

**ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

---

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

**CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA IN  
INGEGNERIA PER L'AMBIENTE E IL TERRITORIO**

*DISTART – Costruzioni Idrauliche*

**TESI DI LAUREA**

in

Elementi di Infrastrutture Idrauliche L

**APPLICABILITÀ DEGLI IDROGRAMMI SINTETICI DI  
PROGETTO NELLO STUDIO DEL COMPORTAMENTO  
IDRAULICO DEI CORSI D'ACQUA NATURALI**

CANDIDATO  
Carmen Marcher

RELATORE:  
Chiar.mo  
Prof. Ing. Attilio Castellarin

CORRELATORE:  
Chiar.mo  
Prof. Ing. Alberto Montanari

Anno Accademico 2007/08

Sessione II



# Indice

<b>Introduzione</b> .....	<b>3</b>
<b>1 Il Fiume Secchia</b> .....	<b>7</b>
1.1 Caratteristiche geomorfologiche .....	8
1.2 Caratteristiche idrologiche .....	10
1.3 Le casse di espansione.....	11
<b>2 La generazione della serie di portate sintetiche</b> .....	<b>15</b>
2.1 Descrizione del caso di studio .....	18
2.2 Strutturazione dell'analisi .....	21
2.3 Lineamenti essenziali del modello distribuito.....	23
2.4 Calibrazione e validazione del modello .....	27
2.5 Determinazione degli effetti della variabilità dell'infiltrazione con la simulazione di dati storici .....	31
2.6 Determinazione degli effetti della variabilità con la simulazione di dati sintetici.....	33
2.7 Considerazioni sui risultati.....	38
<b>3 Metodo di stima indiretta degli idrogrammi sintetici</b> .....	<b>39</b>
3.1 La costruzione degli idrogrammi sintetici.....	41
3.2 Modelli per la stima indiretta della curva di riduzione dei colmi di piena....	43
3.3 Stima regionale degli idrogrammi sintetici .....	47

<b>4 Simulazioni in HEC-RAS e costruzione degli idrogrammi sintetici .....</b>	<b>55</b>
4.1 Funzionamento del programma .....	56
4.2 Costruzione del modello geometrico.....	62
4.3 Simulazioni in moto vario .....	67
4.4 Simulazione degli idrogrammi sintetici.....	69
4.5 Simulazione della serie di portate sintetiche .....	76
4.6 La costruzione degli idrogrammi sintetici.....	90
4.7 Procedimento di calcolo in Matlab.....	91
4.8 Gli idrogrammi sintetici .....	96
<b>5 Confronto dei risultati.....</b>	<b>101</b>
5.1 Confronto qualitativo degli idrogrammi.....	102
5.2 Confronto delle portate al colmo di piena .....	109
5.3 Confronto delle curve di riduzione dei volumi di piena.....	111
<b>Conclusioni .....</b>	<b>121</b>
<b>Bibliografia .....</b>	<b>125</b>

## Introduzione

Nella protezione idraulica del territorio la previsione e il controllo delle piene sono di fondamentale importanza. I territori sono sempre più antropizzati, pertanto la riduzione dei rischi connessi a eventi idrometeorologici estremi è di notevole interesse. La previsione delle piene è resa difficile dall'innumerabile quantità di variabili che intervengono nel processo della loro formazione.

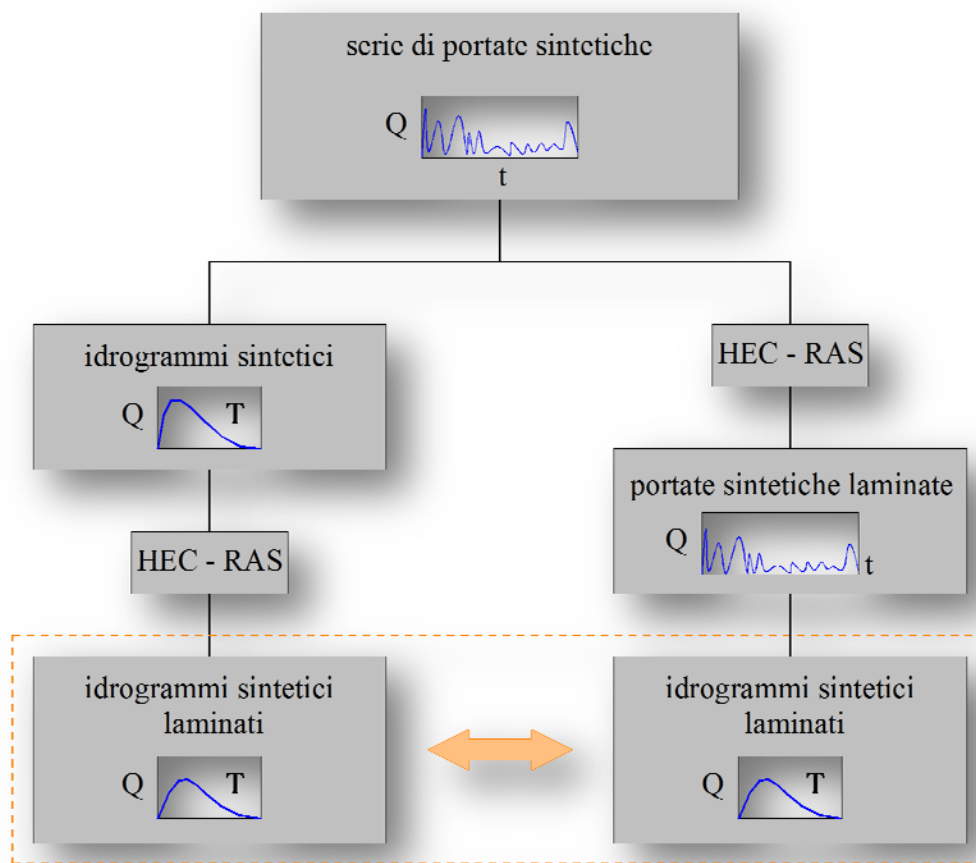
Nelle attività di progettazione e nella verifica di opere idrauliche la identificazione dell'idrogramma di progetto spesso riveste un'importanza fondamentale. Un idrogramma di progetto è definito come un'onda di piena, realmente osservata o sintetica, associata ad un determinato livello di rischio, quantificato usualmente in termini di tempo di ritorno.

Con il presente lavoro si cerca di verificare la possibilità di applicazione una metodologia per la stima degli idrogrammi di progetto associati ad un determinato tempo di ritorno, recentemente proposta dalla letteratura scientifica (*Maione et al., 2001, Una metodologia per la stima indiretta degli idrogrammi sintetici per il progetto di opere di difesa idraulica del territorio*). Il lavoro è riferito al Fiume Secchia, un affluente importante del Po che scorre tra le provincie di Modena e Reggio Emilia.

I dati utilizzati per verificare l'applicabilità degli idrogrammi sintetici sono costituiti da una serie di portate sintetiche orarie lunga cinquanta anni. La serie è stata generata in occasione di un precedente studio (*Brath e Montanari, 2000*). In particolare la serie deriva dalla trasformazione di una serie sintetica di precipitazioni fatta tramite un modello afflussi–deflussi calibrato per il Fiume

Secchia con sezione di chiusura a Ponte Bacchello. La sezione di Ponte Bacchello è stata scelta poiché in tale sezione è stata situata una stazione di misura dei livelli dell' ex Ufficio Idrografico e Mareografico Nazionale.

Il metodo utilizzato per la costruzione degli idrogrammi di progetto è basato sulla metodologia di stima proposta da *Maione et. al.* nel 2001 e prevede la determinazione della curva di riduzione di piena con l'uso di formule empiriche oppure con metodi di stima regionale. Il volume di piena riveste un ruolo fondamentale. Con questa metodologia si ricavano gli idrogrammi sintetici con prefissato livello di rischio, espresso in termini di tempo di ritorno.



**Figura 0-1** Sviluppo del lavoro

La base per l'elaborazione della Tesi è stata lo sviluppo di un adeguato modello numerico-idraulico monodimensionale del fiume attraverso il codice di calcolo di moto vario UNET (*Barkau, 1997*), realizzato attraverso il

pacchetto HEC–RAS. A tale scopo, sono state usate le sezioni trasversali del corso d'acqua rilevate in occasione di un recente rilievo topografico e i valori di scabrezza derivanti da uno studio di compatibilità idraulico-ambientale condotto dal Dipartimento DISTART dell'Università di Bologna. Il modello è stato successivamente affinato anche sulla base dei risultati di innumerevoli simulazioni in moto permanente.

Il lavoro si è articolato in due fasi distinte, lo sviluppo del lavoro è rappresentato nel diagramma di flusso (figura 0-1).

Nella prima fase del lavoro sono stati ricavati gli idrogrammi di progetto laminati tramite il modello numerico–idraulico di moto vario precedentemente messo a punto propagando le onde di piena sintetiche, relative a diversi tempi di ritorno, lungo l'asta fluviale del Fiume Secchia.

Nella seconda fase del lavoro invece nel programma è stata inserita la serie di portate sintetiche cinquantennale, e tramite una simulazione in moto vario è stata ricavata la serie di portate sintetiche laminate.

Basandosi sulla serie di portate laminate è stato possibile costruire gli idrogrammi sintetici applicando nuovamente la metodologia proposta da *Maione et. al.* nel 2001. A tale proposito sono stati usati una serie di programmi sviluppati in Matlab. Applicando i vari programmi in serie sono stati stimati tutti i parametri necessari per costruire l'idrogramma sintetico.

In conclusione del lavoro sono stati eseguiti vari confronti tra gli idrogrammi sintetici laminati e gli idrogrammi sintetici ricavati dalla serie di portate laminate.

Ciò ci ha permesso di verificare l'attendibilità degli idrogrammi sintetici di progetto nel contesto dello studio del comportamento idraulico dei corsi d'acqua naturali, evidentemente con particolare riferimento ai principali affluenti appenninici del Po, e di riconoscere i loro limiti di applicazione.<sup>[1,2]</sup>





# 1 Il Fiume Secchia

Il Fiume Secchia è stato usato come oggetto di studio per verificare l'applicabilità degli idrogrammi sintetici di progetto nello studio del comportamento idraulico dei corsi d'acqua naturali. Vista la grande disponibilità di dati il fiume si presta bene a questo tipo di studio.

I dati di base sono rappresentati da una serie di portate orarie sintetiche lunga cinquanta anni generata in uno studio precedente e le sezioni topografiche di un rilievo del 1992 con cui sarà costruito il modello geometrico.

Un altro dato importante è rappresentato dai coefficienti di scabrezza secondo Manning, fondamentali nella propagazione delle portate.

## 1.1 Caratteristiche geomorfologiche

Il Secchia è un importante fiume del Nord – Italia che scorre per gran parte in Emilia Romagna e nel tratto finale in Lombardia. Per lunghezza, bacino idrografico e portata media è il principale affluente del Po dopo il Tanaro.

Il bacino imbrifero ha una superficie pari a 2090 km<sup>2</sup> alla confluenza nel Po. Il fiume Secchia ha origine nell'Appennino Reggiano dall'Alpe di Succiso (2017 s.l.m) e sfocia nel Po dopo un percorso di 172 km nei pressi della località Mirasole.



**Figura 1-1** Confluenza del Secchia nel Po<sup>[4]</sup>

Il corso del fiume si sviluppa in direzione Nord – Est fino alla confluenza in sponda destra con il torrente Ozola, dopo 13 km nei pressi della località

Cinquecerri di Ligonchio (525 s.l.m). Poi si piega gradualmente verso Est e riceve in sponda destra le acque del Torrente Secchiello in località Gatta.

Il località Cerredolo, dopo 35 km, riceve le acque del Torrente Dolo. In seguito piega verso Nord – Nord Est fino alla via Emilia che attraversa nelle vicinanze di Rubiera, a 68 km. Prima di raggiungere la via Emilia riceve, a 42 km e in sponda destra, il Torrente Rossena a Lugo di Prignano. Nei pressi di Sassuolo il corso d'acqua entra nella zona pianeggiante.

Poco prima di arrivare alla via Emilia riceve la fossa di Spezzano da destra e il Torrente Tresinaro da sinistra.

Proseguendo in direzione Nord dopo Rubiera (55 m s.l.m.) il corso diventa molto pianeggiante e non riceve più apporti significativi. Il Secchia confluisce nel Po in sponda destra a Mirasole, vicino a Mantova (14 m s.l.m.).

Subito a valle della via Emilia negli anni settanta sono state realizzate delle casse di espansione che hanno lo scopo di ridurre le portate elevate attraverso l'accumulo temporaneo di una parte dell'acqua. L'acqua è quindi accumulata all'interno di ampie zone che sono a livello inferiore.<sup>[1]</sup>

Dal punto di vista geologico la zona di pianura è costituita prevalentemente da materasso alluvionale.

La zona collinare è caratterizzata da affioramenti di argille plioleistoceniche, spesso modellate da tipiche forme calanchive.

In area montana, nel medio Appennino, affiorano soprattutto i flysch calcarei e arenacei e le formazioni argillose dei complessi alloctoni, caratterizzati da abbondanti fenomeni erosivi e grandi frane.

Nell'alto Appennino ci sono prevalentemente arenarie oligo-mioceniche della "serie toscana".

Dal punto di vista morfologico le aree montane presentano rilievi molto acclivi, coperti quasi sempre da boschi.

Il bacino del Secchia è caratterizzato da una permeabilità ridotta, per questo il meccanismo prevalente di formazione del deflusso superficiale è di tipo hortoniano.<sup>[1],[3]</sup>

## 1.2 Caratteristiche idrologiche

Il regime delle precipitazioni segue quello comune a tutti i bacini appenninici padani, il regime sublitoraneo appenninico. Primavera e autunno presentano maggiore piovosità di estate e inverno. In autunno si registra l'altezza di precipitazione maggiore, in estate quella minore.

In corrispondenza della sezione di chiusura di Ponte Bacchello, che si trova a 22 km oltre la via Emilia, è situata una stazione di misura dei livelli idrici. Gli annali idrologici rilevano un afflusso medio annuo di 1183.4 mm di pioggia su un periodo di 35 anni di osservazioni (1923–1943 e 1949–1984). Il valore medio mensile massimo si registra nel mese di novembre (150.5 mm) ed il minimo a luglio (48.7 mm).

Il regime dei deflussi si discosta leggermente dal regime delle precipitazioni. A Ponte Bacchello i periodi con maggiore deflusso idrico sono d'inverno e in primavera. In autunno tuttavia i deflussi non sono trascurabili, mentre in estate sono scarsi. Il deflusso idrico massimo si ha in primavera.

Analizzando i deflussi in termini di portate, nella sezione di chiusura abbiamo un valore medio annuo pari a 23 m<sup>3</sup>/s. I valori medi mensili variano da un minimo di 1.98 m<sup>3</sup>/s nel mese di agosto a 41.8 m<sup>3</sup>/s nel mese di marzo.

Confrontando precipitazioni con le portate in termini di afflussi e deflussi in mm, si determina un coefficiente di deflusso medio annuo di 0.47. Su base mensile invece si ricava che il minimo si realizza in agosto ed il massimo in marzo. Basandosi su questi dati si può desumere che durante l'anno la risposta del bacino vari per effetto dello scioglimento delle nevi e per l'effetto dell'accumulo nel terreno. Un altro fattore importante è rappresentato dalla vegetazione, che è capace di influire sul fenomeno della trasformazione afflussi–deflussi per effetto dell'evapotraspirazione e per il rallentamento del trasferimento dell'acqua alla rete drenante.<sup>[1,3]</sup>

### **1.3 Le casse di espansione**

Le casse di espansione costituiscono un intervento intensivo strutturale per la difesa idraulica del territorio. Hanno lo scopo di ridurre le portate defluenti verso valle accumulando una loro parte in zone adiacenti al corso d'acqua che possano essere inondate senza problemi.

Queste strutture possono essere disposte lateralmente o longitudinalmente.

Le casse di espansione laterali permettono all'acqua di espandersi lateralmente al corso d'acqua tramite uno sfioratore che convoglia l'acqua in una zona arginata. Caratteristica importante di questa tipologia di casse è l'altezza della soglia dello sfioratore.

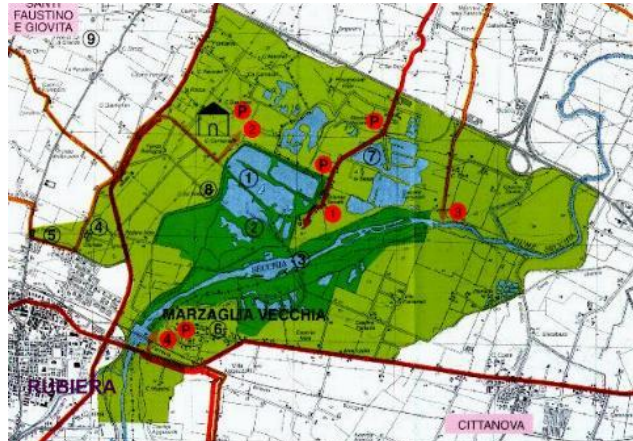
Le casse di espansioni longitudinali invece consistono nell'allargamento dell'alveo. In questo caso si realizza una traversa con un'apertura idonea che permette il passaggio delle portate di magra, di morbida e di piena non eccezionale. Soltanto in corrispondenza di piene critiche le traverse generano un innalzamento del livello idrico in corrispondenza della traversa stessa, che permette di entrare in funzione anche agli eventuali sfioratori.

La capacità della cassa determina il grado di efficienza dell'opera, che dipende dalle caratteristiche idrologiche del corso d'acqua.

Se la cassa ha una capacità sufficiente, la portata al picco dell'onda subisce un abbattimento a causa del fenomeno di laminazione.

Le casse di espansione del Secchia sono state realizzate negli anni settanta, a seguito dell'innalzamento del fiume negli anni precedenti. Per proteggere le campagne circostanti, gli argini sono stati alzati notevolmente.

Le piene autunnali del 1971 e del 1972, avendo provocato esondazioni ed allagamenti che avevano interessato anche la città di Modena, hanno spinto le autorità locali ad intervenire con la realizzazione delle casse di espansione. Hanno la finalità di proteggere la città di Modena e di ridurre le portate che confluiscono nel Po.



**Figura 1-2** Localizzazione delle casse di espansione del Fiume Secchia nei pressi della località Rubiera (MO)<sup>[5]</sup>

Le casse sono localizzate a valle della linea ferroviaria che scorre a fianco della via Emilia. Per proteggere gli attraversamenti della strada statale e della ferrovia la sezione del fiume è stata allargata. In entrata al tratto artificiale sono stati realizzati dei salti di fondo e in uscita una soglia con scivolo a forma di profilo di Creager che delimita un grande bacino di dissipazione. Dopo lo scivolo entra nella cassa longitudinale nella quale scorre per basse portate senza subire l'intervento della traversa di regolazione.



**Figura 1-3** Traversa longitudinale e bocche<sup>[6]</sup>

La traversa è alta una decina di metri e lunga 150 m. È provvista di quattro bocche che sono tarate per permettere il deflusso delle portate ordinarie, e ciascuna bocca è dotata di un dissipatore di energia. Tre chilometri a monte della traversa si trova una briglia selettiva a pettine che intercetta parte del materiale.

La cassa longitudinale si estende per una lunghezza di circa 1.5 km e ha una superficie di 72.5 ha. Circa a metà della cassa, a sinistra, c'è uno sfioratore laterale che permette il passaggio dell'acqua nella seconda cassa, che ha una superficie di 120 ha.

Complessivamente le casse possono raccogliere 15 milioni di m<sup>3</sup>, hanno una superficie di 200 ha e sono chiuse da 8 km di arginature.

Questa tipologia di intervento ha un impatto ambientale notevole, tuttavia, la realizzazione delle casse e l'istituzione di un'area protetta hanno contribuito a un parziale riequilibrio del territorio, da tempo sottoposto a un'elevata pressione antropica.<sup>[1]</sup>





## 2 La generazione della serie di portate sintetiche

È noto che la variabilità spaziale ha una considerevole influenza sulla risposta idrologica del bacino. Nei modelli distribuiti possiamo tenere conto di questa variabilità, tuttavia l'applicazione di questi modelli è spesso limitata dall'innumerabile quantità di dati necessari. In particolare bisogna fare una caratterizzazione spaziale della copertura vegetale e del tipo di suolo per descrivere al meglio la capacità d'infiltrazione spaziale del suolo. A causa della necessità di conoscere questi dati gli idrologi spesso preferiscono usare i modelli aggregati, anche se questi hanno delle incertezze più grandi nel descrivere i processi idrologici.

Una possibilità per conservare la natura distribuita di un modello è quella di non considerare la variabilità spaziale dei parametri di infiltrazione aggregandoli alla scala del bacino e di descrivere soltanto il trasferimento del deflusso superficiale alla sezione di chiusura del bacino tramite un modello distribuito.

L'aggregazione dei parametri dell'infiltrazione sembra essere un'alternativa valida nel caso in cui l'infiltrazione gioca un ruolo marginale nella formazione del deflusso. L'influenza dell'aggregazione sulla formazione di deflusso è stata analizzata per il Fiume Secchia.

Da quando *Freeze e Harlan* nel 1969 hanno fatto la prima proposta di un modello di risposta idrologico digitale fisicamente basato, molta ricerca è stata indirizzata alla costruzione di modelli distribuiti e l'analisi delle loro capacità in relazione ai modelli concettuali. I modelli concettuali simulano la trasformazione afflussi–deflussi tramite la parametrizzazione aggregata dei processi del bacino basati su schemi concettuali. I modelli distribuiti invece cercano di descrivere, a scala più piccola, i vari processi che controllano la

risposta idrologica del bacino tramite approcci fisicamente basati. I processi idrologici che intervengono nella trasformazione afflussi–deflussi sono caratterizzati da grande eterogeneità, per questo un modello fisicamente basato ha bisogno di parametri e variabili spazialmente distribuite. Pertanto il bacino imbrifero usualmente è discretizzato tramite una griglia ai cui nodi sono associati diversi valori dei parametri e delle variabili.

*Abbott et al. (1986)* ha chiaramente descritto i vantaggi che dei modelli distribuiti. I vantaggi principali sono la possibilità di poter stimare alcuni dei parametri con misure in situ o da ragionamenti fisici, e la possibilità di prevedere gli effetti del cambiamento dell'uso del suolo cambiando i parametri del modello. Questi vantaggi non sono facilmente raggiungibili perché l'affidabilità della rappresentazione del processo idrologico è ancora poco soddisfacente. *Beven (1989)* ha scoperto che l'aggregazione dei processi al livello della griglia può introdurre delle incertezze. Ciononostante i modelli distribuiti sembrano essere uno strumento molto promettente per la pianificazione e la protezione ambientale. Attualmente la comunità scientifica sta cercando di superare i limiti che questi modelli presentano tuttora.

Oggigiorno la disponibilità di risorse informatiche sempre più efficienti sta rendendo i modelli distribuiti un'alternativa sempre più attraente, anche se la loro applicazione nella pratica è resa difficile dalla necessità di dover caratterizzare in modo distribuito i parametri di infiltrazione del terreno. Ciò significa dover avere una descrizione dettagliata del tipo di suolo e della copertura vegetale per l'intero bacino. Proprio a causa della limitata conoscenza di questi dati spesso si preferiscono i modelli aggregati.

Una possibilità per superare questo problema potrebbe consistere nel trascurare la variabilità spaziale del processo d'infiltrazione nel terreno tramite l'aggregazione dei parametri corrispondenti alla scala del bacino.

È stato largamente verificato che la trascurazione della variabilità spaziale può portare a imprecisioni molto elevate nella simulazione della risposta idrologica (*Brath et al., 1989, Mancini, 1990*).

Nonostante questo, l'aggregazione delle componenti del modello distribuito che riguardano l'infiltrazione è possibile nel caso della simulazione di portate di piena e quando la formazione del deflusso superficiale segue il modello di Horton. In questo caso, durante il deflusso la capacità di infiltrazione nel suolo è quasi esaurita e poi caratterizzata da una variabilità spaziale inferiore.

Questo studio ha l'obiettivo di verificare l'influenza della variabilità spaziale del processo d'infiltrazione nei modelli distribuiti per il calcolo della risposta di piena tramite simulazioni. Lo studio è riferito al Fiume Secchia, per il quale il deflusso superficiale Hortoniano è prevalente.

Il modello distribuito considerato calcola l'eccesso dell'infiltrazione locale tramite il metodo Curve Number (CN) del Soil Conservation Service del Dipartimento di Agraria degli Stati Uniti d'America (SCS 1972), i cui parametri distribuiti su una griglia sono stimati in base al tipo di suolo e il suo uso.

Le portate del fiume simulate dal modello nello scenario naturale, corrispondenti alla reale distribuzione spaziale dei valori CN, vengono confrontate con i valori simulati nello scenario di controllo, ottenuto assumendo che i valori CN distribuiti siano costanti sull'area del bacino e che il loro valore sia dato dalla media dei coefficienti CN reali.

Il caso di studio è riferito al Fiume Secchia, che è particolarmente interessante visto che le sue principali caratteristiche geomorfologiche e climatologiche sono molto simili ad altri bacini localizzati nell'Appennino. Il Secchia e gli altri affluenti in sponda destra del Po della regione Emilia-Romagna hanno di fatto caratteristiche molto simili: stessa estensione del bacino imbrifero, suoli e morfologia caratterizzati dal meccanismo Hortoniano di formazione del deflusso superficiale.

La possibilità di modellare la trasformazione afflussi–deflussi con un approccio di tipo distribuito è un'alternativa molto interessante per questa tipologia di bacini. Per molti di essi non sono disponibili serie storiche di portata a una risoluzione temporale molto piccola, e per sviluppare modelli aggregati sono difficili da parametrizzare. I modelli distribuiti in teoria possono essere sviluppati anche in assenza di registrazioni storiche o quando esse sono limitate. Vista la possibilità di riduzione dei dati sulla variabilità spaziale dell'infiltrazione necessari in ingresso ai modelli distribuiti, vale la pena analizzarli in vista della loro applicazione pratica.

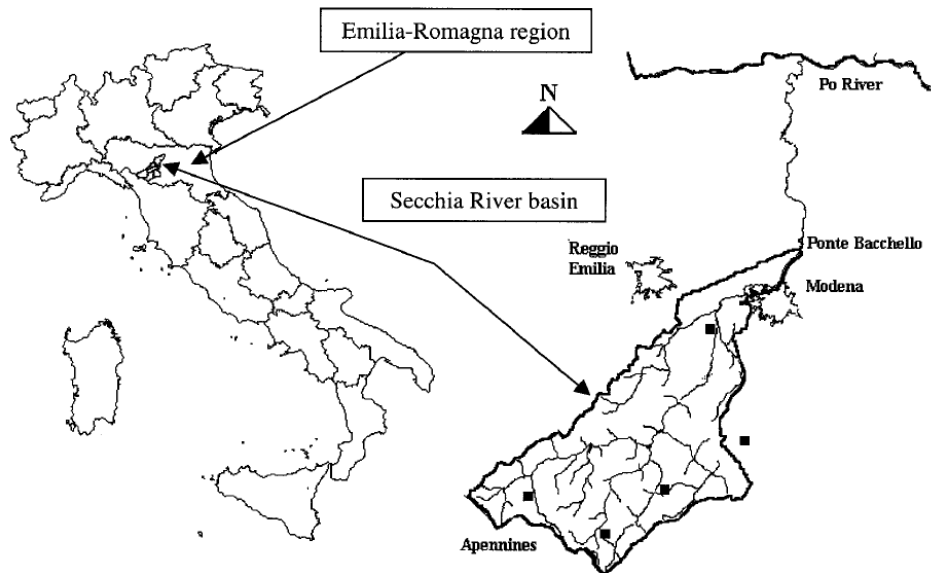
Per le ragioni esaminate l'applicazione del modello è stata concepita soprattutto in modo da ottenere delle indicazioni sull'ampiezza della portata al colmo, e in generale sulla forma della distribuzione di frequenza delle piene, che in molti casi è molto difficile da dedurre con il campione limitato di osservazioni delle portate di picco disponibili.<sup>[7]</sup>

## **2.1 Descrizione del caso di studio**

Il caso di studio è riferito al bacino idrografico del Secchia con chiusura nella sezione di Ponte Bacchello. Il bacino considerato ha una estensione di 1294km<sup>2</sup> e una lunghezza di 98 km.

La maggior parte del bacino cade nell'area montana ed è costituito in prevalenza da suoli e rocce di origine sedimentaria, caratterizzati da una bassa permeabilità che tende a diminuire all'aumentare dell'altitudine. La copertura vegetale è costituita soprattutto da latifoglie. La parte inferiore del bacino è costituita da conoidi alluvionali molto permeabili, ed è coperto da terreni agricoli e aree urbanizzate. A causa della bassa permeabilità e dell'estensione elevata delle aree montane, sono soprattutto loro a contribuire alla formazione delle portate di piena, che sono generate generalmente seguendo il modello di Horton.

Il coefficiente di deflusso per il periodo 1923–1970 vale 0.48, il valore massimo di 0.78 è stato raggiunto nel 1972, in occasione di eventi idrometeorologici estremi. Infatti nel 1972 l'altezza di pioggia annuale raggiunta è di 1334 mm contro il valore medio di 1181 mm.



**Figura 2-1** Localizzazione e mappa del Fiume Secchia. I quadrati neri indicano la posizione delle stazioni pluviometriche<sup>[7]</sup>

Il tempo di risposta del bacino, calcolato come tempo che intercorre tra i baricentri dei corrispondenti ietogrammi ed idrogrammi, è piuttosto limitato e varia tra 28 e 32 h negli eventi di piena osservati nel 1972 (vedi figura 2-5). Le altezze di precipitazione e le portate critiche si verificano in autunno, delle volte anche in primavera e la massima portata di picco registrata nella sezione di Ponte Bacchello è di 823 m<sup>3</sup>/s (registrata il 20.04.1960).

Il bacino del fiume Secchia è monitorato tramite pluviometri e stazioni per la misura delle portate gestite dal Servizio Idrografico e Mareografico Italiano. La registrazione dei dati è iniziata molti anni fa e sono state fatte prevalentemente registrazioni giornaliere in termini di livello d'acqua. Poiché le corrispondenti curve di deflusso spesso non sono reperibili o inaffidabili, sono disponibili soltanto campioni limitati di registrazioni storiche. Questa è una situazione molto frequente nella Regione Emilia-Romagna, dove le precipitazioni sono generalmente monitorate a scala giornaliera, mentre le portate del fiume sono disponibili soltanto in un numero limitato di sezioni. Registrazioni di precipitazione e portate a una scala temporale molto fine (1 h o meno) sono disponibili solo per periodi di registrazione molto limitati.



**Figura 2-2** DEM con risoluzione 225m x 225m<sup>[7]</sup>

Per il presente studio sono stati raccolti dati storici di altezza di precipitazione oraria nel periodo dal 01.01. 1972 al 31.12.1973. RegISTRAZIONI più lunghe dei dati di precipitazione attualmente non sono disponibili. Le osservazioni disponibili sono state raccolte da cinque pluviometri, la cui localizzazione è mostrata in figura 2-5 in cui vediamo una mappa schematica dell'afflusso. Nell'anno 1972 sono stati raccolti anche i valori di portata oraria nella sezione di Ponte Bacchello. La registrazione delle portate nell'anno 1973 non è stata possibile, poiché ci sono parecchi valori mancanti e causa dell'inaffidabilità delle curve di deflusso. Inoltre sono disponibili le portate di picco di 55 anni di registrazioni, osservati dal 1923 – 1981 (quattro valori mancanti).

La topografia del bacino è descritta da un modello altimetrico digitale (DEM – Digital Elevation Model) con griglia di 255 m (figura 2.2). Tipo di suolo e uso del suolo sono stati definiti tramite mappe dettagliate derivanti da indagini recenti. Conoscendo questi dati si è potuto stimare il coefficiente CN. Il valore CN medio per l'intero bacino è di 75, il valore minimo e massimo sono pari a 25 e 99, la varianza è di 138.<sup>[7]</sup>

## 2.2 Strutturazione dell'analisi

La valutazione degli effetti della variabilità spaziale delle proprietà di infiltrazione nel suolo è fatta tramite la simulazione di un modello afflussi-deflussi distribuito per il fiume Secchia. La simulazione continua è ottenuta tramite l'aggiornamento delle condizioni di umidità del suolo all'inizio di ogni evento di precipitazione. L'altezza di precipitazione cumulativa che si verifica negli ultimi 5 giorni determina l'indice di umidità antecedente (AMC Index – Antecedent Moisture Content Index), che varia tra 1 e 3. Successivamente il coefficienti CN sono aggiornati in accordo con i valori di AMC ricavati.

Il deflusso superficiale è modellato tramite il metodo del serbatoio lineare. L'input climatico deve essere fornito nella forma di altezze pluviometriche spazialmente distribuite. Come accennato prima, l'astrazione temporale delle precipitazioni è fatta tramite lo scenario naturale e lo scenario controllato, caratterizzati rispettivamente da parametri di infiltrazione variabili e costanti. Il confronto dei valori di portata corrispondenti ci permette di stimare l'influenza della variabilità spaziale dei parametri di infiltrazione con riferimento al caso di studio considerato.

Il modello distribuito è stato calibrato uguagliando portate osservate e simulate per l'evento di piena verificatosi il 16.09.1972. L'affidabilità del modello è stata verificata simulando le altre portate di picco del 1972.

L'accertamento degli effetti della variabilità spaziale della capacità di infiltrazione nel suolo è stata fatta tramite la simulazione delle portate del Secchia degli anni 1972 e 1973, usando la distribuzione storica dei valori di altezza di pioggia come input al modello e poi effettuando i confronti delle portate di picco risultanti riferiti allo scenario naturale e allo scenario di controllo. La lunghezza limitata della serie di registrazioni di pioggia storiche rende la dimensione del campione di questa prima simulazione inadeguato per l'accertamento degli effetti della variabilità spaziale dell'infiltrazione.

