



# Comune di Sinalunga

## Piano Strutturale

### RELAZIONE IDRAULICA

Riferimenti normativi:  
DPGR 26R/2005



Febbraio 2009

Il Sindaco  
Dott. Maurizio Botarelli

Garante della comunicazione  
Dott. Giulio Nardi - Dott. Damiana Parri

Il responsabile del procedimento  
e coordinatore dell'ufficio di piano  
Arch. Luca Lunghini

Ufficio di piano  
Arch. Aleandro Carta  
Dott. Geol. Antonella Lordo

Ufficio Edilizia e Urbanistica  
Perito Edile Massimo Tavanti  
Geom. Roberta Cresti  
Dott. Lara Ferretti  
Monica Martinelli

Percorso partecipativo  
Dott. Giovanni Iozzi

Il consulente urbanista  
coordinatore generale  
Prof. Arch. Gianfranco Gorelli

Consulente al progetto  
Arch. Alessandra Guidotti

Aspetti del territorio fisico  
(Studio Idraulico)  
ProGeo Associati  
Dott. Geol. Massimiliano Rossi  
Dott. Geol. Fabio Poggi  
Ing. Alessandro Berni  
Ing. Lorenzo Corri

Aspetti economici e sociali  
Prof. Mauro Lombardi

Aspetti agronomici  
Dott. Agr. Guido Franchi

Aspetti ambientali  
STUDIO SINERGIA  
Dott. Geol. Luca Gardone  
Dott. Biol. Laura Fossi



## INDICE

PREMESSA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	2
1. INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA E QUADRO CONOSCITIVO.....	4
2. RILIEVO DELLE SEZIONI D'ALVEO E PIANI QUOTATI DELLE AREE INONDABILI..	11
3. ANALISI IDROLOGICA .....	12
Definizione degli afflussi meteorici.....	13
Determinazione dello ietogramma di progetto .....	18
Le perdite idrologiche.....	20
La trasformazione afflussi – deflussi .....	26
La propagazione delle onde di piena .....	30
Stima della portata di progetto, analisi preliminari e scelta del modello idrologico.....	32
Confronto con ALTO .....	38
4. RISULTATI DELL'ANALISI IDROLOGICA .....	44
5. ANALISI IDRAULICA.....	47
Descrizione della modellazione idraulica .....	47
HEC-RAS .....	47
Limiti della modellazione 1D .....	55
FLO-2D .....	56
Analisi delle modellazioni idrauliche con HEC-RAS.....	61
Analisi delle modellazioni idrauliche con FLO-2D .....	63
6. RISULTATI DELLA MODELLAZIONE IDRAULICA.....	64
Modello “La Pieve” .....	65
Modello “Rigo-Galegno” .....	73
Modello “Musarone” .....	77
Altri modelli idraulici .....	81
Bibliografia .....	84

## ALLEGATI

## PREMESSA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il presente studio idrologico ed idraulico è redatto su incarico del Comune di Sinalunga, a supporto del Piano Strutturale.

Il lavoro intende caratterizzare gli aspetti connessi alla probabilità di allagamento per fenomeni di esondazione dai corsi d'acqua compresi nel reticolo d'interesse della difesa del suolo come definito nei PAI approvati, ovvero come definito nel PIT, interferenti con le aree potenzialmente interessate da previsioni insediative e infrastrutturali dell'Amministrazione Comunale.

La probabilità di allagamento analizzata è quella indotta dal superamento della capacità di deflusso dei corsi d'acqua oggetto di modellazione, causa dei fenomeni esondativi. Non sono inclusi gli aspetti di pericolosità prodotti da collassi strutturali (argini, ponti,...).

Secondo il D.P.G.R. 26/R del 27 aprile 2007 (B.U.R.T. n.11 del 7/5/2007), le indicazioni circa la propensione all'allagabilità del territorio comunale, in particolare all'interno delle UTOE (unità territoriali organiche elementari) in cui ricadono ambiti territoriali potenzialmente interessati da previsioni insediative e infrastrutturali, saranno fornite considerando tempi di ritorno pari a 30, 200 e 500 anni in relazione all'individuazione delle seguenti classi di pericolosità idraulica:

- **Pericolosità idraulica molto elevata (I.4):** aree interessate da allagamenti per eventi con  $Tr \leq 30$  anni.
- **Pericolosità idraulica elevata (I.3):** aree interessate da allagamenti per eventi compresi tra  $30 < Tr \leq 200$  anni.
- **Pericolosità idraulica media (I.2):** aree interessate da allagamenti per eventi compresi tra  $200 < Tr \leq 500$  anni.
- **Pericolosità idraulica bassa (I.1):** aree collinari o montane prossime ai corsi d'acqua per le quali ricorrono le seguenti condizioni:
  - a) non vi sono notizie storiche di inondazioni
  - b) sono in situazioni favorevoli di alto morfologico, di norma a quote altimetriche superiori a metri 2 rispetto al piede esterno dell'argine o, in mancanza, al ciglio di sponda.

Il presente studio, in accordo con le linee guida dettate dalla Regione Toscana per la redazione degli studi idraulici di supporto agli Strumenti Urbanistici, si articola nelle seguenti fasi:

- **Quadro conoscitivo** con la descrizione delle criticità note del territorio comunale;
- **Analisi idrologica** contenente la metodologia adottata per la stima delle portate di progetto per vari tempi di ritorno;
- **Analisi idraulica** contenente la descrizione delle modellazioni svolte (monodimensionale, bidimensionale, moto permanente o moto vario,..) ed i risultati conseguiti in termini di stima e localizzazione delle volumetrie di esondazione per i vari tempi di ritorno e la relativa perimetrazione delle aree allagate.

## 1. INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA E QUADRO CONOSCITIVO

Il territorio comunale di Sinalunga si estende nella parte sud-orientale della Toscana, in provincia di Siena, e confina a nord con i comuni di Foiano della Chiana e Lucignano (AR), a est con quello di Cortona (AR), a sud con Torrita di Siena (SI), a ovest con Rapolano, Asciano e Trequanda (SI).

Situato nella parte orientale della provincia, nella Valdichiana senese, il territorio comunale si estende per una superficie di circa 80 Km<sup>2</sup>, con un'altitudine media di 400 m. s.l.m..

Dal punto di vista morfologico il territorio può essere diviso in tre tipologie di paesaggio:

- Zona di alta collina: aree limitrofe agli abitati di Rigomagno, Scrofiano e Farnetella, prevalentemente nella porzione occidentale del territorio comunale;
- Zona di media collina: terreni di transizione con le aree di fondovalle, delimitano le alluvioni del fondovalle della Val di Chiana.
- Zona di fondovalle: terreni di fondovalle che in seguito alle opere di bonifica attuate sull'intera Valdichiana sono stati liberati dalle acque che vi ristagnavano. Si tratta pertanto di terreni a scarsa pendenza, praticamente pianeggianti.

Il reticolo idrografico si presenta poco gerarchizzato, con un pattern tipicamente dendritico e costituito da una serie di piccoli corsi d'acqua confluenti nelle aste fluviali principali, che in gran parte sono stati oggetto di interventi durante le varie fasi di bonifica della Val di Chiana.

I corsi d'acqua sono tutti a carattere torrentizio di cui i principali sono il Galegno e il Sagavene che, seppur divagando, seguono un andamento generale W-E (cioè in direzione ortogonale ai rilievi), e il Torrente Foenna, principale asse di drenaggio dell'intero territorio comunale. Nella parte orientale del comune, il Torrente Foenna scorre parallelamente al Canale Maestro della Chiana nel quale confluisce più a valle al di fuori del territorio comunale.

La porzione orientale è altresì caratterizzata da una serie di opere idrauliche realizzate in tempi storici che hanno permesso la totale bonifica dell'area; bonifica che si è conclusa con la realizzazione del suddetto Canale Maestro il quale ha permesso il collettamento di tutte le acque drenate verso il bacino del fiume Arno.

È da ricordare infatti che in origine la rete idrografica dell'area afferiva per intero al fiume Tevere, ma in relazione agli eventi tettonici l'idrografia generale si modificò con

conseguente inversione del deflusso. Tale inversione, attualmente da sud verso nord, è testimoniata da fenomeni di ristagno d'acqua eliminati durante la fase di bonifica dell'area. Per quanto riguarda gli insediamenti civili presenti nel territorio comunale, si può notare che mentre la parte più antica del capoluogo insiste sulla sommità di uno sperone roccioso arenaceo, la porzione di recente e nuova costruzione, aree residenziali e industriali, insiste invece sui terreni di raccordo fra collina e il fondovalle e in parte anche nel fondovalle stesso. Gli altri insediamenti presenti nel territorio del comune di Sinalunga sono per lo più abitati di piccole dimensioni, fra cui Rigomagno, Scrofiano, Farnetella (ubicati nella parte occidentale del comune), Guazzino e Bettole (nella parte orientale).

Per l'area in esame, individuata non in base ai confini comunali ma in base alle aree effettivamente drenanti nel territorio comunale di Sinalunga, è stato realizzato un D.E.M. (Digital Elevation Model) a maglia 10 m x 10 m utilizzando la cartografia CTR in scala 1:10000 a disposizione (Figura 1).

Dai tematismi di Piano Strutturale sono poi state estratte le informazioni relative alla permeabilità (Figura 2) e all'uso del suolo (Figura 3).

All'esterno del territorio comunale, dove non erano disponibili informazioni di dettaglio, i tematismi di permeabilità e uso del suolo sono stati integrati rispettivamente con le informazioni digitali desunte dal Progetto Nazionale Cartografia Geologica (CARG) della Regione Toscana e dal progetto CORINE-Land Cover con risoluzione 1:100.000 aggiornata al 2000.

Per quanto riguarda la permeabilità, con riferimento alla Figura 2, il territorio di Sinalunga è costituito per la maggior parte da terreni poco permeabili (Tabella 1).

Per quanto riguarda l'uso del suolo, la superficie del bacino è costituita principalmente da zone boschive (45.6%), da aree destinate ad uso seminativo (23.3%), da oliveti e vigneti (8.6%), da zone urbanizzate e strade (8.0%) e da zone agricole eterogenee, come riportato in Tabella 2.

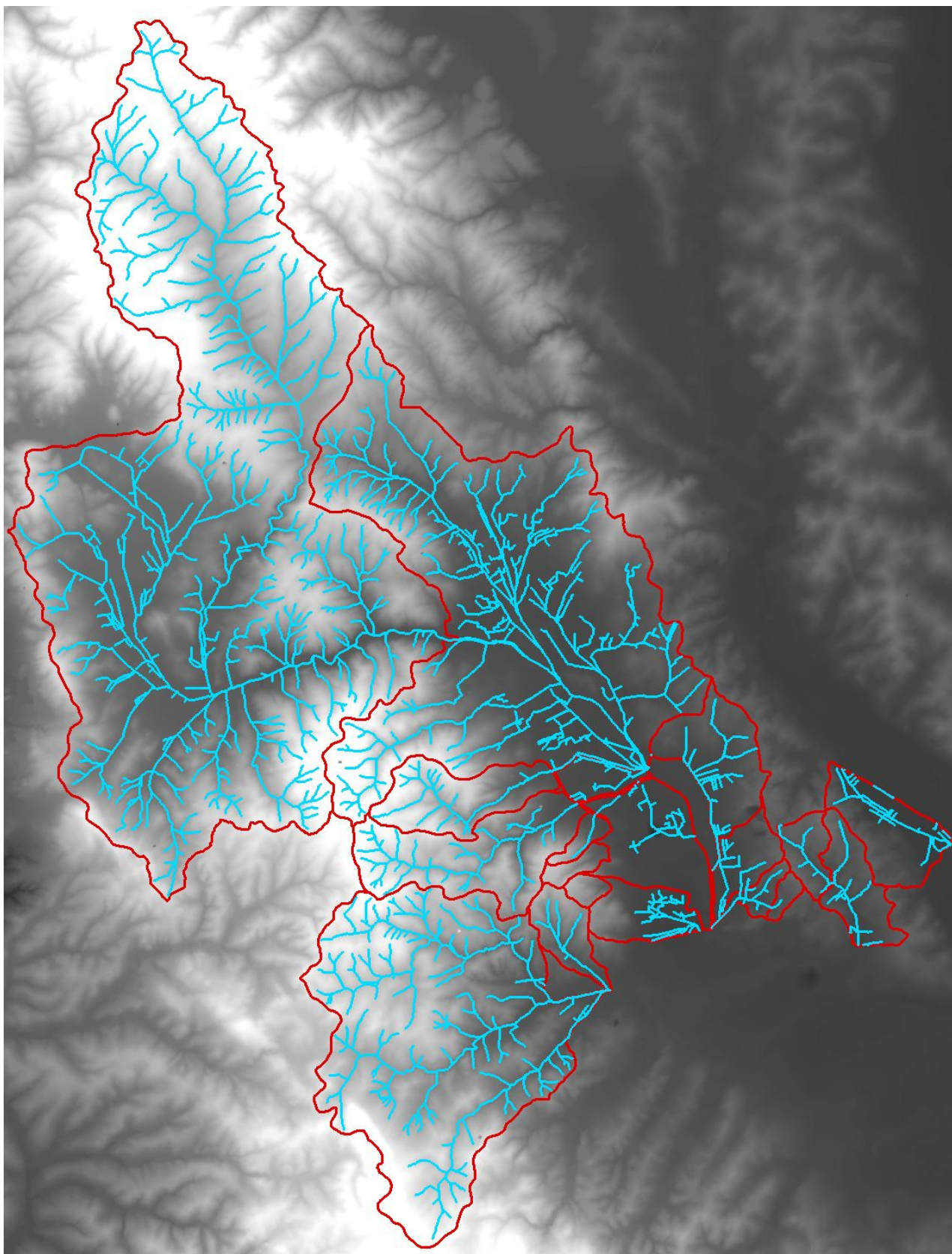


Figura 1: DEM del territorio oggetto di analisi

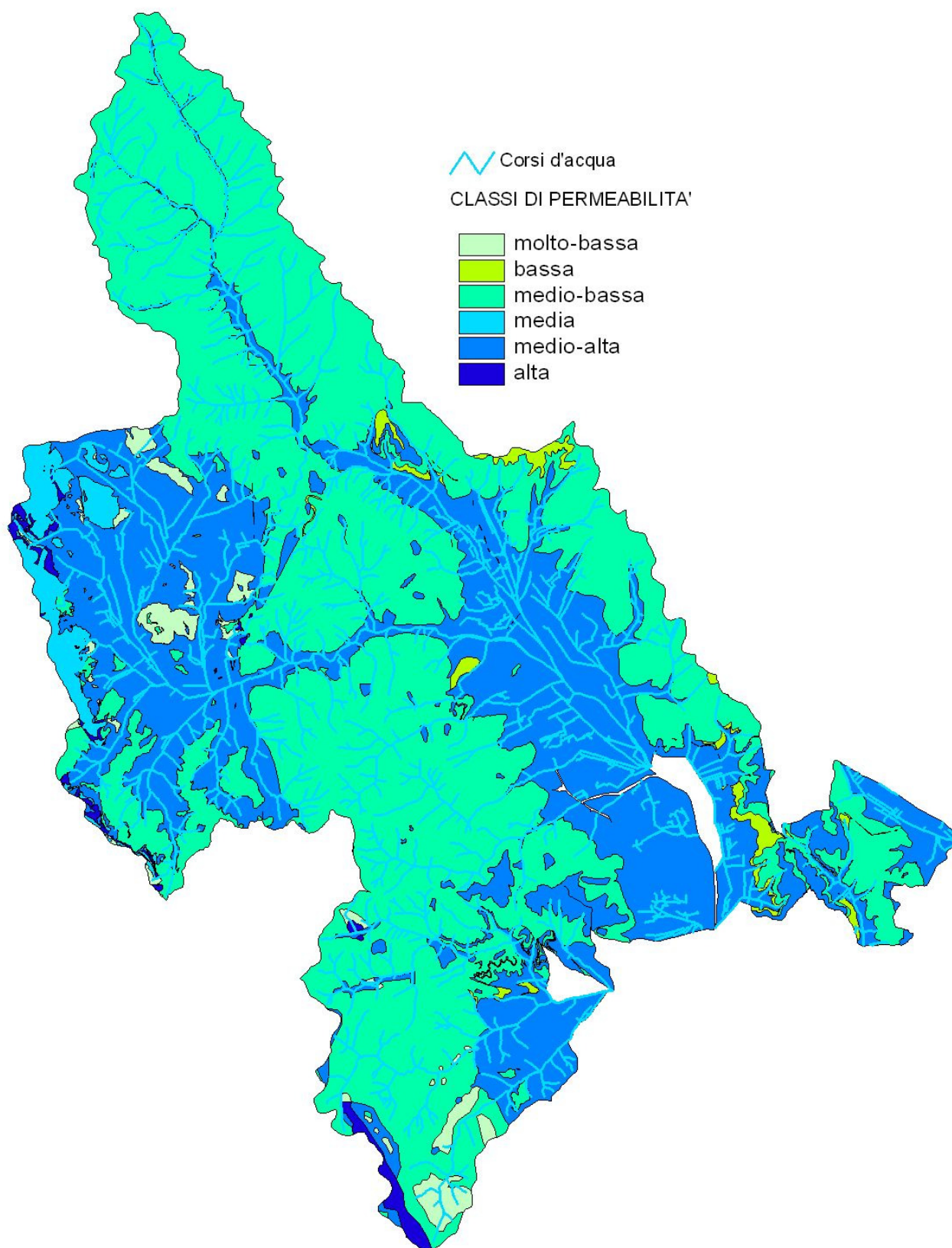


Figura 2: Permeabilità del territorio oggetto di analisi



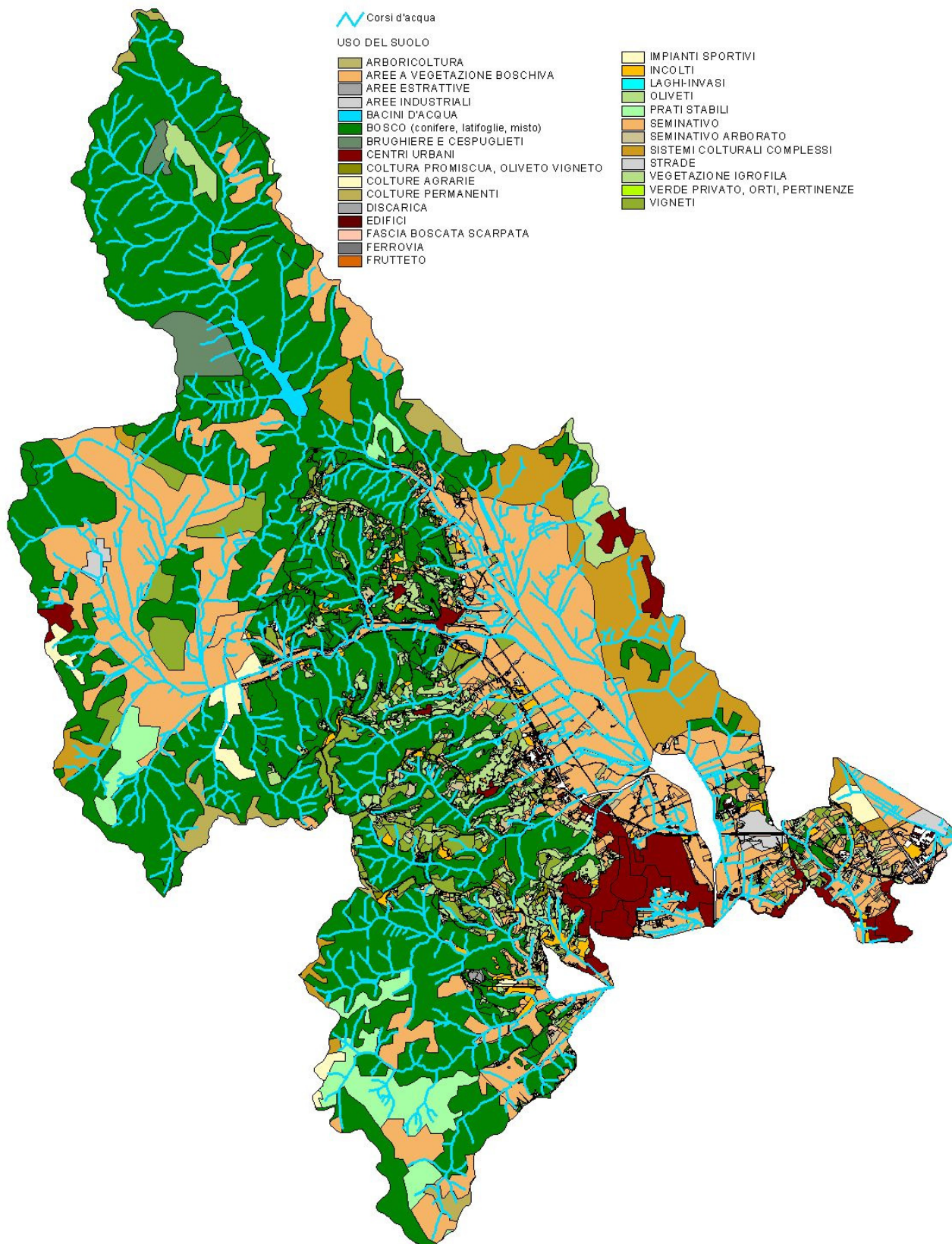


Figura 3: Uso del suolo del territorio oggetto di analisi

Tabella 1: Permeabilità dell'area di studio

<b>Permeabilità</b>	<b>Area (%)</b>
Elevata	0.81
Medio elevata	36.91
Medio bassa	59.31
Bassa	2.97

Tabella 2: Uso del suolo dell'area di studio

<b>Uso del suolo</b>	<b>Area (%)</b>
Boschi	45.6
Altri seminativi	12.4
Seminativi	10.9
Oliveti e vigneti	8.6
Sistemi colturali complessi	5.3
Strade	4.1
Centri Urbani ed edificato	3.6
Prati stabili	2.8
Incolti	1.1
Colture permanenti	1.1
Brughiere e cespuglieti	1.0
Colture agrarie	1.0
Verde privato, orti, pertinenze	0.8
Corpo idrico	0.4
Aree industriali	0.3
Arboricoltura	0.2
Altro	0.9

Sulla base dei dati di permeabilità e di uso del suolo è stata elaborata, mediante l'utilizzo del software ArcGIS, la mappa relativa al parametro adimensionale CN (Curve Number), secondo la procedura proposta dal Soil Conservation Service, che determina la massima ritenzione potenziale del terreno. Il significato e l'applicazione di tale parametro saranno descritti nella parte idrologica della presente relazione. La Figura 4 mostra la distribuzione spaziale di tale parametro per condizioni di umidità del suolo intermedie, CN(II).

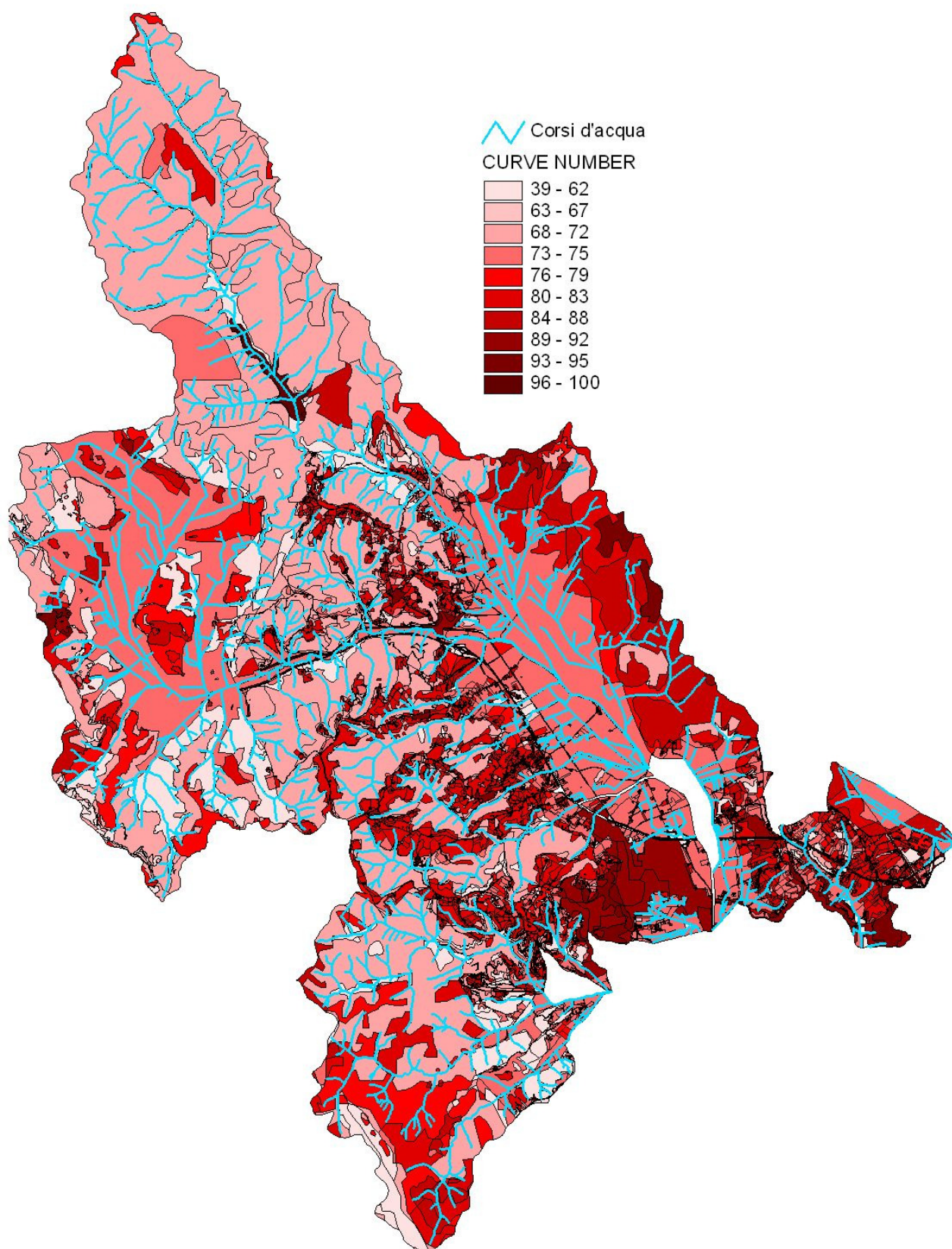


Figura 4: variabilità spaziale del grado di assorbimento del suolo secondo il parametro adimensionale CN (Curve Number) per condizioni di umidità del suolo intermedie, CN(II).

