

8 Gli idrogrammi unitari istantanei geomorfologici dei bacini idrografici

di P. Claps, M. Fiorentino e E. Straziuso

8.1. Introduzione

L'*idrogramma unitario istantaneo* di un bacino, comunemente indicato con la sigla IUH (acronimo per Instantaneous Unit Hydrograph), viene definito correntemente come l'idrogramma dei deflussi superficiali causati da un'ipotetica pioggia netta, istantanea e di volume unitario, uniformemente distribuita sul bacino. La determinazione della risposta di un bacino idrografico alle precipitazioni, cioè del suo IUH, si pone nell'ambito del problema, più generale, della modellazione matematica della trasformazione degli afflussi in deflussi, il cui scopo è la rappresentazione dei processi idrologici attraverso i quali l'intensità di pioggia si trasforma nella portata alla sezione di chiusura del bacino.

La conoscenza dell'IUH di un bacino può essere utile, ad esempio, quando:

- si voglia realizzare un sistema di preannuncio in *tempo reale* di un evento di piena, in cui, con l'ausilio di modelli matematici che consentano di prevedere l'evoluzione del fenomeno con qualche anticipo, sia possibile far scattare i dispositivi di intervento predisposti;
- si voglia conoscere il volume d'acqua che è defluito in alveo durante un evento di piena (*volume di piena*) quando sia noto l'evento meteorico che l'ha determinato;
- si voglia conoscere o verificare il valore della portata massima relativa ad una assegnata onda di piena causata da un evento meteorico noto.

Noto l'IUH, generalmente espresso da una funzione $h(t)$ del tempo, l'idrogramma $Q(t)$ dovuto ad una precipitazione $P(t)$ (Fig. 1) risulta dall'operazione di convoluzione [v. es. Chow *et al.*, 1988]:

$$Q(t) = \int_0^t P(\tau)h(t - \tau)d\tau$$

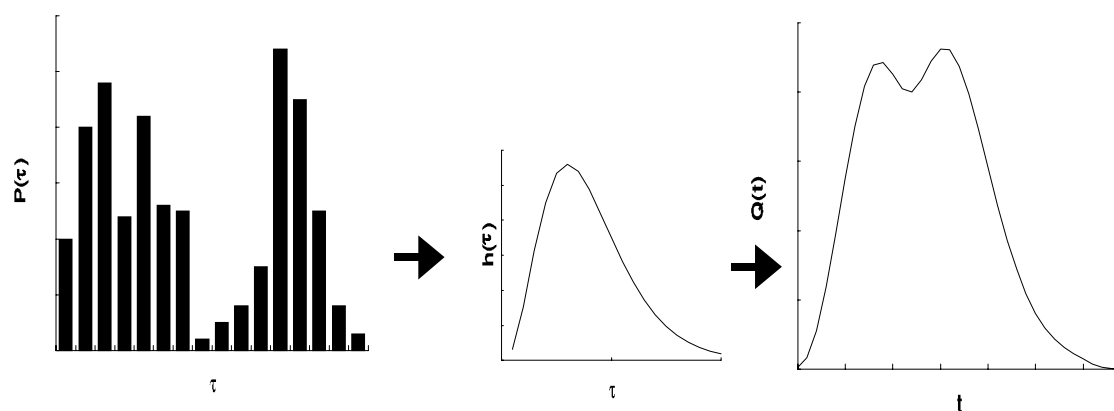


Figura 1. La convoluzione.

Il fenomeno della trasformazione afflussi-deflussi si può schematizzare in modo più o meno complesso a seconda delle perdite idrologiche che si prendono in considerazione. Durante gli eventi di piena, oggetto del presente lavoro, lo scorrimento superficiale assume un'importanza preponderante rispetto agli altri fenomeni idrologici (moto dell'acqua nel suolo e nel sottosuolo, evapotraspirazione, etc). In questo caso, le ipotesi di linearità e di stazionarietà del fenomeno, che semplificano notevolmente teoria e calcoli, possono assumersi valide con buona approssimazione, come si può riscontrare nei numerosi lavori scientifici prodotti sull'argomento. Tra questi, è il caso di ricordare quello di Tonini [1969], di notevole importanza per l'inquadramento generale della problematica, ed il rapporto tematico *Modelli idrologici degli eventi di piena* [GNDCI, U.O. 1.8, in stampa], prodotto nell'ambito delle attività del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche.

Fino agli anni '80, i modelli più utilizzati per descrivere la trasformazione afflussi-deflussi sono stati quelli di tipo concettuale, fondati sull'uso di semplici elementi costitutivi, essenzialmente serbatoi e canali lineari, combinati in vario modo per rappresentare l'effetto del bacino sull'afflusso. Pur essendo essi tuttora utilizzabili per il buon compromesso tra semplicità di applicazione ed affidabilità dei risultati, si sono intanti sviluppati i modelli geomorfologicamente basati, da quando Rodriguez-Iturbe e Valdés [1979], impostando una rigorosa base teorica della connessione tra la risposta impulsiva di un bacino idrologico e la sua idrografia, hanno introdotto il concetto di idrogramma unitario istantaneo *geomorfologico* (GIUH). Il concetto di GIUH è stato ripreso da Gupta *et al.* [1980] i quali hanno rielaborato, affinato e reso in forma generalizzata il modello di Rodriguez-Iturbe e Valdés (nel seguito, *modello RV*). Mentre il comportamento

idrodinamico della corrente nei canali è stato, in entrambi i casi, considerato in maniera semplificata, tramite schemi di tipo concettuale, Troutman e Karlinger [1984, 1985] hanno considerato un comportamento idrodinamico della rete più prossimo alla realtà, facendo uso di uno schema dinamico completo e linearizzato di propagazione delle portate nei canali (*modello TK*). Rinaldo *et al.* [1991], riunificando i due approcci precedenti, hanno posto in evidenza l'importanza dell'effetto, da loro riconosciuto, di *dispersione geomorfologica* della rete (*modello RMR*).

In questo lavoro verranno esaminati gli aspetti teorici e pratici che sono alla base della determinazione del GIUH con i tre modelli citati. Al fine di valutare gli aspetti inerenti la regionalizzazione del GIUH, particolare attenzione verrà posta alle relazioni tra questi ed alcuni parametri geomorfologici sintetici, oltre che alla sensitività dei diversi modelli relativa al grado di affinamento dell'informazione geomorfologica via via fornita. Verranno poi esaminate le modalità di determinazione di detti parametri in funzione della sola area, con particolare riguardo ai bacini della Puglia settentrionale, in ordine alla determinazione del GIUH in presenza di minima informazione sulla morfologia del bacino.

Si ritiene utile far precedere le fasi appena descritte da brevi cenni su alcuni modelli concettuali di trasformazione afflussi-deflussi e da una sintesi di particolari tematiche relative all'organizzazione delle reti di drenaggio naturali.

8.2. Generalità sull'approccio geomorfologico

La risposta di una rete idrografica può essere interpretata considerando congiuntamente sia le condizioni idrodinamiche che regolano il moto dell'acqua nel singolo canale sia la rappresentazione geometrica della rete. Con riferimento alle condizioni idrodinamiche, la rappresentazione del moto vario delle correnti idriche prende in considerazione solo alcune delle grandezze alla scala spaziale del singolo canale, aggiungendone altre che caratterizzano la scala globale della rete di canali.

Nella teoria geomorfologica, l'IUH $h(t)$ di un bacino è interpretato come la funzione di densità di probabilità (*f.d.p.*) dei tempi di stazionamento delle particelle d'acqua nel bacino, in accordo la proposta di Lienhard [1964]. L'espressione del GIUH di un bacino [Rodriguez-Iturbe e Valdés, 1979; Gupta *et al.*, 1980] è infatti:

$$h(t) = \sum_{s \in S} p(s) f(t|s) \quad (8.1)$$

dove:

- S indica l'insieme dei possibili percorsi s che, da un punto qualsiasi della rete, conducono alla sezione di sbocco;
- $p(s)$ indica la probabilità che una particella percorra proprio la via s .
- $f(t/s)$ esprime la *f.d.p.* dei tempi di stazionamento delle particelle d'acqua nel percorso s .

La (8.1) assume forme diverse in dipendenza delle diverse formulazioni che si possono proporre per $p(s)$ ed $f(t/s)$. Data la linearità del sistema, per ogni punto fissato della rete esiste un unico percorso che porta alla sezione di chiusura, sicchè la probabilità $p(s)$ che una particella percorra proprio la via s può essere espressa in funzione delle sole caratteristiche topologiche e geometriche della rete. La forma assunta dalla $f(t/s)$ può tener conto, invece, dei fenomeni dinamici che regolano il trasporto entro i canali.

La scelta dell'insieme S dei possibili percorsi s dipende dallo schema di gerarchizzazione della rete, che individua i possibili *stati* nei quali la particella d'acqua può trovarsi. I metodi utilizzati per la gerarchizzazione della rete idrografica sono descritti nel paragrafo successivo. Basti qui dire che, nello schema ordinativo di Horton-Strahler, uno stato, poichè coincide con uno degli ordini gerarchici della rete, è costituito da tutti i canali aventi un prefissato ordine; invece nello schema di Shreve uno stato, coincidendo con un livello della rete, è costituito da tutti i canali aventi la stessa distanza topologica dallo sbocco. La $f(t/s)$ può quindi anche essere intesa come la probabilità che la particella caduta sul bacino si trovi, al tempo t , in uno degli stati s_i che compongono il percorso s . Indicando con $\{s_1, s_2, \dots, s_k\}$ l'insieme di tali stati ordinati, il tempo di permanenza della goccia nel percorso s è pari alla somma dei tempi della sua permanenza nei diversi stati s_1, s_2, \dots, s_k .

I tempi di permanenza della goccia d'acqua in uno dei possibili stati prima individuati sono delle variabili casuali aventi ognuna funzione di densità di probabilità $f(t_i|s_i)$ ($i=1, 2, \dots, k$). Il tempo di stazionamento della goccia nel generico percorso s ha, pertanto, funzione di densità di probabilità:

$$f(t|s) = f(t_1|s_1) * f(t_2|s_2) * \dots * f(t_k|s_k) \quad (8.2)$$

avendo indicato con il simbolo $*$ l'operatore di convoluzione.

8.2.1. Gli schemi di gerarchizzazione dei reticoli idrografici

8.2.1.1. Lo schema ordinativo di Horton-Strahler

Analisi quantitative della classificazione geomorfologica di una rete di drenaggio furono per la prima volta presentate da Horton [1945]. La classificazione e l'analisi geomorfica quantitativa da lui proposta, riassunte nelle prime due *leggi di Horton*, furono successivamente sviluppate da Strahler [1952,1964] che propose di ordinare il reticolo idrografico di un bacino naturale assegnando a ciascuno dei canali che lo compongono un *numero d'ordine*, determinabile attraverso le seguenti regole, già riportate nel capitolo 6, esemplificate dallo schema di Fig. 2.

