

貯留関数法の総合化

永井 明博・角屋 睦・杉山 博信
鈴木 克英

SYNTHESIZING STORAGE FUNCTION MODEL FOR FLOOD RUNOFF ANALYSIS

By *Akihiro NAGAI, Mutsumi KADOYA, Hironobu SUGIYAMA* and
Katsuhide SUZUKI

Synopsis

A study is made of possibility of synthesizing the storage function model for flood runoff analysis. The theoretical relations between parameters of the storage function model and the kinematic runoff model are derived from the stationary state of flood runoff under an effective rainfall of constant intensity. These relations are examined using a set of optimum parameters of both models obtained by the application of the mathematical optimization techniques proposed by the first and second authors.

As the results, it is clarified of the storage function model that one parameter is common with the one of the kinematic runoff model to make us assume the Manning's law to the rain water flow over a slope in larger floods, and that the other parameters are able to estimate through the parameters of the kinematic runoff model.

In order to simplify the above formulae for estimating parameters of the storage function model in the practical sense, a set of new equations is also proposed for mountain river watersheds.

By using these formulae, the storage function model to be a lumped model essentially can be used as a distributed model for flood runoff analysis. The usefulness of the proposal is verified for several floods at a few points of mountain rivers.

1. ま え が き

わが国で代表的な洪水流出モデルの一つに、木村¹⁾によって提案された貯留関数法がある。この方法は、流出現象の非線形性を巧妙に表現でき、かつ計算が簡便なこともあって、わが国では大河川を中心に広く実用に供されている。しかし、モデル定数の物理的意義が明確でなく、たとえば都市化など、流域の土地利用変化に容易に対処し得ないなどの欠点も持っている。この難点を除くためには、モデル定数と流域の水文地形量との関係を明確にするような、総合化の方向が重要である。貯留関数法の総合化については、これまで木村¹⁾のほか二、三の試みもないわけではないが、いまの所うまく行っているようには思えない。

われわれは、かねてからこうした問題を解決するには、数学的最適化手法を利用したモデルの最適同定結果と、貯留関数と雨水流モデルの類同性に着目する実証的理論的アプローチが有用であると考え、これまでも下狩川丘陵山地流域・愛知川自然山地流域・天神川市街地流域における検討結果を報告してきたが²⁾、貯留関数の総合化を行うには対象流域の数が少なく、大河川の例もないという問題点が残されていた。

ここでは、さらにいくつかの山地河川流域を加え、貯留関数と水文学的意味のかなり明確な表面流モデルの最適同定を行うとともに、両出水モデルの相互関係および最適定数と流域の水文地形量との関係を理論的実証的に考察して、貯留関数の総合化を試みた結果の一部を報告する。

2. 対象流域と有効降雨

2.1 対象流域

研究の対象とした流域は、Table 1 にまとめて示すように、流域面積 0.245 km² から 1426 km² の19河川である。このうち天神川流域は市街地、他はすべて山地河川である。また後述の最適定数は No. 1～17 の17河川について検討し、名張川・伊賀川は最適定数の吟味は行っていない。

これらの流域について、流域面積と1/5万地形図記載の主河道長との関係調べると Fig. 1 のようであって、次式に示される Hack の法則がほぼ適合している。

$$L = uA^v \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 L : 主河道長 (km), A : 流域面積 (km²), u, v : 定数。

一般に指数の値は $v=0.52\sim0.70$ であり、 v をその平均的な値の0.6に固定すると $u=1.27\sim1.89$ といわれているから³⁾、同図はその平均的な傾向を示しているとみることができる。

また面積が 45 km² 以上の流域を対象に、1/5万地形図記載の河道網に基づいて地形則を吟味すると、流域を流量観測点の上流域に限定したため河道長則の成立に疑問のある流域もあるが、集水面積則・河道数則はどの流域でもほぼ成立している。また、流域面積の小さい下狩川流域 (1.3 km²) についても河道網を詳細に定義すれば、地形4則はほぼ成立することが確かめられている⁴⁾。

こうしたことから、ここで対象とする流域はかなり一般性をもっているものとみられる。

2.2 対象出水と有効降雨

ここでの検討に用いる貯留関数法・表面流モデルは、いずれも大中小出水に対して有用なモデルである。したがってモデル定数の最適同定には、なるべく大きな出水を対象とすることが望まれる。大河川流域では雨

Table 1. Watersheds and floods for study.

No.	River	Station	Basin Area (km ²)	Number of Rain Gauge		Flood for Analysis		Q_* (m ³ /s/km ²)
				Basin	Outskirts	Peak Discharge (m ³ /s/km ²)	Number	
1	V. Kama		0.245	0	2	3.4～6.0	4	0.4
2	R. Shimokari		1.32	1	1	4.2～7.1	3	0.8
3	R. Tenjin		2.63	0	3	7.2～14.1	3	0.4
4	R. Echi	Nyoraido	108	4	4	2.6～6.3	3	0.0
5	R. Totsu	Sarutani Dam	200	4	5	4.8～10.1	4	0.5
6	R. Yoshihara	Kusanomine	46.1	2	4	7.3～8.1	2	0.7
7	R. Kagami	Hirose	68.0	1	3	4.2～6.3	3	0.7
8	R. Niyodo	Kuzunosagari	155	1		3.1～8.9	3	0.6
9	R. Niyodo	Shide	239	3		3.2～7.8	3	0.6
10	R. Niyodo	Kawanouchi	610	11		5.2	1	0.8
11	R. Niyodo	Oodo	673	12		4.6～5.1	3	0.6
12	R. Niyodo	Kawaguchi	924	20		5.3～6.7	3	0.5
13	R. Niyodo	Ino	1426	30	8	4.4～9.5	5	0.7
14	R. Ushiroyama		31.4	1	3	1.8～2.7	2	0.6
15	R. Kosuge		43.4	1	2	2.1～2.6	2	0.6
16	R. Taba		126	3	2	1.6～4.6	2	0.3
17	R. Tama	Ogouchi Dam	263	6	2	1.6～2.7	4	0.3
18	R. Nabari	Nabari	432	7	3	5.6	1	0.5
19	R. Iga	Shimagahara	519	9	4	3.6	1	0.6

Note: 1) Q_* : minimum discharge for optimization.