## 2. RILIEVO DELLE SEZIONI D'ALVEO E PIANI QUOTATI DELLE AREE INONDABILI

Il rilievo delle sezioni d'alveo è stato commissionato per l'occasione dall'amministrazione comunale ed è stato realizzato mediante tecnica GPS integrata, dove necessario, da misure con stazione totale. Le sezioni trasversali rilevate sono state indicate in cartografia con un codice alfanumerico, nel quale i primi due caratteri alfabetici indicano il corso d'acqua e i successivi numeri indicano il numero della sezione.

In Tabella 3 si indicano le sezioni rilevate per ciascun corso d'acqua e le conseguenti denominazioni:

Tabella 3: Sezioni rilevate sui corsi d'acqua di interesse

CORSO D'ACQUA	TRATTO RILEVATO	SEZIONI	CODICE
FOENNA MONTE	Loc. Rigomagno Stazione	9	FO
DOCCIARELLA	Da loc. Scrofiano fino a valle del Raccordo Autostradale Siena Bettolle	11	DO
VARNIANO	Da Podere Pogne fino a valle del Raccordo Autostradale Siena Bettolle	8	VA
AFFLUENTE VARNIANO	Da loc. Guiduccio fino a valle del Raccordo Autostradale Siena Bettolle	11	AF VA
CARCERELLE	Da loc. Carcerelle fino a valle del Raccordo Autostradale Siena Bettolle	17	CAR
FORMONE MONTE	Sinalunga, da Via della Petraia a Via dell'Opera	6	FOR M
RIGO	Da Podere La Ragnaia fino alla confluenza con il T. Galegno	14	RI
GALEGNO	Dall'immissione del T. Rigo fino a valle della Ferrovia Empoli Siena Chiusi	10	GA
FORMONE	Sinalunga, da Via Eduardo De Filippo a Il Caggio II	19	FOR
AFFLUENTE FORMONE	Dalla Ferrovia Sinalunga Arezzo fino alla confluenza con il Formone	35	AF FOR
FOENNA	Dal Raccordo Autostradale Siena Bettolle fino a Mulino Monte Martino	20	FOE
CASALTA	Dal Raccordo Autostradale Siena Bettolle fino alla confluenza con il T. Foenna	5	CAS
BUSSO	Dal Fosso Casalta fino a loc. Monte Martino	11	BUS
PERCOSSE	Da loc. Guazzino fino alla confluenza con il T. Foenna	17	PER
MUSARONE	Dai pressi del campo sportivo in loc. Guazzino fino a Podere Ceppa	15	MUS
GORGIO	Dal loc. Farniole fino a Podere Esesecco, a valle del Raccordo Autostradale	20	GOR
TOTALE		228	

Oltre alle sezioni rilevate, nelle modellazioni sono state utilizzate anche 19 sezioni trasversali messe a disposizione dall'Autorità di Bacino del Fiume Arno: sezioni **260.1, 255, 250.3, 250.1, 248, 245, 242, 240.3, 240.1, 236, 233, 230.3, 230.1, 220.3, 180.1, 170.3, 170.1, 169, 167** del "Rilievo di sezioni del T. Foenna" realizzato dall'Ufficio Speciale Idraulico del Provveditorato Regionale alle Opere Pubbliche per la Toscana del 2002.

Per quanto riguarda la definizione delle aree inondabili si è provveduto alla realizzazione di un modello digitale del terreno (DTM) in formato TIN (Triangular Irregular Network) sulla base delle Carte Tecniche Regionali in scala 1:2000, 1:5000 e 1:10000 in formato dxf. Per tali operazioni è stato utilizzato il software ESRI ArcMap.

### 3. ANALISI IDROLOGICA

Lo scopo dell'analisi idrologica è la determinazione delle portate di progetto di assegnato tempo di ritorno da impiegare come dati di ingresso per la successiva fase di modellazione idraulica delle aste fluviali di interesse, al fine di verificare il grado di pericolosità idraulica a cui sono soggette le aree urbane limitrofe ai corsi d'acqua a causa di fenomeni di tracimazione delle sommità spondali.

La stima degli idrogrammi di progetto associati ai diversi tempi di ritorno per i bacini idrografici in esame, che risultano essere non strumentati, è stata eseguita mediante una modellistica idrologica afflussi-deflussi di tipo semidistribuito e considerando valida l'ipotesi che la portata defluente associata ad uno specifico tempo di ritorno sia determinata da una sollecitazione meteorica di pari probabilità di accadimento. In particolare, la trasformazione afflussi-deflussi, a meno del deflusso di base ritenuto trascurabile, viene descritta da un approccio idrologico costituito da tre componenti in serie: un modello di infiltrazione basato sul metodo SCS-CN (Soil Conservation Service, 1986), due modelli di formazione della piena basati sull'idrogramma unitario istantaneo (IUH) adimensionale e sul metodo cinematico ed, infine, il modello di Muskingum-Cunge (Cunge, 1969) per il trasferimento dell'onda di piena lungo i corsi d'acqua.

L'utilizzo di una modellistica afflussi-deflussi è infatti l'approccio più applicato in assenza di dati relativi a misure di portata e si basa sulla stima delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica e quindi delle precipitazioni che costituiscono i dati di ingresso per il modello idrologico.

I passi per determinare l'idrogramma di piena di progetto per ogni assegnato tempo di ritorno sono:

- stima delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP);
- ragguaglio all'area delle LSPP;
- determinazione dello ietogramma di progetto: scelta della durata critica dell'evento e della distribuzione temporale delle precipitazioni;
- stima della pioggia effettiva;
- stima della portata di progetto.

Di seguito verranno analizzati i seguenti elementi:

- a) **Definizione degli afflussi meteorici:** determinazione della relazione tra altezze e durata di pioggia di assegnato tempo di ritorno per i bacini idrografici in esame (LSPP) e operazione di ragguaglio all'area;
- b) **Determinazione dello ietogramma di progetto:** scelta della durata critica dell'evento e della distribuzione temporale delle precipitazioni;
- c) **Stima delle perdite idrologiche:** determinazione della quantità di precipitazione trattenuta dal terreno (perdite), con la conseguente determinazione della pioggia effettiva (o pioggia netta) che rappresenta il volume d'acqua che raggiunge per ruscellamento superficiale la rete di drenaggio fino alla sezione di chiusura, determinando l'evento di piena;
- d) **Trasformazione afflussi-deflussi:** schematizzazione della risposta del singolo bacino idrografico alle sollecitazioni meteoriche, in funzione delle proprie caratteristiche fisiografiche e combinazione di tale risposta con la pioggia netta per stimare gli idrogrammi di piena.
- e) **Propagazione delle onde di piena:** modellazione del fenomeno di trasferimento dell'onda di piena lungo il corso d'acqua.

### ***Definizione degli afflussi meteorici***

Il primo elemento fondamentale nella creazione di un modello idrologico è costituito dalla stima degli afflussi. Per la simulazione di singoli eventi di piena (come nel caso del presente studio), è sufficiente considerare gli afflussi meteorici, trascurando quelli sotterranei.

Lo studio statistico delle piogge intense in un punto della superficie terrestre si sintetizza nella formulazione delle Linee Segnatrici di Probabilità Pluviometrica (LSPP), ottenute a partire dall'elaborazione delle serie storiche dei valori massimi annuali delle altezze di precipitazione di assegnata durata, fornite da registrazioni pluviometriche.

Le LSPP descrivono le proprietà statistiche degli eventi di pioggia intensa a scala puntuale ed esprimono un legame tra altezza di pioggia-durata-frequenza. In particolare, per un prefissato tempo di ritorno, la corrispondente LSPP fornisce la relazione tra la durata della pioggia e la relativa altezza di precipitazione. In via di principio è possibile ricavare le linee segnatrici relative alla pioggia media areale. L'operazione, però, oltre ad essere onerosa richiede la presenza nell'area in esame di un congruo numero di stazioni pluviometriche e funzionanti da un elevato numero di anni. Tale condizione non è però soddisfatta per la

maggior parte del territorio italiano. Per questo motivo generalmente si procede stimando l'altezza di precipitazione puntuale che viene successivamente ragguagliata all'area attraverso un coefficiente di riduzione.

Se nel sito d'interesse è presente una stazione di misura pluviometrica dotata di una serie di osservazioni sufficientemente lunga: l'analisi si basa sull'elaborazione statistica delle piogge massime annuali con durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore. Nel caso non fosse presente un pluviometro nell'area in esame, l'informazione ottenuta dalle osservazioni nelle stazioni della rete pluviometrica operante nel territorio limitrofo verrebbe estrapolata nello spazio al fine di ottenere informazioni anche per il sito in esame. Quest'ultimo approccio, di tipo regionale, è da preferirsi ad un approccio a sito singolo in quanto riduce l'incertezza delle stime, soprattutto per gli eventi rari. Un esempio di procedura di regionalizzazione delle precipitazioni è quello sviluppato per il Comparto Bologna-Pisa-Roma da Brath et al. (1998) all'interno del progetto VAPI.

Nel presente studio, disponendo di un sensore pluviometrico interno al territorio comunale (Bettolle, n.720), le informazioni sui dati meteorici di input sono state dedotte dalle "LSPP per le stazioni del Compartimento dell'Ufficio Idrografico e Mareografico di Pisa", pubblicate dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri con la collaborazione scientifica di PIN – Centro Studi Ingegneria (Università di Firenze) e Regione Toscana (Figura 5).

La pubblicazione contiene i risultati delle elaborazioni statistiche dei dati di pioggia misurati dai sensori del Servizio Idrografico mediante distribuzione di probabilità TCEV (*Two Components Extreme Value*), volte alla definizione della seguente relazione tra altezze, durate di pioggia e tempi di ritorno:

$$h = at^n T_r^m \quad (3-1)$$

dove  $t$  = durata espressa in ore,  $T_r$  = tempo di ritorno in anni,  $h$  = altezza di precipitazione in mm.

Nello studio delle precipitazioni atmosferiche risulta poi necessario porre l'attenzione sulla distribuzione temporale e spaziale delle piogge.

**SENSORE 720 - Bettolle ( SINALUNGA )**

parametri LSPP d < 1 h		
a	n	m
20.503	0.28	0.18

parametri LSPP d > 1 h		
a	n	m
19.715	0.278	0.204

**LSPP**

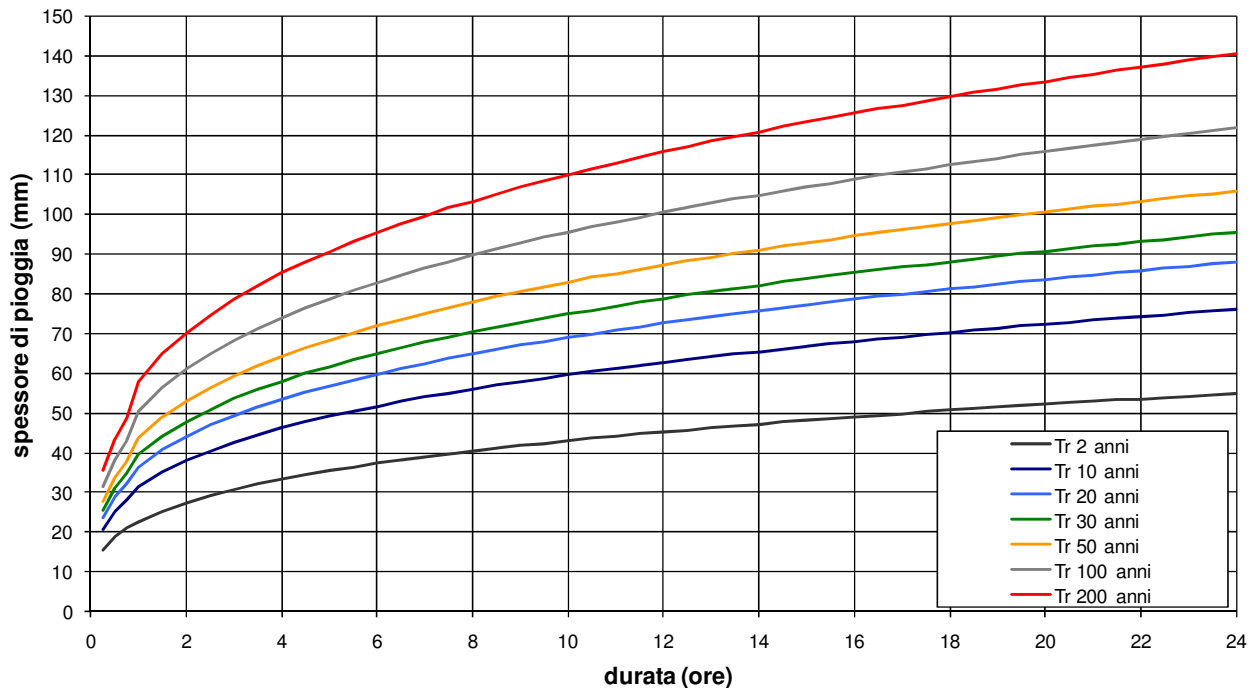


Figura 5: LSPP della stazione pluviometrica di Bettolle

Le LSPP forniscono, per una prefissata durata della pioggia,  $T_p$ , ed un tempo di ritorno,  $T_r$ , l'intensità media dell'evento, senza però dare indicazioni sulla distribuzione temporale della precipitazione stessa nell'intervallo di tempo considerato. Tale aspetto risulta essere non secondario, poiché la portata defluente in una data sezione di un corso d'acqua dipende (oltre che dalle caratteristiche del bacino idrografico) dalla distribuzione spaziale e dall'andamento temporale della precipitazione, ed in particolare da:

- intensità massima di pioggia all'interno dell'intervallo di tempo  $T_p$ ;
- posizione del punto di intensità massima;
- volume di precipitazione caduto precedentemente all'istante di intensità massima.

A parità di tempo di ritorno,  $T_r$ , e di durata di pioggia,  $T_p$ , possono aversi infinite realizzazioni dello ietogramma a ciascuna delle quali sono associate differenti idrogrammi



di piena,  $Q(t)$ . La sensibilità della risposta del bacino alla forma dello ietogramma è maggiore in bacini piccoli (generalmente di area inferiore a circa 50 Km<sup>2</sup>), od in generale in bacini con ridotta capacità di invaso.

La distribuzione nel tempo dello spessore di pioggia fornito dalla LSPP può essere effettuata utilizzando diversi criteri, tra cui i più comunemente utilizzati sono:

- ietogrammi con intensità costante;
- ietogrammi con sequenza di spessori parziali di pioggia su intervalli costanti disposti in analogia alla LSPP;
- ietogrammi con sequenza di spessori parziali di pioggia su intervalli costanti disposti in analogia alla LSPP capovolta e ribaltata;
- ietogrammi a blocchi alterni (Alternating Block Method), in cui gli spessori di pioggia su intervalli costanti ricavati dalle LSPP sono ordinati con il valore massimo al centro dello ietogramma e i rimanenti valori disposti in maniera alternata a destra e sinistra dello stesso (Chow et al., 1988).

Per il presente studio, è stato utilizzato per la trasformazione afflussi deflussi, in accordo con l'Autorità di Bacino del Fiume Arno, lo ietogramma con intensità costante, caratterizzato da una durata  $d$  ed una intensità costante  $i_d$  ricavata dalla LSPP. In Figura 6, per un bacino generico di 10 km<sup>2</sup> (rappresentativo di quelli analizzati nel presente studio), è riportato il confronto tra gli idrogrammi di progetto al variare della distribuzione temporale della pioggia. Si osserva che la risposta, in termini relativi, è pressoché indipendente dal tempo di ritorno e lo ietogramma uniforme, insieme a quello a blocchi alterni, rappresenta una condizione intermedia di criticità.

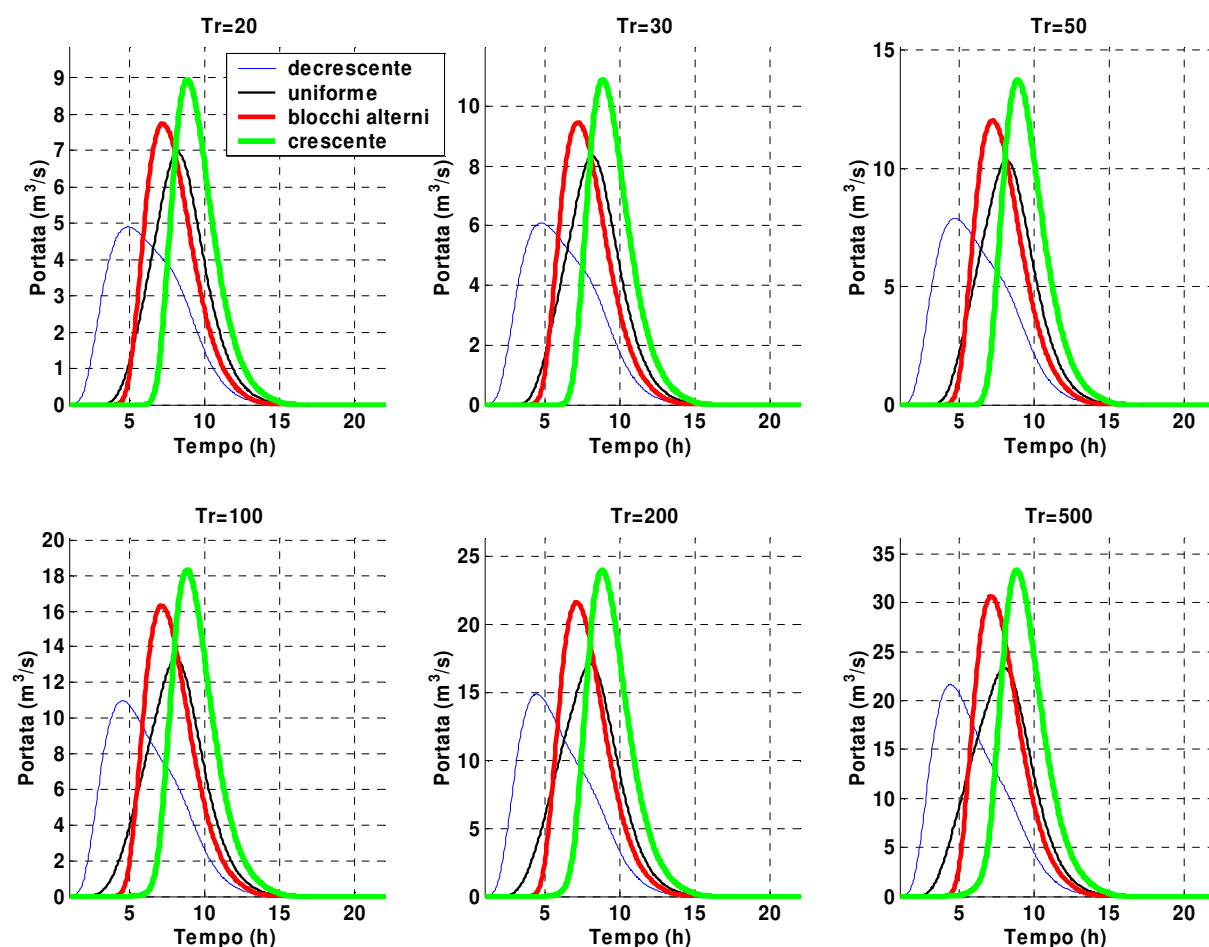


Figura 6: Simulazione della risposta idrologica di un generico bacino di 10 km<sup>2</sup> sollecitato da una pioggia con intensità costante, crescente, decrescente e a blocchi alterni relativa a diversi tempi di ritorno (20, 30, 50, 100, 200 e 500 anni).

Le LSPP hanno validità locale e non possono essere adottate per un intero bacino. E' noto che le piogge di elevata intensità si concentrano in aree piccole e che, a parità di durata e di tempo di ritorno, l'altezza di pioggia decresce con l'area. Su tali basi l'altezza di pioggia media su un bacino si determina moltiplicando l'altezza di pioggia puntuale relativa al centroide del bacino stesso per un opportuno coefficiente di riduzione (o coefficiente di ragguaglio all'area) che dipende principalmente dall'area del bacino, dal tempo di ritorno e dalla durata. L'uso di tale coefficiente di riduzione implica che il regime delle precipitazioni sia alquanto uniforme per l'intero bacino. Tale condizione è sicuramente soddisfatta quando le aree considerate non sono troppo grandi (come nel presente studio) e quando lo sviluppo orografico non è molto accentuato. Varie relazioni empiriche per il calcolo del coefficiente di riduzione sono state proposte in letteratura; tra queste quella riportata da Raudkivi (1979) non dipende dal tempo di ritorno ed è data da:

$$G(A_m, d) = 1 - e^{-1.1d^{1/4}} + e^{-1.1d^{1/4} - 0.01A_m} \quad (3-2)$$

dove  $A_m$  indica l'area del bacino in miglia quadre e  $d$  la durata dell'evento piovoso in ore.

L'altezza media di pioggia relativa all'area considerata,  $R_T^A(d)$ , si ricava da:

$$R_T^A(d) = R_T(d)G(A_m, d) \quad (3-3)$$

con  $R_T(d)$  determinata dalla linea segnalatrice di possibilità pluviometrica attesa nel centro di scroscio localizzato in posizione baricentrica all'area stessa.

### ***Determinazione dello ietogramma di progetto***

La determinazione dello ietogramma di progetto per un prefissato tempo di ritorno richiede l'individuazione della durata dello ietogramma (durata critica) nonché della distribuzione temporale degli spessori di pioggia stimati dalla corrispondente linea segnalatrice di possibilità pluviometrica areale.

La durata della pioggia viene determinata assumendo che la portata al colmo con assegnato tempo di ritorno,  $T_r$ , sia la maggiore tra le portate al colmo determinate da tutti gli eventi di pioggia a intensità costante ricavati dalla linea di possibilità pluviometrica areale. E' possibile determinare la durata critica utilizzando diverse metodologie in funzione della modellistica afflussi-deflussi impiegata. In particolare, nel caso dei metodi empirici tradizionali che si basano sul metodo razionale tale durata è data dal tempo di corrivazione del bacino, mentre nel caso di uso di modelli idrologici in grado di descrivere la trasformazione afflussi-deflussi, essa può essere stimata mediante un insieme di simulazioni. Nel presente studio è stato seguito il secondo approccio, utilizzando il primo, mediante la nota formula di Giandotti, per una prima stima attorno alla quale determinare il corretto valore di durata critica.

In particolare, sulla base del concetto di evento critico, la determinazione della durata critica mediante simulazione idrologica consiste nell'effettuare un insieme di simulazioni con un modello afflussi-deflussi avente come dati di ingresso una serie di ietogrammi di pioggia di durata crescente, ottenuti distribuendo in modo uniforme nel tempo lo spessore di pioggia ricavato dalla LSPP areale relativa ad un determinato tempo di ritorno. All'aumentare della durata dell'evento, si ottengono idrogrammi di piena il cui picco

assume valori crescenti fino ad un valore massimo, per poi decrescere. La durata dell'evento che corrisponde all'idrogramma con il massimo valore della portata di picco viene assunta come durata critica.

A titolo di esempio, vengono di seguito riportati i risultati delle simulazioni effettuate per un generico bacino idrografico, per ietogrammi di pioggia uniforme e per un solo tempo di ritorno, essendo la durata critica praticamente indipendente da TR. Come si può vedere dalla Figura 7, la durata che massimizza la portata al colmo, pari a 4 ore, è assunta come durata critica del bacino.

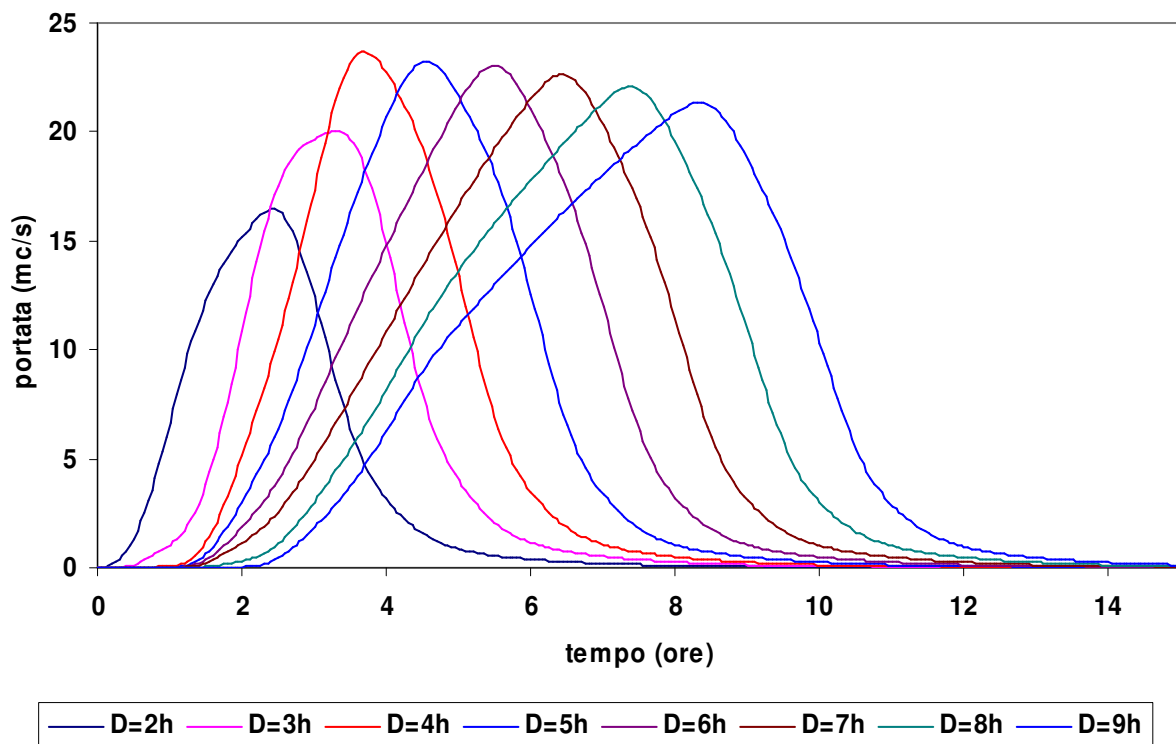


Figura 7: Simulazioni con ietogramma costante e diverse durate per la scelta della durata critica di un generico bacino idrografico

Nota la pioggia areale, per la determinazione del deflusso diretto è necessario valutare la pioggia effettiva e, quindi, la quantità di pioggia che viene assorbita dal suolo e quella intercettata dalla vegetazione, mentre la quantità di pioggia persa per evapotraspirazione è trascurabile per eventi meteorici particolarmente intensi (Maione, 1977). Per effettuare tale stima, è stato applicato il metodo del Curve Number proposto dal Soil Conservation Service (1972).