1. Le sorgenti (punti estremi di monte del reticolo idrografico) danno origine a canali (o rami) di ordine 1;
2. Quando due canali di ordine i si congiungono, il canale emissario è di ordine $j=i+1$; un canale, o ramo, è compreso tra due nodi che uniscono canali dello stesso ordine;
3. Quando due canali di ordine i e j si uniscono, il canale emissario assume l'ordine k pari al valore maggiore fra quelli dei due rami originari.

Quanto esposto in (2) e (3) può riassumersi mediante la seguente relazione:

$$k = \text{Max}\{i, j, \text{INT}[1+(i+j)/2]\}$$

4. L'ordine Ω del bacino idrografico è quello del canale di ordine massimo.

In generale, l'ordine della rete di drenaggio è direttamente proporzionale all'area del bacino idrografico, alle dimensioni del canale terminale ed alla portata media, sia liquida che solida, defluente attraverso la sezione di chiusura.

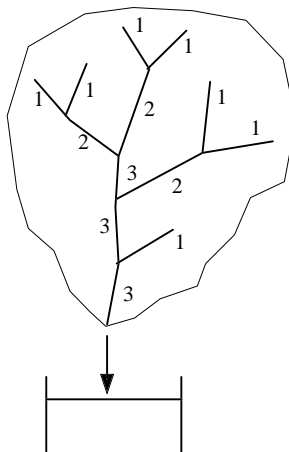


Figura 2. Ordinamento gerarchico, secondo Strahler, di un ipotetico bacino del terzo ordine.

Per la sua semplicità, lo schema di Horton-Strahler, fra i vari proposti, è quello maggiormente in uso negli studi di bacino; esso permette, inoltre, analisi comparative fra reticoli idrografici, dato che è abbastanza comune trovare bacini del medesimo ordine.

Il suddetto metodo di Horton-Strahler ha poi fornito la base per la formulazione delle *leggi di Horton* del numero, della lunghezza, della pendenza dei canali, cui Strahler aggiunse la legge delle aree. Tali leggi, essendo state verificate in differenti casi, mostrano come le reti di drenaggio si presentino con una organizzazione gerarchica sistematica.

La *prima legge di Horton* individua nella successione $\{N_1, N_2, \dots, N_\Omega\}$ del numero delle aste di diverso ordine che compongono il reticolo idrografico (numero decrescente con l'ordine $\{1, 2, \dots, \Omega\}$ delle stesse), una serie geometrica inversa. Tale legge può quindi essere scritta come:

$$\frac{N_{i-1}}{N_i} = R_B \quad (8.3)$$

dove N_{i-1} è il numero di rami di ordine $i-1$, N_i è il numero di rami di ordine i , R_B è il rapporto di biforcazione. Poichè risulta $N_\Omega = 1$, si deduce facilmente che:

$$N_i = R_B^{\Omega-i} \quad (8.4)$$

Horton ha inoltre mostrato che il numero globale di rami all'interno di una rete di drenaggio può essere valutato una volta che siano noti il rapporto di biforcazione R_B e l'ordine Ω del bacino:

$$\sum_{i=1}^{\Omega} N_i = \frac{R_B^{\Omega} - 1}{R_B - 1} \quad (8.5)$$

La *seconda legge di Horton* individua nella successione $\{L_1, L_2, \dots, L_\Omega\}$ della lunghezza delle aste di diverso ordine (generalmente crescente con l'ordine), una serie geometrica diretta. Si ha quindi:

$$\frac{\bar{L}_i}{\bar{L}_{i-1}} = R_L \quad (8.6)$$

dove \bar{L}_i è la lunghezza media delle aste di ordine i ed \bar{L}_{i-1} R_L è il rapporto delle lunghezze. Indicando con \bar{L}_1 la lunghezza media dei canali del primo ordine, si deduce facilmente che:

$$\bar{L}_i = \bar{L}_1 \cdot R_L^{i-1} \quad (8.7)$$

La formulazione della legge della pendenza dei canali (*terza legge di Horton*) è analoga a quella della prima legge di Horton, per cui può essere sinteticamente scritta come:

$$\frac{\bar{J}_{i-1}}{\bar{J}_i} = R_J \quad (8.8)$$

dove $\bar{J} = \bar{J}_i$ ed R_J è il rapporto delle pendenze.

La *legge delle aree*, infine, ha formulazione analoga a quella della seconda legge di Horton:

$$\frac{\bar{A}_i}{\bar{A}_{i-1}} = R_A \quad (8.9)$$

dove R_A è il rapporto delle aree ed \bar{A}_i è il valor medio delle aree A_i drenate dai canali di ordine i , comprendenti le aliquote che contribuiscono direttamente al deflusso lungo il ramo e le aree di drenaggio associate alle aste tributarie di ordine inferiore ad i .

Per i bacini di drenaggio naturali, i valori di R_B sono normalmente compresi tra 3 e 5, quelli di R_L tra 1.5 e 3.5, quelli di R_A tra 3 e 6 ed infine R_J varia normalmente tra 1.5 e 3 [Strahler, 1964].

8.2.1.2. Lo schema ordinativo di Shreve

Nello schema proposto da Shreve [1966, 1967], si considera il reticolo idrografico come un *albero trivalente*, composto da nodi e tratti (Fig. 3), essendo i tratti o segmenti compresi fra due nodi successivi ed i nodi definibili in due tipi: *sorgente* e *giunzione*. Data la distinzione dei nodi fra sorgenti e giunzioni, i segmenti che compongono la rete si distinguono fra *interni* ed *esterni*. I segmenti esterni sono compresi tra una sorgente e la prima giunzione a valle; Il numero dei segmenti esterni, indicato con n , è detto *magnitudine* della rete. Poichè si assume che in una giunzione si uniscano non più di due segmenti, il numero totale dei segmenti è pari a $M=2n-1$. La *distanza topologica* di un segmento dalla sezione di sbocco è pari al numero di segmenti che bisogna attraversare per giungervi; tutti i segmenti che hanno la stessa distanza topologica appartengono allo stesso *livello topologico*. La massima distanza topologica all'interno della rete ne costituisce il *diametro* d . La funzione di larghezza $W(x)$ della rete fornisce il numero dei segmenti che appartengono ad ogni livello x .

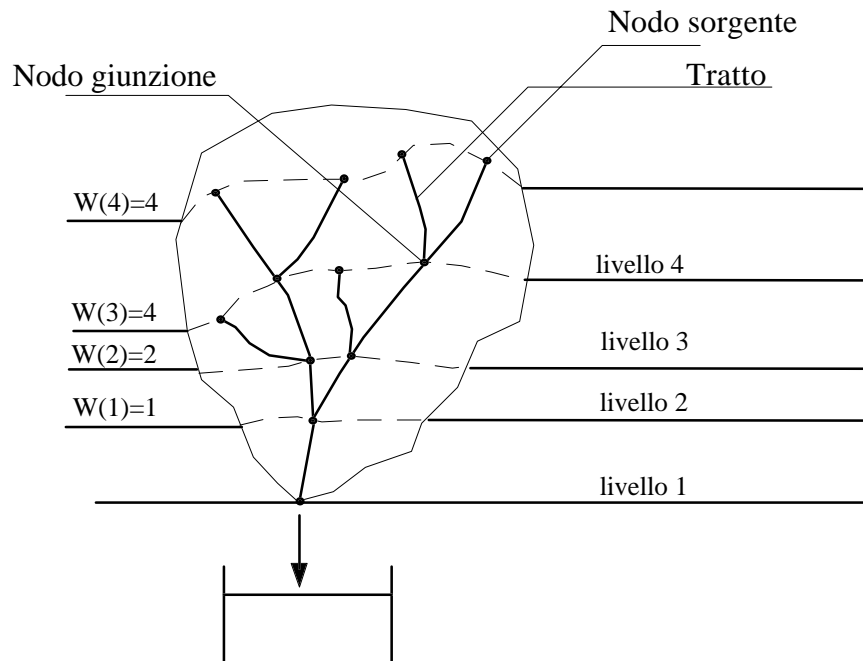


Figura 3. Lo schema ordinativo di Shreve.

8.3. La valutazione del GIUH

La funzione di risposta idrologica di un bacino, secondo la teoria geomorfologica, è espressa dalla (8.1), che ha carattere generale. Tale funzione verrà valutata con riferimento ai modelli RV , TK e RMR precedentemente citati, analizzando in dettaglio le diverse modalità di determinazione delle quantità S , $p(s)$, $f(t/s)$.

L'insieme dei percorsi S , le probabilità $p(s)$ che la particella segua il percorso $s \in S$ e la funzione di densità di probabilità $f(t/s)$ dei tempi di permanenza della particella nel percorso s dipendono dalle caratteristiche geomorfologiche del bacino e del reticolo idrografico. Queste caratteristiche possono essere considerate a diversi livelli di dettaglio. Ad esempio la rappresentazione hortoniana del reticolo può fare riferimento ai valori osservati dei numeri e delle lunghezze dei rami di diverso ordine, così come ai valori stimati dei rapporti R_B ed R_L . L'uso di parametri di sintesi consente, come vedremo, di affrontare il problema della regionalizzazione del GIUH.

8.3.1. Il modello di Rodriguez-Iturbe e Valdés (RV)

8.3.1.1. Determinazione dei percorsi s e delle relative probabilità $p(s)$

Si consideri un bacino la cui rete di drenaggio sia ordinata secondo lo schema di Horton-Strahler ed il cui ordine sia pari ad Ω . Durante gli eventi meteorici intensi si genera nel bacino un deflusso superficiale dovuto al fatto che le gocce d'acqua tendono a raggiungerne la sezione di chiusura, impiegando un certo tempo che è funzione del punto in cui esse sono cadute e del percorso seguito. I possibili percorsi attraverso i quali la goccia può raggiungere la sezione di uscita della rete, detti *percorsi idraulici* o *hortoniani*, sono ricavabili in funzione della pendenza dei versanti e della conformazione del reticolo idrografico. Un bacino può schematizzarsi infatti come una serie di versanti e di elementi della rete di drenaggio (*canali*). Poichè i versanti hanno uno sviluppo areale molto maggiore rispetto a quello dei canali, non si commette un apprezzabile errore se si ipotizza che la goccia d'acqua cada sempre su un versante e in seguito raggiunga, mediante scorrimento superficiale, la rete di drenaggio. Per convenzione, ai versanti viene assegnato lo stesso ordine hortoniano del canale che essi alimentano: un versante di ordine i viene indicato con r_i .