Per estendere i dati di precipitazione disponibili è stata generata una serie oraria di piogge sintetiche distribuite tramite il modello generalizzato multivariato di Neyman-Scott. I parametri sono stati definiti tramite l'adeguamento della serie storica di piogge disponibile. I dati di pioggia sintetici sono poi stati inseriti nel modello distribuito, simulando al livello del secondo le portate riferite allo scenario naturale e allo scenario di controllo, lungo 50 anni.

Per effettuare il confronto tra portate osservate e simulate si usa il coefficiente di correlazione  $\rho$ , l'efficienza  $E$ , la varianza  $\sigma_E^2$  e lo scarto medio assoluto relativo  $M_{re}$ . Chiamiamo con  $X_i, i = 1, 2, \dots, N$  i valori veri di una variabile generica che dobbiamo adeguare, con  $X_i^p$  i valori corrispondenti previsti e con  $\xi_i = X_i - X_i^p$  l'errore di modellazione. Con  $\mu(X)$  e  $\sigma(X)$  denotiamo il valore medio e la deviazione standard delle rispettive serie.

La validazione dei criteri di adattamento può essere espressa come segue:

$$\rho = \frac{1}{N} \frac{\sum_{i=1}^N [X_i - \mu(X)][X_i^p - \mu(X^p)]}{\sigma(X)\sigma(X^p)} \quad (1)$$

$$E = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N [X_i^p - X_i]^2}{\sum_{i=1}^N [X_i - \mu(X)]^2} \quad (2)$$

$$\sigma_E^2 = 1 - \frac{\sigma(\xi)}{\sigma(X)} \quad (3)$$

$$M_{re} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{|X_i - X_i^p|}{X_i} \quad (4)$$

In seguito le due simulazioni di portate saranno chiamate 'simulazione dei dati storici' e 'simulazione dei dati sintetici'. Per indicare la variabilità spaziale dei parametri d'infiltrazione del suolo useremo il termine 'variabilità dell'infiltrazione'.<sup>[7]</sup>



### 2.3 Lineamenti essenziali del modello distribuito

La trasformazione afflussi-deflussi è stata rappresentata tramite un modello distribuito fisicamente basato e con l'uso di un modello altimetrico del terreno. Seguendo questa formulazione, la risposta idrologica del bacino è determinata dalla combinazione di due processi, dal deflusso superficiale del versante e dalla propagazione lungo la rete idrografica del fiume, estratta automaticamente dal DEM (*Mark, 1983, Band, 1986*).

La rete idrografica del fiume è determinata assegnando a ogni cella del DEM un indicatore dell'inclinazione massima e poi lavorando sulla singola cella in modo da organizzare al meglio la rete. Nella fase di pre-elaborazione le singole celle vengono riempite prima di estrarre la rete dal DEM del bacino imbrifero. In questo modo è stato introdotto un certo grado di approssimazione nella rappresentazione topografica del bacino imbrifero in modo da avere una certa semplicità nella descrizione della rete idrografica. Ogni cella riceve acqua dalle celle a monte e scarica acqua nelle celle più a valle. Si ipotizza che la produzione del deflusso superficiale avviene alla fine della cella.

La distinzione tra ruscellamento sul versante e la rete idrografica è basata sul concetto di area critica di supporto costante (*Montgomery e Foufoula-Georgiou, 1993*). Si assume che il ruscellamento avvenga in ogni cella in cui l'area di drenaggio a monte non supera il valore di 0.5 km<sup>2</sup>. Altrimenti si verifica il deflusso nel canale.

La locale astrazione delle piogge intense è calcolata tramite il metodo SCS (Soil Conservation Service). Di conseguenza, l'altezza di precipitazione in eccesso o il deflusso superficiale diretto  $P_e(t)$  al tempo  $t$  dopo l'inizio dell'evento di pioggia intensa si calcola come segue:

$$P_e(t) = \frac{[P(t)-I_a]^2}{[P(t)-I_a+S]} \quad (5)$$

$P(t)$  rappresenta l'altezza di pioggia totale caduta fino all'istante  $t$ ,  $I_a$  l'iniziale astrazione prima dell'invasamento che non produce deflusso superficiale,  $S$  è la ritenzione potenziale massima del terreno. Il suo valore, espresso in mm è dato da:

$$S = \left( \frac{25400}{CN} - 254 \right) \quad (6)$$

CN è il coefficiente Curve Number che rappresenta la ritenzione potenziale dell'acqua e varia tra 0 e 100. CN=0 corrisponde alla situazione ideale con potenziale infiltrazione nel terreno infinito, CN=100 rappresenta aree completamente impermeabili che non ritengono acqua. Il parametro CN è determinato alla scala della griglia in dipendenza dal tipo di suolo e del suo uso. Le condizioni iniziali di umidità del suolo sono ottenuti dalla messa a punto del parametro CN tramite l'indice AMC. Vari esperimenti hanno mostrato che l'astrazione iniziale  $I_a$  è altamente correlata con la massima ritenzione potenziale  $S$ , e quindi può essere espressa come segue:

$$I_a = cS \quad (7)$$

$C$  è una costante che usualmente si fissa a 0.2.

Il volume d'acqua infiltrato è trasferito alla sezione di chiusura del bacino come deflusso sotterraneo seguendo un approccio concettuale a parametri aggregati, cioè con il modello del serbatoio lineare semplice. Di conseguenza il deflusso sotterraneo alla sezione di chiusura del bacino al tempo  $t$  è data da:

$$Q_s(t) = Q_s(t - \Delta t) e^{-\frac{\Delta t}{k}} + F_s(t) (1 - e^{-\frac{\Delta t}{k}}) \quad (8)$$

$\Delta t$  rappresenta il passo temporale di calcolo,  $F_s(t)$  è il volume infiltrato sul bacino tra il tempo  $t$  e  $\Delta t$ ,  $k$  è il parametro del serbatoio lineare.

Il deflusso superficiale  $P_e(t)$  passa per la rete idrografica estratta dal DEM. Il metodo di Muskingum-Cunge (Cunge, 1969) è usato per descrivere sia il ruscellamento superficiale che il deflusso nella rete idrografica. Il modello fa passare il deflusso superficiale a valle dalla cella a quota più elevata fino alla sezione di chiusura seguendo la rete estratta in precedenza. Con  $i$  e  $i + 1$  indichiamo le portate all'inizio e la fine di ciascuna maglia, con  $j$  e  $j + 1$

invece indichiamo le portate a passi temporali successivi. Idrogrammi in ingresso e afflussi laterali si calcolano tramite la seguente equazione:

$$Q_{i+1}^{j+1} = C_1 Q_i^{j+1} + C_2 Q_i^j + C_3 Q_{i+1}^j + Q' \quad (9)$$

$Q'$  è il contributo locale dell'eccesso dell'infiltrazione tra i passi temporali  $j$  e  $j + 1$ . Invece i coefficienti  $C_1, C_2, C_3$  sono espressi come segue (*Natural Environment Research Council, 1975*):

$$C_1 = \frac{c_k(\Delta t/\Delta s) - 2X}{2(1-X) + c_k(\Delta t/\Delta s)} \quad (10)$$

$$C_2 = \frac{c_k(\Delta t/\Delta s) + 2X}{2(1-X) + c_k(\Delta t/\Delta s)} \quad (11)$$

$$C_3 = \frac{2(1-X) - c_k(\Delta t/\Delta s)}{2(1-X) + c_k(\Delta t/\Delta s)} \quad (12)$$

$\Delta s$  e  $\Delta t$  sono l'intervallo spaziale e temporale,  $c_k$  è la celerità dell'onda cinematica e  $X$  è il fattore di peso introdotto da *Cunge* nel 1969.

Per canali rettangolari possiamo esprimere  $c_k$  per ogni cella applicando la formula di Manning – Gauckler – Strickler:

$$c_k = k_s S_b^{\frac{1}{2}} B^{\frac{2}{3}} (w + 2)^{-5/3} \left( \frac{5}{3} w + 2 \right) \quad (13)$$

$k_s$  è il coefficiente di scabrezza di Manning che può assumere valori diversi per versanti e rete idrografica,  $S_b$  è la pendenza del letto del fiume,  $B$  è la larghezza del canale corrispondente alla portata di riferimento  $Q^*$ ,  $w$  è il rapporto tra  $B$  e l'altezza d'acqua nel canale  $h$  che corrisponde alla portata  $Q^*$ :

$$w = B/h \quad (14)$$

Per canali rettangolari  $B$  può essere ricavato applicando nuovamente la formula di Manning–Gauckler–Strickler:

$$B = \left[ \frac{Q^* (w+2)^{2/3} w}{k_s i^{1/2}} \right]^{3/8} \quad (15)$$

Infine il fattore di peso può essere espresso come:

$$X = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{Q^*}{Bc_k \Delta x} \right) \quad (16)$$

La portata di riferimento della cella è una portata caratteristica che permette il calcolo dei parametri di Muskingum-Cunge. Si assume che siano dipendenti dalla cella, ma non da tempo, quindi i parametri di Muskingum-Cunge risultano tempo-invarianti.

Si ipotizza che il valore di  $Q^*$  sia proporzionale all'area contribuyente  $A^*$  della cella considerata:

$$Q^* = \frac{A^*}{A_T} Q_T^* \quad (17)$$

$A_T$  e  $Q_T^*$  sono i valori riferiti al bacino intero.<sup>[7]</sup>

Nella figura seguente vediamo la strutturazione del modello:

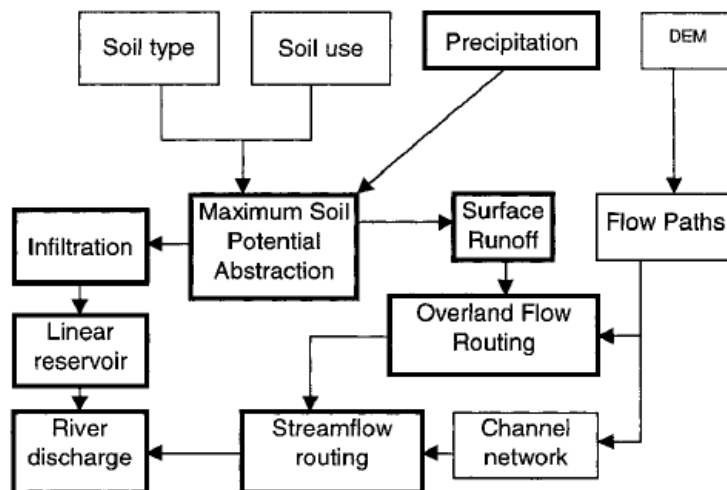
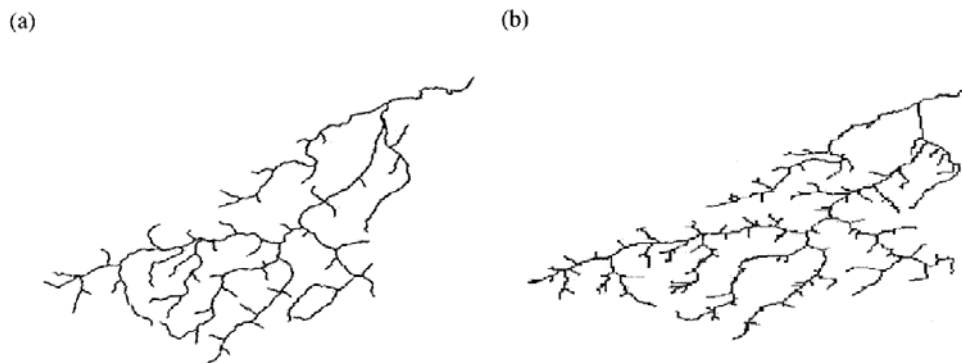


Figura 2-3 Struttura del modello distribuito<sup>[7]</sup>

## 2.4 Calibrazione e validazione del modello

Come già accennato, il modello afflussi-deflussi distribuito inizialmente è stato usato per simulare le portate del fiume osservate del 1972. La rete di deflusso è stata estratta in precedenza dal DEM. In figura 2-4 a) vediamo la rete idrografica attuale estratta da una mappa topografica, che è molto simile all'omologo ottenuto dall'estrazione automatica in figura 2-4 b). La simulazione è stata fatta con riferimento allo scenario naturale, che usa la distribuzione reale dei coefficienti CN.



**Figura 2-4** Confronto tra rete idrografica naturale ed estratta dal DEM<sup>[7]</sup>

La registrazione delle piogge storiche dell'anno 1972 è stata usata come input al modello nella forma di valori spazialmente distribuiti dell'altezza di pioggia. La pioggia locale riferita ad ogni cella del DEM è stata calcolata sulla base della serie oraria di piogge osservata nelle quattro stazioni pluviometriche, tramite l'applicazione di un interpolatore di distanza inverso (*Davis, 1986*).

I parametri del modello distribuito sono stati stimati tramite misure in situ. In particolare il coefficiente di Gauckler – Strickler è stato assunto pari a  $20 m^{1/3}/s$  per la rete idrografica e pari a  $1 m^{1/3}/s$  per i versanti. Solo i

parametri  $Q_T^*$ ,  $w$ ,  $k$  vengono aggiustati mediante un calibrazione per uguagliare idrogrammi osservati e simulati per l'evento di piena del 16.09.1972. I valori ottimali per le grandezze sopra citate sono:  $Q_T^* = 30m^3/s$ ,  $w_h = 40000$ ,  $w_n = 20$ ,  $k = 167h$ . I valori assunti sembrano essere ragionevoli, visto che rispettano le caratteristiche della rete idrografica e del bacino.  $w_n$  è compatibile con le osservazioni fatte in situ durante i periodi di piena e il valore di  $k$  è realistico se viene paragonato con il tempo di risposta del bacino. Il valore di  $Q_T^*$  ottenuto dalla calibrazione del bacino è invece sensibilmente inferiore di quanto previsto.

La simulazione dell'evento di piena del 16.09.1972 è riportata in figura 2-5. Il modello ha anticipato l'idrogramma di 3 h, contro il tempo di base di 40 ore dell'idrogramma stesso. Le portate del fiume sono superiori a 300 m<sup>3</sup>/s e le portate di picco sono rappresentate con uno scarto medio assoluto relativo pari a 0.15 e 0.03. Il coefficiente di deflusso osservato è pari a 0.77, simile al corrispettivo simulato che vale 0.82. Complessivamente possiamo dire che l'idrogramma è stato simulato in modo piuttosto soddisfacente per gli scopi di questo studio. Anche la portata di picco è stata riprodotta molto bene.

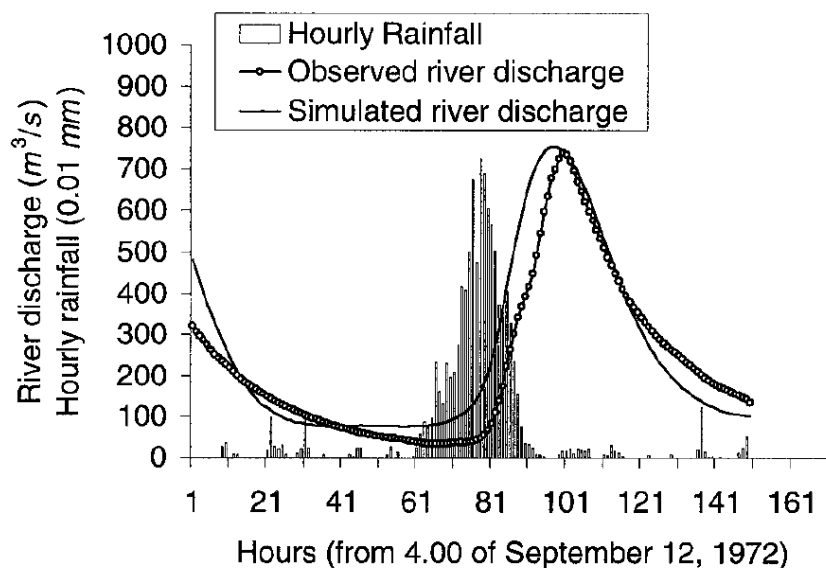
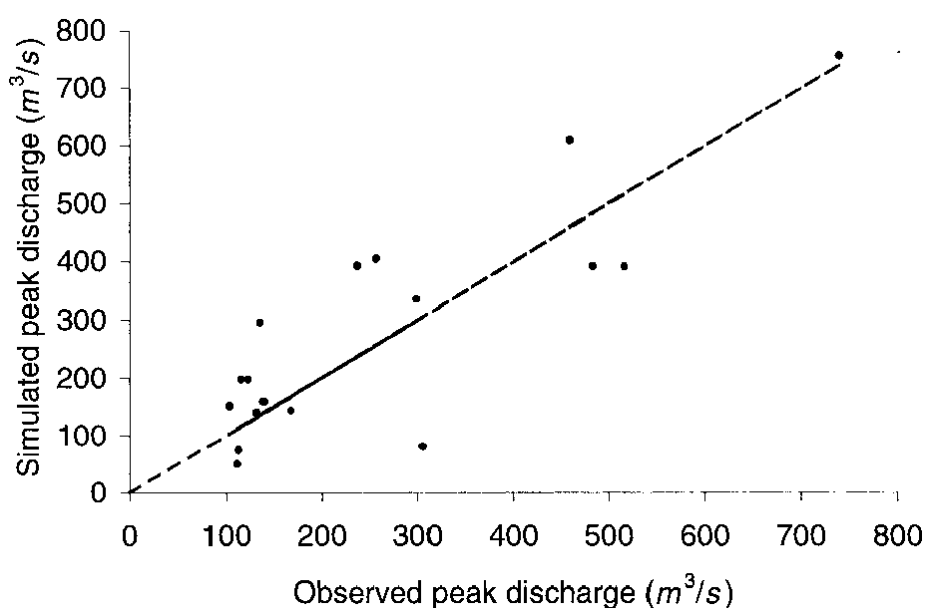


Figura 2-5 Confronto tra idrogramma osservato e idrogramma simulato<sup>[7]</sup>

Poiché i parametri del modello sono stati aggiustati soltanto tramite le registrazioni del deflusso 16.09.1972 la rappresentazione delle altre portate di

picco ci può dare un indicazione sulla affidabilità del modello e sulla sua capacità di descrivere il regime delle portate del fiume Secchia. Il confronto è stato limitato alle portate di picco. In figura 2-6 vediamo la dispersione delle portate di picco osservate rispetto a quelle simulate dell'anno 1972 che sono superiori a 100m<sup>3</sup>/s. In tabella 2-1 invece vediamo i valori del coefficiente di correlazione, dell'efficienza, della varianza e dello scarto medio assoluto relativo delle portate di picco simulate.



**Figura 2-6** Scatterplot delle portate di picco osservate – simulate<sup>[7]</sup>

**Tabella 2-1** Valori statistici per la simulazione delle portate di picco superiori a 100m<sup>3</sup>/s dell'anno 1972<sup>[7]</sup>

$\rho$	$E$	$\sigma_E^2$	$M_{re}$
0.85	65%	68%	0.37

Il coefficiente di deflusso durante gli eventi piena, che vale 0.85 per le portate osservate nel 1972, è riprodotto con uno scarto medio assoluto relativo di 0.08. La simulazione fatta dal modello ha permesso di accertare che il deflusso ipodermico dà in media un contributo del 12% per la formazione delle portate di picco dell'anno 1972. Era da aspettarsi che questo contributo sia così basso,

visto che le portate sono generate prevalentemente da deflusso superficiale di tipo Hortoniano e la permeabilità della parte superiore del bacino è molto bassa. La simulazione delle portate di picco fornita dal modello sembra di essere mediamente accurata considerando la disponibilità limitata di registrazioni storiche di portata usate per calibrare i parametri del modello che dovevano oltretutto assumere anche valori realistici.<sup>[7]</sup>



## 2.5 Determinazione degli effetti della variabilità dell'infiltrazione con la simulazione di dati storici

La simulazione delle portate degli anni 1972 e 1973 è stata svolta usando come input climatico le registrazioni spazialmente distribuite delle piogge. La locale astrazione degli eventi precipitazione è stata calcolata con riferimento allo scenario naturale e a quello di controllo. Il confronto dei due scenari per le portate di picco con riferimento ai dati storici simulati ci permette una prima ricognizione degli effetti della variabilità spaziale dell'infiltrazione.

Per quantificare gli effetti, la differenza relativa tra le portate di picco  $Q_p^n$  e  $Q_p^c$  dei due scenari è rappresentata come:

$$\varepsilon = \frac{Q_p^n - Q_p^c}{Q_p^n} \quad (18)$$

In figura 2-7 vediamo la dipendenza del valore assoluto di  $\varepsilon$  da  $Q_p^n$ .

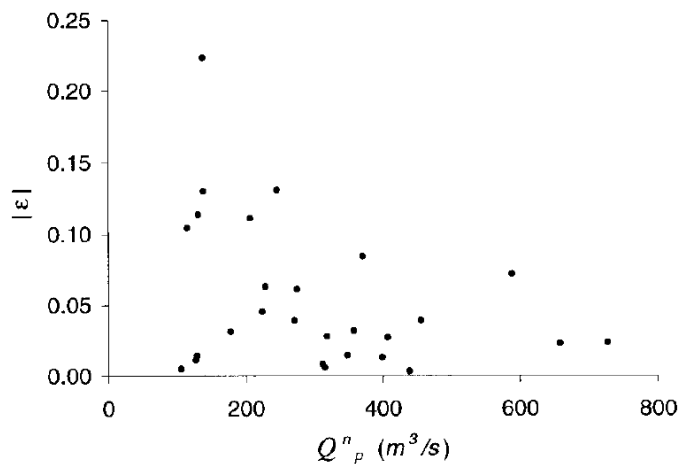


Figura 2-7 Differenza tra scenario naturale e di controllo in dipendenza da  $Q_p^n$ [7]

Si vede che la differenza tra la portata di picco dello scenario naturale e di controllo tende a diminuire all'aumentare della portata. Questo era da aspettarsi poiché le portate sono basse quando il contenuto d'acqua è lontano dalla saturazione e quindi la capacità d'infiltrazione gioca ancora un ruolo per le portate del fiume. La simulazione ci permette di determinare qualitativamente la loro influenza, facendoci vedere che per portate superiori a 300 m<sup>3</sup>/s (corrispondente a un tempo di ritorno di due anni), la differenza assoluta relativa  $\varepsilon$  è sempre inferiore a 0.1. I risultati sembrano indicare che, nel presente caso gli effetti della variabilità dell'infiltrazione sono trascurabili anche per tempi di ritorno molto bassi.<sup>[7]</sup>

## **2.6 Determinazione degli effetti della variabilità con la simulazione di dati sintetici**

La simulazione dei dati sintetici è stata eseguita in modo da poter analizzare un campione più ampio rispetto ai dati storici, che sono limitati a causa delle scarse osservazioni. Visto che attualmente non sono disponibili serie di pioggia storiche, è stata generata una serie sintetica distribuita di piogge orarie.

### **Generazione dei dati di pioggia sintetici**

La simulazione dei dati di pioggia spazialmente distribuiti è stata fatta tramite l'applicazione di un processo stocastico – il processo di Neyman-Scott a impulsi rettangolari (*Cowpertwait, 1995*) – che rappresenta l'intensità di pioggia totale al tempo  $t$  come la somma delle singole intensità dati da una sequenza casuale di celle di pioggia attive al tempo  $t$ .

Il modello rappresenta la successione degli eventi mediante un processo Poissoniano a parametro  $\lambda$ , il tempo di arrivo è lo stesso per ogni punto del bacino. L'arrivo dell'evento di precipitazione al bacino implica che le condizioni fisiche necessarie sono state create. La pioggia arriva solo nei punti del bacino che sono coperti da celle di pioggia.

Ogni precipitazione crea un numero casuale di celle di pioggia circolari in accordo con il processo Poissoniano. La distribuzione spaziale di queste celle è data da un processo di Poisson bidimensionale di parametro  $\delta$  e il loro raggio è una variabile casuale esponenziale indipendente di parametro  $\gamma$ . Il tempo d'attesa per l'entrata in funzione delle celle di pioggia è una variabile casuale esponenziale indipendente di parametro  $\beta$ . Ogni cella di pioggia ha durata e

intensità casuale, l'intensità resta costante nell'area circolare coperta dalla cella e per tutta la durata della cella stessa. Quindi ad ogni cella di pioggia è associato un impulso rettangolare di pioggia. Intensità e durata della pioggia sono entrambi distribuiti mediante i parametri  $\mu$  ed  $\eta$ .

L'intensità di pioggia totale ad un istante arbitrario  $t$  in un punto  $m$  è dato dalla somma delle intensità di tutte le celle attive al tempo  $t$  che comprendono il punto  $m$ . L'intensità di pioggia totale è messa in scala tramite un fattore (che può essere funzione dell'altitudine).

Per tenere conto della variabilità stagionale i parametri del modello possono assumere valori differenti per ogni mese. I parametri mensili si trovano applicando il metodo dei momenti. Il metodo consiste nella minimizzazione numerica della differenza tra valori teorici e calcolati di alcune statistiche mensili del set di dati considerato. Le variabili statistiche usate per stimare il modello sono la media mensile, la varianza, il numero di ore secche, le autocorrelazioni e la cross-correlazione dei dati orari. In tabella 2.2 vediamo gli scarti medi assoluti relativi ottenuti calcolando la media dei pluviometri e su tutti i mesi.

**Tabella 2-2** Errori assoluti medi ottenuti tenendo conto della media, della varianza, dei periodi secchi e dell'autocorrelazione.<sup>[7]</sup>

	$m$	$\sigma^2$	$p$	$\rho_1$
$M_{re}$	0.125	0.292	0.054	0.257

Finita la calibrazione del modello sono stati generati 50 anni di serie di piogge orarie con il modello di Neyman-Scott che successivamente sono state usate come input al modello afflussi-deflussi.<sup>[7]</sup>

## Simulazione dei valori di pioggia sintetici

Una simulazione continua di portate sintetiche è stata ottenuta utilizzando la serie di piogge sintetiche spazialmente distribuite come input al modello distribuito. Per la sezione di Ponte Bacchello è stata ottenuta una serie cinquantennale di portate sintetiche orarie per i due scenari.

In figura 2-8 vediamo la frequenza cumulativa della distribuzione dei picchi annuali massimi per i due scenari, confrontati con le portate massime osservate nella sezione di Ponte Bacchello. Vediamo che c'è una corrispondenza molto buona tra i valori massimi osservati e i valori massimi sintetici. Due portate sintetiche di picco superano gli 823 m<sup>3</sup>/s, che rappresenta il picco massimo osservato nel periodo 1923 – 1981. La sovrastima potrebbe essere dovuta al fatto che per la calibrazione del modello sono stati utilizzati i dati del 1972, un anno particolarmente piovoso. A prescindere da questo, la simulazione fatta riproduce la distribuzione della frequenza delle portate molto bene, e ciò fornisce delle indicazioni sull'affidabilità delle simulazioni.

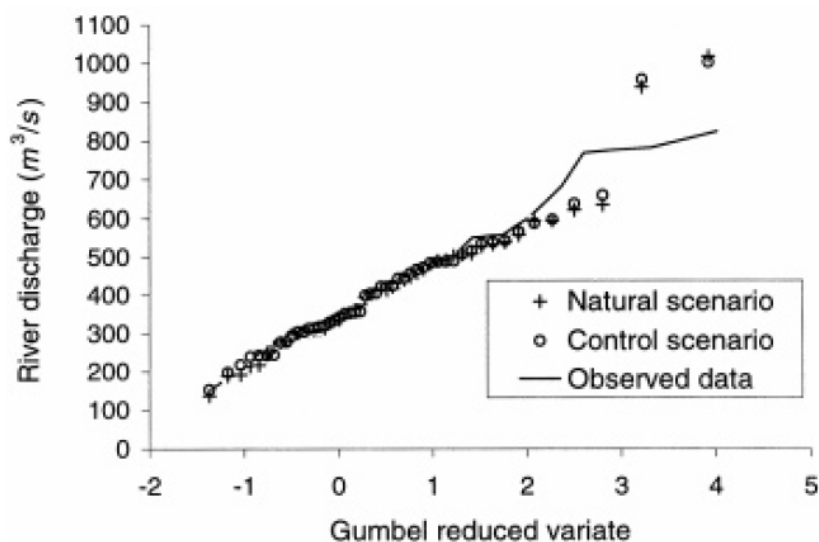


Figura 2-8 Confronto delle portate massime nei due scenari<sup>[7]</sup>

Inoltre nella figura osserviamo che la distribuzione di frequenza della portata di picco massima annuale nello scenario naturale e nello scenario di controllo sembrano molto simili. Infatti il valore medio del valore assoluto della differenza relativa  $\varepsilon$  vale soltanto 0.026. In figura 2-9 possiamo osservare la variazione di  $\varepsilon$  con le portate di picco superiori a 100 m<sup>3</sup>/s. I risultati sembrano simili a quelli rappresentati in figura 2-7, che fa riferimento alla serie di dati storica.

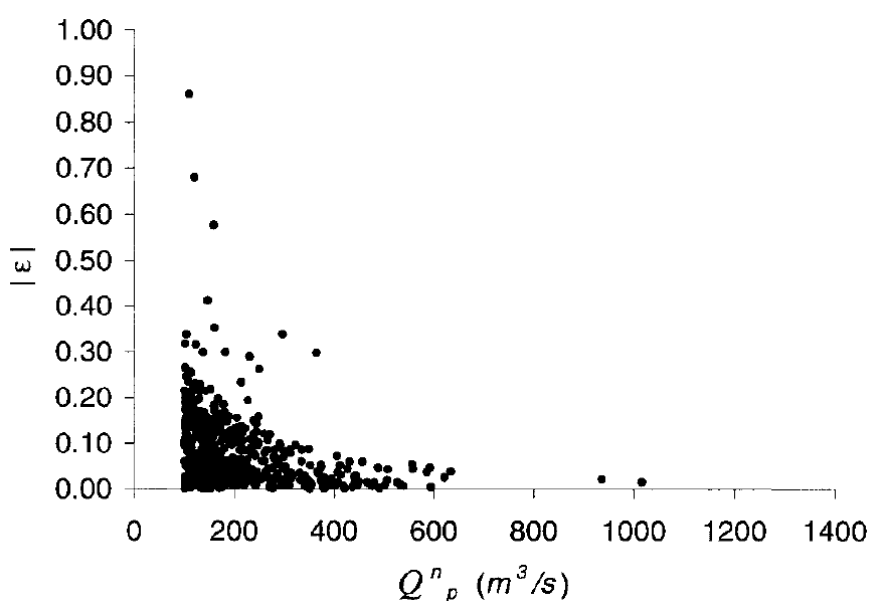
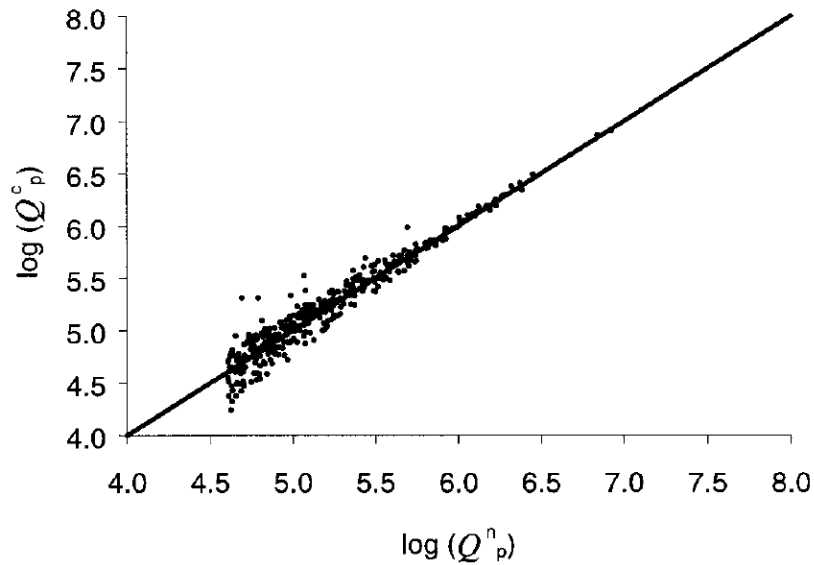


Figura 2-9 Simulazione dei dati sintetici<sup>[7]</sup>

La figura 2-10 rappresenta uno scatterplot che confronta lo scenario naturale e lo scenario di controllo per portate superiori a 100 m<sup>3</sup>/s. Ci mostra che l'errore di stima della portata di picco può essere sia positivo che negativo quando si assumono parametri di infiltrazione costanti. Infatti i punti dispersi del diagramma sono collocati attorno alla linea senza un'evidente regolarità indicandoci la equivalenza delle portate dello scenario naturale e quello di controllo.

In generale questi ultimi risultati confermano gli esiti della simulazione dei dati storici. Sembra che l'infiltrazione non abbia un'influenza rilevante sulle portate di picco nel caso di studio considerato.

La simulazione dei dati sintetici, basata sulla conoscenza di un campione di dati più ampio, ci consente di fare una definizione migliore della dipendenza di  $\varepsilon$  dall'ampiezza delle portate del fiume.<sup>[7]</sup>



**Figura 2-10** Scatterplot – Confronto scenario naturale e scenario di controllo<sup>[7]</sup>

## 2.7 Considerazioni sui risultati

In questo studio sono stati analizzati gli effetti della variabilità delle proprietà di infiltrazione sulle portate di picco. L'analisi è stata eseguita tramite l'utilizzo di un modello afflussi-deflussi distribuito costruito per il Fiume Secchia a monte della sezione di chiusura i Ponte Bacchello.

