

II-30

貯留関数法における洪水流出の河道での変換特性の総合化について

群馬県 正○内 藤 正 彦
 名古屋大学工学部 正 松 林 宇一郎
 名古屋大学工学部 正 高 木 不 折

1. まえがき

流出解析においてしばしば用いられる貯留関数法は、流域部分と河道部分のモデルから成っており、そのパラメータは実測データを用いた同定作業によって推定しなければならない。一方、モデルの総合化という面からは、流域の諸量からこれらのパラメータを推定出来ることが望ましい。本研究は、現象が、比較的明かな河道部分についてモデルの総合化を試みたものである。

2. 対象流域

対象とした河道は、図-1に示す木曾川の桃山-読書(17.5km)と落合-大井(13.4km)の二つの区間である。この区間では、流量として上流側ダムの放流量と下流側ダムの流入量が、得られている。又、河道の縦断ならびに横断面形状もかなりの区間にわたって得られている。

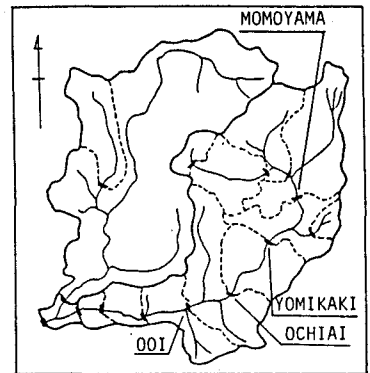


図-1 木曾川流域図

3. Kinematic Wave法による河道流の解析

河道のモデルを総合化するにあたっては、流れの状況を知る必要がある。とくに支流からの横流入量を算定することが不可欠である。しかしながら支流からの流入量が測定されている場合は、極めてまれである。そこで本研究では、対象河道区間の流れをKinematic Wave法によって解析し同時に横流入量の時間変化を各支川、残留域毎に面積に応じて繰返しにより逆同定した。

なお、K.W.法の運動則を表現する $Q \sim h$ 関係は次式で表される。

$$Q(h) = (\sqrt{i/n}) A(h) R(h)^{2/3} \\ = (\sqrt{i/n}) a_2 h^{b_2} \quad (1)$$

$$\text{ここに、} A(h) = a_1 h^{b_1} \quad (2)$$

$R(h)$ は断面積、径深であり、河道の横断面形状から求めることが出来る。 i は河床勾配、 n はmanningの粗度係数である。上下流の流入流出流量ならびに逆同定した横流入の例を図-2に示す。

4. 河道の貯留関数

貯留関数法の河道部分の基礎式は、次式である。

$$\frac{dS_L}{dt} = \sum_{j=1}^n f_j \cdot I_j - Q_L \quad (3)$$

$$S_L = k Q_L^p \quad (4)$$

ここに、 I_j : 河道への上流・支川流入量、 f_j : 流入係数、 $Q_L(t) = Q(t+T_L)$: 遅れ時間 T_L を考慮した流量、 S_L : 同貯留量である。この式の、 k, p ならびに T_L が求めるべきパラメータである。そこで、まず、上流ダム

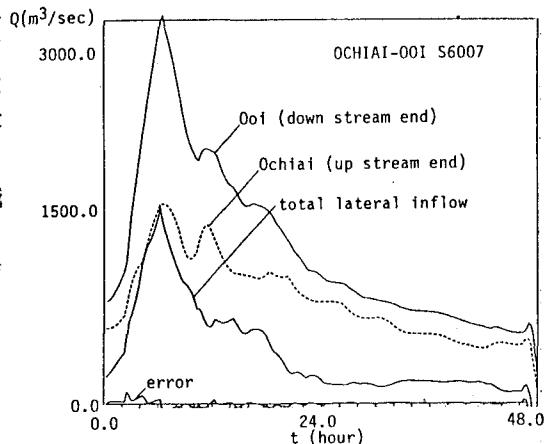


図-2 K.W.法による支川流入の分離例

放流量と前節で求めた支川からの横流入とを I_j とし、下流ダムへの流入量を Q として上式の関係を満たす k 、 p 、 T_d を求めた。求められたパラメータは洪水毎に表-1にまとめ、図-3にプロットした。