La goccia d'acqua inizia quindi il proprio cammino da un punto qualunque di un versante, raggiunge la rete di drenaggio e passa attraverso i canali dei diversi ordini, dal più piccolo al più elevato, fino all'uscita. Nel passaggio dal versante di ordine i al canale di pari ordine e dal canale di ordine i a quello di ordine j (con $j > i$, $i=1, 2, \dots, \Omega$), la goccia d'acqua è soggetta ad altrettante *transizioni*. Sono così individuabili $2^{\Omega-1}$ differenti percorsi. Per esempio, con riferimento ad un bacino di ordine $\Omega=3$ (v. fig. 2), il numero dei possibili percorsi hortoniani è 4, precisamente:

- $s_1 : r_1 \rightarrow c_1 \rightarrow c_2 \rightarrow c_3 \rightarrow \text{uscita}$
- $s_2 : r_1 \rightarrow c_1 \rightarrow c_3 \rightarrow \text{uscita}$
- $s_3 : r_2 \rightarrow c_2 \rightarrow c_3 \rightarrow \text{uscita}$
- $s_4 : r_3 \rightarrow c_3 \rightarrow \text{uscita}$

Il valore da assegnare alla probabilità $p(s)$ che una goccia d'acqua segua un particolare percorso s per raggiungere la sezione terminale della rete viene determinato mediante la seguente relazione [Rodriguez-Iturbe e Valdés, 1979]:

$$p(s) = \vartheta_i \cdot P_{ij} \cdot P_{jk} \cdot \dots \cdot P_{l\Omega} \tag{8.10}$$

in cui ϑ_i è la probabilità che la goccia cada sul versante di ordine i da cui si origina il percorso; $\{ij, jk, \dots, l\Omega\}$ sono le transizioni nel percorso, $\{P_{ij}, P_{jk}, \dots,$

$P_{i\Omega}$ sono le rispettive probabilità. Per la determinazione di $p(s)$ ci si riconduce, in definitiva, al calcolo delle probabilità iniziali ϑ_i e delle probabilità di transizione P_{ij} , queste ultime rappresentate nella *matrice delle probabilità di transizione*:

$$\begin{pmatrix} P_{1,1} & P_{1,2} & \dots & P_{1,i} & \dots & P_{1,\Omega+1} \\ P_{2,1} & P_{2,2} & \dots & P_{2,i} & \dots & P_{2,\Omega+1} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ P_{\Omega,1} & P_{\Omega,2} & \dots & \dots & \dots & P_{\Omega,\Omega+1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & P_{1,2} & \dots & P_{1,i} & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & P_{2,i} & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & 1 \end{pmatrix}$$

Se si effettua una analisi geomorfica quantitativa del bacino idrografico, la determinazione delle P_{ij} può essere effettuata in base alla definizione:

$$P_{ij} = \frac{\text{numero aste di ordine } i \text{ che confluiscono in aste di ordine } j}{\text{numero totale di aste di ordine } i} \quad (8.11)$$

Se i dati morfometrici del bacino sono organizzati sotto forma di database di segmenti in un Sistema Informativo Territoriale (SIT) come quello descritto nel capitolo 6, può risultare conveniente far riferimento alla *matrice di transizione dei segmenti*. Il generico elemento l_{ij} di detta matrice fornisce il numero di segmenti di ordine i che confluiscono in quelli di ordine j e, per $j>i$, rappresenta anche il numero di rami hortoniani di ordine i che confluiscono in rami di ordine j . La somma di tutti gli elementi della matrice fornisce il numero totale M dei segmenti costituenti il reticolo idrografico. Per il bacino di ordine $\Omega=3$ mostrato in Fig. 3 tale matrice è, ad esempio:

$$\begin{pmatrix} l_{1,1} & l_{1,2} & l_{1,3} & l_{1, \text{uscita}} \\ l_{2,1} & l_{2,2} & l_{2,3} & l_{2, \text{uscita}} \\ l_{3,1} & l_{3,2} & l_{3,3} & l_{3, \text{uscita}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 6 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & 3 & 1 \end{pmatrix}$$

Tutte le grandezze di interesse sono immediatamente ottenibili da questa matrice.

Ad esempio il numero totale di rami hortoniani di ordine i è:

$$N_i = \sum_{j=i+1}^{\Omega+1} l_{ij} \quad (8.12)$$

dal quale risulta immediato ricavare la matrice delle probabilità di transizione, il cui generico elemento P_{ij} è ottenibile come :

$$P_{ij} = 0 \quad \text{per } i < j \quad (8.13)$$

$$P_{ij} = l_{ij}/N_i \quad \text{per } i \geq j$$

Le probabilità di transizione P_{ij} possono essere ottenute anche attraverso le relazioni teoriche derivate da Rodriguez-Iturbe e Valdés [1979] e Gupta *et al.* [1980], in funzione di parametri geomorfologici di sintesi. Detto $E(i, \Omega)$ il valore atteso del numero di segmenti *interni* di ordine i in una rete idrografica di ordine Ω , si ha:

$$P_{ij} = \frac{(N_i - 2N_{i+1})E(j, \Omega)}{\sum_{k=i+1}^{\Omega} E(k, \Omega)N_i} + 2 \frac{N_{i+1}}{N_i} \delta_{i+1,j} \quad 1 \leq i \leq j \leq \Omega \quad (8.14)$$

dove $\delta_{i+1,j} = 1$ se $j = i+1$, e $\delta_{i+1,j} = 0$ negli altri casi. L'espressione per il calcolo di $E(i, \Omega)$ è fornita da Smart [1972]:

$$E(i, \Omega) = N_i \prod_{j=2}^i \frac{(N_{j-1} - 1)}{2N_j - 1} \quad i = 2, 3, \dots, \Omega \quad (8.15)$$

mentre il numero N_i di canali di diverso ordine del reticolo può essere determinato tramite la legge (8.3) di Horton del numero delle aste. Ne risulta una valutazione *attesa* delle P_{ij} dipendente dal solo parametro R_B , e dall'ordine Ω del reticolo.

La probabilità iniziale ϑ_i che una goccia d'acqua cada sul versante di ordine i può essere a sua volta valutata direttamente in base alla definizione:

$$J_i = \frac{\text{area totale che drena direttamente nei canali di ordine } i}{\text{area totale del bacino}} \quad (8.16)$$

anche se la misura diretta delle aree drenanti richiede un impegno molto maggiore rispetto al caso precedente.

Una determinazione approssimata delle ϑ_i può essere fatta utilizzando le espressioni fornite da Gupta *et al.* [1980] che le legano al valore medio \bar{A}_1 dell'area drenata dai canali di ordine 1 ed al rapporto delle aree R_A . E' stato però mostrato da Van der Taak [1988] che tali espressioni sono abbastanza imprecise e possono condurre, per alcuni valori del rapporto delle aree, anche a valori negativi per le ϑ_i relative agli ordini più alti. Una valutazione più affidabile di tali probabilità consegue dall'ipotesi che l'area drenata da ciascun segmento del reticolo idrografico sia una costante [v. es. Rinaldo *et al.*, 1991]:

$$a = \frac{A}{M} \quad (8.17)$$

con $M = 2n - 1 = 2N_1 - 1$ pari al numero complessivo dei segmenti fluviali del reticolo idrografico. L'area A_i^* che drena direttamente nei canali aventi ordine i

risulta quindi proporzionale, tramite la costante a , al numero complessivo $\sum_{j=1}^{\Omega+1} l_{ij}$ di segmenti aventi ordine i , una cui valutazione approssimata è data da $E(i, \Omega)$.

La probabilità iniziale da assegnare ai versanti del generico ordine i vale quindi:

$$\vartheta_i = \frac{A_i^*}{A} \tag{8.18}$$

8.3.1.2. Determinazione della f. d. p. dei tempi di permanenza

Nel modello RV il bacino idrografico viene schematizzato concettualmente disponendo in parallelo i possibili percorsi attraverso cui una goccia d'acqua raggiunge la sezione di chiusura del reticolo (Fig.4). Ognuno dei percorsi è costituito da un insieme di elementi lineari disposti in serie, il primo dei quali è rappresentativo di un versante mentre gli altri riproducono i canali del reticolo.

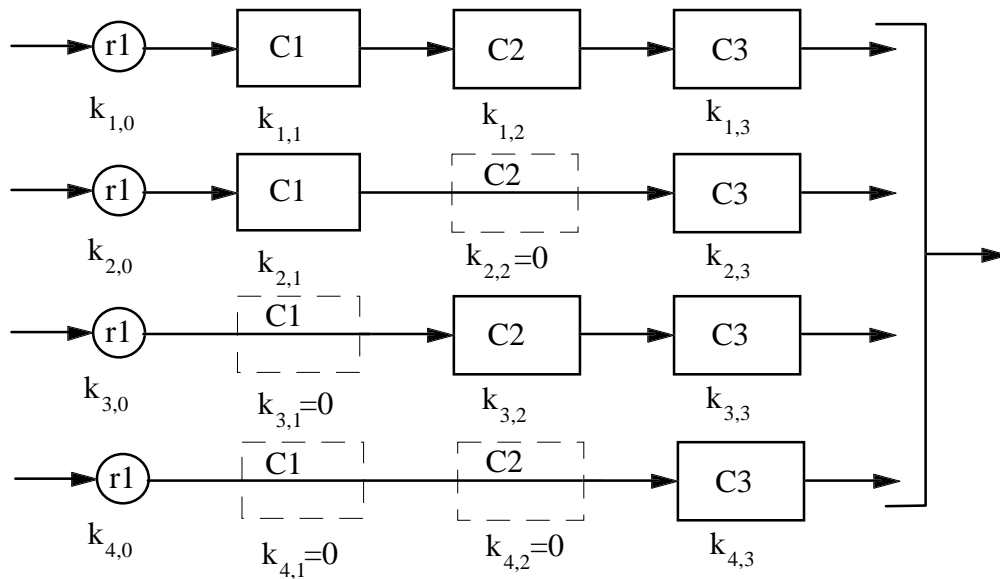


Figura 4: Schematizzazione concettuale di un bacino di ordine 3 nel modello RV.

Il tempo di permanenza T_s della goccia d'acqua nel generico percorso s è pari alla somma dei tempi di permanenza nei diversi elementi che lo costituiscono:

$$T_s = T_{r_i} + T_{C_i} + \dots + T_{C_j} + \dots + T_{C_\Omega} \tag{8.19}$$

ed il tempo medio di permanenza in un singolo elemento è stato ipotizzato essere una variabile casuale di tipo esponenziale:

$$f(t_i|s_i) = \frac{1}{k_{s,i}} \exp(-t/k_{s,i}) \quad (8.20)$$

con $k_{s,i}$ *lag-time*, o tempo di ritardo, relativo all'*i*-esimo elemento. Data la scelta della $f(t_i/s_i)$ il percorso *s* è quindi considerato una sequenza di invasi lineari in serie.

