

丘陵山地流域モデルと洪水流出モデル

角屋 睦・福島 晟・佐合 純造

MODELING OF NATURAL HILLY WATERSHED AND OPTIMUM PARAMETERS OF KINEMATIC FLOOD RUNOFF MODEL

By *Mutsumi KADOYA, Akira FUKUSHIMA and Junzo SAGOO*

Synopsis

Several fundamental problems in applying the kinematic runoff models such as the interflow model, the overland flow model and the composite model to flood runoff analysis are studied by dealing with the data in the Shimokari hilly watershed of 1.3 km², the 93% area of which is covered by bushes and bamboo groves. First, a detail watershed model composed of 62 blocks or 136 blocks is constructed. The model is then lumped considering the stream order based on both Strahler and N₂ systems for ordering. The geomorphological characteristics of these models are examined from the hydrological viewpoint. Second, the applicabilities of the kinematic runoff models are examined by searching their optimum model parameters in every watershed model. And the practical formulae have been proposed for estimating the optimum model parameters. Third, an instantaneous unit hydrograph is proposed theoretically considering the interflow model and the probability distribution of slope lengths.

1. ま え が き

等価粗度法とも呼ばれる表面流型 kinematic runoff モデルは、現在実用に供されている各種の洪水流出解析法の中でも、取扱いが最も簡便であること、水文情報に対する要求度が最も少ないこと、定数分布型モデルであるため、流域が開発され土地利用形態が部分的あるいは全面的に変化する場合にも、合理的かつ容易に対処することなど、大きな特長を持っている。

しかし一方において、自然山地斜面では表面流はほとんど発生しないとして、表面流モデルの有用性を疑問視する説もある。また実用解析では、流域をかなり lumping した形で扱うことが多いが、lumping の基準をどこにおくべきなのか、またそれに対応するモデル定数の変化、水文情報の乏しい流域に適用する場合のモデル定数の推定をどうするのかなど、実用上未解決の問題がいくつか残されているのも事実である。

本研究は、河道網を詳細に定義すれば、斜面の流れを中間流、出水の非線形性を河道流のみで表現できるかも知れない、またそれによって lumping に伴う斜面流の非線形性も説明できるかも知れない、という素朴な期待感から出発したのであるが、結果的には当初の意図は失敗に帰した。しかしながら、この研究過程において、自然丘陵山地流域を対象とした、流域モデル構成と中間流・表面流型 kinematic runoff モデルの適応性、流域モデルの lumping とモデル定数の関係、中間流モデルと単位図の関係など、実用上有用ないくつかの知見を得ることができたので、その概要を報告する。

2. 研究対象流域と流域モデル

2.1 研究対象流域と河道網

京都市西部に所在する小畑川上流部支川下狩川の流域 (1.3 km²) を研究対象流域とする。この流域のほぼ

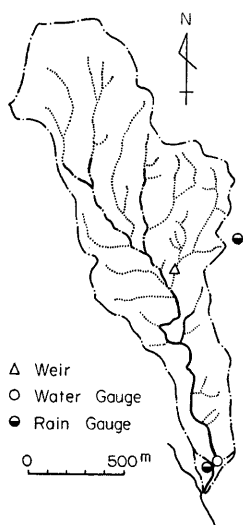


Fig. 1. Outline of the Shimokari River Basin. The real line shows river channels in the topographical map of 1/25000 scale, the point chain line in the map of 1/10000 scale and the dotted line based on the definition of $w/l=1$ in contour lines in the map of 1/10000 scale.

1/3 の地域にあたる源流山地部は古生層で、雑木林に蔽われ、また残りの 2/3 の面積を持つ中下流部は、河川沿いの一部に水田として利用されている沖積層を含むが、大部分は洪積層（大阪層群）であって、竹林が多い。流域内で林地の占める面積は93%, 水田5%, 道路他2%となっている。

Fig. 1 に流域の概要を示すが、1/2.5 万の地形図には同図の実線部だけが河道 (1.5km) として記載され、また 1/1 万の地形図では同図の一点鎖線の分が河道として付加 (1.5km) されている。

丘陵山地域において、どこまでを河川と定義するかについて定説はないが、われわれは下狩川流域のほか二、三の河川流域の源流部踏査を行った結果、1/1 万あるいは 1/2.5 万の地形図において、等高線の幅 w と奥行 l の比がほぼ $w/l=1$ の点までは、少くとも降雨時の流路とみてよいと判断している。そこで今回は、1/1 万の地形図を用いて、 $w/l=1$ の点までを河道 (Fig. 1) とみなすこととし、さらに $w/l=2$ の点までを河道とする場合もあわせて検討することにする。なお 1/2.5 万の地形図に基づく同種の検討も行っており、その一部の結果を併示することもあるが、とくに断らない限り 1/1 万の地形図に基づく河道網を中心に議論を進めることとし、多くの検討結果を併示するときは、Table 1 の記号を用いる。

さて、以上のような河道の定義にしたがい河道網を次数化すると、Strahler 方式による最高次数は、いずれの場合も $U_{max}=4$ となるが、 N_1 方式¹⁾では、 $w/l=1(C_{III})$ の定義のとき $U_{max}=6$, $w/l=2(C_{IV})$ のとき

Table 1. Definitions of river channel networks.

Symbol	Scale of Map	Upper End of Stream w/l
C_{III}	1: 10000	1
C_{IV}	"	2
B_{III}	1: 25000	1
B_{IV}	"	2

Note: The upper end of stream is defined as the point where the ratio of the width, w , to the penetrated length, l , in a contour line becomes a given value.

In the U_* th-order watershed model constructed on the basis of U_* th-order basin, the channel length, L , is defined as $L=L_{U_*}+L_{U_*-1}$ of the main stream.

$U_{max}=7$ となる。Fig. 2 に $w/l=1$ のときの Strahler 方式による次数化の結果得られる地形統計則を例示する。わが国の多くの山地河川流域でみられる結果と同様、河道長についての統計則は疑問であるが、その他の 3 地形則はほぼ成立している。このことは、今回の研究対象流域とした下狩川流域はやや狭長な小流域で

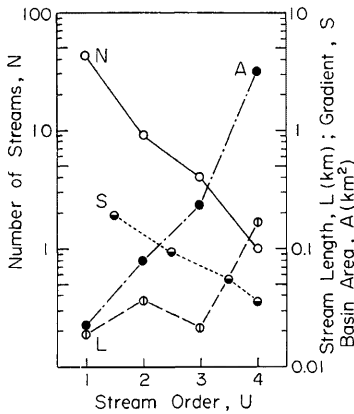


Fig. 2. Examination of four geomorphological laws.