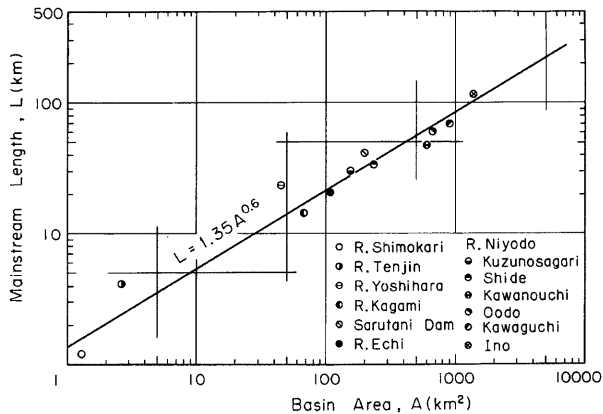


Fig. 1. The relation between basin area and mainstream length in objective watersheds.

量に地域分布があるのは当然としても、概して小出水時ほど雨量の地域分布が激しく、出水解析に流域平均雨量を使用せざるを得ない貯留関数法の場合には、その同定に及ばず降雨の地域分布の影響は小出水になるほど大きいと考えざるを得ない。そこでここでは、流域面積 600 km^2 以上の大河川についてはピーク比流量 $Q_P \geq 4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ の出水を対象とすることにした。ただしこのような扱いをすると利用できる出水資料は少なくなり、とくに観測値が十分得られていない河川流域では困ることになるので、中小河川流域では $Q_P \geq 2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ の出水を対象にすることを原則としつつも、資料がなく止むを得ない一部の流域では $Q_P = 1.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ の出水も利用することにした。

流域平均雨量の推定は等雨量線図法によることを原則とし、面積の小さいカマ谷流域・下狩川流域・天神川市街地流域は、雨量の地域分布の顕著でないことが確かめられたものについては、点雨量を直接採用した。等雨量線は降雨最盛時には2～4時間ごと、その他のときには6～24時間ごとに描いた後、平均雨量に近い観測点資料に比例させる形で、必要とする単位時間ごとの流域平均雨量を求めた。

出水解析に際しては、まず有効降雨の推定が必須である。これまでの貯留関数法の実用例では、流入係数 f あるいは一次流出率 f_1 、飽和雨量 R_{sa} を用いているものが非常に多いが、これらの方式に従うと、実測流量の総量と計算流量の総量は必ずしも一致しない。観測雨量と有効降雨の関係は、表層土質条件や降雨履歴によって異なる。流出モデルの最適定数を探索しようとする場合には、有効降雨の推定誤差がパラメータ

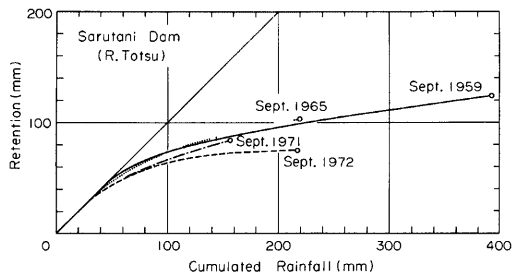


Fig. 2. Retention curves in the Sarutani Dam basin.

同定に關与することを極力避けなければならない。こうした観点に立つと、まず観測流量・計算流量両者の総量を一致させることが必須であり、これを満足するような有効降雨推定法を採用しなければならない。

本研究では、有効降雨推定法として、保留量曲線法を採用する。これは流域内の地目ごとに作成するべきであるが、それが作成できるほどの流量観測資料は得られていない。そこで本研究では、有効降雨は対象流域の全域について一様であるとし、流域下流端の流量記録から得られた保留量曲線から推定する。当然のことながら貯留関数法・表面流モデルとも同一値を用いる。

保留量曲線の作成に用いた直接流出高の推定は、地下水流出は指数関数的に減衰するものとして、これを降雨終了時まで逆挿した後、この点と立ち上がり点を結ぶ方法を用いた。採用した保留量曲線の一例を Fig. 2 に示す。

3. 洪水流出モデルとその最適同定法

3.1 貯留関数法

基礎式は次式である。

$$S_t = KQ^P, \quad S_t = \int_0^{t-T_l} r_e d\tau - \int_0^t Q d\tau \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 S_t : 遅れ時間 T_l を考慮した見かけの貯留高、 Q : 流量、 r_e : 有効降雨強度、 K, P, T_l : 定数。

このモデルの実用に際しては、流域をいくつかのブロックに分割し、河道にも貯留関数を導入し、あたかも分布型モデルであるかのように扱う例が少なくない。しかし、本研究はそれをも可能にするための総合化を意図しているため、ここでは流量観測点の上流域を1ブロックとして最適値 $[K, P, T_l]_{opt}$ を探索する。

3.2 表面流モデル

基礎式は次式である。

$$\text{斜面流: } h = kq^p, \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r_e \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{河道流: } W = k_c Q^{p_c}, \quad \frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 h : 水深、 q : 斜面単位幅流量、 r_e : 有効降雨強度、 W : 河道流積、 Q : 流量、 q_l : 河道単位長あたりの横流入量、 t : 時間、 x : 距離、 k, p, k_c, p_c : 定数。