La funzione di densità di probabilità $f(t/s)$ del tempo di residenza relativo al percorso *s*, che equivale al suo IUH, è espressa dalla relazione:

$$f(t/s) = \sum_{i=0}^{\Omega+1} \frac{k_{s,i} \exp(-t/k_{s,i})}{\prod_{\substack{j=0 \\ j \neq i}} (k_{s,j} - k_{s,i})} \quad (8.21)$$

Il tempo di permanenza dell'acqua sui versanti è stato considerato trascurabile da Rodriguez-Iturbe e Valdès, relativamente agli eventi di piena. Risulterà $k_{s,0}=0$, $\forall s \in S$. Il tempo di ritardo dei canali del generico ordine *i* è assunto pari a:

$$k_{s,i} = \frac{\bar{L}_i}{v} \quad (8.22)$$

dove *v* è la velocità media della corrente e \bar{L}_i è la lunghezza media dei canali di ordine *i*. Assumendo inoltre che la velocità media della corrente sia costante in tutto il reticolo idrografico [Pilgrim, 1977], in base alla legge delle lunghezze di Horton si può porre:

$$\frac{k_{s,j}}{k_{s,i}} = R_L^{j-i} \quad \text{con } j>i \quad (8.23)$$

Di conseguenza, la funzione $f(t/s)$ può essere ricavata tramite il rapporto delle lunghezze R_L , la lunghezza media \bar{L}_1 delle aste del primo ordine ed il parametro idrodinamico *v*.

La determinazione della velocità media *v* della corrente viene fatta imponendo che il momento statico dell'IUH rispetto all'origine dei tempi sia pari al tempo di ritardo del bacino. Quest'ultimo è considerato come la distanza temporale tra il baricentro dell'idrogramma di piena superficiale, depurato cioè della portata di base, e quello del relativo pluviogramma. Tale determinazione viene fatta assumendo per *v* diversi valori di tentativo, fino a quando il momento del primo ordine dell'IUH rispetto all'origine non risulti pari al valore prefissato del tempo di ritardo.

8.3.2. Il modello di Troutman e Karlinger (*TK*)

8.3.2.1 Determinazione dei percorsi e delle relative probabilità

Nel modello proposto da Troutman e Karlinger [1985], la rete idrografica è supposta ordinata secondo lo schema di Shreve in cui l'insieme S degli stati iniziali possibili, pari al numero dei differenti percorsi idraulici, è dato dal numero d dei livelli topologici della rete. Ogni percorso $s \in S$ è univocamente determinato dal livello topologico $\{1, 2, \dots, d\}$ da cui esso ha origine. A densità di drenaggio costante spazialmente, come ipotizzato per tutti i modelli esaminati, la probabilità $p(s)$ di seguire un percorso s è pari a:

$$p(s) = \frac{W(s)}{M} \quad s=1, 2, \dots, d \quad (8.24)$$

in cui $W(s)$ è il numero di segmenti al livello s ed M è ancora il loro numero totale. La (8.24) rappresenta la definizione di *funzione di larghezza adimensionale* della rete topologica.

Quando sia possibile determinare, la reale funzione di larghezza del reticolo idrografico i pesi $p(s)$ da assegnare ai possibili percorsi idraulici sono automaticamente determinati. Per bacini grandi, quindi con magnitudine n elevata, la funzione $p(s)$ può essere determinata attraverso una espressione asintotica:

$$p(s) = \frac{x_s}{2n\bar{l}} \exp\left(-\frac{x_s^2}{4n\bar{l}^2}\right) \quad s = 1, 2, \dots, d \quad (8.25)$$

nella quale \bar{l} è la lunghezza media dei segmenti e $x_s = s \cdot \bar{l}$ è la distanza metrica media del livello topologico s dalla sezione di uscita.

Karlinger e Troutman [1985] hanno mostrato che la relazione (8.25) è comunque utilizzabile, con buona approssimazione, anche con valori relativamente bassi della magnitudine.

8.3.2.2 Determinazione della f. d. p. dei tempi di permanenza

Nel modello *TK*, il generico percorso idraulico s viene schematizzato come un canale lineare di lunghezza x_s che induce un ritardo τ_i sull'output pari alla somma dei ritardi accumulati in ognuno dei livelli topologici che lo compongono:

$$\tau_i = \sum_{j=1}^i \tau_j \tag{8.26}$$

Il reticolo idrografico di un bacino viene quindi schematizzato concettualmente disponendo in parallelo un numero di canali lineari pari al diametro topologico d (Fig.5) .

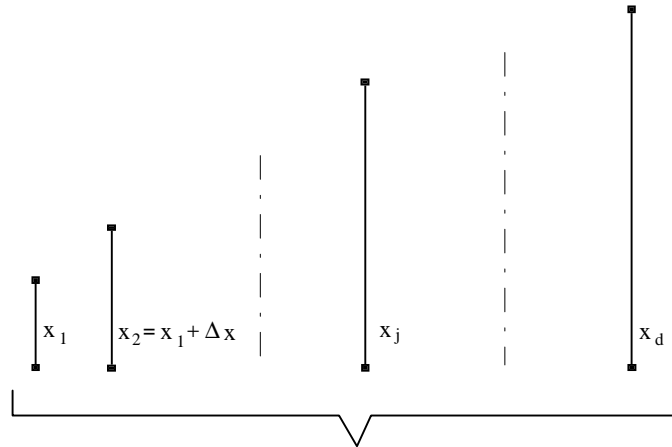


Figura 5. Schematizzazione concettuale del bacino nel modello TK.

L'IUH $f(t/s)$ relativo al percorso s , è precisato attraverso un modello di propagazione dell'onda di piena. Questo può essere di tipo cinematico, diffusivo-convettivo o completo linearizzato, anche se solo i primi due risultano essere di interesse applicativo. Nel primo caso, ipotizzando una celerità cinematica c costante in ogni punto della rete, si ha:

$$f(t/s) = \frac{W(i)}{M} \cdot \frac{c}{x_s} \tag{8.27}$$

Nel secondo caso, ipotizzando ovunque costanti sia la celerità cinematica c che il coefficiente di diffusione idrodinamica D_L , risulta:

$$f(t/s) = x_s (4\pi c t^3)^{-1/2} \exp\left[-(4D_L t)^{-1}(ct - x_s)^2\right] \tag{8.28}$$

8.3.2.3 La valutazione dei parametri idrodinamici

Per entrambi i modelli di propagazione considerati, la stima dei parametri è affidata al metodo dei momenti. In particolare, la conoscenza del tempo di

ritardo del bacino consente la stima della celerità cinematica attraverso la relazione

$$E(t) = \frac{\mathbf{L}}{c} \quad (8.29)$$

nella quale \mathbf{L} è la distanza metrica del baricentro della funzione di larghezza dalla sezione di chiusura. Il tempo di ritardo, in quanto parametro di scala, è fortemente dipendente dalle dimensioni del bacino e può essere valutato, ad esempio, con i metodi regressivi proposti in letteratura [v. cap. 7].

Usando lo schema diffusivo-convettivo di propagazione dell'onda di piena, è necessario determinare anche il valore del coefficiente di diffusione D_L . A questo scopo si impone che il coefficiente di variazione C_v del GIUH assuma un valore prefissato. Di fatto, tale coefficiente tende ad essere poco variabile da bacino a bacino. Una stima di questa variabilità è, ad esempio, fornita da Nash [1960] il quale ha ricavato una serie di 90 valori del coefficiente di variazione C_v , relativi ad altrettanti IUH valutati per alcuni bacini inglesi. Media e scarto quadratico medio dei C_v sono risultati:

$$\mu(C_v)=0.54, \quad \sigma(C_v)=0.064$$

In base alla ridotta variabilità del parametro statistico in questione, è ragionevole assumere un valore costante per C_v , pari al suddetto valor medio $C_v=0.54$, così che il valore del parametro D_L sia ricavabile per approssimazioni successive. In pratica, si assegna un valore di tentativo al parametro diffusivo, si determina il GIUH e si calcola il coefficiente di variazione della distribuzione dei tempi di permanenza. La procedura si ripete fino a quando il valore assunto dal coefficiente di variazione non risulti pari a quello prefissato.

8.3.2.4 L'approssimazione asintotica del GIUH

Nei reticoli idrografici con elevato valore della magnitudine, poichè la rappresentazione del processo di diffusione idrodinamica poco aggiunge alla descrizione complessiva del fenomeno, come vedremo meglio più avanti, risulta conveniente adottare uno schema idrodinamico di tipo semplificato, quale è quello cinematico. Utilizzando la relazione (8.25) per il calcolo della probabilità $p(s)$ relativa al generico percorso, il GIUH è suscettibile di una rappresentazione analitica approssimata (GIUH asintotico):

$$E[h(t)|n] = \frac{t}{2n(\bar{l}/c)^2} \exp\left(-\frac{c^2 t^2}{4n\bar{l}^2}\right) \quad (8.30)$$

Tale risultato corrisponde ad un IUH di forma Weibull, con coefficiente di variazione C_v pari a 0.52 e media, o tempo di ritardo, pari a:

$$E(t) = \frac{\bar{l} \sqrt{\pi n}}{c} \quad (8.31)$$

Tale rappresentazione risulta di impiego particolarmente semplice, in quanto dipende solo dalla magnitudine n , dalla lunghezza media dei segmenti \bar{l} e dalla celerità cinematica c .

8.3.3. Il modello di Rinaldo, Marani e Rigon (*RMR*)

8.3.3.1 Determinazione dei percorsi s delle probabilità $p(s)$ e della p.d.f. dei tempi di permanenza.

Nel modello di Rinaldo, Marani e Rigon (*RMR*) la struttura geomorfologica del bacino è descritta facendo riferimento allo schema ordinativo di Horton-Strahler. Pertanto, l'insieme S dei possibili percorsi e le relative probabilità $p(s)$ sono individuati in maniera del tutto simile a quanto visto per il modello *RV*. Come riferito nel paragrafo 8.3.1.1., la determinazione delle probabilità iniziali ϑ_i è inoltre subordinata all'ipotesi di costanza su tutta la rete dell'area drenata da ciascun segmento.

A differenza del modello *RV*, però, il modello *RMR* considera all'interno dei percorsi hortoniani un modello di propagazione dell'onda di piena di tipo diffusivo-convettivo. Ne deriva una più complessa espressione analitica della funzione di densità di probabilità del tempo di permanenza:

$$f(t/s) = \frac{1}{(4\pi D_L t^3)^{1/2}} L(s) \exp \left\{ - \left[(L(s) - ct)^2 / 4D_L t \right] \right\} \quad (8.32)$$

che dipende da $L(s) = \sum_{x_i \in s} L(i, \Omega)$, pari alla lunghezza del generico percorso s , dalla celerità di propagazione c e dal coefficiente di diffusione idrodinamica D_L .

In una configurazione hortoniana attesa, la lunghezza $L(s)$ può essere ottenuta tramite le lunghezze medie dei rami di ordine i , ottenibile dalla (8.15) in funzione del rapporto delle lunghezze R_L e delle lunghezze dei rami del primo ordine.

