

REGIONE UMBRIA

DIREZIONE REGIONALE RISORSA UMBRIA. FEDERALISMO,
RISORSE FINANZIARIE, UMANE E STRUMENTALI.



ISTITUTO RICERCA PROTEZIONE IDROGEOLOGICA
CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE



CONSORZIO PER LA BONIFICA
DELLA VAL DI CHIANA ROMANA E DELLA VAL DI PAGLIA

AGGIORNAMENTO DELLE FASCE DI PERICOLOSITÀ IDRAULICA DEL TRATTO TERMINALE DEL FIUME PAGLIA

ANALISI IDRAULICA

Studio idrologico del bacino del Fiume Paglia e aggiornamento delle fasce di pericolosità idraulica del tratto terminale del corso principale

Delibera n.456 del 22 febbraio 2010

**S. BARBETTA, L. BROCCA, S. CAMICI, F. MELONE
T. MORAMARCO, A. TARPANELLI**

DICEMBRE 2012

Indice

Indice.....	1
1. Introduzione.....	2
2. Modellistica idraulica.....	3
2.1. Il modello idraulico MIKE11 – modulo idrodinamico (HD).....	4
2.1.1. Descrizione delle condizioni di moto simulate.....	4
2.1.2. Equazioni utilizzate (De Saint Venant).....	5
2.1.3. Metodo di soluzione.....	5
2.1.4. Condizioni iniziali.....	6
2.1.5. Condizioni al contorno.....	7
2.1.6. Descrizione della corrente in corrispondenza di strutture.....	7
2.1.7. Resistenza d’attrito.....	8
2.1.8. Calibrazione del parametro di scabrezza.....	8
2.1.9. Simulazione “quasi-bidimensionale”.....	9
3. Analisi idraulica.....	11
3.1.1. Analisi monodimensionale.....	11
3.1.2. Analisi delle singolarità.....	11
3.1.3. Simulazione delle casse di espansione sul Torrente Chiani.....	12
3.1.4. Analisi eventi osservati.....	12
3.1.4.a. Condizioni iniziali.....	13
3.1.4.b. Condizioni al contorno.....	13
3.1.4.c. Calibrazione del coefficiente di Manning, n.....	13
3.1.5. Analisi eventi estremi.....	27
3.1.6. Evento di piena Tr=50 anni.....	29
3.1.7. Evento di piena Tr=200 anni.....	35
3.1.8. Evento di piena Tr=500 anni.....	41
4. Aree Allagabili.....	47
Bibliografia.....	49

1. Introduzione

Con Deliberazione n°456 datata 22 febbraio 2010 il Consiglio di Amministrazione del Consorzio per la Bonifica della Val di Chiana Romana e Val di Paglia, ha individuato nell’Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica (CNR-IRPI), sede di Perugia, l’ente a cui affidare lo “studio idrologico del bacino del Fiume Paglia e aggiornamento delle fasce di pericolosità idraulica del tratto terminale del corso principale”.

Alla luce dell’accertata sottostima da parte del Piano di Assetto Idrogeologico (P.A.I.) delle piene del Fiume Paglia, anche a seguito della revisione delle scale di deflusso ([Bencivenga et al., 2001](#)), l’Autorità di Bacino del Fiume Tevere, congiuntamente alla Regione Umbria, ha ritenuto necessario ridefinire una nuova idrologia rispetto a quella utilizzata per il P.A.I. e procedere, quindi, all’aggiornamento delle fasce di pericolosità idraulica del tratto di Fiume compreso tra il ponte di Allerona, a monte, e la confluenza con il Fiume Tevere, a valle.

Come descritto nella relazione metodologica ([Barbetta et al., 2010](#)) la procedura che verrà utilizzata per la valutazione della pericolosità idraulica si basa sull’applicazione di una modellistica integrata di tipo idrologico-idraulico che consta di tre livelli di analisi. In sintesi, il primo livello è relativo all’identificazione e all’implementazione di una base informativa territoriale idonea in termini di rappresentazione del reticolo idrografico, delle fasce di pertinenza fluviale e delle caratteristiche orografiche e geolitologiche del bacino di interesse. Il secondo livello riguarda l’analisi della risposta idrologica del bacino ed è finalizzato alla stima degli idrogrammi di portata che contribuiscono alla formazione dell’onda di piena lungo le aste fluviali da investigare. Il terzo livello è finalizzato all’analisi dell’idraulica fluviale del fenomeno di propagazione del flusso nei canali e di inondazione delle aree contigue ad essi.

In tale ambito, questo rapporto intende descrivere brevemente la metodologia adottata per l’analisi idraulica e i risultati ottenuti per il bacino del Fiume Paglia e del Torrente Chiani.

2. Modellistica idraulica

Le modalità di trasferimento dell'onda di piena, nell'ipotesi in cui la capacità di contenimento dei tronchi d'alveo risulti insufficiente, è oggetto di un approfondito dibattito in ambito tecnico-scientifico. Particolare attenzione è dedicata al tipo di dinamica idraulica da utilizzare nella modellazione della propagazione del flusso nei canali quando gli effetti dell'esondazione sono significativi. Si possono individuare due tipi di approccio. Il primo è basato su una modellistica che consente di descrivere separatamente i processi in alveo da quelli delle aree inondate, includendo il trasferimento dei volumi trascinati. Il secondo utilizza uno schema idraulico unico per la propagazione delle portate in alveo e, a seguito dell'esondazione, nelle fasce fluviali adiacenti. In questo caso, la sezione idraulica è composta sia dall'alveo principale che dalle relative aree allagabili e in essa si simula un unico processo stazionario monodimensionale.

Definito correttamente il campo di applicabilità dei due approcci, questi possono fornire risultati abbastanza accurati. Il primo ha una validità più ampia in quanto incorpora gli effetti non stazionari della corrente tenendo conto degli effettivi scambi di massa tra l'alveo principale e le aree allagabili e riproduce, nel dominio spazio-temporale, i processi di trasferimento e di laminazione degli idrogrammi di piena. Il secondo approccio, poiché basato sull'ipotesi stazionaria della corrente, risulta di più semplice applicazione, grazie anche alla disponibilità di codici di calcolo collaudati e di ampio utilizzo; tuttavia, l'applicazione di questa modellistica resta fortemente legata a casi in cui le condizioni non stazionarie della corrente, indotti dalla laminazione, sono effettivamente trascurabili.

Per i corsi d'acqua oggetto di studio, ai fini della valutazione delle aree inondabili per eventi di piena con tempo di ritorno 50, 200 e 500 anni, è stata adottata una procedura basata sull'integrazione della modellistica idrologica con quella idraulica ([Barbetta et al., 2005](#)). Sulla base dei risultati dell'analisi idrologica, lungo ciascuna asta è stata individuata la sezione del reticolo relativa alle condizioni al contorno di monte e, allo stesso tempo, le sezioni in prossimità delle quali vi è l'immissione di uno o più sottobacini.

Vista la particolare configurazione geometrica degli alvei oggetto di studio e delle relative fasce perfluviali che può determinare un volume esondato non trascurabile, si è ritenuto opportuno studiare il fenomeno della propagazione di piena in condizioni non stazionarie. A tal fine è stato adottato il codice MIKE11 ([DHI, 2003](#)) che dispone di moduli relativi alla caratterizzazione geometrica del corso d'acqua e delle singolarità presenti derivata dai rilievi topografici effettuati, nonché delle aree potenzialmente allagabili restituite dal rilievo laser-scanning. Queste ultime, grazie ad alcuni strumenti del codice, sono generalmente schematizzate mediante rami paralleli all'alveo principale (floodplains) e collegate a quest'ultimo attraverso strutture di sfioro (spillways) in modo tale che la propagazione in tali aree inizi solo dopo l'effettivo sormonto delle sponde o degli argini presenti. Nel caso di aree degradanti, il limite golenale è stato imposto ad una distanza compatibile con il volume idrico esondato. Il modello quindi, se pur monodimensionale, utilizza una schematizzazione “quasi-

bidimensionale". In questo modo, per ciascun evento analizzato, il trasferimento dell'onda di piena lungo l'asta principale tiene conto degli effetti di laminazione, ottenendo una stima differente dei livelli che si verificano in alveo e nelle zone golenali.

2.1. Il modello idraulico MIKE11 – modulo idrodinamico (HD)

Il codice MIKE11 è stato sviluppato dal Danish Hydraulic Institute ([DHI, 2003](#)), a partire dal programma SYSTEM 11 che dal 1972, anno della sua messa a punto, ad oggi è stato usato in un grande numero di applicazioni in tutto il mondo con ottimi risultati e riconoscimenti. MIKE11 è un programma di validità generale per la simulazione del flusso idrico a pelo libero in estuari, fiumi, sistemi d'irrigazione e simili corpi idrici. Il codice simula il flusso monodimensionale, stazionario e non, di fluidi verticalmente omogenei in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali. E' possibile tenere conto di:

- portate laterali;
- condizioni di corrente veloce o lenta;
- flusso libero o rigurgitato in corrispondenza di singolarità;
- differenti regole operative di funzionamento di serbatoi o invasi;
- resistenze localizzate e perdite di carico concentrate;
- casse d'espansione;
- condizioni di flusso bidimensionale sulle pianure alluvionali;
- azione del vento;
- nodi idraulici (biforcazioni e convergenti).

L'adozione del programma di simulazione MIKE11 consente la soluzione del problema idrodinamico di moto vario con uno schema di risoluzione numerica molto efficiente e robusta che limita i tempi di calcolo consentendo un'adeguata rappresentazione dell'evolversi temporale dei transitori idraulici legati al passaggio dell'onda di piena.

2.1.1. Descrizione delle condizioni di moto simulate

Il modello consente di esaminare tre diverse dinamiche del flusso:

- "onda cinematica", le condizioni di moto sono individuate imponendo il bilancio tra le forze di gravità e di attrito; questa semplificazione non permette di simulare gli effetti di rigurgito;
- "onda diffusiva", oltre alle forze di gravità e di attrito viene tenuto conto del gradiente idrostatico in modo tale da poter valutare gli effetti di rigurgito provocati dalla presenza di singolarità e/o condizioni al contorno;
- "onda dinamica", utilizzando le equazioni complete del moto, comprese le forze d'inerzia, è possibile simulare transitori veloci, flussi di marea etc.

In funzione del tipo di problema da risolvere è possibile scegliere la descrizione del moto più appropriata.

2.1.2. Equazioni utilizzate (De Saint Venant)

In generale MIKE11 utilizza le equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto che, in assenza di afflussi laterali, sono espresse nella forma:

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} &= 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + \tau_r &= 0 \end{aligned} \quad (2.1)$$

dove:

A = area della sezione bagnata (m²);

τ_r = termine di resistenza;

H = altezza del pelo libero rispetto ad un livello di riferimento orizzontale (m);

Q = portata (m³s⁻¹);

α = coefficiente di distribuzione della quantità di moto;

x, t = ascissa, tempo.

Il sistema costituito dalle precedenti equazioni differenziali alle derivate parziali del primo ordine non lineari può essere semplificato nella forma parabolica diffusiva trascurando i termini inerziali locali e convettivi, ed in quella cinematica trascurando anche le forze di pressione.

2.1.3. Metodo di soluzione

La soluzione del sistema di equazioni è indipendente dall'approccio utilizzato (cinematico, diffusivo, dinamico). Le equazioni sono trasformate in un sistema implicito alle differenze finite secondo una griglia di calcolo con punti Q e H alternati tra loro come mostrato in Figura 2.1 e nei quali la portata Q e il livello idrico H sono determinati ad ogni passo temporale mediante lo schema double-sweep di Abbott ([Abbott, 1979](#)) a 6 punti (si veda Figura 2.2).

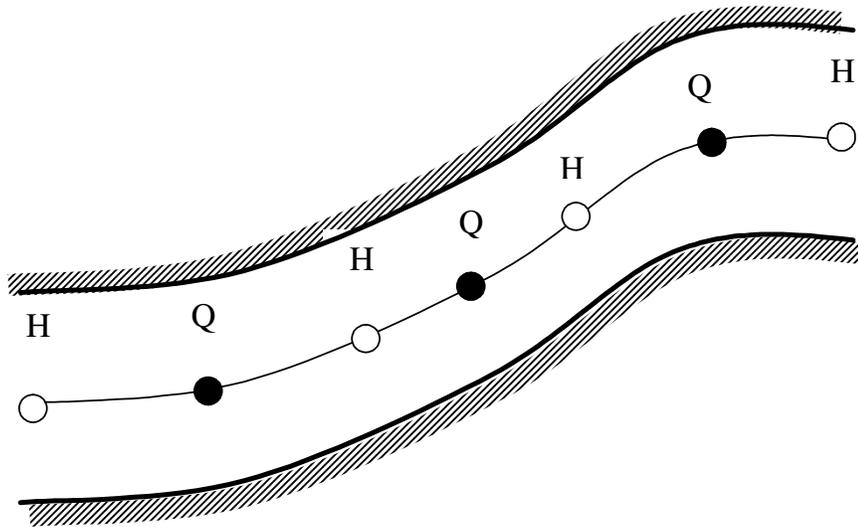


Figura 2.1. Griglia di calcolo del codice MIKE11.

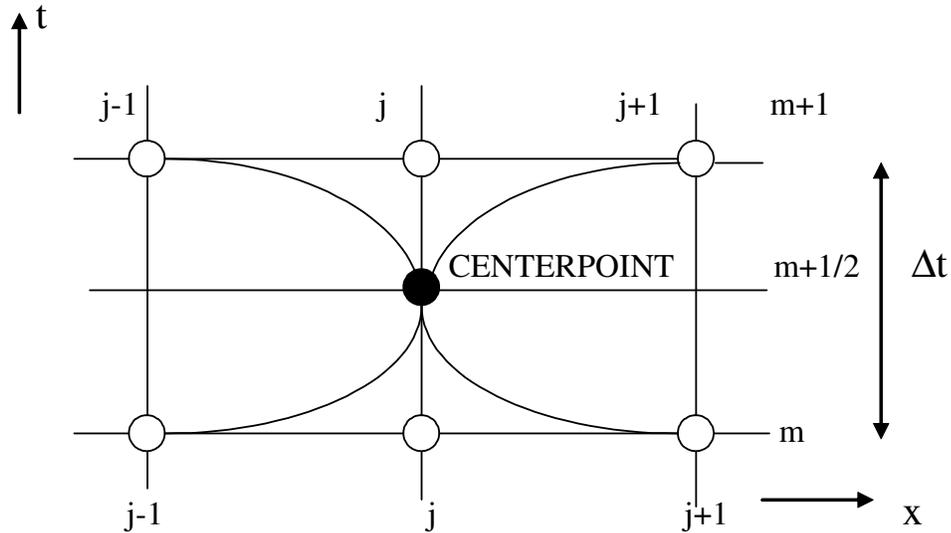


Figura 2.2. Schema del metodo “double-sweep” a 6 punti: j e m indicano rispettivamente i punti griglia nello spazio x e nel tempo t .

2.1.4. Condizioni iniziali

Le condizioni iniziali possono essere specificate dall'utente oppure essere calcolate automaticamente. Nel secondo caso viene usata la formula di Chezy/Manning per determinare i livelli idrici e le portate da considerare all'inizio della simulazione su tutta la rete dei canali. In alternativa a queste due opzioni è possibile anche assumere come condizioni iniziali i risultati di una precedente simulazione effettuata sullo stesso schema idraulico.

2.1.5. Condizioni al contorno

Nel modello MIKE11 le condizioni al contorno sono distinte in esterne ed interne. Le condizioni al contorno interne sono principalmente individuate dai legami tra punti nodali, strutture, portate interne e attrito indotto dal vento. Le condizioni al contorno esterne sono quelle relative a valori costanti di H e/o Q , valori di H e/o Q variabili nel tempo, relazioni tra H e Q (ad esempio la scala di deflusso per una sezione d'alveo).

2.1.6. Descrizione della corrente in corrispondenza di strutture

Dal punto di vista matematico la rappresentazione del flusso attraverso singolarità (ponti, stramazzi, soglie, etc.) è abbastanza simile e di seguito, per ciascuna struttura, viene brevemente descritto il funzionamento idraulico, rimandando a "HD Reference Manual" ([DHI, 2003](#)) per la descrizione dettagliata delle equazioni utilizzate.

Tipo 1. Stramazzo a larga soglia

Il codice automaticamente determina le caratteristiche di funzionamento standard dello stramazzo sulla base della geometria e dei coefficienti di perdita di carico specificati dall'utente. Viene assunta una distribuzione idrostatica delle pressioni sulla soglia e vengono utilizzati diversi algoritmi per la simulazione del deflusso libero e di quello rigurgitato.

Tipo 2. Relazione Q-h nota

Nel caso in cui le condizioni standard di funzionamento dello stramazzo (Tipo 1) non risultino adeguate (ad esempio quando è evidente una significativa curvatura delle linee di corrente) è possibile specificare la relazione Q-H (portata-livello) valida per la data struttura. La relazione Q-H viene utilizzata per il deflusso libero in condizioni critiche, mentre per il deflusso rigurgitato (o sommerso) vengono utilizzati gli stessi algoritmi della struttura Tipo 1.

Tipo 3. Culvert

Un culvert può essere descritto mediante diversi algoritmi validi per condizioni di deflusso critico, rigurgitato o a "tubo pieno". Il funzionamento a "tubo pieno" è a sua volta suddiviso in deflusso libero a valle, flusso rigurgitato e flusso sommerso. Deve essere inserita una relazione Q-H che contempli tutti i casi di deflusso critico allo sbocco del culvert. La portata critica è determinata da una formulazione di stramazzo a larga soglia quando l'imbocco è libero e da una formulazione di luce a battente quando l'imbocco è sommerso.

Tipo 4. Q(t) nota

E' possibile imporre una qualsiasi relazione Q(t) esterna per descrivere, ad esempio, il deflusso da una diga, un'immissione concentrata o un pompaggio. Questa relazione sostituisce localmente l'equazione di conservazione della quantità di moto e costituisce una condizione al contorno interna.

Tipo 5. Strutture mobili

Un particolare modulo di calcolo associato a MIKE11 è lo "Structure Operation" che consente di simulare all'interno della rete di canali la presenza di una o più strutture mobili, con

la caratteristica di luce a battente o di stramazzo a ventola. L'apertura della paratoia e l'abbattimento della ventola vengono determinati dal software stesso in funzione del tempo sulla base delle regole operative della struttura e dell'utilizzo di altre variabili del sistema quali il livello, la differenza di livelli tra due punti della rete di simulazione, la portata o la differenza di portate. E' inoltre possibile prevedere per ogni struttura una duplice regola operativa di funzionamento, standard o di emergenza, automaticamente attivata dal superamento di assegnate soglie critiche di livello o di portata.

2.1.7. Resistenza d'attrito

Il modello MIKE11 consente di utilizzare due diverse formulazioni per la resistenza d'attrito: l'espressione di Chezy e quella di Manning.

Secondo la formula di Chézy, nell'equazione del moto il termine di resistenza risulta pari a:

$$\tau_r = \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} \quad (2.2)$$

dove:

C è il coefficiente di attrito di Chézy ($m^{-1/2}s^{-1}$)

g è l'accelerazione di gravità (ms^{-2});

R è il raggio idraulico (m).

Secondo la formula di Manning, lo stesso termine diventa:

$$\tau_r = \frac{n^2 gQ|Q|}{AR^{4/3}} \quad (2.3)$$

dove n è il coefficiente di Manning ($m^{-1/3}s$).

2.1.8. Calibrazione del parametro di scabrezza

In questo studio è stata adottata la formulazione della resistenza d'attrito basata sul coefficiente di Manning (eq. 2.3) la cui stima si differenzia a seconda che il corso d'acqua investigato sia monitorato o meno in termini di livello e portata.