## ***Le perdite idrologiche***

La stima delle perdite idrologiche avviene secondo metodi diversi a seconda che si considerino simulazioni relative a singoli eventi (generalmente eventi di piena, come nel caso specifico) o simulazioni continue su lunghi periodi temporali.

Il passaggio dalla precipitazione lorda alla precipitazione netta dipende da:

- caratteristiche del bacino: uso e tipo dei suoli, stato di umidità del suolo all'inizio dell'evento;
- caratteristiche degli afflussi: altezza totale di precipitazione, dinamica temporale e distribuzione spaziale dell'evento.

Le perdite idrologiche vengono generalmente suddivise in:

- intercezione;
- evaporazione;
- traspirazione delle piante;
- immagazzinamento nelle depressioni superficiali;
- infiltrazione.

Nei modelli di piena, l'infiltrazione sulle aree permeabili o semipermeabili costituisce senz'altro la componente principale. Meno significativa, ma spesso non trascurabile (specialmente in comprensori agricoli pianeggianti), è la perdita che avviene sul bacino per immagazzinamento nelle depressioni superficiali dalle quali l'acqua viene allontanata solo per evaporazione o infiltrazione. Le perdite per intercezione e per evapotraspirazione sono invece importanti esclusivamente nell'analisi della risposta del bacino su lunghi periodi temporali.

## **Il metodo SCS - CN**

La capacità di ritenzione dei suoli viene sintetizzata efficientemente nel modello di infiltrazione del terreno messo a punto dal Soil Conservation Service (1972) degli Stati Uniti. Questo metodo viene largamente adottato perché consente, attraverso informazioni quantitative sulla natura del bacino di facile acquisizione, di valutare le grandezze di interesse anche per bacini non strumentati. Secondo il metodo SCS-CN, il volume di deflusso superficiale (altezza di pioggia effettiva),  $E^A$ , per un evento isolato di piena è dato da:

$$E^A = \frac{(R^A - I_a)^2}{R^A - I_a + S} \quad (3-4)$$

essendo  $R^A$  lo spessore di pioggia precipitato sul bacino,  $S$  lo spessore di massima ritenzione potenziale del terreno e  $I_a = cS$  lo spessore di assorbimento iniziale, con  $0 \leq c < 1$ . L'assorbimento iniziale  $I_a$  rappresenta il volume specifico di pioggia sottratto a priori per l'intercettazione della vegetazione e l'accumulo nelle depressioni superficiali e, come si può intuire, risulta difficilmente valutabile. Sulla base di dati sperimentali relativi a numerosi bacini statunitensi, il Soil Conservation Service ha suggerito per la stima di  $I_a$  un valore di  $c = 0.2$ .

Per un fissato stato iniziale di imbibimento, la massima ritenzione potenziale del bacino è funzione del tipo di terreno e dell'uso del suolo, il cui effetto combinato è descritto globalmente dal parametro adimensionale  $CN$ ,  $0 < CN < 100$ , legato ad  $S$  dalla relazione:

$$S = 25.4 \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (3-5)$$

dove  $S$  è espresso in mm. Per determinare il valore del  $CN$  è necessario conoscere il tipo e l'uso del suolo, nonché il grado iniziale di imbibimento del terreno che può essere di tre tipi: AMC Tipo I, in caso di bacino asciutto, AMC Tipo II, per condizioni intermedie, e AMC Tipo III, in caso di bacino fortemente imbibito. Lo stato di imbibimento viene individuato, in modo quali-quantitativo, in funzione dell'indice di pioggia  $API_5$  (Antecedent Precipitation Index), ovvero la pioggia totale caduta nei cinque giorni che precedono l'evento di piena.

Ravazzani (2004), alla luce delle analisi condotte nel bacino del Fiume Arno con sezione di chiusura a Subbiano, propone per la scelta della corretta classe AMC, considerando la sola stagione non vegetativa, degli spessori di pioggia di riferimento leggermente modificati rispetto a quelli originali proposti dal SCS (riportati tra parentesi in Tabella 4).

E' stato però ben evidenziato che tale criterio non presenta particolare affidabilità per la realtà italiana (Melone et. al., 2001; Brocca et al., 2008a; 2008b; 2008c). Lo stesso Soil Conservation Service americano, oggi Natural Resources Conservation Service (NRCS), ha riconosciuto che il parametro  $API_5$  rappresenti solo una delle componenti idrologiche rappresentative delle condizioni iniziali di un bacino, le precipitazioni, trascurando altri aspetti non secondari legati alle caratteristiche peculiari del bacino idrografico come l'umidità del suolo, la tipologia ed il livello di crescita della vegetazione, le pratiche agricole, ecc.. e, riferendosi ad un nuovo parametro, denominato ARC (Antecedent Runoff

Condition), ha eletto le condizioni iniziali intermedie, AMC Tipo II, come quelle più adatte per effettuare valutazioni sia dello stato attuale sia progettuali di un generico bacino idrografico (Woodward & Plummer, 2000).

In funzione delle caratteristiche idrologiche, i suoli possono essere suddivisi in quattro classi di permeabilità (A, B, C e D); in Tabella 5 sono descritte tali categorie dalla A alla D con potenzialità di deflusso crescente (Chow et al., 1988), mentre in Tabella 6 sono riportati i valori di CN per condizioni iniziali intermedie, AMC Tipo II, in funzione del tipo di suolo e dell'uso del suolo stesso.

Per condizioni iniziali differenti, il CN viene determinato a partire dai valori di CN(II) relativi alla condizione AMCIII mediante le seguenti relazioni analitiche:

$$CN(I) = \frac{CN(II)}{[2.334 - 0.01334 * CN(II)]} \quad CN(III) = \frac{CN(II)}{[0.4036 + 0.005964 * CN(II)]} \quad (3-6)$$

Tabella 4: Valori API5 (Antecedent Precipitation Index) per la scelta della classe AMC (Ravazzani, 2004)

Classe AMC	Precipitazione nei 5 gg preced. (mm)	
	Stagione di riposo	Stagione di crescita
I	<5.7 (13)	(<36)
II	5.7-20.9 (13-28)	(36-54)
III	>20.9 (28)	(>54)

Tabella 5 : Descrizione delle categorie dei tipi di suolo in base al metodo del SCS (1986).

Gruppo	Descrizione
<b>A</b>	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde
<b>B</b>	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
<b>C</b>	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloid, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità d'infiltrazione a saturazione.
<b>D</b>	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Tabella 6: Valori di CN per condizioni intermedie in funzione del tipo di suolo e del tipo di copertura.

Tipo di Copertura	Tipo di Suolo			
	A	B	C	D
<i>Terreno coltivato</i>				
Senza trattamenti di conservazione	72	81	88	91
Con interventi di conservazione	62	71	78	81
<i>Terreno da pascolo</i>				
Cattive condizioni	68	79	86	89
Buone condizioni	39	61	74	80
<i>Praterie</i>				
Buone condizioni	30	58	71	78
<i>Terreni boscosi o forestati</i>				
Terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
Sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
<i>Spazi aperti, prati rasati, parchi</i>				
Buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa	39	61	74	80
Condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
<i>Aree commerciali (impermeabilità 85%)</i>				
	89	92	94	95
<i>Distretti industriali (impermeabilità 72%)</i>				
	81	88	91	93
<i>Aree residenziali (impermeabilità media %)</i>				
65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
30%	57	72	81	86
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
<i>Parcheggi impermeabilizzati, tetti</i>				
	98	98	98	98
<i>Strade</i>				
Pavimentate, con cordoli e fognature	98	98	98	98
Inghiaiate o selciate e con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89



Il metodo SCS-CN, pertanto, fornisce i due parametri  $I_a$  e  $S$  a partire dalle caratteristiche litologiche e pedologiche del bacino e delle condizioni di umidità iniziali.

Nel caso in cui nel bacino siano presenti differenti tipi di terreno o questo sia utilizzato in differenti modi, si ricorre ad un valore medio di CN. Come suggerito da Mancini e Rosso (1989), si utilizza il valore medio a scala di bacino del parametro  $S$ , mediante un'integrazione spaziale dei valori puntuali, anziché un'integrazione dei valori di  $CN$  a causa della non linearità dell'eq (3-5) che lega i due parametri. Quindi si ha:

$$\bar{S} = \frac{S_1A_1+S_2A_2+\dots+S_iA_i}{A_1+A_2+\dots+A_i} \quad (3-7)$$

dove  $S_i$  rappresenta il valore di  $S$  per l'area omogenea  $A_i$ .

Una volta nota  $\bar{S}$ , l'eq. (3-4) permette di calcolare la pioggia effettiva media areale dell'intero evento ma non fornisce il suo andamento temporale, che può essere ottenuto dalla:

$$e^A(t) = \frac{dE^A}{dt} = \frac{d}{dt} \left[ \frac{(R^A - 0.2S)^2}{R^A + 0.8S} \right] \quad (3-8)$$

L'eq. (3-8) è valida sotto la condizione  $R^A > I_a$ ; fino a quando non è verificata tale condizione si pone  $e^A(t) = 0$ .

Nella pratica per risolvere la (3-4) a partire da uno ietogramma di pioggia discreto  $r_1, r_2, \dots$  si valuta ad ogni passo temporale  $t_m$  ( $t_m = m\Delta t$ ;  $m=1, 2, \dots$ ) il valore del volume incrementale di ruscellamento (o pioggia netta),  $E_m$ , come:

$$E_m = \begin{cases} 0, & R_m < 0.2S \\ \frac{(R_m - cS)^2}{R_m} + (1 - c)S, & R_m \geq 0.2S \end{cases} \quad (3-9)$$

dove il valore della pioggia lorda cumulata,  $R_m$ , è dato da:

$$R_m = \sum_{i=1}^m r_i \quad (3-10)$$

e per semplicità è stato tralasciato l'apice A per indicare quantità riferite all'area del bacino.

In base al valore di  $E_m$  si ricava quindi  $\Delta E_m = E_m - E_{m-1}$ . Il tasso di ruscellamento  $e_m$  durante l'intervallo m-esimo è:

$$e_m = \Delta E_m / \Delta t \quad (3-11)$$

## **La trasformazione afflussi – deflussi**

### **Il metodo dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH)**

Nel vasto panorama dei modelli di formazione dei deflussi, che si propongono di rappresentare matematicamente i processi idrologici che si manifestano in un bacino idrografico descrivendone il comportamento con un operatore che lega la funzione di distribuzione temporale delle piogge effettive (ingresso al sistema) ed il corrispondente idrogramma dei deflussi diretti (risposta del sistema), è stata scelta la metodologia basata sull'idrogramma unitario istantaneo (IUH). Il metodo si basa sulle ipotesi di linearità e stazionarietà del bacino ed effettua la combinazione tra pioggia in ingresso e IUH per il calcolo della portata diretta. In altre parole, la risposta  $Q(t)$  ad una sollecitazione meteorica di intensità  $p(t)$  variabile nel tempo, ma supposta costante su tutti i punti del bacino, è data dall'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t p(\tau)h(t - \tau)d\tau \quad (3-12)$$

dove  $p(t)=A i(t)$  è la portata di afflusso meteorico al generico tempo  $t$  e la funzione  $h(t)$ , che prende il nome di IUH, è definita come l'idrogramma dei deflussi generato da un'ipotetica pioggia efficace di altezza unitaria ed intensità costante, distribuita uniformemente sul bacino, e caduta in un intervallo di tempo unitario (immissione di tipo impulsivo).

La funzione  $h(t)$  può essere stimata mediante numerosi approcci, tra cui il metodo dell'invaso lineare, il metodo di Nash, il metodo geomorfologico oppure facendo ricorso all'idrogramma unitario del SCS.

### **Il modello dell'invaso lineare**

Il metodo dell'invaso lineare si basa sull'ipotesi che la relazione tra volume d'acqua invasato nel bacino e portata defluente possa essere considerata lineare.

Si può verificare facilmente che l'IUH relativo al serbatoio lineare di costante  $k$  è descritto dalla seguente relazione:

$$h(t) = \frac{1}{k} e^{-t/k} \quad (3-13)$$

Nel caso dei bacini idrografici naturali, la stima di  $k$ , effettuata sulla base della capacità di invaso dei diversi elementi della rete di drenaggio, viene generalmente basata sul tempo caratteristico di risposta del bacino. Può risultare utile dal punto di vista applicativo osservare che generalmente  $k = 0.7T_c$ , dove  $T_c$  è il tempo di corrivazione, definito come il tempo che occorre alla goccia di pioggia caduta nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura (funzione principalmente della forma e dimensione del bacino).

### **Il modello di Nash e l'idrogramma unitario istantaneo geomorfologico (GIUH)**

Il modello di Nash schematizza il bacino come un insieme di  $n$  serbatoi lineari in serie tutti caratterizzati dalla medesima costante di tempo  $k$  ed è perciò caratterizzato dai due parametri,  $n$  (parametro di forma) e  $k$  (parametro di scala).

L'IUH di Nash è descritto dalla seguente relazione:

$$h(t) = \frac{1}{k\Gamma(n)} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} e^{-t/k} \quad (n \geq 1, k > 0) \quad (3-14)$$

dove  $\Gamma(n) = \int_0^{\infty} x^{(n-1)} e^{-x} dx$  è la funzione gamma di Eulero.

Le costanti  $n$  e  $k$  relative all'idrogramma di Nash possono essere determinate in base all'analisi geomorfologica dei bacini idrografici. Si può inoltre dimostrare che il prodotto  $nk$  rappresenta il tempo di ritardo del bacino  $T_r$ .

Il metodo di classificazione del reticolo idrografico di Horton-Strahler fornisce la base per la definizione delle leggi del numero, della lunghezza e della pendenza dei canali ordinati (aste). E' possibile stimare l'IUH di un dato bacino a partire dalla conoscenza della struttura morfologica del suo reticolo idrografico e dalla determinazione dei parametri che esprimono l'organizzazione del reticolo. Si dimostra che l'IUH assume una forma particolare alla quale viene attribuito il nome di Idrogramma Unitario Istantaneo Geomorfologico (GIUH). Sebbene la struttura matematica del GIUH sia piuttosto complessa, ai fini operativi esso può essere considerato equivalente all'IUH di Nash in cui i parametri  $n$  e  $k$  sono dati dall'espressione:

$$n = 3.29 \left(\frac{R_B}{R_A}\right)^{0.78} R_L^{0.07} \quad k = 0.70 \left(\frac{R_A}{R_B R_L}\right)^{0.46} \frac{L_\Omega}{v} \quad (3-15)$$

dove  $L_{\Omega}$  rappresenta la lunghezza dell'asta di ordine massimo,  $R_B$ ,  $R_L$  e  $R_A$  sono i noti rapporti hortoniani di biforcazione, lunghezza, area e  $v$  indica un parametro cinematico rappresentativo della velocità media di propagazione dei deflussi nella rete idrografica. In generale  $v$  può essere assunto pari alla velocità media spazio temporale della corrente nell'asta principale della rete; in alternativa, nella pratica ingegneristica la seconda relazione può essere sostituita con  $T_l = nk$ .

### L'idrogramma unitario del Soil Conservation Service (IUH-SCS)

L'idrogramma SCS è un idrogramma adimensionale definito dal SCS in base all'analisi di idrogrammi di piena in uscita dalla sezione di chiusura di numerosi bacini idrografici strumentati, di dimensioni grandi e piccole. Esso ha un vasto campo di applicazioni pratiche nel campo delle trasformazioni afflussi deflussi per la sua semplicità d'uso e per la sua generalità. Questo IUH presenta il 37.5% del suo volume prima dell'istante di picco; inoltre, i valori della portata di picco e dell'istante  $T_p$  sono stati ricavati adottando un modello semplificato di idrogramma triangolare di base  $2.67 T_p$  (Figura 8).

Per la definizione dell'idrogramma unitario adimensionale del SCS per è necessario specificare il tempo di ritardo  $T_l$  del bacino idrografico, che può essere valutato separatamente mediante relazioni empiriche valide per l'area in esame oppure, in assenza di esse, a partire dal tempo di corrivazione secondo la relazione:

$$T_l = \frac{3}{5} T_c \quad (3-16)$$

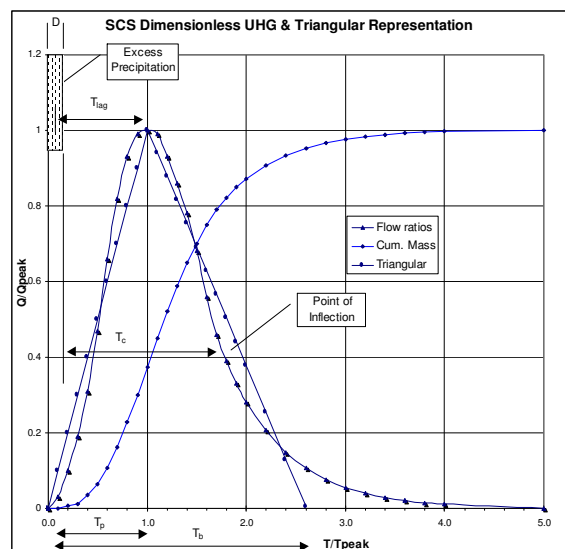


Figura 8: IUH del SCS

## Il Metodo Cinematico (Kinematic Wave)

Il metodo cinematico utilizza l'equazione di continuità e l'approssimazione cinematica delle equazioni complete di De Saint Venant per trasformare la precipitazione efficace in deflusso superficiale. Il bacino viene rappresentato tramite un modello concettuale in cui possono essere definiti due piani rettangolari, percorsi dal deflusso superficiale (*overland flow planes*) e canali che raccolgono il deflusso proveniente dai piani rettangolari (Figura 9).

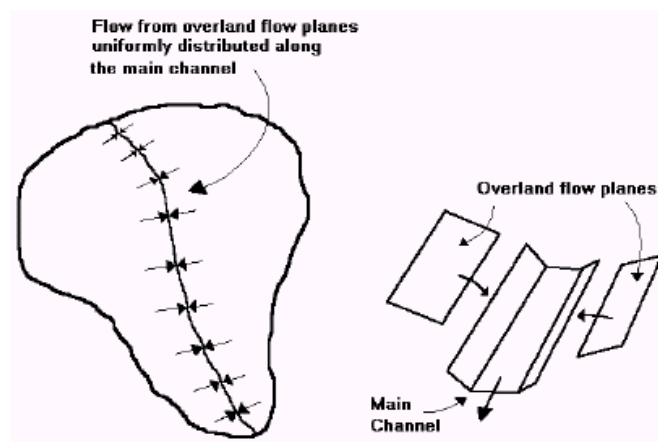


Figura 9: schematizzazione cinematica di un interbacino in canali e aree di drenaggio

L'equazione che modella il fenomeno di trasferimento della massa liquida sia sui versanti che nell'alveo del corso d'acqua è l'equazione dell'onda cinematica:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \alpha m A^{(m-1)} \frac{\partial A}{\partial x} = q \quad (3-17)$$

dove  $A$  è l'area liquida della sezione di deflusso,  $q$  la portata continua in ingresso lungo l'ascissa  $x$  del corso d'acqua,  $a$  ed  $m$  due parametri univocamente determinati dalla geometria e dalla scabrezza della sezione di deflusso, essendo per ipotesi, nel metodo cinematico,  $Q = aA^m$ .

Il coefficiente di scabrezza di Manning relativo al moto sui versanti è maggiore rispetto quello utilizzato negli alvei naturali e può essere ricavato da specifiche tabelle disponibili in letteratura.

## ***La propagazione delle onde di piena***

Una onda di piena che percorre un corso d'acqua viene laminata per effetto degli attriti e dei fenomeni di invaso nell'alveo e nelle zone golenali.

Il tempo di percorrenza e le caratteristiche di laminazione della portata al colmo variano a seconda del tipo di corso d'acqua considerato. In particolare, il processo di propagazione dipende dalla pendenza, dalla lunghezza del tratto, dalla scabrezza e dall'altezza d'acqua. In generale lo studio della propagazione dei deflussi può essere effettuato mediante:

- **modelli idraulici**, basati sulle equazioni di De Saint Venant , in forma completa o semplificata.
- **modelli idrologici**, basati sull'equazione di continuità e su relazioni tra portata e volumi liquidi invasati in un dato tratto di un corso d'acqua.

### **Il Metodo di Muskingum**

Nel presente metodo l'invaso in un tratto di corso d'acqua viene considerato come somma di un termine di immagazzinamento prismatico e di un termine di immagazzinamento a cuneo. Durante la fase di crescita della portata defluente l'invaso a cuneo è positivo e viene aggiunto all'invaso prismatico, mentre durante la fase calante dell'onda di piena l'invaso a cuneo è negativo e viene sottratto dall'invaso prismatico.

Nel metodo di Muskingum si pone:

$$V = K[XQ_i + (1 - X)Q_u] \quad (3-18)$$

dove  $Q_i$  rappresenta la portata in ingresso,  $Q_u$  la portata in uscita,  $K$  il tempo che impiega l'acqua a propagarsi nel tratto di corso d'acqua in esame (cioè tra la sezione di monte e quella di valle) ed  $X$  è un fattore peso, variabile tra 0 e 0.5. Generalmente i valori di  $X$  sono prossimi a 0 per canali con ampie aree golenali, prossimi a 0.5, invece, per canali a forte pendenza. Valori tipici di  $X$  sono compresi tra 0.2 e 0.3.

### **Il Metodo di Muskingum-Cunge**

Il metodo di Muskingum-Cunge è basato sull'equazione di continuità e sull'approssimazione parabolica delle equazioni complete di De Saint Venant. Cunge (1969) dimostrò che quando  $K$  e  $\Delta t$  sono assunti come costanti, rappresentano

un'approssimazione dell'equazione dell'onda cinematica, ed in particolare dell'equazione di diffusione del momento. Definita  $c$  la celerità di traslazione dell'onda corrispondente a  $Q$  e  $B$  ( $c = \frac{dQ}{dA} = \frac{dx}{dt}$ ) dove  $B$  è la larghezza dell'alveo in superficie ed  $A$  l'area liquida, i coefficienti del metodo di Muskingun vengono calcolati in base alle caratteristiche del corso d'acqua mediante le relazioni:

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad X = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{Q}{BS_0 c \Delta x} \right) \quad (3-19)$$

in cui  $\Delta x$  è l'intervallo di discretizzazione spaziale,  $\Delta t$  il passo temporale di calcolo e  $S_0$  la pendenza di fondo.

### La scelta del metodo di propagazione dei deflussi

Come guida all'applicazione dei diversi modelli di propagazione dei deflussi l'U.S. Army Corps of Engineers propone la seguente Tabella 7, in cui  $S_0$  è la pendenza di fondo alveo,  $g$  l'accelerazione di gravità,  $T$  la durata dell'idrogramma,  $U_0$  e  $d_0$  una velocità ed un'altezza liquida medie di riferimento, rappresentative dell'idrogramma considerato.

Tabella 7: Guida all'applicazione dei diversi modelli di propagazione dell'onda di piena (U.S.A.C.E.)

<b>IPOTESI:</b>	<b>METODI CONSIGLIATI:</b>
<i>Non sono disponibili idrogrammi osservati</i>	Metodo cinematico; Muskingum-Cunge
<i>Sono prevedibili significativi effetti di rigurgito da valle</i>	Modified Puls
<i>Si ha deflusso in una sezione composta (con aree golenali)</i>	Qualsiasi metodo che permetta di considerare separatamente le condizioni di deflusso nell'alveo centrale e nelle aree golenali
$S_0 > 0.002$ e $\frac{TS_0 U_0}{d_0} \geq 171$	Qualsiasi metodo
$0.0004 < S_0 < 0.002$ e $\frac{TS_0 U_0}{d_0} \geq 171$	Muskingum; Muskingum-Cunge; Modified Puls
$S_0 < 0.0004$ e $TS_0 \left( \frac{g}{d_0} \right)^{1/2} \geq 30$	Muskingum-Cunge
$S_0 < 0.0004$ e $TS_0 \left( \frac{g}{d_0} \right)^{1/2} < 30$	E' necessario utilizzare un modello idraulico



## ***Stima della portata di progetto, analisi preliminari e scelta del modello idrologico***

La scelta del tipo di schematizzazione per rappresentare la risposta di un bacino idrografico sollecitato da un evento meteorico è condizionata sia dall'obiettivo dell'analisi che si vuole effettuare sia dalla disponibilità dei dati. Le metodologie comunemente utilizzate per rappresentare la trasformazione afflussi-deflussi possono essere distinte in relazioni matematiche e modelli matematici. Le relazioni matematiche, nelle quali il tempo non compare come variabile, sono comunemente usate quando non è necessario descrivere l'andamento temporale delle grandezze. I modelli matematici, viceversa, si usano quando le quantità in gioco sono funzioni del tempo e non è possibile trascurare l'influenza esercitata sui valori di una grandezza da quelli che la stessa ha assunto in precedenza.

### **Relazioni matematiche**

Le relazioni matematiche forniscono solo alcune caratteristiche dell'idrogramma di progetto quali l'istante della portata al colmo, la portata al colmo o la durata. I vari metodi utilizzati nella pratica idrologica per la schematizzazione della trasformazione afflussi-deflussi si basano su alcune ipotesi semplificative che sono quelle su cui si fonda il metodo razionale e, in particolare, sono:

- per un fissato tempo di ritorno il massimo della portata al colmo di piena è prodotto dall'evento di pioggia, uniforme nello spazio e nel tempo, ricavato dalla corrispondente curva di possibilità pluviometrica ed avente una durata uguale al tempo di corrivazione del bacino;
- il picco dell'idrogramma di piena si osserva all'istante in cui cessa la pioggia;
- il picco di piena ha il medesimo tempo di ritorno della precipitazione che lo ha generato;
- la formazione della piena nel bacino ed il suo trasferimento lungo il reticolo idrografico avviene senza la formazione di significativi invasi.