河道流定数 k_c, p_c は現地踏査による河川横断測量結果に基づいて決定した。ただし猿谷ダム流域ならびに仁淀川の仕出および久住の下の各流域については、鏡川流域における値 $k_c=1.1, p_c=0.7$ を準用する。これは、これらの流域が同様の山地河川であること、河道流定数に多少の違いがあってもそれが結果に及ぼす影響は小さいと判断したためである。

また、斜面流定数は次の意味を持っている。

$$\text{層流型表面流: } k = [3\nu/(gs)]^p, \quad p=1/3 \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$\text{Manning 型表面流: } k = (N/\sqrt{s})^p, \quad p=0.6 \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$\text{Darcy 型中間流: } k = \lambda/(k_f s), \quad p=1 \quad \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 ν : 動粘性係数、 g : 重力加速度、 s : 斜面勾配、 N : 等価粗度、 λ : 表層土の有効間ゲキ率、 k_f : 表層土の透水係数。

最適値の探索は、 k, p が各ブロックとも同一であるとして、流域一様の $[k, p]_{opt}$ を求める。

流域モデルの構成法については明確な基準を設けていないが、なるべくブロック数を少なくし、かつ流域形状が反映できるような流域モデルとした。結果的にブロック数は1〜5個となった。

3.3 最適同定法

最適値を得るための目的関数には次の最小 χ^2 基準を用いる。

$$J_{XS} = \frac{1}{M} \sum \frac{(Q_o - Q_c)^2}{Q_o} \rightarrow \min, \quad Q_o \geq Q_* \quad \dots\dots\dots(8)$$

ここに、 J_{XS} : 誤差評価基準、 Q_o : 実測流量、 Q_c : 計算流量、 M : $Q_o \geq Q_*$ をみたす Δt ごとのデータ数、 Q_* : 誤差評価の対象とする最低流量。

データの単位時間 Δt は、入手した資料の都合もあってほとんどの自然山地流域では $\Delta t=60$ 分としたが、小流域のカマ谷丘陵地流域や天神川市街地流域では $\Delta t=10$ 分、下狩川丘陵地流域では $\Delta t=30$ 分としている。また、 Q_* の選択についての明確な基準はないが、とりあえず地下流出の最大値よりもやや大きい流量とし、一つの流域については出水の規模とは無関係に一定値を採用した。結果的には $Q_*=0.3 \sim 0.8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ となった。

貯留関数の最適値 $[K, P, T]_{opt}$ は SP 法⁵⁾により求める。表面流モデルの最適値 $[k, \rho]_{opt}$ は、以下に述べる新同定法により求める。

3.4 表面流モデルの新同定法

表面流モデルの最適同定を簡単化できることの可能性については、すでに前報²⁾において指摘したが、ここではその実用法を述べる。

新方式では直線上の極小化法⁹⁾を2度適用するだけで $[k, \rho]_{opt}$ が推定されることになるが、それには ρ に対する k の最適値が次式で表わされることを利用する²⁾。

$$k = h_m \frac{1 + \rho}{(B_m r_e)^\rho} \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 k , ρ : 表面流定数 ($\text{m}\cdot\text{s}$ 単位)、 B_m : 平均斜面長 (m)、 h_m : ピーク時の流域平均貯留高 (m)、 r_e : 直接流出高のピーク値 (m/s)。

具体的な計算手順は以下のようである。

- i) 初期値 ρ , k を与え、次式で k を変数 x に尺度変換する。

$$x = \ln k \quad \dots\dots\dots(10)$$

ρ を固定して、 J_{XS} が最小となる x の最適値 x_{opt} を直線上の極小化法によって求める。このときの k の最適値は $k = \exp(x_{opt})$ より求まる。

- ii) 既知の B_m , r_e および上で求まった k を用いて、(9)式から $h_m = \text{const.}$ を推定する。

iii) 直線上の極小化法により ρ の最適値 ρ_{opt} を求める。この際、いくつかの ρ について J_{XS} を吟味するが、 ρ に対する k_{opt} は(9)式で求まるものと考えているので、 ρ_{opt} が求まると同時に $[k, \rho]_{opt}$ が求まる。

初期値には $\rho=0.6$, $k=2.0$ を用いるが、このようにすると i) で Manning 型表面流 $\rho=0.6$ のときの k_{opt} が求まる。

新方式では SP 法のように初期値に対して基準化を行っていないので、SP 法に比べて効率が初期値に影響されにくい特徴がある。また、(10)式の尺度変換を採用しているため常に $k>0$ であり、 k に関する制約条件は不要である。 ρ については上限値 $\rho_{max}=2.0$ 、下限値 $\rho_{min}=0.0$ を設けており、 $\rho>0$ のためのベナリ関数は不要である。

次に新方式の有用性を確かめるために行った一例を略述する。対象出水は、下狩川流域における昭和44年6月の大出水 ($Q_P=7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$) である。これに新方式と SP 法⁹⁾を適用して得られた最適定数 k , ρ 、そのときの $J_{XS}(\text{mm}/\text{h})$ 、相対誤差 $J_{RE}(\%)$ 、および最適値を求めるのに要した総流出計算回数 N_f を比較すると次のようである。

新方式: $k=3.93$, $\rho=0.683$; $J_{XS}=0.0298$, $J_{RE}=5.10$; $N_f=11$,

SP 法: $k=4.00$, $\rho=0.685$; $J_{XS}=0.0289$, $J_{RE}=5.02$; $N_f=74$ 。

ここに、相対誤差 J_{RE} は次式で定義されるものである。

$$J_{RE} = \frac{100}{M} \sum \frac{|Q_o - Q_e|}{Q_o}, \quad Q_o \geq Q_* \quad \dots\dots\dots(11)$$

(9)式が p を固定したときの k_{opt} を必ずしも正確に表わしていないこともあって、新方式の $[k, p]_{opt}$ は SP 法のそれとは若干異なっているが、実用的には新方式でも十分満足できる解が得られている。また、総流出計算回数 N_f を比較すると、新方式では SP 法の 1/6 以下で最適値が求まっており、効率が格段に向上していることがわかる。