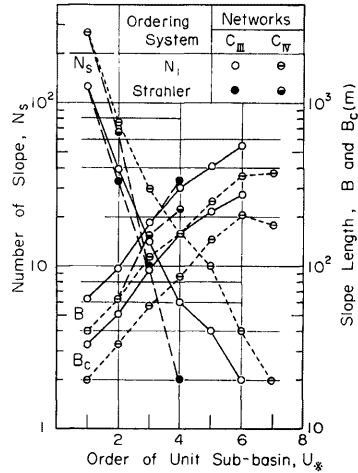


Fig. 3. The number of one-side slopes, N_s , the mean slope length, B , and the contributing slope length, B_c , in the U_* th-order watershed model.

あるが、以下に示す検討結果はかなりの普遍性を持つことを示唆しているとみてよいであろう。

2.2 流域モデル

前述のように次数化した河道網に基づき、流域を U_* 次集水域及びその残流域に分割し、それぞれのブロックを、中央部に河道、その両側に左右非対称の斜面を持つような長方形流域に単純化したものを U_* 次流域モデルと呼ぶことにする。このようにすると、たとえば1次流域モデルにおけるブロック数は、 $w/l=1$, 2 のそれぞれについて62, 136となり、河道に付帯する左右非対称の斜面数はそれぞれ124, 272となる。 $U_* \geq 2$ の流域モデルは次数化方式により異なり、その斜面数は Fig. 3 のようになる。

さて、このような方式によって流域モデルを構成する場合に、問題となるのは河道長の定め方である。一般に U_* 次集水域（外側ブロック）の河道長として、 U_* 次河道のみを採用すると斜面長が過大評価され、実際の流域形状にそぐわないブロック形になりやすい。これについては5種類の方法が考えられるが、いくつかの流域におけるわれわれの研究の結果¹⁾では、 $U_* \geq 2$ のとき、 N_1 方式、Strahler 方式のいずれの場合にも、 $(U_* \text{ 次河道長}) + (U_* - 1 \text{ 次主河道長})$ を採用するのが、最もバランスのとれた流域モデルになることがわかっている。そこで本研究でもこの方針にしたがって流域モデルを構成することにした。このときの平均斜面長を Fig. 3 に併示する。

2.3 水文地形量

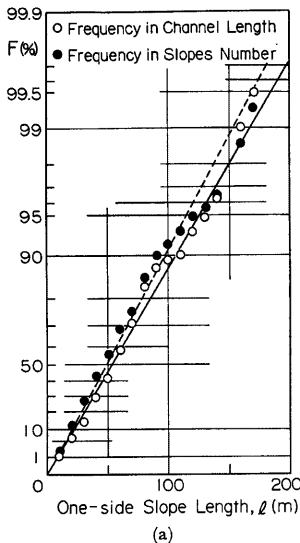
出水現象に関与する地形量としては各種のものが考えられるが、とくに斜面地形量が重要である。前述の方針に従って構成した下狩川流域の流域モデルにおける斜面地形量のうち、斜面長 l 及びそれを勾配で除した斜面特性長 l/s の確率分布の一例が、Fig. 4 に示されている。同図は $w/l=1$, $U_*=1$ のモデルの例で、ブロック斜面長は、河道長比をとった B と、単純にブロック数比をとった B_0 の両者が示されている。さらに、河道にほぼ一定間隔（今回 50m）の分割点を入れ、この近傍に谷が実在すればその谷に沿い、谷が実在しなければ等高線に直交するような線を陵線まで延長し、これを谷線と定義²⁾すると、谷線長の確率分布はほぼ雨水経路長のそれを表現し、出水現象からみた真の斜面長分布に近いとみることができよう。Fig. 4 に

はこの沿線長の個数分布も示されている。

斜面特性長 l/s は中間流モデルを考えるときに意味を持つ。表面流モデルに対して意味のある $l/\sqrt{s}$ の分布の図示は省略しているが、これが l 及び l/s の両分布の中間的な性状を示すことはいうまでもない。

これらの分布はいずれもひずんだ性状を示し、それはとくに l/s の分布において著しい。その理由の一つには、きわめて勾配の小さい水田部分の値(ほとんど 1000 m 以上)を含むため、これを除くと分布はかなりきれいになる。いずれの分布にも3種の定義によるものを示しているが、定義間の差は顕著でないから実用上は最も簡便なブロック数比で表現しても差支えないかも知れない。

このような非対称分布にガンマ分布をあてはめることは可能である。Fig. 5 に、 $w/l=1$, $U_*=1$ に対する斜面長分布のあてはめ例を示す。ここでは後述 5. の議論のための便宜上、形状母数 ν は整数値にしてある。



(a)

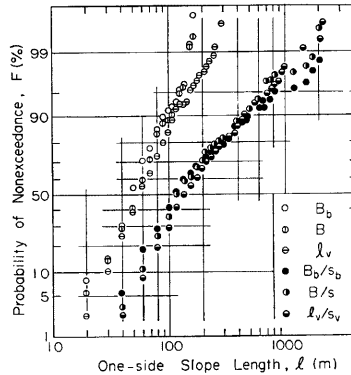
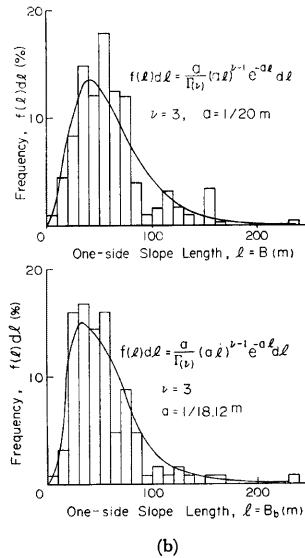


Fig. 4. An example of probability distributions of slope lengths. (C_{III} , $U_*=1$). B_b means the number ratio of slopes, B the length ratio of channel within each block, l the number ratio of valley-lines and s_v each gradient.