I risultati ci hanno mostrato che la variabilità dei parametri dell'infiltrazione influisce di più sulle portate basse. Per le portate con tempo di ritorno superiore a 2 anni la differenza delle portate di picco ottenuti con lo scenario naturale e lo scenario di controllo è inferiore al 10%. Questo risultato si può spiegare con il fatto che per il Fiume Secchia l'infiltrazione gioca un ruolo secondario nella formazione di deflusso superficiale. Le portate di picco generalmente sono generate da eventi di precipitazione che hanno quasi saturato la capacità di infiltrazione nel suolo, e in questo modo minimizzano gli effetti della variabilità spaziale.

I risultati ottenuti in questa analisi probabilmente non saranno applicabili ad altri casi di studio caratterizzati da differente estensione del bacino, tipi di suolo e condizioni climatiche. Quando le portate sono generate dalla saturazione in eccesso tramite il modello di Horton, la variabilità spaziale potrebbe giocare un ruolo più importante. Infatti la formazione del deflusso superficiale è regolata dalle caratteristiche del sottosuolo che determinano quando e dove la tavola d'acqua raggiunge la superficie. In una situazione del genere è improbabile che le caratteristiche medie diano approssimazioni accettabili.

Il caso di studio considerato è rappresentativo soltanto per bacini di tipo Hortoniano di estensione limitata in zone aride e semi - aride. Nel caso di bacini eterogenei e con griglie più fini le approssimazioni potrebbero essere maggiori.<sup>[7]</sup>



### **3 Metodo di stima indiretta degli idrogrammi sintetici**

Nei problemi riguardanti la protezione idraulica del territorio oltre alle portate di colmo, è necessario conoscere anche il volume delle piene e la loro distribuzione nel tempo. Esempi classici sono la progettazione o la verifica di casse d'espansione e la definizione delle aree inondabili per assegnato livello di rischio. La definizione di un'onda di piena sintetica con assegnato tempo di ritorno è il metodo più generale per trattare questi tipi di problemi.

Non è possibile attribuire un valore della probabilità di non superamento ad un onda, ma solo ad alcuni parametri caratteristici della stessa. Le caratteristiche più importanti dell'onda di piena sono la portata al colmo e il volume in un'assegnata durata (portata media nella medesima durata), di conseguenza all'onda sintetica si può attribuire un tempo di ritorno di riferimento imponendo che alla portata di colmo e alle massime portate medie in ogni durata parziale corrisponda tale valore del tempo di ritorno.

Qualora nella sezione d'interesse sia disponibile una serie sufficientemente lunga e completa di registrazioni di idrogrammi di piena, la determinazione degli idrogrammi sintetici è basata sulla costruzione della curva di riduzione dei colmi di piena e sulla individuazione della posizione media del picco in ciascuna durata a partire dall'analisi delle onde di piena storiche (*Maione et al., 2000a, Maione et al., 2000b*). Nei lavori citati è stato evidenziato che tale metodologia è appropriata per interpretare statisticamente gli effetti di laminazione da casse di espansione e quelli associati alla propagazione in alvei fluviali. In confronto con altri metodi questa metodologia risulta più generale e di semplice applicazione, inoltre ha la capacità di interpretare il funzionamento di sistemi che hanno un comportamento idraulico complesso.

Spesso nella pratica è necessario stimare l'onda di piena di progetto in sezioni prive di adeguati dati idrometrici, o non estrapolabili dalle sezioni adiacenti. In questi casi gli idrogrammi di riferimento vengono stimati utilizzando modelli di trasformazione afflussi – deflussi, a partire da ietogrammi di progetto sintetici ottenuti dalle curve di possibilità climatica.

Anche se ci si avvale delle misure della rete pluviometrica, che ha una densità significativamente maggiore della rete idrometrica, è necessario formulare e calibrare modelli matematici che simulino i complessi meccanismi della trasformazione degli afflussi meteorici nel deflusso attraverso la rete idrografica. In particolare bisogna tenere conto della distribuzione spaziale delle precipitazioni, le perdite per infiltrazione nel terreno, per intercezione e immagazzinamento nelle depressioni superficiali e la trasformazione nel deflusso alveato. Queste schematizzazioni possono introdurre delle incertezze elevate al fronte dei vantaggi legati all'affidabilità della stima delle precipitazioni intense. Inoltre, in assenza di dati idrometrici nella sezione d'interesse non è possibile procedere alla taratura dei modelli, visto è necessario fare delle stime indirette dei parametri.

In seguito sarà descritta una metodologia per la valutazione indiretta degli idrogrammi sintetici a partire dalla stima regionale della legge di riduzione dei colmi di piena e della posizione del picco all'interno di ciascuna durata. Per determinare la curva di riduzione sono stati esaminati diversi modelli a base stocastica o empirica proposti in letteratura, fornendo per due di essi formule di stima regionale dei parametri in funzione delle caratteristiche morfometriche dei bacini. Sono state utilizzate le onde di piena registrate in 14 stazioni idrometrografiche dell'Italia Centrosettentrionale, appartenenti in prevalenza al bacino del Po e dell'Arno.

La relazione esprime la posizione del picco in ciascuna durata è stata ottenuta regolarizzando gli andamenti osservati, avendo in precedenza adimensionalizzato la durata con il parametro di scala temporale del modello utilizzato per la stima della curva di riduzione. Gli idrogrammi sintetici provenienti dalla procedura di regionalizzazione sono stati confrontati con quelli ottenuti dall'analisi statistica diretta delle onde di piena storiche per le stazioni idrometrografiche considerate in fase di taratura.<sup>[8]</sup>

### 3.1 La costruzione degli idrogrammi sintetici

Il primo passo è costituito dalla stima delle curve di riduzione di piena, cioè la determinazione dei quantili delle massime portate medie in assegnate durate.

$$\bar{Q}_D(T) = \max \left( \frac{1}{D} \int_{t-D}^t Q(\tau) d\tau \right) \quad (1)$$

La curva è ottenibile dall'analisi statistica delle massime portate medie  $\bar{Q}_D(T)$  in assegnate durate dalle onde di piena storiche. L'elaborazione può essere svolta sui massimi annuali delle portate medie in assegnata durata che superano prefissati valori di soglia.

Le durate devono essere comprese tra 0, corrispondente alla portata istantanea, ed un valore  $D_f$ , sufficientemente lungo da essere rappresentativo della natura dei fenomeni di piena nella sezione considerata.

Una volta ricavata la curva di riduzione dei colmi di piena, l'idrogramma sintetico si costruisce imponendo che la massima portata media in ciascuna durata coincida con quella prevista dalla curva medesima. La forma della curva è definita da un coefficiente che per ciascuna durata esprime la posizione del picco  $r_D$  ( $0 \leq r_D \leq 1$ ), calcolato come rapporto tra l'ampiezza dell'intervallo temporale e la durata totale  $D$ . Per ogni durata si calcola il valore di  $r$  per tutte le onde storiche, poi si calcola il valore medio  $r_D$  che viene impiegato per la costruzione degli idrogramma sintetico.

L'idrogramma sintetico  $Q(t; T)$  è definito dalle condizioni seguenti:

$$\int_{-r_D D}^0 Q(\tau; T) d\tau = r_D Q_D(T) D \quad (2)$$

$$\int_0^{(1-r_D)D} Q(\tau; T) d\tau = (1 - r_D) Q_D(T) D$$

Le espressioni rappresentative dei due lati dell'idrogramma, che precedono e seguono il colmo si ottengono differenziando le precedenti equazioni rispetto alla durata  $D$ : [8]

$$Q(t, T) = \frac{\frac{d}{dD}(r_D Q_D(T) D) \Big|_{D=D(t)}}{\frac{d}{dD}(r_D D) \Big|_{D=D(t)}} \quad (3)$$

$$t = -r_D D, \quad (-r_D D \leq t \leq 0)$$

$$Q(t, T) = \frac{\frac{d}{dD}((1-r_D) Q_D(T) D) \Big|_{D=D(t)}}{\frac{d}{dD}((1-r_D) D) \Big|_{D=D(t)}} \quad (4)$$

$$t = (1 - r_D) D, \quad (0 \leq t \leq (1 - r_D) D)$$

### 3.2 Modelli per la stima indiretta della curva di riduzione dei colmi di piena

Seguendo l'impostazione proposta da *NERC (1975)*, per stimare le curve di riduzione indirettamente è conveniente porre in relazione i quantili  $\bar{Q}_D(T)$  con la portata al colmo  $Q_0(T)$  per mezzo del rapporto di riduzione  $\varepsilon_D(T)$ :

$$\bar{Q}_D(T) = \varepsilon_D(T)Q_0(T) \tag{5}$$

$$\varepsilon_D(T) = \frac{\bar{Q}_D(T)}{Q_0(T)}$$

Una volta identificata e tarata la funzione  $\varepsilon_D(T)$  e valutata la distribuzione di probabilità al colmo, i quantili  $\bar{Q}_D(T)$  possono essere ottenuti dalla relazione precedente.

Il rapporto di riduzione dipende dalla durata  $D$ , dal tempo di ritorno  $T$  e da un insieme di parametri che rappresentano le caratteristiche del bacino idrografico e che influenzano il fenomeno di piena. Numerosi studi, basati su quello condotto da *NERC*, hanno evidenziato che i rapporti di riduzione dedotti sulla base dell'analisi statistica delle osservazioni idrometriche sono in pratica indipendenti dal tempo di ritorno  $T$ .

Effettivamente, l'ipotesi di base in letteratura per il rapporto di riduzione è la sua indipendenza dal tempo di ritorno, questo succede se il coefficiente di variazione e la funzione di distribuzione dei quantili si mantengono costanti al variare della durata.

Nella gran parte dei casi, ad eccezione dei piccoli bacini, queste ipotesi si sono verificate con approssimazione accettabile, in questi casi il rapporto di riduzione si riduce al rapporto tra le medie dei quantili della portata al colmo:

$$\varepsilon_D(T) = \frac{\mu(\bar{Q}_D)}{\mu(Q_0)} \quad (6)$$

Una modalità di identificazione della forma della legge di riduzione è basata su un approccio puramente induttivo; presupposta una certa espressione analitica se ne verifica la capacità descrittiva con riferimento alle sezioni in cui si dispone delle informazioni idrometriche necessarie alla stima diretta.

Per l'applicazione a sezioni prive di informazioni, il modello può essere regionalizzato mediante l'identificazione di legami di tipo multi regressivo tra i suoi parametri ed alcune caratteristiche geomorfoclimatiche dei bacini.

A questa categoria di modelli appartiene anche la formulazione di *NERC* del coefficiente di riduzione, che è una delle prime:

$$\varepsilon_D(T) = (1 + bD)^{-c} \quad (7)$$

Il *NERC* ha mostrato, mediante l'analisi di correlazione, che il parametro  $b$  è strettamente legato alla rapidità della risposta idrologica, mentre  $c$  è poco correlato sia alla scala sia alle caratteristiche geomorfologiche del bacino d'interesse.

In seguito (*Silvagni, 1984, Ferrari et al., 1990*) hanno mostrato che il parametro di forma  $c$  può essere assunto pari all'esponente della curva di probabilità pluviometrica espressa in forma monomia, invece il fattore di scala  $1/b$  può essere assimilato a un tempo caratteristico di risposta del bacino idrografico. Basandosi su un'analisi di regressione fatta dagli stessi autori, è stata individuata una relazione di proporzionalità tra il fattore di scala e il tempo di ritardo  $t_L$  caratteristico del bacino, valutato con il metodo dei momenti.

Uno studio successivo di *Fiorentino (1985)* ha dimostrato che il rapporto di riduzione può essere espresso, con buona approssimazione, con la seguente relazione:

$$\varepsilon_D = \left(\frac{k}{D}\right) \left[1 - \exp\left(-\frac{D}{k}\right)\right] \quad (8)$$

L'equazione è caratterizzata da un unico parametro  $k$ , che ha le dimensioni di un tempo. Per stimare il suddetto parametro indirettamente ci sono formule empiriche di tipo multi regressivo che lo legano al coefficiente della curva di possibilità climatica e al tempo di ritardo del bacino idrografico (*Biggiero e Fiorentino, 1986*).

Un approccio di tipo deduttivo al problema della caratterizzazione della legge di riduzione dei colmi di piena è stato proposto in letteratura con due diverse impostazioni.

La prima impostazione è di tipo stocastico che fa uso delle proprietà degli attraversamenti di un generico valore di soglia da parte dei processi stocastici stazionari a parametro temporale continuo e delle loro integrazioni su finestre temporali di ampiezza diversa (*Bacchi e Brath, 1990, Brath, 1990, Bacchi et al., 1992*).

Per il rapporto di riduzione si ricava la seguente espressione:

$$\varepsilon_D \approx \sqrt{\Gamma(D)} = \sqrt{\frac{\Theta}{2D} \left[2 + e^{-\frac{4D}{\Theta}} - \frac{3\Theta}{4D} \left(1 - e^{-\frac{4D}{\Theta}}\right)\right]} \quad (9)$$

$\Gamma(D)$  rappresenta la funzione di varianza, ovvero il rapporto tra la varianza del processo aggregato alla scala  $D$  e quella del processo istantaneo, invece  $\Theta$  rappresenta la scala temporale di fluttuazione, cioè l'integrale della funzione di autocorrelazione del processo istantaneo (*Bacchi et al. 1992*).

Nel 1990 *Bacchi e Brath* per le grandezze statistiche hanno proposto una procedura di calibrazione che usa l'informazione idrologica più comunemente disponibile e suscettibile di una regionalizzazione. *Brath et al. (1992, 1994)* in seguito hanno evidenziato uno stretto legame tra la scala di fluttuazione delle piene  $\Theta$  e il tempo di ritardo caratteristico della risposta idrologica  $t_L$ .

*Bacchi et al. (2000)* hanno tarato una legge per la stima della scala di fluttuazione delle piene in sezioni prive di dati idrometrici della forma:

$\Theta = \alpha L^\beta / \sqrt{H}$ , L indica la lunghezza dell'asta principale, H l'altitudine media rispetto alla sezione di chiusura del bacino in esame.

La seconda impostazione è basata su una rappresentazione di tipo concettuale della risposta del bacino idrografico e caratterizza la forzante climatica come una successione di impulsi rettangolari, con intensità e durata conformi alla legge di probabilità pluviometrica, utilizzando un criterio estremante per la definizione della durata critica della pioggia (*Fiorentino et al, 1987; Rossi e Villani, 1998*).

La formazione dei deflussi di piena è rappresentata tramite il modello geomorfologico e depurando le piogge tramite il metodo percentuale. Le curve di riduzione che ricaviamo sono descritte da un'espressione analitica piuttosto complessa.

Assumendo  $c$  pari all'esponente  $n$  delle curve di possibilità climatica espressa in forma monomia e che il parametro di scala  $1/b$  è legato al tempo di ritardo mediante la relazione  $1/b = 2 t_L / (1 - 0.5n)$ , l'espressione di NERC fornisce curve di riduzione che sono in buon accordo con quelle ottenute dal modello geomorfoclimatico (*Ferrari et al., 1990*).

A prescindere della metodologia usata per determinare il rapporto di riduzione  $\varepsilon_D$  la procedura di stima della curva di riduzione dei colmi di piena deve essere completata da un modello di stima regionale delle portate al colmo. <sup>[8]</sup>



### 3.3 Stima regionale degli idrogrammi sintetici

#### Taratura dei modelli di stima regionale dei rapporti di riduzione

La taratura delle formule usate per la stima regionale dei parametri che compaiono nei diversi modelli precedenti per il rapporto di riduzione è stata effettuata sulla base di onde di piena storiche registrate in 14 stazioni idrometrografiche dell'Italia Centrosettentrionale con almeno 20 anni di osservazioni.

Discretizzando la durata con passo orario, per ogni stazione sono stati stimati i rapporti di riduzione sulla base dei valori campionari delle medie delle variabili  $\bar{Q}_D$  e  $Q_0$ .

I rapporti di riduzione empirici sono stati regolarizzati tramite le equazioni viste prima, i valori dei parametri sono stati stimati con il metodo dei minimi quadrati. Per stimare gli stessi parametri indirettamente sono state usate formule monomie in ciascuna delle variabili del tipo:

$$y = a_0 x_1^{a_1} x_2^{a_2} \dots x_n^{a_n} \quad (10)$$

Dove con  $y$  e  $x_i$  indichiamo rispettivamente il generico parametro caratteristico dei modelli precedenti e l' $i$ -esimo indice morfometrico. I valori delle costanti  $a_i$  sono stati determinati tramite il metodo dei minimi quadrati sulla base delle stime locali  $y_{loc}$  già ottenute per i 14 bacini.

Come indici morfometrici sono stati scelti l'area drenata  $A$  (km<sup>2</sup>) la lunghezza dell'asta principale  $L$  (m), l'altitudine media del bacino  $H$  (m) rispetto alla sezione di chiusura oppure una combinazione di tali grandezze. Visto il numero di stazioni disponibili per la taratura è sembrato opportuno limitare il numero massimo di variabili nelle formule monomie a due.

Inizialmente sono state usate le stime locali relative alle 14 stazioni considerate per determinare i valori delle costanti  $a_i$ , poi è stato calcolato il valore di  $y$  tramite la formula monomia.

Gli scarti percentuali del valore calcolato rispetto al corrispondente valore locale superiori in valore assoluto al 50% sono stati considerati inaccettabili. La stazione che presentava lo scostamento massimo dall'intervallo sopra indicato è stata esclusa e si è fatta una nuova taratura dell'equazione monomia. Facendo un'iterazione del procedimento fino ad ottenere dei errori percentuali accettabili sono state trovate le seguenti formule di stima regionale dei parametri:

$$k = 0.424L^{1.05} \quad (11)$$

$$\Theta = 0.0953L^{1.21} \quad (12)$$

In entrambi i casi si è visto che l'aggiunta di indici morfometrici non ha portato ad alcun beneficio apprezzabile. L'indice morfometrico più significativo è lo stesso per entrambe i modelli e anche i bacini esclusi sono i medesimi.

Nel caso del modello a due parametri non è stato possibile avere dei risultati significativi: quando il parametro di scala  $b$  era strettamente correlato con la lunghezza dell'asta principale  $L$ , analogamente a quanto riscontrato con  $k$  e  $\Theta$ , non è stata trovata alcuna correlazione significativa tra l'esponente  $c$  e gli indici morfometrici utilizzati. Neanche l'introduzione di indici pluviometrici ha spiegato la variabilità di questo parametro che oltretutto ha un influenza sul rapporto di riduzione.

I risultati ottenuti sono esposti in tabella 3-1, che contiene anche gli elementi caratteristici delle stazioni idrometrografiche considerate nell'analisi, e nei diagrammi in cui sono mostrati accanto ai rapporti di riduzione empirici anche quelli dedotti dai due modelli visti in precedenza usando per la stima dei parametri sia le formule locali che quelle provenienti dalle formule di regionalizzazione.

**Tabella 3-1** Elementi caratteristici delle stazioni idrometrografiche considerate nell'analisi<sup>[8]</sup>

N.	Fiume	Stazione	A (km <sup>2</sup> )	Alt. max (m s.l.m.)	Alt. med (m s.l.m.)	Zero idrom. (m s.l.m.)	H (m)	L (km)	Nanni	Media Q <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Sqm Q <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> /s)	CV(Q <sub>0</sub> )	k loc. (ore)	k reg. (ore)	θ loc. (ore)	θ reg. (ore)
1	Torre	Zompitta	168	1862	650	172.18	478	22	20	350.49	156.98	0.45	10.42	10.89	3.90	4.01
2	Adda	Fuentes	2498	4050	1844	198.02	1646	124	28	515.55	244.32	0.47	65.69	66.91	30.83	32.52
3	Brembo	Ponte Briolo	765	2914	1140	230.00	910	54	32	508.48	197.26	0.39	27.95	27.95	12.08	11.89
4	Serio	Ponte Cene	455	3052	1335	353.15	982	48	24	193.61	48.01	0.25	40.03	24.70	18.21	10.31
5	Toce	Candoglia	1532	4633	1641	197.99	1443	72	27	1054.43	582.93	0.55	35.39	37.81	15.95	16.84
6	Orco	Pont Canavese	617	3865	1930	430.00	1500	42	48	440.27	286.24	0.65	20.72	21.47	8.20	8.77
7	Tanaro	Farigliano	1522	2651	938	235.00	703	162	46	596.37	259.93	0.44	38.40	-	17.60	-
8	Taro	Pradella	298	1735	834	425.00	409	28	21	547.88	312.60	0.57	11.72	14.02	4.00	5.37
9	Secchia	P.te Bacchello	1292	2120	606	21.47	585	101	38	416.33	175.27	0.42	54.61	53.94	25.65	25.37
10	Arno	Subbiano	738	1657	720	249.95	470	46	58	600.23	370.45	0.62	17.75	23.62	6.97	9.80
11	Sieve	Fornacina	831	1657	490	92.47	398	58	48	500.41	215.08	0.43	18.54	-	7.36	-
12	Bisenzio	Gamberame	150	1276	565	92.98	472	29	28	134.20	81.32	0.61	15.83	14.55	6.24	5.61
13	Era	Capannoli	337	675	225	23.91	201	42	25	114.07	79.39	0.70	31.86	21.47	14.61	8.77
14	Elsa	Castelfiorentino	806	723	243	46.00	197	50	39	171.68	124.23	0.72	20.41	25.78	8.56	10.84

Dai diagrammi si deduce che per bacini poco estesi si ha generalmente una sovrastima dei rapporti di riduzione nel campo delle durate più brevi e a sottostime nel campo delle durate maggiori. L'effetto si attenua al crescere delle dimensioni del bacino.

L'equazione (9) è quella che descrive meglio gli andamenti sperimentali e riproduce anche il flesso che quest'ultimi presentano all'aumentare della superficie del bacino.

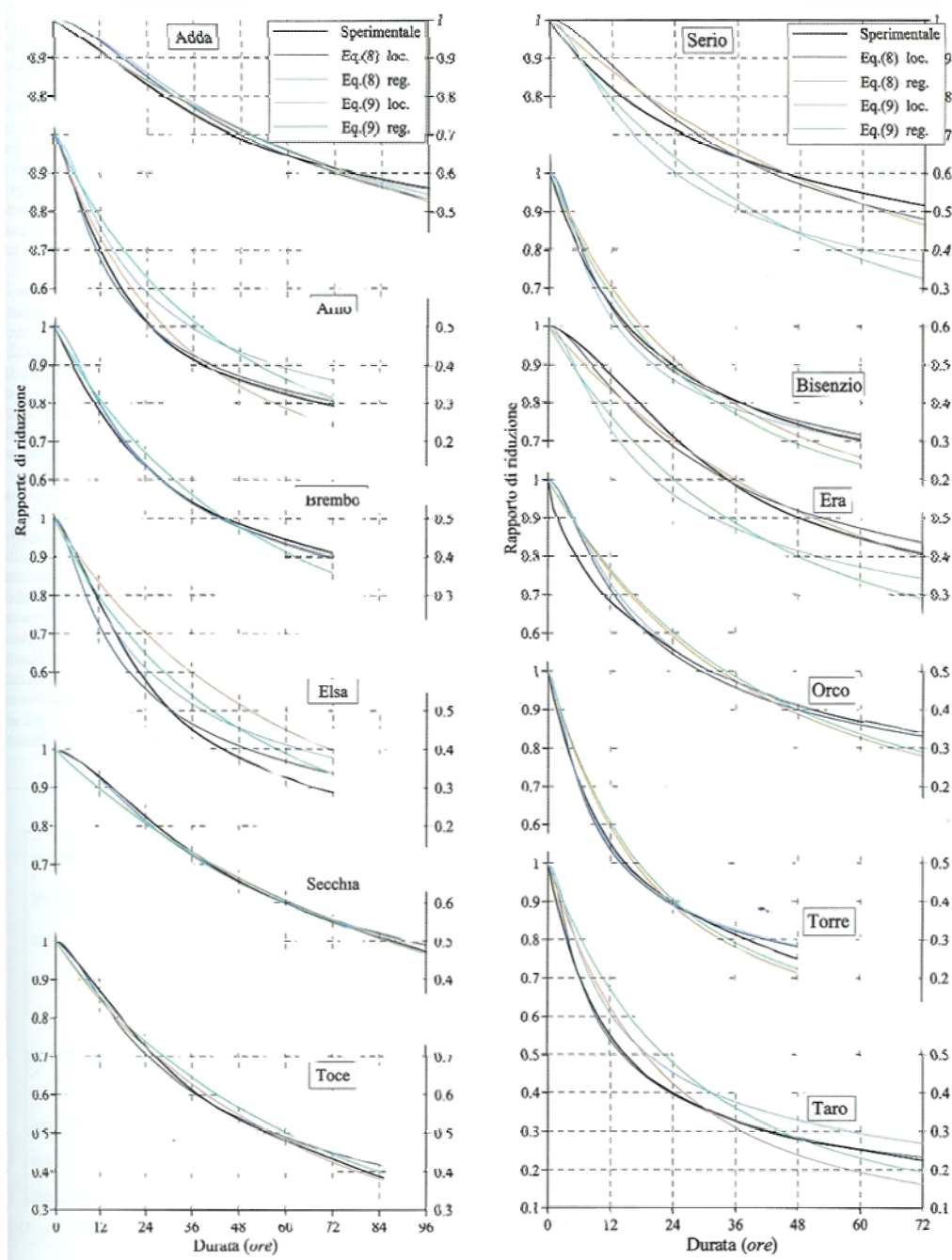


Figura 3-1 Rapporti di riduzione empirici e stimati attraverso l'applicazione di (8) e (9)<sup>[8]</sup>

## Valutazione indiretta della posizione del picco

In questo caso si adotta un modello analitico uguale per tutti i bacini a meno di una trasformazione di scala della durata, è stata tarata una formula di stima indiretta della posizione del picco  $r_D$ . Ipotizzando che il parametro di scala temporale della posizione del picco sia coincidente con quello del corrispondente rapporto di riduzione, le due funzioni  $r_D(D/k)$  e  $r_D(D/\theta)$  sono state determinate raggruppando le coppie  $(D/k_{loc}, r_D)$  e  $(D/\theta_{loc}, r_D)$  relative a tutte le stazioni interpolando con un'espressione del tipo:

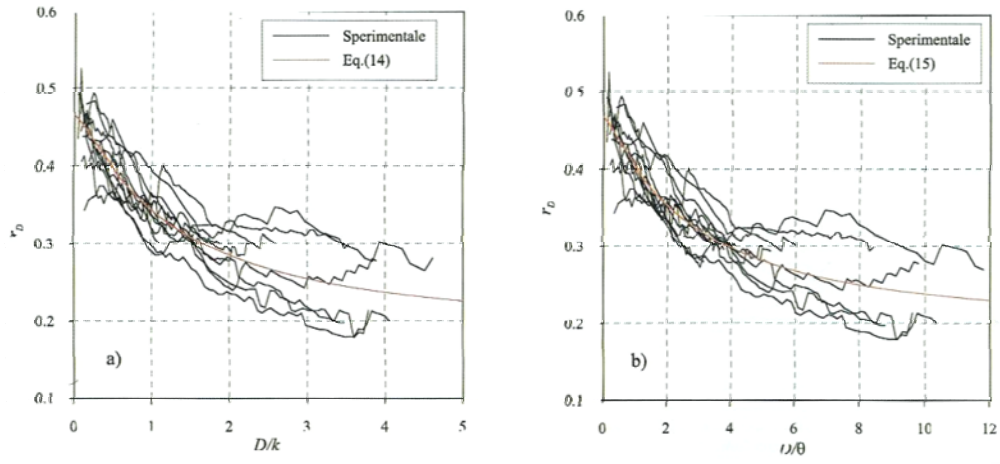
$$r_D(D^*) = a_1 + \frac{a_2}{a_3 + (D^*)^{a_4}} \quad (13)$$

Dove con  $D^*$  indichiamo la durata adimensionale che varia a seconda dei casi. I valori delle quattro costanti si determinano con il metodo dei minimi quadrati, in questo modo si ottengono le due seguenti espressioni:

$$r_D(D/k) = 0.184 + \frac{0.374}{1.33 + (D/k)^{1.25}} \quad (14)$$

$$r_D(D/\theta) = 0.184 + \frac{0.929}{3.35 + (D/\theta)^{1.20}} \quad (15)$$

Nei seguenti diagrammi si vede l'andamento delle due funzioni descritte sopra, insieme alle coppie utilizzate per la loro taratura. I punti sperimentali sono contenuti in una fascia relativamente ristretta attorno alle corrispondenti curve interpolari.



**Figura 3-2** Andamento delle curve  $rd(D^*)$  e dispersione dei punti utilizzati per la loro taratura  
 a) formulazione (14) b) formulazione (15) <sup>[8]</sup>

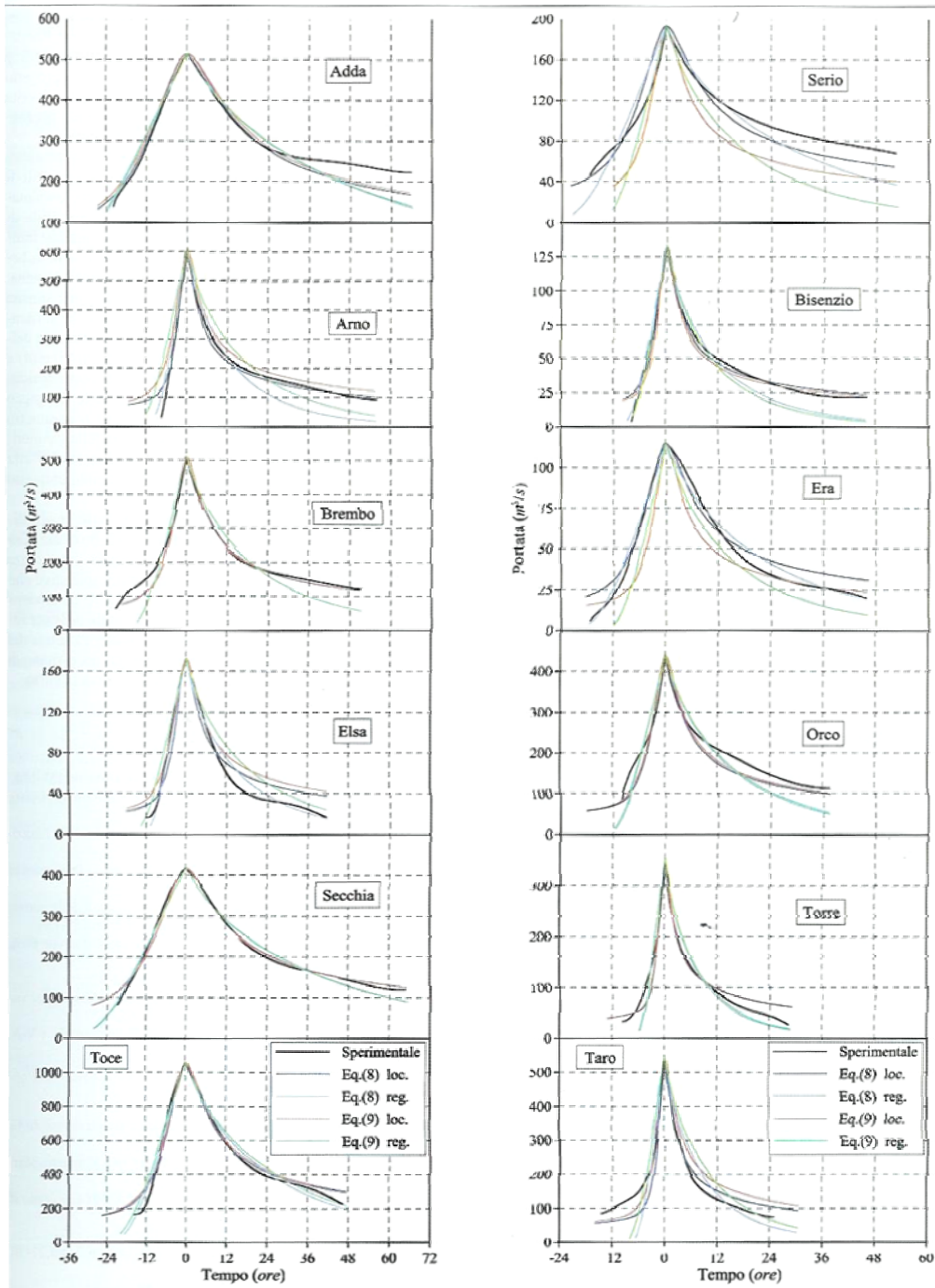
## Costruzione degli idrogrammi sintetici con la procedura di stima regionale

Adottando per il rapporto di riduzione uno dei due modelli con la formula di stima regionale del parametro e valutando la posizione del picco attraverso la corrispondente equazione, la stima indiretta degli idrogrammi si ottiene subito con l'applicazione delle formule (3) e (4). Con la (5) L'idrogramma sintetico rimane quindi individuato a meno del quantile della portata al colmo, che, avendo supposto il rapporto di riduzione indipendente dal tempo di ritorno, rappresenta il fattore che contiene la dipendenza dal tempo di ritorno.

Esprimendo  $Q_0(t)$  nella forma  $Q_0(t) = K(T)\mu(Q_0)$ , dove  $K(T)$  rappresenta il fattore di crescita, gli idrogrammi sintetici di assegnato tempo di ritorno risultano tra loro proporzionali e sono caratterizzati a un particolare valore di  $K$ . Prescindendo dalla stima delle portate al colmo e dal fattore di crescita  $K$ , si ottengono gli idrogrammi rappresentati nella figura seguente, accanto sono rappresentati gli idrogrammi che si ottengono utilizzando gli stessi modelli con la stima locale dei parametri  $k$  e  $\theta$  e quello che si ottiene dall'elaborazione statistica diretta delle onde storiche sulla base dei valori massimi annui di  $\overline{Q_D}$  e dei valori empirici  $r_D$ .

