verifiche;
- nella seconda, i valori dei tiranti idrici sono in ogni zona quelli massimi e le velocità utilizzate sono ad essi contestuali durante l'evoluzione dell'inondazione.

Si è scelto di procedere con la prima modalità, meno vicina al fenomeno reale ma certamente più cautelativa.

La determinazione mediante algoritmo di calcolo delle fasce di inondabilità e dei relativi ambiti normativi è ricavata a partire da valori di maglia sia del tirante idrico che della velocità, quindi senza l'applicazione di alcuna procedura di *smoothing*, con lo scopo di ottenere la massima precisione possibile nell'individuazione delle varie zone previste dalla normativa.

Come già evidenziato, per tempi di ritorno di 200 e 500 anni le simulazioni effettuate con diverse portate al colmo (e conseguenti diversi volumi esondati) presentano alcune differenze, seppure modeste, in termini di estensione delle aree allagate, di massimi tiranti idrici e di massime velocità locali. Perciò, per utilizzare tutte le informazioni desumibili dalle diverse simulazioni, le fasce di inondabilità e gli ambiti normativi sono stati derivati mediante procedura automatica considerando, per ogni elemento di calcolo, le più gravose condizioni prodotte dai diversi idrogrammi di piena. Ovviamente, dal momento che queste considerazioni non si applicano alla simulazione con  $Tr=50$  anni, le estensioni della fascia **A** e del relativo ambito normativo **AA** non risentono di questa procedura, che influisce esclusivamente sulle fasce **B** e **C** e sui relativi ambiti normativi **BB** e **B0**.

Negli elaborati grafici allegati è riportata la mappatura delle fasce di inondabilità e degli ambiti normativi, ricavata a partire dai seguenti elementi:

- la mappatura per elementi di calcolo per quanto attiene sia alle fasce di inondabilità che agli ambiti normativi, così come generata sulla base dei risultati forniti dal modello di calcolo, che presenta alcune singolarità dovute essenzialmente al grado di dettaglio della schematizzazione del territorio e alle inevitabili approssimazioni alle quali si deve far ricorso nell'assegnazione della quota agli elementi di calcolo.
- una dettagliata indagine *in situ* del territorio in esame, necessaria per perfezionare i risultati del calcolo tenendo conto della presenza di tutti gli elementi geomorfologici significativi.

## **NOTA INERENTE AI CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI AMBITI NORMATIVI DELLE FASCE DI INONDABILITA'**

A seguito delle modifiche introdotte dalla DGR 91/2013 ai criteri per l'individuazione degli ambiti normativi delle fasce di inondabilità di cui alla DGR 250/2005 si è reso necessario integrare l'analisi idraulica di dettaglio per gli aspetti inerenti alla mappatura degli ambiti normativi, utilizzando come dati di base i tiranti idrici e le velocità di deflusso desunti dallo studio idraulico stesso.