(b)

Fig. 5. An example of the Gamma distribution as a probability distribution of slope lengths. (C_{III} , $U_*=1$).

一方斜面勾配の分布は正規分布に近い。Fig. 6 に、 $w/l=1$ の河道網に基づいて流域モデルを構成した場合の斜面勾配（面積比）及び谷線勾配（個数比）の確率分布を例示する。ただし、ここにいう斜面勾配は、谷線勾配の谷線長をウェイトとしたブロック別平均値—谷線法—を意味する。

Fig. 7 は、河道から斜面に沿い距離 b_c をとったとき、そこに含まれる斜面面積の流域面積に対する比率を示したもので、これを集中斜面長分布、または集中斜面長図と命名し、とくに50%確率に対応する値を、代表斜面長 B_c と呼ぶことにする。この B_c は、表面流モデルによる流出解析の結果から判断すると、分布型流域モデルにおいて、いわゆる洪水到達時間に見合う力学的最速斜面長にほぼ相応し、斜面長分布にガンマ分布をあてはめたときのモードに近い値となっていることから、実用上の簡便さをも考慮して定めたものである。

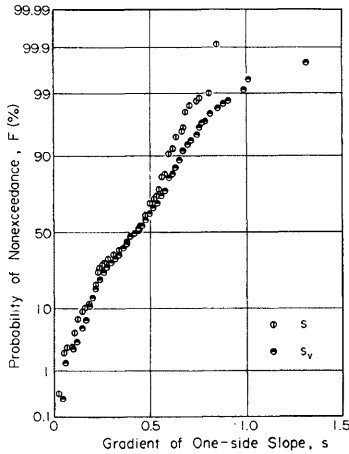


Fig. 6. An example of probability distributions of slope gradients. (C_{III} , $U_* = 1$).

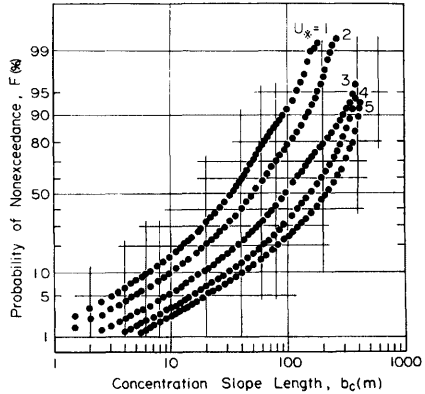


Fig. 7. The concentration slope length.

3. 流水流出モデルと対象出水

3.1 流出モデル

洪水流出モデルとして、周知の kinematic runoff モデルを採用する。

$$\text{斜面流: } h = kq^p, \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r_e \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{河道流: } W = KQ^p, \quad \frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_r \quad \dots\dots\dots (2)$$

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_r : 河道単位長流入量、 t : 時間、 x : 距離、 k, p : 斜面流定数、 K, P : 河道流定数。

このモデルにおける斜面流定数^{3,4)} k, p は次式のような意味を持っている。

$$\text{Darcy 型中間流: } k = \frac{1}{(k_f/\lambda)s}, \quad p = 1 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{Manning 型表面流: } k = \left(\frac{N}{\sqrt{s}}\right)^p, \quad p = \frac{3}{5} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに, k_t : 表層土の透水係数, λ : 有効間隙率, s : 斜面勾配, N : 斜面の等価粗度。

また河道流定数 K, P は, 径深 R と流積 W の間に

$$R = K_1 W^P \quad (5)$$

の関係が成立するとき, 次式で与えられる。

$$K = \left(\frac{n}{K_1^{2/3} S^{1/2}} \right)^P, \quad P = \frac{3}{3+2z} \quad (6)$$

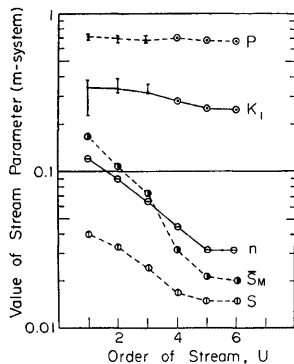


Fig. 8. Constants for channel flows. S_M means the mean gradient measured directly from a topographical map, but S the adopted gradient in calculations.

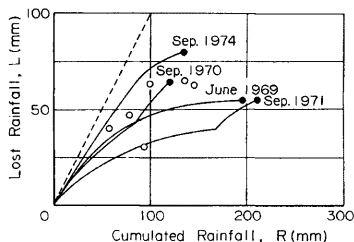


Fig. 9. Cumulated and lost rainfall curves.

3.2 対象出水

下狩川流域における10年間の観測資料の中から, 降雨出水形態の異なる3出水を選び, 検討の主対象とする。

Table 2. Outline of objective floods.

Flood	Date	Total Rainfall (mm)	(Observatory)	Direct Runoff (mm)	Peak Discharge (m ³ /sec)	Remarks
A	June 25-27, 1969	196	(Oue)	142.0	9.4	Big flood with single peak.
B	Sep. 22-24, 1970	116	(")	54.8	1.8	Small flood with two peaks.
C	Sep. 6-8, 1971	214	(Areal Mean)	158.4	5.5	Moderate flood with three peaks.

ここに, n : Manning の粗度係数, S : 河道勾配。

これらのモデル定数のうち河道流定数は, 河道の縦横断面が与えられればほとんど必然的に定まるものであるが, たとえば河道勾配についてみると, 現実の勾配は地形図から計測される値 S_M に比べてかなり小さいのが普通である。そこでわれわれは, 現地踏査や流量観測の結果を考慮して, 流出解析に用いるべき諸定数を Fig. 8 のように定めた。

一方斜面流定数については, 斜面勾配は地形図から谷線法で求めたブロック別平均勾配を用いることとし, 中間流モデルでは, k_t/λ または k_{ts}/λ を, 表面流モデルについては, N または k を流域一様のモデル定数として最適値を探索することにする。

最適値を定めるための評価基準としては次式を採用する。

$$E_* = \frac{1}{m} \sum \frac{|Q_c - Q_0|}{\sqrt{Q_0}} \longrightarrow \min., \quad Q_0 \geq Q_* \quad (7)$$