Dal confronto con gli idrogrammi sintetici che si sono ottenuti dall'elaborazione diretta delle onde reali risalgono gli aspetti già rilevati a proposito del rapporto di riduzione.

Gli idrogrammi sintetici forniti dal modello (8,14) generalmente sovrastimano le portate – e quindi il volume di piena – nella parte centrale, e a sottostimarle nelle porzioni estreme anche se questi effetti si attenuano al crescere della dimensione del bacino. Dal punto di vista applicativo la parte più importante è rappresentata dal picco. Gli idrogrammi che derivano dal modello (9,15) riproducono l'andamento complessivo delle onde sintetiche ottenute dalla procedura diretta mediamente in modo più accurato.<sup>[8]</sup>



**Figura 3-3** Idrogrammi sintetici derivanti dall'analisi statistica diretta delle onde storiche e stimate attraverso l'applicazione dei modelli (8,14) e (9,15)<sup>[8]</sup>



## **4 Simulazioni in HEC-RAS e costruzione degli idrogrammi sintetici**

L'U.S. Army Corps of Engineers River Analysis System (HEC-RAS) è un software che consente il calcolo del pelo libero nel caso di moto stazionario (steady flow) e non stazionario (unsteady flow).

Il programma è stato sviluppato nell'Hydrologic Engineering Center (HEC), è usato per i calcoli idraulici monodimensionali in una corrente gradualmente variata in canali naturali o artificiali. È capace di dare in uscita i profili in corrente subcritica, supercritica oppure in regime misto. L'ultima versione del software permette anche di tenere conto del trasporto solido.

Un progetto in HEC-RAS è costituito da una serie di file che contengono dati geometrici, dati per i calcoli in moto permanente o in moto vario ed infine i cosiddetti "plan": è l'elemento del progetto che in cui viene fatta la calibrazione del modello fissando tolleranze, il passo temporale di calcolo e molto altro.

Nel caso specifico è stato costruito un modello geometrico usando le sezioni topografiche di un rilievo del 1992. Il modello è stato verificato tramite simulazioni in moto permanente.

Solo dopo si è potuto passare alla simulazione degli idrogrammi sintetici e della serie di portate orarie.

I particolari di questo processo saranno illustrati in questo capitolo.<sup>[9,10]</sup>

## 4.1 Funzionamento del programma

### Equazioni di base

Il programma è usato per i calcoli idraulici monodimensionali in una corrente gradualmente variata in canali naturali o artificiali. È capace di dare in uscita i profili in corrente subcritica, supercritica oppure in regime misto.

I profili sono calcolati tra una sezione e l'altra risolvendo l'equazione di Bernoulli, che esprime il principio di conservazione dell'energia, con un metodo iterativo chiamato standard step method.

$$z_2 + y_2 + \frac{a_2 v_2^2}{2g} = z_1 + y_1 + \frac{a_1 v_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

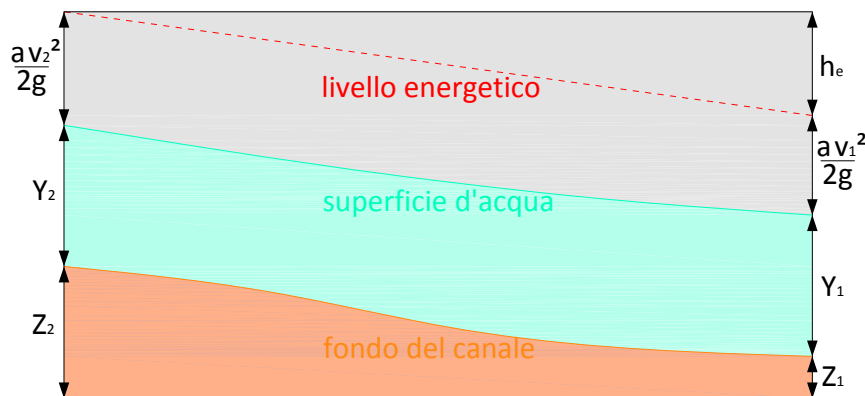


Figura 4-1 Termini dell'equazione energetica.

Dove

- $z_1, z_2$  quota di fondo
- $y_1, y_2$  colonna d'acqua
- $a_1, a_2$  coefficienti di peso delle velocità
- $V_1, V_2$  velocità medie delle sezioni
- $h_e$  perdita energetica tra le due sezioni

L'energia persa tra le due sezioni comprende le perdite per attrito e le perdite a causa della contrazione ed espansione della sezione:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

Dove

- L lunghezza del tratto pesata
- $\bar{S}_f$  pendenza d'attrito rappresentativa tra le due sezioni
- C coefficiente di perdita per contrazione o espansione della sezione

La lunghezza del tratto del fiume pesata è calcolata come segue:

$$L = \frac{L_{lob}\overline{Q_{lob}} + L_{ch}\overline{Q_{ch}} + L_{rob}\overline{Q_{rob}}}{\overline{Q_{lob}} + \overline{Q_{ch}} + \overline{Q_{rob}}} \quad (3)$$

Dove

- $L_{lob}, L_{ch}, L_{rob}$  lunghezza dei tratti specificati per il flusso nella golena sinistra e destra e nel canale principale
- $\overline{Q_{lob}} + \overline{Q_{ch}} + \overline{Q_{rob}}$  media aritmetica del flusso tra le sezioni della golena sinistra e destra e del canale principale

Il calcolo della trasmissione totale (total conveyance) e del coefficiente della velocità per una sezione richiede la suddivisione del flusso in unità in cui la velocità è uniformemente distribuita. In HEC-RAS il flusso è diviso nelle golene e nel canale principale, a questi si associano dei valori diversi per il coefficiente di scabrezza secondo Manning.

$$Q = KS_f^{1/2} \quad (4)$$

$$K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} \quad (5)$$

Dove

- K      trasmissione della sezione suddivisa
- n      coefficiente di scabrezza secondo Manning
- A      area di flusso per la suddivisione

La trasmissione totale della sezione topografica è ottenuta sommando le tre trasmissioni suddivise delle golene e del canale principale.<sup>[9,10]</sup>

## Valutazione dell'energia cinetica media

HEC-RAS è un programma che calcola le superfici d'acqua in una dimensione, quindi determina un solo livello d'acqua e un valore energetico medio per ogni sezione. L'energia media è ottenuta pesando il livello energetico delle varie parti della sezione.

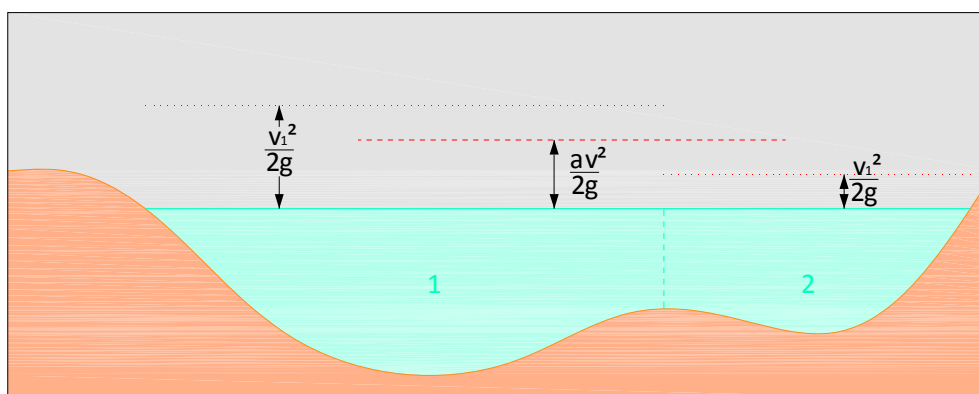


Figura 4-2 Sezione suddivisa

Per conoscere il valore medio dell'energia è necessario conoscere il coefficiente di peso della velocità  $\alpha$ .

$$\alpha \frac{\bar{v}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{v_1^2}{2g} + Q_2 \frac{v_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2} \quad (7)$$

$$\alpha = \frac{Q_1 v_1^2 + Q_2 v_2^2}{Q \bar{v}^2} \quad (8)$$

In generale, per una sezione suddivisa in n parti

$$\alpha = \frac{[Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_N V_N^2]}{Q \bar{V}^2} \quad (9)$$

La pendenza d'attrito (pendenza della linea energetica) è determinata per ogni sezione dall'equazione di Manning come segue:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K}\right)^2 \quad (10)$$

Le perdite a causa dell'espansione e contrazione della sezione si calcolano con la seguente equazione:

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right| \quad (11)$$

All'interno del programma si assume che ci sia una contrazione quando la velocità nella sezione a valle è maggiore della velocità nella sezione considerata. Se invece nella sezione a valle la velocità è maggiore, si assume che ci sia un'espansione.<sup>[9,10]</sup>

### Procedura di calcolo

L'altezza della superficie d'acqua in una sezione topografica si determina tramite la soluzione iterativa delle due seguenti equazioni, già viste in precedenza.

$$z_2 + y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = z_1 + y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

- a. Si fa un'ipotesi sul livello della superficie d'acqua nella sezione a monte  $WS_1$ .
- b. Basandosi sulla superficie d'acqua del passo a., si calcola la trasmissione totale e la velocità.
- c. Con i valori calcolati al passo b. si determina  $\bar{S}_f$  e  $h_e$ .
- d. Con i valori ricavati nei passi b. e c. si risolve la prima equazione trovando un nuovo valore della superficie d'acqua  $WS_2$ .
- e. Si fa il confronto tra  $WS_1$  e  $WS_2$ , ripetendo i passi da a. a e. finché i valori non coincidono, con una tolleranza pari a  $\Delta WS = WS_1 - WS_2 = 0.003$  m.  
[9,10]

## 4.2 Costruzione del modello geometrico

### Dati geometrici

I dati geometrici comprendono tutte le informazioni necessarie per caratterizzare il corso d'acqua (River System Schematic): sezioni topografiche (cross sections) e opere in alveo (hydraulic structure data).

I dati geometrici vengono inseriti disegnando il corso d'acqua da monte verso valle, nella direzione del flusso. Per la rappresentazione esatta del fiume è stato inserito un estratto della cartografia regionale contenente il Fiume Secchia.

Alla fine di questa operazione è richiesto l'inserimento del nome del fiume (Secchia) e del tratto (inferiore).

Quando la schematizzazione del fiume è completa, si passa all'inserimento delle sezioni topografiche. Le sezioni complessivamente usate sono 174 e provengono da un rilievo topografico del 1992.

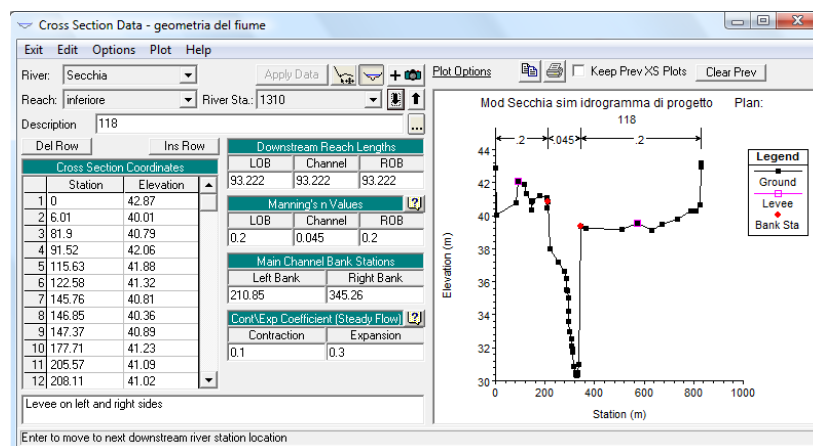


Figura 4-3 Esempio di una sezione del fiume con le relative caratteristiche



Le sezioni sono localizzate nelle posizioni più rilevanti e a distanze relativamente brevi nel corso d'acqua per caratterizzare al meglio la capacità di convogliamento (carrying capacity) del tratto considerato. Le sezioni devono essere inserite singolarmente, tenendo conto di tutte le caratteristiche importanti della sezione.

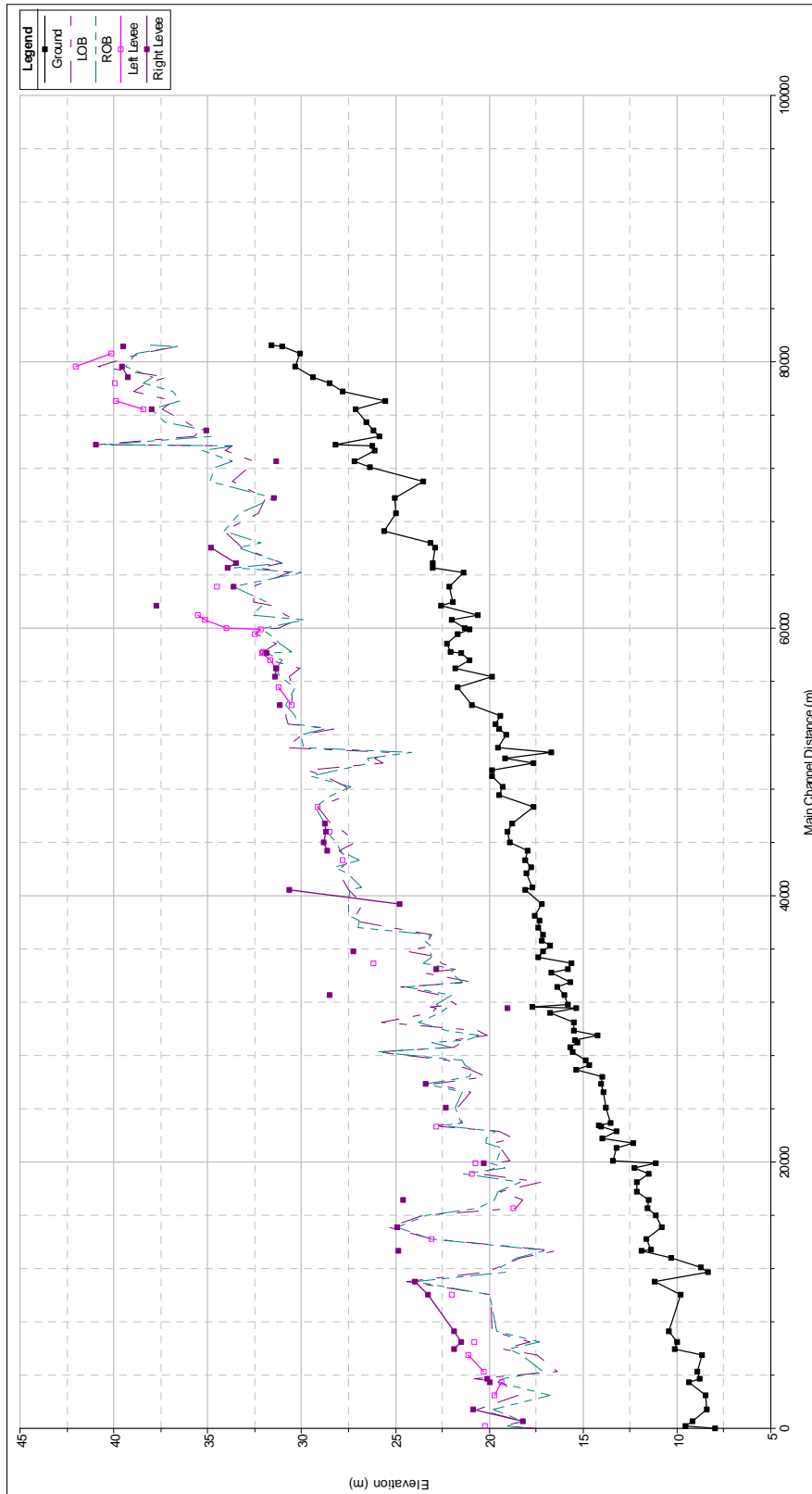
Per prima cosa si inseriscono le coordinate X (distanza progressiva) – Y (quota), procedendo da sinistra verso destra guardando verso valle.

La distanza dalla sezione di valle (downstream reach lengths) descrive la distanza dalla sezione corrente e quella a valle che sarà inserita in seguito.

Il valore di scabrezza di Manning è variabile per golena sinistra (left overbank), il canale principale (main channel) e la golena destra (right overbank) che sono identificati tramite la coordinata X. I valori sono stati ricavati da uno studio di compatibilità idraulico-ambientale della provincia di Modena, condotto dal DISTART, che nella procedura di calibrazione ha identificato un coefficiente di scabrezza secondo Manning pari a  $0.2 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  per le golene e  $0.045 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  per il canale principale.

I valori di contrazione ed espansione della sezione sono stati lasciati in default.

L'opzione "Levees" permette di inserire argini nelle sezioni. Quando gli argini sono fissati, l'acqua può andare ad occupare l'area esterna a loro soltanto quando il livello d'acqua supera la quota degli argini.<sup>[3,9]</sup>



**Figura 4-4** Perfil longitudinal del fiume

## **Simulazioni in moto permanente**

Per la messa a punto di un buon modello utilizzabile nel moto vario sono state condotte delle simulazioni in moto permanente con diverse portate: 100, 600, 800, 1000, 1300 m<sup>3</sup>/s.

Per facilitare la simulazione è stato tolto il tratto di corrente veloce a monte. In questo modo si evitano i calcoli in regime misto.

Per fare le simulazioni, bisogna innanzitutto definire il numero di profili da calcolare ed inserire le portate.

Per stabilire il livello iniziale d'acqua e per avviare i calcoli è necessario fissare le condizioni al contorno. La condizione di monte è rappresentata dalle portate, a valle invece è stata inserita la pendenza di fondo, a partire da questa il programma calcola automaticamente la superficie d'acqua. La pendenza di fondo è stata ricavata da profilo longitudinale del corso d'acqua e vale 0.000221 m/m.

Con questo, tutti i dati necessari sono stati definiti, e si può passare alla simulazione in moto permanente. Prima di avviare la simulazione bisogna ancora definire il regime della corrente, che in questo caso, siccome il tratto veloce a monte è stato eliminato in precedenza, è subcritica.

In uscita il programma ci dà le portate laminate, in forma tabellare e grafica. Inoltre ci dà la possibilità di visualizzare tutti i dati delle singole sezioni e i vari messaggi d'errore.

Nella simulazione in moto permanente si è vista la necessità di aggiungere nuove sezioni topografiche per avere la convergenza nei calcoli e per eliminare tutti i messaggi d'errore.

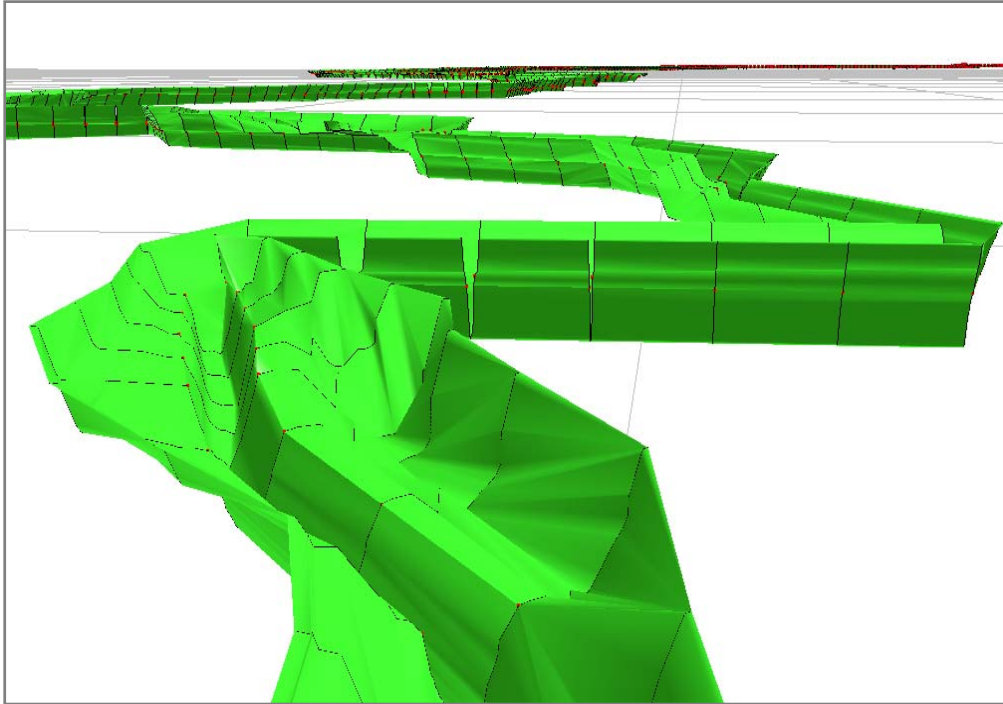
L'aggiunta di nuove sezioni topografiche è stata fatta tramite una funzione che permette di interpolare le sezioni topografiche che si chiama "XS Interpolation".

L'opzione "within a reach" dà la possibilità di interpolare selezionando le sezioni terminali del tratto del corso d'acqua in cui si desidera raffittire il numero di sezioni topografiche. In più bisogna inserire la distanza massima ammessa tra le sezioni.

Per la simulazione in moto permanente nel fiume Secchia è stato necessario raffittire le sezioni in modo da avere una distanza massima di 100 m tra di loro. Ciò ha portato a un aumento delle sezioni molto consistente e ha contribuito

all'aumento del tempo di calcolo, ma ci ha permesso di aumentare la precisione e quindi la qualità dei dati in uscita dal programma.

Con questa operazione abbiamo concluso la fase di costruzione del modello geometrico. È importante avere un buon modello geometrico come base per tutte le simulazioni in moto vario.



**Figura 4-5** Modello 3D del fiume in HEC -RAS

### 4.3 Simulazioni in moto vario

Il lavoro si basa su una serie di portate sintetiche del Fiume Secchia costruita in un lavoro precedente (*Brath e Montanari, 2000*). La serie ha origine dall'applicazione di un modello afflussi – deflussi ad una serie sintetica di piogge. Le piogge sintetiche sono state generate tramite un processo stocastico del fenomeno di precipitazione che è basato sulle caratteristiche fisiche delle precipitazioni reali. Per descrivere al meglio il comportamento reale è stato usato il processo di Neyman – Scott, che rappresenta un processo di tipo cluster. La struttura dell'evento è definita da una sequenza di celle rettangolari che sovrappendosi danno origine al cluster di precipitazione e quindi alla struttura dell'evento. Usando il modello ad impulsi rettangolari di Neyman – Scott è stata generata una serie di piogge sintetiche della durata di 50 anni. È stato tarato sulla base dei dati pluviometrici osservati nei due anni 1972 e 1973, che sono stati caratterizzati da precipitazioni molto forti.

La serie di piogge sintetiche ricavata è stata inserita in un modello di tipo afflussi-deflussi di tipo ADM (*A Distributed Model, Franchini, 1996*). È un modello di tipo continuo in quanto rappresenta con continuità la formazione del deflusso in periodi di pioggia e in periodi siccitosi. La sua caratteristica è la rappresentazione della dinamica delle aree contribuenti al deflusso superficiale seguente all'ipotesi che il deflusso superficiale abbia origine a causa del superamento della capacità di immagazzinamento del suolo. Le sue basi sono rappresentate dal bilancio idrico al livello del suolo e dalla componente di trasferimento alla sezione di chiusura del bacino. In questo modo si individua una rete idrografica principale.

Associando alle piogge un andamento di evapotraspirazione potenziale semplice con l'applicazione del modello è stata ricavata la risposta del bacino in termini di portate in corrispondenza della sezione di chiusura del bacino.

Le simulazioni in moto vario richiedono l'inserimento delle condizioni iniziali e delle condizioni al contorno nei punti di confine e in tutti gli altri punti rilevanti del corso d'acqua.

Come condizioni al contorno si possono inserire vari dati.

In questo caso consideriamo un unico tronco fluviale senza tenere conto degli affluenti del Secchia.

Nella sezione a monte come condizione è stata inserita una scala di deflusso tramite la funzione "Flow Hydrograph". Nella sezione di confluenza con il Po invece è stata usata la funzione "Normal Depth" che calcola automaticamente l'altezza d'acqua inserendo la pendenza di fondo.

Come condizione iniziale può essere usato un valore singolo oppure una distribuzione di valori iniziali che in HEC – RAS prende il nome di "Restart File". [1,9]

## 4.4 Simulazione degli idrogrammi sintetici

L'idrogramma di progetto è definito come un'onda di piena associata ad un determinato livello di rischio, quantificato usualmente in termini di tempo di ritorno. La sua identificazione riveste un'importanza fondamentale in molte attività di progettazione e nella verifica di opere idrauliche.

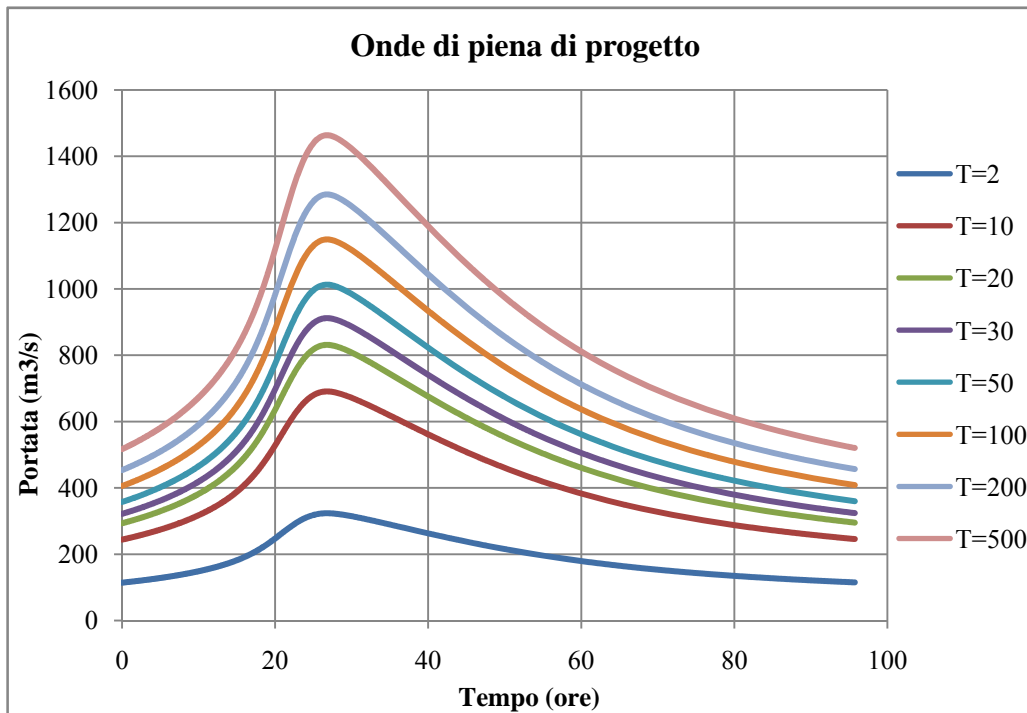
Gli idrogrammi sintetici sono stati costruiti tramite la metodologia proposta da *Maione et al.* nel 2001.

La procedura è stata applicata alla serie di portate sintetiche ricavata tramite la generazione di una serie di piogge sintetiche cui è stato applicato un modello di afflussi deflussi.

Per la costruzione degli idrogrammi sintetici è stato usato un modello in ambiente Matlab denominato Idrosint.

In seguito vedremo i diagrammi che sono stati dati come input al programma, per poi procedere alla simulazione che come risultato ci ha dato gli idrogrammi sintetici laminati nella sezione di chiusura. Gli idrogrammi variano con il tempo di ritorno. Il tempo di ritorno rappresenta il tempo medio che trascorre tra il verificarsi di un determinato evento e il successivo.

Le onde sintetiche hanno un'estensione nel tempo di 96 ore. La propagazione dell'onda da monte verso valle avviene in 2 – 3 giorni. Per rappresentare l'onda di piena a valle in tutta la sua estensione è stato necessario prolungare le onde di progetto orizzontalmente fino a 200 ore. Ciò ci ha permesso di eseguire le simulazioni lungo una finestra temporale di 8 giorni.



**Figura 4-6** Idrogrammi di progetto sintetici in ingresso al programma

Per la simulazione degli idrogrammi sintetici di progetto è stato usato il modello geometrico del fiume con le sezioni interpolate, che ci ha permesso di ottenere dei risultati più attendibili in uscita e di attenuare gli spigoli che si formavano nel caso in cui si utilizzava la geometria senza le sezioni interpolate. Si può osservare che gli idrogrammi laminati conservano la loro forma abbastanza bene. Solo per le curve con tempo di ritorno alto possiamo notare una lieve deformazione dell'idrogramma.

Analizzando i dati in HEC-RAS si è visto che queste deformazioni sono dovute al fatto che in alcune sezioni topografiche il livello d'acqua supera il livello topografico massimo. Scendendo poi nel corso d'acqua queste ondulazioni si attenuano molto.



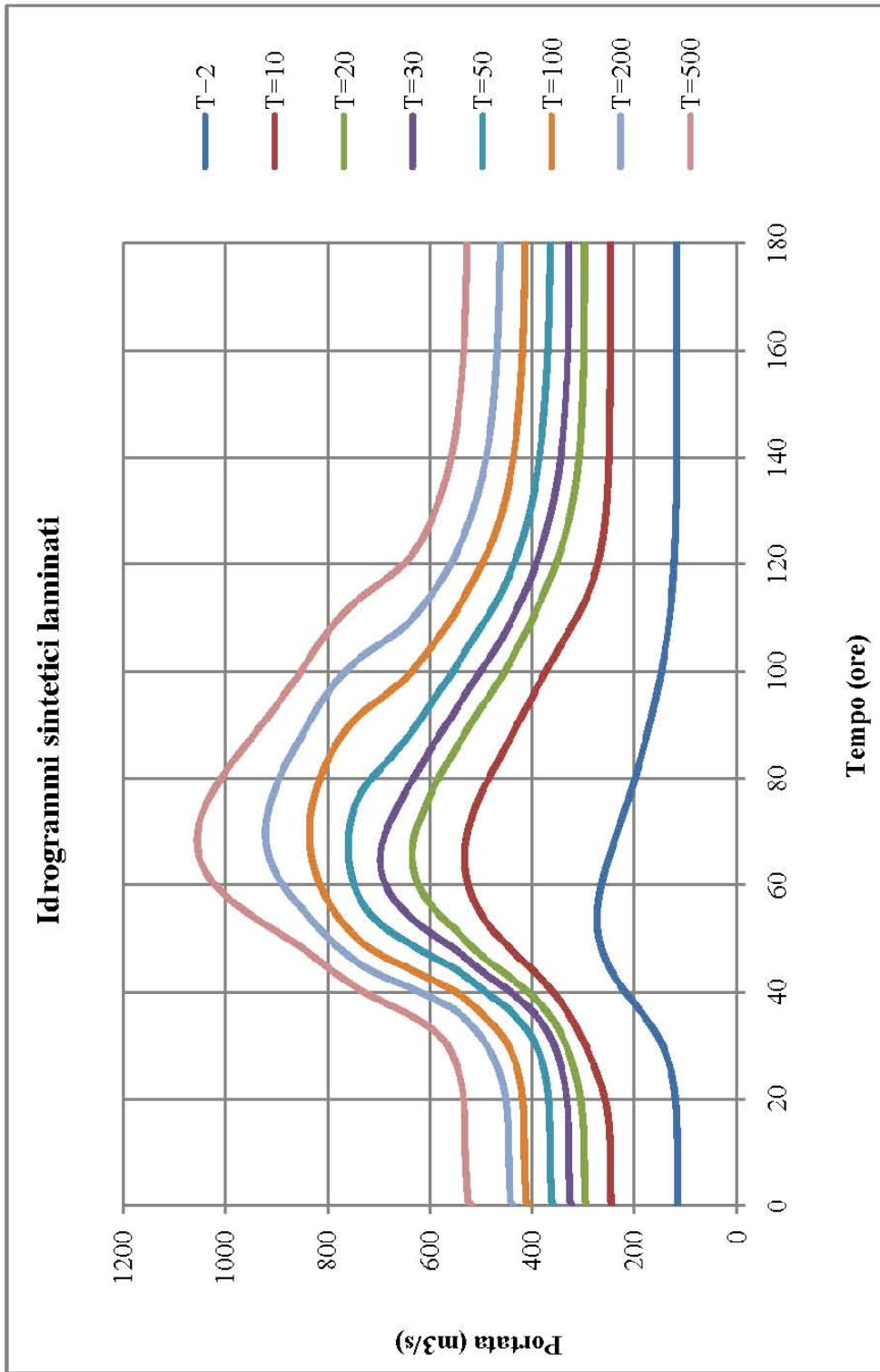


Figura 4-7 Idrogrammi sintetici laminati in uscita dal programma

Nelle figure seguenti possiamo osservare come si deforma l'idrogramma sintetico nella propagazione verso valle.