8.3.3.3 La valutazione dei parametri idrodinamici

Esplicitando i termini della (8.1), l'espressione analitica della risposta idrologica nel modello *RMR* risulta:

$$h(t) = \frac{1}{(4\pi D_L t^3)^{1/2}} \sum_{s \in S} p(s) L(s) \exp \left\{ \left[(L(s) - ct)^2 / 4D_L t \right] \right\} \quad (8.33)$$

La stima dei parametri idrodinamici c e D_L può avvenire considerando le seguenti espressioni analitiche dei momenti della funzione di risposta idrologica [Rinaldo *et al.*, 1991]:

$$E(t) = \sum_{\gamma \in \Gamma} p(\gamma) \sum_{x \in \gamma} \frac{L(x, \Omega)}{c} \quad (8.34)$$

$$\begin{aligned} Var(t) = & 2 \sum_{s \in S} p(s) \sum_{x_i \in s} \frac{L(x_i, \Omega) D_L}{c^3} \\ & + \sum_{s \in S} p(s) \left(\sum_{x_i \in s} \frac{L(x_i, \Omega)}{c} \right)^2 \\ & - \left(\sum_{s \in S} p(s) \sum_{x_i \in s} \frac{L(x_i, \Omega)}{c} \right)^2 \end{aligned} \quad (8.35)$$

Tenendo presente che il coefficiente di diffusione idrodinamica D_L compare solo nel primo dei termini che compongono la varianza dei tempi di percorrenza, Rinaldo *et al.* [1991] evidenziano come gli altri due termini dipendano dalla sola struttura morfologica del reticolo e vadano a costituire un termine che ha il significato di *diffusione geomorfologica*. Questa seconda quantità tende a dominare rispetto alla prima al crescere della eterogeneità dei percorsi, in pratica per magnitudini sufficientemente grandi, in tal caso riducendosi di molto l'importanza di una accurata determinazione del parametro D_L .

La stima del parametro cinematico c avviene, al solito, imponendo l'uguaglianza tra il valore medio della distribuzione dei tempi di permanenza delle particelle ed il tempo di ritardo del bacino. La stima del parametro diffusivo può essere fatta uguagliando il valore teorico del coefficiente di variazione C_v , che risulta dalle 8.34 e 8.35, al valor medio $C_v=0.54$ ottenuto sperimentalmente da Nash.

8.3.4. Considerazioni sull'uso regionalizzato dei modelli dell'IUH geomorfologico

Nei paragrafi precedenti si è visto secondo quali criteri, nella teoria geomorfologica dell'IUH, la risposta idrologica di una rete di drenaggio può farsi derivare da schemi del comportamento idrodinamico del singolo canale e di gerarchizzazione della morfologia del reticolo idrografico. Una determinazione rigorosa dei valori assunti dai parametri idrodinamici, basata su considerazioni di carattere idraulico, richiede una notevole mole di informazioni, di solito mancanti, sulle caratteristiche geometriche dei singoli rami che compongono la rete di drenaggio. Si preferisce quindi operare con *valori attesi* di tali parametri, stimabili in base a valutazioni "regionali" del valore medio e del coefficiente di variazione della distribuzione dei tempi di permanenza. D'altro canto, si è evidenziato in precedenza come un'accurata descrizione della morfologia della rete può condurre ad una affidabile definizione del GIUH, indipendentemente dallo schema idrodinamico considerato. Per bacini di dimensione non piccolissima ciò significa che un'affidabile valutazione del parametro cinematico ed una precisa descrizione della morfologia della rete sono sufficienti per la valutazione del GIUH.

Per quanto riguarda la descrizione dell'organizzazione del reticolo, qualora si disponga dell'intera base di dati relativa al reticolo in esame, è possibile operare sulla configurazione *di dettaglio* della rete, che consente la determinazione diretta dell'insieme dei percorsi con le relative probabilità e lunghezze. In caso contrario, si può operare sulla configurazione *attesa* della rete, che è definita in funzione di pochi parametri geomorfologici, quali ad esempio la magnitudine n , i rapporti di Horton R_B ed R_L e la lunghezza media \bar{L}_1 dei rami del primo ordine. Si possono così adoperare le espressioni sintetiche dell'IUH ricavate dai diversi autori in funzione dei suddetti parametri. Le espressioni ed i parametri necessari alla valutazione del GIUH *atteso* per i tre modelli esaminati sono sinteticamente riportati in Tab. 1 (in cui si è ommesso di indicare il parametro A =area del bacino).

Tabella 1. Riepilogo delle relazioni e dei parametri richiesti per la determinazione del GIUH atteso.

Modello	Parametri necessari	Relazioni per l'espressione del GIUH
Rodriguez-Iturbe e Valdés	R_B, R_L, \bar{L}_1, v	(8.1), (8.10), (8.14), (8.18), (8.21)
Troutman e Karlinger	n, \bar{L}_1, c	(8.30)
Rinaldo, Marani e Rigon	$R_B, R_L, \bar{L}_1, c, D_L$	(8.10), (8.33), (8.34), (8.35)

Con riferimento alla Tab. 1 c'è da precisare che per il modello *TK* i valori attesi dei parametri sono usati nell'espressione asintotica, che a rigore vale solo per bacini con magnitudine elevata. Va inoltre evidenziato che il parametro idrodinamico del modello *RV* è la velocità media della corrente mentre negli altri due modelli il parametro *c* rappresenta la celerità. Questa differenza è tenuta in conto esplicitamente nel modello *RMR* in quanto per esso sono state derivate le espressioni dei momenti teorici della funzione di distribuzione dei tempi di percorrenza. Nel modello *TK* la valutazione di *c* è di fatto affidata alla relazione $c = \mathbf{L} / t_r$.

Va anche ricordato che spesso, ai fini pratici, è sufficiente conoscere il valore h_p dell'IUH al picco ed il relativo tempo di picco t_p . La valutazione di questa grandezza è stata oggetto di indagine da parte di numerosi autori [cfr. GNDCI, U.O. 1.8] che hanno, per lo più, proposto relazioni tra questi e gli usuali parametri geomorfologici. Una valutazione semplificata del GIUH a partire dal modello *RV* è stata proposta da Rosso [1984], che ha ipotizzato un IUH avente forma Gamma a due parametri, legando questi ai rapporti di Horton tramite leggi di potenza.

Nei paragrafi che seguono, caratteristiche e modalità applicative dei tre modelli qui considerati verranno esaminate con riferimento ad alcuni bacini della Puglia Settentrionale. In particolare verranno indagate relazioni approssimate tra i suddetti parametri geomorfologici e l'area del bacino, che risultano particolarmente utili in assenza di supporto cartografico o per valutazioni di prima approssimazione.

8.3.4.1. Analisi di sensitività dei GIUH rispetto al dettaglio dell'informazione geomorfologica.

Allo scopo di evidenziare le caratteristiche di robustezza della stima del GIUH rispetto a diversi livelli di definizione dell'informazione geomorfologica, è stata fatta un'estesa analisi comparativa [Straziuso, 1992] delle caratteristiche dei modelli *RV*, *TK* e *RMR*, con riferimento a 14 dei bacini della Puglia Settentrionale organizzati nel SIBIP (cap. 6). Ponendo come riferimento il GIUH *di dettaglio*, calcolato per i tre modelli a partire dalla base di dati georeferenziati costituita dal SIBIP, sono state confrontate rispetto ad esso le curve ottenute con le espressioni *attese* discusse al paragrafo precedente e riportate nel prospetto. Nelle figure 6, 7 e 8 si possono osservare i risultati di queste valutazioni.

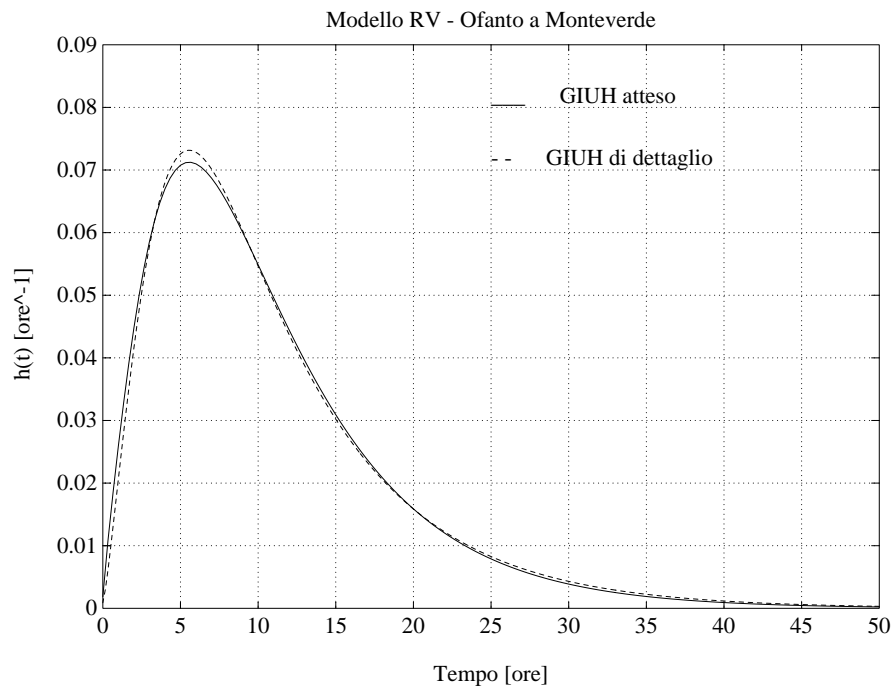


Figura 6. Ofanto a Monteverde Scalo: confronto tra GIUH atteso e di dettaglio per il Modello RV.

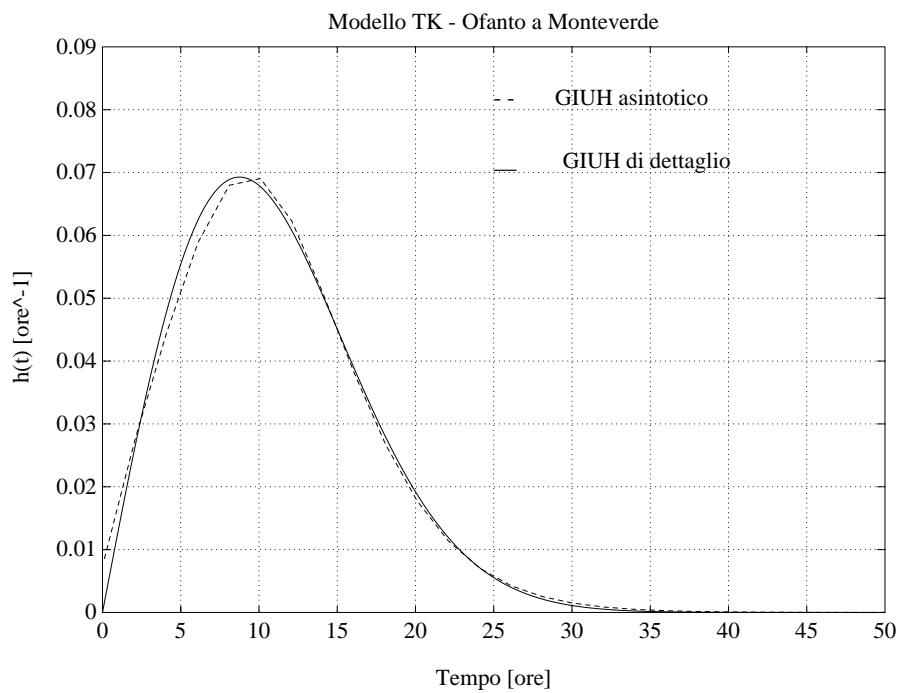


Figura 7. Ofanto a Monteverde Scalo: confronto tra GIUH asintotico e di dettaglio per il Modello TK.