4. 貯留関数の総合化

4.1 貯留関数と表面流モデルの関係

貯留関数法では、遅れ時間 T_l を考慮する点を除くと、その関数形は表面流モデルのそれと同一の形をとっている。そこで両者の関係を理論的に考察する。

実際の河川流域は河道網により多数の小流域に分割でき、流域は河道とそれに付随する斜面より構成されるものと考えることができる。この場合の斜面長の分布としては、ガンマ分布⁴⁾あるいは対数正規分布⁷⁾が想定できることがこれまでに知られており、またこのような斜面長分布を考慮して、貯留関数と表面流モデルの相互関数を論じた研究も二、三行われている^{2,8)}。しかしここでは簡単のため、流域は主河道とそれに付随する左右対称の斜面からなる 1 ブロックのモデルで表現できるものとする。いまこの流域に空間的・時間的に一定強度 r_e の有効降雨が継続するものとする、ピーク流量発生時の貯留高 S は表面流モデルを用いて次式で表わされる。

$$S = \frac{kB^p}{1+p} \left(1 + \frac{1+p}{1+p_c} \frac{t_c}{t_s} \right) r_e^p \quad \dots\dots\dots(12)$$

$$\left. \begin{aligned} t_s &= kB^p r_e^{p-1} \\ t_c &= k_c L^p c_1^p c^{-1} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(13)$$

ここに、 B : 斜面長、 L : 主河道長、 t_s , t_c : 斜面および河道の伝播時間。

貯留関数 $S_I = KQ^p$ が上式と同一の現象を表現しているものとする、その定数は、 S と S_I を同単位、 r_e と Q を同単位にとるとき、次式で表わされる。

$$P = p \quad \dots\dots\dots(14)$$

$$K = \frac{kB^p}{1+p} \left(1 + \frac{1+p}{1+p_c} \frac{t_c}{t_s} \right) \quad \dots\dots\dots(15)$$

もう一つの定数、遅れ時間 T_l については、ピーク流量発生条件より、Fig. 3 のようにして推定できる^{2,9)}。いま洪水到達時間 $t_p = t_s + t_c$ が同図に示された定義のように表現できる^{9,10)}ものとする、 T_l は有効降雨波形に左右されるものの、洪水到達時間と密接な関係を持つことになる。したがって β を定数として、 T_l は次のような形をとることが推論される。

$$T_l = \beta t_p = \beta \frac{kB^p}{r_e^{p-1}} \left(1 + \frac{t_c}{t_s} \right) \quad \dots\dots\dots(16)$$

以上の(15)式、(16)式には流域平均斜面長 B が入っている。この B は、主河道長の定義により異なる可能性がある。この懸念は小流域になるほど大きく、とくに地形図上に河道の記載されていないような小流域では問題である。そこで、(1)式の Hack の法則を利用して上式を書き換えると、貯留関数の定数は次式で表わされることになる。

$$K = \frac{1}{1+p} \left(\frac{1}{2u} \right)^p \left(1 + \frac{1+p}{1+p_c} \frac{t_c}{t_s} \right) k A^p (1-u) \quad \dots\dots\dots(17)$$

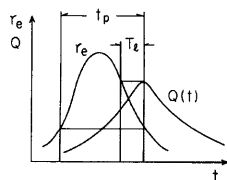


Fig. 3. Definition of the delay time, T_l , in the storage function model and the concentration time, t_p , in the kinematic model.

$$T_l = \beta \left(\frac{1}{2u} \right)^p \left(1 + \frac{l_c}{l_s} \right) k A p^{(1-p)} r_s p^{-1} \quad \dots\dots\dots (18)$$

4.2 最適モデル定数

前述の最適化手法に基づいて、各流域のいくつかの出水について、貯留関数・表面流モデルの最適定数を求めた。これらの最適定数に基づいて、上述の諸関係式を具体的に調べてみる。ただしここでは、流域平均雨量の物理的意味や雨量の空間分布があってもそれを流域一様として扱える限界などを考慮して、 $A < 300 \text{ km}^2$ の流域に重点をおくことにする。

まず、貯留関数の P_{opt} と表面流モデルの p_{opt} の関係を Fig. 4 に示す。 P_{opt} , p_{opt} とかなりのばらつきがあるが、ともに 0.6 の近傍に集中しているのが注目される。なお、これら最適定数を用いたときのハイドログラフの再現性の程度を Figs. 5, 6 に例示する。大部分の再現性は Fig. 5 の程度である。Fig. 6 は再現性の最も悪い仁淀川最上流部の久住の下地点の昭和51年9月出水の例であって、この出水時の等雨量線図からみる限り、この流域内外での雨量の地域差が激しいにもかかわらず、流域内に雨量観測点は1点しかなく、流域平均降雨がうまく評価されていないことが、この程度の再現性になった理由と考えられる。また Fig. 6 には $P=0.6$ にした場合の計算結果も併示してあるが、 P_{opt} の場合よりも再現性が多少悪くなる程度で、相対誤差の値はそれほど大きな差にはなっていない。

上述のような考察から、大中出水に対しては表面流モデル・貯留関数とも Manning 型表面流を想定して差支えないものとして、 p , P を次のように固定することとする。

$$P = p = 0.6 \quad \dots\dots\dots (19)$$

そこで、貯留関数では $P=0.6$ のとき $[K, T_l]_{opt}$,

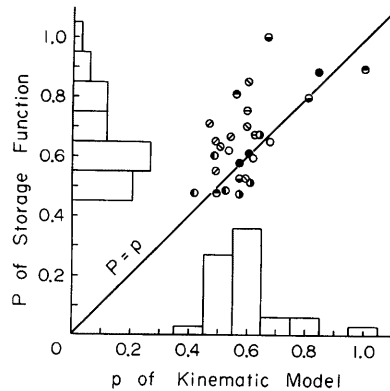


Fig. 4. The relation between optimum parameters p and P .