Tra le varie relazioni matematiche, si ricorda quella di Ghirardelli che assume l'idrogramma di piena di forma triangolare, con tempo di risalita e di discesa pari al tempo di corrivazione. Il valore della portata al colmo è quindi dato da:

$$Q_c = \frac{1}{3.6} \frac{EA}{T_c} \quad (3-20)$$

dove  $E$  è la pioggia areale netta, denominata anche eccesso di pioggia, espressa in mm;  $T_c$  è il tempo di corrivazione, espresso in ore; e  $A$  è la superficie del bacino espressa in  $\text{km}^2$ .

Nel caso di bacini idrografici strumentati, se si dispone delle osservazione relative ad alcuni idrogrammi di piena salienti, il calcolo del tempo di corrivazione,  $T_c$ , può essere effettuato mediante lo ietogramma di pioggia effettiva e l'idrogramma di deflusso diretto. In particolare, i metodi di stima più ricorrenti per  $T_c$  sono (Singh, 1988):

- il tempo che intercorre tra il centroide della pioggia effettiva e il punto di inflessione del ramo decrescente dell'idrogramma di portata diretta;
- il tempo tra la fine della pioggia effettiva e il punto di inflessione del ramo decrescente dell'idrogramma di portata diretta.

Per bacini idrografici non strumentati, invece, la stima del tempo di corrivazione dipende da relazioni empiriche che esprimono il legame tra  $T_c$  ed alcune grandezze caratteristiche del bacino di facile determinazione. Tra le relazioni empiriche maggiormente utilizzate, ricordiamo la formula di Giandotti (1934), ricavata attraverso dati relativi a diversi bacini italiani (Dora Baltea, Trebbia, Taro, Panaro, Reno Tevere, Arno, Po), che stima  $T_c$  in ore come:

$$T_c = \frac{4A^{0.5} + 1.5L}{0.8H^{0.5}} \quad (3-21)$$

con  $A$  area del bacino in  $\text{km}^2$ ,  $L$  lunghezza dell'asta fluviale principale in km e  $H$  altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura espressa in metri. L'altezza media del bacino può essere stimata mediante un modello digitale del terreno.

## Modelli matematici

La modellistica idrologica si prefigge di creare modelli matematici di tipo afflussi-deflussi, capaci di riprodurre l'andamento della portata in una o più sezioni del reticolo idrografico di un bacino, in funzione della distribuzione sia spaziale che temporale delle piogge. In letteratura sono descritti differenti tipi di modelli idrologici, che possono essere classificati in funzione della complessità della trattazione del problema (Maione, 1977). Tra questi, i più appropriati per gli scopi del presente studio sono i cosiddetti modelli di piena di tipo concettuale che utilizzano rappresentazioni semplificate dei processi fisici in gioco, che vengono comunque esplicitamente presi in considerazione. Inoltre, tali modelli incorporano parametri che sono fisicamente basati riducendo così l'arbitrarietà in fase di calibrazione del modello stesso. In particolare, essi rappresentano con semplicità le perdite, mentre cercano di descrivere in modo più dettagliato la trasformazione della pioggia netta in portata diretta. Quest'ultima viene assunta pari alla portata totale, poiché in eventi salienti di piena il deflusso di base è tipicamente trascurabile.

Possono essere sviluppati modelli aventi diversi gradi di complessità, da particolarmente semplici a molto dettagliati; tuttavia, per scopi di tipo ingegneristico, è consigliabile l'uso di modelli che rispondano ad alcune particolari esigenze, quali:

- la dipendenza da un numero limitato di parametri, che ne consenta il controllo in fase di calibrazione;
- la semplicità di schematizzazione dei processi fisici, che permetta un'agevole implementazione;
- la sensibilità sufficientemente limitata alla variabilità dei parametri stessi.

I **modelli semi-distribuiti** consentono di soddisfare l'esigenza di impiegare un numero limitato di parametri che ne permetta il controllo in fase di calibrazione e nello stesso tempo utilizzano l'informazione geomorfologica distribuita, la variabilità spaziale delle piogge e delle caratteristiche del suolo, che costituiscono gli aspetti fondamentali nell'analisi della risposta idrologica a scala di bacino. I modelli semi-distribuiti si possono, quindi, considerare come una valida alternativa sia ai modelli a parametri concentrati che incorporano un numero ridotto di parametri a scapito della descrizione dei processi fisici, sia ai modelli distribuiti che, pur effettuando una schematizzazione dettagliata dei fenomeni, restano vincolati a troppi parametri. La scelta è stata quindi dettata dalla necessità di utilizzare un numero limitato di parametri, da stimare attraverso pochi eventi di piena deducibili da bacini "simili" appartenenti alla stessa area geografica, e che sia in grado di fornire gli idrogrammi di piena in qualsiasi sezione del tratto fluviale investigato.

Nel presente studio è stato utilizzato un modello idrologico di tipo concettuale e semidistribuito, implementato mediante il software americano HEC-HMS.

La Figura 10 illustra in maniera schematica e concettuale gli elementi del modello e le loro connessioni per il j-esimo segmento fluviale.

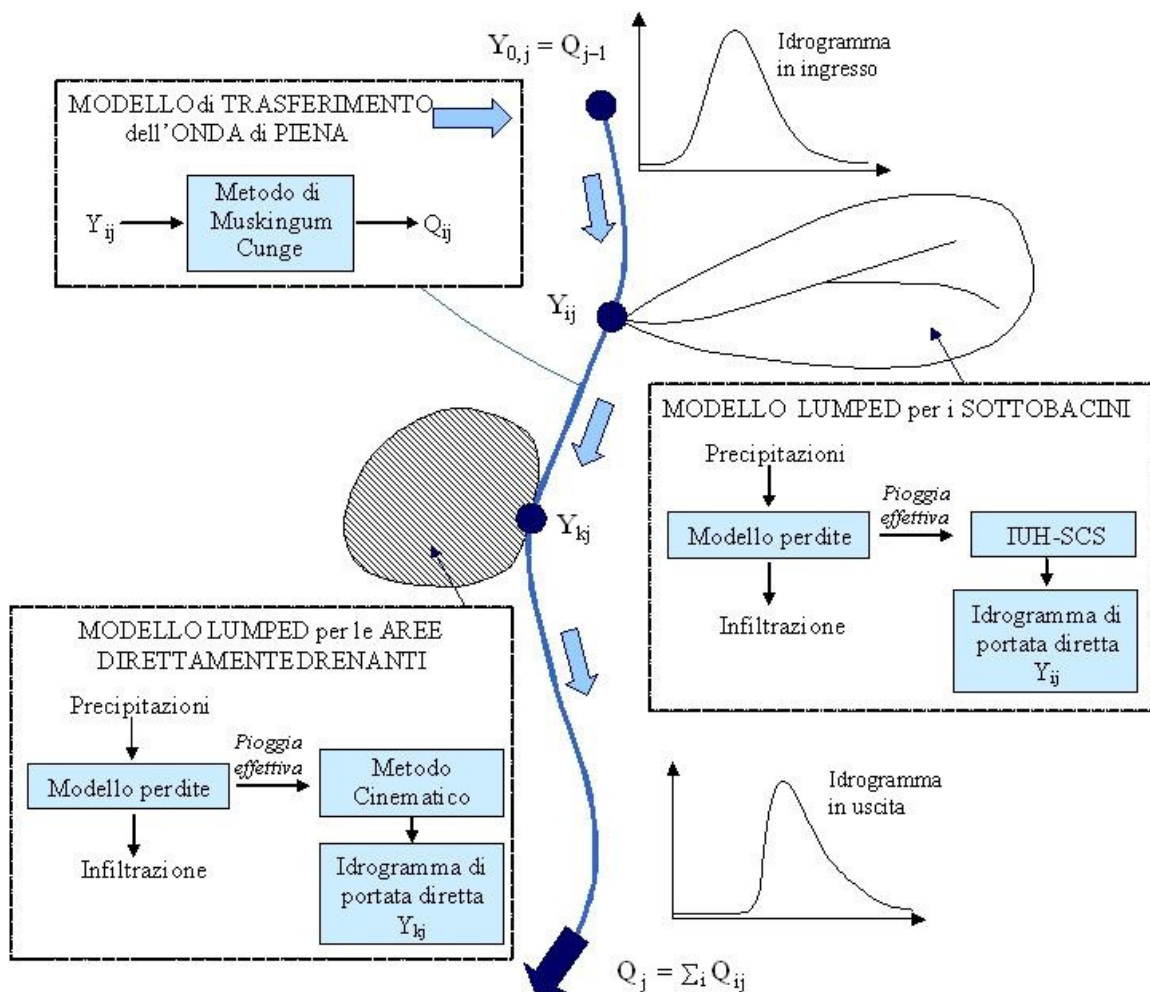


Figura 10: Diagramma schematico degli elementi del modello idrologico e delle loro connessioni.

Le caratteristiche morfometriche dei bacini per le analisi idrologiche sono state estratte dal DEM costruito a partire dalla cartografia numerica CTR in scala 1:10000.

I dati GIS di permeabilità dei terreni ed uso del suolo provenienti da Piano Strutturale ed avente dettaglio a scala 1:10000 sono stati intersecati per ottenere la carta del CN nell'intera area di drenaggio, costituita dal territorio comunale di Sinalunga e da parte dei territori comunali limitrofi.

Il modello idrologico scelto è in sintesi un **modello di simulazione dell'evento critico** avente le seguenti caratteristiche:

- dati di pioggia da LSPP pluviometro Bettolle;
- durata critica assunta in prima istanza pari al tempo di corrivazione calcolato con la formula di Giandotti e infine determinata con procedimento iterativo in modo da massimizzare il valore della portata al colmo;
- riduzione del tasso di pioggia in base alla superficie del bacino sotteso e della durata dello scroscio secondo la formulazione di Raudkivi (1970);
- ietogramma costante;
- stima dell'infiltrazione mediante metodo SCS-CN assumendo il valore CN (III) relativo allo stato iniziale di bacino fortemente imbibito;
- IUH del SCS con tempo di ritardo valutato mediante la relazione empirica  $Tl = \alpha A^\beta$ , dove A = superficie del bacino in Km<sup>2</sup>:
  - $\beta = 0.32$  e  $\alpha = 0.5$  (Regione Toscana, 1997, inserita nella Parte IV, Metodologia Operativa, del P.A.I. dell'Autorità di Bacino del Fiume Arno).
  - $\beta = 0.33$  e  $\alpha = 0.8 \cdot 1.19$  (Melone, Corradini, Singh, 2002, Università di Perugia e CNR-IRPI).

Per la stima del Lag (tempo di ritardo) sono stati tenuti in considerazione i seguenti aspetti:

- caratteristiche fisiografiche dei bacini – curva ipsografica;
- rapporto Lag / tempo di corrivazione;
- estensione area di drenaggio.

La relazione “Lag-Area” della Regione Toscana determina, a parità di volume dell'IUH, una risposta caratterizzata da tempi più brevi e picchi di piena più elevati.

Il criterio generale è stato quello di utilizzare pertanto la “Lag-Area” CNR-IRPI per quei bacini più estesi e/o che presentassero un'area di drenaggio più pianeggiante (caratterizzati pertanto da una maggiore capacità di laminazione e, conseguentemente, tempi di risposta più lenti).

Per i bacini più piccoli, a fronte di tali considerazioni si è preferito agire in favore di sicurezza, adottando l'approccio della Regione Toscana in modo da massimizzare i valori di picco, anche nel caso il rapporto Lag/tempo di corrivazione si discostasse sensibilmente dal valore 0.6 di letteratura.

N.B. Per il Galegno il Lag CNR-IRPI porta ad un rapporto Lag/Tc maggiore di 0.8, con portate risultanti molto inferiori rispetto a quelle fornite da ALTO: si scelto pertanto di utilizzare il Lag Regione Toscana in favore di sicurezza.

Il ricorso al parametro CN (III) sembrerebbe suggerito dallo studio condotto da Ravazzani (2004). Tuttavia, la scelta dello stato iniziale di imbibimento del terreno comporta notevoli incertezze e rappresenta un punto chiave nella modellazione a causa della forte dipendenza della risposta idrologica da tale scelta. Ad esempio, in aree mediterranee è stato osservato che passando da condizioni di saturazione intermedie del suolo a condizioni umide si produce un significativo incremento (pari anche a più del 100%) sia della portata al colmo che del volume di deflusso.

Si sottolinea inoltre che, nell'ambito di studi di pericolosità idraulica, gli ietogrammi di progetto considerati sono di per sé relativi ad eventi meteorologici particolarmente intensi e, quindi, dalle caratteristiche molto gravose. Infatti, vengono considerate sia le piogge intense molto brevi (1-2 ore), tipiche degli eventi convettivi del periodo estivo, sia le piogge con spessori cumulati significativi, ma più prolungate, che caratterizzano gli eventi frontali delle stagioni autunnali ed invernali. Gli eventi convettivi estivi, che si verificano in condizioni "secche" del terreno, hanno caratteristiche più simili agli eventi pluviometrici di progetto.

**Nel presente lavoro si è scelto di utilizzare il parametro CN (III), relativo a condizioni iniziali umide, sia in via cautelativa sia per non ottenere valori di portata che, pur scientificamente basati, si discostassero troppo dai valori forniti da ALTO o dai valori di portata riportati in alcuni studi condotti in passato nel territorio comunale.**

## **Confronto con ALTO**

Si ritiene importante confrontare i risultati forniti dal modello idrologico descritto, utilizzato per il calcolo degli idrogrammi di piena di progetto per i vari tempi di ritorno, con quelli forniti dal modello ALTO (“AL-luvioni in TO-scana”), sviluppato per la Regione Toscana nel 1997 dal PIN, Centro Studi Ingegneria dell’Università di Firenze.

Tale confronto è stato condotto per i tratti di corsi d’acqua in cui ALTO fornisce i valori di portata: i torrenti Foenna e Varniano. La Figura 11 la Figura 12 mostrano il confronto tra gli idrogrammi sintetici ricavati con il modello idrologico descritto e con ALTO2000, oltre ai tempi e alle portate al colmo, per TR = 30 e 200 anni.

Per quanto riguarda il Torrente Foenna con sezione di chiusura che sottende un’area di drenaggio pari a 102 km<sup>2</sup>, si osserva che il modello utilizzato nel presente studio fornisce portate di progetto leggermente inferiori rispetto ad ALTO, con **scarti percentuali in termini di portata di picco compresi tra l’8 ed il 22%**; per quanto riguarda i tempi di picco, quelli ottenuti mediante il presente modello idrologico sono generalmente superiori, con scostamenti percentuali **compresi tra il 25 ed il 27%**. Entrambi i parametri presentano differenze di modesta entità.

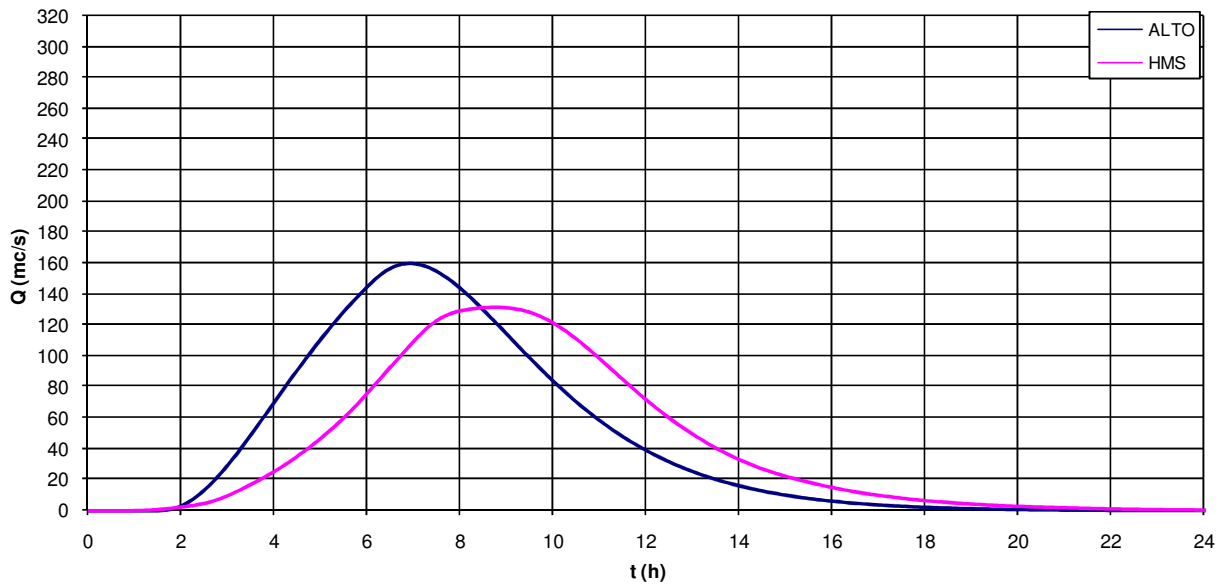
Differenze maggiori si riscontrano invece per il Torrente Varniano, per motivi che risiedono essenzialmente nella ridotta area di drenaggio del bacino idrografico sotteso. A questo aspetto, che sarà trattato diffusamente di seguito, si aggiunge l’osservazione che i risultati forniti dal modello idrologico riguardano un’area di drenaggio pari a 4.9 km<sup>2</sup>, inferiore a quella riportata da ALTO (5.28 km<sup>2</sup>). In particolare, se alle portate di picco fornite da ALTO si applicano riduzioni percentuali pari alla differenza dell’area di drenaggio, pari al 7.8%, si ricava che il modello utilizzato nel presente studio fornisce portate di progetto inferiori, con **scarti percentuali in termini di portata di picco compresi tra il 25 ed il 34%**, non particolarmente elevate in ambito idrologico.

Più in dettaglio, le ragioni degli scostamenti tra i risultati forniti dai modelli idrologici sono da imputare alla scelta dei parametri utilizzati nel modello ALTO per la stima dell’infiltrazione, cioè la conducibilità idraulica a saturazione e le perdite iniziali (Preti et al., 1996). La messa a punto di ALTO è stata condotta a livello regionale tarando il modello su 66 eventi relativi a 16 bacini idrografici, aventi caratteristiche fisiografiche diverse tra loro.

**T. Foenna - Valori dei tempi e delle portate di Picco**

	Tr 20		Tr 30		Tr 100		Tr 200		Tr 500	
	$t_p$	$Q_p$	$t_p$	$Q_p$	$t_p$	$Q_p$	$t_p$	$Q_p$	$t_p$	$Q_p$
	(h)	( $m^3/s$ )	(h)	( $m^3/s$ )	(h)	( $m^3/s$ )	(h)	( $m^3/s$ )	(h)	( $m^3/s$ )
<b>HMS</b>	8.583	113.00	8.667	130.80	8.333	185.30	8.167	232.60	8.000	300.40
<b>ALTO</b>	6.750	144.21	6.917	160.25	6.667	213.51	6.417	249.68	6.417	304.86

**T. Foenna - TR 30**



**T. Foenna - TR 200**

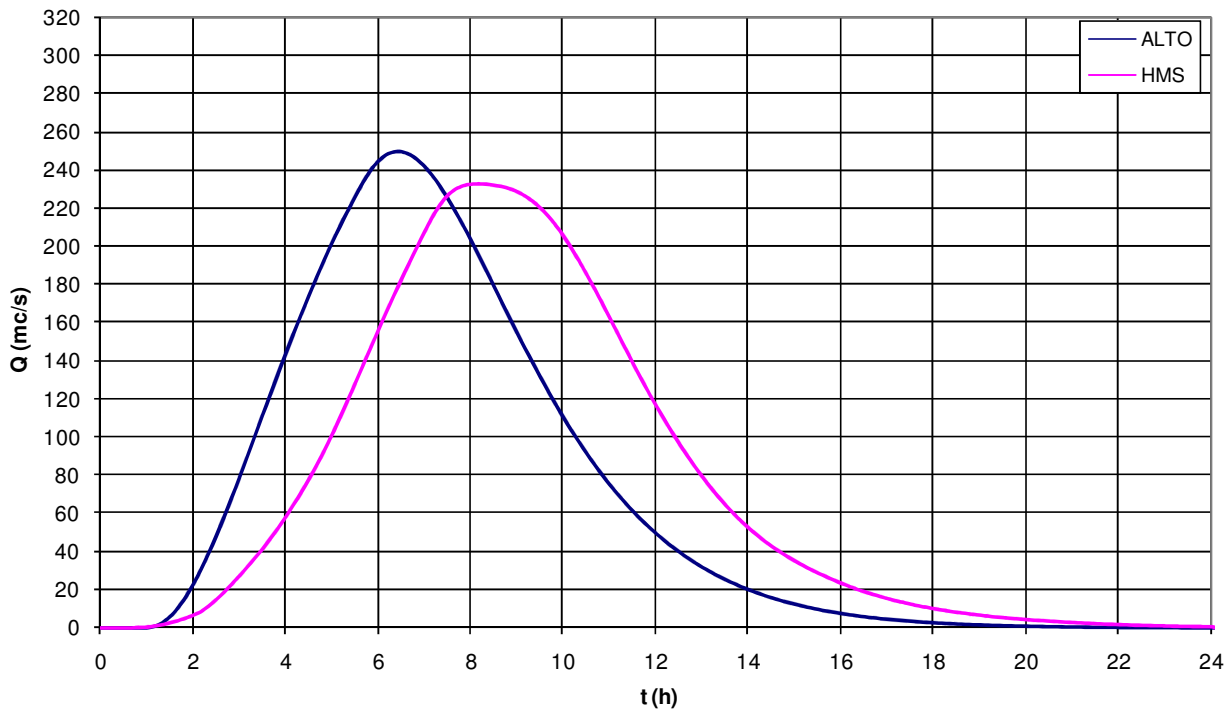


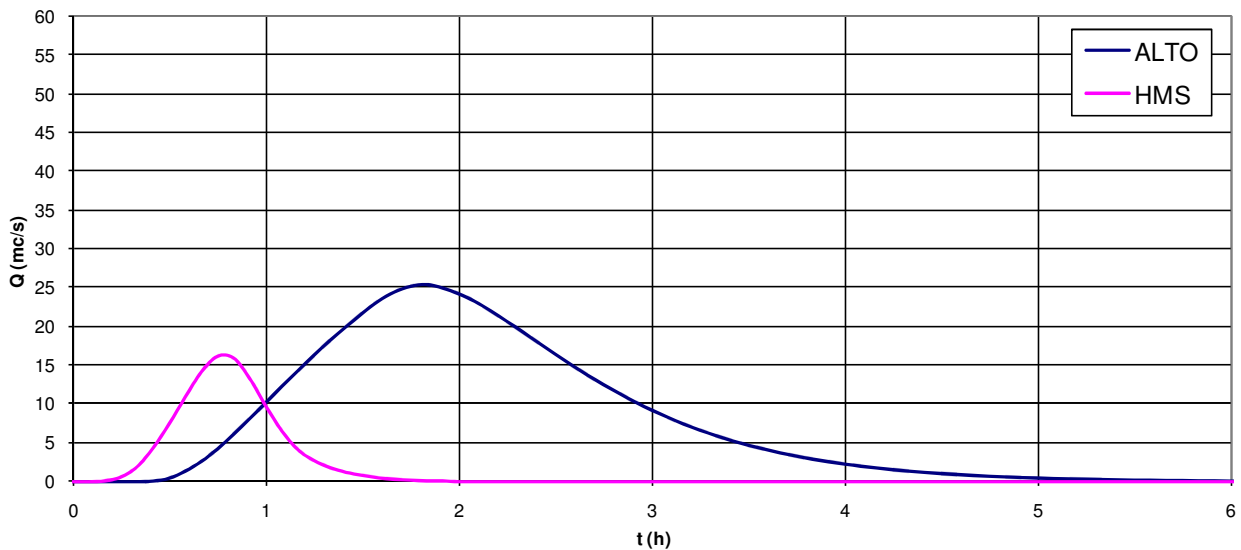
Figura 11: Confronto tra il modello idrologico implementato con HMS e ALTO – T. Foenna



**T. Varniano - Valori dei tempi e delle portate di Picco**

	Tr 20		Tr 30		Tr 100		Tr 200		Tr 500	
	$t_p$	$Q_p$	$t_p$	$Q_p$	$t_p$	$Q_p$	$t_p$	$Q_p$	$t_p$	$Q_p$
	(h)	(m <sup>3</sup> /s)	(h)	(m <sup>3</sup> /s)	(h)	(m <sup>3</sup> /s)	(h)	(m <sup>3</sup> /s)	(h)	(m <sup>3</sup> /s)
<b>HMS</b>	0.750	13.80	0.750	16.00	0.750	23.50	0.750	28.80	0.750	37.40
<b>ALTO</b>	1.833	22.50	1.833	25.35	1.583	35.26	1.583	42.32	1.583	53.43

**T. Varniano - TR 30**



**T. Varniano - TR 200**

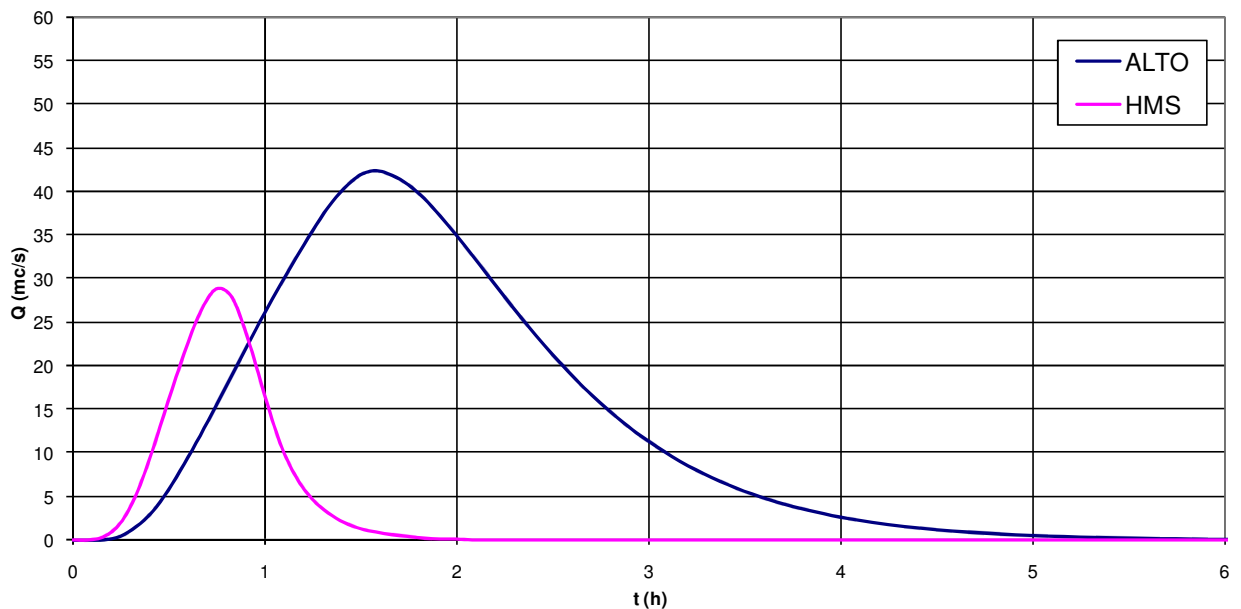


Figura 12: Confronto tra il modello idrologico implementato con HMS e ALTO – T. Varniano

Per ogni bacino, i parametri dell'infiltrazione, che come noto dipendono significativamente dalle condizioni iniziali di contenuto d'acqua, sono stati assunti costanti e pari alla media

dei valori ottenuti per i diversi eventi simulati. Tale scelta, che sembra essere appropriata, presenta tuttavia alcuni inconvenienti. Infatti, gli eventi di piena si verificano per la quasi totalità nella stagione invernale che, in aree mediterranee, è caratterizzata da condizioni di saturazione del terreno mediamente elevate. Per questa ragione, i parametri legati all'infiltrazione, se stimati a partire dagli eventi di piena, rappresentano molto probabilmente i valori da assumere in condizioni di contenuto d'acqua del terreno elevate (vedi Ravazzani 2004). Tuttavia, gli eventi pluviometrici sollecitanti presentano, di norma, spessori di pioggia molto meno elevati di quelli che si assumono negli ietogrammi di progetto. Casomai, gli eventi convettivi estivi, che si verificano in condizioni "secche" del terreno, hanno caratteristiche più simili agli eventi pluviometrici di progetto. Inoltre, quando tali parametri vengono regionalizzati in funzione della litologia, ulteriori problemi si possono verificare a causa della formula di regionalizzazione adottata. Ad esempio, la Figura 13 mostra i valori della conducibilità idraulica a saturazione utilizzati nel modello ALTO per il territorio del comune di Sinalunga. Come si può osservare i valori adottati per tale parametro sono molto bassi (inferiori a 1.6 mm/h) e addirittura nulli nella maggior parte di territorio comunale. In tali aree, ad eccezione delle perdite iniziali, tutte le piogge che cadono sul bacino contribuiscono al deflusso. Tale situazione è del tutto inverosimile, soprattutto per eventi pluviometrici di progetto relativi a tempi di ritorno elevati. Infatti, perdite iniziali che variano tra 10 mm e 30 mm possono essere significative per eventi reali; mentre sono abbastanza trascurabili per eventi di progetto per i quali, quindi, il parametro fondamentale per la stima dei deflussi risulta essere il valore della conducibilità idraulica a saturazione.