ここに, Q_c : 計算流量, Q_0 : 観測流量, m : 誤差評価の対象とする $Q_0 \geq Q_*$ の Δt ごとの値の個数。

Q_* の値としては, ここでは洪水を対象としていること, 下狩川流域におけるこれまでの研究の結果, 中間流出の最大強度が 2.5~3 mm/hr と推定されていることを考慮して, 一応 $Q_* = 1 \text{ m}^3/\text{sec}$ を基準とすることとし, 必要に応じて $Q_* = 0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 及び全直接流出量を対象とする場合についても検討する。また Δt としては, 入力として与える雨量資料や, ハイドログラフ整理を 30 分ごとに行っているため, $\Delta t = 30 \text{ 分}$ とする。

Flood A: 典型的な一山型大出水
(昭44.6)。

Flood B: 中間流の卓越する小出水
(昭45.9)。

Flood C: 複峰型中出水(昭46.
9)。

これらの降雨及び出水特性を Table 2 に示す。

直接流出成分の推定は、ハイドログラフ低減部の地下水流出成分は、流域固有の一定の低減係数を持つような指数型減水をするものとみなして、半対数方眼紙上で、これを降雨終了時刻まで逆挿し、ハイドログラフ立上り点と直線で結ぶ方法をとった。また有効降雨の推定は、簡便のため累加雨量～累加損失雨量曲線法によることとし、降雨休止期間を持つ複峰降雨には、その間の損失能の回復を考慮する方法を取った。採用した損失雨量曲線を Fig. 9 に示す。

4. 流水流出モデルの適応性とモデル定数

4.1 中間流モデル

斜面の流れをすべて中間流であるとして、流出解析を行った一例を Fig. 10 に示す。同図は Flood B に対する最適モデル定数を用いた例で、第2の小ピークの再現性はよいとはいえないが、中間流モデルはこのような小出水にはまずまずの適応性を持つといえよう。しかし大出水に対しては、Fig. 11 にみられるように、Flood B で定めた最適定数を用いると、適合性はきわめて悪く、出水に応じてモデル定数を大幅に変更せざるを得ないことがわかる。同図は $w/l=1$, N_1 方式による $U_*=3$ の流域モデルを用いた例であるが、 $U_*=1$ にしても、さらに河道を延長した $w/l=2$, $U_*=1$ の流域モデルを用いても、再現結果はほとんど同じである。

Fig. 12 に、Flood B に対するモデル定数最適値とその誤差、それを Flood A

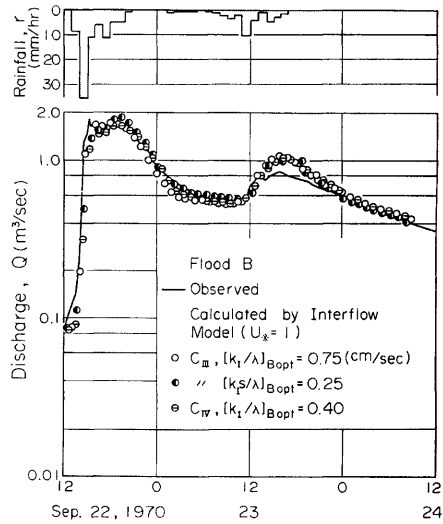


Fig. 10. An example of simulated hydrographs by the interflow model. (Flood B, $U_*=1$)

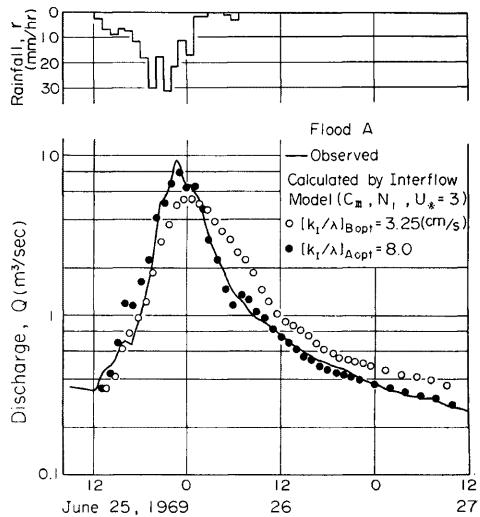


Fig. 11. An example of simulated hydrographs by the interflow model. (Flood A, C_{III} , $U_*=3$).

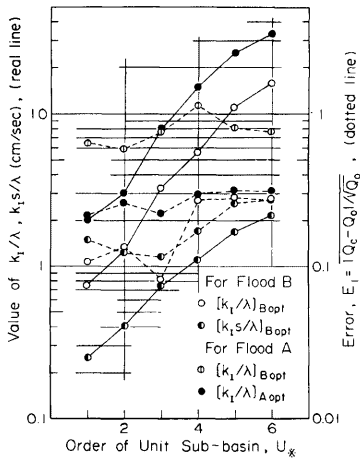


Fig. 12. Optimum parameters and errors of the interflow model for Floods B and A. (C_{III} , N_1 system)

に適用した場合の誤差, 及び Flood A に対する最適値とその誤差を, $w/l=1$ の流域モデルについて例示する。Flood A に対する最適値を用いればそれに対する誤差は激減するが, 必ずしも十分とはいえないようである。

出水規模に応じてモデル定数を大幅に変えざるを得ないということは, ここで採用した $U_*=1$ ないし 2 の詳細な流域モデルを想定しても, なおかつ斜面を中間流のみの発生場とみなし得ないこと, あるいは中間流モデルの単独適用は小出水のみに限定すべきことを, 上述の結果は示唆している。

次に, 対象を小出水に限定したとき, モデル定数最適値探索のための評価レベル Q_* を変えても, 最適値はほとんど変わらないことを Fig. 13 に例示する。またこの図は, 最適値が河道網の設定方式,