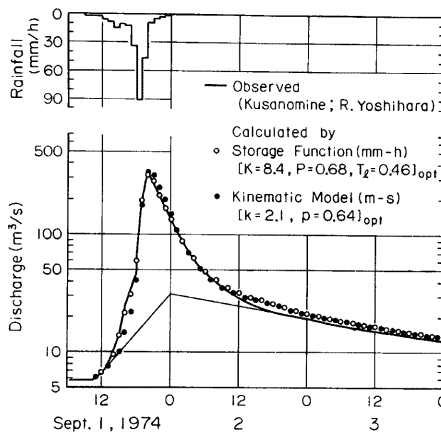


Fig. 5. An example of simulated hydrographs. Kusanomine, R. Yoshihara.

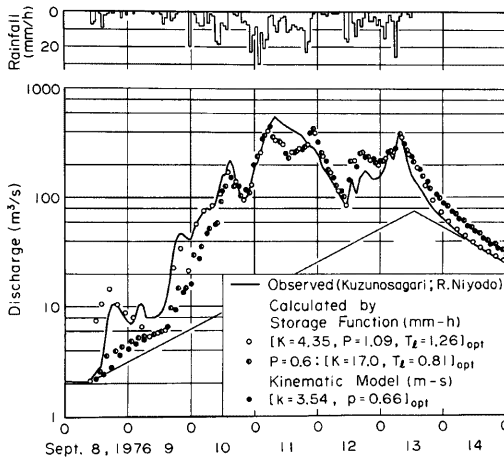


Fig. 6. The worst example of simulated hydrographs. Kuzunosagari, R. Niyodo.

表面流モデルでは $p=0.6$ のときの k_{opt} をあらためて求め直し, (17), (18) 式の関係調べると **Figs. 7, 8** のようになる。これに平分線を挿入するとそれぞれ次式が得られる。

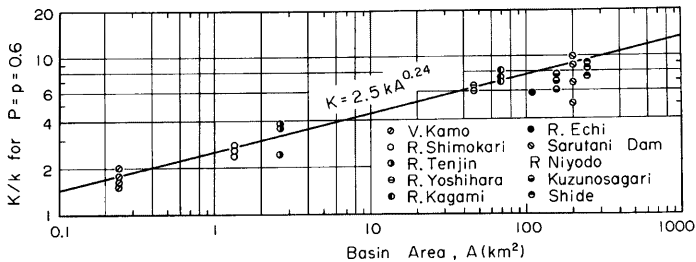
$$K = 2.5 k A^{0.24} \quad \dots\dots\dots(20)$$

$$T_l = 0.45 k A^{0.24} r_e^{-0.4} \quad \dots\dots\dots(21)$$

ここに, K, T_l : 貯留関数の定数 (mm-h 単位), k : 表面流定数 ($m^{-1/5} \cdot s^{3/5}$), A : 流域面積 (km^2), r_e : 実測ピーク流量 $Q_p (m^3/s)$ の有効降雨強度換算値 (mm/h), $r_e = 3.6 Q_p / A$ 。

(20), (21) 式は, 単位を上のようにとったとき, Hack の法則に **Fig. 1** に示した値 $u=1.35, v=0.6$ を用い, かつ $t_c/t_s=0, \beta=1/9$ として, (17), (18) 式から得られるものである。 K に関する (20) 式は最適値とよく適合している。前述のように, Hack の法則における上述の u, v の値は山地河川流域における平均的値ともみられるから, (20) 式はかなりの一般性をもつものと考えられる。一方遅れ時間 T_l についてはばらつきが相当大きく, (21) 式の適合性は必ずしも十分とはいえないが, T_l の平均的傾向をかなりよく扱えているといってもよい。

Figs. 7, 8 には天神川市街地流域の結果も併示されているが, K に関する (20) 式は市街地帯の結果ともよく符合している。このことは, (20), (21) 式が流域の土地利用状態の変化にも対応しうることを示唆して

Fig. 7. An estimating formula for a parameter K in the storage function model.

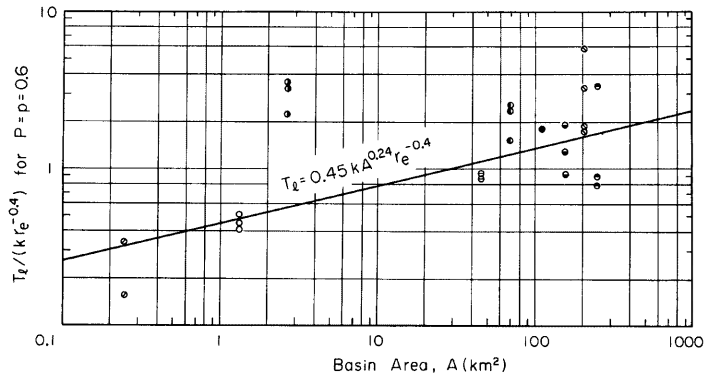


Fig. 8. An estimating formula for a parameter T_l in the storage function model.

