

Kinematic wave 法に基づく流出計算法の 総合化について

高 棹 琢 馬・椎 葉 充 晴

IDENTIFICATION AND VALIDATION OF THE RUNOFF MODEL BASED ON THE KINEMATIC WAVE THEORY

By *Takuma TAKASAO and Michiharu SHIIBA*

Synopsis

The runoff system model based on the kinematic theory that has been developed by the authors is identified and validated with many observed data.

First, the outline and some revisions of the model are described and its characteristics are investigated. Secondly, the identification method of unknown parameters is developed. The conjugate direction method and feasible direction method are adopted as an optimization technique. Thirdly, the unknown parameters of five basins are identified and the runoff hydrographs of other five basins are validated with those identified parameters. Their results insured our success to some extent and at the same time gave us suggestions as to the future research.

1. 序 論

本研究は、筆者らがこれまで提案してきた Kinematic wave 法による流出計算法の総合化について考察するものである。ここに、流出計算法の総合化とは、任意の流域について、流域の地形・地質等に関する（地形図・地質図等を利用して得られる）情報をもとに、モデルパラメータが決定でき、降雨資料が与えられれば、流出流量が予測できるようにすることをいう。

筆者らの提案する Kinematic wave 法に基づく流出モデルは 2 種類の未知量を持つ。1 つは、流域固有の定数であり、他の 1 つは、流出計算開始時の流域内の雨水の分布状態を反映する量（以後、初期状態とよぶ）である。流出計算に先立ち、これらの 2 種類の未知量を決定できるようにすることが、上記「総合化」の具体的内容である。

総合化の方針は以下の通りである。

- (i) 実測の降雨流量資料を用いて、流域固有の定数と初期状態を決定する方法を確立する。
- (ii) 多数の流域の多数の出水について、上記 (i) の方法を適用して、それらの未知量を決定する。
- (iii) こうして求めた流域固有の定数と流域の地形・地質特性との関係、初期状態と、前期無降雨日数等の先行条件との関係を見出す。
- (vi) (iii) で求めた関係により、降雨資料より流出流量を予測する。

ところで、流出計算法の総合化は流出計算法確立の最終段階であって、その前段階として、使用される流出モデルが実際の降雨流出現象の定性的・構造的特徴を表現し得るかどうかを検討することが必要であることはいうまでもない。筆者らが提案する Kinematic wave 法を基礎とする流出モデルについてのこのような検討は必ずしも十分とはいえない。その意味で、現段階でその総合化を試みるのは早計であるともいえるが、思考上の手順は別にして同時進行的に研究を進めていくことも意義があろうと筆者らは考えている。このような観点に立ち、本論文では、Kinematic wave 法に基づいて構成する流出モデルの持つ定性的・構造的な性質についても議論する。

2. Kinematic wave 法に基づく流出計算法

本章では、筆者らがこれまで提案してきた Kinematic wave 法に基づく流出計算法¹⁾の概略を述べる。本論文で新たに提案する部分もある。とくに、河道網システムでの計算法がそうである。

全体としては、流域に一律に降ると仮定されている降雨が、まず斜面システムモデルによって単位面積あたりの斜面流出に変換され、次いでこれが河道網システムモデルによって流域末端の河道流出に変換されるという2段階の構成をとる。この場合、斜面システムモデルは、流域内の多数の斜面を代表する平均的なものを考えることになる。

2.1 斜面システムのモデル

斜面表層付近の雨水流構造を考慮すると、山腹斜面は裸地（水みちを含む）と林草地に大別される。そこで、斜面システムモデルの要素として、裸地モデルと林草地モデルを用意する。裸地や林草地に達した雨水のすべてが山腹斜面方向に流下するわけではなく、さらに下層土壌に浸透していく部分もある。これらの機構をモデル化するために、裸地や林草地のモデルでは、下層に土層モデルを用意する。短期の出水現象では、表層付近の雨水流動が重要であって、下層の土壌水分の側方の移動機構の比重は相対的に小さいとみてよいから、裸地下土層と林草地下土層の土壌水分の授受は無視できるものとする。