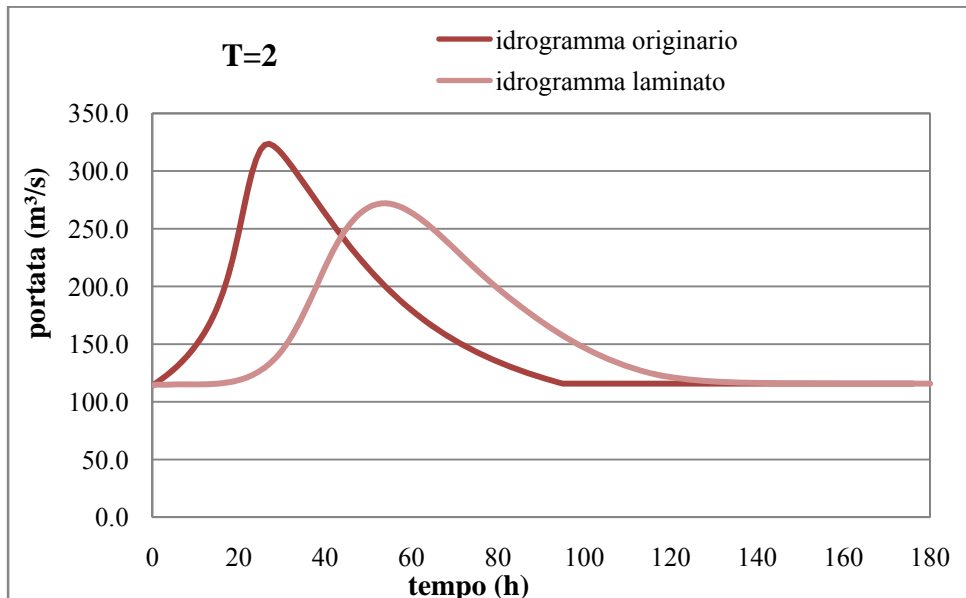


Figura 4-8 Laminazione dell'idrogramma con tempo di ritorno T=2 anni

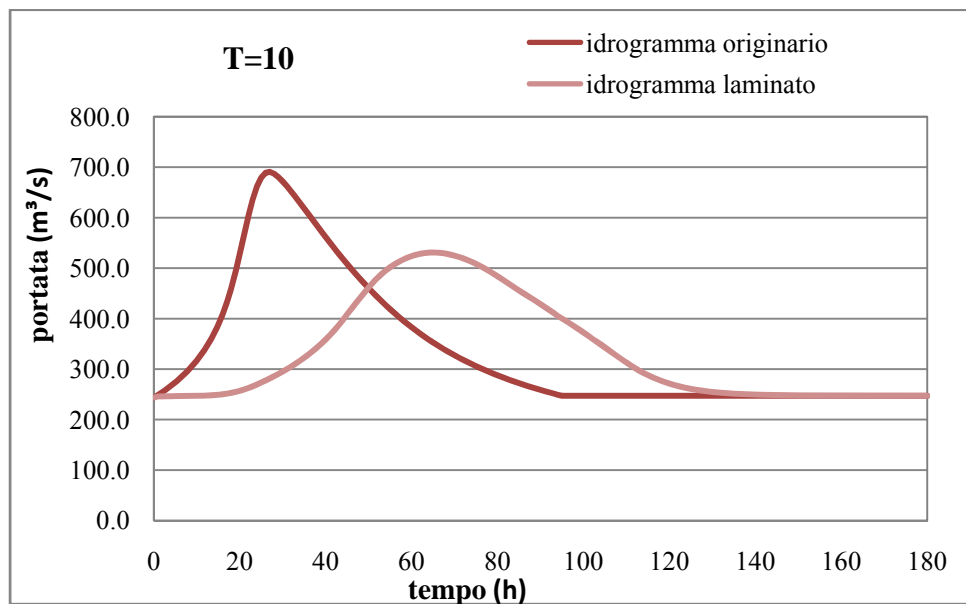
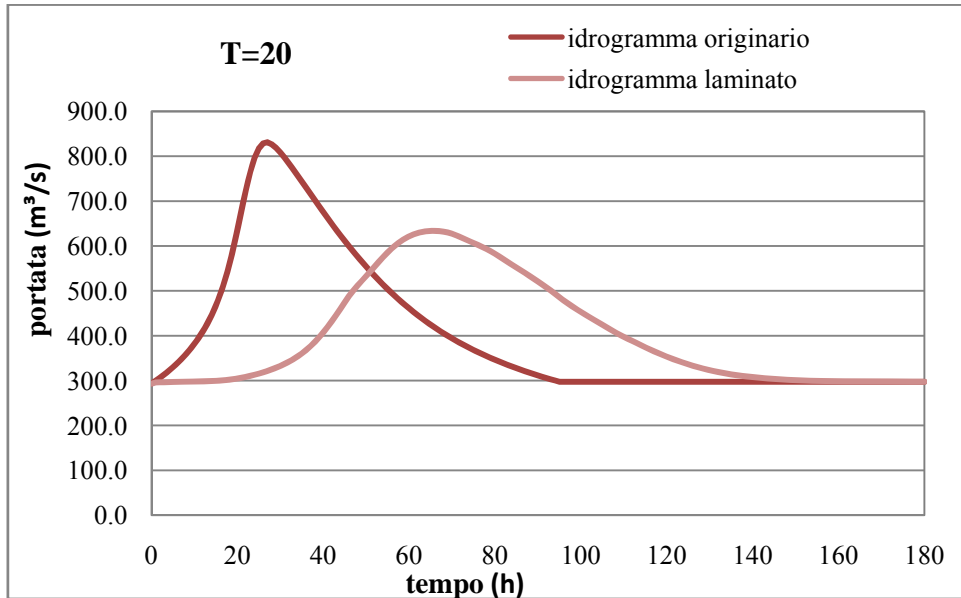
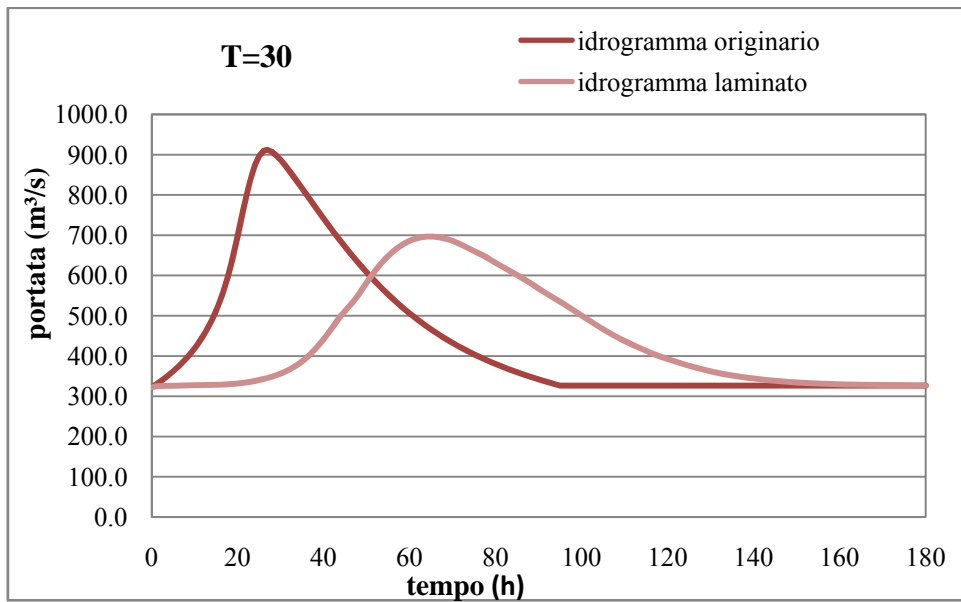


Figura 4-9 Laminazione dell'idrogramma con tempo di ritorno T=10 anni



**Figura 4-10** Laminazione dell'idrogramma con tempo di ritorno T=20 anni



**Figura 4-11** Laminazione dell'idrogramma con tempo di ritorno T=30 anni

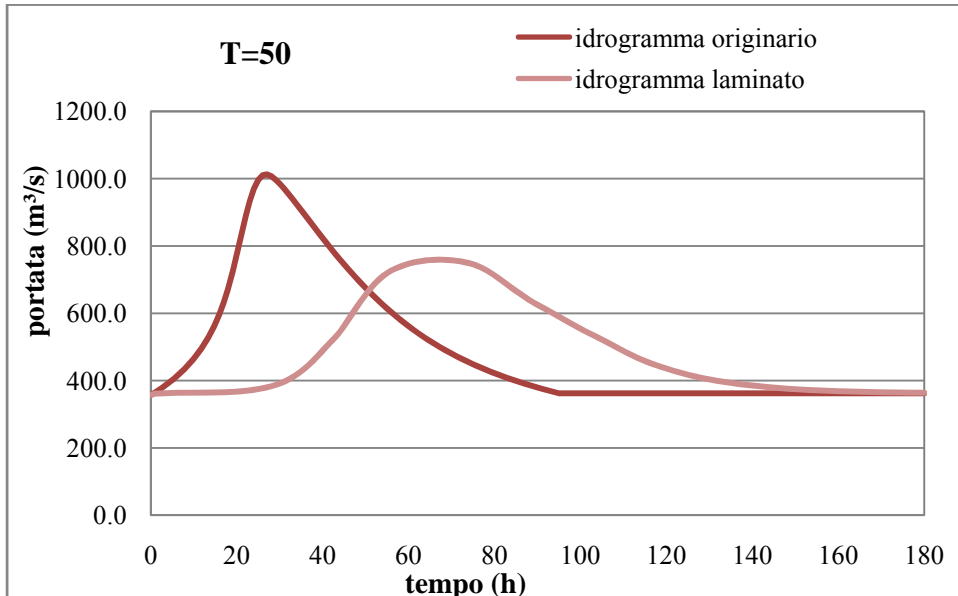


Figura 4-12 Laminazione dell'idrogramma con tempo di ritorno T=50 anni

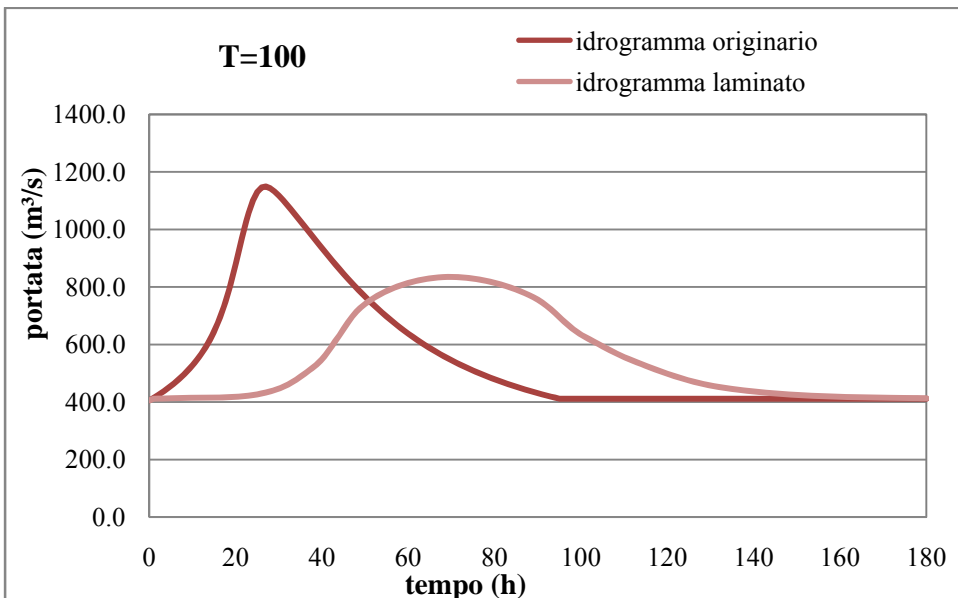
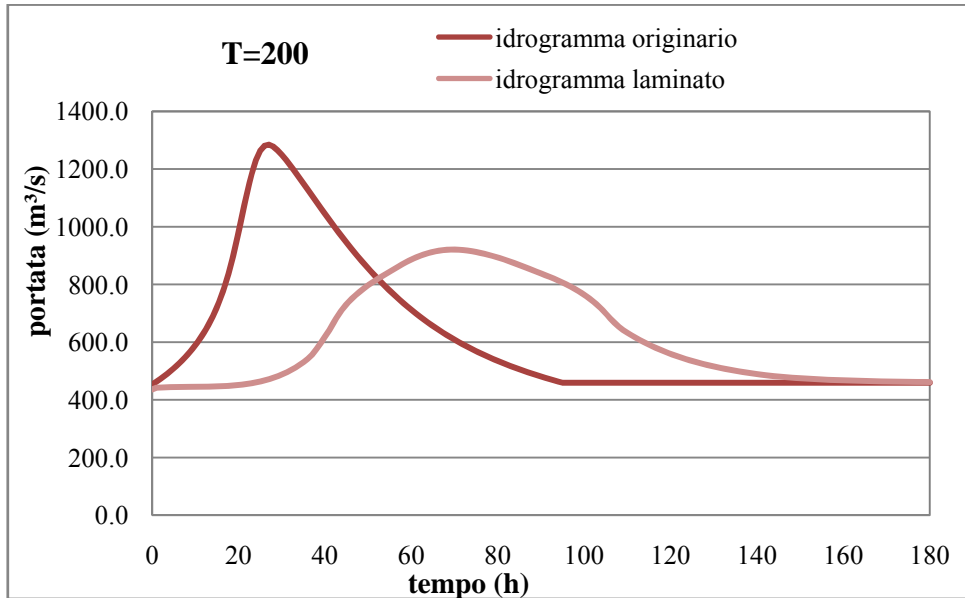
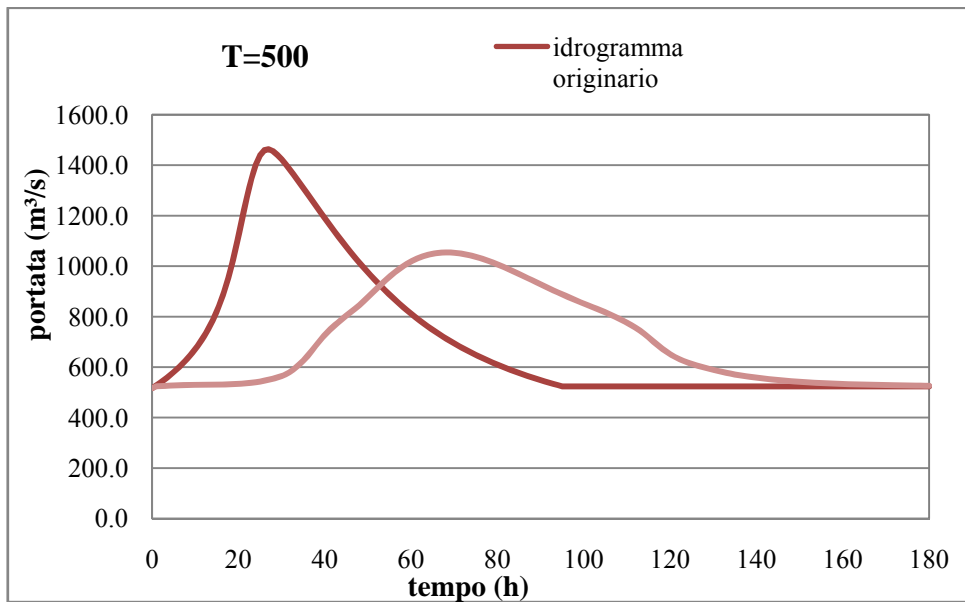


Figura 4-13 Laminazione dell'idrogramma con tempo di ritorno T=100 anni



**Figura 4-14** Laminazione dell'idrogramma con tempo di ritorno T=200 anni



**Figura 4-15** Laminazione dell'idrogramma con tempo di ritorno T=500 anni

## 4.5 Simulazione della serie di portate sintetiche

La simulazione della serie di portate orarie di 50 anni presenta un problema più vasto. Per ogni anno abbiamo a disposizione 8760 valori, ciò significa che complessivamente abbiamo lavorato con 438 000 valori di portata oraria.

Tutti i parametri per caratterizzare la simulazione devono essere salvati in un file speciale che si chiama “plan”. All’interno di questo file si fa la calibrazione dei parametri, si fissa il passo temporale di calcolo, la finestra temporale in cui si vuole eseguire la simulazione delle portate e infine si può scegliere anche in quanti e quali istanti i risultati in uscita devono essere salvati.

Una fase importante è rappresentata dalla calibrazione del modello. Il programma risolve le due equazioni di base con un processo iterativo. Come default il programma prevede 20 iterazioni per ogni passo temporale. Il numero di iterazioni è stato aumentato al massimo previsto, cioè 40 iterazioni a passo temporale. Inoltre era necessario aumentare il margine d’errore per l’altezza della superficie d’acqua a 5 cm. Con queste modifiche è stato possibile rendere il modello stabile e riuscire a ottenere risultati attendibili in uscita dal programma.

Un parametro fondamentale per i calcoli è l’intervallo temporale di calcolo. Per ottimizzare tempo di calcolo e precisione dei dati in uscita dal programma sono state fatte molte prove ed infine è stato scelto un passo temporale pari a  $\Delta t = 6s$ .

L’output del programma è rappresentato dalla serie di portate sintetiche laminate nella sezione di valle, in cui abbiamo la confluenza in sponda destra del Po. È stata fatta la scelta di salvare i risultati in forma numerica soltanto nella sezione di confluenza con il Po. Ciò ci ha permesso di diminuire il tempo di calcolo.

All’interno del “plan” si possono scegliere la geometria del fiume e i dati per il calcolo del moto vario (unsteady flow data).

All’interno del “unsteady flow file” si inseriscono le portate come condizione a monte, invece come condizione a valle è stata inserita la pendenza di fondo, in questo modo il software calcola automaticamente l’altezza normale

È stato costruito un “unsteady flow file” per ognuno dei cinquanta anni. Come condizione iniziale dell’anno numero 1 è stata usata la prima portata della serie. Per collegare agevolmente i vari anni e per permettere una successione fluida nelle simulazioni, come partenza dell’anno 2 sono stati inseriti i valori di portata e di altezza d’acqua calcolati dal programma nell’ultimo istante dell’anno 1 (31DEC2000 24.00). Questo passaggio è reso possibile con un’opzione disponibile nel programma denominata “Restart File”. Il “Restart File” è un file contenente le informazioni su portata e livello d’acqua ad un istante prefissato e viene usato come condizione iniziale per l’anno a seguire.

La laminazione dei cinquanta anni di portate orarie ha impiegato più di 200 ore. I risultati della simulazione, le portate laminate, sono usati nella fase successiva del lavoro. Saranno inseriti in un programma in ambiente Matlab per ricavare gli idrogrammi sintetici di progetto.

Nelle pagine seguenti vediamo alcuni confronti tra i dati in ingresso nel programma e i dati che abbiamo ricavato in uscita dal programma.

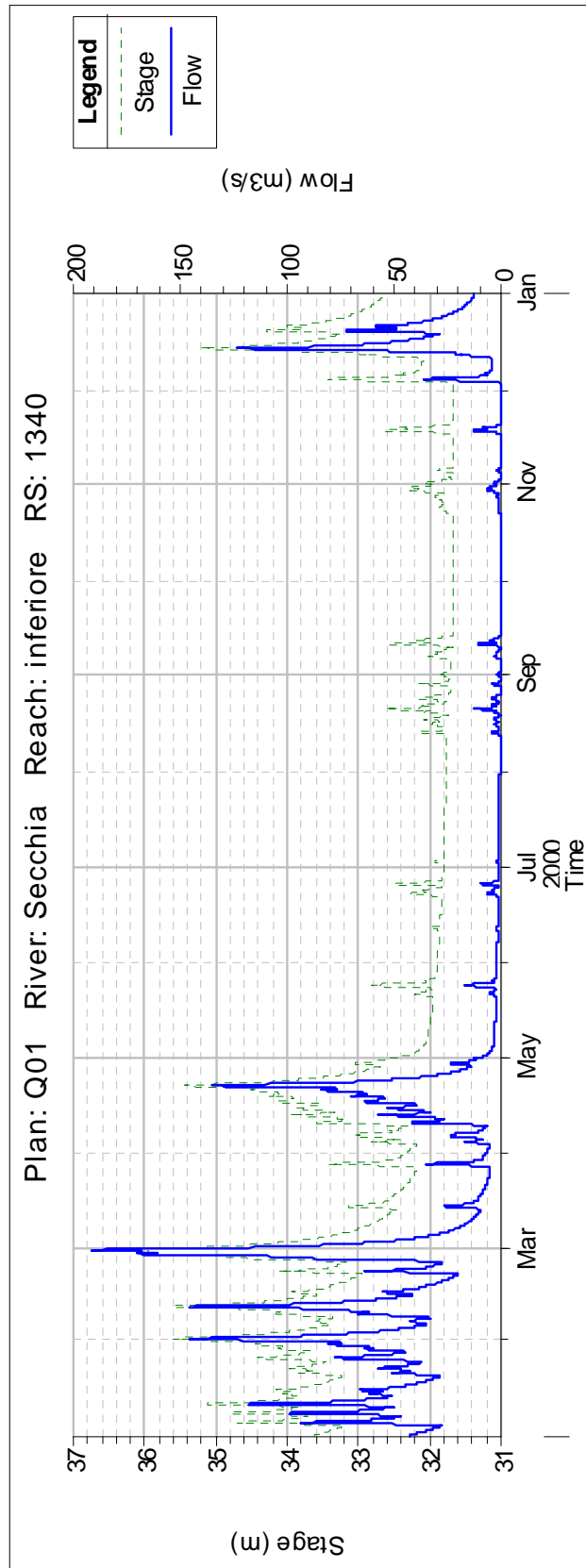


Figura 4-16 Portate in ingresso anno 1



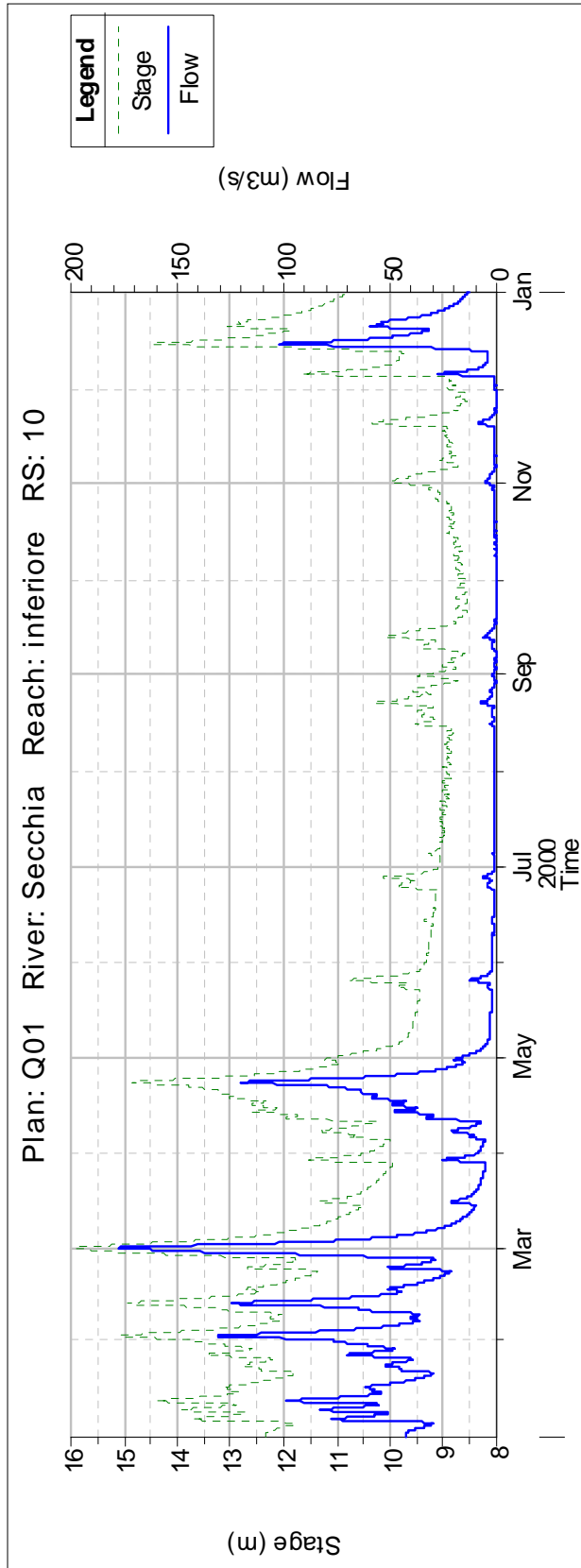
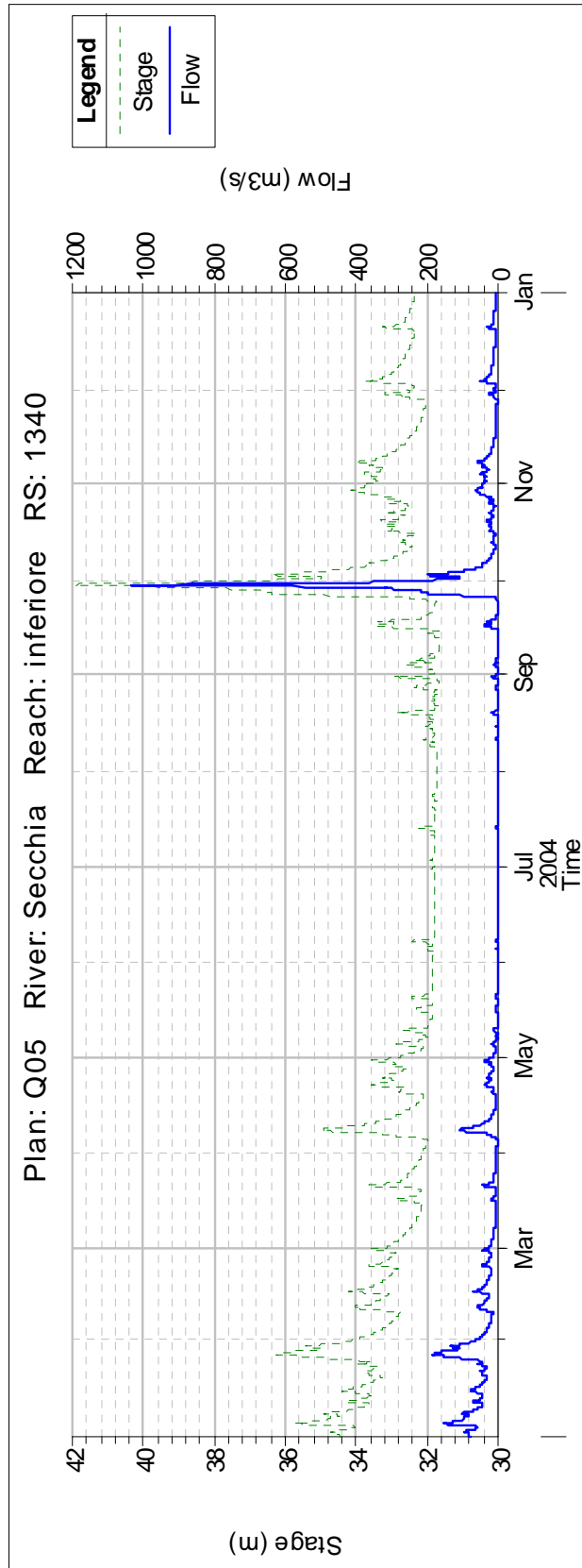