Inoltre, come evidenziato dagli stessi autori del modello ALTO, tale modello porta ad una notevole sovrastima delle portate per piccoli bacini. Preti et al. (1996) hanno evidenziato che, confrontando i valori di portata ottenuti dall'analisi statistica delle serie storiche osservate e quelli forniti da ALTO, quest'ultimo tende a sovrastimare notevolmente le portate al colmo per i bacini di piccole e medie dimensioni. In particolare, con riferimento ai bacini idrografici con area inferiore a 100 km<sup>2</sup> (di interesse nel presente studio), si osserva che in media le portate fornite da ALTO per tempi di ritorno centennali sono superiori a quelle di riferimento ottenute dalle serie storiche osservate del 103 % (Tabella 8). Lo stesso risultato è stato ottenuto anche per differenti valori del tempo di ritorno con scostamenti anche superiori al 200% (Figura 14).

In definitiva, per quanto detto, osservando inoltre che il modello ALTO si basa su dati morfometrici (DTM a maglia 400 x 400 m), litologici e di uso del suolo (da cartografia a scala 1:250000 e digitalizzati con maglia 400 x 400 m) aventi un dettaglio minore rispetto alla base di dati utilizzata nel presente studio, si ritiene che i valori forniti dalla procedura proposta producano risultati più realistici di quelli forniti dal modello ALTO, soprattutto per bacini di limitate dimensioni.

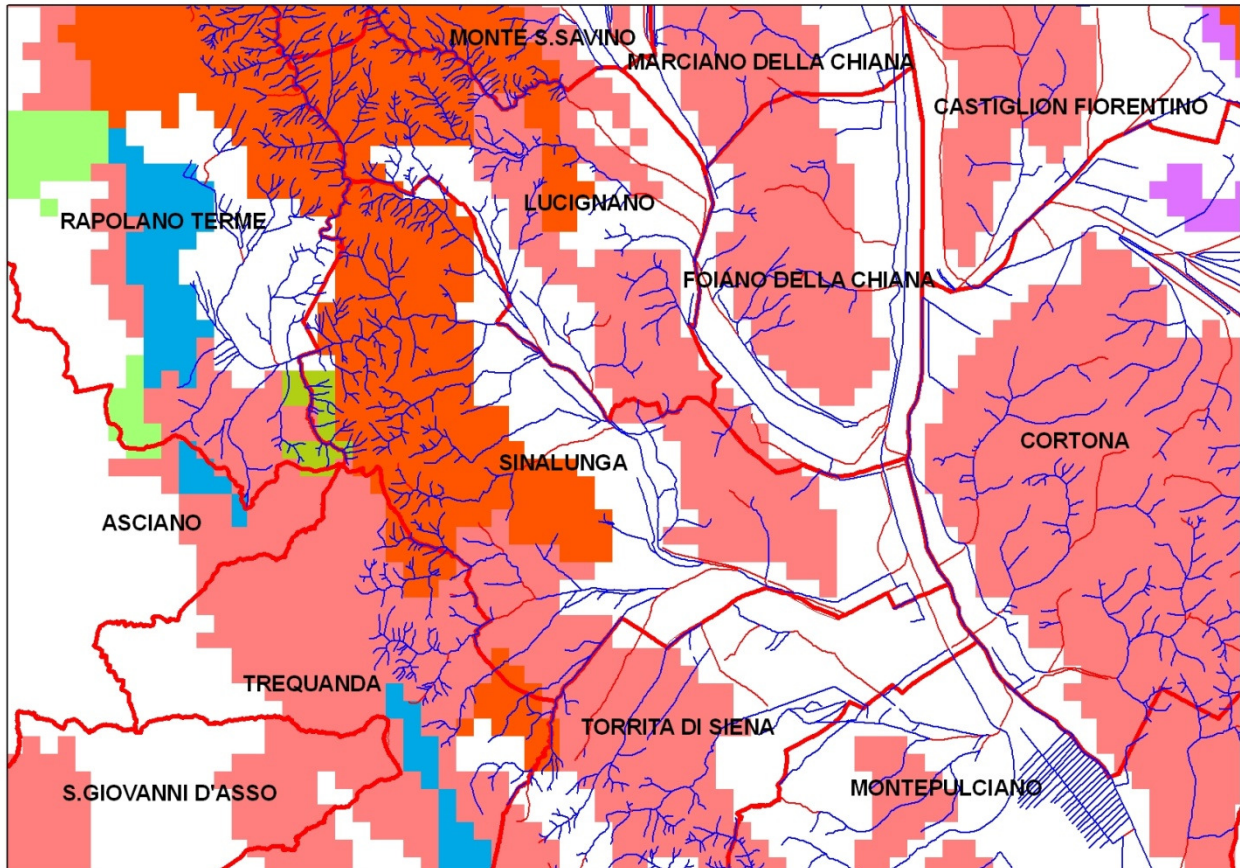


Figura 13: Mappa dei valori della conducibilità idraulica di saturazione,  $K_s$ , adottati nel modello ALTO per il comune di Sinalunga (bianco:  $k_s=0$ , arancione:  $k_s=1.55$  mm/h, rosa:  $k_s=2.325$  mm/h).

Tabella 8: Confronto tra i valori della portata di picco in m<sup>3</sup>/s per differenti tempi di ritorno ricavati dal modello ALTO con quelli ricavati dall'analisi statistica delle serie storiche osservate in alcuni bacini toscani con area inferiore a 100 km<sup>2</sup> (Preti et al., 1996).

Sezione di chiusura	Area (km <sup>2</sup> )	GUMBEL			TCEV			ALTO		
		Tr 20	Tr 100	Tr 200	Tr 20	Tr 100	Tr 200	Tr 20	Tr 100	Tr 200
Brana a Burgianico	13	97	141	160	82	149	187	66	96	112
Terzolle a Le Masse	14	158	249	288	17	28	35	65	98	115
Fegana a Ponte a Bussato	29	45	61	68	43	60	67	110	163	191
Nievole a Colonna	33	45	62	69	40	55	62	109	159	186
Reno a Pracchia	41	166	226	251	164	279	344	151	217	252
Pescia di Pescia M.no Narducci	47	104	141	157	100	138	155	180	262	306
Bagnone (Magra) a Bagnone	51	169	229	254	178	253	285	340	510	603
Fine a Santa Luce	53	83	113	126	91	130	146	172	250	292
Bisenzio a Praticello	54	205	294	332	131	218	267	184	267	309
Arno a Stia	62	97	129	143	87	142	172	153	239	287
Melacce ad Anteata	65	31	40	45	30	43	48	208	301	352
Limentra di Riola a Stagno	66	280	374	414	319	546	672	232	333	387
Farma a Ponte di Torniella	70	284	406	458	268	402	459	159	233	273
Milia a Grillandino	77	85	111	123	98	134	150	183	290	347
Magra a Piccatello	77	296	425	480	251	363	411	308	435	503
Cornia a Frassine	97	176	251	283	143	202	228	220	339	404
Bisenzio a Carmignanello	100	278	381	425	258	433	531	299	431	503

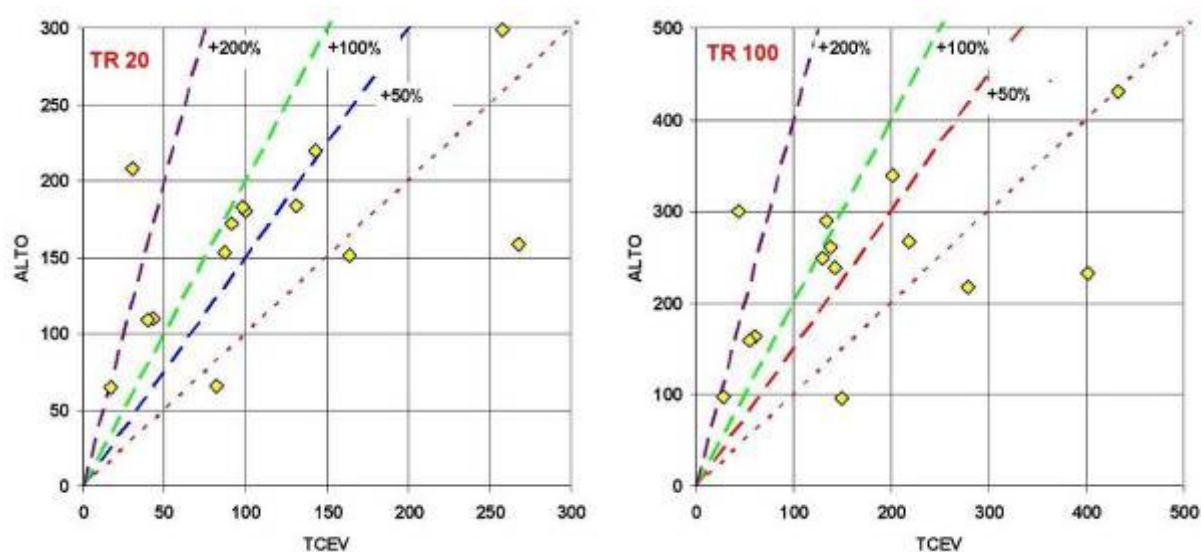


Figura 14: Scostamenti percentuali tra i valori della portata di picco in m<sup>3</sup>/s per differenti tempi di ritorno ricavati dal modello ALTO con quelli ricavati dall'analisi statistica delle serie storiche osservate in alcuni bacini toscani con area inferiore a 100 km<sup>2</sup> (Preti et al., 1996)

## 4. RISULTATI DELL'ANALISI IDROLOGICA

I bacini idrografici oggetto di modellazione sono riportati in Tabella 9 assieme alle principali caratteristiche idrologiche.

La procedura descritta ha permesso di ricavare, per ogni corso d'acqua analizzato, nelle sezioni di chiusura di interesse ed al variare del tempo di ritorno, le portate di progetto riassunte in Tabella 9.

Tabella 9: principali caratteristiche idrologiche dei bacini idrografici oggetto di modellazione

<b>BACINO</b>	<b>Sez Chiusura</b>	<b>Area</b> kmq	<b>L</b> km	<b>Hmax</b> m s.l.m.	<b>Hmin</b> m s.l.m.	<b>Hmean</b> m s.l.m.	<b>LAG</b> formula	<b>LAG</b> min	<b>Dc</b> h	<b>LAG/Dc</b>	<b>CN3</b>	<b>Cd Tr 200</b>
<b>Rigo</b>	GA_01	1.29	2.06	409.73	268.82	325.00	RT	32.5	1.27	0.43	90.50	0.62
<b>Galegno</b>	GA_07	19.47	6.35	642.77	269.80	393.26	RT	77.6	3.05	0.42	86.50	0.57
<b>Gorgo</b>	0.69	2.47	1.70	310.00	247.42	261.49	RT	40.1	2.94	0.23	90.60	0.69
<b>Musarone val</b>	MUS_15	2.76	2.61	315.21	257.04	281.73	RT	41.5	2.66	0.26	91.90	0.72
<b>Musarone mon</b>	MUS_05	0.94	1.33	315.21	264.74	288.69	RT	29.4	1.5	0.33	89.30	0.6
<b>Busso</b>	BUS_11	1.26	1.41	310.00	258.29	270.22	RT	32.3	2.39	0.23	90.40	0.67
<b>Formone mon</b>	FOR_M_06	0.32	0.39	407.03	280.00	351.15	RT	20.9	0.42	0.83	95.00	0.69
<b>Carcerelle</b>	CAR_INT_02	0.61	1.31	432.02	261.08	328.36	RT	25.6	0.78	0.55	91.40	0.59
<b>Docciarella</b>	DO_12	2.89	3.43	510.00	272.10	395.36	RT	42.1	1.34	0.52	89.50	0.59
<b>Varniano</b>	VA_06	4.90	4.63	530.50	270.00	387.14	RT	49.9	1.82	0.46	87.70	0.57
<b>Affl. Varniano</b>	AF_VA_10	0.40	0.91	432.70	266.80	319.05	RT	22.4	0.67	0.56	90.80	0.55

<b>Modello HMS "La Pieve"</b>													
<b>Affl. Formone</b>	AF_FOR_25	4.38	4.76	432.02	226.90	271.26	CNR	93.0	2.9	3.1	0.53	90.70	0.69
<b>Formone</b>	FOR_01	0.77	1.20	407.03	257.23	318.75	RT	27.6	0.9		0.54	95.93	0.78
<b>Casalta</b>	CAS_01	2.86	2.97	311.09	250.00	275.85	RT	42	2.76	7.1	0.25	89.36	0.65
<b>Percosse</b>	FOE_18	0.76	1.57	310.62	259.37	278.68	RT	27.5	1.66		0.28	90.53	0.64
<b>Foenna mon</b>	FO_09	61.33	19.35	629.10	270.00	388.32	CNR	222	6.94		0.53	85.62	0.61
<b>Foenna int</b>	SEZ_280.1	29.85	9.16	550.00	260.00	319.45	CNR	175	5.77		0.51	88.37	0.67

Come termine di confronto, si forniscono le portate di picco ottenute mediante una seconda metodologia idrologica, basata sulla formula razionale, secondo la quale la massima portata al colmo è calcolabile mediante la relazione:

$$Q_{max,TR} = \frac{h_{d,TR} k_r k_d A}{3.6 t_c} \quad (4-1)$$

dove  $Q_{max,TR}$  è la portata di picco ( $m^3/s$ ),  $h_{d,TR}$  lo spessore di pioggia di durata  $d$  e tempo di ritorno  $TR$  (mm),  $k_r$  il fattore di ragguglio all'area,  $k_d$  il coefficiente di deflusso,  $t_c$  il tempo di corrivazione del bacino (h) e  $A$  la superficie del bacino ( $Km^2$ ).

La durata della pioggia critica è assunta pari al tempo di corrivazione del bacino, calcolato mediante la nota relazione di Giandotti.

La stima del coefficiente di deflusso, parametro chiave del metodo, è stata invece effettuata ricorrendo alle seguenti relazioni, che esprimono  $k_d$  in funzione del Curve Number,  $CN(III)$ , rendendo di fatto minima l'interpretazione delle caratteristiche di infiltrazione del bacino:

$$k_d = \begin{cases} 0 & K \geq \frac{1}{I} \\ \frac{(1-IK)^2}{1+(1-I)K} & \frac{1}{I} > K \geq \frac{I}{1-I+I^2} \\ 1-K & K < \frac{I}{1-I+I^2} \end{cases} \quad (4-2)$$

con

$I$  = valore percentuale della perdita di precipitazione iniziale (= 0.2);

$$K = \frac{25.4 \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right)}{h_{d,TR} k_r} = \text{rapporto tra la ritenzione potenziale del suolo e l'afflusso meteorico ragguagliato all'area.}$$

I valori ottenuti per il coefficiente di deflusso ricavato dal  $CN(III)$  sono variabili con il bacino idrografico ed il tempo di ritorno: per  $TR = 200$  anni esso è compreso tra 0.55 e 0.78 ed è riportato in Tabella 9.

Dall'applicazione della formula razionale si ottengono i valori riportati in tabella, che appaiono in linea con le portate di progetto utilizzate nello studio, riportate di seguito per agevolare la consultazione.

Tabella 10: Portate di picco di progetto per i diversi tempi di ritorno ricavate da analisi idrologica

Bacino	Qpicco [m <sup>3</sup> /sec]					Note	
	Tr 20	Tr 30	Tr 100	Tr 200	Tr 500		
Afflunte Varniano	HMS	1.90	2.10	3.00	3.60	4.50	
	Formula Razionale	2.15	2.45	3.52	4.29	5.50	
Docciarella	HMS	10.00	11.40	16.70	20.50	26.50	
	Formula Razionale	10.53	12.13	18.03	22.34	29.26	
Rigo	HMS	5.74	6.56	9.32	11.28	14.50	
	Formula Razionale	5.23	6.00	8.81	10.85	14.12	
Galegno	HMS	43.34	49.68	72.14	88.50	114.93	
	Formula Razionale	36.69	42.43	63.67	79.28	104.46	
Gorgo	HMS	8.45	9.44	13.00	15.42	19.27	
	Formula Razionale	6.34	7.19	10.28	12.49	16.01	
Musarone	HMS	11.38	12.94	17.90	21.30	26.91	1
	Formula Razionale	8.18	9.23	13.03	15.74	20.03	
Musarone monte	HMS	3.91	4.45	6.34	7.69	9.77	
	Formula Razionale	3.19	3.68	5.46	6.76	8.85	
Percosse monte	HMS	1.64	1.85	2.60	3.14	3.99	
	Formula Razionale	1.46	1.66	2.39	2.92	3.75	
Formone monte	HMS	1.97	2.20	2.95	3.49	4.30	2
	Formula Razionale	3.38	3.77	5.13	6.08	7.56	
Formone	HMS	3.10	3.30	4.40	5.10	6.10	3
	Formula Razionale	5.85	6.45	8.53	9.97	12.19	
Affluente Formone	HMS	10.40	11.90	16.90	20.40	25.90	
	Formula Razionale	11.36	12.89	18.40	22.36	28.65	
Varniano	HMS	13.80	16.00	23.50	28.80	37.40	
	Formula Razionale	13.17	15.26	22.99	28.68	37.88	
Foenna monte	HMS	71.50	82.50	116.50	145.70	187.20	
	Formula Razionale	69.21	79.46	117.11	144.51	188.48	
Casalta	HMS	5.60	6.30	8.30	9.90	12.20	4
	Formula Razionale	7.03	8.02	11.65	14.28	18.47	
Percosse	HMS	1.50	1.70	2.20	2.70	3.30	4
	Formula Razionale	2.70	3.08	4.48	5.49	7.11	
Busso	HMS	5.12	5.77	7.94	9.47	11.75	1
	Formula Razionale	3.60	4.10	5.90	7.20	9.27	
<b>Note</b>							
1	Il valore di Lag assunto in HMS, basso rispetto al Tc della F.R. (<< 0.6 Tc) determina idrogrammi di piena con picco elevato						
2	I valori di Lag (in HMS) e di Tc (nella F.R.) sono simili tra loro, pertanto il valore di Lag (> 0.6 Tc) determina idrogrammi di piena con picco inferiore						
3	La durata critica assunta in HMS (3h) è tale da massimizzare la risposta idrologica più a valle, in corrispondenza della sezione di chiusura "Outlet Formone", determinando idrogrammi di piena caratterizzati da volumi maggiori ma picco inferiore						
4	La durata critica assunta in HMS (7h) è tale da massimizzare la risposta idrologica più a valle, in corrispondenza della sezione di chiusura "Outlet Foenna", determinando idrogrammi di piena caratterizzati da volumi maggiori ma picco inferiore						

## 5. ANALISI IDRAULICA

### ***Descrizione della modellazione idraulica***

La modellazione dei fenomeni di allagamento e di transito sono state eseguite utilizzando i software di calcolo americani HEC-RAS e FLO-2D. La modellazione è stata eseguita in moto vario utilizzando gli idrogrammi di piena generanti le massime portate desunti dalla modellazione idrologica descritta in precedenza, secondo un progressivo livello di dettaglio in base alla specificità di ogni singolo corso d'acqua.

In particolare, la modellazione idraulica è stata eseguita in una prima fase secondo uno schema quasi-bidimensionale in moto vario mediante HEC-RAS, simulando cioè in modo monodimensionale il deflusso negli alvei fluviali, i quali sono stati dotati di opportuni sfioratori laterali collegati con i settori di allagamento dove il livello liquido è funzione della portata entrante ed uscente. I settori di allagamento sono quindi stati simulati come "storage areas", opportunamente interconnessi tra loro. Le leggi di riempimento di ciascun settore (relazioni quota-volume immagazzinato) sono state ottenute mediante la creazione di un modello digitale del terreno (DTM) realizzato sulla base CTR mediante il software ArcView.

Laddove i fenomeni esondativi hanno interessato aree non confinate, tali da non poter immagazzinare i volumi idrici provenienti dal corso d'acqua, è stato adottato uno schema puramente bidimensionale mediante il programma FLO-2D, in modo da simulare l'allagamento di tali aree senza ipotesi restrittive.

### **HEC-RAS**

Uno dei due programmi di calcolo impiegati per la determinazione dei profili di corrente a pelo libero è HEC-RAS v. 4 del U.S. Army Corps of Engineers (USACE). Il programma integra le equazioni di Saint Venant tramite lo schema implicito alle differenze finite di Preismann e Cunge. Si forniscono di seguito alcuni aspetti concettuali, rimandando, per una completa descrizione del codice di calcolo, alla documentazione tecnica fornita a corredo del programma e consultabile on line (*Hydraulic Reference Manual* disponibile al sito <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/index.html>).

In moto permanente, HEC-RAS risolve il problema della individuazione del livello del pelo libero della corrente in una assegnata sezione nelle seguenti ipotesi di base:

- moto gradualmente variato;



- flusso monodimensionale.

Sezioni particolari in cui non risulti localmente valida l'ipotesi di graduale variazione del moto (ponti, traverse, ...) vengono tuttavia modellate attraverso l'adozione di formulazioni empiriche o integrali.

L'unità elementare del sistema fisico, composta da un volume idrico di controllo posto tra due generiche sezioni trasversali del corso d'acqua, schematicamente riportata in Figura 15, è governata dal principio della conservazione dell'energia, assunto descrivibile tramite le seguenti due equazioni semplificate:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (5-1)$$

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (5-2)$$

dove:

- i pedici 1 e 2 indicano le corrispondenti sezioni;
- $WS_2, WS_1$ : livelli del pelo libero alle estremità del tratto [m];
- $V_2^2, V_1^2$ : velocità quadratiche medie [ $m^2/s^2$ ];
- $\alpha_1, \alpha_2$ : coefficienti ponderali dei termini cinetici [ ];
- $g$ : accelerazione di gravità [ $m/s^2$ ];
- $h_e$ : perdite di carico totali [m];
- $L$ : distanza media pesata sulle portate tra le due sezioni [m], i.e.

$$L = \frac{L_{lo} \cdot \bar{Q}_{lo} + L_{mch} \cdot \bar{Q}_{mch} + L_{ro} \cdot \bar{Q}_{ro}}{\bar{Q}_{lo} + \bar{Q}_{mch} + \bar{Q}_{ro}}$$

- $\bar{Q}_{ij}$ : portata media nel tratto elementare nelle golene o nel canale [ $m^3/s$ ];
- $\bar{S}_f$ : gradiente medio delle perdite di carico per attrito [m/m];
- $C$ : coefficiente di dissipazione energetica per espansione o contrazione [ ].