(1) 土層モデル

裸地下および林草地下の土層システムのモデルについて述べよう。本研究では、土層の状態はその貯水高 S によって表現されると考える。そして、表層からの雨水浸透能 i はこの貯水高 S の1次式で表現されるものとする。

$$i = c_I(S_m - S) - i_{fc} \quad \dots\dots\dots(2.1)$$

ただし、 S_m は土層の最大貯水高、 i_{fc} は最終浸透能、 c_I は定数である。(2.1)の関係は、石原ら²⁾が得た不飽和鉛直浸透方程式の近似解と Horton の浸透能式とを比較することによって推察される。

また、土層からの流出成分 q_G 、深部浸透分 q_L は、それぞれ土層の貯水高 S に比例するとし、

$$q_G = c_G S, \quad q_L = c_L S \quad \dots\dots\dots(2.2)$$

とする。ただし、 c_G 、 c_L は定数である。これは間接流出成分が指数関数的な低減をすることを意味する。

土層の貯水高 S の時間的推移は、(2.2)式と連続式

$$dS/dt = p - q_G - q_L \quad \dots\dots\dots(2.3)$$

で記述されることになる。ただし、 t は時間、 p は浸透強度であって、(2.1)式で定まる浸透能 i と表層部の雨水の存在状態、表層への雨水供給強度によって定まり、もちろん、

$$p \leq i \quad \dots\dots\dots(2.4)$$

である。

いま、(2.4)式で常に等号が成立つ、すなわち表層部から浸透能に見合う雨水供給が常にあると仮定すると、(2.1)～(2.3)式より、

$$dS/dt = \mu - \lambda S \quad \dots\dots\dots(2.5)$$

となる。ここに、 $\lambda = c_I + c_G + c_L$ 、 $\mu = c_I S_m + i_{fc}$ である。この式から、 $t \rightarrow \infty$ のとき $S \rightarrow \mu/\lambda$ となるから、最終浸透能の定義より

$$i_{fc} = (c_G + c_L) S_m \quad \dots\dots\dots(2.6)$$

の関係が成立つ。(2.1)、(2.5)、および(2.6)式より、浸透能 $i(t)$ の時間的推移を求めると、

$$i(t) = \{i(t_0) - i_{fc}\} e^{-\lambda(t-t_0)} + i_{fc} \quad \dots\dots\dots(2.7)$$

となる。ただし、 t_0 は任意に固定した時刻である。この式は Horton の浸透能式に一致する。

さて、(2.5)、(2.7)式を導いたのと同じ仮定のもとで、期間 $[(j-1)dt, jdt]$ (j は整数、 dt は時間間隔)での平均的な浸透能 i_j を求めると、

$$i_j = \frac{c_i}{\lambda dt} (S_m - S_j) (1 - e^{-\lambda dt}) + i_{fc} \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

となる。ただし、 S_j は時刻 $(j-1)dt$ での土層の貯水高である。後述するように、表層部の雨水流を追跡する際、少なくとも dt ごとに浸透能 i を一定とする必要があり、それは (2.8) 式によって求まる平均的な浸透能 i_j を用いるものとする。そうして表層部の雨水流を dt 時間だけ追跡計算したときの平均的な浸透強度を p_j としよう (p_j の算定方法は後述)。時刻 jdt での土層の貯水高 S_{j+1} は、 $p_j = i_j$ のときは、(2.5) 式を解いて、

$$S_{j+1} = S_m(1 - e^{-\lambda dt}) + S_j e^{-\lambda dt} \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

として求まる。一方 $p_j \neq i_j$ のときは、(2.3) 式で $p = p_j$ とおいて解くことにより、 S_{j+1} は

$$S_{j+1} = \frac{p_j}{(c_G + c_L)} (1 - e^{-(c_G + c_L)dt}) + S_j e^{-(c_G + c_L)dt} \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