Nel primo caso, il valore di n viene stimato considerando alcuni eventi di piena occorsi nel bacino e confrontando gli idrogrammi di livello e di portata osservati in corrispondenza della sezione idrometrica con quelli stimati dal modello idraulico MIKE11. In particolare, per ciascun evento, gli idrogrammi di livello e di portata vengono calcolati da MIKE11, in condizioni non stazionarie, utilizzando come condizione al contorno di monte e lungo l'asta fluviale gli idrogrammi forniti dal modello idrologico per il bacino di studio e come condizione di valle la scala di deflusso della sezione idrometrica. Su tale base, la stima di n deriva, oltre che da un'analisi diretta delle forme degli idrogrammi calcolati ed osservati, anche da una valutazione dell'errore percentuale sulla stima del livello di picco, ε_{h_p} , della portata di picco, ε_{Q_p} , e del tempo al picco, ε_{t_p} , così come espresso dalle seguenti relazioni:

$$\varepsilon_{h_p} = \frac{\overline{h_p} - h_p}{h_p} \cdot 100 \quad (2.4)$$

dove:

$\overline{h_p}$ = picco di livello calcolato (m);

h_p = picco di livello osservato (m);

$$\varepsilon_{Q_p} = \frac{\overline{Q_p} - Q_p}{Q_p} \cdot 100 \quad (2.5)$$

dove:

$\overline{Q_p}$ = portata di picco calcolata (m^3s^{-1});

Q_p = portata di picco osservata (m^3s^{-1});

$$\varepsilon_{t_p} = \frac{\overline{t_p} - t_p}{t_p} \cdot 100 \quad (2.6)$$

dove:

$\overline{t_p}$ = tempo al picco calcolato (h);

t_p = tempo al picco osservato (h).

Tuttavia, a causa dell’incertezza legata all’affidabilità della scala dei deflussi, è stato dato maggiore peso all’errore sulla stima del livello di picco.

Invece, per quanto riguarda il caso di bacini non strumentati per la stima di n sono stati effettuati dei sopralluoghi lungo l’asta fluviale oggetto di studio, al fine di valutare lo stato di conservazione ed in particolare la copertura vegetale delle sponde e delle aree golenali adiacenti interessate dal deflusso. A titolo orientativo, per la scelta dei valori numerici di n si è fatto riferimento alle indicazioni fornite in letteratura ([Chow et al., 1988](#); [Barnes H., 1967](#)).

2.1.9. Simulazione “quasi-bidimensionale”

Per modellare l’inondazione di aree pianeggianti MIKE11 ha la possibilità di utilizzare l’opzione “quasi-bidimensionale” in cui le aree inondabili sono schematizzate (si veda Figura 2.3) attraverso una rete di canali (floodplains) connessi al corso d’acqua principale mediante strutture idrauliche di sfioro (spillways), ubicate lungo le sommità arginali. La geometria dei canali è individuata mediante il modello digitale del terreno delle fasce perifluviali che consente di stabilire la direzione preferenziale del flusso ed allo stesso tempo le rispettive sezioni trasversali. Nell’ipotesi che nessuna direzione di flusso può essere identificata, i canali possono essere sostituiti da unità celle di tipo invasivo (floodcells).

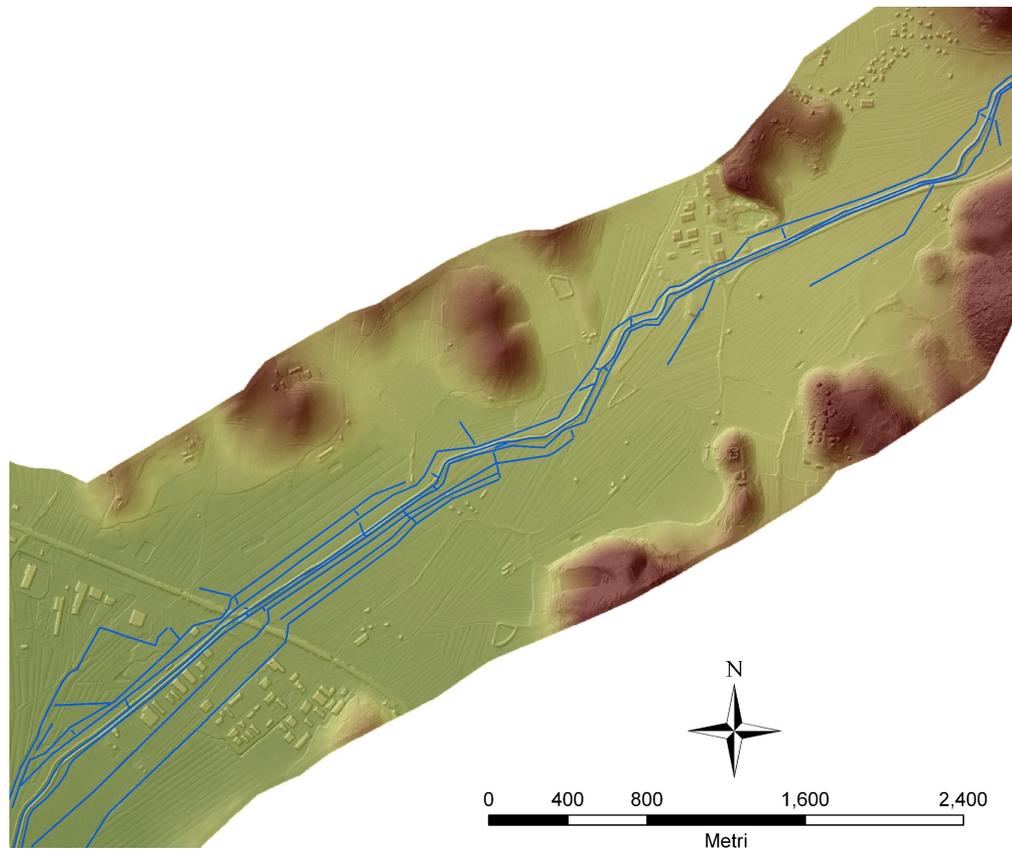


Figura 2.3. Esempio di rappresentazione “quasi-bidimensionale” del fenomeno di inondazione mediante reti di canali (floodplains) connesse all’alveo principale da strutture di sfioro (spillways).

3. Analisi idraulica

La conformazione morfologica del Fiume Paglia ha reso necessario l’impiego dell’approccio “quasi-bidimensionale” del suddetto modello MIKE11 rendendo possibile la modellazione del fenomeno di inondazione nelle aree contigue al corso d’acqua di interesse per lo studio della pericolosità idraulica.

3.1.1. Analisi monodimensionale

La schematizzazione idraulica del tratto del Fiume Paglia è stata realizzata a partire da circa 5 km a monte dell’abitato di Proceno, sino alla confluenza con il Fiume Tevere. In particolare per i tratti del Fiume Paglia compreso tra Allerona e la confluenza sono stati utilizzati i rilievi topografici delle sezioni fornite dal Consorzio, mentre per i tratti non coperti da rilievi, le caratteristiche geometriche del corso d’acqua sono state estratte dal DEM (2m x 2m) fornito dalla Regione Umbria. In tale contesto occorre specificare che per la simulazione degli eventi estremi sono state utilizzate le sezioni topografiche fornite dal Consorzio che tengono conto:

- 1) dei lavori di ripristino dell’ufficiosità idraulica e di difesa spondale sul Fiume Paglia lungo la Strada provinciale S.P. n° 48, in prossimità di Allerona, che sono in fase di esecuzione;
- 2) della presenza del ponte di attraversamento della complanare di raccordo fra le strade statali Umbro-Casentinese, n° 71, e Amerina n° 205 in fase di realizzazione;
- 3) delle difese arginali in sinistra idrografica del Fiume Paglia in località Orvieto Scalo, realizzate dal Comune di Orvieto.

La schematizzazione idraulica ha inoltre riguardato il Torrente Chiani, nel quale sono presenti due casse di espansione localizzate in località Molino dei Bagni e Morrano, e il Torrente Carcaione affluente di sinistra del Torrente Chiani nel quale confluisce all’altezza dell’abitato di Ciconia.

Le condizioni in ingresso al modello MIKE11 sono date dagli idrogrammi di portata simulati dal modello MISDc alla chiusura di ciascun sottobacino che contribuisce alla formazione dell’onda di piena. La condizione iniziale è individuata da alveo asciutto sull’intera asta fluviale. La condizione al contorno di valle, confluenza con il Fiume Tevere, è rappresentata da un idrogramma di livello costante fornito dallo studio del Piano Assetto Idrogeologico (PAI) dell’ABT per il Fiume Tevere.

3.1.2. Analisi delle singolarità

Il funzionamento idraulico dei ponti è stato schematizzato utilizzando come tipo di struttura il “culvert” per il quale è stato adottato un coefficiente di resistenza di Manning pari a $0.013 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$. Nell’ipotesi di ponte in pressione con sormonto dell’impalcato, il funzionamento idraulico è simulato combinando il ‘culvert’ con la struttura tipo ‘weir’ (soglia) che viene

allocata alla quota dell’estradosso della struttura di attraversamento così da consentire il fenomeno della tracimazione; il coefficiente di perdita di carico adottato per la soglia è pari a 0.2 in fase di contrazione e 0.5 in fase di espansione della vena liquida.

Inoltre, va evidenziato che per profili superiori del corso d’acqua si intendono quelli definiti dalle quote dei marker 1 (sponda sinistra) e 3 (sponda destra) utilizzati nella simulazione eseguita con il modello idraulico MIKE11. Tali quote, come mostrato a titolo di esempio dalla sezione riportata in Figura 3.1, corrispondono a quelle dei punti che delimitano la sezione che il modello considera in fase di simulazione e pertanto, potrebbero non coincidere con quelle delle sommità delle sponde dell’alveo inciso o arginali che vengono considerate per la valutazione dei franchi di sicurezza.

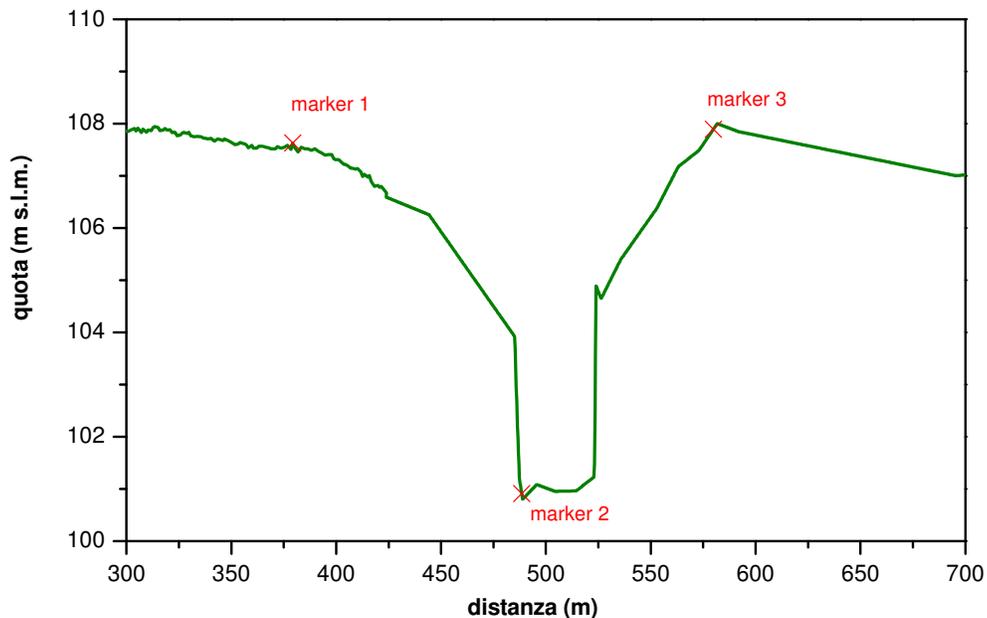


Figura 3.1. Geometria della sezione del Fiume Paglia localizzata alla progressiva 15.55 m. Viene anche indicata la posizione dei markers utilizzati durante la simulazione con il modello MIKE11: marker 1= sponda sinistra, marker 2 = fondo alveo, marker 3 = sponda destra.

3.1.3. Simulazione delle casse di espansione sul Torrente Chiani

Il processo di laminazione dell’onda di piena all’interno delle casse di espansione lungo il Torrente Chiani è stato schematizzato con l’impiego del modello monodimensionale MIKE11, ricorrendo ad una schematizzazione di tipo “quasi-bidimensionale”. L’area di laminazione è stata rappresentata con una floodcell collegata al canale principale attraverso due spillways, per simulare gli sfioratori di monte e di valle, in modo tale che esaurita la capacità d’invaso della cella, l’acqua ritorni nell’alveo principale.

3.1.4. Analisi eventi osservati

La perimetrazione delle aree allagabili necessita di una stima accurata delle resistenze che si verificano durante il trasferimento dell’onda di piena. Queste, nell’ambito della modellistica

idraulica vengono quantificate mediante il coefficiente di Manning o di Chézy la cui stima risulta quindi prioritaria a qualsiasi elaborazione idraulica. Pertanto, per la rete fluviale oggetto del presente studio è stata effettuata un'analisi di alcuni eventi selezionati per la fase di calibrazione idrologica nel periodo 2000-2008 per un totale di tre eventi registrati dall'idrometro di Orvieto Scalo di cui si avevano dati idrologici certi e le cui principali caratteristiche sono mostrate in Tabella 3.1. In particolare, nel periodo di calibrazione sono stati selezionati eventi di piena successivi al 2003, anno a partire dal quale le casse di espansione sul Fiume Chiani sono diventate operative. Nello specifico si è scelto di calibrare il modello idraulico sulla base di tre eventi verificatisi nel dicembre 2008, in occasione dei quali anche la cassa di Molino dei Bagni è entrata in funzione.

Tabella 3.1. Caratteristiche degli eventi selezionati per la calibrazione del modello idraulico MIKE11(sezione idrometrica di Orvieto).

Evento	Data/ora inizio evento	Data/ora fine evento	Data/ora al picco	Durata evento (h)	Tempo al picco (h)	Livello massimo osservato (m)	Portata massima osservata (m^3s^{-1})	Portata di base iniziale (m^3s^{-1})
A	04/12/2008 07.00	06/12/2008 03.00	05/12/2008 23.00	45.0	41.0	4.9	587	8.50
B	08/12/2008 22.00	11/12/2008 19.00	10/12/2008 22.00	70.0	48.0	5.09	627	15.35
C	14/12/2008 02.00	17/12/2008 00.00	16/12/2008 11.30	71.0	58.0	4.37	467	26.20

3.1.4.a. Condizioni iniziali

Lungo il corso d'acqua, all'istante iniziale, è stato simulato il deflusso di base osservato prima della fase di risalita dell'idrogramma di piena. In particolare, il valore di portata osservato alla sezione di Orvieto Scalo immediatamente prima dell'evento è stato ridistribuito lungo l'asta in funzione dell'area sottesa.

3.1.4.b. Condizioni al contorno

Gli idrogrammi di portata in ingresso alla rete fluviale investigata sono stati ottenuti utilizzando i risultati del modello idrologico MISDc applicato a tre eventi elencati in Tabella 3.1. Le condizioni al contorno sono rappresentate da quelle di monte, di valle alla sezione di Orvieto e da quelle concentrate lungo le aste.

La condizione al contorno di monte, è definita dall'idrogramma del sottobacino 1 stimato dal modello MISDc. Le immissioni concentrate lungo il Fiume sono individuate dagli idrogrammi di portata stimati alla chiusura di ogni singolo sottobacino tributario e da quelli direttamente drenanti. La condizione al contorno di valle è costituita dalla relazione funzionale livello-portata alla sezione idrometrica di Orvieto.

3.1.4.c. Calibrazione del coefficiente di Manning, n

La calibrazione del parametro di scabrezza di Manning, n, è basata sul confronto degli idrogrammi di livello e di portata stimati dal modello idraulico MIKE11, con quelli osservati

per ciascun evento alle sezioni di Allerona, Orvieto e di Morrano sul Chiani. In particolare, la stima del coefficiente n deriva oltre che da una analisi diretta della forma degli idrogrammi, anche da una valutazione dell'errore percentuale sulla stima della portata di picco, ε_{Q_p} , del livello di picco, ε_{h_p} , e del tempo di picco, ε_{t_p} (eq. 2.4-2.6). Considerando che il livello è una misura diretta, è stato dato maggiore peso a ε_{h_p} nella stima del coefficiente di Manning.

Per quanto riguarda la stima di n per gli eventi del dicembre 2008, sono state utilizzate le sezioni fornite dal Consorzio di Bonifica della Val di Chiani descritte nella relazione relativa all'inquadramento generale e caratteristiche idro-geolitologiche del bacino. In particolare nella simulazione degli eventi non si è tenuto conto della presenza del ponte di attraversamento della complanare di raccordo fra le strade statali Umbro-Casentinese, n° 71, e Amerina n° 205, a tutt'oggi ancora in fase di realizzazione, e dei lavori di ripristino dell'officiosità idraulica e di difesa spondale sul Fiume Paglia mentre è stata opportunamente simulata la presenza delle due casse di espansione in località Molino dei Bagni e Morrano. In particolare, nel corso degli eventi del dicembre 2008, la cassa di espansione di Morrano, a differenza di quella di Molino dei Bagni, non è mai entrata in funzione.

Considerando le differenti caratteristiche del pavimento del Fiume Paglia, in accordo a [Chow \(1988\)](#) e [Barnes \(1967\)](#) in via preliminare è stata assegnata a ciascuna sezione fluviale tre differenti valori di Manning, n , rispettivamente per l'alveo ordinario, le sponde laterali e le aree golenali. I valori che meglio hanno rappresentato gli eventi utilizzati per la calibrazione sono stati:

- $n = 0.05 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ per il tratto di monte fino a 7 km a valle di Allerona, per l'alveo ordinario e per le sponde;
- $n = 0.04 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ per la il tratto fluviale complementare fino alla confluenza con il Fiume Tevere;
- $n = 0.06 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ per le aree golenali.

Per quanto riguarda il Fiume Chiani, il valore del coefficiente di Manning adottato è pari a $0.06 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$. In questo caso, il valore di n è stato calibrato non distinguendo la parte di alveo inciso dalla zona golenale e considerando per la calibrazione i massimi livelli raggiunti visto che il Chiani non è oggetto di studio per la valutazione della pericolosità idraulica.

Nelle Figura 3.2-Figura 3.22 sono mostrati gli idrogrammi di livello e portata calcolati dal modello idraulico e quelli osservati nelle sezioni di Allerona, Orvieto, Morrano mentre la Tabella 3.2, la Tabella 3.3 e la Tabella 3.4 riportano per ciascun evento gli errori percentuali sulla stima della portata di picco, ε_{Q_p} , del livello di picco, ε_{h_p} , e del tempo di picco, ε_{t_p} , rispettivamente per la sezione di Orvieto, Morrano e di Allerona.

Come si può notare nella Tabella 3.2, l'errore sulla portata di picco in valore assoluto e l'errore sul tempo al picco non superano il 25% per tutti gli eventi analizzati per la sezione di Orvieto, mentre valori maggiori si hanno per la stazione di Morrano (si veda la Tabella 3.3) in particolare per l'evento del 16 Dicembre 2008. L'errore sul livello al picco in valore assoluto, che ha avuto maggior peso nella calibrazione dei parametri di scabrezza, risulta mediamente

dell' 11% per la sezione di Orvieto e dell'5 % per la sezione di Morrano. In generale si nota come in termini di livello massimo, il modello idraulico è in grado di rappresentare con buona approssimazione i valori osservati. Per i livelli di baseflow è evidente come i valori di scabrezza adottati per l'alveo di magra sono leggermente sovrastimati, non inficiando comunque l'analisi di pericolosità idraulica.

Nella Figura 3.8, Figura 3.15, Figura 3.22 sono inoltre mostrati gli idrogrammi di livello calcolati dal modello idraulico e quelli osservati all'ingresso della cassa di Molino dei Bagni per i tre eventi analizzati. Come è possibile notare esiste un buon accordo tra i livelli osservati e simulati all'ingresso della cassa, particolarmente per gli eventi B e C, come descritti in Tabella 3.1. Per quanto riguarda i livelli registrati alla cassa di Molino dei Bagni, si nota come il modello pur sovrastimandoli nella fase iniziale li riproduce accuratamente durante la fase di colmo. La sovrastima è anche in questo caso dovuta ad un valore del coefficiente di Manning sovrastimato per l'alveo inciso.