いる。将来、表面流定数 $k = (N/\sqrt{s})^{0.6}$ の水理学的意味が明確になれば、(20)、(21)式の実用性はかなり高くなるものと予想される。一方、 T_l に関する(21)式は市街地域の結果から大きくはずれているようにも見える。しかし、両者の差は降雨データの単位時間 $\Delta t = 10$ 分以下である。この差を議論することはデータの精度上むずかしく、実用的には(21)式を用いても十分と思われる。

Fig. 8 の T_l のばらつきについてさらに考えてみる。この原因として、(21)式には雨の時空間分布が考慮されていないこと、あるいは T_l はハイドログラフの平均的な時間ズレを表わすものでピーク流量のみで表現するには限界があることなどがあげられる。またこの他にも、 T_l は特定の出水中でも流量の関数となる可能性がある^{11,12)} にもかかわらずそれを一定値で近似しているというモデル上の問題、あるいは T_l の最適値の多くは降雨の単位時間、計算単位時間よりも小さくなっており、 T_l の詳細な議論がしにくいというデータ上の問題もある。これらの問題の検討は今後の課題としたい。

4.3 山地河川流域の総合化定数推定式

上述の(20)、(21)式は土地利用状態が考慮できるという特長をもつが、表面流定数 k を介して貯留関数の K 、 T_l を推定する点が不便である。実用性に重きをおくならば、定数 K 、 T_l を流域地形量のみで直接表示できればより好都合である。そのように考えて、 $P=0.6$ に固定したときの $[K, T_l]_{opi}$ と流域面積との直接的な対応関係を調べると、**Figs. 9, 10** のようであって、貯留関数法の定数推定式として次式が得られる。

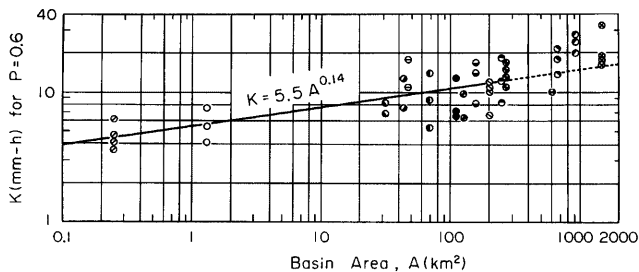
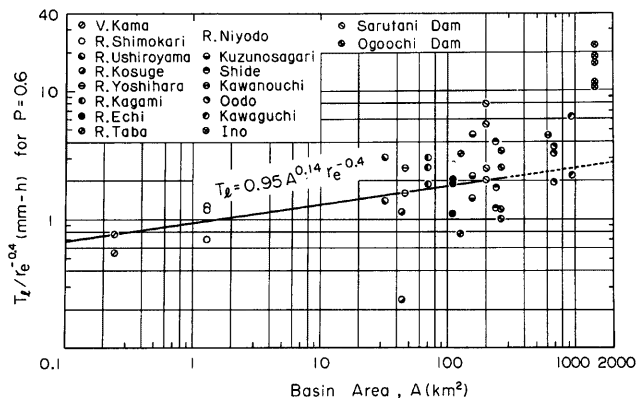


Fig. 9. A practical formula for estimating a parameter K in the storage function model.

Fig. 10. A practical formula for estimating a parameter T_l in the storage function model.

$$P=0.6 \quad \dots\dots\dots (22)$$

$$K=5.5A^{0.14} \quad \dots\dots\dots (23)$$

$$T_l=0.95A^{0.14}r_e^{-0.4} \quad \dots\dots\dots (24)$$

ここに, K , P , T_l : 貯留関数の定数 (mm-h 単位), A : 流域面積 (km^2), r_e : ピーク流量 $Q_P(\text{m}^3/\text{s})$ の有効降雨強度換算値 (mm/h), $r_e=3.6Q_P/A$ 。

これらの式は, 前述と同じ理由から, $A<300 \text{ km}^2$ の山地河川流域で得た結果を重視して定めている。

(23), (24)式における A の指数の値は, (20), (21)式でのそれらの値よりも小さくなっている。いま, 山地流域では k が一定値をとるものとし, かつ Hack の法則で $v=0.55\sim 0.70$ を想定すると, $K\propto A^{0.21\sim 0.27}$, $T_l\propto A^{0.21\sim 0.27}r_e^{-0.4}$ となることが理論的に予想される。また T_l は洪水到達時間 t_p に比例するものと想像されるが, 角屋ら¹⁰⁾ の提案する洪水到達時間推定式では $t_p\propto A^{0.22}r_e^{-0.35}$ となっている。一方, Figs. 9, 10 の結果から単純に A の指数を決定すると, $K\propto A^{0.12\sim 0.18}$, $T_l\propto A^{0.14\sim 0.25}r_e^{-0.4}$ となり, K , T_l に関する A の指数は異なる傾向にある。これらの指数が別個の値をとってもよいものとする, T_l に関する A の指数は, 上の理論的予想値とほぼ一致し, かつ角屋らの洪水到達時間推定式との整合性もみられる。

(23), (24)式の係数および指数の値を確定するにはさらに他流域での検討あるいは表面流定数 k の吟味が必要であるが, 今後の検討によりこれらの値が若干変わるとしてもそう大きくは変化しないものと予想している。(22)~(24)式は, とりあえずの定数推定式として実用には十分使えるものと思われる。

5. 総合化定数推定式の検証

5.1 分布型貯留関数の設定と計算法

集中型モデルの最適定数に基づいて決定した総合化定数推定式(22)~(24)式を, 分布型モデルの貯留関数に適用して, その推定式の信頼性をチェックする。

分布型貯留関数では, 流域を主な河川の合流などを考慮していくつかに分割した後, 支流ブロックと河道ブロックのそれぞれに貯留関数を設ける。支流ブロックの定数は(22)~(24)式で推定するものとし, 各河道の貯留関数は次のように設定する。

$$V_c=k_cLQ_c p_c, \quad V_c=\int_0^{t-T_{lc}} I_c d\tau - \int_0^t Q_c d\tau \quad \dots\dots\dots (25)$$

ここに, k_c , p_c : 河道流定数, T_{lc} : 河道の貯留関数の遅れ時間, L : 対象ブロックの河道長, V_c : 遅れ時間 T_{lc} を考慮した河道のみかけの貯留量, I_c , Q_c : 河道ブロックの流入量および流出量。

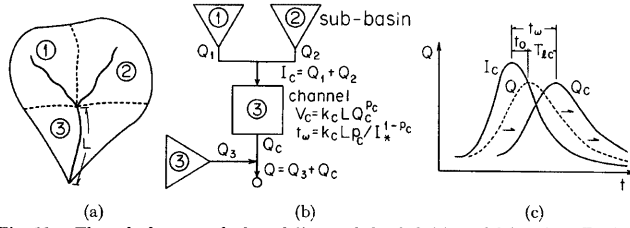


Fig. 11. The rule for watershed modeling and the definition of delay time T_{lc} in the distributed storage function model.