として求められる。この間の土層からの流出強度 Q_G 、深部浸透高 Q_L は、

$$\left. \begin{aligned} Q_G &= \frac{c_G}{(c_G + c_L)dt} (S_{j+1} + p_j dt - S_j) \\ Q_L &= \frac{c_L}{(c_G + c_L)dt} (S_{j+1} + p_j dt - S_j) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

として求められる。

(2) 裸地表面モデル

裸地表面では、流れは Kinematic であるとし、抵抗則として Manning 則を用いて、次式によりモデル化する。

$$\left. \begin{aligned} \partial h / \partial t + \partial q / \partial x &= r - p \\ q &= \alpha_g h^{5/3}, \quad t \geq 0, \quad 0 \leq x \leq 1 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

ただし、 t は時間、 x は斜面水平方向の無次元化距離 (斜面水平方向の距離を斜面水平長 B_g で割ったもの)、 h は水深、 q は斜面方向単位幅流量を B_g で割ったもの、 r は流れへの雨水供給強度、 p は下層への浸透強度である。また、 α_g は、斜面勾配を θ_g 、斜面の Manning の粗度係数を N_g とするとき、

$$\alpha_g = (\sin \theta_g)^{1/2} (\cos \theta_g)^{5/3} / N_g / B_g \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

として定められる定数である。

このうち、浸透強度 p は、浸透能を i とするとき、

$$\left. \begin{aligned} h > 0 \quad \text{のとき} \quad p &= i \\ h = 0 \quad \text{のとき} \quad p &= \min(r, i) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

とする。

以上の定義により、 $x = 1$ のときの q の値は、裸地域からの単位時間あたりの流出高を与えることになる。

数値計算上は、時間間隔 dt ごとに雨水の供給強度 r 、浸透能 i が一定であるとして特性曲線を追跡していく。浸透能を求める方法は前項で述べた。浸透強度の求め方については、文献 1) に述べているので省略する。

(3) 林草地表層モデル

林草地表層においても、流れは Kinematic とし、抵抗則として Manning 則を用いて、次式でモデル化する。

$$\left. \begin{aligned} \partial a / \partial t + \partial q / \partial x &= r - p, \\ a \leq D \quad \text{のとき} \quad q &= ka, \\ a \geq D \quad \text{のとき} \quad q &= ka + \alpha_a (a - D)^{5/3} \\ t \geq 0, \quad 0 \leq x \leq 1 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

ただし, t は時間, x は斜面水平方向の無次元化距離 (斜面水平方向の距離を斜面水平長 B_a で割ったもの), a は通水斜面積, q は斜面方向単位幅流量を B_a で割ったもの, r は流れへの雨水供給強度, p は下層への浸透強度である。また, 林草地を被覆しているA層の有効空隙率を γ , A層厚を D' , 透水係数を k' , A層表面の Manning の粗度係数を N_a , 斜面勾配を θ_a とするとき, D, k, α_a は,

$$D = \gamma D' / \cos \theta_a, k = k' \sin \theta_a \cos \theta_a / \gamma / B_a \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

$$\alpha_a = (\sin \theta_a)^{1/2} (\cos \theta_a)^{5/3} / N_a / B_a$$

で与えられる定数である。

このうち, 浸透強度 p は, 浸透能を i とするとき,

$$a > 0 \text{ のとき } p = i \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

$$a = 0 \text{ のとき } p = \min(r, i)$$

とする。

数値計算は, 裸地の場合と同様に特性曲線追跡による。

(4) 斜面システムモデルの構成

前述したように斜面システムモデルの要素として, 裸地 (水みちを含む) モデルと林草地モデルを考えた。林草地からの流出は, 直接河道に流出する分と裸地 (水みちを含む) へ流出して後に河道に流出する分とからなる。以下では, 林草地からの流出がすべて直接河道に流出するとして計算を進めるが, もちろん林草地からの流出がすべて裸地 (水みちを含む) へ流出するということも可能であり, 今後検討する予定である。