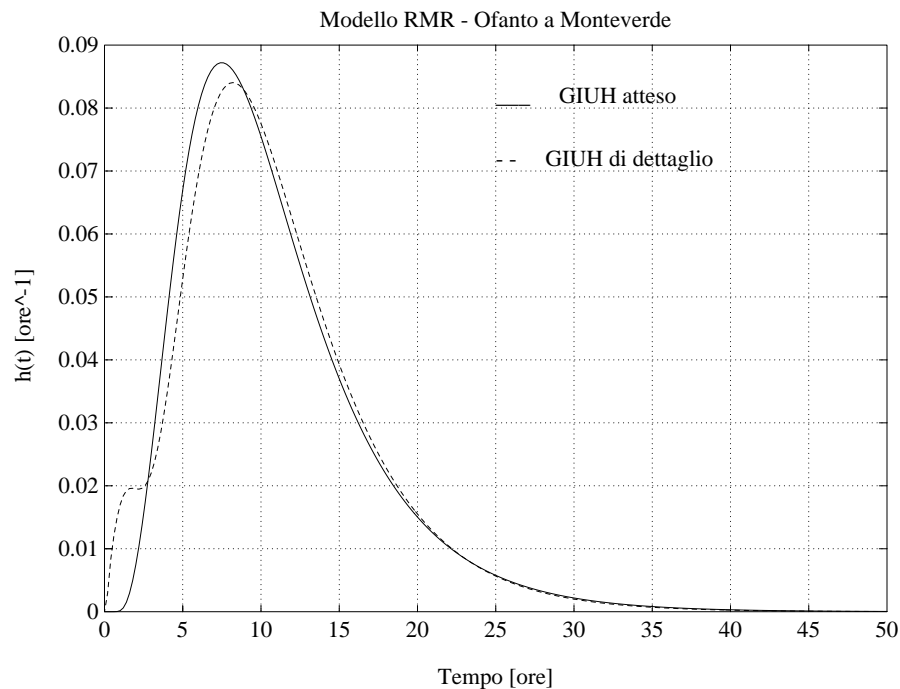


Figura 8. Ofanto a Monteverde Scalo: confronto tra GIUH atteso e di dettaglio per il Modello RMR.

Pur nella trascurabile variabilità mostrata dalle curve dei GIUH dei tre modelli nel passare dalla determinazione di dettaglio a quella attesa, è possibile operare delle distinzioni fra essi. Va detto innanzitutto che dal punto di vista dell'affidabilità dei risultati non emergono motivi sostanziali per preferire l'uno o l'altro dei modelli anche se nel modello *RV* il comportamento dinamico dell'acqua nei canali è riprodotto con uno schema semplice, quale quello cinematico, a fronte dello schema diffusivo-convettivo usato negli altri due modelli. Alcune considerazioni possono essere invece fatte sulle modalità operative, specie con riferimento alla determinazione del GIUH *atteso*.

Riguardo alla valutazione del GIUH atteso, va considerato che l'espressione asintotica fornita nel modello *TK* risulta di notevole semplicità d'uso. Infatti, i parametri necessari sono in numero minore rispetto a quelli richiesti negli altri modelli e anche abbastanza facili da determinare. Inoltre, pur comprendendo uno schema diffusivo-convettivo di propagazione, in questo modello non è necessario stimare esplicitamente il parametro diffusivo. Il carattere asintotico della espressione di questo GIUH ne richiederebbe un impiego limitato a bacini di dimensione non molto ridotta. Di fatto, sulla base delle indicazioni degli autori e di valutazioni fatte in sede applicativa, può adattarsi come soglia una superficie di bacino pari a 50-70 Km², o -in alternativa- una magnitudine pari a 50. Per bacini di dimensione inferiore può senz'altro ritenersi preferibile l'impiego del modello *RMR*, per il quale il parametro diffusivo può essere stimato (col metodo dei momenti) in base alla posizione, $C_v=0.54$.

A titolo indicativo sono stati ricostruiti alcuni eventi di piena occorsi nei bacini in studio, di cui erano disponibili registrazioni contemporanee di afflussi e deflussi. Con riferimento a tre eventi di piena relativi ad altrettanti bacini, quali l'Ofanto a S. Samuele di Cafiero, il Cervaro ad Incoronata e l'Arcidiaconata a Ponte Rapolla-Lavello, si sono valutati i GIUH relativi ai metodi qui analizzati facendo ricorso sia alla determinazione diretta dei percorsi, dei pesi e delle probabilità (GIUH *di dettaglio*), che alle relazioni riportate in Tab.1 (GIUH *atteso*). I risultati sono riportati nelle figure 9, 10 e 11. nelle quali si può notare che gli idrogrammi ricostruiti in base ai GIUH atteso e di dettaglio sono praticamente coincidenti. E' opportuno aggiungere che, per il solo bacino dell'Arcidiaconata, che ha dimensioni nettamente inferiori a quelle degli altri due, il modello *RMR* fornisce una rappresentazione dell'idrogramma di piena leggermente più realistica rispetto agli altri, a conferma di quanto detto in precedenza. Per inciso, in tutti i casi esaminati, la trasformazione pioggia totale-pioggia efficace è stata effettuata eliminando i volumi che hanno determinato lo stoccaggio iniziale e considerando un coefficiente di deflusso costante durante l'evento.

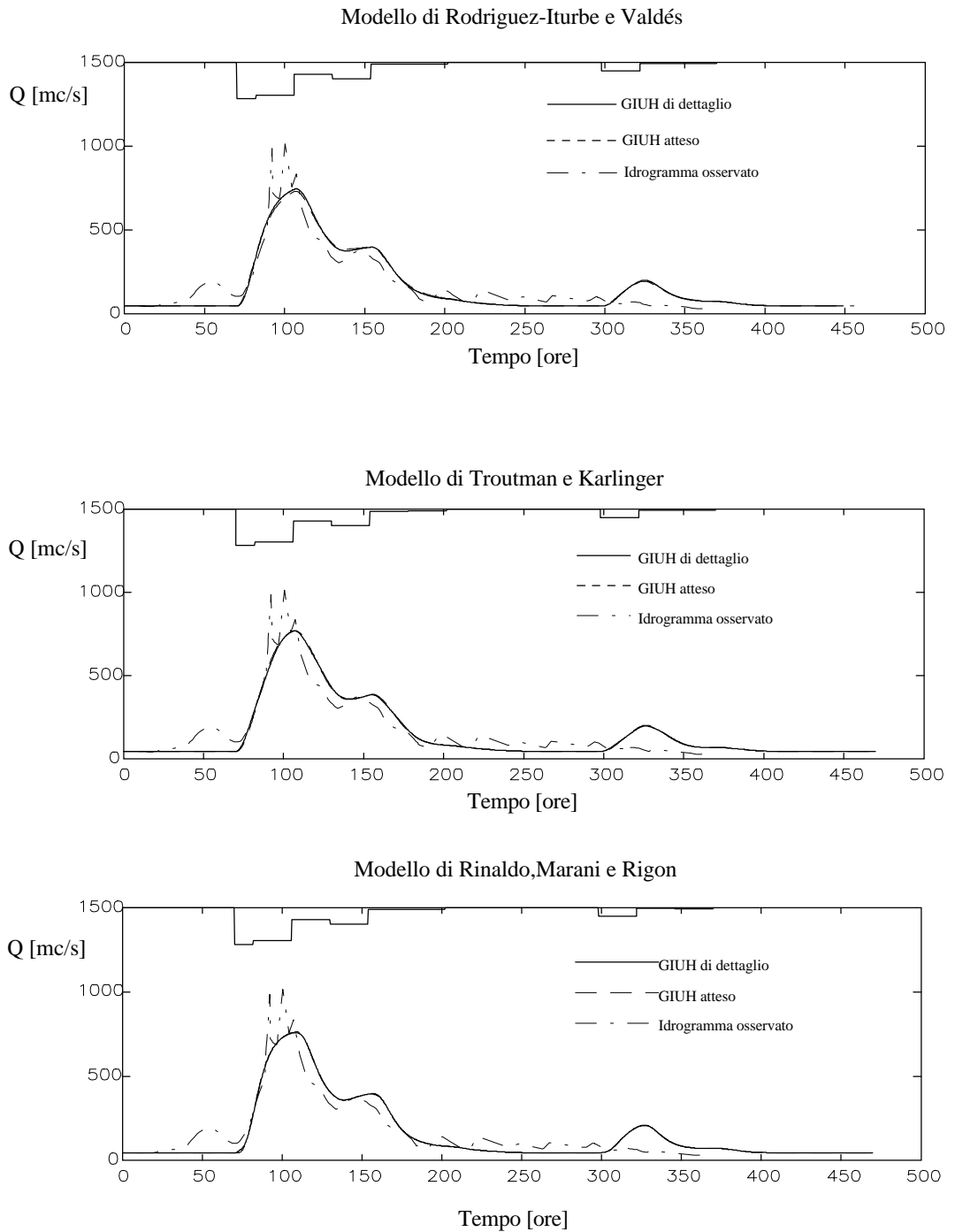


Figura 9. Ofanto a S Samuele di Cafiero: evento di piena del 22/2 - 8/3, 1956. Idrogramma osservato e simulazioni effettuate a partire dal pluviogramma riportato in alto.