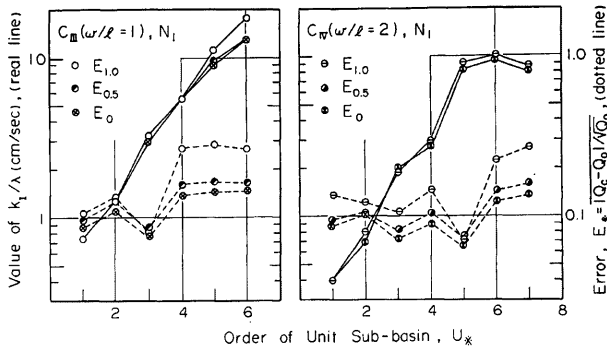


Fig. 13. Optimum parameters and errors for various evaluation levels in applying the interflow model to Flood B. (N_1 system)

lumping の基準次数によって変ることを示すとともに, lumping が進みブロック数が少くなると誤差が大きくなり, 極度の lumping が好ましくないことを示唆している。同図は N_1 方式による流域モデルについての結果であるが, その傾向は Strahler 方式においても同様である。

lumping に伴う中間流モデル定数最適値の変化様相は, Fig. 13 のような表現では定量化しにくい, これらを各流域モデルの平均斜面長 B に対してプロットすると, Fig. 14 にみられるようなきれいな関係が得られ, 次式が成立する。

$$\frac{k_t}{\lambda} = 0.0025 B^{1.38} \quad \dots\dots\dots (8)$$

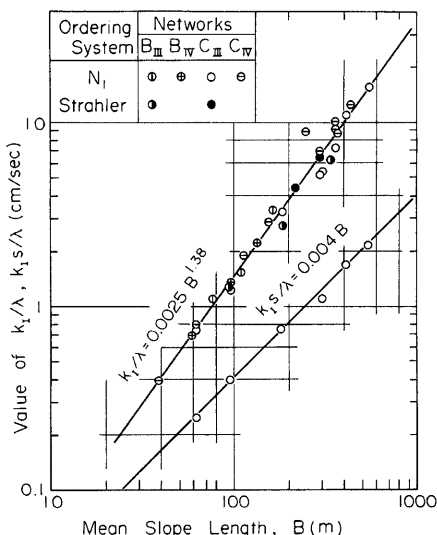


Fig. 14. Relations between optimum parameters of the inter-flow model and the mean slope length of watershed models.

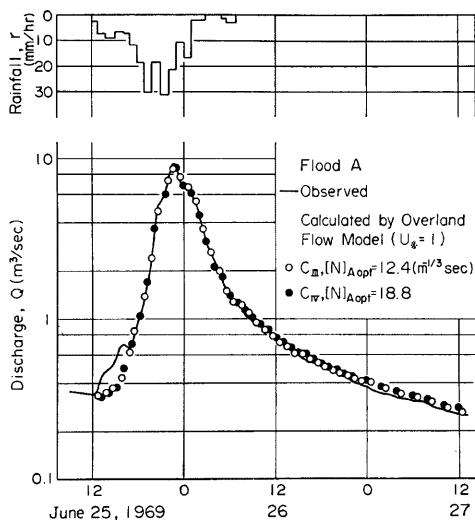


Fig. 15. An example of simulated hydrographs by the overland flow model. (Flood A, $U_* = 1$)

$$\frac{k_1 s}{\lambda} = 0.004 B \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに, $k_1/\lambda, k_1s/\lambda$: cm/sec, B : m

モデル定数として k_1s/λ を用いたとき, これが平均斜面長 B と比例関係にあることは理論的に推論できるが, k_1/λ が B^α に比例する形になることは, 平均斜面勾配 s が lumping に伴い変化し, かつ B に密接な関係を持つことを示唆する。事実下狩川流域では, lumping に伴う平均斜面勾配の変化は次式でほぼ近似できる。

$$s \approx 1.6 B^{-0.38} \quad \dots\dots\dots (10)$$

もしもこの関係が地形則的な意味を持つとすれば, (8) 式右辺の指数 $\alpha = 1.38$ はかなり普遍性を持つてくることを意味する。これについては他流域での吟味が必要であり, 今後の問題である。

さて, 中間流のモデル定数は流域の表層状態に大きく依存するはずである。したがって (8), (9) 式の係数は流域ごとにかなり変化するものと考えなければならぬが, これらの式は, モデル定数に及ぼす lumping の影響をよく表現しているといえよう。

4.2 表面流モデル

斜面流を表面流として扱う方法は, とくに大出水に対して有用と目されるので, まず Flood A について, 最適モデル定数の探索を試みた。この最適値による流出解析の結果の一例を Fig. 15 に示す。同図は表面流モデルによる大出水のハイドログラフの再現性が申し分のないことを示している。さらに, この Flood A で求めた最適値を用いて, 他の出水の流出解析を行ったときの再現誤差を, Flood A に対する誤差とともに一括して Fig. 16 に示す。

Fig. 16 は, 表面流モデルが, 大出水である Flood A に対してほとんどすべて $E_1 < 0.1$ と, きわめてすぐれた適

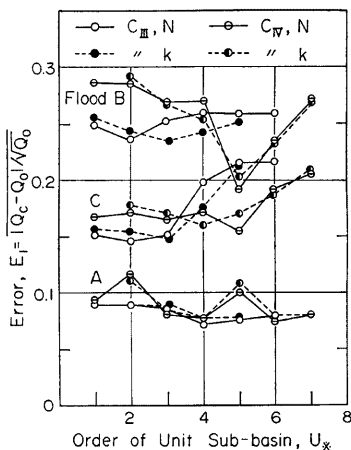


Fig. 16. Simulation errors for three floods in applying the overland flow model with optimum parameters for Flood A. (N_1 system)

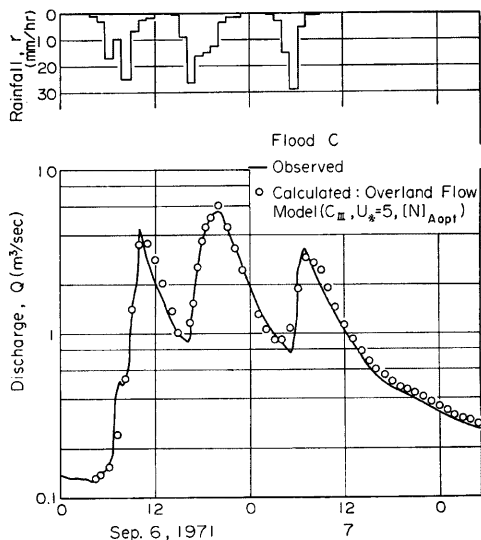


Fig. 17. The worst example of simulated hydrographs of Flood C by applying the overland flow model. (C_{III} , N_1 , $U^* = 5$)