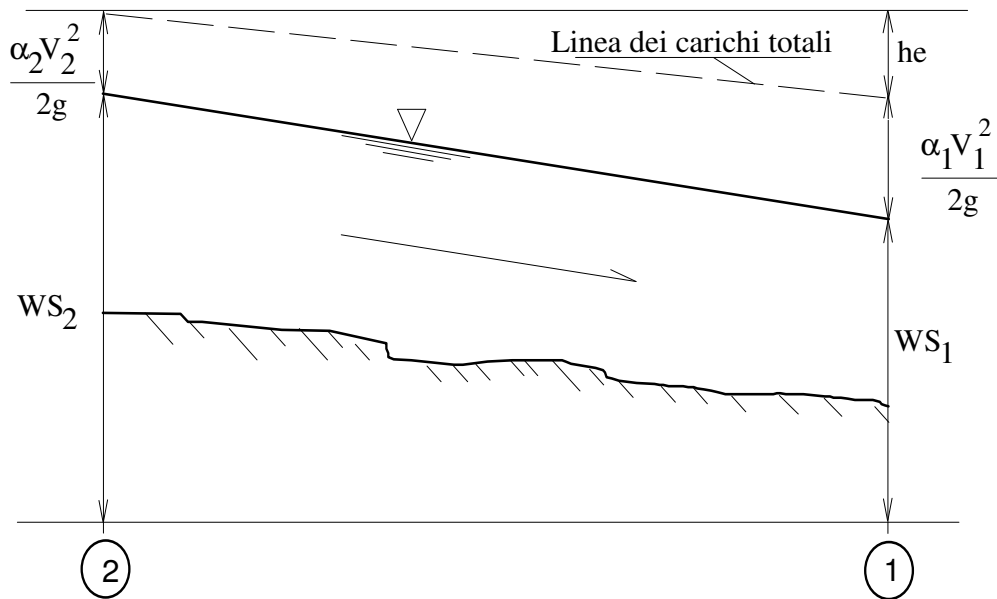


Figura 15: Rappresentazione in termini energetici dell'equilibrio di volume idrico elementare.

La sezione di deflusso è supposta suddivisibile in tre ambiti primari in cui risulta applicabile l'ipotesi di distribuzione uniforme delle velocità, i.e. l'alveo principale e due zone golenali. I termini di perdita di carico media per ciascun tratto elementare, sia concentrata ( $\alpha$ ) sia distribuita ( $S_f$ ), vengono calcolati utilizzando la seguente definizione della capacità di deflusso (portata per unità di pendenza motrice<sup>1/2</sup>), indipendentemente per ciascun ambito della sezione (si omettono per brevità i pedici):

$$K = \frac{A R^{2/3}}{n} \quad (5-3)$$

dove:

- $K$ : capacità di deflusso nell'ambito [ $m^3/s$ ];
- $n$ : coefficiente di scabrezza di Manning [ $s/m^{1/3}$ ];
- $R$ : raggio idraulico dell'ambito [ $m$ ];
- $A$ : area della sezione bagnata dell'ambito [ $m^2$ ].

In funzione del regime della corrente vengono utilizzate diverse stime del gradiente di carico per attrito medio sul tratto (media aritmetica, geometrica, armonica, ..). In particolare, per i profili di corrente lenta è stato prevalentemente utilizzata la media semplice ponderata sulla capacità di deflusso:

$$\bar{S}_f = \left( \frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (5-4)$$

Per i carichi cinetici vale invece la seguente espressione (il pedice  $t$  indica la totalità della sezione):

$$\alpha = \frac{A_t^2 \left[ \frac{K_{lb}^3}{A_{lb}^2} + \frac{K_{mch}^3}{A_{mch}^2} + \frac{K_{rb}^3}{A_{rb}^2} \right]}{K_t^3} \quad (5-5)$$

I coefficienti di contrazione  $C$  sono stati assunti generalmente pari a 0.1-0.3 per le sezioni a variazioni ordinarie, per le contrazioni e le espansioni, rispettivamente. Le scabrezze equivalenti sono computate per media pesata su perimetro bagnato, sia per quelle di ambito che di intera sezione di deflusso.

Le transizioni attraverso lo stato critico della corrente, nel caso dei risalti idraulici e del passaggio attraverso ponti, vengono assunte governate dall'equazione semplificata della quantità di moto applicata al tratto elementare di canale ( $X$  è la direzione di deflusso, 1 e 2 sono le sezioni di estremità):

$$P_1 - P_2 + W_x - F_f = Q \rho \Delta V_x \quad (5-6)$$

dove:

- $P$ : forza idrostatica [N];
- $W_x$ : forza peso della massa idrica compresa nel tratto [N];
- $F_f$ : forza di attrito complessivamente agente sul tratto [N];
- $Q$ : portata in transito [m<sup>3</sup>/s];
- $\rho$ : densità dell'acqua [Ns<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>];
- $\Delta V_x$ : variazione di velocità media tra le sezioni, in direzione  $X$  [m/s].

Gli sforzi tangenziali sul perimetro bagnato vengono calcolati secondo la formulazione di moto uniforme e la quantità di moto corretta con coefficienti empirici di letteratura.

Gli elementi geometrici principali da inserire nel modello idraulico sono le *sezioni ordinarie*, quelle cioè in cui non è presente un manufatto che interferisca con la corrente alterandone

"localmente" ed in maniera significativa lo stato energetico (ad es. ponti, traverse, salti di fondo, tombini, bruschi restringimenti, ...).

I principali attributi delle sezioni ordinarie sono:

- limiti del canale principale;
- scabrezza;
- argini;
- limiti delle aree "inefficaci".

Per quanto riguarda i manufatti trasversali, invece, le sezioni che complessivamente caratterizzano ogni struttura sono 4. Le numero 2 e 3 rappresentate in Figura 16 definiscono le sezioni di monte e valle sul ponte, mentre le 1 e 4 individuano i limiti di perturbazione locale indotti dal manufatto per effetto della riduzione della sezione di deflusso e/o delle perdite di carico concentrate. Quest'ultime vanno poste ad una distanza dalla struttura tale che il flusso non risenta della presenza della struttura stessa; ciò dovrebbe essere determinato attraverso una indagine sul campo durante gli eventi di piena. Stante l'impossibilità di procedere nella maggioranza dei casi a tale indagine diretta, generalmente si fa ricorso al criterio di porre la sezione trasversale di monte n.4 ad una distanza pari a circa una volta la larghezza media della costrizione laterale causata dalle spalle del ponte, mentre la sezione trasversale n.1 è posta ad una distanza leggermente maggiore e ricavabile empiricamente in funzione del restringimento di sezione, della pendenza del corso d'acqua e delle scabrezze del canale e delle golene (vedi tabella 5.1 Hydraulic Reference Manual di HEC-RAS).

Le perdite di carico in prossimità dei ponti sono costituite da due componenti: quella delle perdite di carico immediatamente a valle [monte] della struttura per effetto dell'allargamento [restringimento] della sezione, e quella delle perdite di carico che si realizzano per effetto della struttura stessa. Quest'ultima comprende sia le normali perdite per attrito che quelle specifiche dovute ad eventuali pile in alveo.

Il deflusso attraverso il ponte può avvenire a pelo libero, in pressione, a stramazzo per sormonto dell'impalcato o in condizioni ibride tra le precedenti. Ciascun regime viene modellato adottando specifiche equazioni. Le transizioni attraverso le possibili condizioni di moto, in relazione alla portata e all'energia totale della corrente, sono schematicamente descritte in Figura 17.

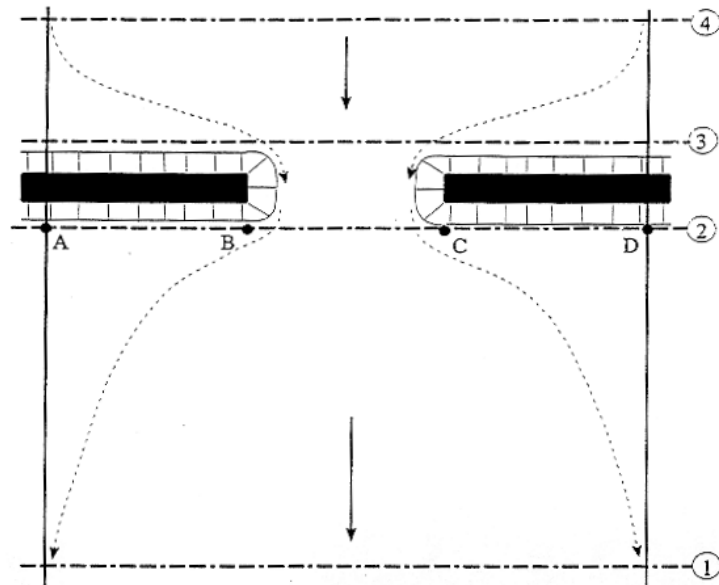


Figura 16: Schema della discretizzazione longitudinale nell'intorno di un ponte.

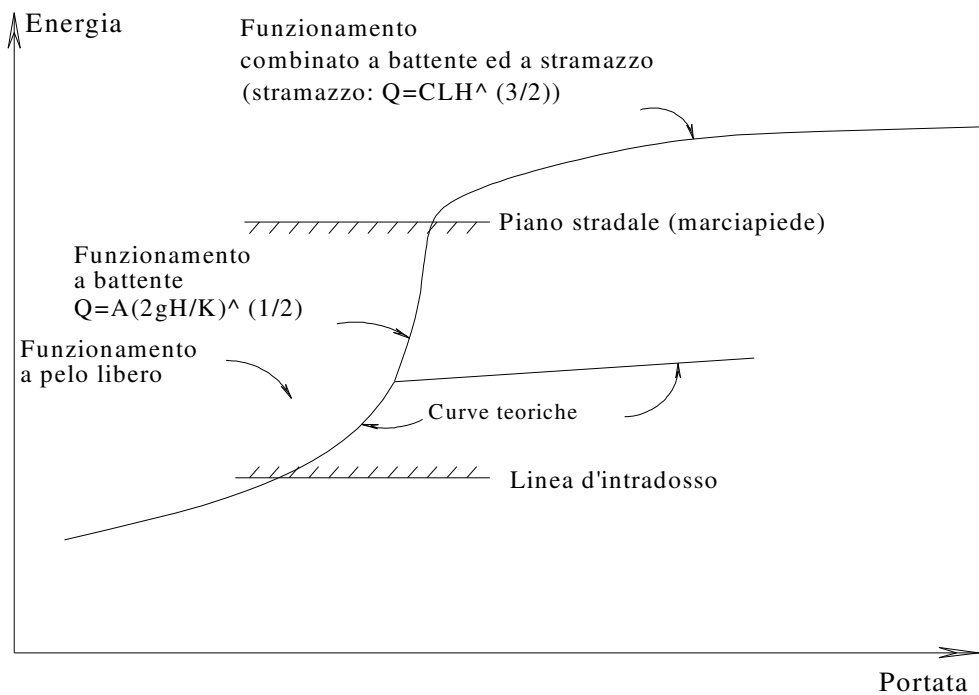


Figura 17: Andamento della portata in presenza di un ponte al crescere del carico totale a monte.

In **moto vario**, invece, le equazioni di continuità e del moto utilizzate da HEC-RAS assumono rispettivamente la seguente espressione:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial \phi Q}{\partial x_c} + \frac{\partial [(1-\phi)Q]}{\partial x_f} = 0 \quad (5-7)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \frac{\phi^2 Q^2}{A_c} \right)}{\partial x_c} + \frac{\partial \left[ \frac{(1-\phi)^2 Q^2}{A_f} \right]}{\partial x_f} + gA_c \left[ \frac{\partial z}{\partial x_c} + S_{fc} \right] + gA_f \left[ \frac{\partial z}{\partial x_f} + S_{ff} \right] = 0 \quad (5-8)$$

in cui :

$$Q_c = \phi Q$$

$$\phi = \frac{K_c}{K_c + K_f}$$

ed i pedici  $c$  ed  $f$  si riferiscono rispettivamente al *main channel* ed alle *floodplains* (Figura 18).

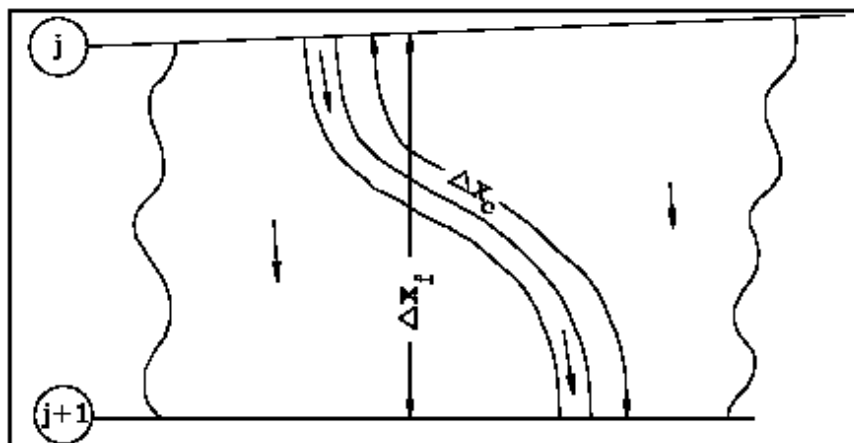


Figura 18: distanze misurate lungo il main channel e lungo le floodplains

HEC-RAS utilizza generalmente il modello completo delle equazioni di De Saint Venant. La soluzione numerica di tali equazioni in regime di corrente lenta è basata su un metodo alle differenze finite di tipo implicito a quattro punti, noto in letteratura come *box scheme*.

Dalla discretizzazione alle differenze finite delle equazioni del moto applicate ad un tratto di corso d'acqua e dall'applicazione delle condizioni al contorno, risulta un sistema lineare di  $N$  equazioni in  $N$  incognite, con  $N$  pari a 2 volte il numero di sezioni in cui è stato suddiviso il corso d'acqua meno le sezioni in cui sono state assegnate le condizioni al contorno. Tale sistema deve essere risolto ad ogni successivo istante di calcolo. Il sistema di equazioni lineari viene risolto con metodo iterativo, utilizzando l'algoritmo *skyline*,

specificatamente pensato per la soluzione dei problemi di moto vario nelle reti a pelo libero.

Nel caso di corrente mista lenta o veloce HEC-RAS utilizza la tecnica *local partial inertia* (LPI), per cui si passa gradualmente dalla soluzione delle equazioni complete del moto alla soluzione del modello parabolico delle equazioni del moto vario. Il modello parabolico viene applicato dal programma soltanto nei tratti di corso d'acqua in cui si ha un numero di Froude maggiore di un valore di soglia definibile dall'utente. Il modello matematico riesce così a garantire una maggiore stabilità di calcolo anche nei tratti interessati da corrente veloce o mista, pur mantenendo un'adeguata accuratezza di calcolo.

In particolare, con l'algoritmo LPI, al tendere del numero di Froude ad 1 si applica un coefficiente riduttivo ai termini di inerzia locale e convettiva delle equazioni del moto. Le equazioni del moto vengono così modificate nella forma seguente:

$$\sigma \left[ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \frac{\beta Q^2}{A} \right)}{\partial x} \right] + gA \left( \frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (5-9)$$

dove:

- $\sigma = F_T - F_r^m$             se  $F_r \leq F_T$
- $\sigma = 0$                     se  $F_r > F_T$

con:

- $\sigma$  : coefficiente LPI che moltiplica i termini inerziali dell'equazione del moto
- $F_T$  : numero di Froude di soglia per cui  $\sigma = 0$ . (Tra 1 e 2, default = 1).
- $F_r$  : numero di Froude
- $m$  : esponente dell'equazione che fornisce il valore di  $\sigma$  (tra 1 e 128, default = 10)
- $h$  : quota della superficie del pelo libero
- $S_f$  : pendenza della linea dell'energia

Quando il numero di Froude è maggiore del valore di soglia  $F_T$ , il coefficiente  $\sigma$  assume valore 0. E' possibile variare sia il valore di  $F_T$  che dell'esponente  $m$ . Al crescere del valore sia di  $F_T$  che di  $m$  diminuisce la stabilità del calcolo, ma ne aumenta l'accuratezza.

## Limiti della modellazione 1D

Un modello monodimensionale come HEC-RAS, pur risultando uno strumento idoneo nella larga maggioranza di situazioni pratiche da analizzare, non è in grado di descrivere il flusso reale nel caso di esondazione su aree prevalentemente pianeggianti in cui non è possibile predeterminare le direzioni di flusso dei volumi idrici.

Il moto, in tali casi, può seguire direzioni anche diverse da quella del flusso in alveo di magra in funzione dell'orografia del territorio e della quantità di moto che ad esso compete: ne consegue che non necessariamente il moto seguirà le direzioni di massima pendenza, ma si potranno avere altre configurazioni (con direzioni di flusso sulle golene ben lontane dall'essere parallele a quelle in alveo di magra) che solo un modello bidimensionale è in grado di cogliere.

In altre parole, i modelli monodimensionali realizzati con HEC-RAS, sia in moto permanente che vario, per la schematizzazione di alcune casistiche di flusso golenale, danno luogo a risultati fisicamente non accettabili, con aree inondate caratterizzate dalla presenza di bruschi salti muovendosi lungo l'asta fluviale. Tale fenomeno è dovuto alla forma geometrica della sezione trasversale su cui si stanno integrando le equazioni di Saint Venant (vedi Figura 19). Nel momento in cui il tirante supera l'argine destro tutta la superficie golenale in depressione sarà inondata (Figura 19 B) generando un salto di inondazione in planimetria chiaramente non realistico.

Infatti in un modello 1D la golena è parte integrante della sezione trasversale ed il processo di invaso che avviene nella direzione ortogonale a quella del flusso in alveo non può essere contemplata, per cui l'inondazione delle golene viene regolata da considerazioni geometriche a partire dai valori di tirante misurati nell'alveo di magra.

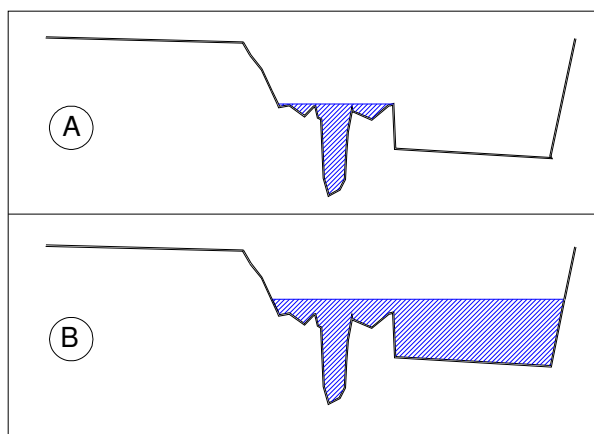


Figura 19: inadeguatezza dei modelli 1D tipo HEC-RAS nello schematizzare il moto nelle golene



## FLO-2D

Il programma bidimensionale FLO-2D presenta le seguenti caratteristiche principali:

- è un modello fisicamente basato;
- conserva i volumi e ne fornisce un report.

Il software contiene un componente idrologico e la possibilità di effettuare una modellazione ibrida 1D nel canale e 2D nelle golene sia per le portate liquide sia per portate solide.

Nel presente studio FLO-2D è stato utilizzato per la sola propagazione bidimensionale dei volumi d'acqua esondati nelle aree allagate, eseguendo a parte l'analisi idrologica ed utilizzando HEC-RAS per la modellazione monodimensionale in alveo. Si limita pertanto la descrizione del programma ai criteri di modellazione 2D nelle *floodplains* ("Overland flow") rimandando per gli altri aspetti alla documentazione tecnica consultabile online al sito <http://www.flo-2d.com/v2007/v2007-documentation.htm>.

Il moto bidimensionale di propagazione della piena è risolto mediante l'integrazione numerica delle equazioni del moto e di conservazione del volume. Flo-2D utilizza il seguente sistema di equazioni, costituito rispettivamente dall'equazione di continuità e dall'equazione del moto espressa come equazione dell'*onda dinamica completa*:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h V_x}{\partial x} = i$$

$$S_{fx} = S_{0x} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t}$$

dove:

- $h$ : tirante idrico;
- $V_x$ : componente lungo x della velocità media;
- $i$ : intensità dell'eccesso di pioggia;
- $S_{fx}$ : componente lungo x del gradiente delle perdite di carico per attrito (da equazione di Manning);
- $S_{0x}$ : pendenza del piano campagna.

La forma differenziale delle equazioni di continuità e del moto è risolta con uno schema numerico esplicito alle differenze finite centrato, ovvero interpolando con legge quadratica la soluzione reale.

In FLO-2D il dominio di calcolo è discretizzato mediante una griglia di celle quadrate di dimensione uniforme. La procedura computazionale di analisi della propagazione della piena fuori alveo (overland flow) consiste nel calcolare la portata attraverso ognuna delle 8 potenziali direzioni di flusso (4 ortogonali ai bordi della cella e 4 diagonali, vedi Figura 20) e inizia con una prima stima del tirante idrico ai bordi della cella. Tale tirante  $h$  è una media dei battenti delle due celle che si scambiano volumi idrici in una delle 8 direzioni. Altri parametri idraulici sono mediati tra le due celle per poter stimare la velocità, come la resistenza al moto (coefficiente  $n$  di Manning), l'area di deflusso, la pendenza, il perimetro bagnato, ecc.

L'equazione dell'onda dinamica completa è un'equazione differenziale parziale non lineare del secondo ordine. Per risolverla, la velocità è inizialmente calcolata a partire dalla pendenza media della superficie idrica tra due celle: tale valore di primo tentativo è poi utilizzato per determinare le radici dell'equazione del moto mediante il metodo Newton-Raphson di secondo ordine.

Il gradiente delle perdite di carico per attrito è fornito dall'equazione di Manning. La modalità utilizzata da FLO-2D per tener conto delle dissipazioni di energia aggiuntive (dovute a vegetazione/edifici, espansioni/contrazioni, curve che i filetti fluidi sono costretti a seguire, ecc..) e del conseguente rallentamento della corrente, è quella di assumere valori maggiorati dei coefficienti  $n$ , disponibili in letteratura.

La velocità attraverso il confine tra due celle è quindi calcolata risolvendo l'equazione del moto: dall'area media di deflusso si ottiene successivamente la portata per ogni istante di tempo di calcolo. La modifica del volume idrico contenuto in ogni cella in cui è suddivisa l'area inondata (floodplain) è data dalla somma delle singole portate che attraversano i confini nelle 8 direzioni, moltiplicate per l'intervallo temporale di calcolo.

Tale cambiamento di volume è successivamente diviso per l'area della cella per ottenere l'aumento o la diminuzione del tirante idrico.

FLO-2D adotta un passo temporale di calcolo variabile in automatico (sia in incremento sia in decremento) in base alle condizioni numeriche di stabilità che evitano l'insorgenza di instabilità numerica (surging). La variabilità temporale di calcolo può essere controllata dall'utente.

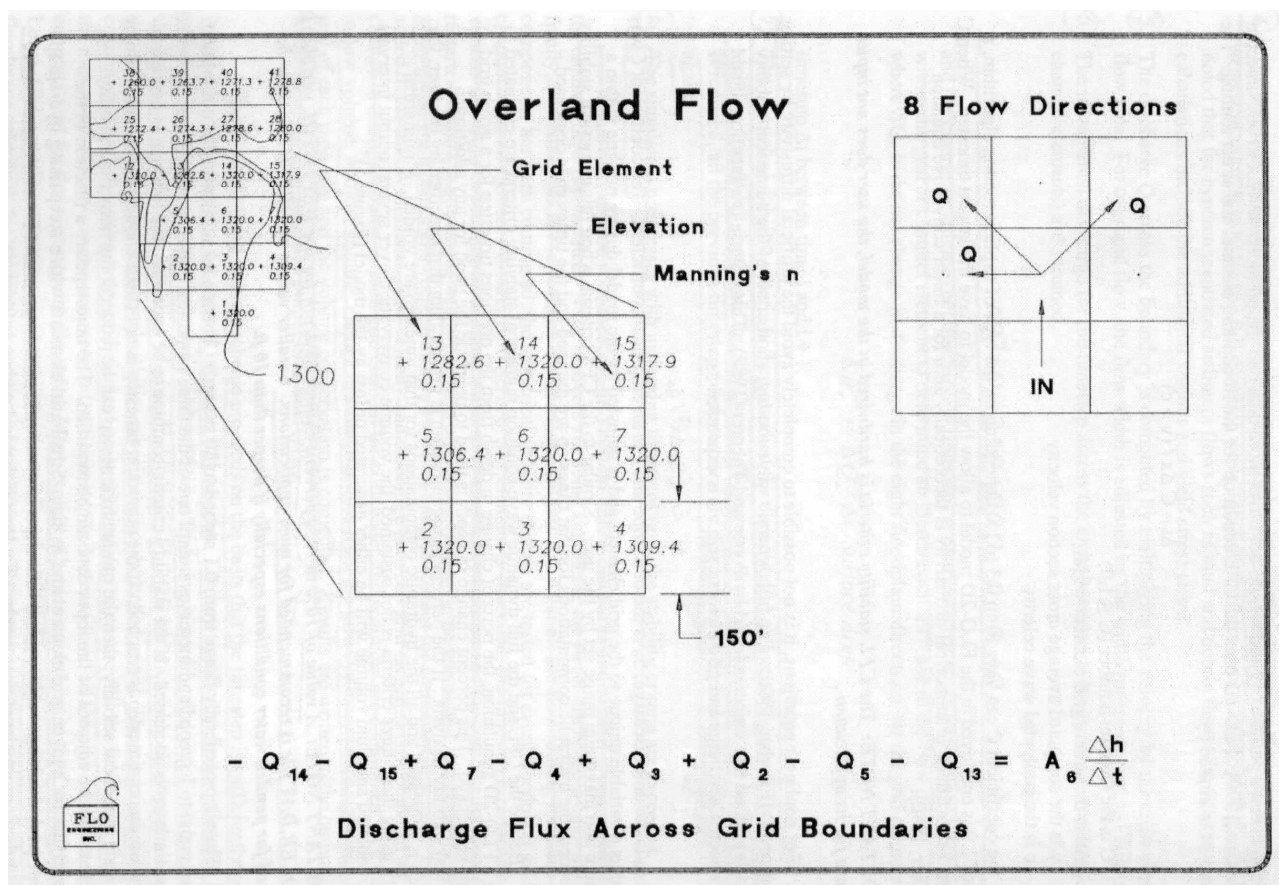


Figura 20: Flussi attraverso i confini di una cella in FLO-2D

Le ipotesi e le limitazioni di base del programma riguardano principalmente la risoluzione spaziale e temporale della griglia di calcolo:

- ogni cella è associata univocamente ad un valore di elevazione, un coefficiente di scabrezza di Manning ed un tirante idrico;
- condizioni di moto uniforme per la durata del passo temporale;
- distribuzione idrostatica delle pressioni;
- risalto idraulico non simulato.