(5) 定性的・構造的特徴

以上の斜面システムモデルの構造上の特徴を述べておく。

(i) 地表付近の流れ, すなわち林草地での中間流, A層を超える地表面流, 裸地 (水みちを含む) での表面流については, 分布定数系として取扱い, Kinematic wave 法によってモデル化しているのに対し, 地表下の雨水の動きについては, 集中定数系として取扱い, 縦形タンクによってモデル化している。これは, 洪

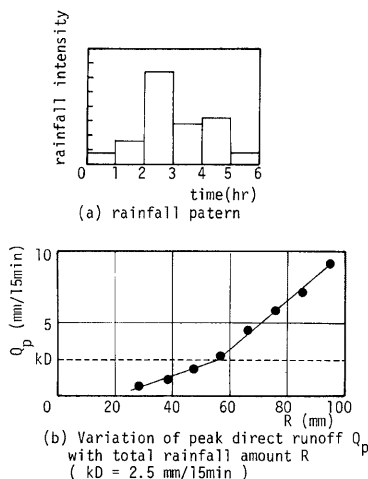


Fig. 1. Variation of the pattern of simulated runoff from the A-layer-covered region.

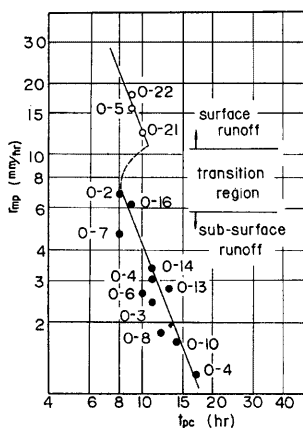


Fig. 2. Relation between the propagation time of peak flow and the mean intensity of effective rainfall, at ONO dam.

水流出の主たる成分が地表付近の流れによる前出，すなわち直接流出であることを考慮して，直接流出のモデル化に比重を置いたものである。

(ii) 降雨規模の変化によって出水構造が変化しようになっている。例えば，林草地からの流出について，Fig. 1 の (a) に示すような降雨パターンをとり， $\alpha_a=0.1 \text{ 1/mm}^{2/3}\text{hr}$ ， $k=0.2 \text{ 1/hr}$ ， $D=50 \text{ mm}$ ， $c_L=0.1 \text{ 1/hr}$ ， $c_G=c_L=0.02 \text{ 1/hr}$ ， $i_{f0}=5 \text{ mm/hr}$ とし，初期損失を 5 mm ，土層の初期貯水高を 25 mm として，総雨量 R のみを変化させて直接流出高のピーク Q_p の変動を示したものが Fig. 1 の (b) である。当然のことながら，直接流出高のピークは $kD=25 \text{ mm/15 min}$ を境にして構造的な変化をしているのが読みとれる。さらに，計算例は示さないが，モデルの構造上，次の 3 つの直接流出の型が考えられる。

A. 裸地での表面流のみ B. 裸地での表面流 + 林草地の中間流 C. 裸地での表面流 + 林草地の中間流 + 林草地の地表面流

小出水では A の型が生じ，非線形性が強い。中出水では B の型が生じ，非線形性が弱まる。大出水では，C の型が生じ再び非線形性が強くなる。このような出水構造の転移に関しては，石原・高樺が理論的・実証的に検討しているが^{33,4)}，その 1 例として Fig. 2 に示すような結果を得ている。この図で，中間流出と分類されている部分を A の型，遷移領域を B の型，表面流出と分類されている部分を C の型と読みかえることも可能であろう。そう解釈すると，遷移領域でかえって到達時間が増大していることも説明できる。もちろん，さらに多くの流域での検証によって，実際に出水構造の転移が生ずることを確める必要があろう。

2. 2 河道網システムのモデル

(1) 河道区分での流れのモデル

河道区分での流れも Kinematic であるとし，

$$\partial A / \partial t + \partial Q / \partial x = q, \quad Q = \alpha_c A^{m_c} \quad \dots\dots\dots (2.18)$$