応性を持っているのに対し、中出水である Flood C に対してはやや誤差が大きく、ほとんど $E_1 \geq 0.1$ であり、 $E_1 > 0.2$ を示す場合もあることを示している。この図は N_1 方式に基づく流域モデルについての例であるが、Strahler 方式の場合も、誤差の範囲はほとんど変わらない。そこで $E_1 = 0.2$ 程度のハイドログラフの再現性がどの程度のものであるかを、Flood C に対して最も誤差の大きい、 $w/l=1$ (C_{III}), N_1 方式による $U^*=5$ の流域モデルの場合 ($E_1=0.22$) について、計算結果を実測値と対比して例示すると Fig. 17 のようである。従来の常識では、この程度の再現性はきわめて良好な部類に属するから、結局 $E_1=0.2$ の程度の誤差は、実用上十分許容される範囲と判断される。

しかしながら、小出水である Flood B に対しては誤差はかなり大きく、 $E_1 \approx 0.25 \sim 0.29$ を示している。この値は、中間流モデルでも lumping の進んだ流域モデルによる結果と大差なく、従来の出水解析例でこの程度のものをまず良好と判断している例もないではないが、後述の Fig. 21 から類推できるように、再現性やや不十分とみた方がよい。

表面流モデルのモデル定数が最適値よりずれた場合の誤差がどの程度のものかを、Flood A の場合について Fig. 18 に例示する。この図より、実用上の許容再現誤差を $E_1 \approx 0.15$ 程度とするならば、等価粗度 N の準最適値は $N = N_{opt} (1 \pm 0.2)$, Fig. 17 を参考にして $E_1 \approx 0.2$ 程度とするならば、 $N = N_{opt} (1 \pm 0.3)$ の範囲まで許されることがわかる。なお Flood C に対する最適値 N_{Copt} は、Flood A に対するそれに対し、ほとんど $N_{Copt} = N_{Aopt} (1 \pm 0.2)$ の範囲内に収まっており、 k についても、 $k_{Copt} = k_{Aopt} (1 \pm 0.2)$ の範囲内にあった。

以上によって、表面流モデルは大中出水に対してはすぐれた適応性を持つことがわかった。しかしモデル定数最適値は、流域モデルの構成方法やlumpingによって変化する。この変化様相は、流域モデルの基準次数 U_* では単純に表現しにくい、2.3 で定義した代表斜面長 B_c を用いると、Fig. 19 にみられるように流域モデルの構成方法に依存しない、非常にきれいな関係が成立する。これらを最小二乗法によって、整理すると次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} N &= 530 B_c^{-1.08} \\ k &= 43 B_c^{-0.54} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 N : 等価粗度 ($m^{-1/3} \cdot sec$)、 k : 斜面流定数 ($m^{-1/5} \cdot sec^{3/5}$)、 B_c : 代表斜面長 (m)。

理論的な立場からすれば、 $N \propto B_*^{-1}$ 、または $k \propto B_*^{-0.6}$ と表現できるような B_* が存在すれば好ましいかも知れないが、 B_c の持つ種々の意味や計測の容易さなどを考慮すれば、実用上これで十分とも思われる。なお両式の指数間の関係は、たとえば (10) 式を想定すると、ある程度理解できる。

流出現象は、水文地形量の分布特性や地表条件の複雑な影響を受けるから、もっと多くの出水や他流域の出水を吟味し、さらに多くの要素を式に導入する必要があるかも知れないが、(11) 式がきわめて単純な形をしていること、下狩川流域では地形統計測がほぼ成立していること、再現性のよい流出解析結果の得られている他の二、三の山地河川でのモデル定数がこれらの式でよく表現されていること、などを考慮すると、(11) 式はかなり一般性・実用性を持っているのではないかと思惟している。むろん今後の詳細な検討は必要である。

4.3 複合モデル

kinematic runoff モデルは、本来地

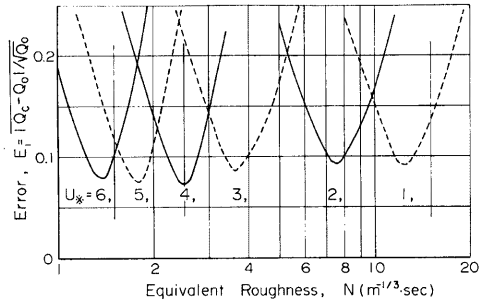


Fig. 18. An example of the relation between the model parameter and its error for each watershed model in applying the overland flow model to Flood A. (C_{III} , N_I system)

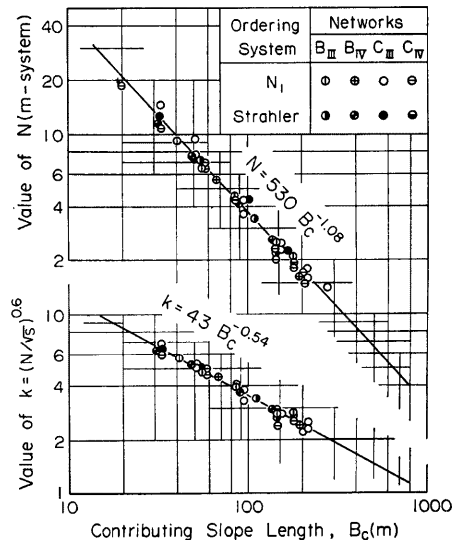


Fig. 19. Relations between optimum parameters of the overland flow model and the contributing slope length of watershed models.