Nelle applicazioni pratiche, sempre facendo riferimento ad analisi tipo "overland flow", l'uso del programma prevede in successione l'uso dei seguenti componenti:

1. Creazione della griglia di calcolo con il software di pre-processamento GDS;
2. Generazione e modifica dei dati di input/output (tra cui dati di inflow, outflow, strade, levee, edifici, parametri di controllo e di stabilità della simulazione) con i moduli GDS, GUI, FLOENVIR;
3. Esecuzione del codice di calcolo idraulico FLO;

4. Lancio dei moduli di post-processamento MAXPLOT, MAPPER per l'analisi dei risultati;
5. Esportazione/integrazione dei risultati in ArcGIS.

Il primo problema relativo ad una modellazione bidimensionale consiste nella definizione e discretizzazione del dominio di integrazione. Una volta acquisiti i dati topografici relativi all'area di studio, è necessario definire la griglia computazione su cui sarà implementata l'integrazione delle equazioni differenziali del modello matematico. Definire la griglia significa determinare le dimensioni delle celle che la costituiscono e la loro relativa quota. L'interpolazione delle quote geodetiche del dominio da cui si ottengono le quote delle celle di discretizzazione rappresenta un punto importante di una modellazione bidimensionale, in quanto da esso dipende l'accuratezza della soluzione finale. Infatti, se immaginiamo una carta topografica di dettaglio, troveremo una serie di punti geodetici sparsi, la cui densità varia da punto a punto, su cui dovranno innestarsi le celle di discretizzazione. La quota di ogni cella sarà quella ottenuta tramite un processo di interpolazione tra i punti che ricadono in un certo intorno del punto centrale della cella. La bontà di tale interpolazione dipenderà da tre fattori:

1. tecnica di interpolazione
2. dalla dimensione della cella
3. dalla densità di distribuzione dei punti geodetici.

1. Esistono diverse tecniche di interpolazione, da quelle più semplici di tipo algebrico che operano una media delle quote dei punti che si trovano ad una certa distanza dal centro della cella, fino a metodi più complessi, come quelli di Poisson e Laplace, che invece utilizzano modelli differenziali dedicati. Il programma FLO-2D effettua una interpolazione lineare tra i punti che ricadono ad una distanza fissata dall'utente dal centro della singola cella.

In particolare, nel presente studio, si è imposto all'algoritmo di interpolazione di analizzare almeno 2 punti nelle vicinanze del centro della singola cella; il raggio di interpolazione si allarga fino a comprendere il numero di punti scelto. Sono state inoltre disattivate le funzioni di filtro, avendo eliminato a monte gli outliers dai punti 3D della cartografia CTR.

2. La dimensione della cella è un'altro fattore importante, in quanto si intuisce facilmente che quanto più questa è piccola, tanto più riesce a interpretare fedelmente il reale

andamento orografico del terreno. Infatti se immaginiamo cinque diversi punti, la loro interpolazione con un'unica cella genera una quota media che leviga i picchi e riduce le zone depresse, mentre al contrario una discretizzazione con cinque celle conserverebbe l'andamento naturale del terreno.

Tuttavia, oltre al fatto che per estesi allagamenti un'elevata discretizzazione del dominio di calcolo perde significatività, motivi computazionali richiedono una dimensione maggiore della singola cella in caso di elevate portate in ingresso; il criterio suggerito dai creatori del software per la corretta scelta della dimensione della cella è  $Q_{picco} / A_c < 0.15 \text{ m}^3/\text{s m}^2$ , con  $Q_{picco}$  = portata massima in arrivo ad una cella e  $A_c$  = superficie della singola cella.

3. La densità dei punti rilevati influisce sulla discretizzazione finale e dipende essenzialmente dalla precisione di dettaglio della carta topografica che si utilizza.

Nel caso di modellazione 2D completa, il livello di dettaglio geometrico richiesto per la modellazione idraulica del deflusso nell'alveo di magra è diverso da quello per la modellazione del deflusso golenale (overland flow). Infatti, la discretizzazione del canale è quella che richiede una precisione maggiore: i gradienti di quota sono generalmente più elevati e si sviluppano in uno spazio più ristretto se paragonato a quello golenale. Ne consegue che la dimensione della maglia di discretizzazione richiesta nelle floodplains potrà essere meno di dettaglio rispetto a quella con cui si modella l'alveo principale del corso d'acqua. Il flusso di acqua nel canale viene tuttavia modellato con un approccio monodimensionale, il che rende necessaria la conoscenza delle sole sezioni rilevate e non dell'intero sviluppo geodetico.

## ***Analisi delle modellazioni idrauliche con HEC-RAS***

Il territorio comunale di Sinalunga è stato suddiviso in una serie di settori di allagamento, che rappresentano quelle parti di territorio all'interno delle quali è ammissibile considerare che le acque che vi confluiscono possano essere sommate tra di loro andando a generare un unico volume d'invaso. All'interno del modello di calcolo i suddetti settori di allagamento sono stati schematizzati come casse di espansione alle quali è stata associata una legge di vaso inserita nel modello HEC-RAS.

I confini di un singolo settore di allagamento sono stati individuati in corrispondenza di rilevati stradali presenti sul territorio o qualsiasi altro tipo di barriera in grado di ostacolare il defluire dell'acqua da una zona ad un'altra. Nei modelli di HEC-RAS sono poi presenti degli elementi di collegamento denominati "Storage Area Connections", vale a dire delle connessioni tra le varie casse di espansione costituite da soglie sfioranti, rappresentanti tipicamente i rilevati stradali di confine tra due settori di allagamento, oppure "culvert" che simulino eventuali tombini presenti sotto tali rilevati o i corsi di acque basse presenti sul territorio comunale che mettono in comunicazione i vari settori di allagamento.

Per quanto riguarda infine le interconnessioni tra i corsi di acque alte ed i settori di allagamento, si è proceduto inserendo dentro il modello di HEC-RAS una serie di sfioratori laterali (in destra o in sinistra idrografica) che seguono l'andamento delle sponde dei corsi di acqua e sono collegati con le casse di espansione confinanti.

Ovviamente l'acqua invasata nelle singole casse di espansione potrà a sua volta reimmettersi nel corso d'acqua oppure transitare da queste in altri settori attraverso i collegamenti sopra descritti, in modo da rendere il modello dinamico.

I dati utilizzati per la simulazione degli eventi alluvionali provenienti dal modello idraulico sono, in definitiva, di due tipi:

- 1) i livelli massimi raggiunti nelle diverse casse di espansione in corrispondenza dei tempi di ritorno presi in considerazione;
- 2) punti di uscita di portate idriche dai corsi d'acqua e loro andamento nel tempo (informazioni fornite dal programma HEC-RAS sia in forma grafica che tabellare).

Una volta ottenuti dal modello idraulico i dati di output di cui sopra, si è provveduto ad elaborarli come segue:

- 1) conoscendo i livelli idrici nelle varie casse, tramite il software Arcview, si è andati a ricavare le porzioni dei settori di allagamento che si trovano a quote inferiori alla quota

raggiunta dall'acqua e che quindi vengono allagate per i diversi tempi di ritorno di interesse;

2) una volta noti i punti in cui i corsi d'acqua esondano, si è andati a delimitare le aree di transito in due modi:

- manuale, tenendo conto della morfologia laddove la conformazione del territorio rendeva chiara la determinazione;
- tramite il software Arcview, tracciando una serie di sezioni territoriali partenti dai punti di sfioro fino ad arrivare alle zone di ristagno del relativo settore di allagamento; tali sezioni territoriali costituiscono un reach importabile in HEC-RAS, all'interno del quale si è andati ad inserire la massima portata esondata nel punto in questione e, come condizione a contorno di valle, il livello idrico presente nel settore; una successiva esportazione in Arcview consente di individuare le zone di territorio interessate dal suddetto transito.

In definitiva come output finale del nostro studio abbiamo ottenuto le porzioni di territorio comunale interessate da allagamenti e da transiti di portate esondate dai corsi d'acqua o transitanti tra un settore di allagamento ed un altro tramite sfioro sopra i rilevati con i tiranti d'acqua descritti; i files grafici di output, di tipo "Shapefile", sono stati utilizzati per la redazione delle tavole allegate alla presente relazione.

Laddove i terreni allagati presentavano una morfologia tale da non permettere il confinamento dei volumi idrici esondati né il prestabilire con certezza i percorsi che seguirebbe l'acqua fuoriuscita dai corsi d'acqua, si è fatto ricorso alla modellazione bidimensionale con il programma FLO-2D.

## ***Analisi delle modellazioni idrauliche con FLO-2D***

La preparazione dei dati di ingresso per le modellazioni bidimensionali è stata condotta nel modo seguente:

6. Importazione in formato ASCII del GRID a maglia 10 m ricavato dal TIN del terreno, costruito a sua volta a partire dai punti e dalle curve di livello della cartografia numerica, previa eliminazione dei punti con quota evidentemente errata (outliers);
7. Scelta della dimensione delle celle costituenti la griglia di calcolo in base al criterio di stabilità  $Q_{picco} / A_c < 0.15 \text{ m}^3/\text{m}^2$  ;
8. Perimetrazione dominio di calcolo (da elaborazioni preliminari per il tempo di ritorno maggiore in modo tale che la piena non raggiunga tale perimetro);
9. Definizione scabrezze in base al tipo di superficie;
10. Interpolazione quote → assegnazione quota alle singole celle;
11. Verifica delle quote assegnate in fase di interpolazione automatica e, dove necessario, locale modifica manuale (ad esempio sottopassi, argini);
12. Inserimento dati di outflow (celle in cui l'acqua esce dal sistema) e di inflow (idrogrammi di piena che invadono la floodplain estratti dagli sfioratori laterali dei modelli HEC-RAS).



## 6. RISULTATI DELLA MODELLAZIONE IDRAULICA

La presentazione delle singole modellazioni idrauliche e dei relativi risultati sarà articolata secondo lo schema seguente:

- descrizione delle specificità del modello idraulico in esame;
- informazioni idrologiche di dettaglio, ietogrammi e idrogrammi di progetto per i vari tempi di ritorno;
- tipo di modellazione effettuata:
  1. monodimensionale in moto permanente (HEC-RAS);
  2. monodimensionale in moto vario (HEC-RAS);
  3. monodimensionale in moto vario con sfioratori laterali e settori di allagamento (HEC-RAS);
  4. monodimensionale in moto vario per l'alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali (FLO-2D).
- descrizione dei parametri adottati (scabrezze) e delle condizioni al contorno imposte;
- risultati in termini di volumi sfiorati nei vari tratti investigati al variare del tempo di ritorno.

## Modello “La Pieve”

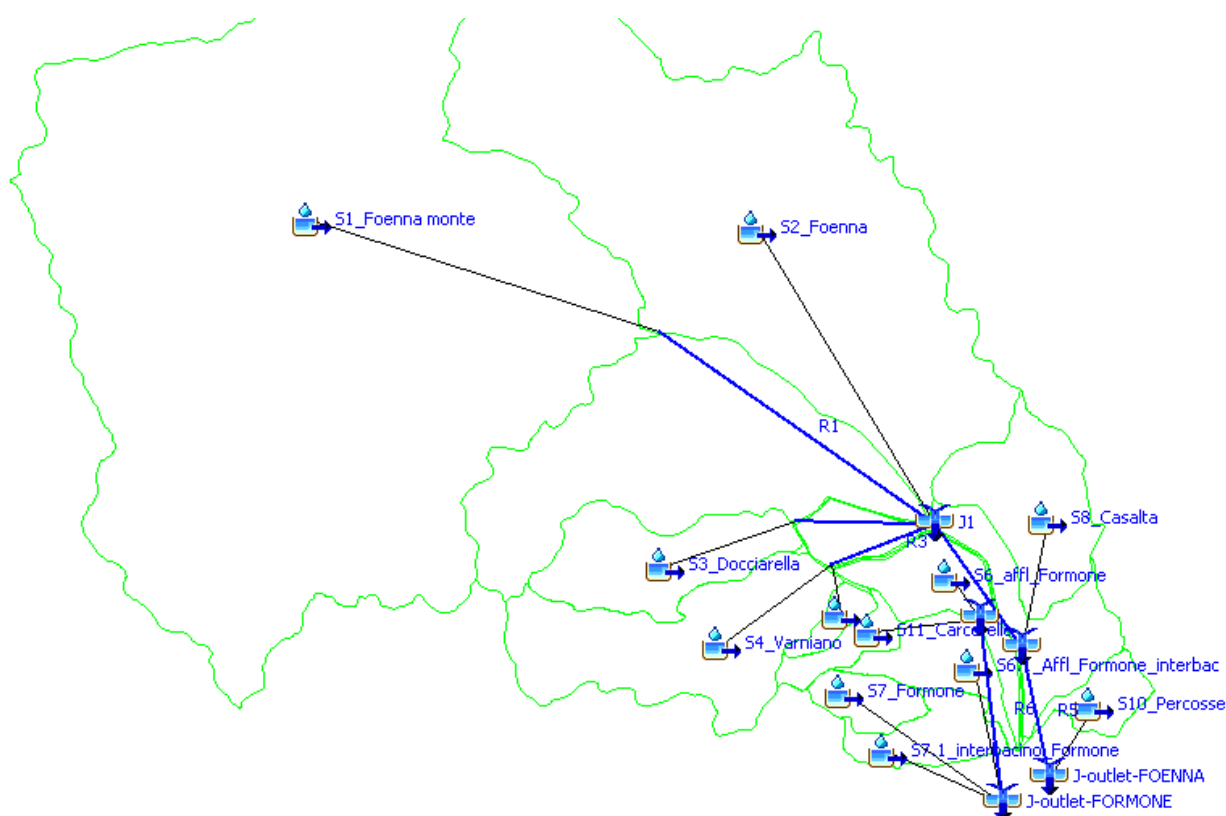
### Descrizione delle specificità del modello idraulico

Il modello simula il comportamento idraulico dei corsi di acque “alte” Foenna, Casalta, Percosse e delle acque “basse” Formone, Affluente Formone, Busso e Carcerelle, descrivendo in modo esaustivo le condizioni di rischio idraulico a cui è soggetto l’abitato di Sinalunga e le zone di espansione di fondo valle.

### Informazioni idrologiche di dettaglio

Con lo scopo di massimizzare la risposta idraulica in termini di portata di picco in corrispondenza delle aree interessate dalle previsioni urbanistiche, i corsi d’acqua in esame sono stati analizzati mediante 4 modelli idraulici monodimensionali separati, ognuno con la propria durata critica ottenuta secondo le modalità descritte in relazione. I volumi sfiorati sono stati successivamente inseriti in un unico modello bidimensionale dell’intero territorio.

Il modello idrologico di tipo distribuito, realizzato secondo i criteri descritti in relazione, implementato con il software HMS, è rappresentato di seguito.



I 4 modelli idraulici presentano le seguenti caratteristiche idrologiche:

1. modello Foenna-Casalta-Percosse:

- durata critica: 7 h
- coefficiente di ragguaglio areale: 0.945
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati: 59.0 mm (TR20), 64.1 mm (TR30), 81.9 mm (TR100), 94.3 mm (TR200), 113.7 mm (TR500).

2. modello Formone-Affluente Formone:

- durata critica: 3 h
- coefficiente di ragguaglio areale: 0.923
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati: 45.5 mm (TR20), 49.4 mm (TR30), 63.2 mm (TR100), 72.8 mm (TR200), 87.7 mm (TR500).

3. modello Busso:

- durata critica: 2.4 h
- coefficiente di ragguaglio areale: 0.999
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati: 46.2 mm (TR20), 50.2 mm (TR30), 64.2 mm (TR100), 73.9 mm (TR200), 89.1 mm (TR500).

4. modello Carcerelle:

- durata critica: 0.8 h
- coefficiente di ragguaglio areale: 0.999
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati: 32.4 mm (TR20), 34.92 mm (TR30), 43.4 mm (TR100), 49.1 mm (TR200), 57.9 mm (TR500).

## **Modellazione idraulica, parametri e condizioni al contorno**

1. modello Foenna-Casalta-Percosse:

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario per l'alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali.
- Le scabrezze nei corsi d'acqua sono state assunte pari a  $n_{Manning} = 0.030 \text{ s m}^{-1/3}$  per l'alveo principale, pari a  $n_{Manning} = 0.035 \text{ s m}^{-1/3}$  per per le zone golenali;
- Condizioni di monte: idrogrammi di piena (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per

le informazioni di dettaglio);

- Condizioni di valle: altezza di moto uniforme, imponendo come “friction slope” la pendenza media dell’alveo nel tratto finale del modello;
- No storage areas.

## 2. modello Formone-Affluente Formone:

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario per l’alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali.
- Le scabrezze nei corsi d’acqua sono state assunte pari a  $n_{Manning} = 0.030-0.032 \text{ s m}^{-1/3}$  per l’alveo principale, pari a  $n_{Manning} = 0.032-0.035 \text{ s m}^{-1/3}$  per per le zone golenali;
- Condizioni di monte: idrogrammi di piena (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Immissioni laterali nell’Affluente Formone: “Uniform lateral inflow” dalla sezione AF\_FOR\_INT\_10 alla FOR\_16; “Lateral inflow hydrograph” tra le sezioni AF\_FOR\_02 e AF\_FOR\_03;
- Immissioni laterali nel Formone: “Uniform lateral inflow” dalla sezione FOR\_01 alla FOR\_16;
- Condizioni di valle: altezza di moto uniforme, imponendo come “friction slope” la pendenza media dell’alveo nel tratto finale del modello;
- No storage areas.

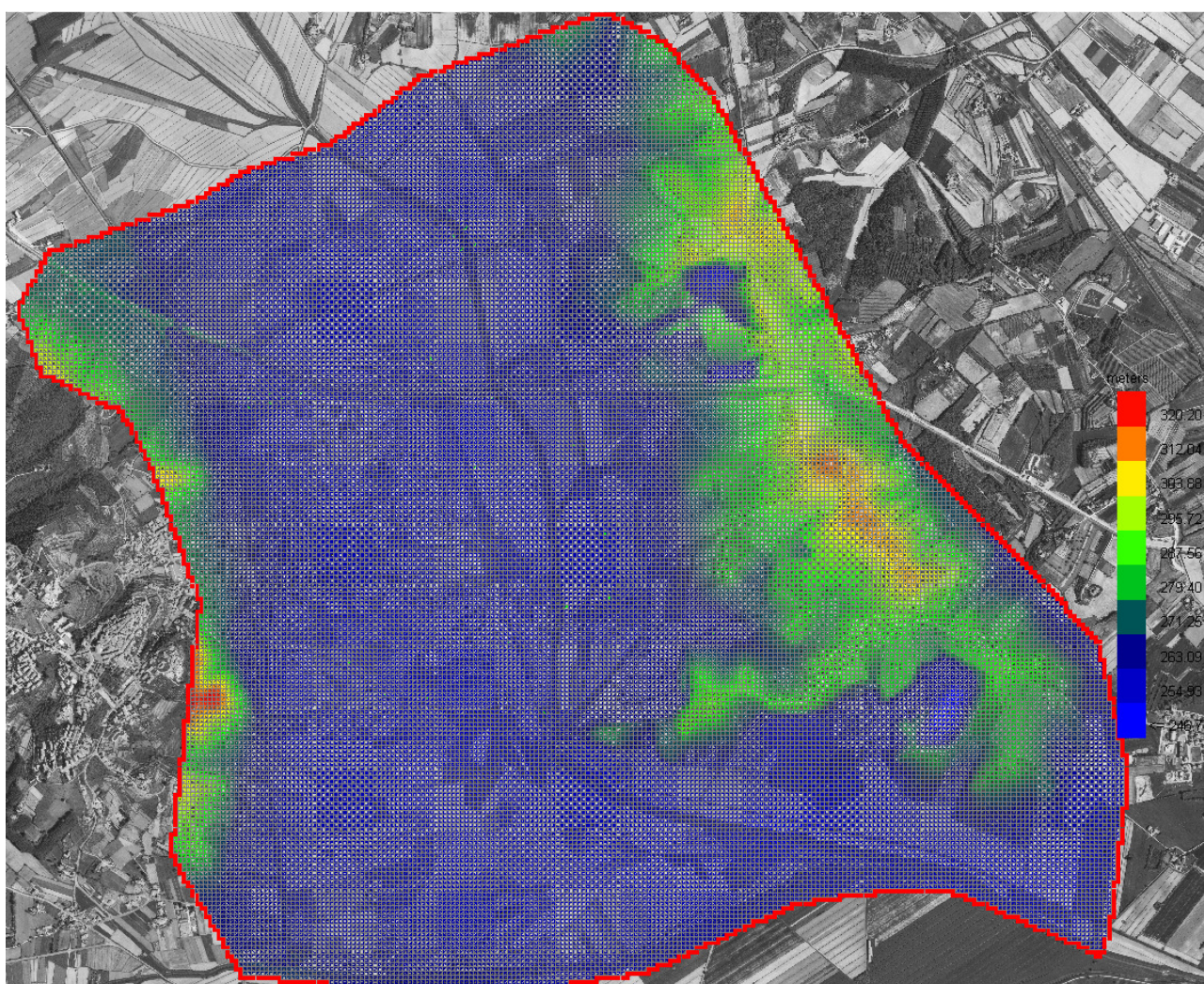
## 3. modello Busso:

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario per l’alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali.
- Le scabrezze nel corso d’acqua sono state assunte pari a  $n_{Manning} = 0.030 \text{ s m}^{-1/3}$  per l’alveo principale, pari a  $n_{Manning} = 0.035 \text{ s m}^{-1/3}$  per per le zone golenali;
- Condizioni di monte: idrogrammi di piena (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di valle: altezza di moto uniforme, imponendo come “friction slope” la pendenza media dell’alveo nel tratto finale del modello;
- No storage areas.

## 4. modello Carcerelle:

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario per l'alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali.
- Le scabrezze nel corso d'acqua sono state assunte pari a  $n_{Manning} = 0.035 \text{ s m}^{-1/3}$  sia per l'alveo principale che per le zone golenali;
- Condizioni di monte: idrogrammi di piena (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di valle: altezza di moto uniforme, imponendo come "friction slope" la pendenza media dell'alveo nel tratto finale del modello;
- No storage areas.

La difficoltà nel predeterminare le direzioni di flusso dell'acqua esondata all'interno delle aree allagate ha suggerito il ricorso ad una modellazione bidimensionale con FLO-2D. La modellazione è stata condotta con celle di 20 m, secondo l'immagine seguente.



Nel lato nord-est del dominio di calcolo è stata inserita una depressione di 139000 mc (ricavata da tin) per tenere conto dei volumi immagazzinati sotto la quota di 263.15 m s.l.m. (quota sommitale argini Foenna) nell'area esterna al dominio di calcolo.

La scabrezza assunta per le aree allagate per "overland flow" è pari a  $n_{Manning} = 0.2 \text{ s m}^{-1/3}$ , valore suggerito in letteratura per terreno agricolo (vedi tabella).

<b>Table 2. Overland Flow Manning's n Roughness Values<sup>1</sup></b>	
Surface	n-value
Dense turf	0.17 - 0.80
Bermuda and dense grass, dense vegetation	0.17 - 0.48
Shrubs and forest litter, pasture	0.30 - 0.40
Average grass cover	0.20 - 0.40
Poor grass cover on rough surface	0.20 - 0.30
Short prairie grass	0.10 - 0.20
Sparse vegetation	0.05 - 0.13
Sparse rangeland with debris	
0% cover	0.09 - 0.34
20 % cover	0.05 - 0.25
Plowed or tilled fields	
Fallow - no residue	0.008 - 0.012
Conventional tillage	0.06 - 0.22
Chisel plow	0.06 - 0.16
Fall disking	0.30 - 0.50
No till - no residue	0.04 - 0.10
No till (20 - 40% residue cover)	0.07 - 0.17
No till (60 - 100% residue cover)	0.17 - 0.47
Open ground with debris	0.10 - 0.20
Shallow glow on asphalt or concrete (0.25" to 1.0")	0.10 - 0.15
Fallow fields	0.08 - 0.12
Open ground, no debris	0.04 - 0.10
Asphalt or concrete	0.02 - 0.05
<sup>1</sup> Adapted from COE, HEC-1 Manual, 1990 and the COE, Technical Engineering and Design Guide, No. 19, 1997 with modifications.	

Si rimanda agli allegati di FLO-2D per le informazioni di dettaglio.