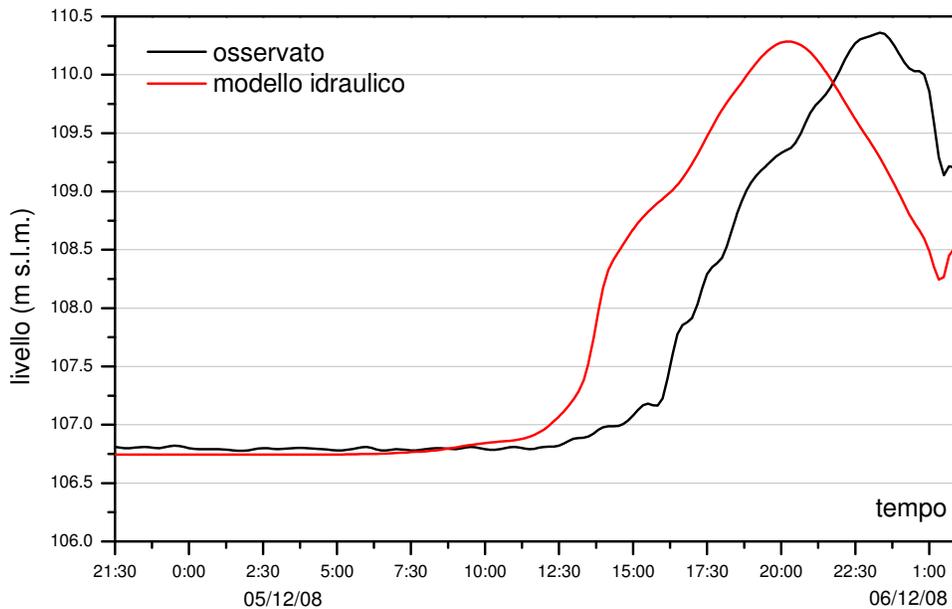


Figura 3.2. Evento A: confronto tra i livelli osservati e simulati dal modello idraulico alla sezione di Orvieto.

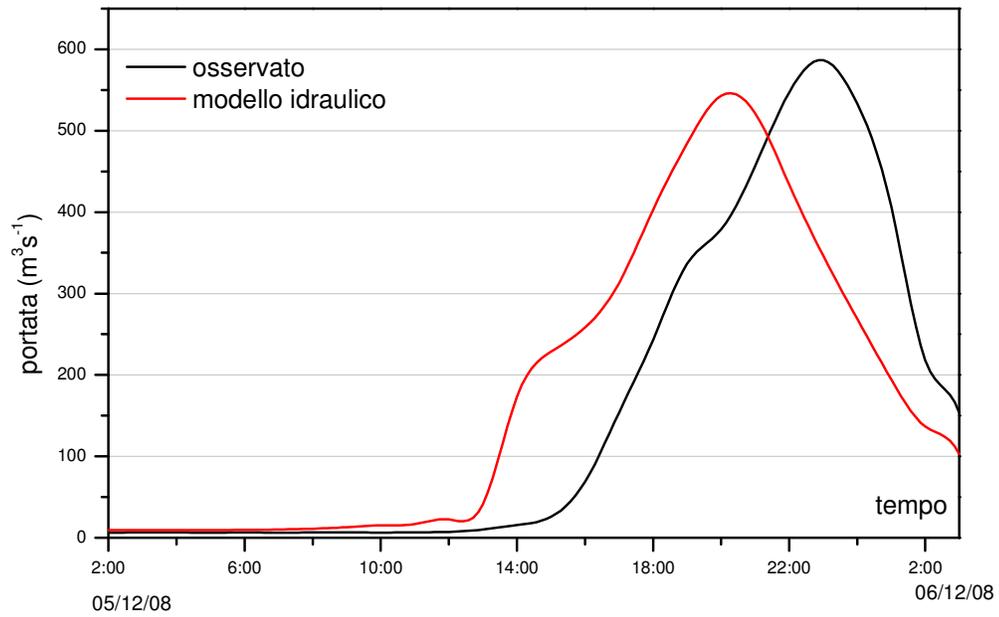


Figura 3.3. Evento A: confronto tra le portate osservate e simulate dal modello idraulico alla sezione di Orvieto.

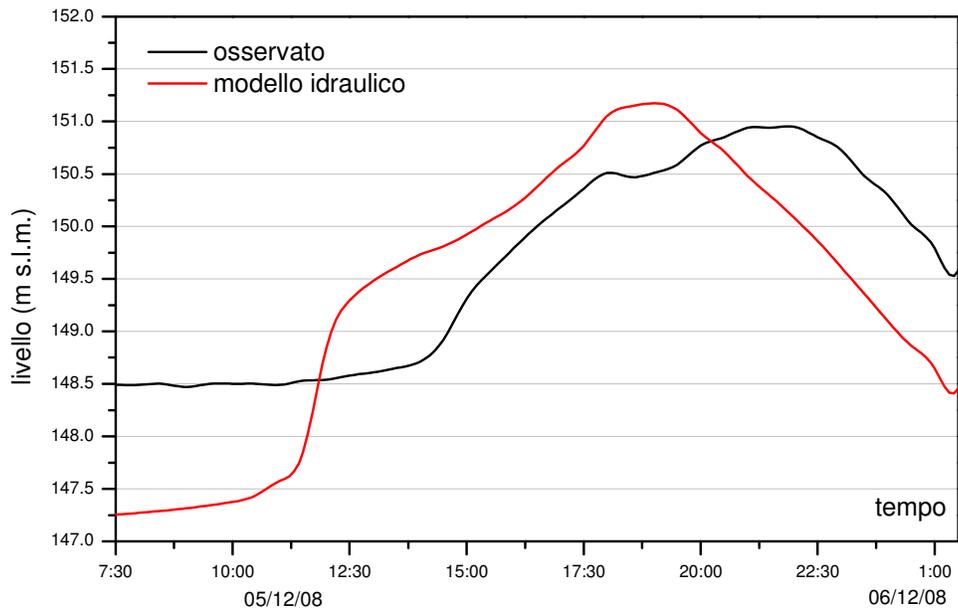


Figura 3.4. Come per la Figura 3.2, ma per la sezione di Allerona.

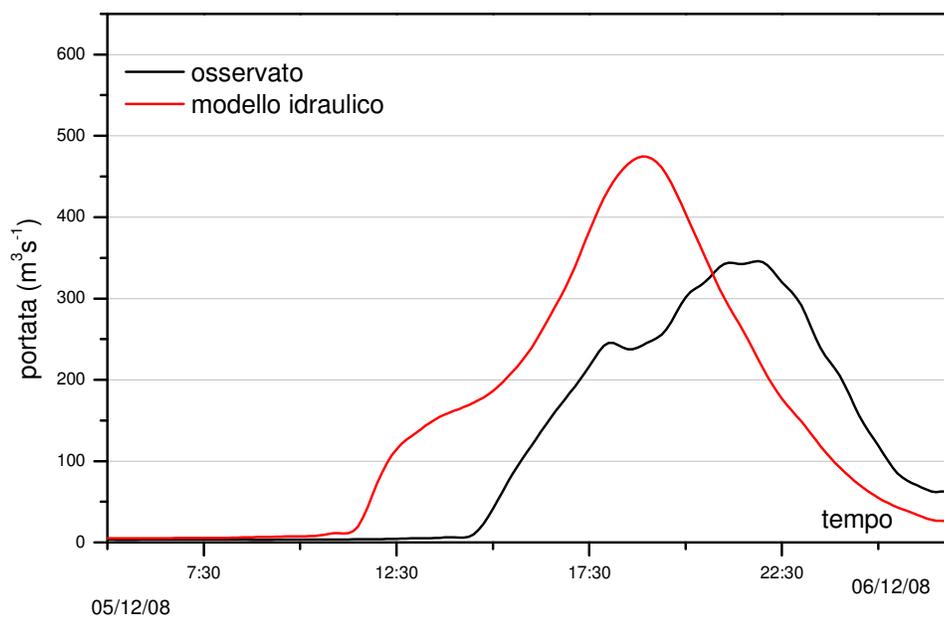


Figura 3.5. Come per la Figura 3.3, ma per la sezione di Allerona..

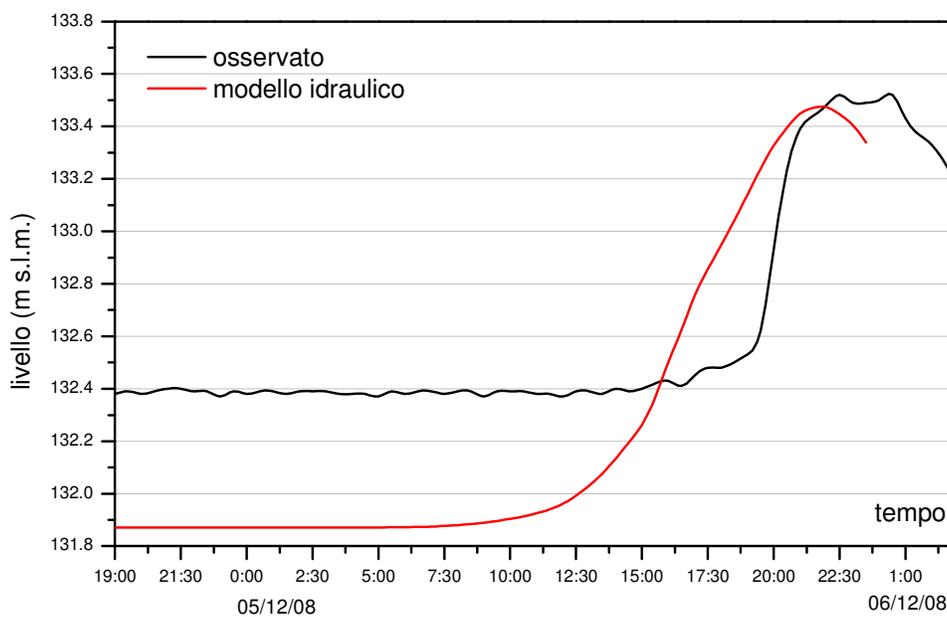


Figura 3.6. Come per la Figura 3.2, ma per la sezione di Morrano.

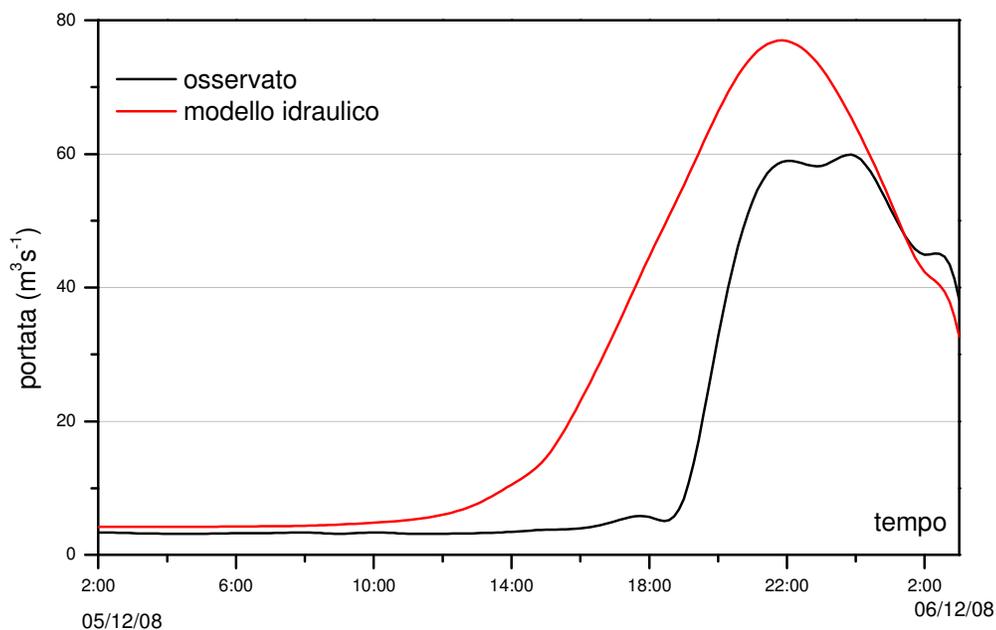


Figura 3.7. Come per la Figura 3.3, ma per la sezione di Morrano.

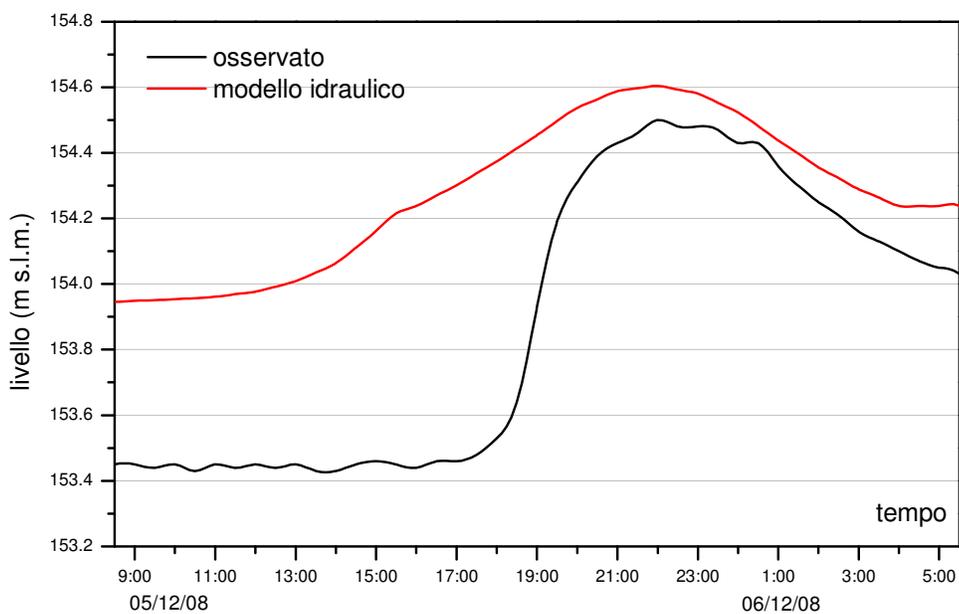


Figura 3.8. Come per la Figura 3.2, ma per la cassa di espansione di Molino dei Bagni.

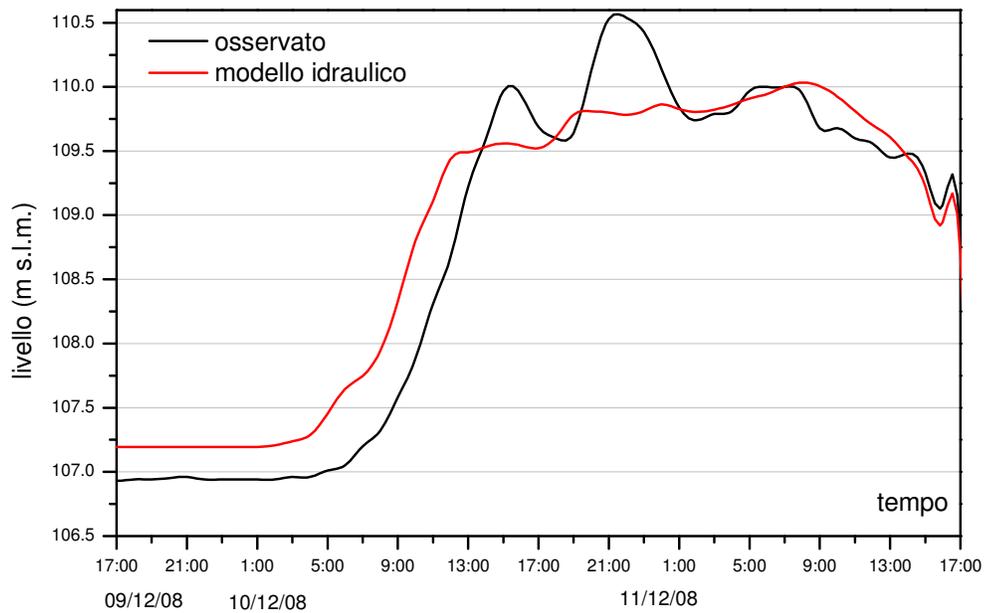


Figura 3.9. Come per la Figura 3.2, ma per l'evento B.

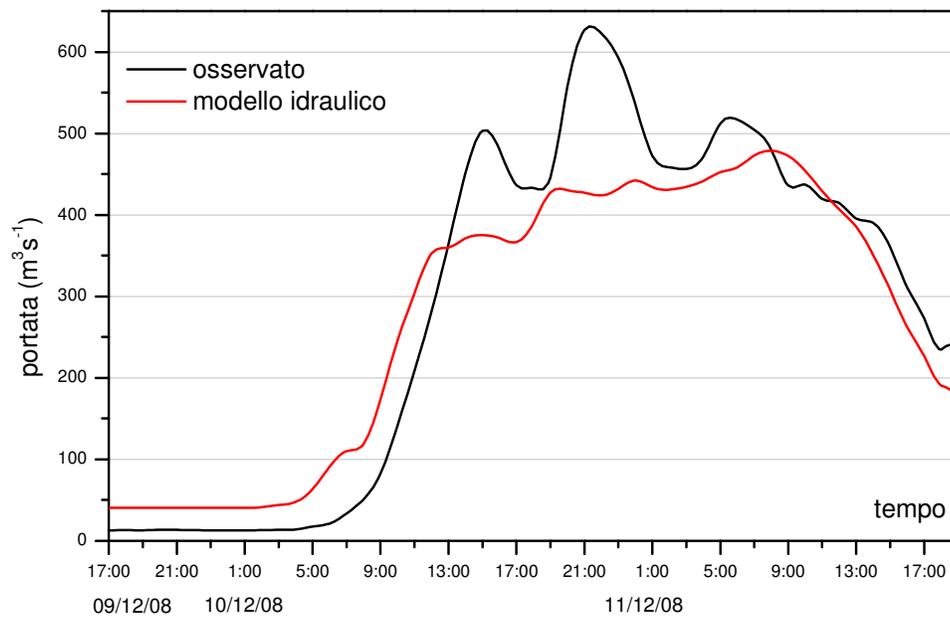


Figura 3.10. Come per la Figura 3.3, ma per l'evento B.

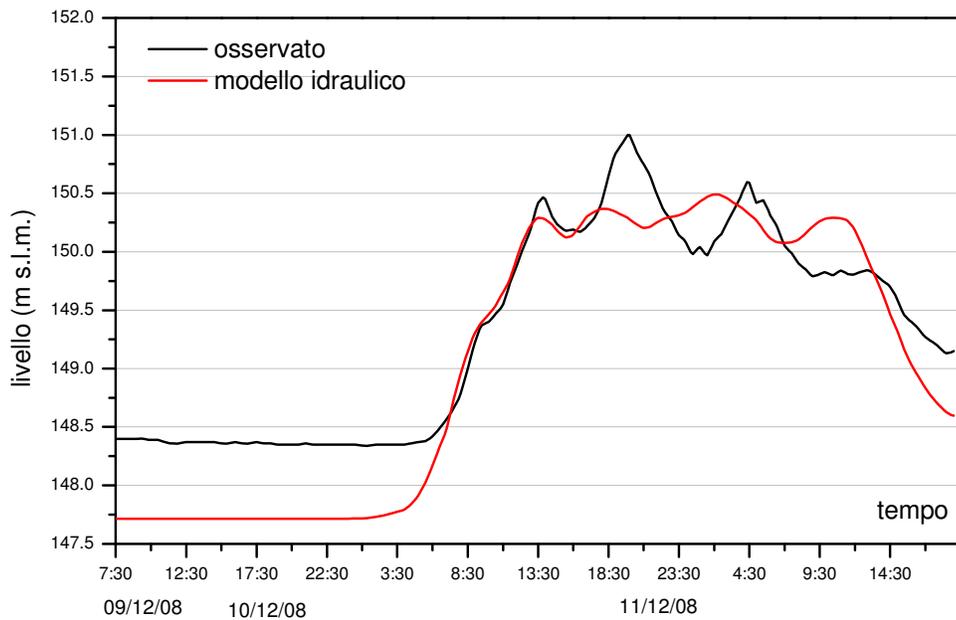


Figura 3.11. Come per la Figura 3.2, ma per la sezione di Allerona e l'evento B.

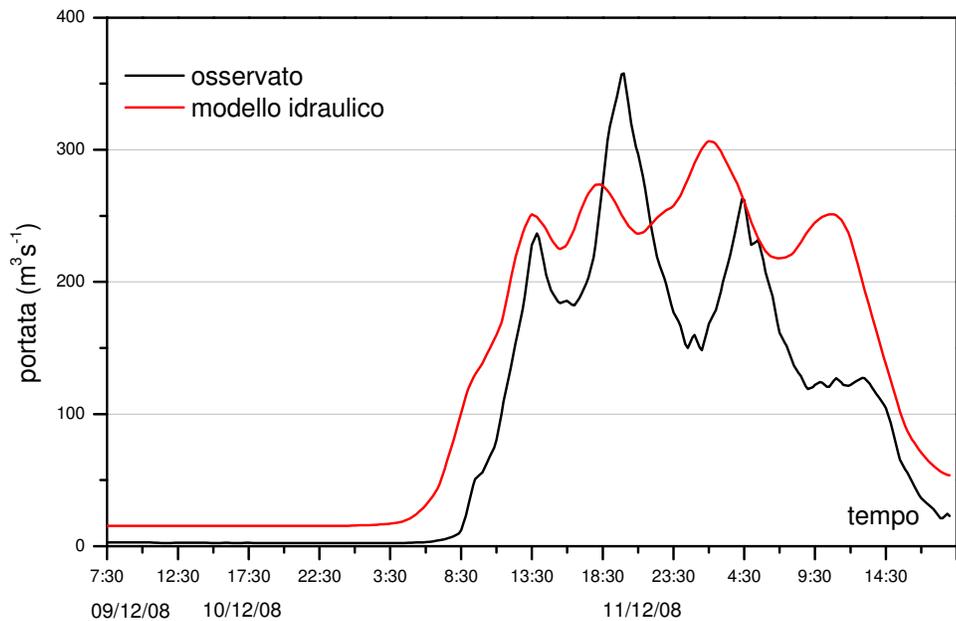


Figura 3.12. Come per la Figura 3.3, ma per la sezione di Allerona e l'evento B.