下水流出・中間流出・表面流出の 3 成分を同時に扱うところに特徴があるが洪水流出を対象とするときは表面流モデルのみを適用することが多く、これで十分でないときには中間流・表面流複合モデルの適用が好結果を得ることが多い。本研究では、検討の途中段階で、4.1、4.2 の成果との関連で、最適解の方向の見通しがついてしまったため、あまり多くのケースの検討をしていないが、その一部を略述する。

複合モデルの適用に際しては、中間流発生場の層厚 λD をまず定める必要がある。ところで、Flood B に対する前述中間流モデル定数最適値を、ハイドログラフ低減部からの推定値と対比すると、 k_{fs}/λ の値で数%の差、 k_{fi}/λ の値ではほとんど差のないことがわかった。そこでここでは、中間流層厚としては、ハイドログラフ低減部から推定された値、 $\lambda D = 14 \text{ mm}$ 、を採用するとともに、他の中間流モデル定数は、4.1 に示した Flood B に対する最適値をそのまま用いることにした。

このように、中間流モデル定数をすべて既知とし、表面流モデル定数最適値を、Flood A について探索して得た結果を Fig. 20 に例示する。Flood A に対する表面流モデル単独適用の結果がきわめて良好であったため、誤差の点では前述の結果を改善できてはいないが、適合度は決して悪くない。

複合モデルは、前述の 2 モデルの単独適用に比べ、計算労力が飛躍的に大きくなる難点があるが、これを改善する一策として、中間流・表面流の場所的混在モデルが考えられる。これについての成果は、複合モデルとの対比を含めて、次報にまとめる予定である。

5. 中間流モデルと単位図

5.1 中間流型単位図の誘導

流出解析法の一つに、古くから用いられてきている単位図法があるが、その物理的意義はほとんどわかっていない。これについて、近年斜面長の確率分布と結びつけようとした平野ら³⁾の興味ある研究があるが、斜面長分布を対数正規分布で近似しているため、いくつかの難点が見られる。ここでは斜面長分布にガンマ分布を用いると、従来の単位図法がうまく説明できることを示す。

いま流出現象に及ぼす河道効果は、斜面効果に比して無視できるものとし、斜面の流れに単一の kinematic runoff モデルが適用できるとして、流域下流端流出量を単位図的に表現すると次式のようになる。

$$Q(t) = A \int_0^{\infty} f(T) R(t, T) dT \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに、A: 流域面積、 $f(T)$: 伝播時間 T の確率分布、

$$\int_0^{\infty} f(T) dT = 1 \quad \dots\dots\dots (13)$$

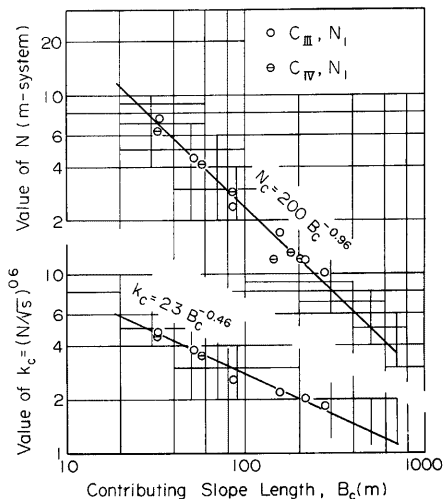


Fig. 20. Optimum model parameters of the overland flow in the composite runoff model composed of the overland flow and the interflow.

$$R(t, T) = \frac{P \left\{ \int_0^T r_e(t-\tau) d\tau \right\}^{1/p}}{\int_0^T \left\{ \int_u^T r_e(t-\tau) d\tau \right\}^{(1-p)/p} du} \quad (14)$$

いま斜面の流れが Darcy 則に従う中間流であるとする、 $p=1$ となり、(12) 式は次のように簡単になる。

$$\begin{aligned} Q(t) &= A \int_0^\infty \frac{f(T)}{T} \int_0^T r_e(t-\tau) d\tau dT \\ &= A \int_0^\infty P(\tau) r_e(t-\tau) d\tau \quad (15) \end{aligned}$$

$$P(\tau) = \int_\tau^\infty \frac{f(T)}{T} dT \quad (16)$$

ここに $P(\tau)$ は瞬間単位図と呼ばれるもので、雨水の伝播時間 T の関数である。ところで中間流を対象とすると、長さ l の斜面の伝播時間 T は次式で表現される。

$$T = \frac{l}{k_f s / \lambda} \quad \text{または} \quad \frac{l/s}{k_f / \lambda} \quad (17)$$

すなわち T は、斜面長 l または斜面特性長 l/s を中間流モデル定数で除して求まり、したがって T の確率分布は l または l/s の確率分布の尺度母数を変換することにより容易に求まることになる。いま l または l/s の分布形として、Fig. 5 に例示したガンマ分布をあてはめると、(16) 式の $f(T)$ は次のようになる。

$$f(T, \nu) = \frac{a^\nu}{\Gamma(\nu)} T^{\nu-1} e^{-aT} \quad (18)$$

簡単のため ν は整数値をとるものとする、(16) 式は

$$P(\tau, \nu) = \frac{1}{\nu-1} f(\tau, \nu-1) + \frac{\nu-2}{\nu-1} P(\tau, \nu-1) = \frac{1}{\nu-1} \sum_{i=1}^{\nu-1} f(\tau, i) \quad (19)$$

上式は、斜面長ないし特性長分布として、形状母数 ν のガンマ分布をあてはめた場合、単位図が形状母数 $(\nu-1) \sim 1$ のガンマ分布の重ね合わせとして表現できることを示している。

ところで Nash⁹⁾ は、「流域を m 個の線形貯水池の直列形式に見立て」、単位図を次のように表わした。

$$P(T) = \frac{1}{K \cdot \Gamma(m)} \left(\frac{T}{K} \right)^{m-1} e^{-T/K} \quad (20)$$

Edson⁷⁾ の流出関数も同じであり、Zoch のモデルは $m=1$ の特別な場合であった。これらの単位図が (19) 式の一項を取り出した形であることは自明である。これに対し、中間流モデルから誘導した (17) 式の単位図は、「直列数が $(m-1)$ 個から 1 個までの Nash の線形貯水池モデルを $(m-1)$ 列に並列させたもの」に相当し、Dooge⁸⁾ の一般線形貯水池モデルの別表現に他ならない。あるいは線形貯水池モデルと呼ばれるこれまでの単位図は、中間流を対象としたモデルの一種であり、物理的意義からすると、Dooge のモデルを除けばやや不十分なものといえそうである。

5.2 中間流型単位図の適応性

(19) 式に提案した単位図の適応性を検討する。この場合に問題となるのは、雨水伝播時間 T の確率分布形として、どのような斜面地形量を基礎にするかということであるが、ここでは $w/l=1$, $U_*=1$ の河道網に基づく次の 4 種のものを基礎にすることにした。