Figura 4-17 Portate in uscita anno 1



**Figura 4-18** Portate in ingresso anno 5

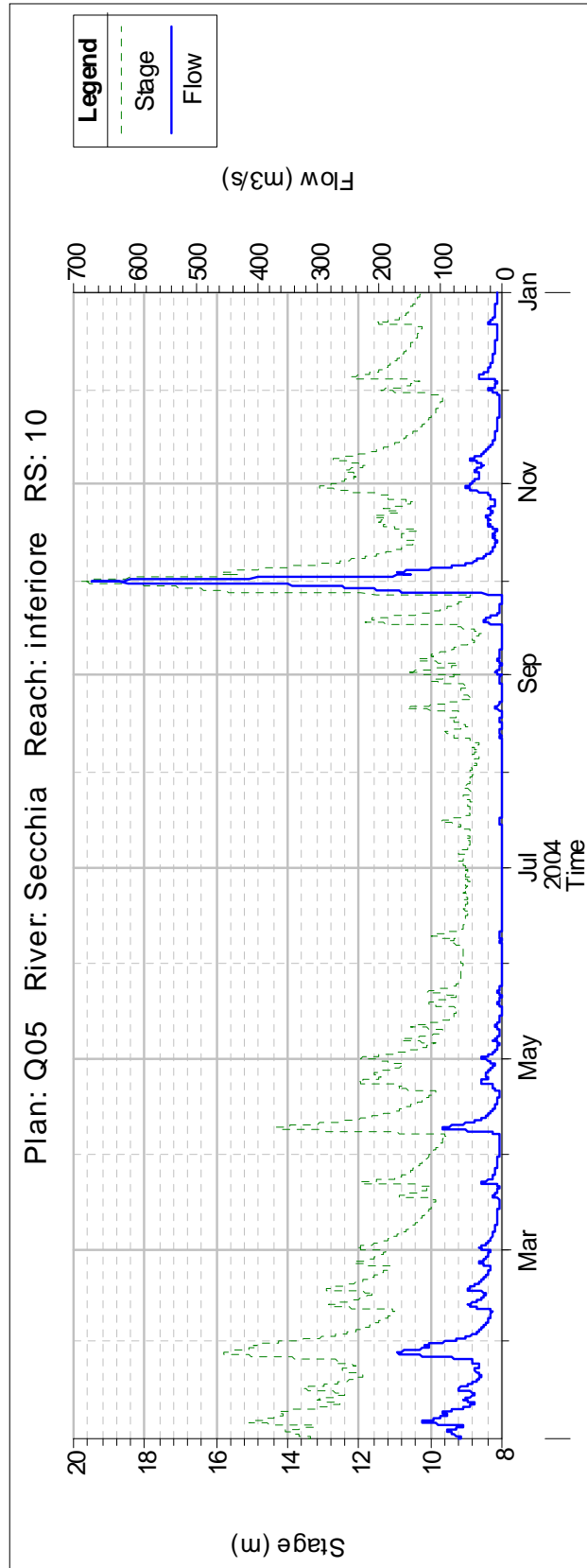


Figura 4-19 Portate in uscita anno 5

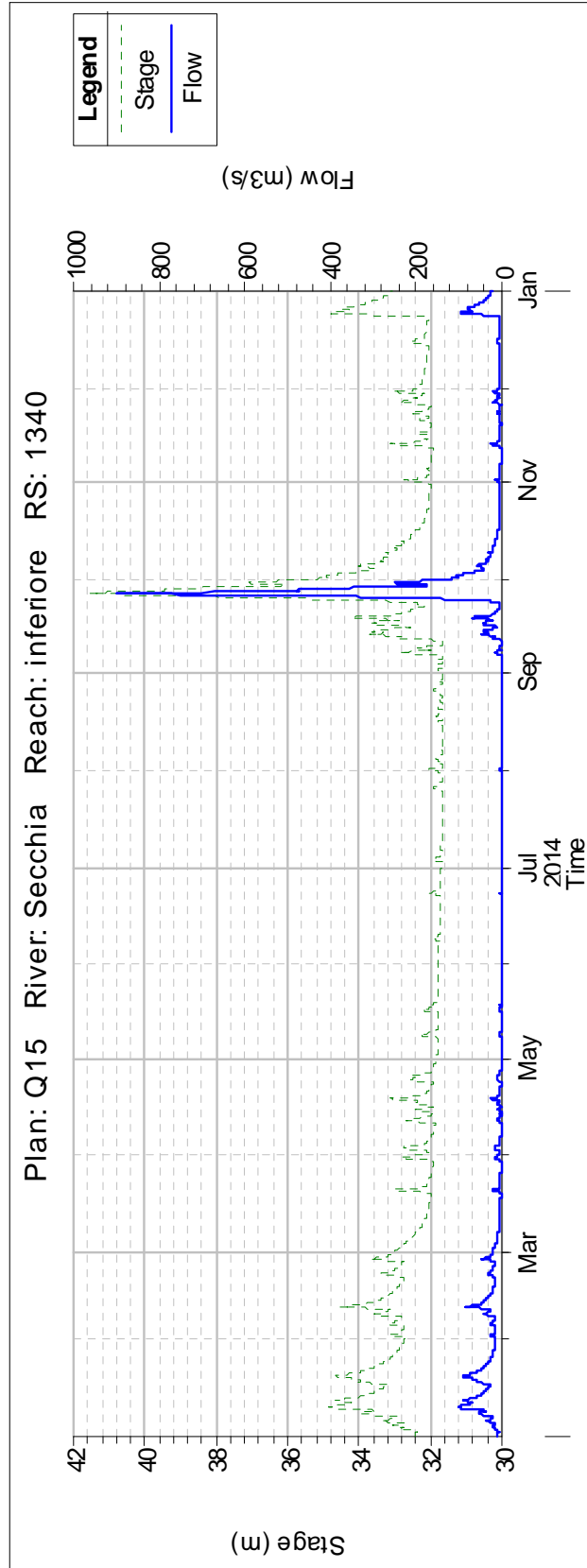


Figura 4-20 Portate in ingresso anno 15

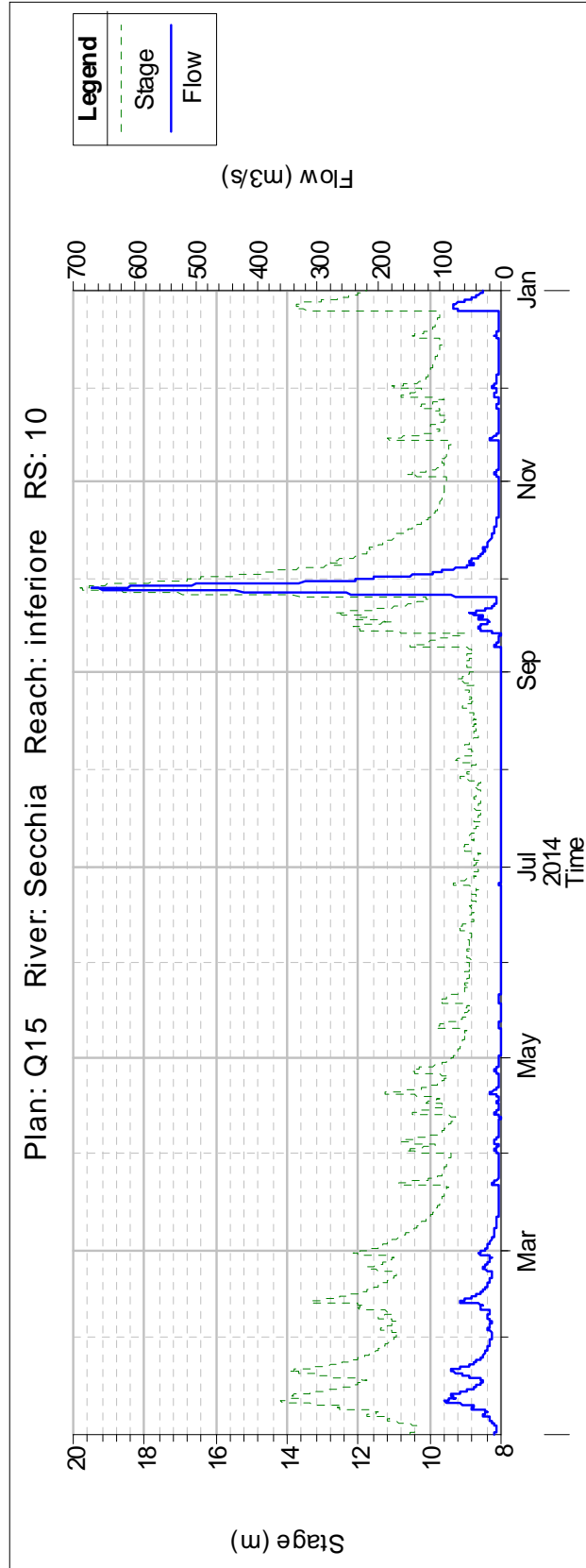


Figura 4-21 Portate in uscita anno 15

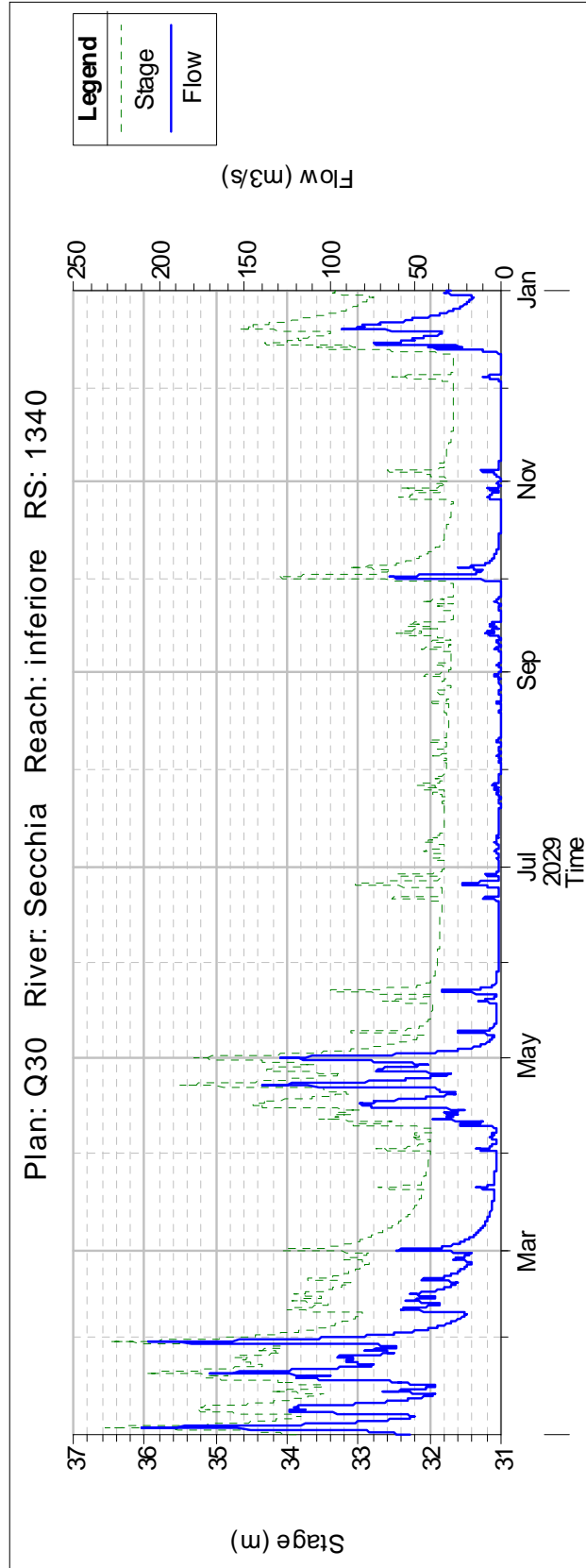


Figura 4-22 Portate in ingresso anno 30

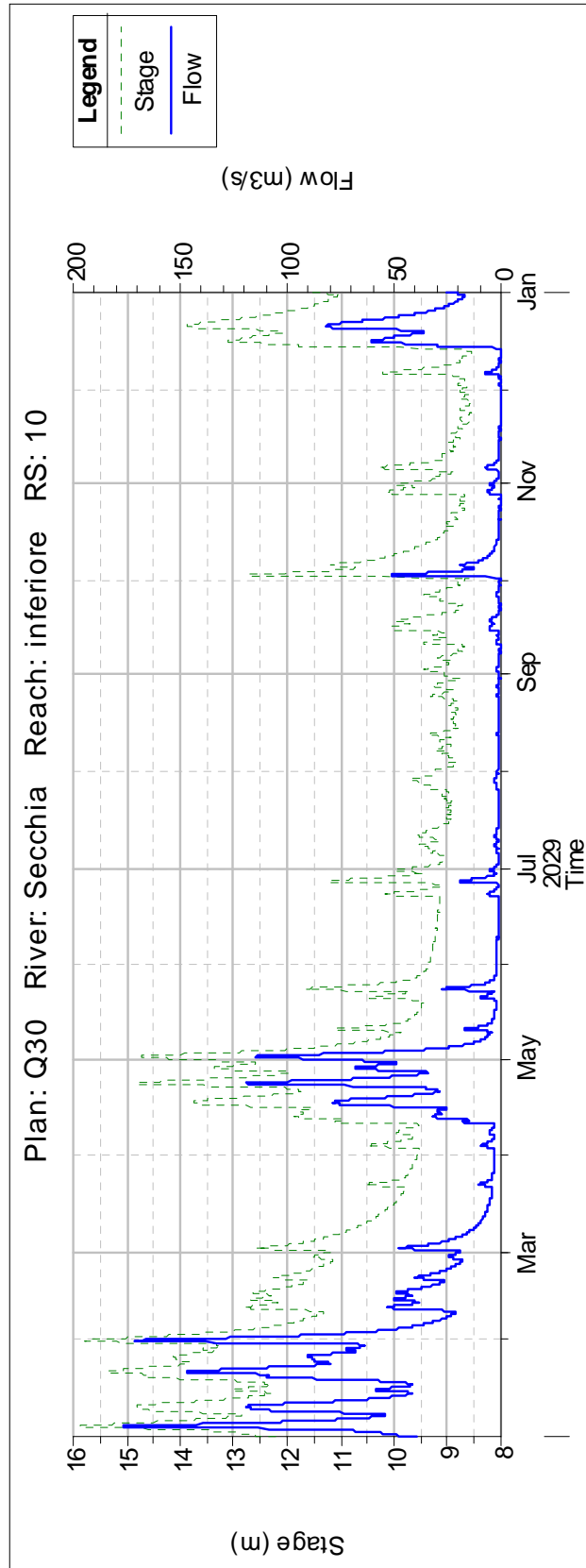


Figura 4-23 Portate in uscita anno 30

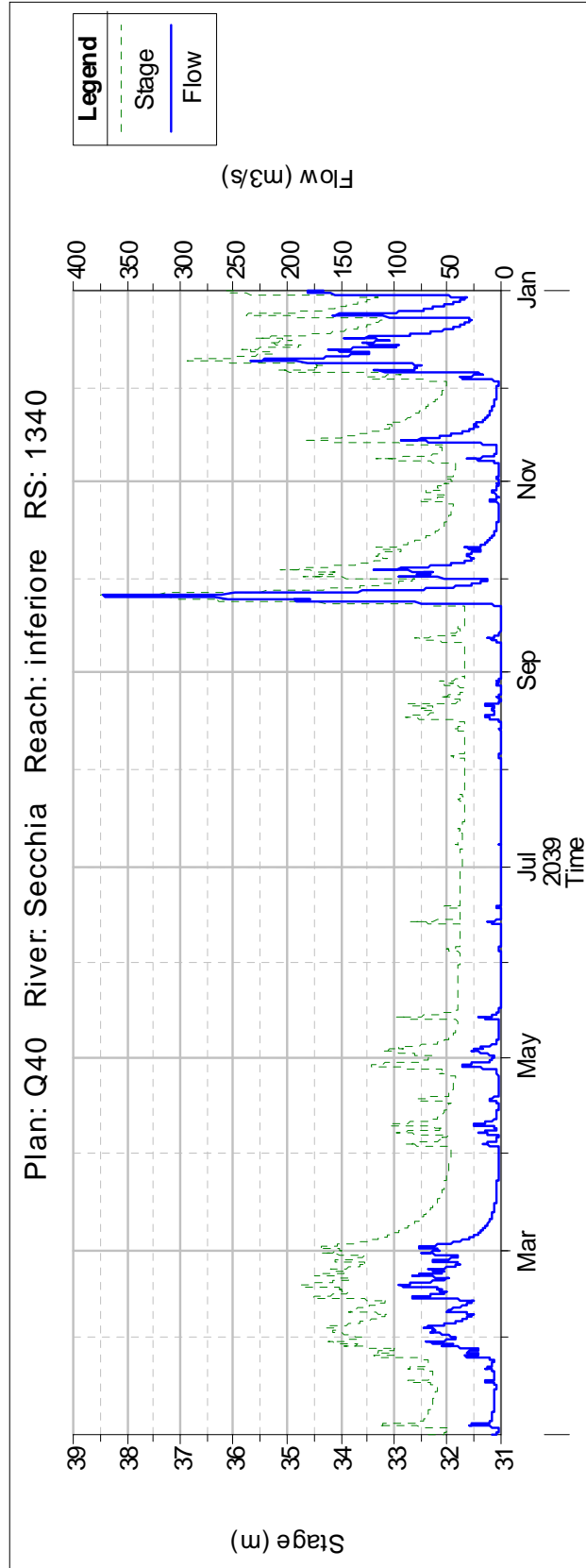


Figura 4-24 Portate in ingresso anno 40



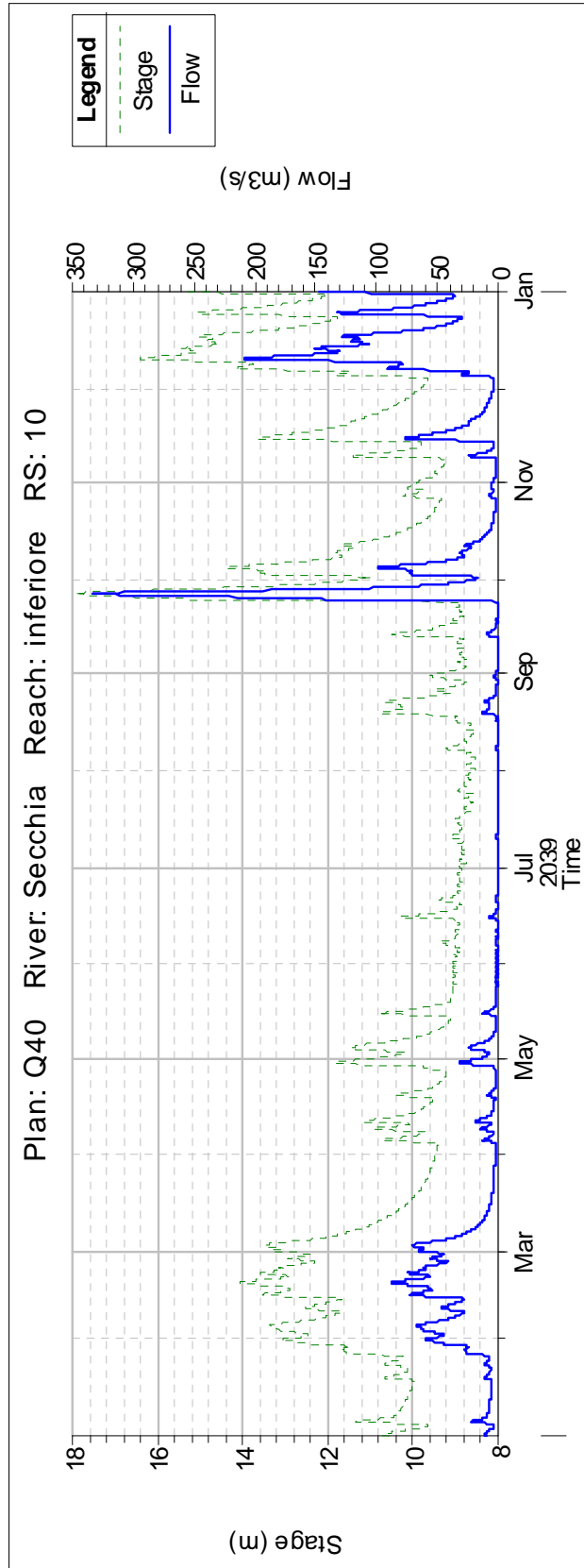


Figura 4-25 Portate in uscita anno 40

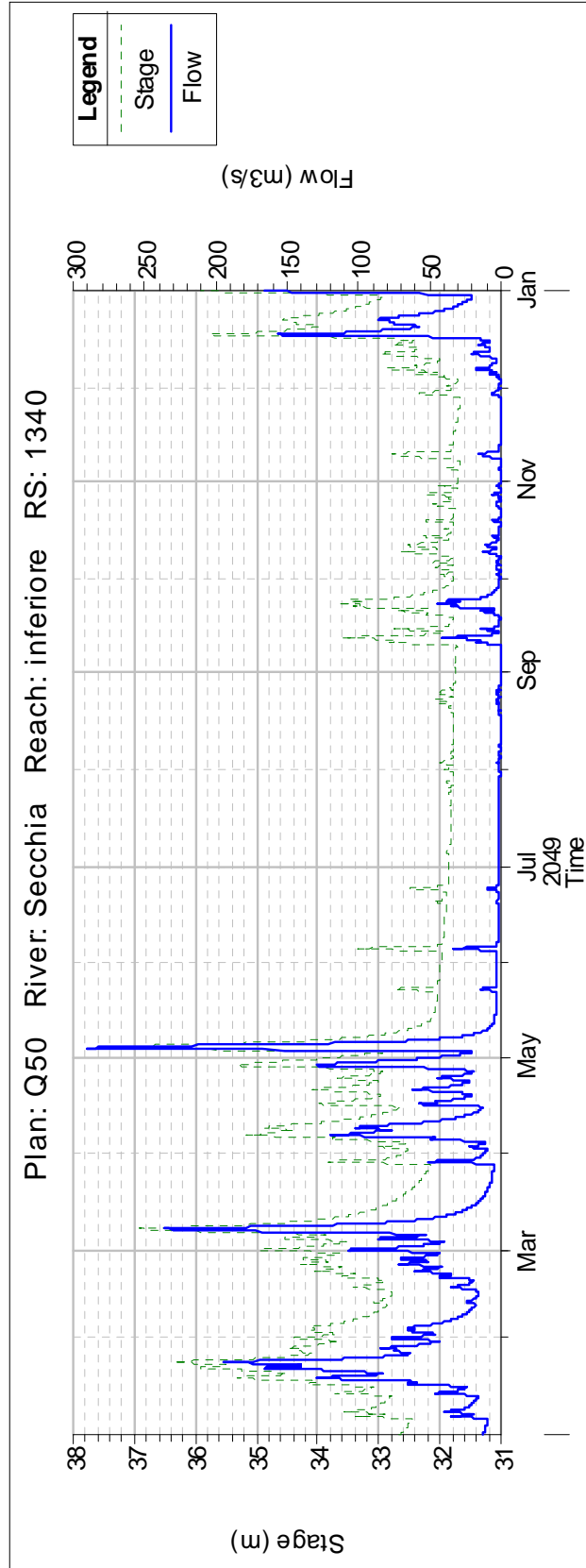


Figura 4-26 Portate in ingresso anno 50

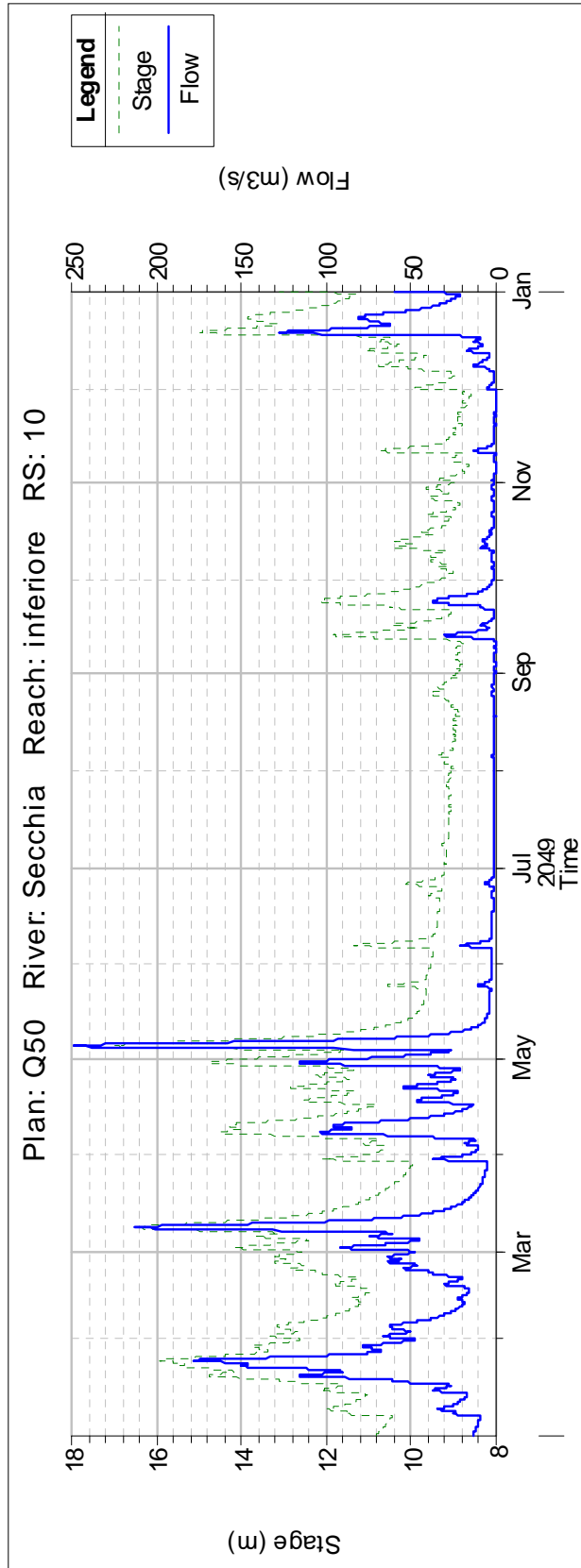


Figura 4-27 Portate in uscita anno 50

## 4.6 La costruzione degli idrogrammi sintetici

L'idrogramma di progetto è definito come un'onda di piena associata ad un determinato livello di rischio, quantificato usualmente in termini di tempo di ritorno. La sua identificazione riveste un'importanza fondamentale in molte attività di progettazione e nella verifica di opere idrauliche.

Per la costruzione degli idrogrammi sintetici è stato utilizzato il metodo statistico descritto in precedenza. Nell'applicazione del metodo si è fatto uso di un software sviluppato in ambiente Matlab.

Il programma, che è articolato in una serie di sottoprogrammi, ha permesso di valutare tutti i parametri necessari per derivare l'idrogramma sintetico per i tempi di ritorno prefissati.

Dalle simulazioni in moto nel software HEC – RAS è stata ottenuta una serie di cinquanta anni di portate orarie laminate. Con il programma in ambiente Matlab si trova la forma dell'idrogramma sintetico della serie di portate laminate e i quantili per i diversi tempi di ritorno. Con questi dati sarà possibile costruire gli idrogrammi per ogni tempo di ritorno desiderato.

In un momento successivo sarà effettuato il confronto con gli idrogrammi sintetici laminati.<sup>[2]</sup>

## 4.7 Procedimento di calcolo in Matlab

Dalle simulazioni in moto vario nel software HEC-RAS è stata ottenuta la serie cinquantennale di portate orarie laminate. Questi dati rappresentano la base per il calcolo degli idrogrammi sintetici.

Per ogni anno sono state calcolate la portata al colmo  $Q_C$  e i volumi sottesi all'idrogramma relativo all'evento di massima entità per ogni finestra temporale  $D$  considerata. In tutto sono state utilizzate nove finestre temporali, della durata di 1, 6, 12, 24, 48, 60, 72, 84, 96 ore.

Conoscendo il volume massimo per ogni anno, è stata fatta la divisione per la rispettiva durata  $D$ . In questo modo sono stati ricavati i quantili delle massime portate medie nelle assegnate durate.

$$\bar{Q}_D(T) = \max \left( \frac{1}{D} \int_{t-D}^t Q(\tau) d\tau \right) \quad (1)$$

Seguendo l'impostazione proposta da *NERC* sono stati posti in relazione i quantili  $\bar{Q}_D(T)$  con le portate al colmo  $Q_C(T)$  tramite i rapporti di riduzione  $\varepsilon_D(T)$ .

$$\varepsilon_D(T) = \frac{\bar{Q}_D(T)}{Q_0(T)} \quad (2)$$

In seguito, per ciascuna delle durate considerate, si è calcolato il valore medio delle  $\varepsilon$  su tutti gli anni. Vediamo i valori medi nella tabella seguente.

**Tabella 4-1** Valore medio del rapporto di riduzione per le varie durate

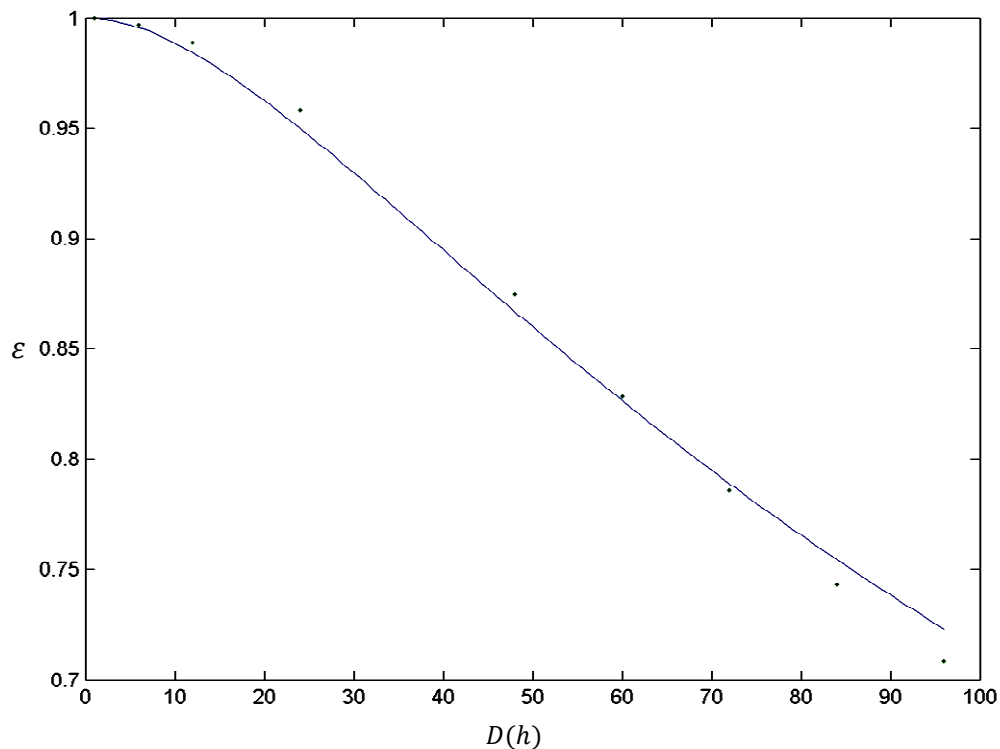
<b>D(h)</b>	1	6	12	24	48	60	72	84	96
<b><math>\varepsilon</math></b>	0.9999	0.9970	0.9887	0.9583	0.8747	0.8282	0.7858	0.7433	0.7082

In seguito si è passato al calcolo del parametro  $\theta$  che compare nella formula interpolante. Essa è usata per approssimare meglio il valore delle  $\varepsilon$ .

$$\Theta=68.182856$$

$$\varepsilon_D \approx \sqrt{\Gamma(D)} = \sqrt{\frac{\Theta}{2D} \left[ 2 + e^{-\frac{4D}{\Theta}} - \frac{3\Theta}{4D} \left( 1 - e^{-\frac{4D}{\Theta}} \right) \right]} \quad (3)$$

Si ottiene la seguente figura:



**Figura 4-28** Grafico interpolante di epsilon

Conoscendo la curva di riduzione dei colmi di piena si è passati al calcolo della posizione del picco  $r_D$  media. I coefficienti  $r_D$  esprimono per ogni durata  $D$  considerate la posizione del picco come rapporto tra l'ampiezza dell'intervallo temporale che precede il picco e la durata  $D$  considerata. Si fa sempre riferimento al alla finestra temporale in cui cade il massimo valore della portata media.

I valori medi della posizione del picco si ricavano calcolando la media dei coefficienti  $r_D$ .

**Tabella 4-2** Valori medi della posizione del picco per le diverse durate

<b>D(h)</b>	12	24	48	60	72	84	96
<b><math>r_D</math></b>	0.4647	0.4448	0.4333	0.4211	0.4103	0.3927	0.3865

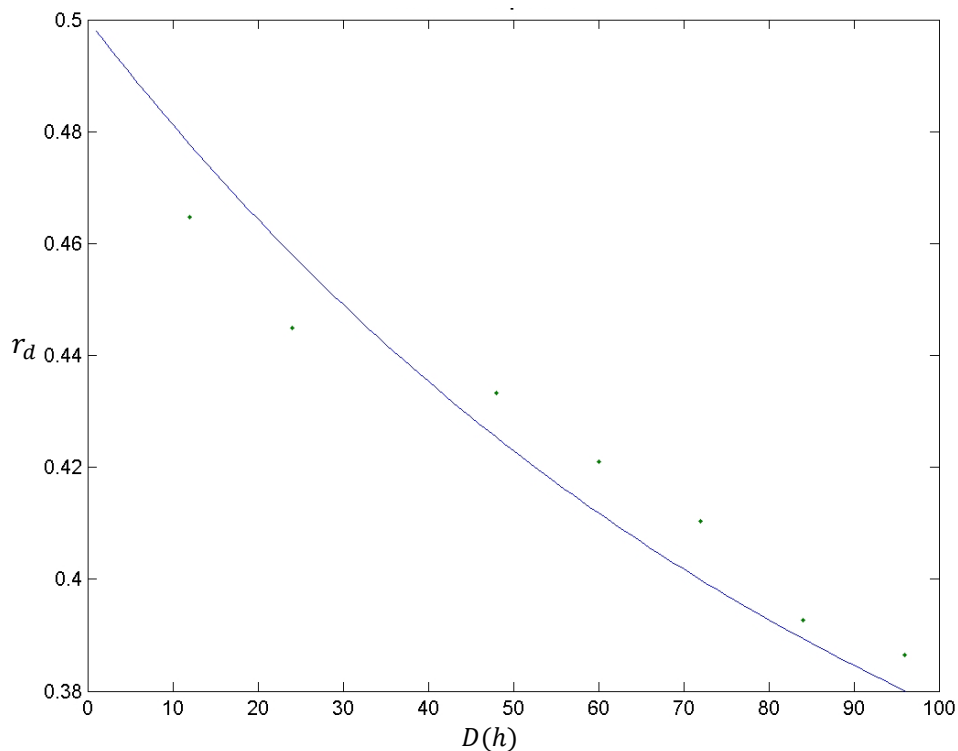
Tramite l'ottimizzazione dei dati è stato possibile ricavare i parametri  $r_{Dlim}$  e  $k$  che compaiono nella formula seguente che permette l'interpolazione della posizione del picco  $r_D$ .

$$r_{Dlim} = 0.3120$$

$$k = 96.0042$$

$$r_D = r_{Dlim} + (0.5 - r_{Dlim})e^{-D/k} \quad (4)$$

Nella figura seguente possiamo osservare i valori medi di  $r_D$  e il grafico interpolante, usato per approssimare la funzione.



**Figura 4-29** Grafico interpolante di  $r_d$

Adesso che conosciamo tutti i parametri necessari per descrivere l'idrogramma sintetico possiamo applicare un programma in Matlab per ricavare i valori massimi di ogni anno per ogni durata considerata.

Per ricavare la portata massima e i quantili al variare del tempo di ritorno è stata utilizzata la distribuzione di Gumbel. La distribuzione del valore massimo tra  $M$  valori di una variabile casuale, segue la cosiddetta prima legge asintotica del massimo valore o di Gumbel quando  $M$  è sufficientemente grande. È caratterizzata da due parametri,  $\alpha$  ed  $u$ .

$$P(x) = e^{\{-e^{[-\alpha(x-u)]}\}} \quad -\infty < x < +\infty \quad (5)$$

con  $y = \alpha(x - u)$  variabile ridotta.

Noti la deviazione standard e la media, i parametri della legge di Gumbel si ricavano come segue:

$$\hat{\alpha} = \frac{1.2825}{s} \quad \hat{u} = \bar{X} - 0.450s \quad (6)$$

Tramite l'applicazione della Gumbel abbiamo trovato i quantili.<sup>[11]</sup>

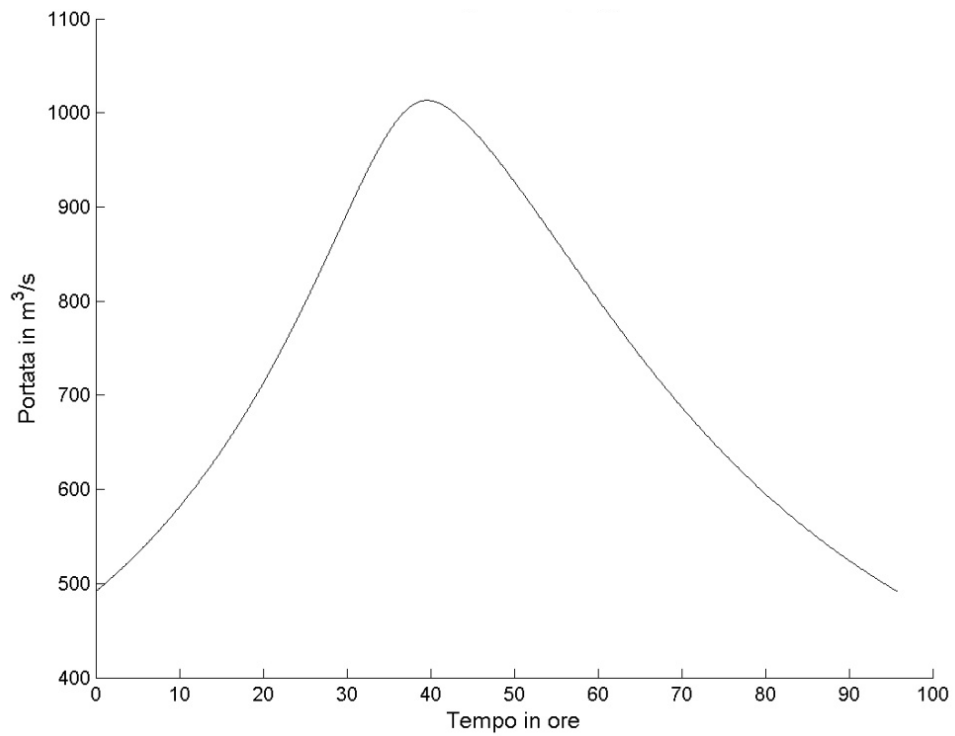
**Tabella 4-3** Quantili in funzione del tempo di ritorno ricavati con la distribuzione di Gumbel

T (anni)	Quantili (m <sup>3</sup> /s)
500	1013.3686
200	1000.5363
100	966.3679
50	868.4098
30	814.8914
20	762.1424
10	711.8111
2	666.5407



Un altro risultato che otteniamo dai programmi in Matlab è la forma tipica dell'idrogramma sintetico. La forma dipende essenzialmente dall'utilizzo dei rapporti di riduzione.

In seguito si vedrà come sono stati costruiti gli idrogrammi per i vari tempi di ritorno considerati.<sup>[11,12]</sup>



**Figura 4-30** Onda di piena di progetto

## 4.8 Gli idrogrammi sintetici

Con l'applicazione dei programmi in Matlab abbiamo determinato la forma dell'idrogramma e tutti i suoi valori in forma tabellare.

Con i quantili ricavati tramite la distribuzione di Gumbel possiamo costruire gli idrogrammi al variare del tempo di ritorno.

I valori dell'idrogramma sono stati adimensionalizzati. Tramite i coefficienti adimensionali è stata ricavata la forma degli idrogrammi per i diversi tempi di ritorno.

Gli idrogrammi ricavati tramite questa operazione saranno confrontati con gli idrogrammi sintetici laminati in HEC-RAS.

Gli idrogrammi sintetici laminati in HEC-RAS sono dati in forma tabellare, con un valore di portata per ogni ora. Poiché in uscita dal programma Matlab i valori erano molti in più, è stato necessario ricampionare i dati in uscita per avere un solo valore per ogni ora.