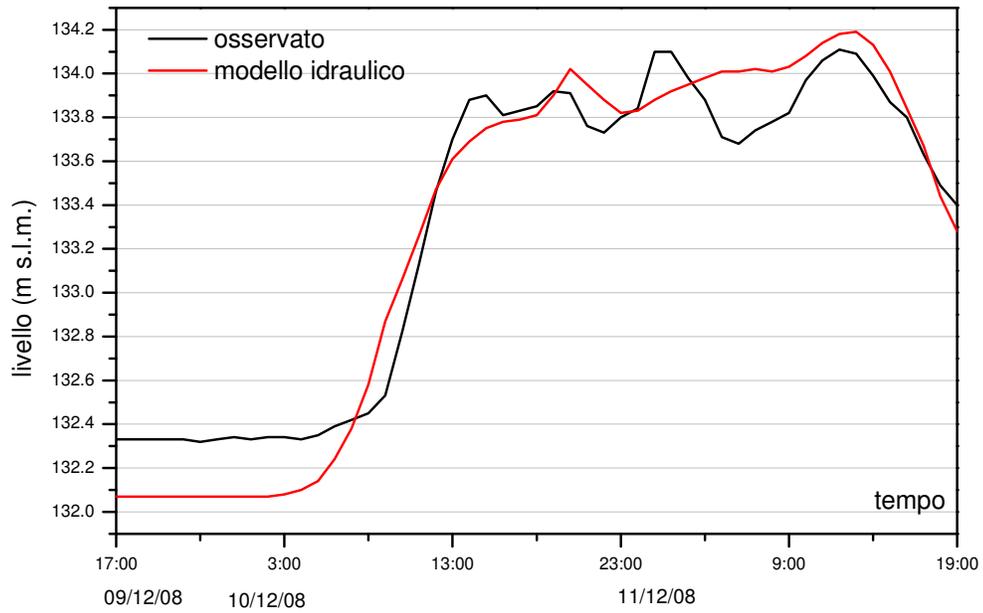


Figura 3.13. Come per la Figura 3.2, ma per la sezione di Morrano e l'evento B.

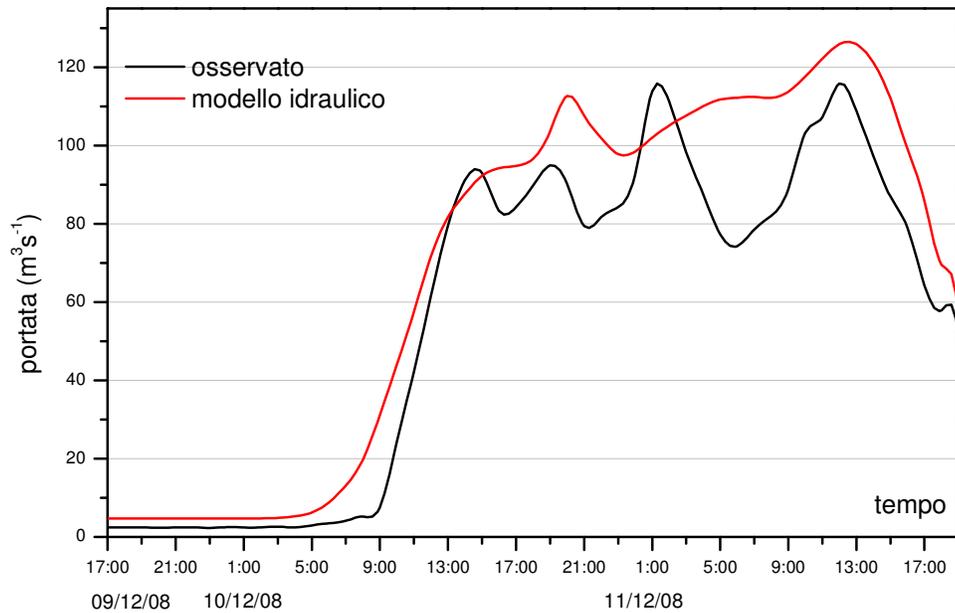


Figura 3.14. Come per la Figura 3.3, ma per la sezione di Morrano e l'evento B.

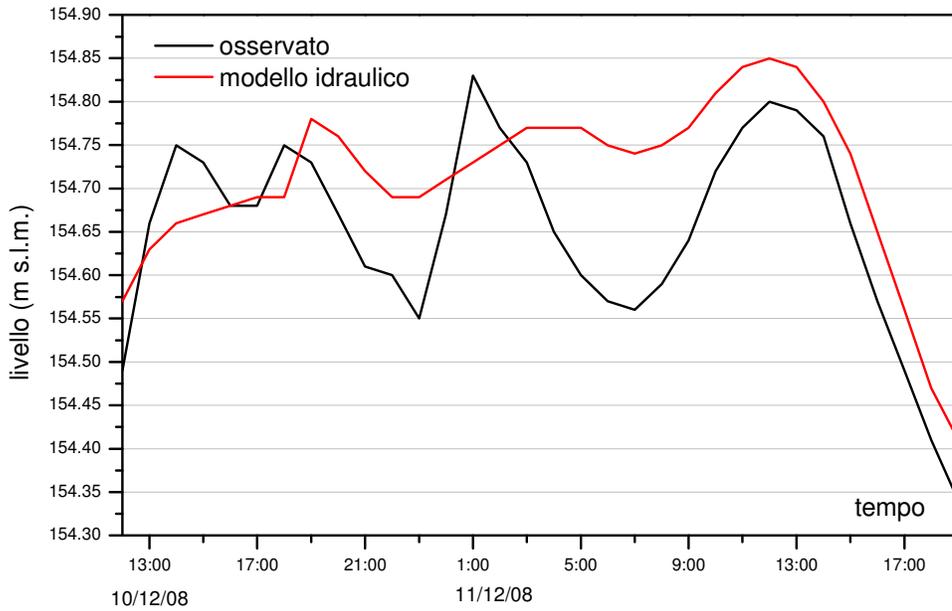


Figura 3.15. Come per la Figura 3.2, ma per la cassa di espansione di Molino dei Bagni e l'evento B.

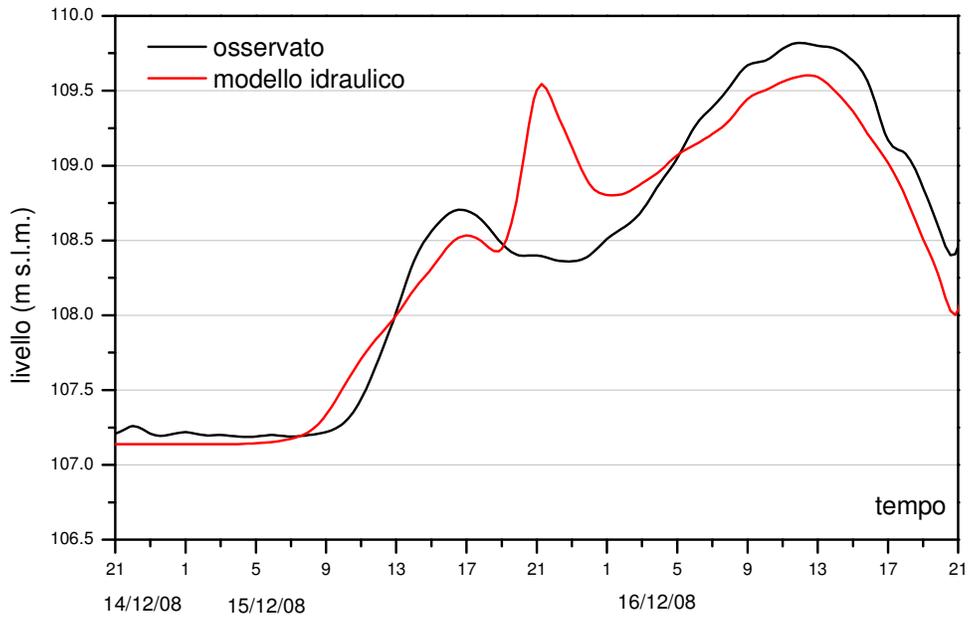


Figura 3.16. Come per la Figura 3.2, ma per l'evento C.

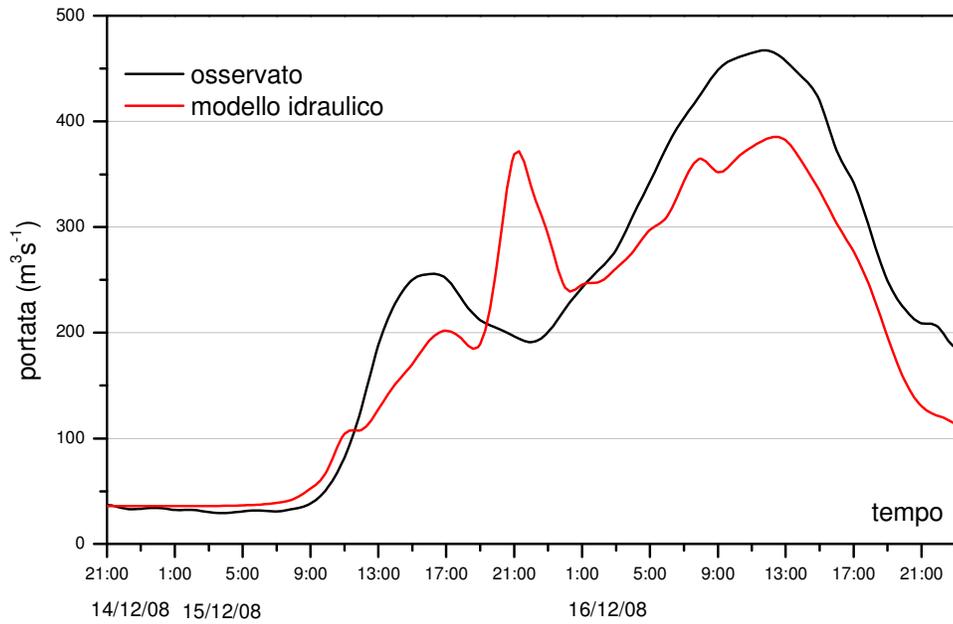


Figura 3.17. Come per la Figura 3.3, ma per l'evento C.

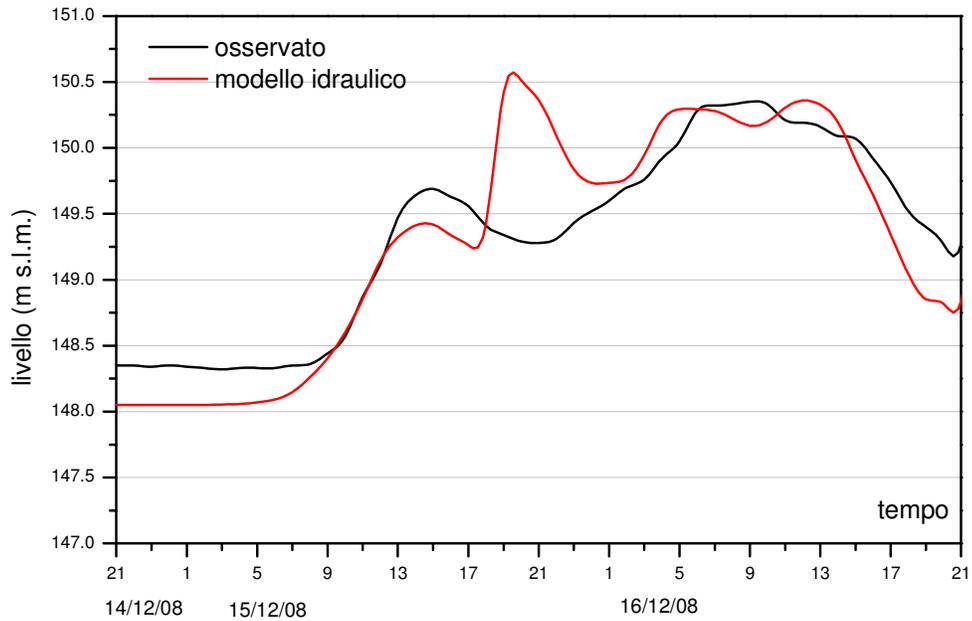


Figura 3.18. Come per la Figura 3.2, ma per la sezione di Allerona e l'evento C.

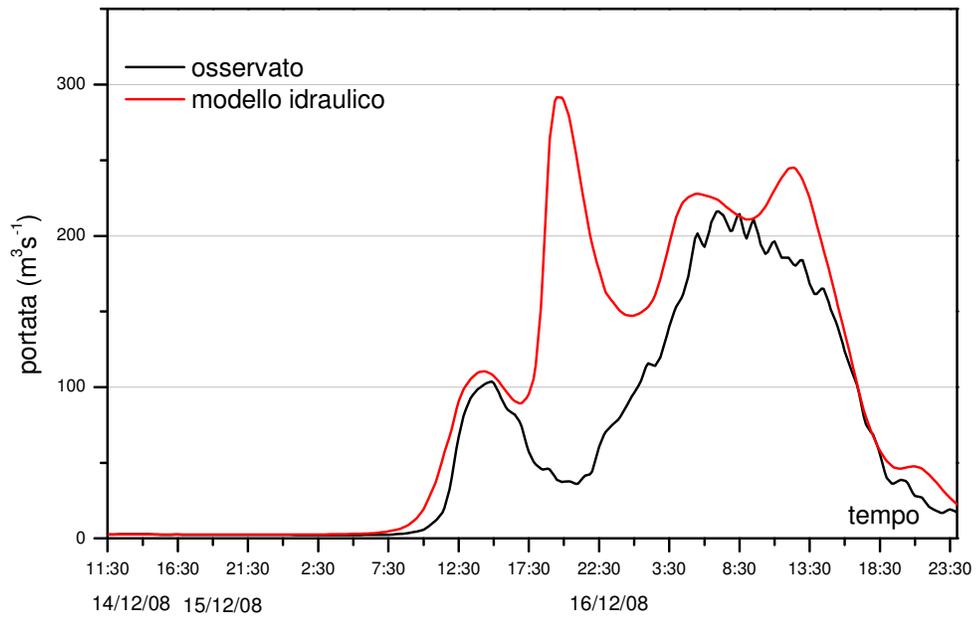


Figura 3.19. Come per la Figura 3.3, ma per la sezione di Allerona e l'evento C.

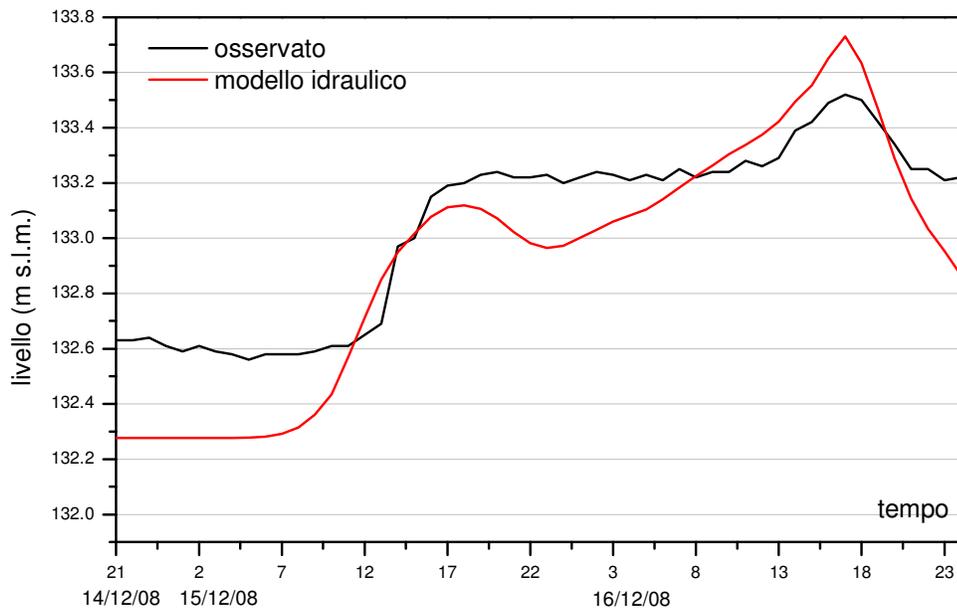


Figura 3.20. Come per la Figura 3.2, ma per la sezione di Morrano e l'evento C.

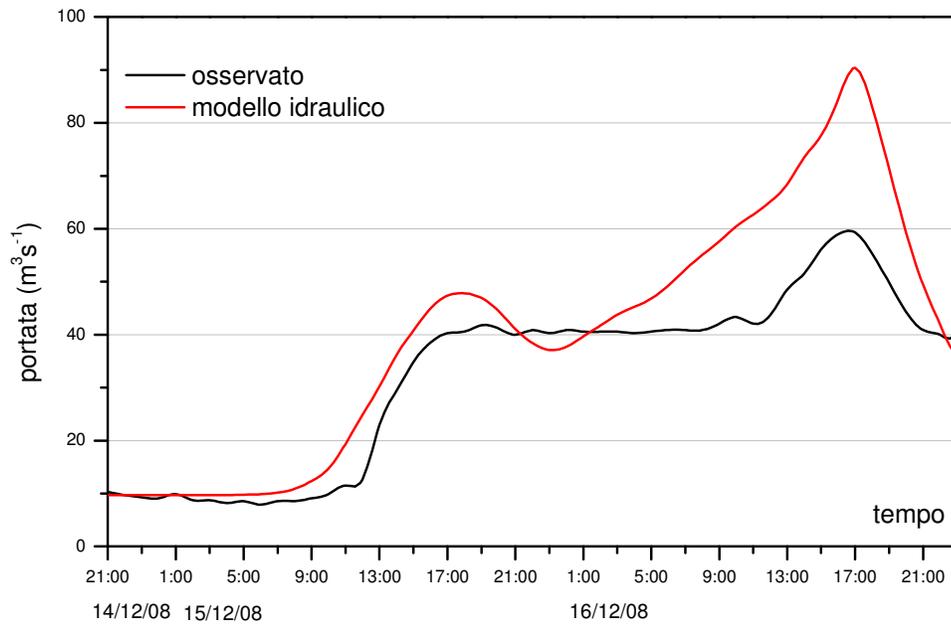


Figura 3.21. Come per la Figura 3.3, ma per la sezione di Morrano e l'evento C.

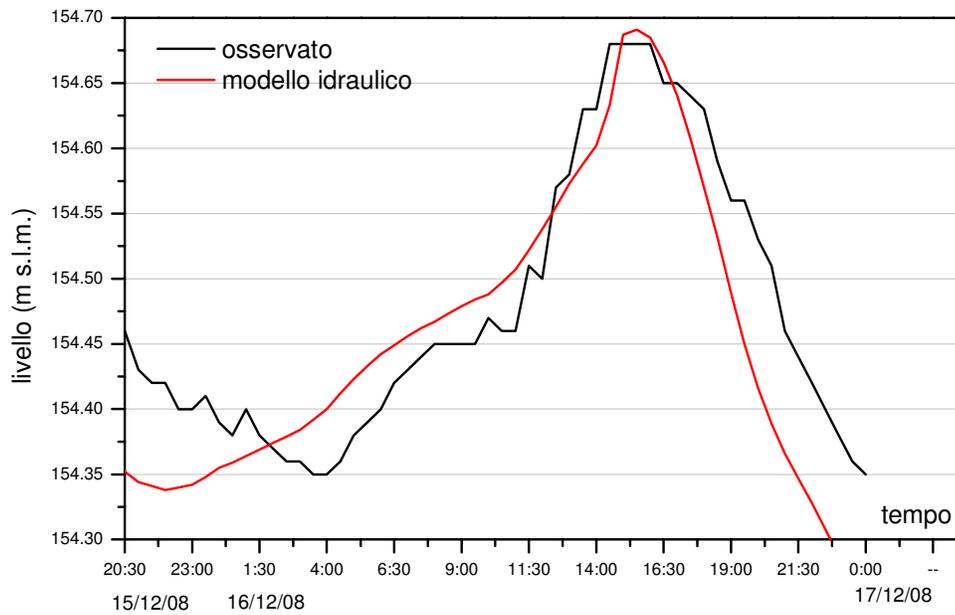


Figura 3.22. Come per la Figura 3.2, ma per la cassa di espansione di Molino dei Bagni e l'evento C.