現実の河道ブロックへの流入量には、上流からの流入量と河道区間の付随流域からの流入量がある。従来
の取扱いはこれらの流入量の合計を河道の上流端に流入させているが、ここでは **Fig. 11 (b)** のように、
河道の貯留関数の計算に考慮すべき流入量は上流からの流量のみとし、付随流域からの流量は河道には直接
に流入させず、河道下流端で両者が合流するものとして扱う。これは、前述の総合化定数推定式にはすでに
河道効果が含まれていることを考慮したためである。

またもう一つの定数、河道の遅れ時間 T_{lc} は、流入量のピーク値 I_* の伝播速度で決まるものとする。
実際には河道付随流域からの横流入量による流量変化のため伝播速度に変化があるが、計算上はその変化が
無視できるものとする、ピーク流入量の伝播時間 t_w は次式で表わされる。

$$t_w = L \frac{k_c p_c}{I_*^{1-p_c}} \quad \dots\dots\dots (26)$$

この t_w を考慮して、 T_{lc} は次式で推定する (**Fig. 11 (c)**)。

$$\left. \begin{aligned} T_{lc} &= t_w - t_0, & t_w > t_0 \\ T_{lc} &= 0, & t_w < t_0 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (27)$$

ここに、 t_0 : 河道ブロックの上流端ピーク流量発生時刻と下流端ピーク流量発生時刻の時間差。

具体的な計算手順は、支流流域および河道の貯留関数とも同じである。支流流域ブロックでは、(22)、(23)式
により求まる K, P を用いて、次式でまず Q_I を計算する。

$$\frac{dQ_I}{dt} = \frac{1}{KP} (I - Q_I) Q_I^{1-P} \quad \dots\dots\dots (28)$$

ここに、 I : 有効降雨強度、 $Q_I(t) = Q(t + T_I)$ 。

つぎに、 Q_I の最大値に対応する r_e を用いて(24)式より T_I を推定した後、 Q_I を t の正方向に T_I だけ
ずらせて支流流域ブロックの流量 Q とする。また河道ブロックの計算では、上式で $K \rightarrow k_c L$ 、 $P \rightarrow p_c$ 、 $I \rightarrow I_c$
として流量および t_0 を求めた後、その流量を(27)式より
求まる T_{lc} だけ t の正方向にずらせ、それを河道ブロッ
クからの流出量 Q_c とする。

5.2 分布型貯留関数による検証結果

ここでは、流域面積が 200 km² (猿谷ダム流域)～1426
km² (仁淀川伊野地点上流域)の5流域における8出水を
対象として、前節で提案した貯留関数の定数推定式の妥当
性を検討してみた。これには、総合化定数推定式の決定に
利用しなかった木津川上流の名張川名張地点および伊賀川
島ヶ原地点の出水も含まれている。各流域の分布型モデル
のブロック数は3～7個、ブロック面積は25～400 km² で
ある。一例として猿谷ダム流域のブロック図を **Fig. 12** に

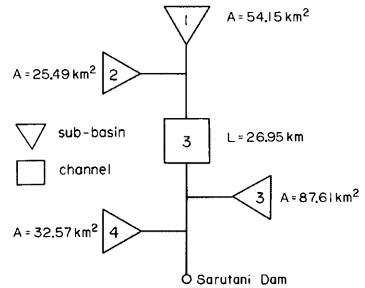


Fig. 12. The block diagram of the Sarutani Dam basin.

示す。対象出水のピーク比流量は $Q_p=3.5\sim 10$ $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ である。このときの雨量は、降雨の空間分布を考慮するために、原則としてブロックごとの流域平均値を求めたが、面積の小さい猿谷ダム流域では雨量は流域一様とした。有効降雨推定のための保留量曲線は、ブロック下流端に測水地点がある支流についてそれぞれのブロックごとに定め、それが利用できない場合には全流域一様の保留量曲線を想定して、各ブロックごとに有効降雨を推定した。

ピーク流量について実測値と計算値を対比した結果を Fig. 13 に示す。まずまずの結果が得られている。また、計算値のピーク流量発生時刻と実測値のそれを対比すると、両者の差はほとんどの出水について ± 1 時間以内に収まっている。検討例中、結果が最悪となった猿谷ダム流域における一解析例を Fig. 14 に示す。同図にもみられるように、これは短時間に強雨が集中した昭和46年

9月の出水例である。その強雨域は非常に狭く、雨量の地域差がかなり大きいと判断されたにもかかわらず、流域内で利用できる雨量観測点は1点のみであったので、止むを得ずこの点の資料を用いて解析した例である。この結果は、流域が 200 km^2 程度であっても降雨の空間分布が顕著な出水に対しては、ブロックごとに面積雨量を求める必要のあることを示唆している。Fig. 15 は、ハイドログラフの立ち上がり部および低減部の実測値が十分には得られていない名張川名張地点における昭和40年9月出水の再現例である。同図中の点線は日流量記録からの推定流量を示している。これはわれわれが提案する貯留関数定数推定式の有用性をよく実証している。

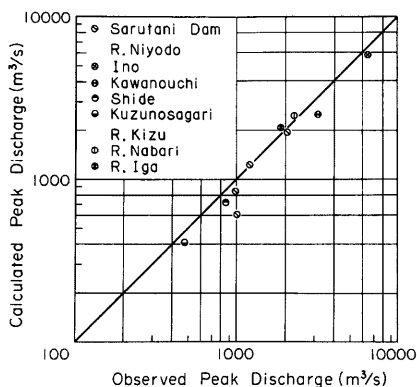


Fig. 13. Comparison of observed and calculated peak discharges obtained by the distributed storage function model using the synthetic parameters.