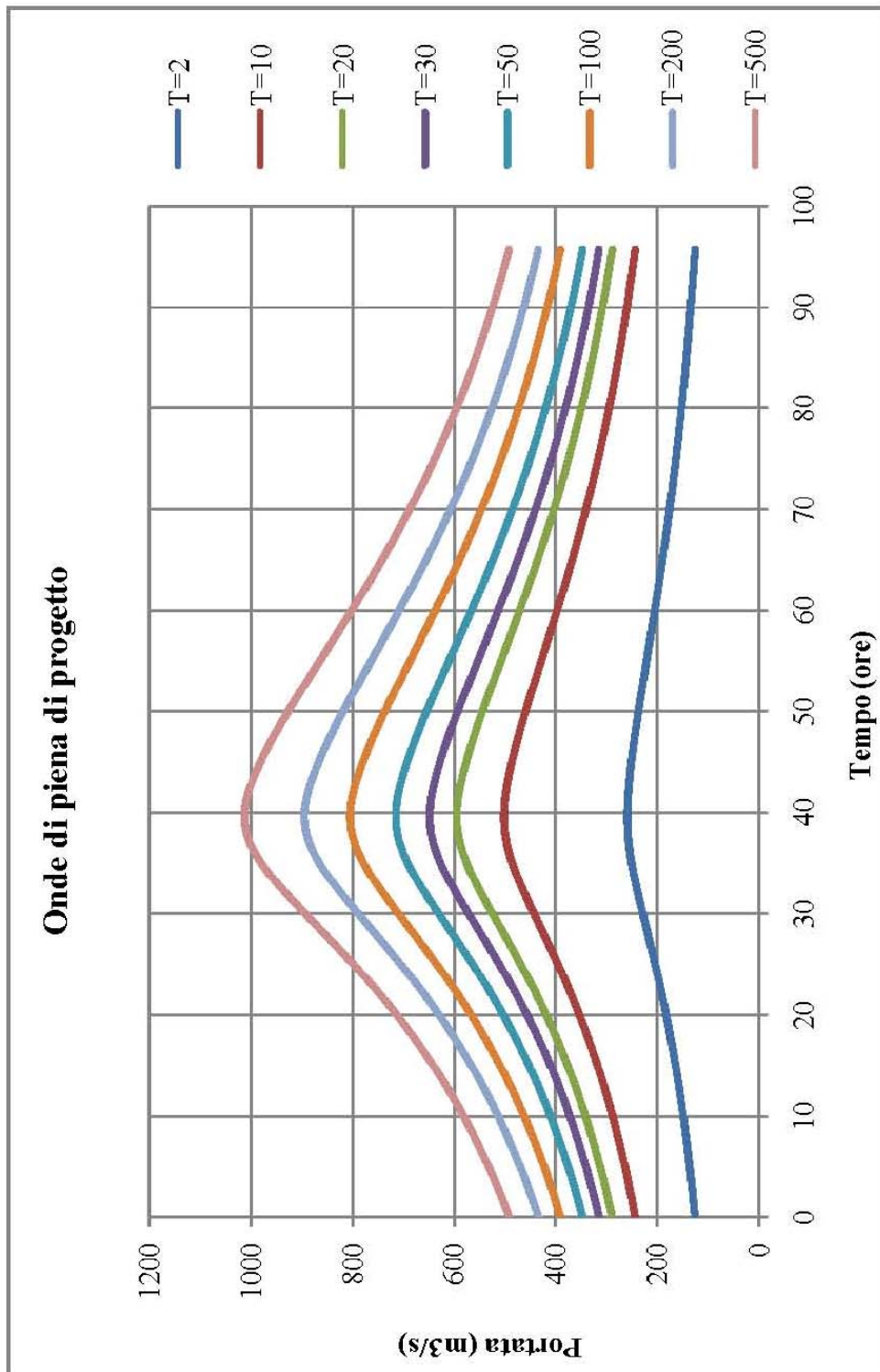


Figura 4-31 Onde di piena di progetto teoriche

**Tabella 4-4** Idrogrammi sintetici teorici

<b>T(anni)</b>	<b>500</b>	<b>200</b>	<b>100</b>	<b>50</b>	<b>30</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>2</b>
t(h)	Q(m³/s)	Q(m³/s)	Q(m³/s)	Q(m³/s)	Q(m³/s)	Q(m³/s)	Q(m³/s)	Q(m³/s)
0	491.50	434.08	390.56	346.88	314.49	288.58	243.55	125.69
1	499.00	440.70	396.52	352.17	319.29	292.99	247.26	127.61
2	506.70	447.50	402.64	357.60	324.22	297.51	251.08	129.58
3	514.80	454.66	409.07	363.32	329.40	302.26	255.09	131.65
4	523.20	462.08	415.75	369.25	334.77	307.20	259.26	133.80
5	531.80	469.67	422.58	375.32	340.28	312.24	263.52	135.99
6	540.80	477.62	429.73	381.67	346.03	317.53	267.98	138.30
7	550.20	485.92	437.20	388.30	352.05	323.05	272.64	140.70
8	559.90	494.49	444.91	395.15	358.26	328.74	277.44	143.18
9	570.80	504.12	453.57	402.84	365.23	335.14	282.84	145.97
10	581.30	513.39	461.91	410.25	371.95	341.31	288.05	148.65
11	592.10	522.93	470.50	417.87	378.86	347.65	293.40	151.41
12	603.40	532.91	479.48	425.85	386.09	354.28	299.00	154.30
13	615.10	543.24	488.77	434.11	393.58	361.15	304.79	157.30
14	628.20	554.81	499.18	443.35	401.96	368.85	311.29	160.65
15	640.90	566.03	509.27	452.31	410.08	376.30	317.58	163.89
16	653.90	577.51	519.60	461.49	418.40	383.94	324.02	167.22
17	667.50	589.52	530.41	471.09	427.10	391.92	330.76	170.70
18	681.50	601.88	541.54	480.97	436.06	400.14	337.70	174.28
19	697.20	615.75	554.01	492.05	446.11	409.36	345.48	178.29
20	712.20	629.00	565.93	502.63	455.71	418.17	352.91	182.13
21	727.70	642.69	578.25	513.57	465.62	427.27	360.59	186.09
22	745.10	658.05	592.07	525.85	476.76	437.48	369.21	190.54
23	761.60	672.63	605.19	537.50	487.32	447.17	377.39	194.76
24	780.00	688.88	619.81	550.48	499.09	457.97	386.51	199.47
25	797.40	704.24	633.63	562.76	510.22	468.19	395.13	203.92
26	815.20	719.96	647.78	575.33	521.61	478.64	403.95	208.47
27	834.90	737.36	663.43	589.23	534.22	490.21	413.71	213.50
28	853.40	753.70	678.13	602.29	546.05	501.07	422.88	218.24
29	873.60	771.54	694.18	616.54	558.98	512.93	432.89	223.40
30	892.30	788.06	709.04	629.74	570.94	523.91	442.15	228.18
31	910.80	804.40	723.74	642.80	582.78	534.77	451.32	232.91
32	930.50	821.79	739.40	656.70	595.39	546.34	461.08	237.95
33	948.00	837.25	753.30	669.05	606.58	556.62	469.75	242.43
34	964.50	851.82	766.41	680.69	617.14	566.30	477.93	246.65
35	978.30	864.01	777.38	690.43	625.97	574.41	484.77	250.18
36	991.50	875.67	787.87	699.75	634.42	582.16	491.31	253.55
37	1001.50	884.50	795.82	706.81	640.82	588.03	496.26	256.11
38	1008.70	890.86	801.54	711.89	645.42	592.26	499.83	257.95
39	1012.80	894.48	804.79	714.78	648.05	594.66	501.86	259.00
40	1013.10	894.74	805.03	714.99	648.24	594.84	502.01	259.07
41	1010.70	892.62	803.13	713.30	646.70	593.43	500.82	258.46
42	1005.50	888.03	798.99	709.63	643.38	590.38	498.25	257.13
43	999.10	882.38	793.91	705.11	639.28	586.62	495.07	255.49
44	991.10	875.31	787.55	699.47	634.16	581.92	491.11	253.45
45	983.00	868.16	781.11	693.75	628.98	577.17	487.10	251.38
46	973.00	859.33	773.17	686.69	622.58	571.29	482.14	248.82
47	962.10	849.70	764.51	679.00	615.61	564.89	476.74	246.03
48	951.80	840.61	756.32	671.73	609.02	558.85	471.64	243.40
49	939.70	829.92	746.71	663.19	601.27	551.74	465.64	240.30
50	928.50	820.03	737.81	655.29	594.11	545.17	460.09	237.44
51	915.50	808.55	727.48	646.11	585.79	537.53	453.65	234.12
52	903.80	798.21	718.18	637.86	578.30	530.66	447.85	231.12
53	890.40	786.38	707.53	628.40	569.73	522.80	441.21	227.70

<b>T(anni)</b>	<b>500</b>	<b>200</b>	<b>100</b>	<b>50</b>	<b>30</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>2</b>
t(h)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q(m <sup>3</sup> /s)
54	878.40	775.78	698.00	619.93	562.05	515.75	435.27	224.63
55	866.20	765.01	688.30	611.32	554.24	508.59	429.22	221.51
56	852.60	752.99	677.50	601.72	545.54	500.60	422.48	218.03
57	840.50	742.31	667.88	593.18	537.80	493.50	416.48	214.94
58	828.40	731.62	658.27	584.64	530.06	486.39	410.49	211.84
59	814.90	719.70	647.54	575.11	521.42	478.47	403.80	208.39
60	803.10	709.28	638.16	566.79	513.87	471.54	397.95	205.37
61	789.80	697.53	627.59	557.40	505.36	463.73	391.36	201.97
62	778.30	687.37	618.46	549.28	498.00	456.98	385.66	199.03
63	766.80	677.22	609.32	541.17	490.64	450.22	379.96	196.09
64	754.20	666.09	599.30	532.28	482.58	442.83	373.72	192.87
65	743.10	656.29	590.48	524.44	475.48	436.31	368.22	190.03
66	732.20	646.66	581.82	516.75	468.50	429.91	362.82	187.24
67	720.30	636.15	572.37	508.35	460.89	422.92	356.92	184.20
68	709.80	626.88	564.02	500.94	454.17	416.76	351.72	181.51
69	698.40	616.81	554.96	492.89	446.88	410.06	346.07	178.60
70	688.40	607.98	547.02	485.84	440.48	404.19	341.12	176.04
71	677.40	598.26	538.28	478.07	433.44	397.73	335.67	173.23
72	667.90	589.87	530.73	471.37	427.36	392.16	330.96	170.80
73	657.50	580.69	522.46	464.03	420.71	386.05	325.80	168.14
74	648.40	572.65	515.23	457.61	414.88	380.71	321.30	165.81
75	639.60	564.88	508.24	451.40	409.25	375.54	316.93	163.56
76	629.90	556.31	500.53	444.55	403.05	369.84	312.13	161.08
77	621.50	548.89	493.86	438.62	397.67	364.91	307.97	158.93
78	612.30	540.77	486.55	432.13	391.78	359.51	303.41	156.58
79	604.40	533.79	480.27	426.55	386.73	354.87	299.49	154.56
80	595.70	526.11	473.36	420.41	381.16	349.76	295.18	152.34
81	588.10	519.39	467.32	415.05	376.30	345.30	291.42	150.39
82	579.90	512.15	460.80	409.26	371.05	340.49	287.35	148.29
83	572.70	505.79	455.08	404.18	366.45	336.26	283.78	146.45
84	564.90	498.91	448.88	398.68	361.46	331.68	279.92	144.46
85	558.20	492.99	443.56	393.95	357.17	327.75	276.60	142.75
86	550.80	486.45	437.68	388.73	352.43	323.40	272.93	140.85
87	544.40	480.80	432.59	384.21	348.34	319.64	269.76	139.22
88	537.40	474.62	427.03	379.27	343.86	315.53	266.29	137.43
89	531.30	469.23	422.18	374.96	339.96	311.95	263.27	135.87
90	524.70	463.40	416.94	370.31	335.73	308.08	260.00	134.18
91	519.00	458.37	412.41	366.28	332.09	304.73	257.18	132.72
92	512.70	452.80	407.40	361.84	328.05	301.03	254.05	131.11
93	507.30	448.03	403.11	358.03	324.60	297.86	251.38	129.73
94	501.30	442.74	398.34	353.79	320.76	294.34	248.40	128.19
95	496.20	438.23	394.29	350.19	317.50	291.34	245.88	126.89

Possiamo osservare che, anche in questo caso, l'idrogramma sintetico è rappresentato tramite 96 valori orari. Il valore massimo si trova alla quarantesima ora per tutti i tempi di ritorno a causa dell'utilizzo dei coefficienti adimensionali calcolati in precedenza.



## **5 Confronto dei risultati**

In conclusione del lavoro si effettueranno vari confronti tra i risultati ottenuti con i due procedimenti descritti nei capitoli precedenti.

Nel capitolo precedente sono state descritte le simulazioni fatte nel programma HEC-RAS, con il quale abbiamo valutato la propagazione delle piene. È stato costruito un modello geometrico del fiume Secchia, specificando la posizione delle golene, degli argini e i valori di scabrezza di Manning. Il modello è stato calibrato facendo delle simulazioni in moto permanente.

Sono state fatte due simulazioni diverse, una per ottenere idrogrammi sintetici laminati e una per ottenere la serie di portate laminate.

I risultati della seconda simulazione sono stati la base per elaborare gli idrogrammi sintetici tramite l'utilizzo di una serie di programmi scritti in Matlab.

Avendo a disposizione gli idrogrammi sintetici di entrambi le fasi del lavoro, ora possiamo portare a termine il lavoro confrontando i risultati ottenuti.

## 5.1 Confronto qualitativo degli idrogrammi

Nel confronto qualitativo degli idrogrammi sintetici vediamo subito che le portate al colmo vengono riprodotte abbastanza bene.

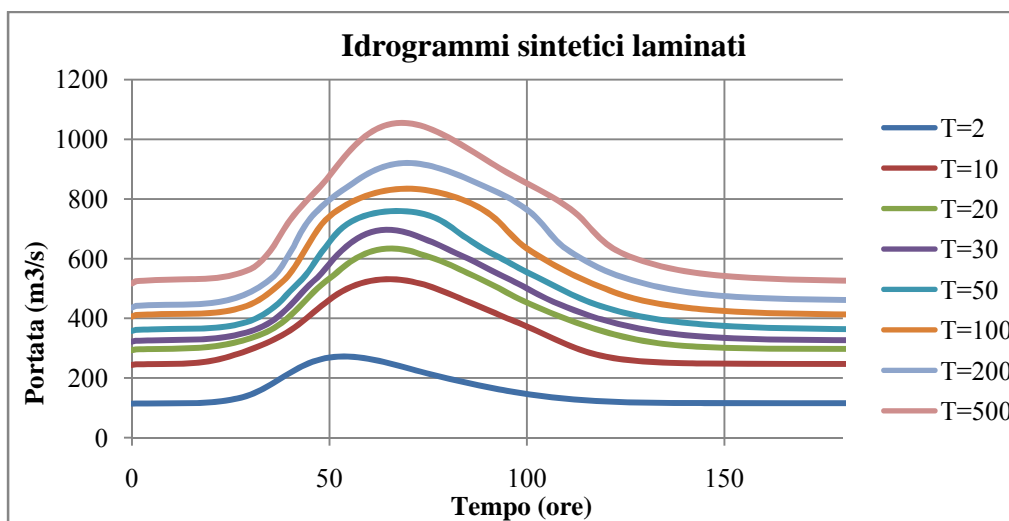


Figura 5-1 Idrogrammi sintetici laminati

Nel caso degli idrogrammi laminati possiamo osservare che la loro forma diventa irregolare all'aumentare del tempo di ritorno. Inoltre i valori di portata massimi sono sfasati tra di loro.

Dall'andamento degli idrogrammi sintetici possiamo dedurre che le piccole portate vengono propagate a valle più velocemente.



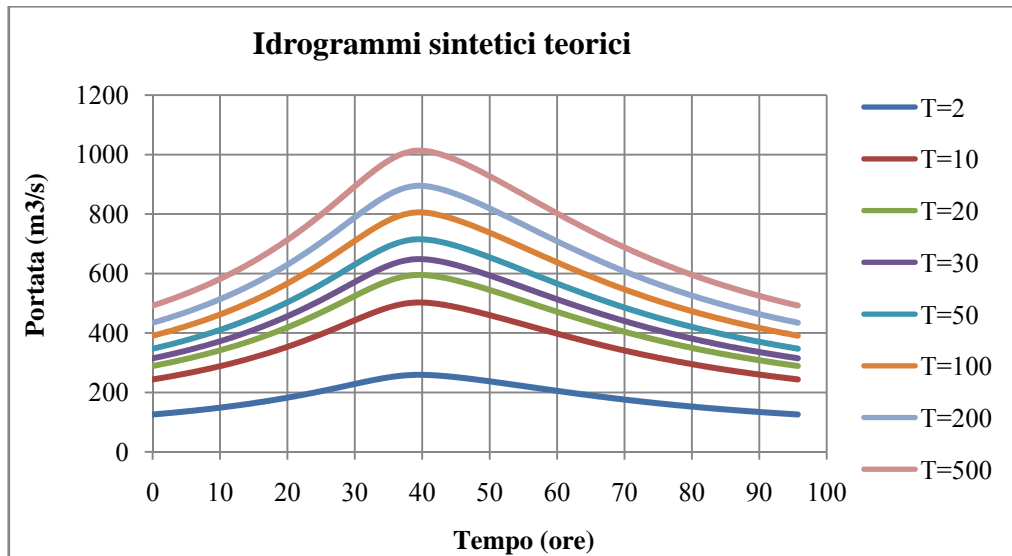
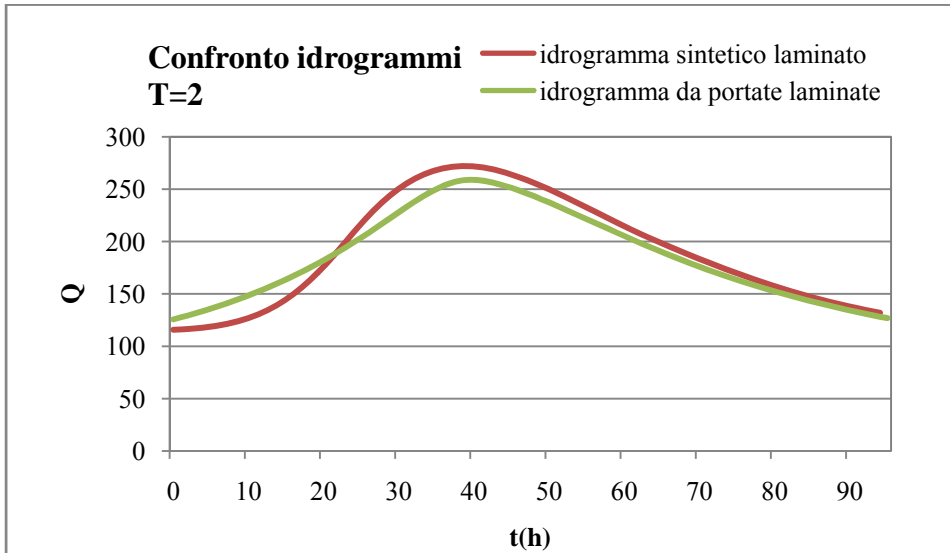


Figura 5-2 Idrogrammi sintetici teorici

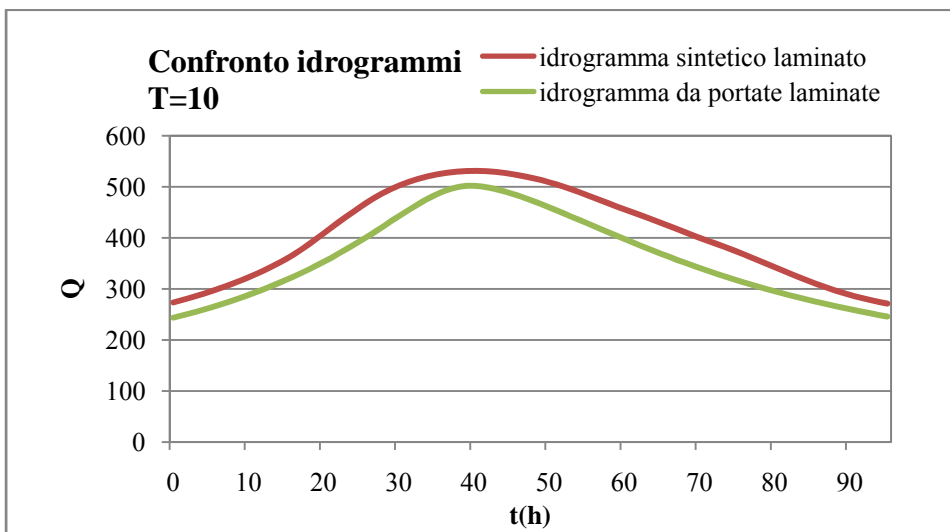
Invece nel caso degli idrogrammi sintetici ricavati dalle portate laminate possiamo osservare che la loro forma del tutto regolare e la posizione del picco è invariata.

Per effettuare un confronto qualitativo tra gli idrogrammi, per i diversi tempi di ritorno è stata fatta una sovrapposizione degli idrogrammi sintetici laminati e gli idrogrammi sintetici ottenuti dalla serie di portate laminate.

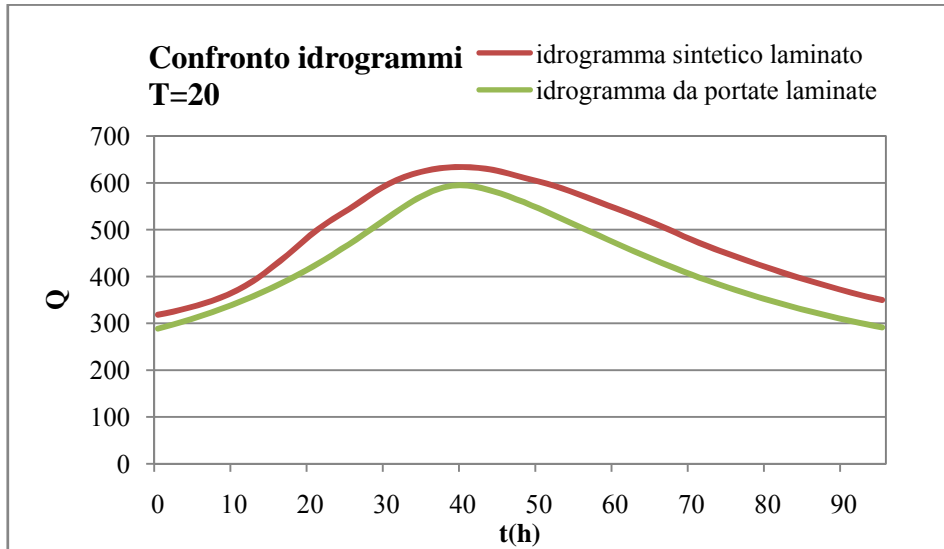
Visto che gli idrogrammi sono sfasati tra loro è stata fatta una sovrapposizione dei picchi. Questo ci agevola nel confronto dei volumi sulle diverse durate. In questo modo già dalla sovrapposizione dei grafici possiamo capire se c'è una sovrastima o una sottostima dei volumi.



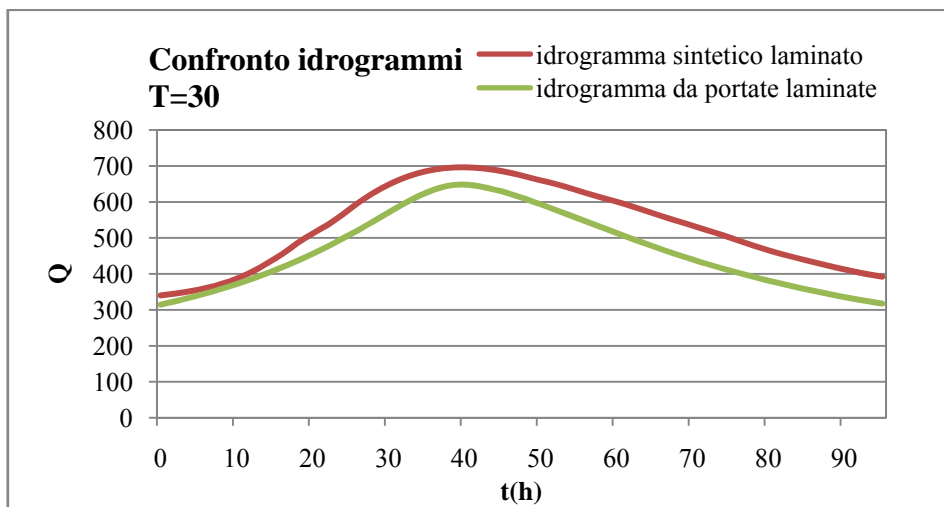
**Figura 5-3** Confronto degli idrogrammi sintetici per il tempo di ritorno T=2



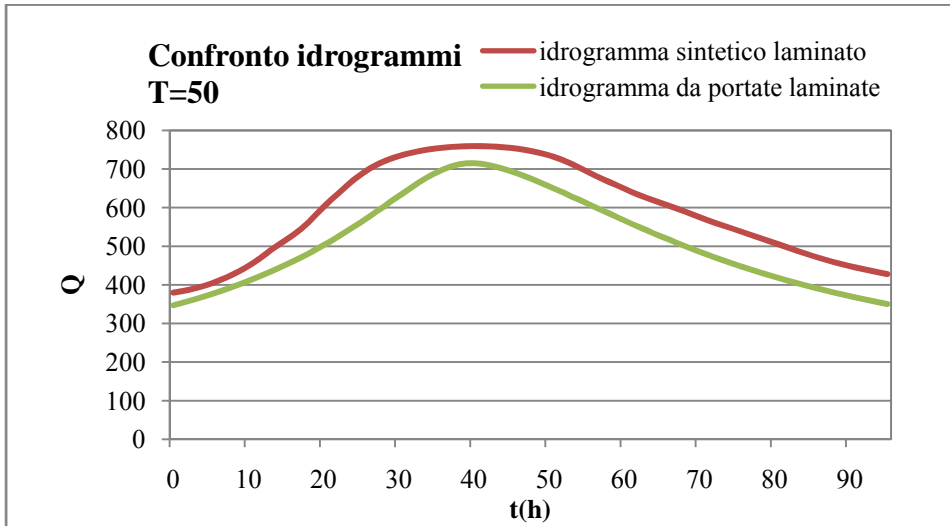
**Figura 5-4** Confronto degli idrogrammi sintetici per il tempo di ritorno T=10



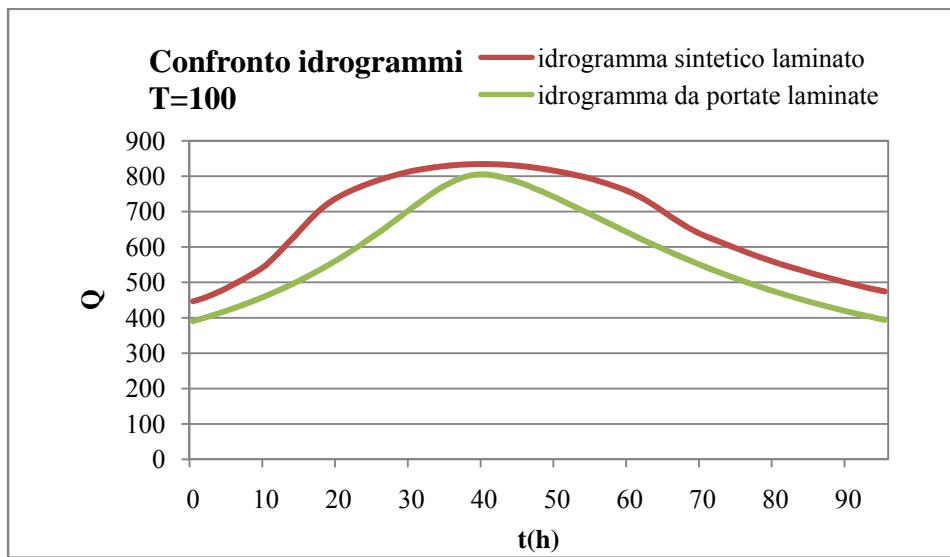
**Figura 5-5** Confronto degli idrogrammi sintetici per il tempo di ritorno T=20



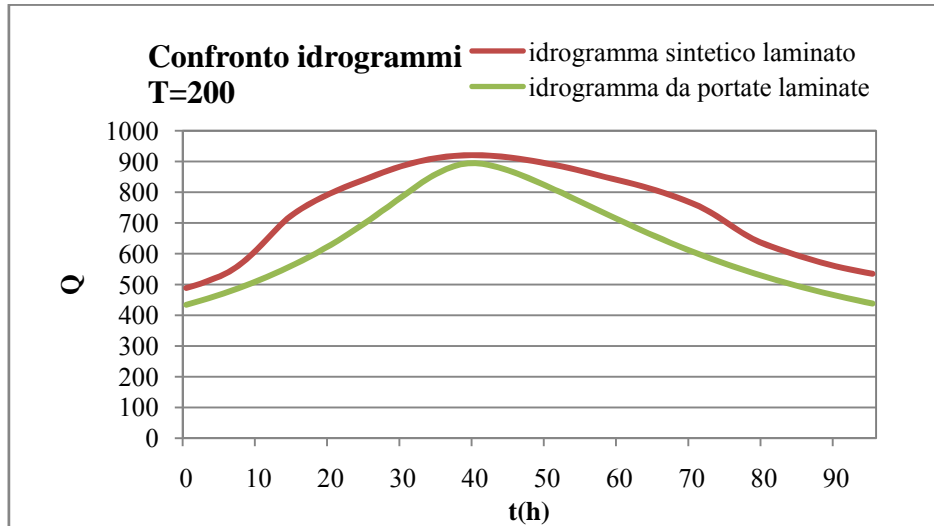
**Figura 5-6** Confronto degli idrogrammi sintetici per il tempo di ritorno T=30



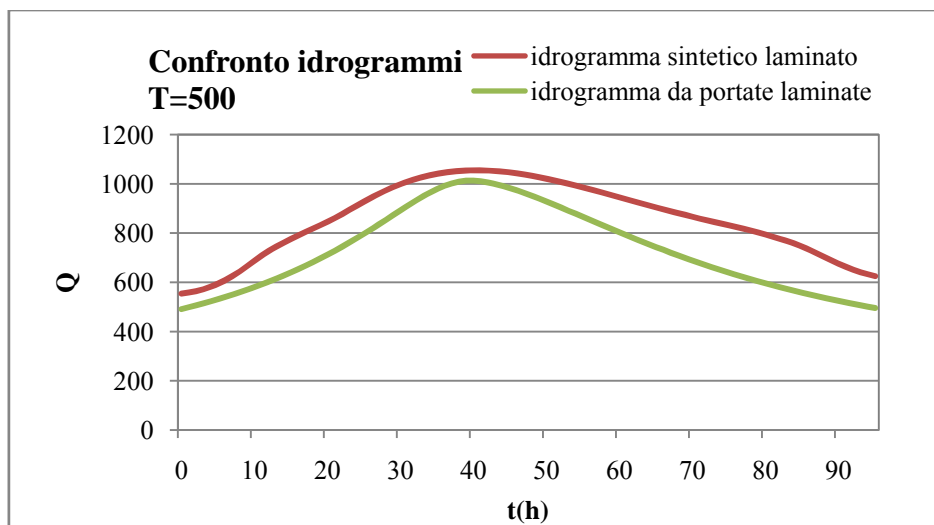
**Figura 5-7** Confronto degli idrogrammi sintetici per il tempo di ritorno T=50



**Figura 5-8** Confronto degli idrogrammi sintetici per il tempo di ritorno T=100



**Figura 5-9** Confronto degli idrogrammi sintetici per il tempo di ritorno T=200



**Figura 5-10** Confronto degli idrogrammi sintetici per il tempo di ritorno T=500

Possiamo osservare che la forma degli idrogrammi sintetici laminati si è conservata abbastanza bene.

Negli idrogrammi con tempo di ritorno elevato possiamo notare una lieve deformazione dell'onda. Questo è dovuto al fatto che in alcune sezioni nel tratto pianeggiante per portate elevate la superficie d'acqua supera il livello topografico massimo. Proseguendo verso valle le deformazioni si attenuano di molto.

Inoltre possiamo notare che l'onda sintetica laminata è allargata rispetto all'onda teorica. Vediamo che c'è una generale sovrastima della portata si picco e dei volumi.