Tabella 3.2. Sezione di Orvieto: errore percentuale sulla portata al picco, ϵ_{Qp} , sul tempo al picco, ϵ_{tp} , e sul livello di picco, ϵ_{hp} , nella simulazione del modello idraulico dei tre eventi utilizzati per la calibrazione del coefficiente di Manning. Vengono anche mostrate le principali caratteristiche degli eventi: portata di picco, Q_p^t , tempo al picco, t_p , e livello di picco, h_p , riferito allo zero idrometrico della stazione di Orvieto.

Evento	Osservato				Modello idraulico						
	Data/ora al picco	Q_p^t (m^3s^{-1})	t_p (h)	h_p (m)	Data/ora al picco	Q_p^t (m^3s^{-1})	t_p (h)	h_p (m)	ϵ_{Qp} (%)	ϵ_{tp} (%)	ϵ_{hp} (%)
A	05/12/2008 23.00	587	41	4.90	05/12/2008 20.00	547	38	4.83	-7	-7	-1
B	10/12/2008 22.00	627	49	5.09	11/12/2008 8.00	479	59	4.58	-24	23	-10
C	16/12/2008 12.00	467	59	4.37	16/12/2008 12.00	384	59	4.15	-18	0	-5
Quota zero idrometrico sezione di Orvieto = 105.45 m s.l.m.											

Tabella 3.3. Come per la Tabella 3.2, ma per la sezione di Morrano.

Evento	Osservato				Modello idraulico						
	Data/ora al picco	Q_p^t (m^3s^{-1})	t_p (h)	h_p (m)	Data/ora al picco	Q_p^t (m^3s^{-1})	t_p (h)	h_p (m)	ϵ_{Qp} (%)	ϵ_{tp} (%)	ϵ_{hp} (%)
A	06/12/2008 0.00	60	40	1.78	05/12/2008 22.00	77	40	1.8	28	0	1
B	11/12/2008 12.00	116	63	2.37	11/12/2008 12.00	126	64	2.45	9	2	3
C	16/12/2008 17.00	59	64	1.78	16/12/2008 17.00	90	64	2.00	53	0	12
Quota zero idrometrico sezione di Morrano = 131.74 m s.l.m.											

Tabella 3.4. Come per la Tabella 3.2, ma per la sezione di Allerona.

Evento	Osservato				Modello idraulico						
	Data/ora al picco	Q_p^t (m^3s^{-1})	t_p (h)	h_p (m)	Data/ora al picco	Q_p^t (m^3s^{-1})	t_p (h)	h_p (m)	ϵ_{Qp} (%)	ϵ_{tp} (%)	ϵ_{hp} (%)
A	05/12/2008 22.00	345	40	3.21	05/12/2008 19.00	474	36	3.43	-37	10	7
B	10/12/2008 20.00	358	46	3.26	11/12/2008 02.00	307	53	2.75	14	-15	-16
C	16/12/2008 07.00	216	54	2.62	15/12/2008 20.00	227	43	2.77	-5	20	6
Quota zero idrometrico sezione di Allerona = 147.74 m s.l.m.											

3.1.5. Analisi eventi estremi

Le condizioni in ingresso al modello MIKE11 sono individuate dagli idrogrammi di portata stimati dal MISDc per ogni sottobacino e ogni area direttamente drenante che contribuisce alla formazione dell’onda di piena. Nella Tabella 3.5 sono elencati gli afflussi simulati lungo i tratti del corso oggetto di analisi.

Tabella 3.5. Fiume Paglia e Torrente Chiani: localizzazione dei tributari lungo l’asta principale investigata.

N° elemento (sottobacino)	Tipo di contributo	Progressiva (km)
1	Sottobacino	-24.925
2	Area direttamente drenante	da -24.925 a -19.086
3	Sottobacino	-18.703
4	Sottobacino	-19.086
5	Area direttamente drenante	da -19.085 a -16.493
6	Sottobacino	-16.844
7	Area direttamente drenante	da -16.492 a -12.856
8	Sottobacino	-15.326
9	Sottobacino	-12.932
10	Area direttamente drenante	da -12.855 a 0.609
11	Sottobacino	0.608
12	Area direttamente drenante	da 0.607 a 3.251
13	Sottobacino	3.250
14	Area direttamente drenante	da 3.249 a 8.130
15	Sottobacino	8.129
16	Area direttamente drenante	da 8.128 a 10.663
17	Sottobacino	10.662
18	Area direttamente drenante	da 10.661 a 12.599
19	Sottobacino	13.079
---	Bacino di monte del Torrente Chiani	0.000
21	Area direttamente drenante	da 0.000 a 6.134
32	Sottobacino	13.516
33	Sottobacino	13.635
34	Sottobacino	14.950
35	Area direttamente drenante	da 13.235 a 16.901
36	Sottobacino	16.000
37	Sottobacino	16.903
38	Area direttamente drenante	da 16.901 a 18.348
39	Sottobacino	17.643
40	Sottobacino	18.348
41	Sottobacino	19.070
42	Area direttamente drenante	da 18.348 a 19.910
20	Bacino di monte del Torrente Carcaione	0.000

In particolare, per ogni tributario viene riportato il numero del sottobacino della schematizzazione utilizzata durante l’analisi idrologica, il tipo di contributo (concentrato o distribuito) e la progressiva della sezione di immissione; per le aree direttamente drenanti

vengono indicate le progressive che delimitano il tratto interessato dal contributo. Va precisato che l’analisi è effettuata nell’ipotesi di tenuta idraulica delle arginature presenti e delle luci dei ponti liberi da ostruzione a causa di materiale flottante della piena.

L’analisi idraulica degli eventi estremi, come già evidenziato nella Relazione Idrologica, è basata sull’individuazione nei vari sottobacini degli idrogrammi di portata che forniscono alla sezione di Ponte Adunata la portata al colmo relativa al fissato tempo di ritorno (T_R) selezionato. Per ciascun T_R , considerando le curve di frequenza delle piene, basate sulla generazione stocastica delle 10 serie di precipitazione, sono stati individuati 10 differenti scenari di portata che sollecitano l’asta fluviale del Fiume Paglia e che forniscono la Q_{TR} di Ponte Adunata.

3.1.6. Evento di piena Tr=50 anni

In Figura 3.23, sono riportati i 10 scenari di portata adottati per alcune sezioni del Fiume Paglia. Nelle Figure 3.18- 3.21 è riportato l’involuppo delle massime portate assieme a quello dei massimi livelli e della corrispondente energia. Dalle figure suddette è evidente come per il Fiume Paglia i massimi livelli raggiunti siano quasi ovunque inferiori alla quota degli argini o delle sponde. In Tabella 3.6 sono riportati in funzione delle progressive i massimi tiranti raggiunti ed il rispettivo franco.

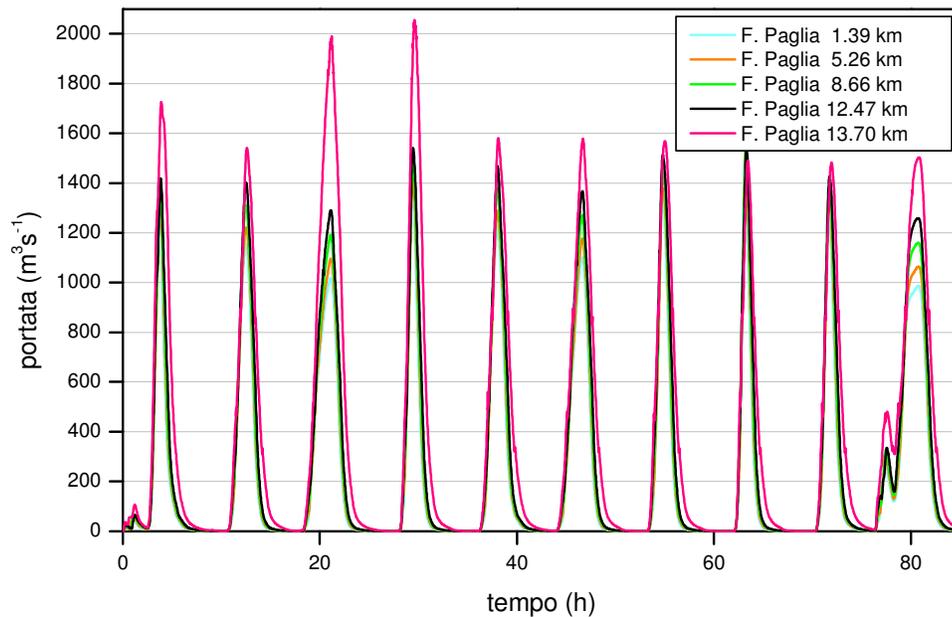


Figura 3.23. Evoluzione temporale degli idrogrammi di portata in alcune sezioni del Fiume Paglia per l'evento di piena con $Tr = 50$ anni. La sezione al km 13.7 corrisponde al tratto in corrispondenza di Ponte Adunata

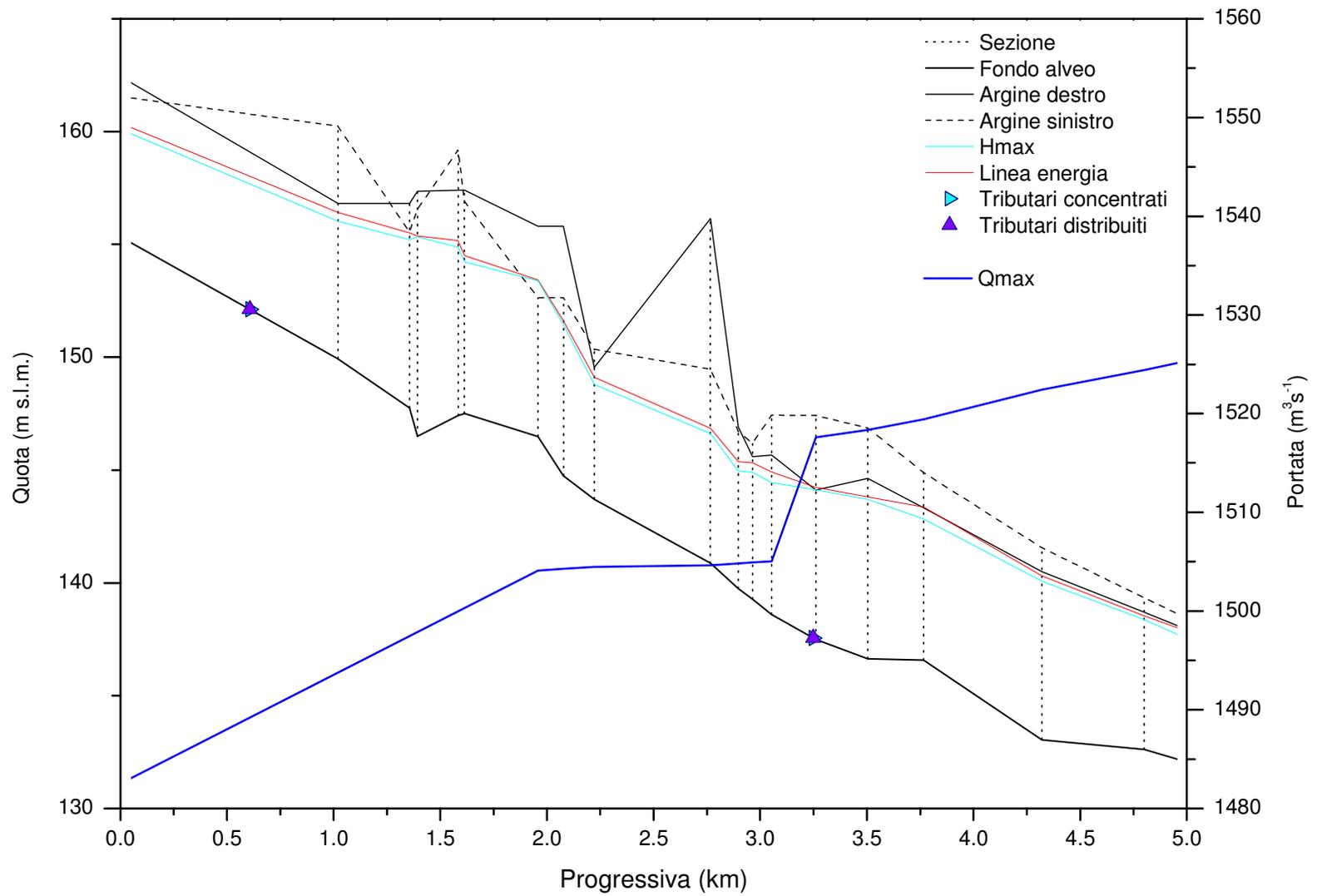


Figura 3.24. Fiume Paglia: involucro dei massimi livelli calcolati per l'evento di piena con tempo di ritorno 50 anni dalla progressiva 0 km alla progressiva 5 km . Vengono mostrate anche la geometria dell'alveo, la linea dell'energia e la massima portata stimata

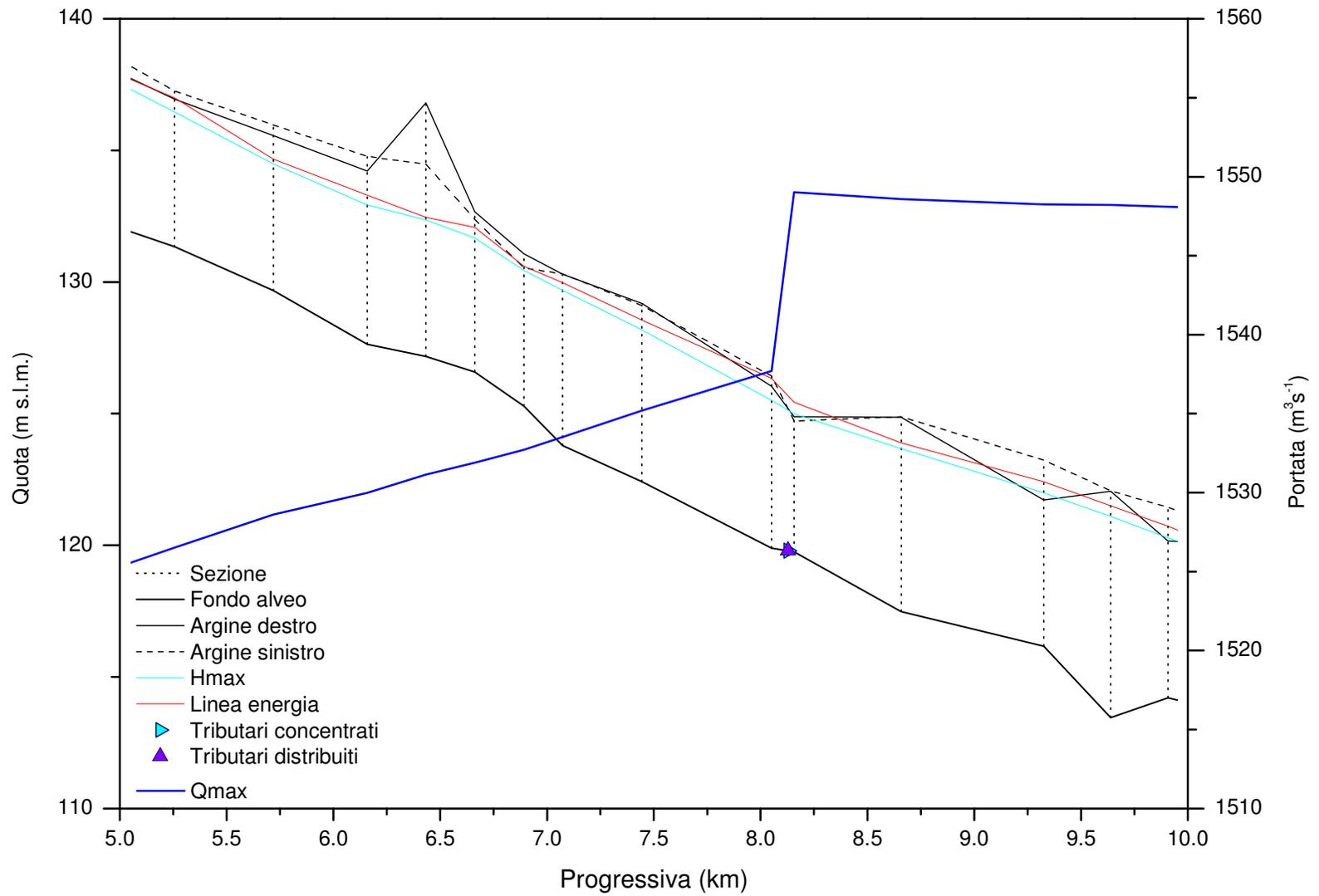


Figura 3.25. Come per la Figura 3.24, ma dalla progressiva 5 km alla progressiva 10 km.

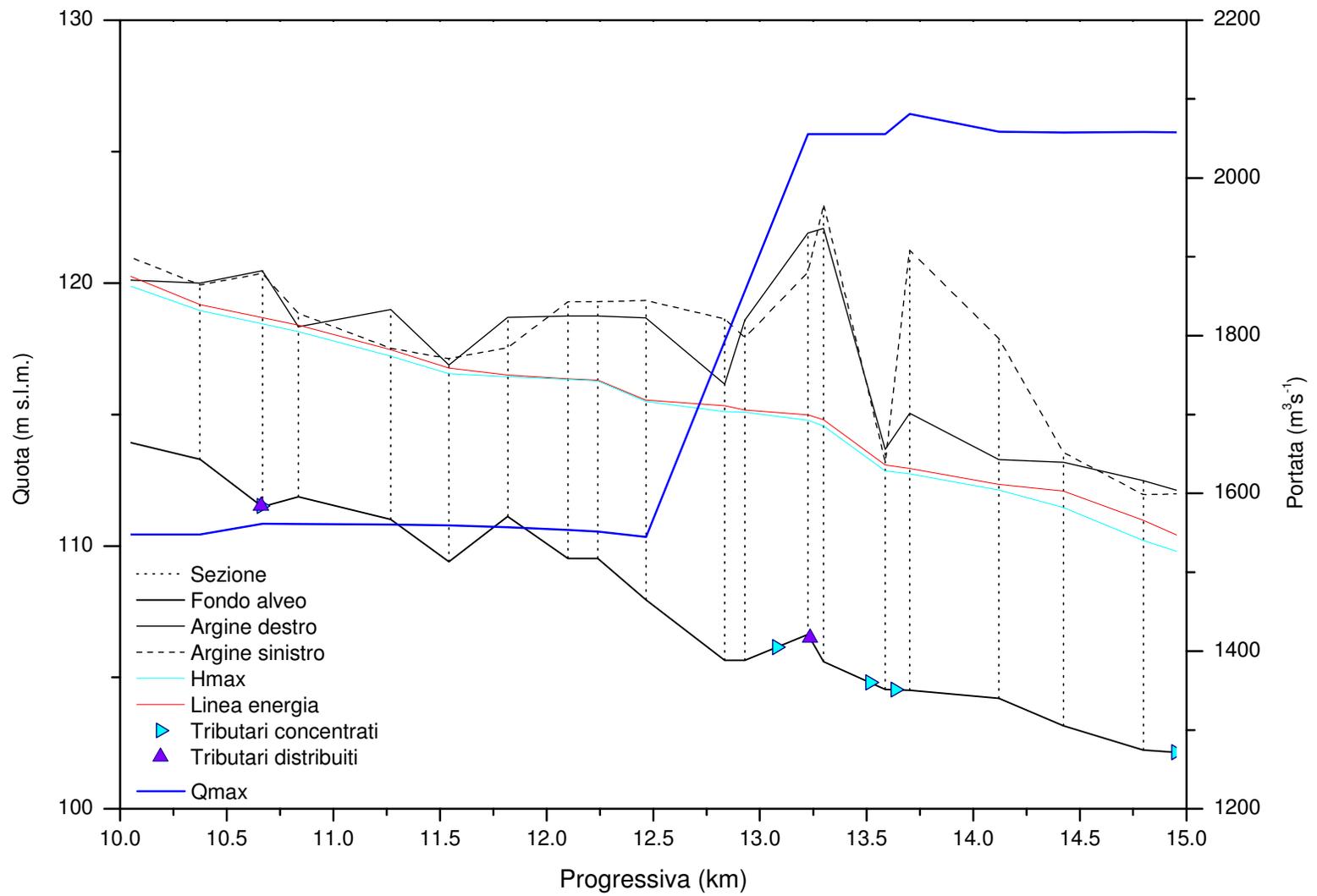


Figura 3.26. Come per la Figura 3.24, ma dalla progressiva 10 km alla progressiva 15 km.