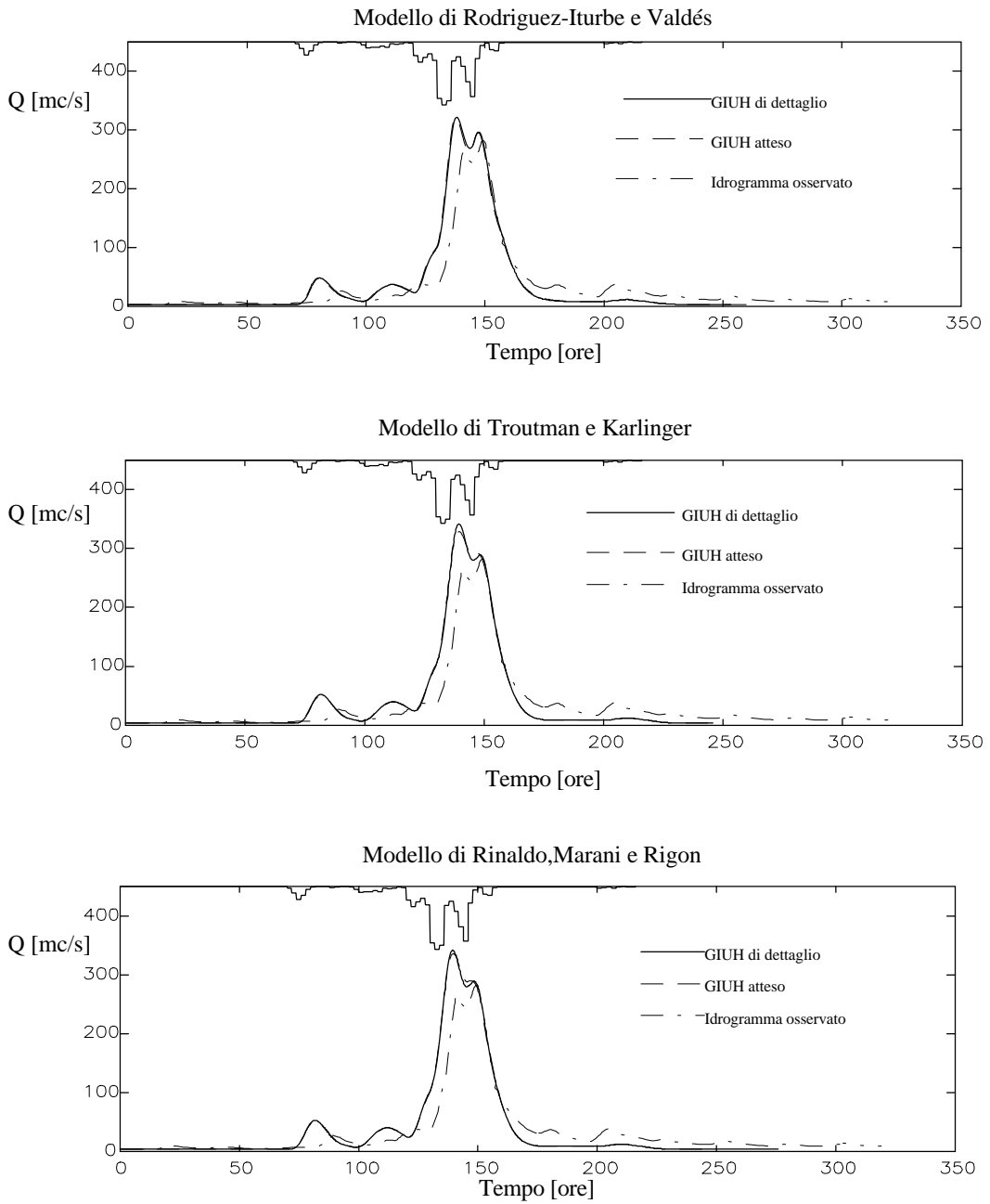


Figura 10. Cervaro ad Incoronata: evento di piena del 11/2 - 24/2, 1938. Idrogramma osservato e simulazioni effettuate a partire dal pluviogramma riportato in alto.

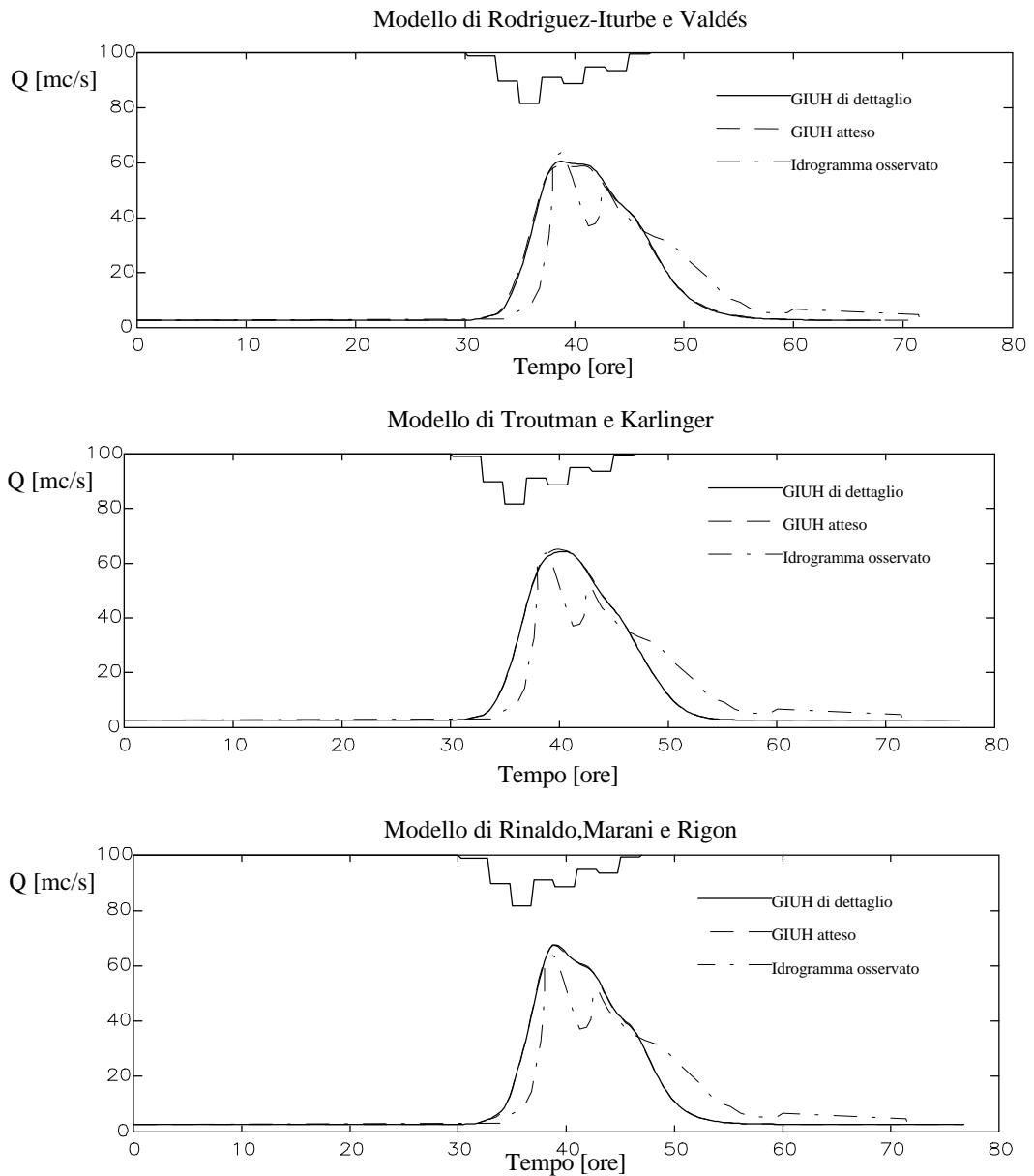


Figura 11. Arcidiaconata a ponte Canosa-Lavello: evento di piena del 23/11/59. Idrogramma osservato e simulazioni effettuate a partire dal pluviogramma riportato in alto.

8.3.4.2. La valutazione del GIUH in una generica sezione di un corso d'acqua pugliese

La possibilità di procedere ad una valutazione (approssimata) del GIUH in una sezione di un corso d'acqua in assenza di dati geomorfologici di dettaglio è sostanzialmente legata all'uso dell'espressione asintotica di Troutman e Karlinger. I parametri che vi compaiono sono infatti determinabili, come vedremo, con buona approssimazione, in base alla sola conoscenza dell'area del bacino.

Le modalità di determinazione approssimata dei parametri n , \bar{L} e v , con particolare riferimento ai bacini Pugliesi, verranno discusse nel seguito.

Stima regionale della magnitudine della rete di drenaggio

Nella letteratura tecnica [v. es. Bras, 1990] è abbastanza usuale legare la magnitudine di un reticolo idrografico all'area del bacino corrispondente. Tale legame è molto ben approssimato da una relazione lineare, che risulta confermata anche con riferimento ai bacini pugliesi. Le relazioni che legano l'area alla magnitudine sono infatti (v. Fig. 12):

$$n=2.72 \cdot A \quad (\text{Ofanto}) \quad (8.36)$$

$$n=1.53 \cdot A \quad (\text{Carapelle, Cervaro, Candelaro}) \quad (8.37)$$

Stima della lunghezza media dei segmenti

La lunghezza media dei segmenti del reticolo può essere assunta pari alla lunghezza media delle aste fluviali del primo ordine e può essere valutata in base alla densità di drenaggio per mezzo della relazione proposta da Melton [1958]:

$$D_d = \frac{\sqrt{M}}{\sqrt{C \cdot A}} \quad (8.38)$$

dove $M=2n-1$ rappresenta il numero totale di segmenti del reticolo, D_d la densità di drenaggio e C un coefficiente empirico, pari a 0.694. Una stima di quest'ultimo, con riferimento ai bacini pugliesi (Fig.13), ha condotto, tramite regressione, al valore $C'=1/(1.007)^2=0.9861$, per cui la lunghezza media può essere valutata con la relazione:

$$\bar{l} = \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{C'(2n-1)}} \quad (8.39)$$

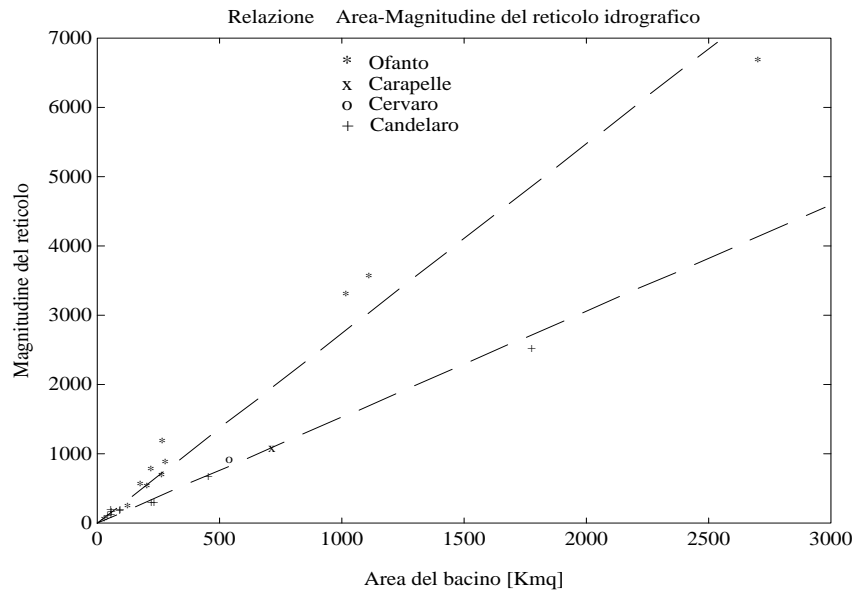


Figura 12. Relazioni area-magnitudine per i bacini Pugliesi.