## 5.2 Confronto delle portate al colmo di piena

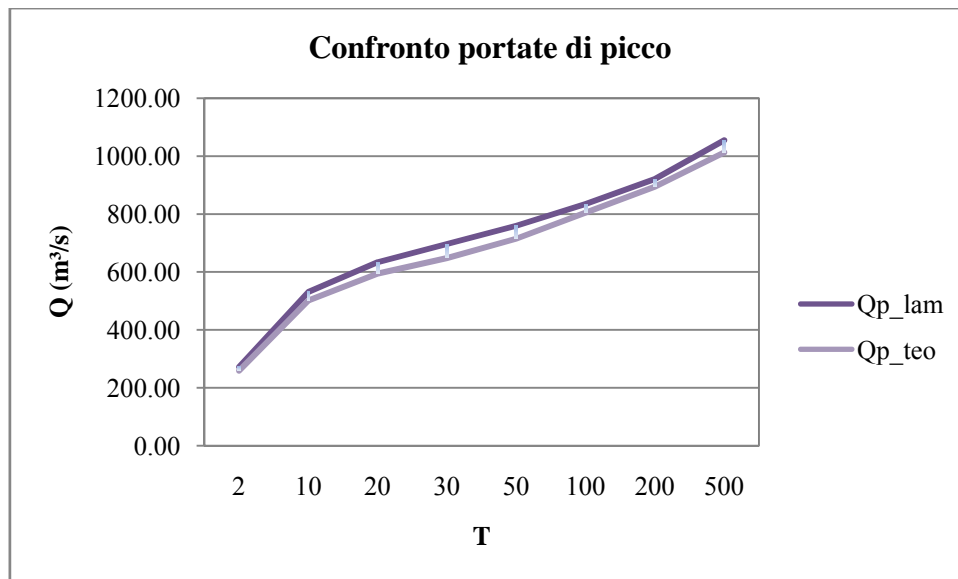
Nella tabella seguente vediamo i valori delle rispettive portate di picco al variare del tempo di ritorno. La variazione percentuale delle portate di picco stata determinata tramite la equazione seguente.

$$var\% = \frac{Q_{p\_lam} - Q_{p\_teo}}{Q_{p\_teo}} \quad (1)$$

**Tabella 5-1** Portata di picco al variare del tempo di ritorno

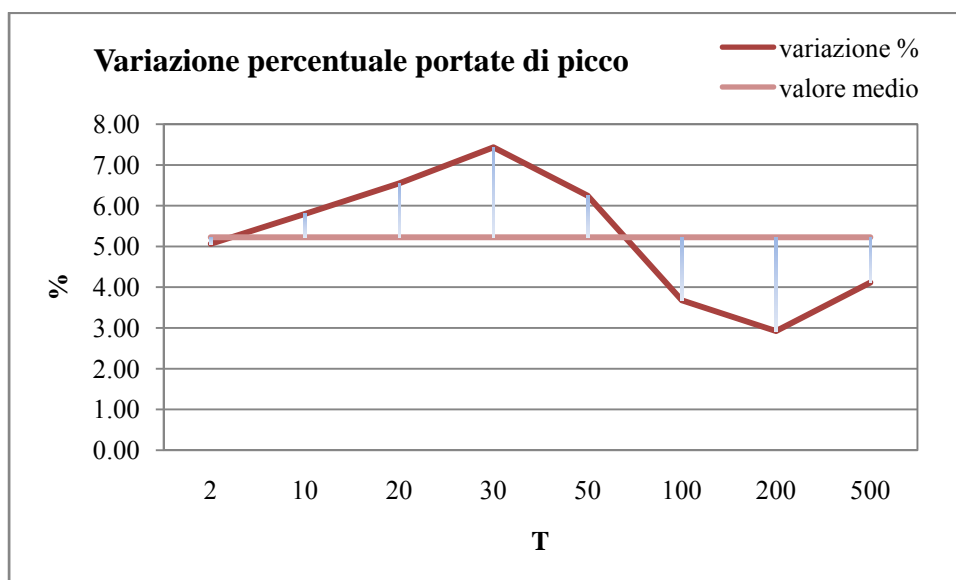
T	2	10	20	30	50	100	200	500
<b>Qp_lam</b>	272.19	531.12	633.78	696.40	759.63	834.65	920.91	1054.79
<b>Qp_teo</b>	259.07	502.01	594.84	648.24	714.99	805.03	894.74	1013.10
<b>var%</b>	5.06	5.80	6.55	7.43	6.24	3.68	2.92	4.12

Nel grafico seguente vediamo l'andamento delle portate di picco con il tempo di ritorno.



**Figura 5-11** Confronto delle portate di picco degli idrogrammi laminati e teorici

Nel grafico seguente vediamo la variazione percentuale delle portate di picco degli idrogrammi laminati rispetto alle portate di picco degli idrogrammi teorici.



**Figura 5-12** Variazione percentuale della portata di picco laminata rispetto alla portata di picco teorica

In media gli idrogrammi sintetici laminati sovrastimano la portata di picco del 5.22%. La differenza più elevata si verifica per il tempi di ritorno intermedi, mentre le portate al picco per i tempi di ritorno elevati e piccoli si riproducono abbastanza bene.

Nelle analisi precedenti avevamo notato che per le portate medie all'aumentare del tempo di ritorno la differenza tra la curva teorica e quella empirica aumentava sempre di più. Per quanto riguarda le portate al picco questa affermazione non è valida.



### 5.3 Confronto delle curve di riduzione dei volumi di piena

Nelle pagine successive vedremo i confronti degli idrogrammi in termini del rapporto di riduzione. I rapporti di riduzione dei diagrammi teorici sono stati calcolati in precedenza con un programma in Matlab.

I rapporti di riduzione degli idrogrammi sintetici laminati sono stati ricavati calcolando i rapporti tra la portata media per una determinata durata e la portata massima dell'onda considerata.

Nella costruzione degli idrogrammi se è tenuto conto di otto durate diverse, pari a 6, 12, 24, 48, 60, 72, 84, 96 ore. Ogni idrogramma sintetico ha un'estensione pari a novantasei ore, cioè parte da zero e arriva a novantacinque ore.

I valori del rapporto di riduzione per i due casi sono rappresentati nelle tabelle seguenti.

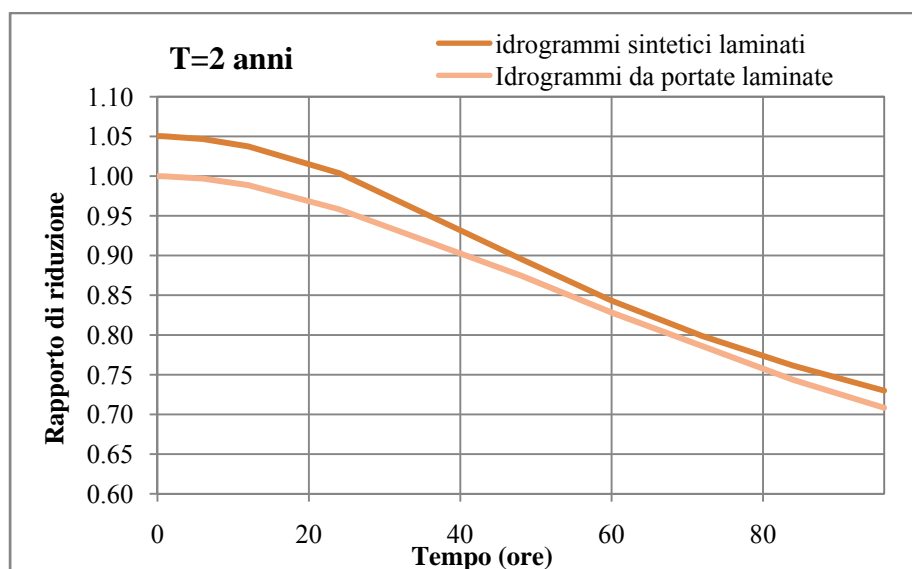
**Tabella 5-2** Rapporti di riduzione degli idrogrammi laminati teorici

<b>D(h)</b>	<b><math>\epsilon</math></b>
0	1.0000
1	0.9999
6	0.9970
12	0.9887
24	0.9583
48	0.8747
60	0.8282
72	0.7858
84	0.7433
96	0.7082

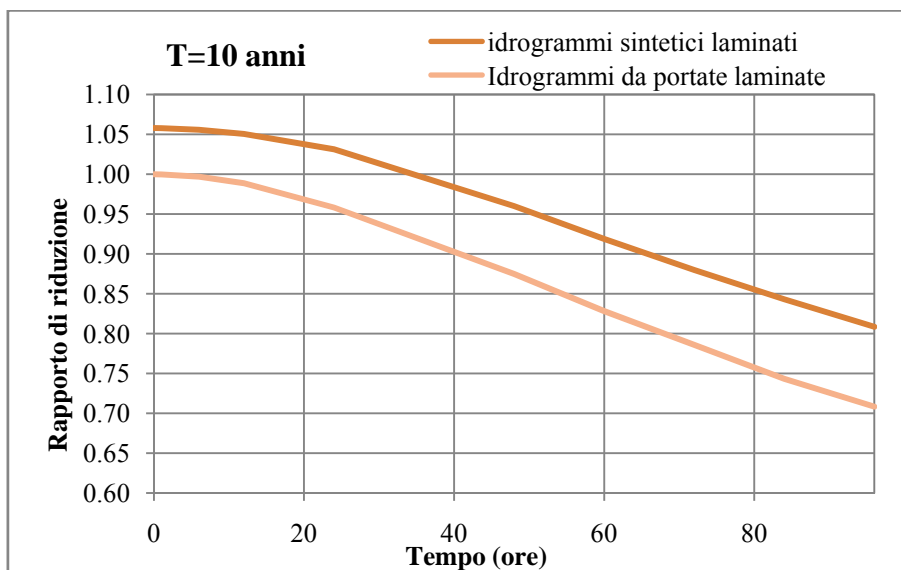
**Tabella 5-3** Rapporti di riduzione degli idrogrammi laminati teorici

<b>D(h)</b>	<b>T=2</b>	<b>T=10</b>	<b>T=20</b>	<b>T=30</b>	<b>T=50</b>	<b>T=100</b>	<b>T=200</b>	<b>T=500</b>
0	1.0506	1.0580	1.0655	1.0743	1.0624	1.0368	1.0292	1.0412
1	1.0501	1.0577	1.0652	1.0740	1.0623	1.0367	1.0291	1.0409
6	1.0468	1.0559	1.0631	1.0718	1.0612	1.0357	1.0278	1.0394
12	1.0376	1.0506	1.0569	1.0652	1.0580	1.0331	1.0242	1.0350
24	1.0039	1.0313	1.0348	1.0407	1.0443	1.0234	1.0112	1.0180
48	0.8958	0.9599	0.9635	0.9626	0.9742	0.9823	0.9692	0.9616
60	0.8431	0.9188	0.9209	0.9194	0.9307	0.9433	0.9395	0.9297
72	0.7985	0.8798	0.8804	0.8793	0.8889	0.9016	0.9021	0.8954
84	0.7612	0.8430	0.8442	0.8436	0.8517	0.8629	0.8640	0.8635
96	0.7298	0.8085	0.8122	0.8124	0.8191	0.8291	0.8298	0.8345

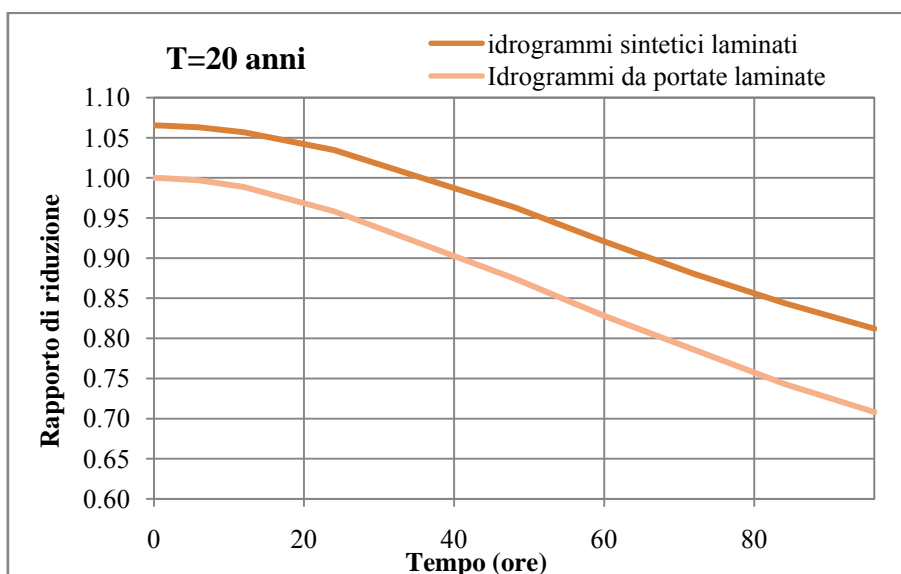
Nelle figure seguenti vediamo l'andamento dei rapporti di riduzione per i diversi tempi di ritorno.



**Figura 5-13** Rapporti di riduzione per tempo di ritorno T=2



**Figura 5-14** Rapporti di riduzione per tempo di ritorno T=10



**Figura 5-15** Rapporti di riduzione per tempo di ritorno T=20

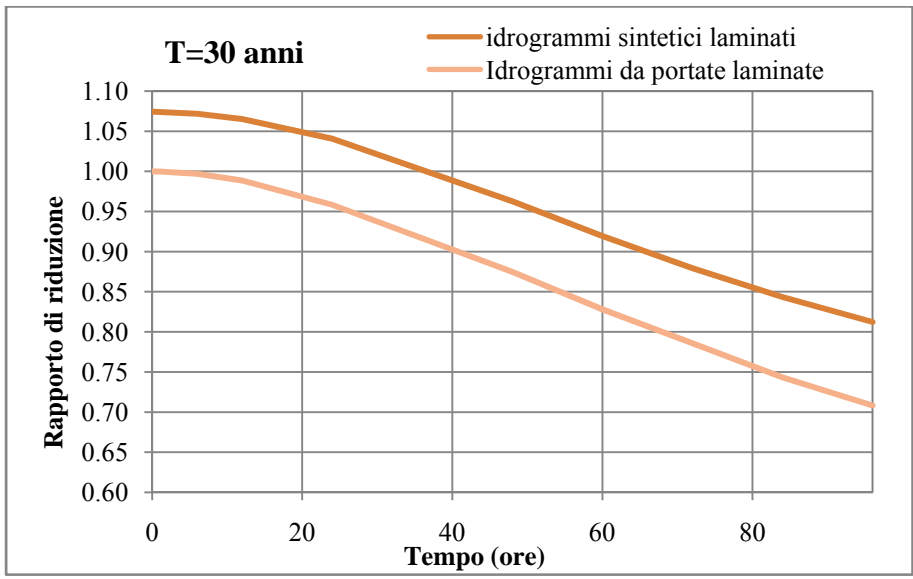


Figura 5-16 Rapporti di riduzione per tempo di ritorno T=30

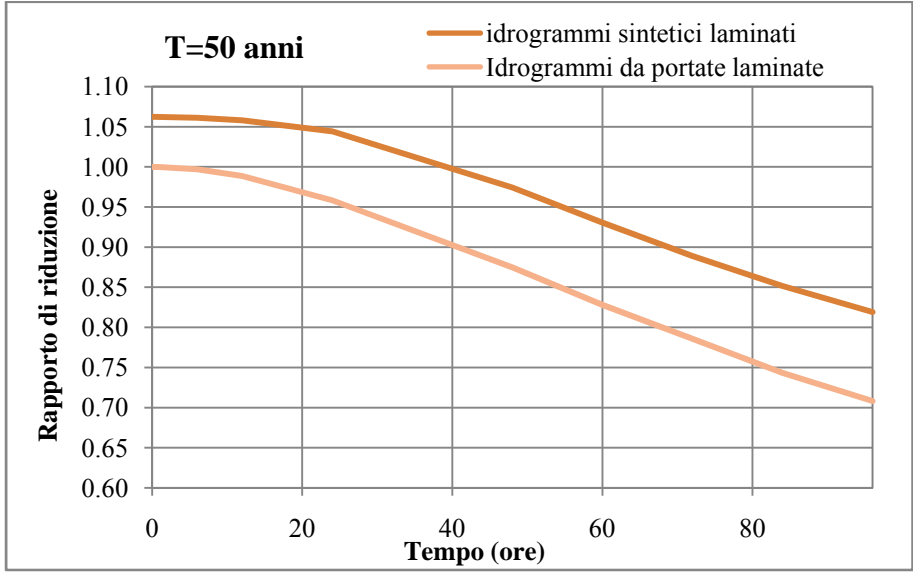


Figura 5-17 Rapporti di riduzione per tempo di ritorno T=50

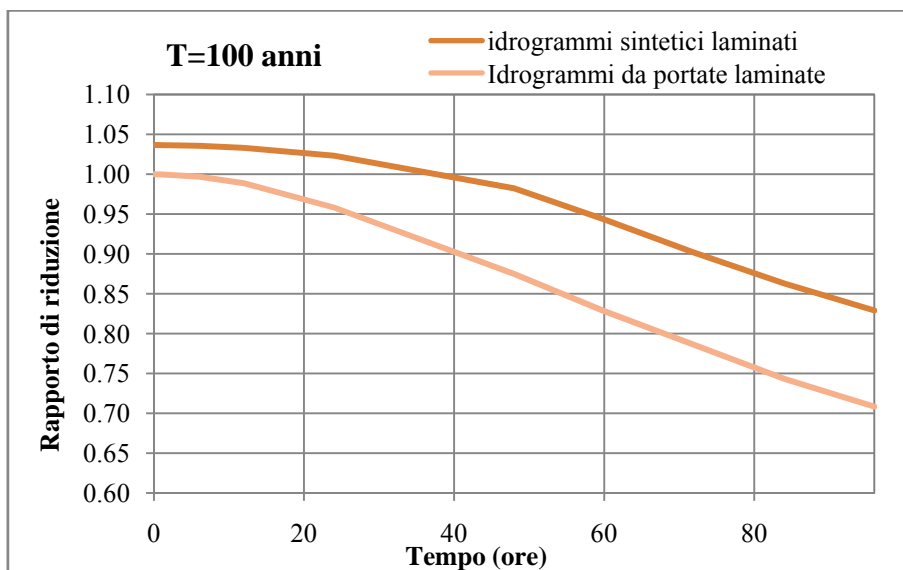


Figura 5-18 Rapporti di riduzione per tempo di ritorno T=100

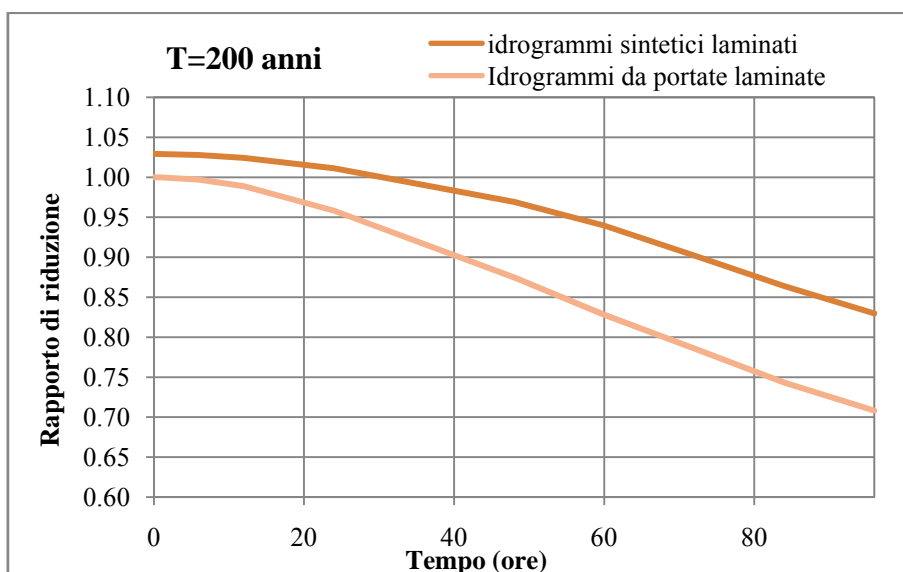
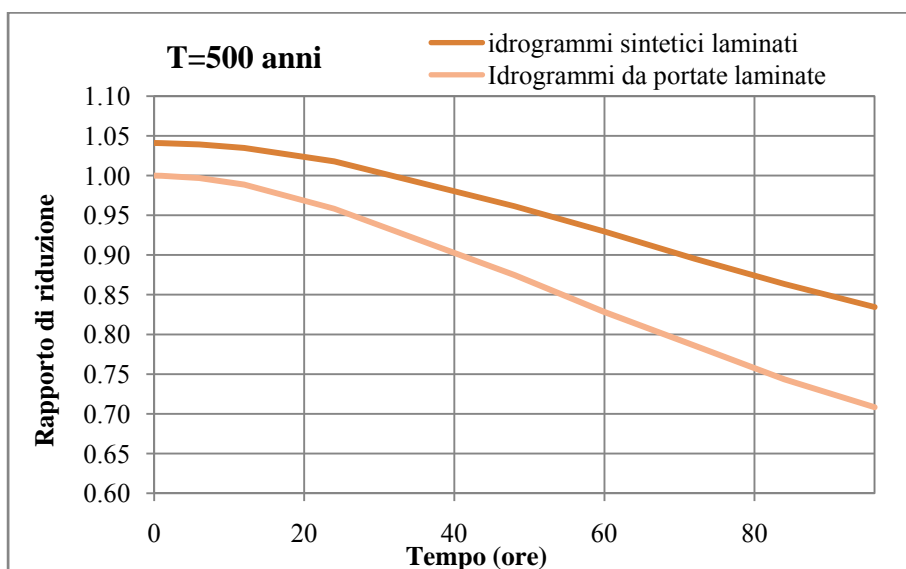


Figura 5-19 Rapporti di riduzione per tempo di ritorno T=200



**Figura 5-20** Rapporti di riduzione per tempo di ritorno T=500

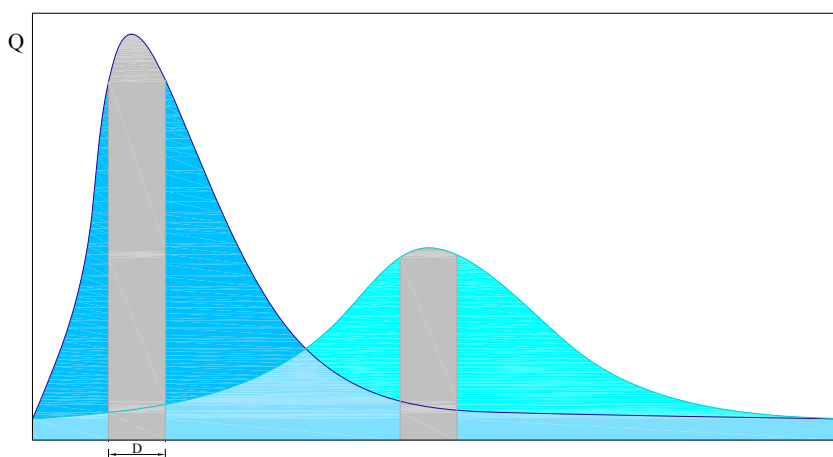
Nei grafici abbiamo visto che i rapporti di riduzione degli idrogrammi sintetici laminati sono superiori al caso teorico. Ciò comporta una sovrastima della portata di picco e dei volumi.

## Confronto dei volumi

Un parametro fondamentale nella progettazione delle opere per la difesa idraulica del territorio è rappresentato dai volumi.

Nella costruzione degli idrogrammi sono state usate di nove durate diverse, pari a 1, 6, 12, 24, 48, 60, 72, 84, 96 ore. Ogni idrogramma sintetico ha un'estensione pari a novantasei ore.

Per capire l'importanza dei volumi in gioco faremo un confronto tra i volumi per durate diverse.



**Figura 5-21** Idrogramma originario e laminato

Faremo un confronto tra il volume in ingresso, cioè il volume per le diverse durate dell'idrogramma sintetico ricavato dalla serie di portate originaria, e il volume laminato che si ottiene con le due metodologie considerate.

Nelle due tabelle seguenti vedremo la diminuzione dei volumi per le diverse durate.

**Tabella 5-4** Differenza di volume in termini percentuali tra idrogramma originario e idrogramma laminato teorico

<b>D(h)</b>	<b>T=2</b>	<b>T=10</b>	<b>T=20</b>	<b>T=30</b>	<b>T=50</b>	<b>T=100</b>	<b>T=200</b>	<b>T=500</b>
1	-19.93	-27.31	-28.42	-28.89	-29.38	-29.91	-30.33	-30.75
6	-19.53	-26.95	-28.06	-28.54	-29.03	-29.57	-29.98	-30.41
12	-18.41	-25.93	-27.06	-27.54	-28.04	-28.58	-29.00	-29.44
24	-15.10	-22.93	-24.10	-24.61	-25.13	-25.69	-26.13	-26.58
48	-8.87	-17.27	-18.53	-19.07	-19.63	-20.23	-20.70	-21.19
60	-8.34	-16.80	-18.06	-18.61	-19.17	-19.78	-20.25	-20.73
72	-7.60	-16.13	-17.40	-17.95	-18.51	-19.13	-19.60	-20.09
84	-7.60	-16.13	-17.40	-17.95	-18.52	-19.13	-19.60	-20.09
96	-7.51	-16.04	-17.32	-17.87	-18.44	-19.05	-19.52	-20.02
<b>media</b>	-12.54	-20.61	-21.82	-22.34	-22.87	-23.45	-23.90	-24.37

Possiamo osservare che all'aumentare del tempo di ritorno il volume diminuisce sempre di più. Abbiamo una riduzione percentuale di volume media del 21.49%.

**Tabella 5-5** Differenza di volume in termini percentuali tra idrogramma originario e idrogramma laminato

<b>D(h)</b>	<b>T=2</b>	<b>T=10</b>	<b>T=20</b>	<b>T=30</b>	<b>T=50</b>	<b>T=100</b>	<b>T=200</b>	<b>T=500</b>
1	-15.91	-23.11	-23.74	-23.63	-24.98	-27.34	-28.29	-27.91
6	-15.51	-22.64	-23.29	-23.18	-24.46	-26.83	-27.82	-27.45
12	-14.37	-21.30	-22.03	-21.94	-23.00	-25.38	-26.45	-26.13
24	-11.06	-17.06	-18.04	-18.13	-18.41	-20.64	-22.05	-22.00
48	-6.67	-9.22	-10.26	-10.94	-10.49	-10.42	-12.13	-13.36
60	-6.69	-7.70	-8.89	-9.65	-9.16	-8.63	-9.53	-11.02
72	-6.11	-6.09	-7.46	-8.19	-7.82	-7.21	-7.70	-8.95
84	-5.38	-4.88	-6.19	-6.88	-6.63	-6.12	-6.55	-7.17
96	-4.69	-4.15	-5.18	-5.79	-5.66	-5.23	-5.70	-5.75
<b>media</b>	-9.60	-12.91	-13.90	-14.26	-14.51	-15.31	-16.25	-16.64

Anche in questo caso il volume diminuisce sempre di più all'aumentare del tempo di ritorno. Notiamo però che in questo caso abbiamo una diminuzione media inferiore al caso teorico che è soltanto del 14.17%.



Nell'ultima tabella è stato effettuato il confronto tra i volumi dell'onda teorica e dell'onda ricavata dagli idrogrammi di piena laminati.

**Tabella 5-6** Differenza di volume in termini percentuali tra idrogramma laminato e idrogramma laminato teorico

<b>D(h)</b>	<b>T=2</b>	<b>T=10</b>	<b>T=20</b>	<b>T=30</b>	<b>T=50</b>	<b>T=100</b>	<b>T=200</b>	<b>T=500</b>
1	5.02	5.78	6.53	7.41	6.24	3.68	2.92	4.10
6	4.99	5.91	6.63	7.50	6.44	3.88	3.09	4.25
12	4.95	6.26	6.90	7.74	7.01	4.49	3.59	4.68
24	4.76	7.62	7.98	8.60	8.97	6.79	5.52	6.23
48	2.41	9.74	10.15	10.05	11.38	12.30	10.80	9.93
60	1.80	10.94	11.19	11.01	12.38	13.90	13.44	12.26
72	1.62	11.96	12.04	11.90	13.12	14.74	14.80	13.95
84	2.41	13.41	13.57	13.49	14.58	16.09	16.24	16.17
96	3.05	14.16	14.69	14.71	15.66	17.07	17.17	17.83
<b>media</b>	3.45	9.53	9.96	10.27	10.64	10.33	9.73	9.93

Osserviamo, come già visto in tutte le analisi precedenti che abbiamo una sovrastima dei volumi di piena. In media abbiamo una sovrastima del 9.23%.



## Conclusioni

Il lavoro presente si è posto come obiettivo la verifica dell'attendibilità degli idrogrammi di progetto nello studio del comportamento idraulico dei corsi d'acqua naturali, con particolare riferimento al Fiume Secchia. Pertanto il lavoro può essere considerato rappresentativo per i principali affluenti appenninici del Po.

L'idrogramma di progetto è definito come un'onda di piena associata ad un determinato livello di rischio, quantificato usualmente in termini di tempo di ritorno. Nelle attività di progettazione e nella verifica di opere idrauliche l'identificazione dell'idrogramma di progetto spesso riveste un'importanza fondamentale.

Il lavoro si è basato su una serie di portate sintetiche cinquantennale che è stata generata in occasione di uno studio precedente (*Brath e Montanari, 2000*). La serie deriva dalla trasformazione di una serie sintetica di precipitazioni fatta tramite un modello afflussi-deflussi calibrato per il Fiume Secchia.

Per la costruzione degli idrogrammi sintetici è stata usata una metodologia di stima indiretta proposta da *Maione et. al.* nel 2001. Il metodo è basato sull'individuazione della curva di riduzione di piena e il volume di piena riveste un'importanza fondamentale. Con questa metodologia sono stati ricavati gli idrogrammi sintetici con prefissato livello di rischio, espresso in termini di tempo di ritorno.

La base per l'elaborazione della Tesi è stata lo sviluppo di un adeguato modello numerico-idraulico monodimensionale del fiume implementato attraverso l'algoritmo di calcolo UNET all'interno del software HEC-RAS. A tale scopo sono state usate le sezioni trasversali del Fiume e si sono identificate per esse dei valori idonei del coefficiente di scabrezza secondo Manning.

Il lavoro si è articolato in due fasi distinte.

Nella prima fase sono stati ricavati gli idrogrammi di progetto laminati propagando le onde di piena sintetiche relative ai diversi tempi di ritorno.

Nella seconda fase la serie di portate sintetiche cinquantennale è stata inserita nel programma per fare una simulazione in moto vario ed ottenere la serie di portate sintetiche laminate. In seguito è stata applicata nuovamente la metodologia proposta da *Maione et al.* nel 2001 tramite una serie di programmi sviluppati in Matlab che ci hanno permesso di stimare tutti i parametri necessari per la costruzione dell'idrogramma sintetico.

In conclusione del lavoro sono stati eseguiti una serie di confronti tra gli idrogrammi sintetici laminati e gli idrogrammi sintetici ottenuti dalla serie di portate laminate. In particolare è stato effettuato il confronto qualitativo degli idrogrammi, il confronto delle portate al colmo di piena e delle curve di riduzione di piena.

Dall'insieme di confronti eseguiti è emerso che gli idrogrammi sintetici laminati sovrastimano la portata al colmo e i volumi.

Gli idrogrammi di progetto sono usati per la progettazione degli interventi di protezione idraulica del territorio. La difesa dalle piene interessa soprattutto il tratto medio-inferiore o di pianura del corso d'acqua.

L'aumento della capacità di portata del fiume si può ottenere tramite l'arginatura di un corso d'acqua, la ricalibratura del corso d'acqua oppure con una rettifica fluviale o drizzagno.

Invece la riduzione della portata del fiume si può ottenere invasando l'onda di piena, o una parte di essa in un serbatoio o nelle aree golenali inondabili controllate da un'opera di ritenuta (cassa di espansione).

Le arginature dei corsi d'acqua naturali sono progettate per contenere la piena di progetto e svolgere l'azione resistente.

Dalle analisi fatte nel presente lavoro è emerso che la portata al colmo con l'idrogramma di progetto viene leggermente sovrastimata. Nel caso di studio considerato la sovrastima è stata quantificata in circa il 5%.

Se la sovrastima della portata al colmo per la progettazione delle arginature può essere considerata accettabile perché ci mette dalla parte della sicurezza, un sovradimensionamento arginale è comunque associato ad una maggiore spesa d'intervento.

Talvolta nel tratto medio-inferiore del fiume si possono trovare zone laterali prossime all'alveo fluviale in cui si possono invasare volumi d'acqua rilevanti se opportunamente sistemate e arginate (casce di espansione).

Poiché l'altezza utilizzabile per l'invaso in casse di espansione generalmente è di pochi metri, la superficie da destinare all'invaso può essere molto estesa. Nell'analisi della riduzione dei volumi è stato visto che gli idrogrammi sintetici sovrastimano i volumi per le varie durate. Se per la progettazione delle casse di espansione usassimo i volumi ricavati da questa tipologia di idrogramma di progetto, nel caso di studio considerato potremmo incorrere in una sovrastima del volume anche superiore al 9%, e ciò aumenterebbe sensibilmente i costi di realizzazione dell'intervento oltre ad inficiare la corretta progettazione dei manufatti di alimentazione della cassa di espansione stessa.<sup>[12]</sup>



## Bibliografia

- [1] Daniela Ferrara, *Confronto tra alcune tecniche statistiche di derivazione degli idrogrammi di progetto recentemente proposte dalla letteratura scientifica*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Bologna, Facoltà di Ingegneria, A.A. 2003/2004
- [2] Giovanni Pollicino, *Digitalizzazione e analisi numeriche di serie idrometriche per corsi d'acqua emiliano – romagnoli*, DISTART - Università degli Studi di Bologna, settembre 2007
- [3] Alberto Montanari, Paolo Gelli, *Studio di compatibilità idraulico-ambientale sulle ipotesi di previsione dei singoli poli estrattivi nelle aree periferiali, propedeutico alla variante generale al Piano Infraregionale per le Attività Estrattive della Provincia di Modena*, Convenzione Provincia di Modena – DISTART Università di Bologna, ottobre 2007
- [4] [www.maps.google.com](http://www.maps.google.com)
- [5] [www.claudiochoissi.it](http://www.claudiochoissi.it)
- [6] [www.gevmodena.it](http://www.gevmodena.it)
- [7] Armando Brath, Alberto Montanari, *The effects of the spatial variability of soil infiltration capacity in distributed flood modeling*, Hydrological Processes 14, 2779 – 2794 (2000)

- [8] Christine Ballarin, Ugo Maione , Paolo Mignosa, Massimo Tomirotti, *Una metodologia per la stima indiretta degli idrogrammi sintetici per il progetto di opere di difesa idraulica del territorio*, L'Acqua 3/2001
- [9] US Army Corps Of Engineers, *Hydrologic Engineering Center, HEC – RAS River Analysis System – User's Manual*, version 3.1, November 2002
- [10] US Army Corps Of Engineers, *Hydrologic Engineering Center, HEC – RAS River Analysis System – Hydraulic Reference Manual*, version 4.0, March 2008
- [11] Nicola Ravanini, *Una tecnica statistica di derivazione delle onde di piena di progetto. Applicazione al bacino del Torrente Samoggia*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Bologna, Facoltà di Ingegneria, A.A. 2002/2003
- [12] *Manuale di Ingegneria Ambientale e Civile 1*, Quarta Edizione, Zanichelli/ESAC, Luglio 2003