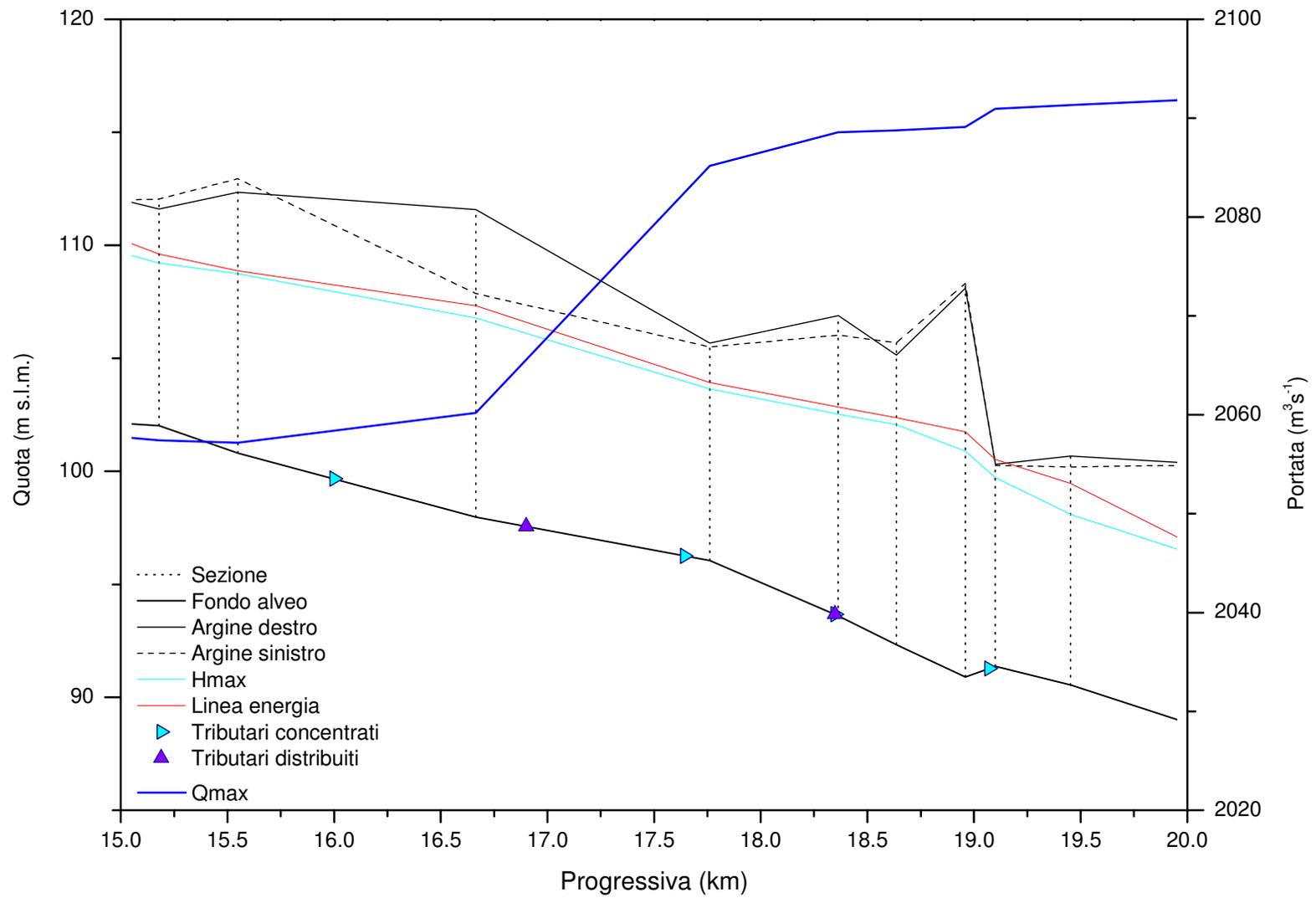


Figura 3.27. Come per laFigura 3.24, ma dalla progressiva 15 km alla progressiva 20 km.

Tabella 3.6. Fiume Paglia: confronto tra i livelli degli argini e il massimo livello, h_p , stimati dal modello idraulico MIKE11 per l'evento con tempo di ritorno di 50 anni.

Fiume Paglia						
ID sez.ne	Progr.va (Km)	Argine sx (m s.m.)	Argine dx (m s.m.)	h_p (m s.m.)	Franco sx (m)	Franco dx (m)
560	0.000	159.568	158.803	160.095	-0.53	-1.29
556	1.021	156.258	153.810	156.031	0.23	-2.22
551	1.356	155.009	155.198	155.208	-0.20	-0.01
550	1.394	153.816	154.223	155.34	-1.52	-1.12
540	1.584	159.189	157.496	154.884	4.31	2.61
530	1.613	157.496	157.405	154.23	3.27	3.18
520	1.958	151.241	151.376	153.386	-2.14	-2.01
510	2.078	149.394	150.026	151.442	-2.05	-1.42
500	2.222	147.640	147.390	148.793	-1.15	-1.40
490	2.766	145.980	146.690	146.606	-0.63	0.08
480	2.897	146.700	146.880	144.954	1.75	1.93
470	2.964	143.620	145.590	144.898	-1.28	0.69
460	3.054	143.260	145.670	144.444	-1.18	1.23
450	3.261	143.146	141.894	144.132	-0.99	-2.24
440	3.505	142.243	143.330	143.702	-1.46	-0.37
430	3.766	142.243	143.330	142.834	-0.59	0.50
420	4.321	137.910	139.845	140.068	-2.16	-0.22
410	4.800	136.081	135.655	138.37	-2.29	-2.72
400	5.257	134.310	136.773	136.462	-2.15	0.31
390	5.720	133.519	135.561	134.486	-0.97	1.08
380	6.158	132.170	134.220	132.931	-0.76	1.29
370	6.434	131.560	132.780	132.355	-0.79	0.43
360	6.662	132.010	132.780	131.678	0.33	1.10
350	6.892	130.151	131.070	130.436	-0.28	0.63
340	7.073	129.180	130.023	129.686	-0.51	0.34
330	7.444	127.603	127.517	128.183	-0.58	-0.67
320	8.052	123.961	124.220	125.507	-1.55	-1.29
310	8.157	124.720	122.893	124.99	-0.27	-2.10
300	8.658	120.937	124.860	123.675	-2.74	1.19
290	9.326	119.045	121.651	121.99	-2.94	-0.34

Fiume Paglia						
ID sez.ne	Progr.va (Km)	Argine sx (m s.m.)	Argine dx (m s.m.)	h_p (m s.m.)	Franco sx (m)	Franco dx (m)
280	9.639	117.419	122.046	121.1	-3.68	0.95
270	9.908	121.440	118.843	120.283	1.16	-1.44
260	10.374	116.451	119.910	118.952	-2.50	0.96
250	10.667	114.777	120.458	118.455	-3.68	2.00
240	10.836	116.120	117.123	118.157	-2.04	-1.03
230	11.269	116.997	114.805	117.226	-0.23	-2.42
220	11.542	113.919	116.475	116.554	-2.64	-0.08
210	11.818	114.175	114.738	116.439	-2.26	-1.70
205 M	12.100	114.148	115.288	116.333	-2.19	-1.05
205 V	12.240	114.148	115.288	116.272	-2.12	-0.98
200	12.466	113.570	114.731	115.499	-1.93	-0.77
190	12.835	113.668	116.149	115.113	-1.44	1.04
180	12.929	117.200	118.598	115.091	2.11	3.51
170	13.225	116.650	116.272	114.781	1.87	1.49
160	13.299	113.990	113.110	114.571	-0.58	-1.46
150	13.588	108.835	112.255	112.858	-4.02	-0.60
140	13.702	109.104	115.040	112.746	-3.64	2.29
130	14.120	110.910	113.290	112.127	-1.22	1.16
120	14.423	113.560	113.522	111.459	2.10	2.06
110	14.798	109.712	107.091	110.214	-0.50	-3.12
100	15.179	107.760	108.851	109.212	-1.45	-0.36
90	15.548	107.310	107.968	108.744	-1.43	-0.78
80	16.664	106.156	106.809	106.782	-0.63	0.03
70	17.761	99.401	101.220	103.653	-4.25	-2.43
60	18.363	100.469	99.554	102.528	-2.06	-2.97
50	18.636	100.153	100.512	102.074	-1.92	-1.56
40	18.960	98.773	99.470	100.886	-2.11	-1.42
30	19.100	100.253	98.988	99.725	0.53	-0.74
20	19.453	94.905	96.915	98.092	-3.19	-1.18
10	20.004	92.764	93.063	96.41	-3.65	-3.35

3.1.7. Evento di piena $Tr=200$ anni

L’evoluzione temporale degli idrogrammi di portata in alcune sezioni del corso d’acqua è mostrata in Figura 3.28 mentre nelle Figure 3.23 – 3.26 è riportato l’involuppo delle massime portate assieme a quello dei massimi livelli e della corrispondente energia. Analogamente agli altri tempi di ritorno i massimi livelli raggiunti sono superiori alla quota degli argini o delle sponde nella parte alta del Fiume, soprattutto nella zona dalla progressiva 5 alla progressiva 10, mentre al di sotto i livelli massimi sono contenuti dagli argini o dalle sponde. In Tabella 3.7 sono riportati in funzione delle progressive i massimi tiranti raggiunti ed il rispettivo franco.

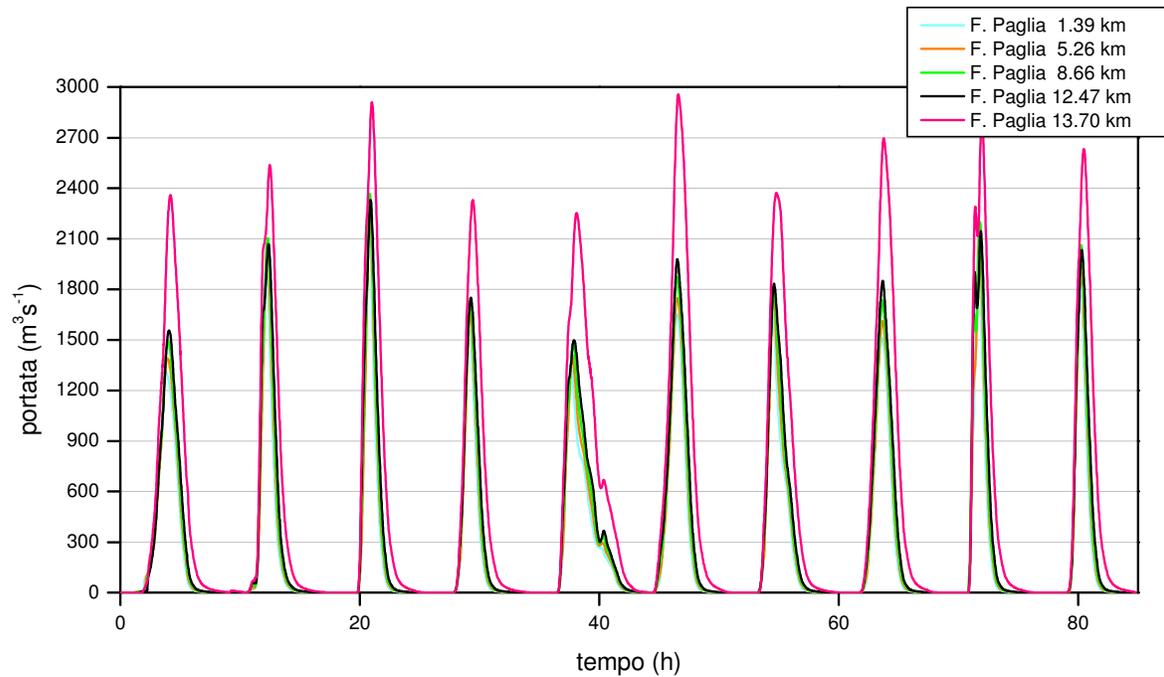


Figura 3.28. Evoluzione temporale degli idrogrammi di portata in alcune sezioni del Fiume Paglia per l’evento di piena con $Tr = 200$ anni.

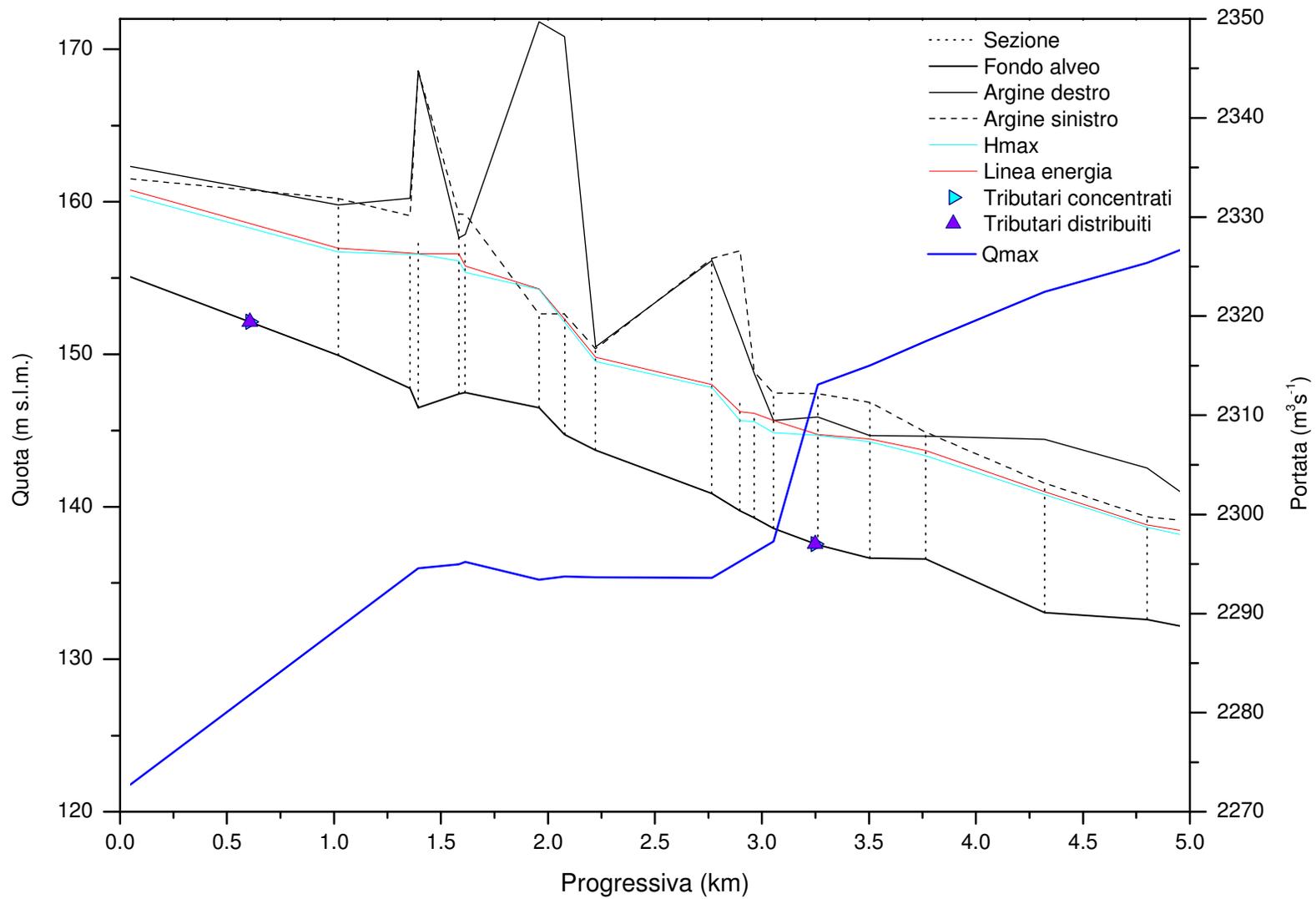


Figura 3.29. Fiume Paglia: inviluppo dei massimi livelli calcolati per l'evento di piena con tempo di ritorno 200 anni dalla progressiva 0 km alla progressiva 5 km . Vengono mostrate anche la geometria dell'alveo, la linea dell'energia e la massima portata stimata

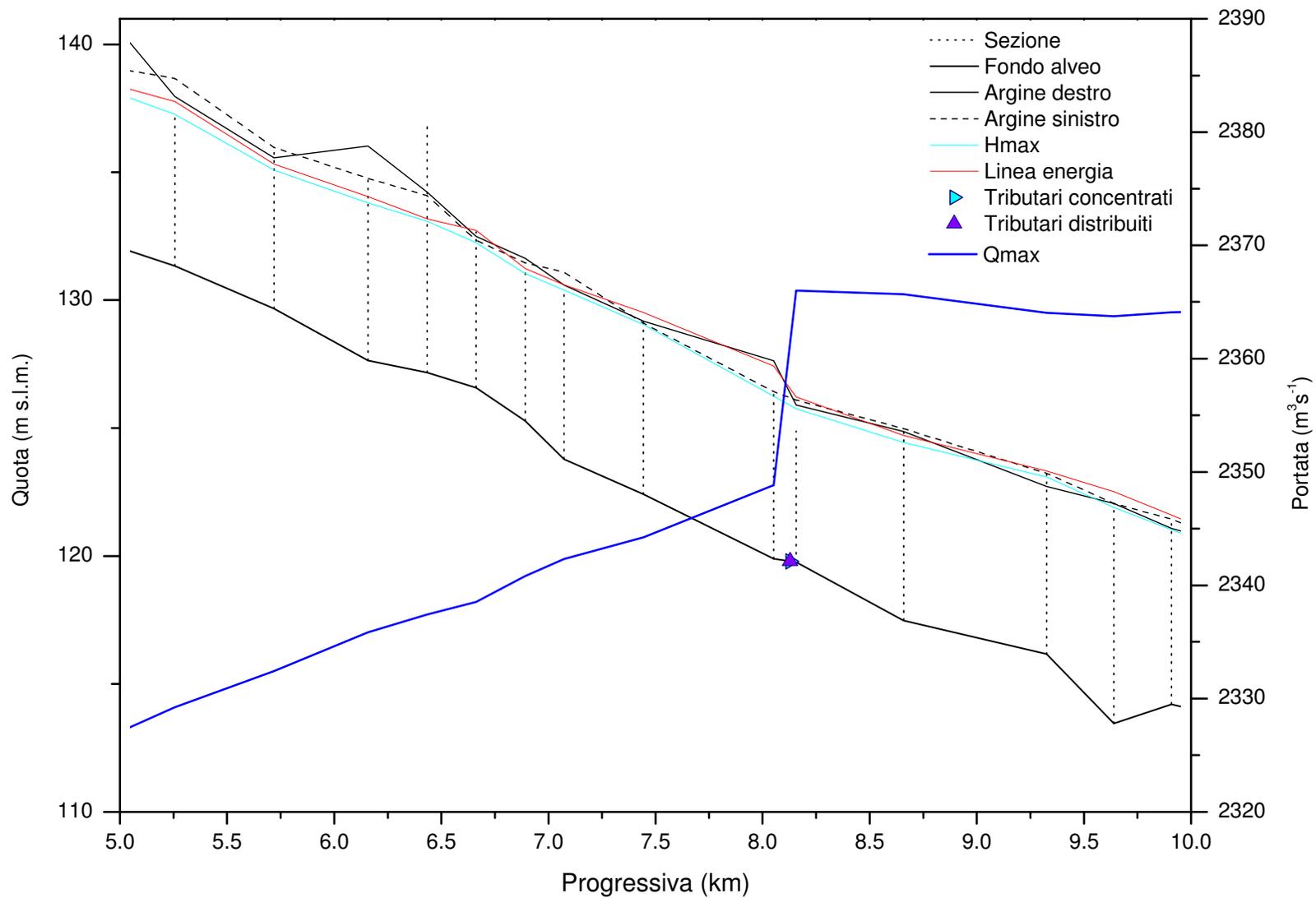


Figura 3.30. Come per la Figura 3.29, ma dalla progressiva 5 km alla progressiva 10 km.