- i) 各ブロック斜面長 B_0 の確率分布
- ii) 各ブロック斜面特性長 B_0/s_0 の確率分布
- iii) 谷線 l_0 の確率分布
- iv) 谷線特性長 l_0/s_0 の確率分布

これらの斜面長分布から伝播時間 T の分布への尺度変換定数としては、Flood B について得られた中間流モデル定数を参考にして、i, iii) には $k_{fs}/\lambda=0.3$ (最適値は 0.25 cm/sec)、ii, iv) には $k_f/\lambda=0.75 \text{ cm/sec}$

(最適値) を用い、とくに最適解の探索はしなかった。

適用結果を Fig. 21 に示す。i. iii) に基づくケースは、モデル定数が最適値でなかったためか、誤差はかなり大きいが、ii, iv) のケースはほぼ良好な結果が得られている。中間流モデルそのものによる再現精度を上廻り得ない一つの理由として、i~iv) の離率分布では形状母数 ν を整数値にまとめていることが挙げられよう。最適解探索の問題を含めて、これらは今後の課題の一つになる。

6. 総括的考察

丘陵山地小流域である下狩川流域を対象として、流域モデル、水文地形量及び洪水流出モデルに係る基礎的諸問題についての検討結果を、以上の各節で述べたが、その主要成果を総括的にまとめ、議論を付け加えると次のようである。

1) 極端な lumping によってブロック数を減らし、ないしは斜面長を大きくしない限り、 $Q_p=1\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ 程度の小出水ハイドログラフは、中間流モデルで十分再現できる。しかし大中出水に対しては、1/1 万ないし 1/2.5 万地形図において、等高線の幅奥行比 $w/l=1$ または 2 の点までを河道とするような詳細な流域モデルを用いても、なお斜面の雨水の流れの非線形性を考慮する必要がある、中間流モデルの単独適用には限界がある。

2) 表面流モデルは、 $Q_p=7\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ 程度の大出水に対し、きわめて良好な適応性を有し、流域モデルの lumping の程度をあまり気にする必要はない。 $Q_p=4\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ の中出水に対しては、適合度はやや落ちるが、大出水に対するモデル定数を用いても、実用上まず良好な結果が期待できる。

なおこのモデルでは、全斜面一様な薄層流を想定するが、これはあくまでもモデル上の扱いに過ぎない。現実の雨水はごく限られた水みちに沿って地表を流れ、非線形性を表現するものと理解される。中間流モデルに適応限界を生じるのは、このように現象に依存する。

3) 流出モデル定数最適値は、流域モデルの精粗により異なるが、中間流モデル定数を平均斜面長の関数、表面流モデル定数を代表斜面長の関数として表現すると、流域モデルの精粗に依存しない、きれいなモデル定数実用推定式が得られる。これらのうち、中間流モデル定数推定式の係数は、流域によってかなり異なることが予想されるが、表面流モデル定数推定式はかなりの一般性が期待される。むしろ今後の詳細な検討が必要である。

4) 中間流モデルから、物理的に意義のある単位図が誘導され、これまでの線形貯水池モデルによる単位図の力学的意義が明確にされた。

ここで得られた成果の中には、今後の検討の必要なものもいくつかあるが、たとえばわれわれがこれまで提案している洪水到達時間推定式⁹⁾を併せ考慮すると、土地利用形態の異なる他流域におけるモデル定数の推定などの問題にも、大きな手掛りが得られるものと考ええる。むしろ kinematic runoff モデルの実用上、まだまだ未解決の問題が少なからず残されている。これらについても逐次説明を続けたいと考えている。

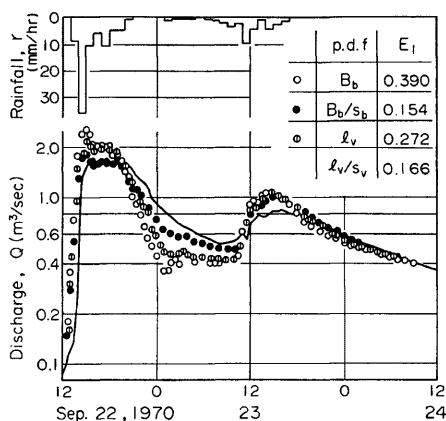


Fig. 21. Simulated hydrographs by IUH of the linear reservoirs model obtained theoretically from the interflow model. ($C_{IT}, U_*=1$)

7. あ と が き

ここで研究対象流域とした下狩川流域の水文資料は、危険を伴う数多くの洪水観測を含め、多くの辛苦を重ねて整備されてきたものであって、とくに長尾正志現名工大教授、浅井喜代治現東京農工大助教授及び当時の学生諸子、岡太郎助教授、早瀬吉雄・永井明博助手、角田吉弘・永田敏治技官らの労苦と助力に深く謝意を表したい。

なお、本報告は昭和51・52年度文部省科学研究費（自然災害）による研究成果の一部であり、資料整理及び解析には、防災研究所 FACOM 230-25, 化学研究所 FACOM 230-48, 島根大学 FACOM 270-20 を用いたことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 福島 晟・角屋 睦：自然丘陵山地の出水特性，自然災害特別研究成果 A-52-5，「流域の都市化に伴う洪水流出形態の変化予測，1977，pp. 14-24.
- 2) 角屋 睦・福島 晟：山地の地形こう配測定法に関する一考察，農業土木学会講演要旨集，1974，pp. 114-115.
- 3) 石原藤次郎・高樟琢馬：単位図法とその適用に関する研究：土木学会論文集，60別 3-3，1959.
- 4) 石原藤次郎・石原安雄・高樟琢馬・頼 千元：曲良川の出水特性に関する研究，京大防災研究所年報，5A，1962，pp. 147-173.
- 5) 平野宗夫・小川 滋・木川良二：山腹斜面からの流出について，第29回土木学会講演集，2，1974，pp. 136-137.
- 6) Nash, J. E.: The form of the instantaneous unit hydrograph, Proc. IASA, Gen. Assembly, Tront, 3, 1967, pp. 114-121.
- 7) Edson, C. G.: Parameter for relating unit-graph to watershed characteristics. Trans. AGU, 32, 1951, p. 591.
- 8) Dooge, J. C. I.: A general theory of the unit hydrograph. JGR, 64-2, 1959, pp. 241-256.
- 9) 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，19-B2, 1976, pp. 143-152.