## Risultati

- Perimetrazione aree allagate (vedi tavole allegate);

- Volumi sfiorati nei vari tratti (vedi allegati HEC-RAS e FLO-2D):

### FOENNA

Sfioratori sinistra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
36.35	in prossimità di UIMP 248	17455.6	240434.3	404126.5	620082.0
35.35	tra UIMP 245 e UIMP 242	3679.4	235105.8	411898.7	617320.0
33.85	tra UIMP 242 e UIMP 240.3	24.9	72276.8	181908.8	409666.7
15.40	tra FOE_11 e FOE_12	1603.8	12588.0	39406.8	78443.3

Sfioratori destra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
35.3	tra UIMP 245 e UIMP 242	0.0	1164.0	15608.5	53304.4
33.8	tra UIMP 242 e UIMP 240.3	0.0	3269.4	47912.8	197921.0
31.3	a monte di UIMP 236	0.0	0.0	17896.6	66705.6
30.9	tra UIMP 236 e UIMP 233	0.0	0.0	23448.3	116396.6
24.2	in prossimità di FOE_03	0.0	0.0	0.0	3669.9
25.9	da FOE_01a 60 m a valle di FOE_02	0.0	0.0	9453.4	55339.9
9.1	da FOE_17 a FOE_18	5568.0	24674.2	55962.1	95131.7

### CASALTA

Sfioratori sinistra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
24.95	tra CAS_03 e CAS_04	130409.5	262409.1	382103.1	514917.6
23.60	tra CAS_04 e FOE_06	25716.2	64424.4	102767.8	150346.8

Sfioratori destra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
24.90	tra CAS_03 e CAS_04	0.0	0.0	188.8	2314.8

### PERCOSSE

Sfioratori sinistra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
23.95	tra PER_05 e PER_06	157.3	983.6	2126.7	3951.8

Sfioratori destra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
23.90	tra PER_05 e PER_06	151.6	24390.7	32430.4	42398.9

### FORMONE

Sfioratori sinistra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
16.99 11.24	a valle di FOR_03 a valle di FOR_08	10095.0 0.0	21492.0 2349.0	26745.0 6084.0	35292.0 14166.0

Sfioratori destra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
14.99	a valle di FOR_05	0.0	240.0	1038.0	3234.0

### AFFLUENTE FORMONE

Sfioratori sinistra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
35.99 33.94 23.59	a valle di AF_FOR_INT_04 a valle di AF_FOR_INT_06 a valle di AF_FOR_06	16023.0 0.0 0.0	34977.0 1365.0 1599.0	47991.0 4944.0 3984.0	68532.0 12561.0 8514.0

Sfioratori destra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
31.33 13.30	a monte di AF_FOR_INT_09 a monte di AF_FOR_17	0.0 0.0	0.0 2967.0	42.0 6645.0	159.0 13380.0



**BUSSO**

Sfioratori sinistra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
13.90	tra FOE_07 e BUS_01	0.0	9.0	138.0	702.0
12.90	tra BUS_01 e BUS_02	1512.0	4122.0	7179.0	12678.0
11.90	tra BUS_01 e BUS_03	8853.0	16821.0	22092.0	29370.0
9.90	tra BUS_04 e BUS_06	8730.0	10485.0	11424.0	12561.0

Sfioratori destra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
12.91	tra BUS_01 e BUS_02	537.0	1029.0	1293.0	1575.0
11.91	tra BUS_02 e BUS_03	930.0	2178.0	3045.0	4230.0
14.74	tra FOE_06 e FOE_07	0.0	0.0	0.0	519.0

**CARCERELLE**

Sfioratori sinistra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
8.95	tra CAR_INT_05 e CAR_INT_06	366.8	1304.3	2056.9	3341.5
6.95	tra CAR_INT_07 e CAR_INT_08	1182.6	2205.1	2871.8	3719.2

Sfioratori destra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
8.9	tra CAR_INT_05 e CAR_INT_06	0.0	30.9	135.2	437.3
6.9	tra CAR_INT_07 e CAR_INT_08	7.8	147.1	474.8	1243.6
4.9	tra CAR_INT_09 e CAR_INT_10	671.7	1433.4	1932.8	2543.5
2.9	tra CAR_INT_11 e CAR_INT_12	651.1	967.9	1161.6	1383.6

## **Modello “Rigo-Galegno”**

### **Descrizione delle specificità del modello idraulico**

Il modello simula il comportamento idraulico dei torrenti Rigo e Galegno (acqua “alta”), a sud dell’area urbana di Sinalunga.

### **Informazioni idrologiche di dettaglio**

Con lo scopo di massimizzare la risposta idraulica in termini di portata di picco in corrispondenza delle aree interessate dalle previsioni urbanistiche, i corsi d’acqua in esame sono stati analizzati mediante un unico modello idraulico monodimensionale e due scenari, relativi alle due diverse durate critiche di Rigo e Galegno.

In particolare, sono individuabili due zone di interesse distinte: la prima, in loc. Rigaiolo, a monte della S.P. 38 di Trequanda e della S.P. 63 di Sinalunga, si trova lungo la parte centrale del T. Rigo, tra le sezioni RI\_06 e RI\_11; la seconda, a valle delle strade provinciali, è posta in sinistra idraulica del tratto finale del T. Rigo e lungo il T. Galegno, tra le sezioni RI\_12 e GA\_07.

Dal punto di vista idraulico, massimizzare la risposta del sistema in corrispondenza delle due distinte aree di interesse significa analizzare la prima zona imponendo la durata critica del T. Rigo e la seconda imponendo la durata critica del Galegno, in modo da valutare il fenomeno di rigurgito che si determina alla confluenza quando il corso d’acqua principale, corpo idrico ricettore, si trova nelle condizioni critiche.

Il modello idraulico presenta le seguenti caratteristiche idrologiche:

1. T. Rigo:

- durata critica: 1.25 h
- coefficiente di ragguaglio areale: 0.998
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati: 38.8 mm (TR20), 42.1 mm (TR30), 53.8 mm (TR100), 62.0 mm (TR200), 74.7 mm (TR500).

2. T. Galegno:

- durata critica: 3 h
- coefficiente di ragguaglio areale: 0.983
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati:

37.8 mm (TR20), 41.0 mm (TR30), 52.5 mm (TR100), 60.4 mm (TR200), 72.8 mm (TR500).

### **Modellazione idraulica, parametri e condizioni al contorno**

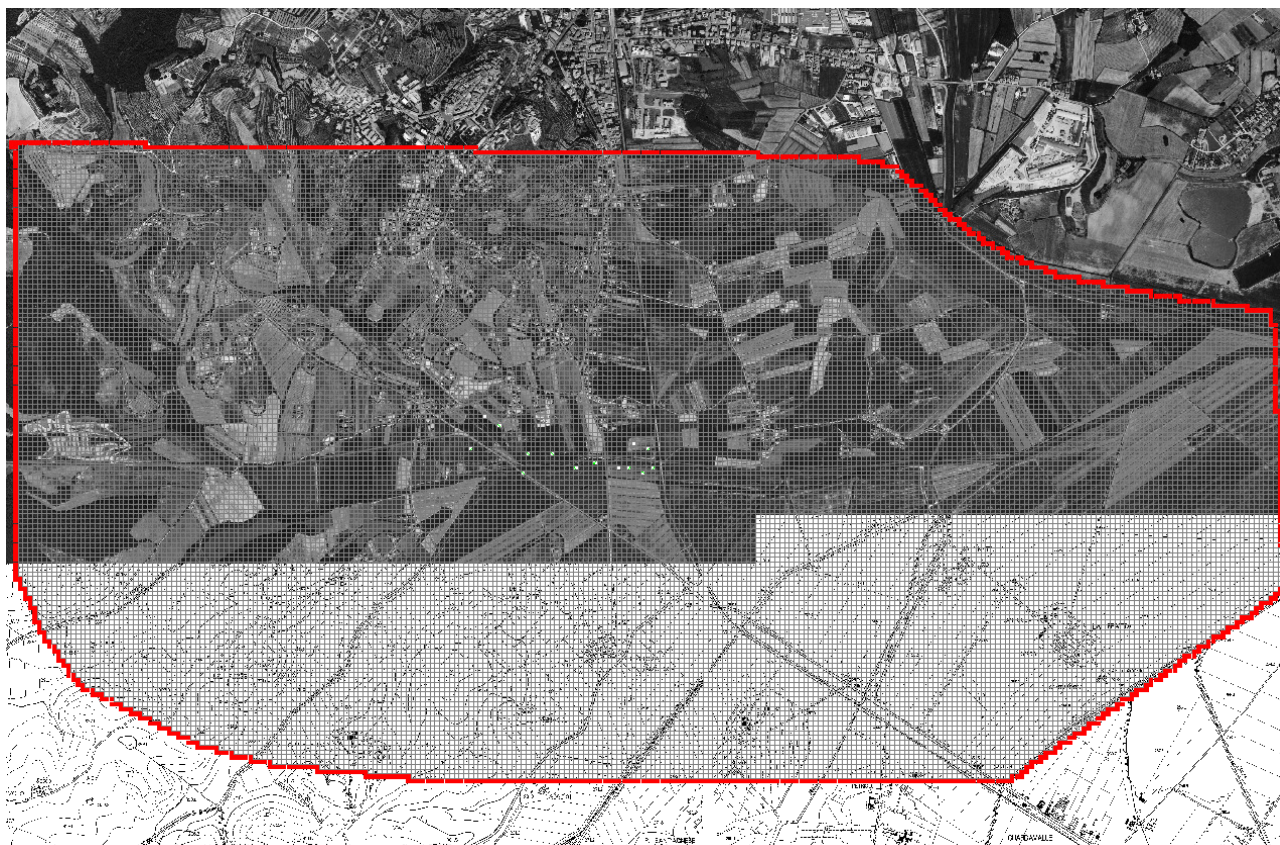
- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario per l'alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali, per le due durate critiche di 1.25 h e 3 h.
- Le scabrezze nei corsi d'acqua sono state assunte pari a  $n_{Manning} = 0.030 \text{ s m}^{-1/3}$  per l'alveo principale, pari a  $n_{Manning} = 0.035 \text{ s m}^{-1/3}$  per per le zone golenali;
- Condizioni di monte: idrogramma di piena T. Rigo (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Immissione laterale in corrispondenza della confluenza con il T. Galegno: "Lateral inflow hydrograph" in corrispondenza della sezione GA\_01;
- Condizioni di valle: altezza di moto uniforme, imponendo come "friction slope" la pendenza media dell'alveo nel tratto finale del modello;
- No storage areas.

La difficoltà nel predeterminare le direzioni di flusso dell'acqua esondata a valle della sezione RI\_12 all'interno delle aree allagate ha suggerito il ricorso ad una modellazione bidimensionale con FLO-2D. La modellazione è stata condotta con celle di 20 m, secondo l'immagine seguente.

La scabrezza assunta per le aree agricole allagate per "overland flow" è pari a  $n_{Manning} = 0.3 \text{ s m}^{-1/3}$ , leggermente superiore a quella del modello "La Pieve" per tener conto della maggiore scabrezza delle superfici.

Si rimanda agli allegati di FLO-2D per le informazioni di dettaglio.

In base a quanto detto, la determinazione delle aree allagate nella prima parte del modello idraulico è stata effettuata per  $dc = 1.25 \text{ h}$ , mentre nella seconda parte, a valle della sezione RI\_12, per  $dc = 3 \text{ h}$ .



## Risultati

- Perimetrazione aree allagate (vedi tavole allegate); si osserva che in destra idraulica la perimetrazione è interrotta in corrispondenza del rilevato ferroviario in quanto l'estensione del modello del T. Galegno non ha permesso di stabilire le condizioni idrauliche a valle del manufatto;
- Volumi sfiorati: la conformazione morfologica della parte di monte del T. Rigo, tra le sezioni RI\_01 e RI\_11, impone la permanenza nell'ambito fluviale dei volumi idrici eventualmente effluenti, senza che si manifestino fenomeni di immagazzinamento nelle aree circostanti. Pertanto, nella parte di monte del modello, si è proceduto a perimetrare le aree allagate in base alla quota assunta dal tirante idrico nelle diverse sezioni. Viceversa, a valle della sezione RI\_12, la presenza di esondazioni su terreno non confinato ha determinato il ricorso alla modellazione bidimensionale (vedi allegati HEC-RAS e FLO-2D):

<b>T<sub>c</sub>=1.25 h</b>		<b>RIGO GALEGNO</b>			
<b>Sfioratori sinistra</b>	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
12.5	a monte di RI_13	0.0	33.0	144.0	405.0
12.05	in prossimità di RI_13	150.0	2727.0	5892.0	12801.0
10.4	a monte di GA_01	0.0	204.0	9999.0	49317.0
9.85	a valle di GA_01	0.0	0.0	0.0	258.0
9.2	in prossimità di GA_02	0.0	0.0	690.0	11040.0
8.55	a monte di GA_03	0.0	0.0	0.0	93.0
4.65	tra GA_06 e GA_07	0.0	0.0	279.0	1500.0
4.10	a monte di GA_07	0.0	528.0	4821.0	12117.0

<b>Sfioratori destra</b>	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
12.04	in prossimità di RI_13	0.0	0.0	63.0	558.0
10.45	a monte di GA_01	0.0	0.0	201.0	7602.0
8.57	a monte di GA_03	0.0	0.0	24.0	6441.0
7.90	a valle di GA_03	0.0	0.0	0.0	813.0
5.25	in prossimità di GA_06	0.0	9.0	318.0	1035.0
4.90	a valle di GA_06	0.0	2337.0	6591.0	11655.0
4.55	tra GA_06 e GA_07	267.0	16761.0	30750.0	45981.0
4.25	a monte di GA_07	5970.0	55617.0	93471.0	137883.0

<b>T<sub>c</sub>=3 h</b>		<b>RIGO GALEGNO</b>			
<b>Sfioratori sinistra</b>	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
12.5	a monte di RI_13	0.0	0.0	33.0	363.0
12.05	in prossimità di RI_13	0.0	1164.0	4605.0	13560.0
10.4	a monte di GA_01	0.0	4455.0	27114.0	88437.0
9.85	a valle di GA_01	0.0	0.0	0.0	825.0
9.2	in prossimità di GA_02	0.0	0.0	4290.0	20241.0
8.55	a monte di GA_03	0.0	0.0	0.0	357.0
4.65	tra GA_06 e GA_07	0.0	63.0	867.0	2595.0
4.10	a monte di GA_07	0.0	3315.0	9942.0	19545.0

<b>Sfioratori destra</b>	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
12.04	in prossimità di RI_13	0.0	0.0	0.0	147.0
10.45	a monte di GA_01	0.0	0.0	1710.0	16644.0
8.57	a monte di GA_03	0.0	0.0	1338.0	12810.0
7.90	a valle di GA_03	0.0	0.0	3.0	2277.0
5.25	in prossimità di GA_06	0.0	171.0	750.0	1710.0
4.90	a valle di GA_06	75.0	6189.0	11583.0	18081.0
4.55	tra GA_06 e GA_07	5595.0	32967.0	50052.0	69498.0
4.25	a monte di GA_07	28989.0	102882.0	150636.0	207585.0

## **Modello “Musarone”**

### **Descrizione delle specificità del modello idraulico**

Il modello simula il comportamento idraulico del Fosso Musarone in due zone, una di monte, a Nord-Est dell’abitato di Guazzino, nei pressi del campo sportivo, ed una più a valle, tra Guazzino e Bettolle, nei pressi del cimitero.

### **Informazioni idrologiche di dettaglio**

Con lo scopo di massimizzare la risposta idraulica in termini di portata di picco in corrispondenza delle aree interessate dalle previsioni urbanistiche, sono stati realizzati 2 modelli idraulici monodimensionali separati, ognuno con la propria durata critica.

Il modello idraulico presenta le seguenti caratteristiche idrologiche:

1. Musarone monte:

- durata critica: 1.5 h
- coefficiente di ragguaglio areale: 0.999
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati: 40.6 mm (TR20), 44.1 mm (TR30), 56.4 mm (TR100), 65.0 mm (TR200), 78.3 mm (TR500).

2. Musarone valle:

- durata critica: 2.66 h
- coefficiente di ragguaglio areale: 0.997
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati: 47.6 mm (TR20), 51.7 mm (TR30), 66.0 mm (TR100), 76.1 mm (TR200), 91.7 mm (TR500).

### **Modellazione idraulica, parametri e condizioni al contorno**

1. Musarone monte:

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario.
- Le scabrezze nel corso d’acqua sono state assunte pari a  $n_{Manning} = 0.035 \text{ s m}^{-1/3}$  sia per l’alveo principale che per le zone golenali;
- Condizioni di monte: idrogramma di piena (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);

- Condizioni di valle: altezza di moto uniforme, imponendo come “friction slope” la pendenza media dell’alveo nel tratto finale del modello.

## 2. Musarone valle:

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario per l’alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali.
- Le scabrezze nel corso d’acqua sono state assunte pari a  $n_{Manning} = 0.035 \text{ s m}^{-1/3}$  sia per l’alveo principale che per le zone golenali;
- Condizioni di monte: idrogramma di piena (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di valle: altezza di moto uniforme, imponendo come “friction slope” la pendenza media dell’alveo nel tratto finale del modello;
- No storage areas.

Nel modello “Musarone\_monte” si è verificata l’idoneità del tratto esaminato nel convogliare le portate di piena, anche per TR = 500 anni.

Viceversa, il modello “Musarone\_valle” analizza un tratto interessato da esondazioni già per TR = 20 anni. La difficoltà nel predeterminare le direzioni di flusso dell’acqua esondata ha suggerito il ricorso ad una modellazione bidimensionale con FLO-2D. La modellazione è stata condotta con celle di 10 m, secondo l’immagine seguente.



La scabrezza assunta per le aree agricole allagate per "overland flow" è pari a  $n_{Manning} = 0.3 \text{ s m}^{-1/3}$ .

Si rimanda agli allegati di FLO-2D per le informazioni di dettaglio.

## Risultati

"Musarone\_monte": idoneo a convogliare le portate di piena di progetto.

"Musarone\_valle":

- Perimetrazione aree allagate (vedi tavole allegate);
- Volumi sfiorati nei vari tratti (vedi allegati HEC-RAS e FLO-2D):



**MUSARONE VALLE**

<b>Sfioratori sinistra</b>	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
8.9	in prossimità di MUS_07	0.0	204.0	1203.0	3924.0
8.7	tra MUS_07 e MUS_08	0.0	402.0	1515.0	4215.0
8.5	tra MUS_07 e MUS_08	0.0	639.0	1839.0	4392.0
8.3	tra MUS_07 e MUS_08	0.0	756.0	1977.0	4419.0
8.1	tra MUS_07 e MUS_08	0.0	528.0	1587.0	3222.0
7.95	a valle di MUS_08	0.0	78.0	405.0	648.0
7.85	tra MUS_08 e MUS_09	0.0	0.0	135.0	123.0
7.80	tra MUS_08 e MUS_09	0.0	0.0	9.0	1062.0
3.75	tra MUS_12 e MUS_13	0.0	0.0	0.0	33.0
3.55	tra MUS_12 e MUS_13	0.0	0.0	0.0	18.0
3.35	tra MUS_12 e MUS_13	0.0	135.0	354.0	2034.0
3.15	tra MUS_12 e MUS_13	813.0	2577.0	3384.0	336.0
2.90	a valle di MUS_13	2139.0	4584.0	5634.0	7287.0
2.70	tra MUS_13 e MUS_14	1440.0	3468.0	4326.0	5679.0
2.50	tra MUS_13 e MUS_14	903.0	2601.0	3318.0	4482.0
2.30	tra MUS_13 e MUS_14	420.0	1776.0	2355.0	3357.0
2.10	a monte di MUS_14	192.0	1425.0	1974.0	3033.0
1.90	a valle di MUS_14	9.0	369.0	567.0	1095.0

<b>Sfioratori destra</b>	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
7.99	a valle di MUS_08	0.0	0.0	0.0	306.0
7.30	tra MUS_08 e MUS_09	0.0	78.0	405.0	648.0
7.15	a monte di MUS_09	0.0	1077.0	2736.0	5571.0
6.95	a valle di MUS_09	0.0	636.0	1809.0	3978.0
6.65	a monte di MUS_10	0.0	0.0	84.0	648.0

## **Altri modelli idraulici**

Lo studio comprende, oltre alle modellazioni descritte, i modelli idraulici dei corsi d'acqua seguenti:

- Foenna monte
- Docciarella
- Varniano
- Affluente Varniano
- Formone monte
- Gorgo

A differenza dei casi descritti nei paragrafi precedenti, i corsi d'acqua in oggetto sono stati modellati secondo uno schema monodimensionale in moto vario con HEC-RAS, senza necessità di ricorrere ad una modellazione di tipo puramente bidimensionale.

Al più, come nel caso del Fosso del Gorgo, in HEC-RAS sono stati definiti dei settori di allagamento e delle connessioni secondo un approccio concettuale di tipo quasi-bidimensionale.

Tutti i modelli citati presentano come condizioni di monte gli idrogramma di piena e come condizioni di valle l'altezza di moto uniforme, imponendo come "friction slope" la pendenza media dell'alveo nel tratto finale.

Si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio relative ai parametri assunti nelle modellazioni idrauliche e ai risultati ottenuti.

I risultati relativi alle aree allagate sono forniti per le zone contermini ai tratti dei corsi d'acqua oggetto di rilievo e modellazione, in linea con le finalità dello studio.

I volumi sfiorati nei vari tratti sono riassunti nelle seguenti tabelle (vedi allegati HEC-RAS):

### FOENNA MONTE

Sfioratori sinistra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
7.11	in prossimità di FO_03	0.0	0.0	3.6	24550.5
6.54	in prossimità di FO_04	0.0	0.0	0.0	4423.8
1.43	a monte di FO_09	0.0	0.0	3.3	2553.9
1.29	a monte di FO_09	0.0	10384.8	68166.9	249206.7

**DOCCIARELLA**

Sfioratori sinistra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
3.40	a valle di DO_09	0.0	0.0	0.7	2294.3

**VARNIANO**

→ non sono presenti volumi esondati

**AFFLUENTE VARNIANO**

Sfioratori sinistra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
5.8321	a valle di AF_VA_06	256.7	746.1	1181.3	1934.9

Sfioratori destra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
5.832	a valle di AF_VA_06	513.3	1196.1	1766.6	2728.4
3.09	a monte di AF_VA_09	1076.4	1862.4	2505.9	3317.7

**FORMONE MONTE**

→ non sono presenti volumi esondati

**GORGIO**

Sfioratori sinistra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
4.80	tra GOR_16 e GOR_17	0.0	0.0	0.0	1175.1

	Sfioratori destra	tratto	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
CASSA 3	19.85	tra GOR_01 e GOR_02	198.9	7526.4	9632.9	13947.1
	19.15	in prossimità di GOR_02	0.0	2966.9	8283.9	12831.5
	18.35	in prossimità di GOR_03	0.0	921.0	-3105.9	8152.6
	17.65	tra GOR_03 e GOR_04	0.0	0.0	-2417.0	-13122.2
	17.05	in prossimità di GOR_04	0.0	0.0	0.0	-7127.2
CASSA 2	15.20	in prossimità di GOR_06	0.0	0.0	0.0	-240.5
	1.70	tra GOR_19 e GOR_20	0.0	0.0	0.0	878.0

N.B: i valori negativi indicano una re-immissione in alveo dei volumi sfiorati a monte nei settori di allagamento.

Arezzo, febbraio 2009

ProGeo associati

Dott. Fabio Poggi

Dott. Massimiliano Rossi

Ing. Alessandro Berni

Ing. Lorenzo Corri

## **Bibliografia**

- Brath, A., Franchini, M., and Galeati, G.: Valutazione delle piogge intense nell'Italia centrosettentrionale, *L'Acqua*, 4, 15–27, 1998.
- Brocca, L., Melone, F., Moramarco, T. On the estimation of antecedent wetness condition in rainfall-runoff modelling. *Hydrological Processes*, 22, 629-642, 2008a.
- Brocca, L., Melone, F., Moramarco, T., Singh, V.P. Assimilation of observed soil moisture data in storm rainfall-runoff modelling. *Journal of Hydrologic Engineering*, in stampa, 2008b.
- Brocca, L., Melone, F., Moramarco, T., Morbidelli, R. Antecedent wetness conditions based on ERS scatterometer data. *Journal of Hydrology*, disponibile on line 25/11/08, 2008c.
- Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. *Applied Hydrology*. McGraw Hill International Edition, 1988.
- Corradini, C., Melone F., Ubertini L. A semi-distributed model for direct runoff estimate. in: *Applied Simulation and Modelling*, Hanza MH (ed.), IASTED ACTA Press: Anaheim (CA); 541-545, 1995a.
- Corradini, C., Melone, F., Singh, V.P. Some remarks on the use of GIUH in the hydrological practice. *Nordic Hydrology*, 26, 297-312, 1995b.
- Cunge, J. A., 1969, On the Subject of a Flood Propagation Computation Method (Muskingum Method), *Journal of Hydraulic Research*, v. 7, no. 2, p. 205-230.
- Giandotti, M. Previsione delle piene e delle magre dei corsi d'acqua. *Memorie e studi idrografici*, Pubbl. 2 del Servizio Idrografico Italiano, Vol. VIII, 107, 1934.
- Gupta, V.K., Waymire, E., Wang C.T. A representation of an instantaneous unit hydrograph from geomorphology. *Water Resources Research*, 16, 855-862, 1980.
- Maione, U. Appunti di Idrologia 3 – Le piene fluviali. *La Goliardica Pavese*, Pavia, 1977.
- Mancini, M., Rosso, R. Using GIS to assess spatial variability of SCS Curve Number at the basin scale. in: *New Directions for Surface Water Modelling*, ed. by M.L. Kavvas, IAHS Publ. No. 181, pp. 435-444, 1989.
- Melone, F., Neri, N., Morbidelli, R., C. Saltalippi, C. A conceptual model for flood prediction in basins of moderate size. in: *Applied Hydrology and Modelling*, Hanza MH (ed.), IASTED ACTA Press: Anaheim (CA); 461-466, 2001.
- Melone, F., Corradini, C., Singh, V.P. Lag prediction in ungaged basin: an investigation trough actual data of the upper Tiber River valley. *Hydrological Process*, 16, 1085-1094, 2002.

- Melone, F., Neri, N., Morbidelli, R., Saltalippi, C. A conceptual model for flood prediction in basins of moderate size. in: *Applied Hydrology and Modelling*, Hanza MH (ed.), IASTED ACTA Press: Anaheim (CA); 461-466, 2001.
- Mishra, S.K., Seth, S.M. Use of hysteresis for defining the nature of flood wave propagation in natural channels. *Hydrological Sci. J.*, Oxford, U.K., 41(2), 153-170, 1996.
- Preti F., Settesoldi, D., Paris, E., Mazzanti, B. Criteri e procedure per la valutazione delle piene nel territorio toscano. *Atti del XXV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Torino, settembre 1996, CNR-GNDICI, pp. 317-328, 1996.
- Raudkivi, A. J. *Hydrology*. Pergamon Press, Great Britain, 1979.
- Ravazzani, G. Processi idrologici nella modellistica di piena: analisi di un sistema di preallerta per il bacino del Fiume Arno. *Dissertazione per il conseguimento del Titolo di Dottore di Ricerca in Ingegneria Idraulica, XVI ciclo*. Politecnico di Milano, 2004
- Reed, D.W. A review of British flood forecasting practise. *Technical Report N°90*, Institute of Hydrology, Wallingford, UK, 1984.
- Singh, V.P. *Hydrologic System: Rainfall-Runoff Modeling*. Prentice Hall: Englewood Cliff, New Jerse, 1988.
- Soil Conservation Service. *Hydrology, Chapter 9, Hydrologic Soil Cover Complex*. SCS National Engineering Handbook, Washington D.C., U.S. Department of Agriculture, Sect. 4, 1972.
- Soil Conservation Service. *Hydrology, SCS National Engineering Handbook*. Washington D.C., U.S. Department of Agriculture, Sect. 4, 1986.
- Troutman, B.M., Karlinger, M.B. Unit hydrograph approximation assuming linear flow trough topologically random channel networks. *Water Resour. Res.*, 21, 743-754, 1985.
- Woodward, D. E., and Plummer, A. (2000). “Antecedent moisture conditions NRCS view point.” Proc., ASCE-Watershed Management and Operations Management Conf., Fort Collins, Colo.