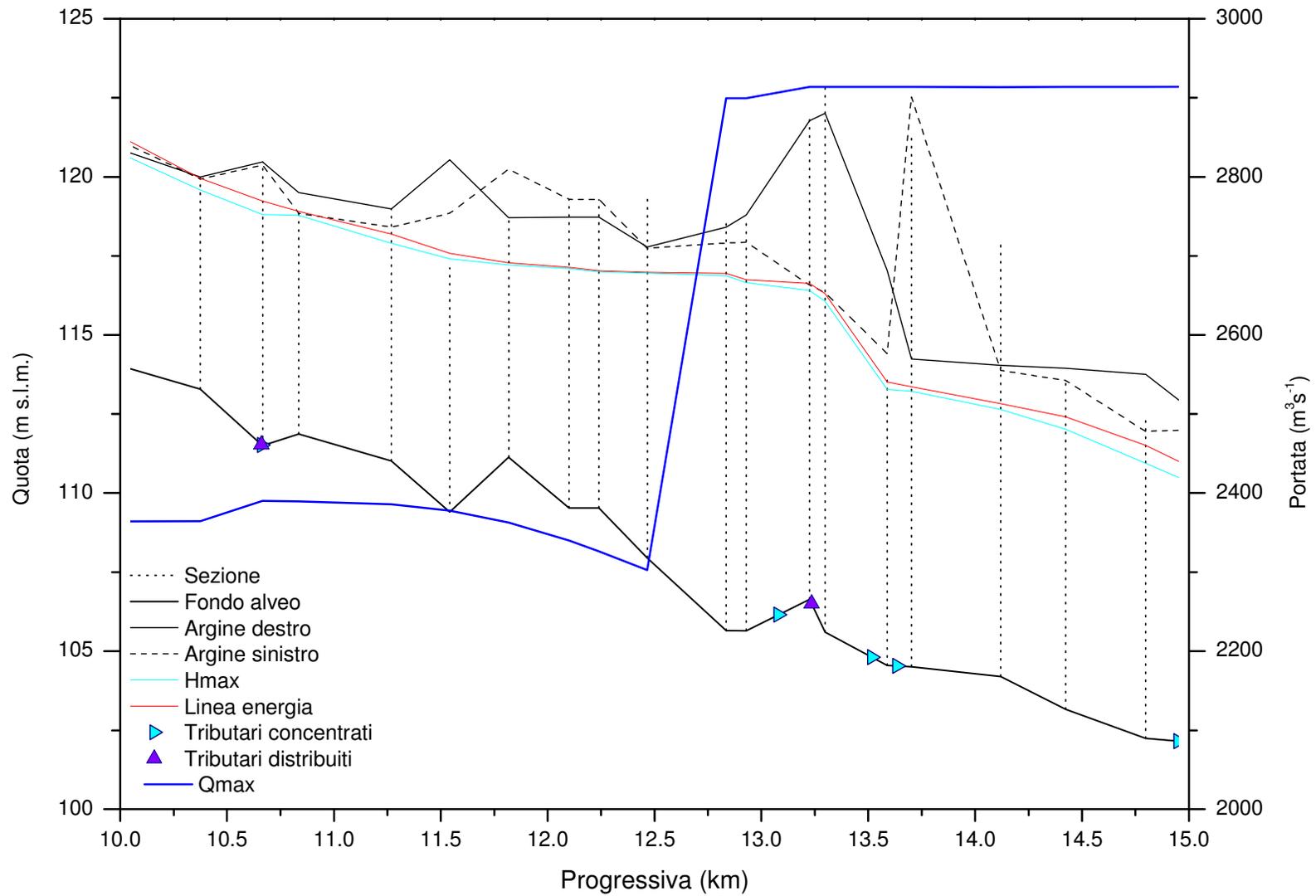


Figura 3.31. Come per la Figura 3.29, ma dalla progressiva 10 km alla progressiva 15 km.

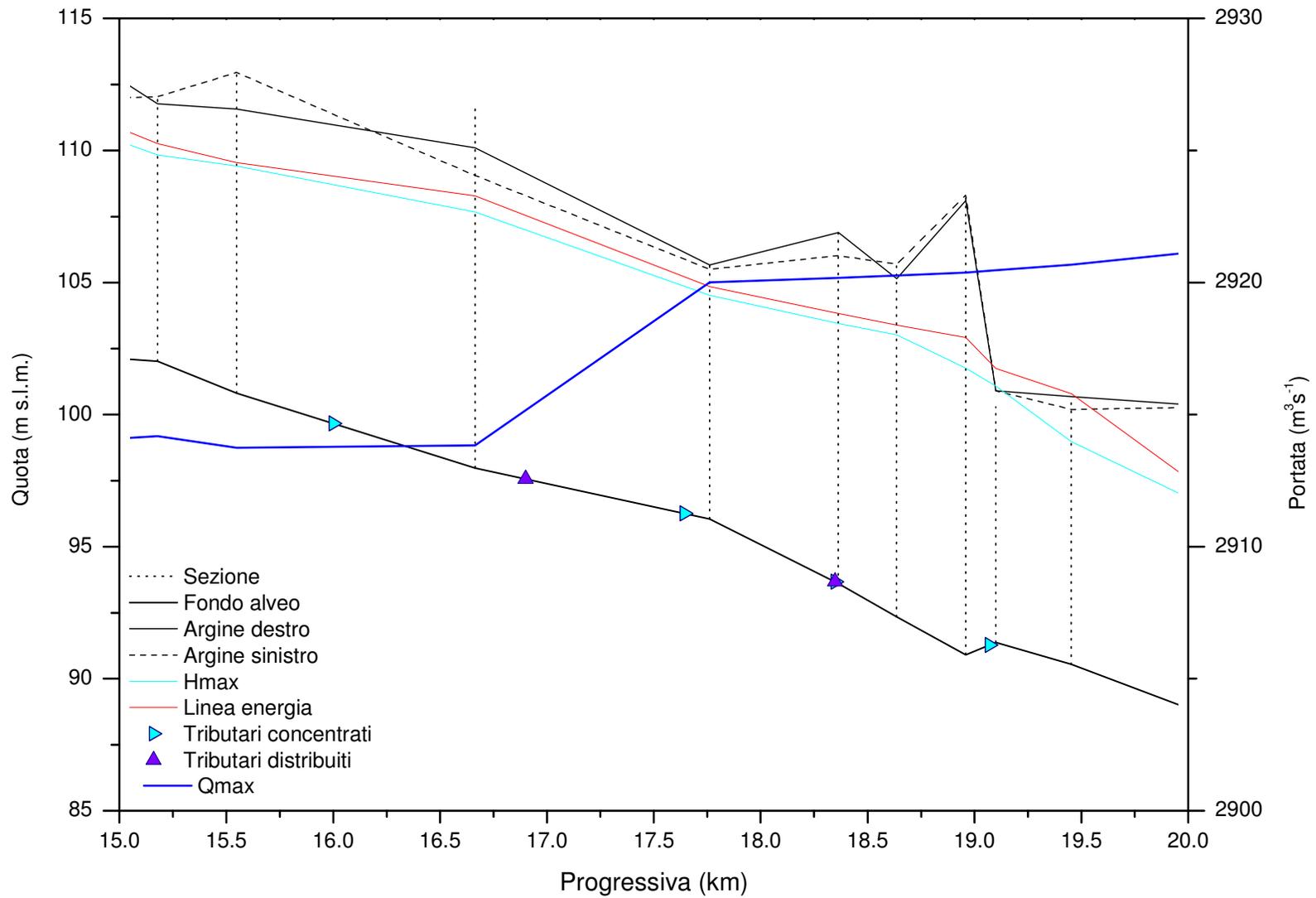


Figura 3.32. Come per la Figura 3.29, ma dalla progressiva 15 km alla progressiva 20 km.

Tabella 3.7. Fiume Paglia: confronto tra i livelli degli argini e il massimo livello, h_p , stimati dal modello idraulico MIKE11 per l'evento con tempo di ritorno di 200 anni.

Fiume Paglia						
ID sez.ne	Progr.va (Km)	Argine sx (m s.m.)	Argine dx (m s.m.)	h_p (m s.m.)	Franco sx (m)	Franco dx (m)
560	0.000	159.568	158.803	160.577	-1.01	-1.77
556	1.021	156.258	153.810	156.706	-0.45	-2.90
551	1.356	155.009	155.198	156.562	-1.55	-1.36
550	1.394	153.816	154.223	156.566	-2.75	-2.34
540	1.584	159.189	157.496	156.112	3.08	1.38
530	1.613	157.496	157.405	155.36	2.14	2.04
520	1.958	151.241	151.376	154.248	-3.01	-2.87
510	2.078	149.394	150.026	152.111	-2.72	-2.08
500	2.222	147.640	147.390	149.531	-1.89	-2.14
490	2.766	145.980	146.690	147.816	-1.84	-1.13
480	2.897	146.700	146.880	145.638	1.06	1.24
470	2.964	143.620	145.590	145.582	-1.96	0.01
460	3.054	143.260	145.670	144.864	-1.60	0.81
450	3.261	143.146	141.894	144.684	-1.54	-2.79
440	3.505	142.243	143.330	144.263	-2.02	-0.93
430	3.766	142.243	143.330	143.329	-1.09	0.00
420	4.321	137.910	139.845	140.792	-2.88	-0.95
410	4.800	136.081	135.655	138.661	-2.58	-3.01
400	5.257	134.310	136.773	137.272	-2.96	-0.50
390	5.720	133.519	135.561	135.085	-1.57	0.48
380	6.158	132.170	134.220	133.811	-1.64	0.41
370	6.434	131.560	132.780	133.087	-1.53	-0.31
360	6.662	132.010	132.780	132.243	-0.23	0.54
350	6.892	130.151	131.070	131.036	-0.88	0.03
340	7.073	129.180	130.023	130.398	-1.22	-0.38
330	7.444	127.603	127.517	129.042	-1.44	-1.53
320	8.052	123.961	124.220	126.257	-2.30	-2.04
310	8.157	124.720	122.893	125.757	-1.04	-2.86
300	8.658	120.937	124.860	124.442	-3.51	0.42
290	9.326	119.045	121.651	123.084	-4.04	-1.43

Fiume Paglia						
ID sez.ne	Progr.va (Km)	Argine sx (m s.m.)	Argine dx (m s.m.)	h_p (m s.m.)	Franco sx (m)	Franco dx (m)
280	9.639	117.419	122.046	121.892	-4.47	0.15
270	9.908	121.440	118.843	121.03	0.41	-2.19
260	10.374	116.451	119.910	119.587	-3.14	0.32
250	10.667	114.777	120.458	118.812	-4.04	1.65
240	10.836	116.120	117.123	118.781	-2.66	-1.66
230	11.269	116.997	114.805	117.9	-0.90	-3.10
220	11.542	113.919	116.475	117.407	-3.49	-0.93
210	11.818	114.175	114.738	117.215	-3.04	-2.48
205 M	12.100	114.148	115.288	117.102	-2.95	-1.81
205 V	12.240	114.148	115.288	116.994	-2.85	-1.71
200	12.466	113.570	114.731	116.962	-3.39	-2.23
190	12.835	113.668	116.149	116.873	-3.21	-0.72
180	12.929	117.200	118.598	116.652	0.55	1.95
170	13.225	116.650	116.272	116.402	0.25	-0.13
160	13.299	113.990	113.110	116.064	-2.07	-2.95
150	13.588	108.835	112.255	113.275	-4.44	-1.02
140	13.702	109.104	115.040	113.217	-4.11	1.82
130	14.120	110.910	113.290	112.644	-1.73	0.65
120	14.423	113.560	113.522	112.02	1.54	1.50
110	14.798	109.712	107.091	110.942	-1.23	-3.85
100	15.179	107.760	108.851	109.831	-2.07	-0.98
90	15.548	107.310	107.968	109.412	-2.10	-1.44
80	16.664	106.156	106.809	107.669	-1.51	-0.86
70	17.761	99.401	101.220	104.52	-5.12	-3.30
60	18.363	100.469	99.554	103.441	-2.97	-3.89
50	18.636	100.153	100.512	103.024	-2.87	-2.51
40	18.960	98.773	99.470	101.76	-2.99	-2.29
30	19.100	100.253	98.988	101.084	-0.83	-2.10
20	19.453	94.905	96.915	98.973	-4.07	-2.06
10	20.004	92.764	93.063	96.84	-4.08	-3.78

3.1.8. Evento di piena $Tr=500$ anni

L'evoluzione temporale di due dei dieci idrogrammi di portata in alcune sezioni del corso d'acqua è mostrata in Figura 3.35 mentre nelle Figure 3.28 – 3.31 è riportato l'involuppo delle massime portate assieme a quello dei massimi livelli e della corrispondente energia Analogamente agli altri tempi di ritorno i massimi livelli raggiunti sono superiori alla quota degli argini o delle sponde nella parte alta del Fiume, soprattutto nella zona dalla progressiva 5 alla progressiva 10, mentre al di sotto i livelli massimi sono contenuti dagli argini o dalle sponde. In Tabella 3.8 sono riportati in funzione delle progressive i massimi tiranti raggiunti ed il rispettivo franco.

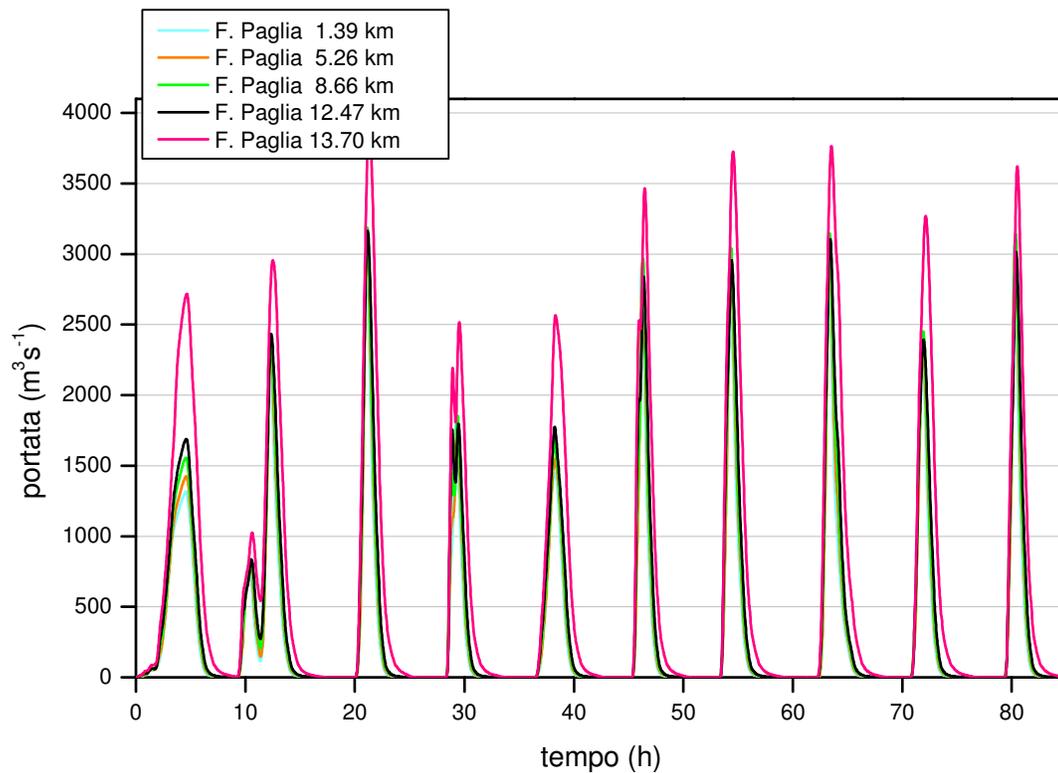


Figura 3.33. Evoluzione temporale degli idrogrammi di portata in alcune sezioni del Fiume Paglia per l'evento di piena con $Tr = 500$ anni.

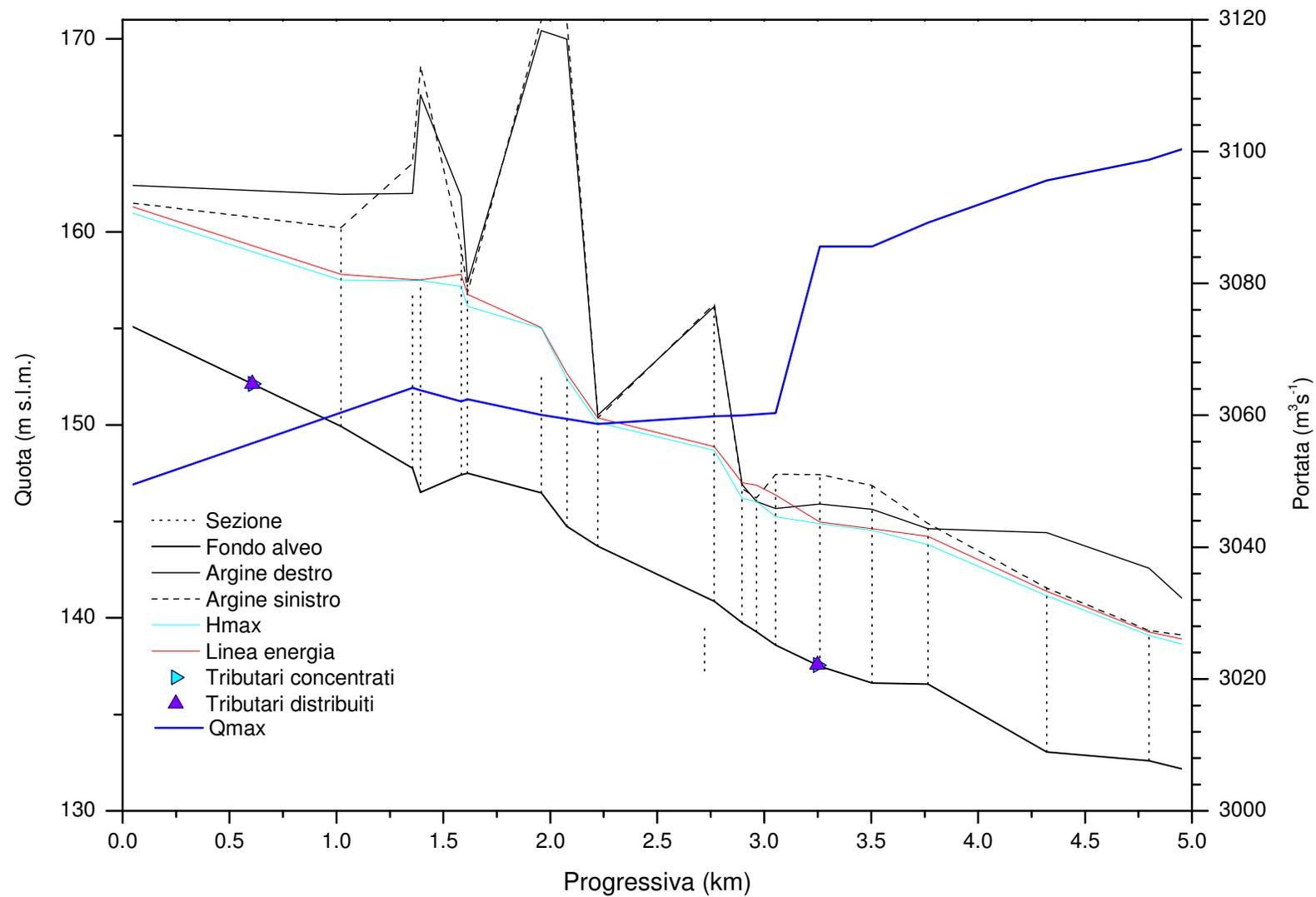


Figura 3.34. Fiume Paglia: inviluppo dei massimi livelli calcolati per l'evento di piena con tempo di ritorno 200 anni dalla progressiva 0 km alla progressiva 5 km. Vengono mostrate anche la geometria dell'alveo, la linea dell'energia e la massima portata stimata.