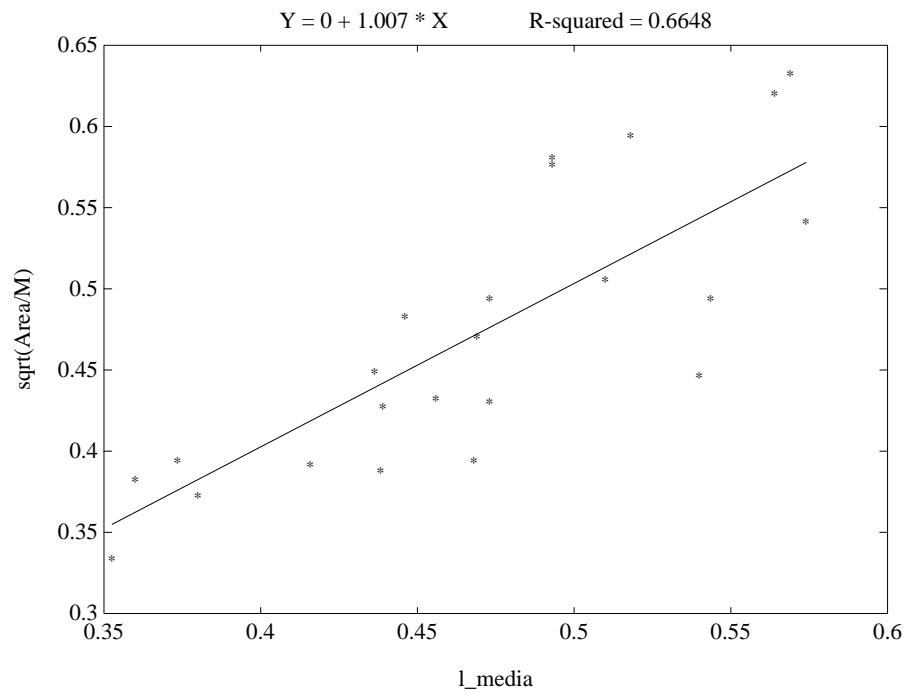


Figura 13. Legge di regressione $\sqrt{A/M}, \bar{l}$ per i bacini Pugliesi.

stima dei parametri idrodinamici

Nel cap.7 si è discusso ampiamente di relazioni empiriche tra tempo di ritardo ed area del bacino, per i bacini pugliesi, la relazione

$$t_r = 0.344\sqrt{A} \quad (8.40)$$

con tempo di ritardo t_r espresso in ore ed area A è espressa in Km^2 . Tale relazione può essere impiegata per la determinazione della celerità o velocità media della corrente.

La determinazione del parametro diffusivo D_L può essere effettuata utilizzando il valore medio del coefficiente di variazione osservato da Nash sugli IUH relativi a bacini inglesi, che è pari a 0.54.

8.4. Conclusioni

In sede di considerazioni finali è forse utile ricordare che l'idrogramma unitario istantaneo risolve per la maggior parte, ma non esaustivamente, il problema della trasformazione afflussi-deflussi in fase di piena. In ogni applicazione pratica, infatti, occorre poter valutare l'effetto dell'assorbimento da parte del suolo e, talvolta, portare in conto la non uniformità spaziale delle precipitazioni. Con riguardo a questi ultimi argomenti, è possibile riferirsi comunque a metodologie consolidate (v. es. Maione, 1981).

In questo capitolo l'attenzione è stata rivolta unicamente ai problemi legati alla determinazione dell'IUH, con particolare riferimento ai casi in cui non si disponga di sufficienti dati di evento che ne consentano la stima diretta. In tale situazione l'introduzione ed il successivo sviluppo della teoria dell'IUH geomorfologico consente di determinare con buona affidabilità la risposta idrologica di un bacino, note che siano alcune caratteristiche peculiari della sua rete idrografica.

L'approfondimento che qui si è inteso fornire, riguarda l'applicazione dei principali modelli per la determinazione del GIUH basata sia sul massimo dettaglio di conoscenza dell'idrografia del bacino che su un livello molto limitato o nullo di tale conoscenza. Nel primo caso, si è valutato l'effetto di alcune approssimazioni adottate nella costruzione dei modelli originari, dovute principalmente alla ricerca di formulazioni analitiche snelle. Nel secondo caso, di interesse certamente maggiore, si sono fatte considerazioni sulla determinazione su base regionale dei parametri dei GIUH, i quali vengono considerati nelle loro formulazioni "attese".

Dalle analisi effettuate possono trarsi le seguenti conclusioni:

Per bacini di media e grande dimensione, per i quali cioè la magnitudine è tale da consentire l'uso di risultati asintotici, lo strumento di più semplice applicazione è la formulazione attesa del GIUH del modello proposto da Troutman e Karlinger (espressione asintotica di eq. 8.30). I parametri da valutare sono la magnitudine, la lunghezza media dei segmenti e la celerità media della corrente. Per ognuno di questi parametri può essere anche effettuata una determinazione approssimata, su base regionale, secondo modalità che sono qui state precisate con riferimento alla Puglia Settentrionale. L'applicazione dell'espressione asintotica del modello *TK* risulta conveniente sia perchè non è necessario stimare il parametro diffusivo che per la sufficiente affidabilità mostrata dalle relazioni per la stima regionale dei parametri.

Per bacini di piccole dimensioni (area < 50 Km² o magnitudine < 50), dove i risultati asintotici del modello *TK* non sono utilizzabili, è consigliabile procedere comunque all'analisi geomorfica quantitativa ed usare il modello proposto da Rinaldo, Marani e Rigon, che è sembrato il più efficiente per queste situazioni.

8.5. Bibliografia

- Bras R. L. *Hydrology, -An introduction to hydrologic science-*, Addison-Wesley Publ. Co., Cap. 12, pp. 567-605, 1990.
- Chow V. T., D. R. Maidment e L. W. Mays. *Handbook of Applied hydrology*, p. 208, McGraw-Hill, 1988.
- Ermini R. e M. Fiorentino. I tempi di ritardo caratteristici dei corsi d'acqua pugliesi. In F. ROSSI (Ed), *Previsione e Prevenzione degli Eventi Idrologici Estremi e Loro Controllo*, Linea 1, Rapporto 1989, GNDICI-CNR, Roma.
- Gupta V. K., E. Waymire e C. T. Wang. Representation of an Instantaneous Unit Hydrograph from geomorphology, *Water Resources Research*, 16(5):855-862, 1980.
- Gupta V. M. e E. Waymire. On the formulation of an analytical approach to hydrologic response and similarity at basin scale, *Journal of Hydrology*, 65, 95-123, 1983.
- Horton R. E. Erosional development of streams and their drainage basins: hydrophysical approach to quantitative morphology, *Bull. Geol. Soc. Am.*, vol. 56, pp. 275-370, 1945
- Karlinger M. R. e B. M. Troutman. Assessment of the Instantaneous Unit Hydrograph derived from the theory of topologically random networks, *Water Resources Research*, Volume 21, No. 11, pp. 1693-1702, 1985.

- Lienhard, J. H. A statistical mechanical prediction of the dimensionless unit hydrograph, *Journal of Geophysical Research*, Volume 69, No. 24, pp. 5231-5238, 1964.
- Maione U. *Appunti di Idrologia*, Vol. III, Le piene fluviali, Ed. La Goliardica Pavese, Pavia, 1981.
- Marani A., R. Rigon e A. Rinaldo. A note on fractal channel networks, *Water Resources Research*, Volume 27, No. 12, pp. 3041-3049, 1991.
- Moisello U. *Grandezze e fenomeni idrologici*, Ed. La Goliardica Pavese, Pavia, 1985.
- Nash J. E. A Unit hydrograph study with particular reference to British catchments. *Inst. Civ. Engin. Proc.* 17, 249-282, 1960.
- Pilgrim D. H. Isochrones of travel time and distribution of flood storage from a tracer study on a small watershed, *Water Resources Research*, Volume 13, No. 3, pp. 587-595, 1977.
- Rinaldo A., A. Marani e R. Rigon. Geomorphological dispersion, *Water Resources Research*, Volume 27, No. 4, pp.513-525, 1991.
- Rodriguez-Iturbe I. e J. B. Valdes. The geomorphologic structure of hydrologic response, *Water Resources Research*, Volume 15, No. 6, pp. 1409-1420, 1979.
- Rodriguez-Iturbe I. A.Rinaldo, R.Rigon, R.L.Bras, A.Marani e e. Ijjasz-Vasquez. Energy dissipation, runoff production and the 3-dimensional structure of river basins, *Water Resources Research*, Volume 28, No. 4, pp.1095-1103, 1992.
- Rossi F., e P. Villani. Alcune considerazioni sul metodo dell'invaso e della corrivazione, *Scritti in onore di G. Ippolito*, Vol. I, pp. 341-361, CUEN, Napoli, 1991.
- Rosso, R. Nash model relation to Horton order ratios. *Water Resources Research*, 20(7), 914-920, 1984.
- GNDICI, U.O. 1.8. Modelli idrologici degli eventi di piena, Linea 1, Rapporto Tematico, in stampa.
- Shreve R. L. Statistical law of stream numbers, *J. Geology*, vol.74, pp. 17-37, 1966.
- Shreve R. L. Infinite topologically random channel network, *J. Geology*, vol.75, pp. 179-186, 1967.
- Smart J. S. Quantitative characterization of channel network structure, *Water Resources Research*, 8(6):1487-1496, 1972.
- Strahler A. N., Hypsometric (area-altitude) analysis of erosional topography, *Geol. Soc. Am. Bull.* 1117-1142, 1952.
- Strahler A. N. Quantitative geomorphology of drainage basin and channel networks, in Chow, V.T. (Ed.) *Handbook of Applied Hydrology*, McGraw-Hill, New York, 1964.

- Straziuso, E., L'identificazione fisica della risposta idrologica dei bacini idrografici - un'applicazione ai bacini della Puglia settentrionale, tesi di laurea non pubblicata, Università della Basilicata, Potenza, 1992.
- Tonini D. Formazione dei deflussi superficiali di piena, *Atti dell'Istituto Veneto di Scienze ed Arti*, Anno acc. 1969-70, Tomo CXXVIII, Classe di scienze matematiche e naturali.
- Troutman B. M. e M. B. Karlinger. On the expected width function for topologically random channels networks, *J. Appl. Prob.*, 21:836-884, 1984.
- Troutman B. M. e M. B. Karlinger. Unit hydrograph approximation assuming linear flow trough topologically random channel networks, *Water Resources Research*, Volume 21, No. 15, pp. 743-754, 1985.
- van der Tak L.D. Streams length distribution, hillslope effects and other refinement of the geomorphologic IUH, Civil Engineering thesis, Part I, MIT Department of Civil Engineering, Cambridge (Mass.), 1988.