一方、この k 、 p を流域ならびに河道の諸特性のみから以下の方法で推定した。河道の貯留量は(1)(2)式の関係より K 、 W 法で得られた河道各点の流量 Q_j を用いて (5) 式で表した。さらに、この式を下流端流量との関係で表すため、各断面での流量 Q_j と下流端流量の関係を(6)式の様に変定した。ここに、 L_j は K 、 W 法で分割した河道区間長、 A_{Bj} 、 A_{B0} はそれぞれ河道の j 点及び最下流点の流域面積、 R_0 は定数である。

$$S = \sum_{j=1}^m \left\{ L_j a_{1j} \left(a_{2j} \frac{\sqrt{i}}{n_j} \right)^{-b_{1j}/b_{2j}} \right\} Q_j^{b_{1j}/b_{2j}} \quad (5)$$

$$Q_j = (A_{Bj}/A_{B0})^{R_0} Q \quad (6)$$

(6) 式を(5) 式に代入すると S は Q で表される、この式をベキ乗回帰により(4) 式にあてはめ貯留関数の k 、 p を推定した。

これらの結果を、実測値から求めた k 、 p と比較するために表-1に k_{cal} 、 p_{cal} として併記し、図-3に■で示すと共に、 $S-Q$ 関係を図-4に示した（直線：実測流量から求めたもの、○印：河道の特性から推定したもの）。河道の縦断、横断面形状等の河道の特性から得た k 、 p は実測流量から得た値をよく表している。

なお、実測・推定値を上流区間と下流区間で比較すると、 k 、 p は洪水毎にばらつくが、それらには、ある一定の傾向（実線）が認められる。そして、上流区間ほど k 、 p が全体に大きな値となっており、 T_d 値の傾向も含めて上流の方が貯留効果が大いことがわかる。これは、(4) 式でいえば、 k を大きくする要因として $1/\sqrt{i}$ は下流区間の方が大きい、河道長と、とくに粗度係数 n が上流区間で大きいためと考えられる。

ただし、図-3からもわかるように下流の区間の方が実測値による k 、 p と河道特性からの推定値はよく対応しており、適用性が高いことがわかる。

5. まとめ

以上、貯留関数法の河道の貯留関数のパラメータを河道の縦・横断面形状、粗度係数などを用い直接求める方法を示した。ただし、遅れ時間 T_d は、これがそもそも $S-Q$ 関係の見かけ上の一価性を得るために導入された点、 $S-Q$ 関係による変換によっても遅れが生ずる点などの問題点があり今回は取り扱うことができなかった。

表-1 貯留関数のパラメータ

落合ダムー 大井ダム間 (下流区間)		貯留関数のパラメータ		
		S = K Q ⁰		T ₁
		K (K _{cal})	p (p _{cal})	[min]
(S-Q) _{K.W.}	S3606	1.10	0.733	1.5
	S5507	2.01	0.650	5.5
	S6007	3.09	0.586	0.0
(S-Q) _{cal}		1.75	0.657	-----

桃山ー読書ダム間 (上流区間)		貯留関数のパラメータ		
		S = K Q ⁰		T ₁
		K (K _{cal})	p (p _{cal})	[min]
(S-Q) _{K.W.}	S5507	1.46	0.768	13.5
	S5809	0.79	0.829	104.0
	S6007	1.84	0.729	18.5
(S-Q) _{cal}		2.33	0.689	-----

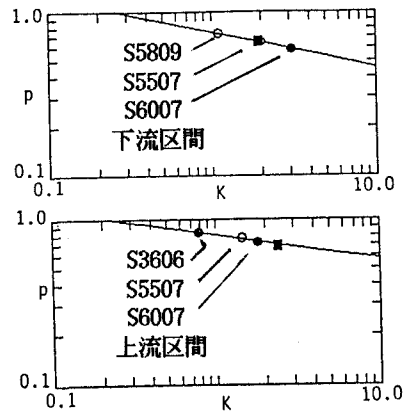


図-3 洪水毎の k 、 p と k_{cal} 、 p_{cal}

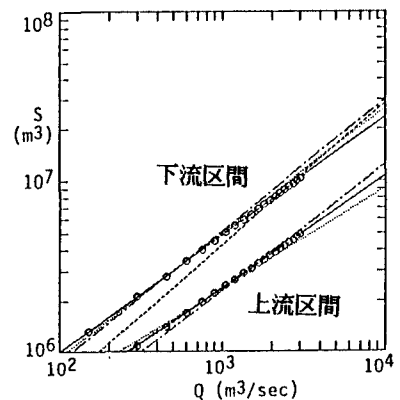


図-4 洪水毎の $(S-Q)$ と $(S-Q)_{cal}$