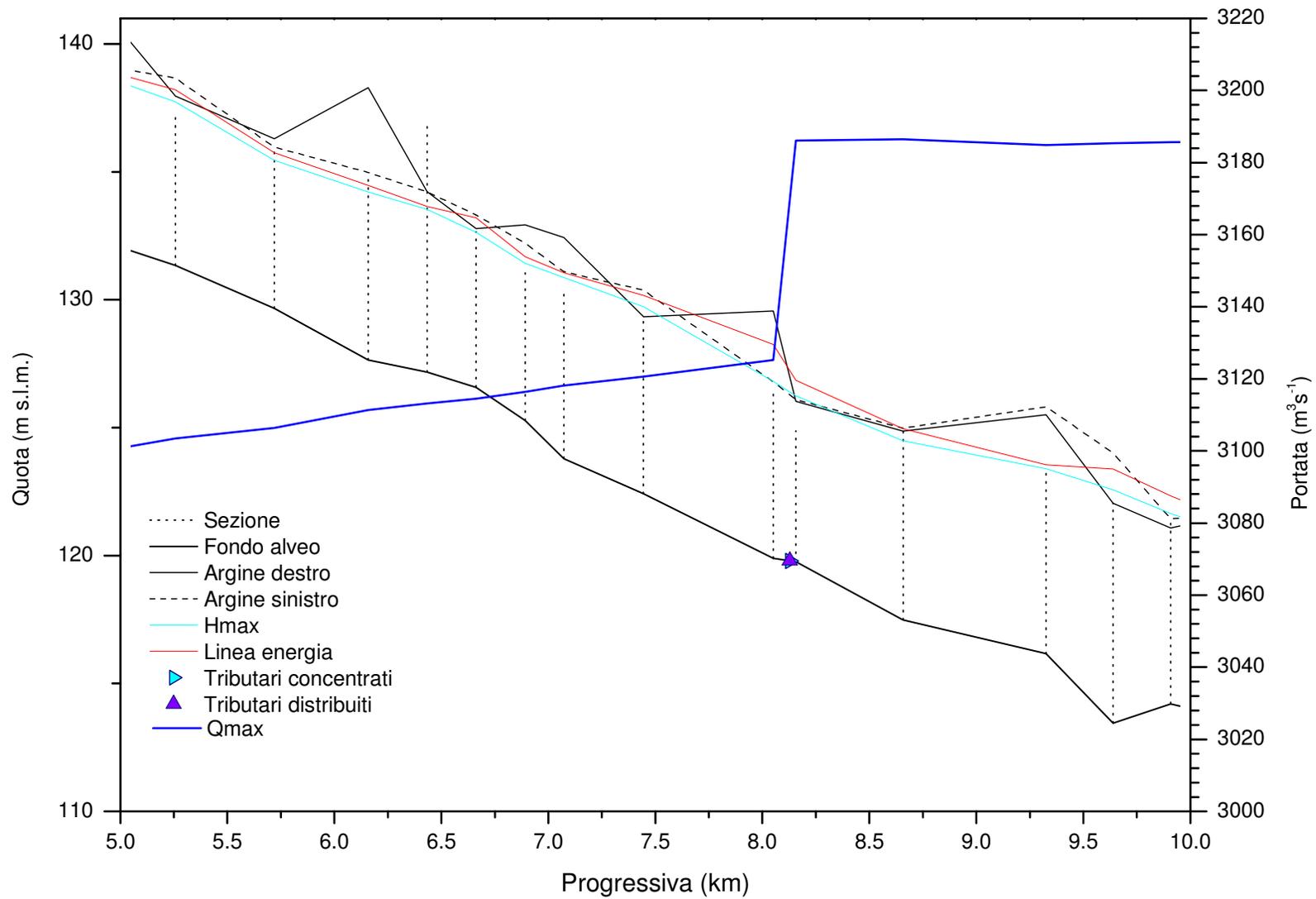


Figura 3.35. Come per la Figura 3.34, ma dalla progressiva 5 km alla progressiva 10 km.

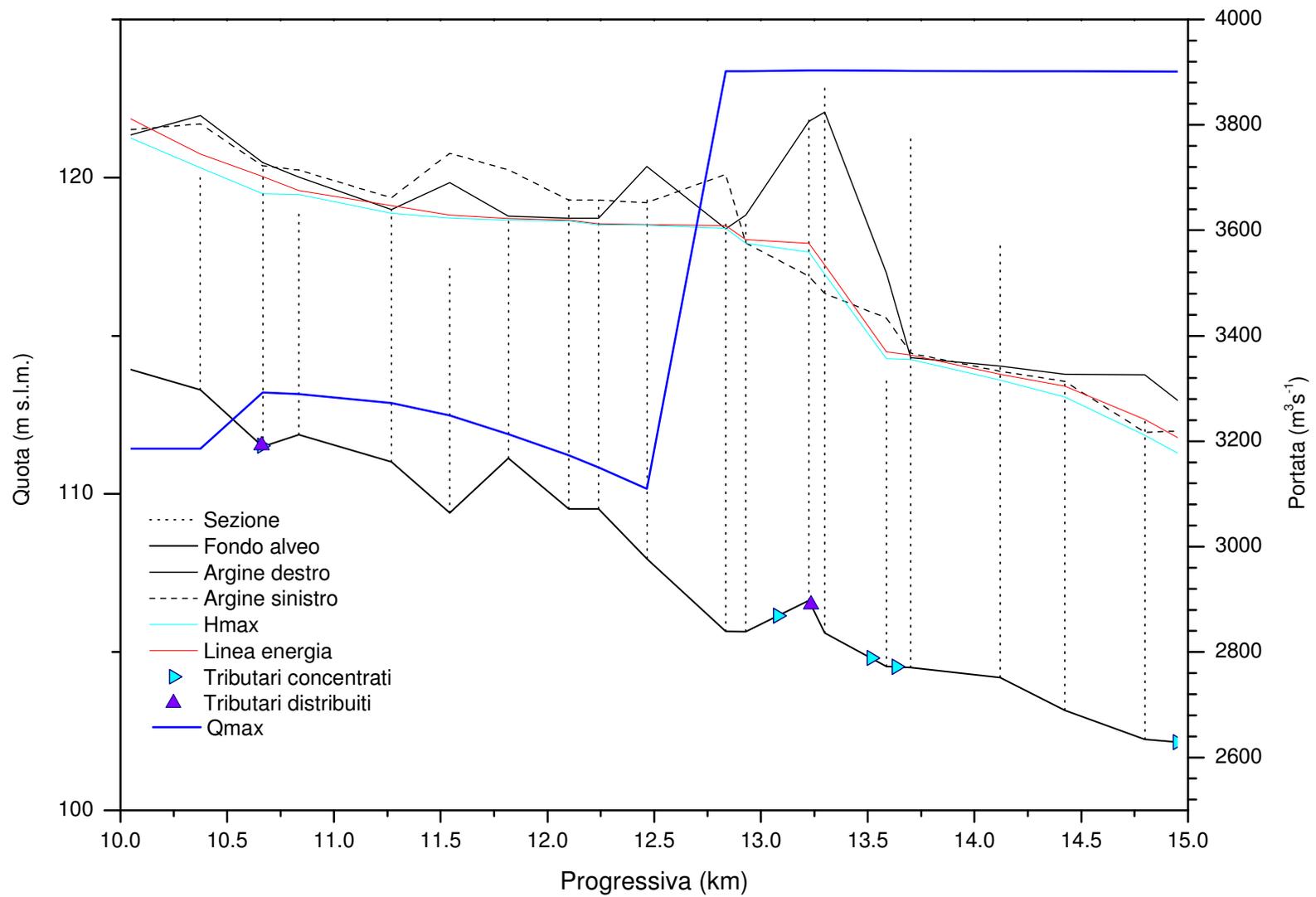


Figura 3.36. Come per la Figura 3.34, ma dalla progressiva 10 km alla progressiva 15 km.

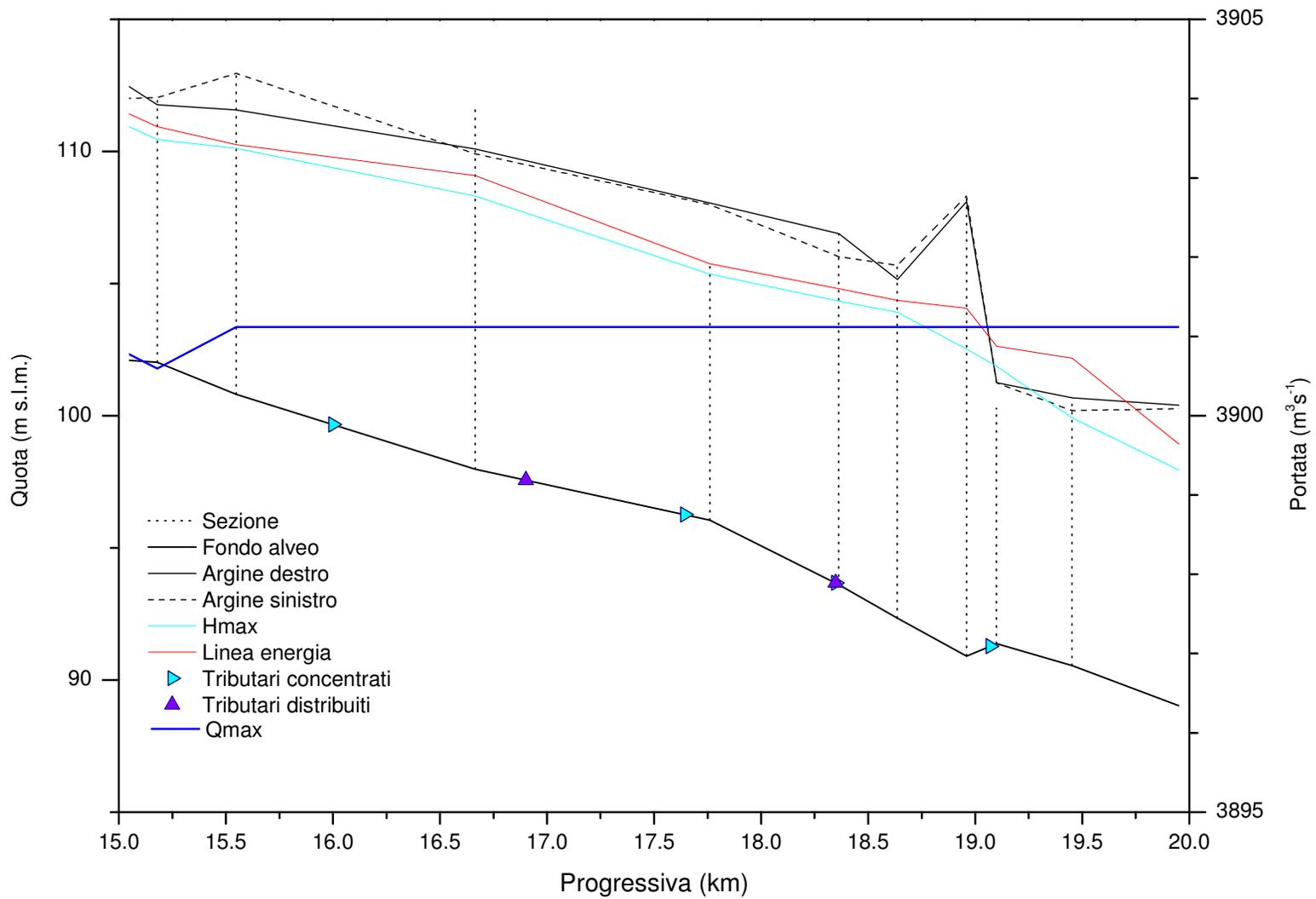


Figura 3.37. Come per la Figura 3.34, ma dalla progressiva 15 km alla progressiva 20 km.

Tabella 3.8. Fiume Paglia: confronto tra i livelli degli argini e il massimo livello, h_p , stimati dal modello idraulico MIKE11 per l'evento con tempo di ritorno di 500 anni.

Fiume Paglia						
ID sez.ne	Progr.va (Km)	Argine sx (m s.m.)	Argine dx (m s.m.)	h_p (m s.m.)	Franco sx (m)	Franco dx (m)
560	0.000	159.568	158.803	161.138	-1.57	-2.34
556	1.021	156.258	153.810	157.504	-1.25	-3.69
551	1.356	155.009	155.198	157.48	-2.47	-2.28
550	1.394	153.816	154.223	157.487	-3.67	-3.26
540	1.584	159.189	157.496	157.167	2.02	0.33
530	1.613	157.496	157.405	156.15	1.35	1.26
520	1.958	151.241	151.376	154.999	-3.76	-3.62
510	2.078	149.394	150.026	152.423	-3.03	-2.40
500	2.222	147.640	147.390	150.125	-2.49	-2.74
490	2.766	145.980	146.690	148.669	-2.69	-1.98
480	2.897	146.700	146.880	146.185	0.51	0.69
470	2.964	143.620	145.590	146.041	-2.42	-0.45
460	3.054	143.260	145.670	145.241	-1.98	0.43
450	3.261	143.146	141.894	144.887	-1.74	-2.99
440	3.505	142.243	143.330	144.543	-2.30	-1.21
430	3.766	142.243	143.330	143.796	-1.55	-0.47
420	4.321	137.910	139.845	141.149	-3.24	-1.30
410	4.800	136.081	135.655	139.099	-3.02	-3.44
400	5.257	134.310	136.773	137.744	-3.43	-0.97
390	5.720	133.519	135.561	135.452	-1.93	0.11
380	6.158	132.170	134.220	134.22	-2.05	0.00
370	6.434	131.560	132.780	133.533	-1.97	-0.75
360	6.662	132.010	132.780	132.638	-0.63	0.14
350	6.892	130.151	131.070	131.42	-1.27	-0.35
340	7.073	129.180	130.023	130.869	-1.69	-0.85
330	7.444	127.603	127.517	129.728	-2.13	-2.21
320	8.052	123.961	124.220	126.815	-2.85	-2.60
310	8.157	124.720	122.893	126.246	-1.53	-3.35
300	8.658	120.937	124.860	124.485	-3.55	0.38
290	9.326	119.045	121.651	123.39	-4.35	-1.74

Fiume Paglia						
ID sez.ne	Progr.va (Km)	Argine sx (m s.m.)	Argine dx (m s.m.)	h_p (m s.m.)	Franco sx (m)	Franco dx (m)
280	9.639	117.419	122.046	122.571	-5.15	-0.52
270	9.908	121.440	118.843	121.652	-0.21	-2.81
260	10.374	116.451	119.910	120.304	-3.85	-0.39
250	10.667	114.777	120.458	119.495	-4.72	0.96
240	10.836	116.120	117.123	119.462	-3.34	-2.34
230	11.269	116.997	114.805	118.869	-1.87	-4.06
220	11.542	113.919	116.475	118.721	-4.80	-2.25
210	11.818	114.175	114.738	118.656	-4.48	-3.92
205 M	12.100	114.148	115.288	118.626	-4.48	-3.34
205 V	12.240	114.148	115.288	118.508	-4.36	-3.22
200	12.466	113.570	114.731	118.494	-4.92	-3.76
190	12.835	113.668	116.149	118.405	-4.74	-2.26
180	12.929	117.200	118.598	117.919	-0.72	0.68
170	13.225	116.650	116.272	117.651	-1.00	-1.38
160	13.299	113.990	113.110	116.943	-2.95	-3.83
150	13.588	108.835	112.255	114.282	-5.45	-2.03
140	13.702	109.104	115.040	114.25	-5.15	0.79
130	14.120	110.910	113.290	113.602	-2.69	-0.31
120	14.423	113.560	113.522	113.066	0.49	0.46
110	14.798	109.712	107.091	111.852	-2.14	-4.76
100	15.179	107.760	108.851	110.452	-2.69	-1.60
90	15.548	107.310	107.968	110.11	-2.80	-2.14
80	16.664	106.156	106.809	108.311	-2.16	-1.50
70	17.761	99.401	101.220	105.361	-5.96	-4.14
60	18.363	100.469	99.554	104.329	-3.86	-4.77
50	18.636	100.153	100.512	103.914	-3.76	-3.40
40	18.960	98.773	99.470	102.524	-3.75	-3.05
30	19.100	100.253	98.988	101.871	-1.62	-2.88
20	19.453	94.905	96.915	99.922	-5.02	-3.01
10	20.004	92.764	93.063	97.74	-4.98	-4.68

4. Aree Allagabili

Sulla base delle analisi idrauliche svolte, sono state individuate le aree allagabili per ciascun tempo di ritorno. Basate su di esse, da un lato, sono state individuate quelle di tipo indiretto e, dall’altro, considerando i tiranti idrici e le rispettive velocità sono state individuate le aree marginali. Ciò ha consentito di individuare le rispettive fasce A, B e C di pericolosità idraulica. Aree allagabili e fasce sono state rese digitali mediante un Sistema Informativo Territoriale. Va nuovamente evidenziato che riguardo alle opere idrauliche presenti, l’analisi ha considerato la geometria del corso d’acqua ad opere ultimate. Il materiale cartografico relativo è allegato alla presente relazione (Allegati I, II, III, IV). Tuttavia, considerando che in due distinte aree del corso d’acqua oggetto del presente studio (vedasi Tabella 4.1), le opere interferenti con la dinamica fluviale, sebbene in avanzato corso di realizzazione non sono state ancora ultimate, si è provveduto per esse all’individuazione delle aree allagabili e quindi delle rispettive fasce di pericolosità “*ante-operam*”. (Allegato V – Tavola 1/2 e Tavola 2/2). Va evidenziato che questi ultimi elaborati hanno validità e sono vincolanti ai fini della mappatura della pericolosità idraulica fino all’avvenuto collaudo delle opere innanzi descritte.

Tabella 4.1. Aree perifluviali con la presenza di opere in corso di realizzazione ed interferenti con il Fiume Paglia.

<u>Area 1 – Pianlungo (Castel Viscardo)</u>	<u>Area 2 – Ciconia (Orvieto)</u>
<i>Difesa arginale lungo la S.P. n.48</i> Rifacimento con ripristino della funzionalità idraulica di una difesa passiva esistente lungo la strada provinciale n.48, nel tratto immediatamente adiacente il ponte sul fiume Paglia, in sinistra idrografica.	<i>Attraversamento “Complanare”</i> Ponte sul fiume Paglia previsto poco a monte della confluenza del fiume Chiani nell’ambito del più generale intervento per la realizzazione del raccordo stradale tra la S.S. n.205 “Amerina” e la S.R. n.71 “Umbro-Casentinese” per l’accesso al polo ospedaliero di Orvieto.
	<i>Difesa arginale impianti sportivi</i> Realizzazione di una difesa passiva in sinistra idrografica del fiume Paglia, a ridosso e a protezione degli impianti sportivi in loc. La Svolta e di una serie di insediamenti residenziali lungo la S.R. n.71 “Umbro-Casentinese”

5. Conclusioni

L’analisi idraulica del Fiume Paglia ha consentito di definire le Fasce di pericolosità tenendo conto dell’incertezza relativa alla sollecitazione termo-pluviometrica del bacino di studio

Sulla base degli scenari di portata ottenuti, mediante la trasformazione afflussi-deflussi in continuo, sono state individuate le curve di frequenza delle portate ad ogni chiusura di sottobacino.

Le aree allagabili lungo l’asta del Fiume Paglia, oggetto di studio, rappresentano, per ciascun tempo di ritorno, l’involuppo dei dieci scenari così individuati, nell’ipotesi di tenuta idraulica dei manufatti arginali laddove presenti e di luce dei ponti libera da qualsiasi ostruzione dovuta a materiale flottante.

Bibliografia

- Abbott, M.B., (1979). Computational hydraulics elements of the theory of free surface flows. Pitman Publishing Limited, London.
- Barbetta S., Brocca L., Melone F., Moramarco T., Tullo T., (2010). Aggiornamento delle fasce di pericolosità idraulica del tratto terminale del Fiume Paglia – Relazione Metodologica’, Giugno 2010.
- Barbetta S., Pandolfo C., Stelluti M., Melone F., Moramarco T., 2005, “Estimation of flooding-prone areas for ungauged river reaches”, In: M. Perumal et al. (Ed.) Hydrological Perspective for sustainable development (Volume I), Allied Publishers Pvt. Ltd., New Delhi, 78–91.
- Harry H. Barnes (1967), Roughness Characteristics of Natural Channels, USGS, Water supply paper.
- M., Bencivenga, C., Calenda, C.P. Mancini, (2001). Ricostruzione storica delle scale di deflusso delle principali stazioni di misura nel bacino del Fiume Tevere. Il secolo XX. Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato, Roma, 355 p.
- Chow, V.T., Maidment, D.R., and Mays, L.W. (1988), Applied Hydrology, McGraw Hill International Edition.
- DHI Water and Environment, 2003, “*Mike11 - a modelling system for rivers and channels*”, Reference Manual, Horsholm, Denmark: Danish Hydraulic Institute.