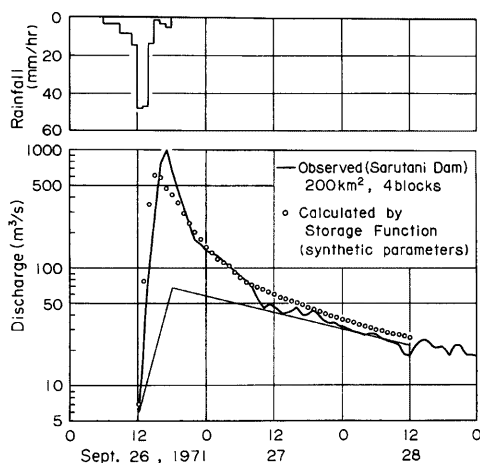


Fig. 14. The worst example of simulated hydrograph.

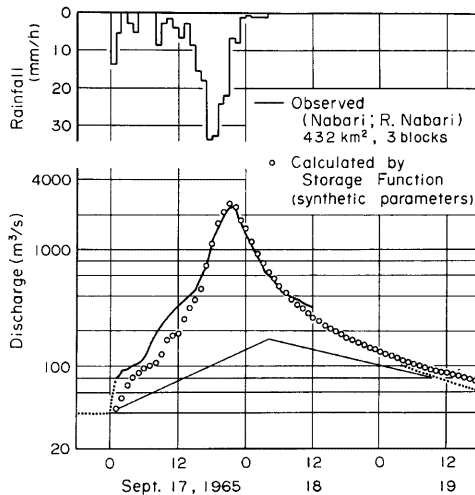


Fig. 15. An example of simulated hydrograph based on the shortage data.

以上の結果から、ここに提案した貯留関数総合化のための定数推定式は、実用上かなり有用と判断できよう。また上述の結果は、前項に示した河道の貯留関数の取扱法が有用なことも示唆している。ただ、河道の遅れ時間 T_{lc} を(27)式から推定すると、ほとんどの場合 $T_{lc}=0$ 、その他の場合でも $T_{lc}=2\sim3$ 分と小さい値となった。 T_{lc} の必要性和物理的意味など河道の貯留関数の詳細については、さらに検討が必要なのかもしれない。

6. む す び

本稿では、貯留関数法・表面流モデルの最適同定の結果、および両出水モデル相互の関係についての理論的考察の結果に基づいて、山地流域における貯留関数総合化のための簡単な定数推定式を提案し、これをいくつかの流域に適用して良好な結果の得られることを示した。

この提案式では、降雨の時空間分布や地形・地質などの要素を十分考慮することなく単純な式形にまとめているため、さらに検討すべき問題点も残している。また大中出水を対象とする限り、Manning 型表面流を想定してよいとして式を導いているが、これは現象そのものについての議論ではなく、統計則的なものと理解すべきであろう。ただ従来、層流型表面流定数がしばしば利用されることに対する批判とも受け取られれば幸である。

今後、残されたいくつかの問題点を吟味するとともに、さらに検討例を増やして総合化のための定数推定式を信頼度の高いものとしたい。また、山地以外の土地利用状態の流域における貯留関数の総合化についても吟味したいと考えている。

本研究の遂行に際し、流量・雨量資料の提供その他いろいろとお世話になった建設省高知工事事務所、高知県河川課、建設省淀川ダム統合管理事務所、建設省淀川工事事務所、東京都水道局の関係各位に謝意を表す。本研究の計算には京大化学研究所 FACOM M-160 AD を用いたことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 木村俊晃：貯留関数による洪水流出追跡法，建設省土木研究所，1961.
- 2) 永井明博・角屋 睦：洪水流出モデルの最適定数，京大防災研究所年報，第24号B-2，1981，pp. 183-196.
- 3) たとえば，高山茂美：河川地形，共立出版，1974，pp. 65-67.
- 4) 角屋 睦・福島 晟・佐合純造：丘陵山地流域モデルと洪水流出モデル，京大防災研究所年報，第21号B-2，1978，pp. 219-233.
- 5) 永井明博・角屋 睦：流出モデル定数の最適化手法，京大防災研究所年報，第22号B-2，1979，pp. 209-224.
- 6) たとえば，今野 浩・山下 浩：非線形計画法，日科技連，1978，pp. 162-165.
- 7) 平野宗夫：山地小河川における流出過程について，土木学会論文報告集，第308号，1981，pp. 69-76.
- 8) 藤田睦博：斜面長の変動を考慮した貯留関数法に関する研究，土木学会論文報告集，第314号，1981，pp. 75-86.
- 9) 石原藤次郎・高棹琢馬：単位図法とその適用に関する基礎的研究，土木学会論文集，第60号別冊3-3，1959.
- 10) 角屋 睦・福島 晟：中小河川の洪水到達時間，京大防災研究所年報，第19号B-2，1976，pp. 143-152.
- 11) 杉山博信・角屋 睦：遅滞時間について——雨水流に関する研究(1)——，第32回土木学会年次学術講演会概要集Ⅱ，1977，pp. 221-222.
- 12) 青木佑久・臼井博美・金箱 貞：貯留関数法における遅滞時間 T_l の一推定法，土木技術資料，Vol. 18，No. 6，1976，pp. 39-43.