でモデル化されるとする。ただし， t は時間， x は河道に沿う距離， q は単位幅あたりの横流入強度， A は流積， Q は流量， α_c ， m_c は定数である。

(2) 河道網システムでの追跡

前項で示した河道区分での流れの式にしたがい，河道網システムでの河道流を追跡していく方法については既に示した⁵⁾。しかし，一般にこうした方法では計算量が過大となるので，以下のような近似的な計算法を考える。

まず，簡単のため，河道区分長，河道への横流入強度，河道の Kinematic 定数 α_c ， m_c はすべて等しいと仮定する。そして，Fig. 3(a) に示すような河道網を単純化して (b) に示すような単一河道に重ね合わせる。このとき，(b) の河道への横流入強度をその重複度にしたがって (b) に示すようにとる。また，河道の Kinematic 定数 α^* を，(a) の河道網システムと (b) の河道システムとができるだけ等価になるようにする。そのためには，

$$\alpha^* = \alpha_c / g^{m_c - 1} \quad \dots\dots\dots (2.19)$$

とおくとよい⁶⁾。ただし， g は河道の重複度である。

さて，一般の場合にもこれを拡張して，河道網システムでの流れを，

$$\left. \begin{aligned} \partial A / \partial t + \partial Q / \partial x &= f(x) r_s, \\ Q &= \frac{\alpha_c}{g(x)^{m_c - 1}} A^{m_c}, \quad t \geq 0, \quad 0 \leq x \leq L \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

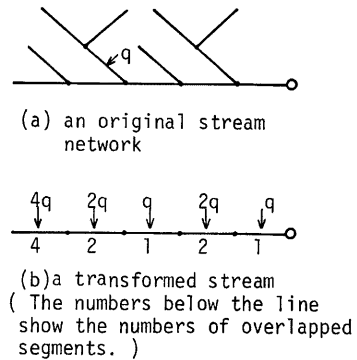


Fig. 3. Simplification of a stream network system.

でモデル化することが考えられる。ここに、 r_s は単位面積あたりの斜面流出強度、 L は主河道長、 $f(x)$ は、河道網を単一の主河道に重ねる場合、主河道上流端からの河道に沿う距離が x 以下である部分の集水面積を $F(x)$ とするとき、 $f(x) = dF(x)/dx$ で求められる量、 $g(x)$ は主河道上流端からの距離が x の地点での河道の重複度であり、他の変数の意味は (2.18) 式におけると同様である。この式で $m_c = 1$ とすると、河道網システムは線形となり、河道単位図 (石原・小葉竹⁷⁾ の集中面積図に類似) と同等になる。

(2.20) 式の積分は One-step Lax-Wenbroff 法によるとよい。この場合の差分スキーム式は、紙数の都合で省略する。なお、各河道区分の流れを (2.18) 式を用いて追跡し、全河道区分を逐一追跡していく場合と、(2.20) 式によって追跡していく場合とで計算結果を比較する必要があるが、これについては今後検討する予定である。

3. パラメータの同定

前章で構成した流出モデルに含まれるパラメータの中には、ある程度物理的な意味の明確なものもあり、これらについては、現地調査によって同定するという道も残されているが、ここでは、これらのパラメータも含め、モデル中の未知量を降雨流量資料より定めることを考える。モデル中の未知量には、流域固有の定数と初期状態を表わすものとの2種類があるが、以下一括してパラメータと呼ぶ。

3. 1 パラメータ同定の概略

パラメータ同様の基本方針は、モデルによる計算流量が観測流量をよりよく再現するようにパラメータを定めるというものである。

再現度の尺度としては、

$$M(\mathbf{p}, \mathbf{q}_1, \dots, \mathbf{q}_m) = \sum_{j=1}^m \sqrt{\frac{1}{n_j} \sum_{i=1}^{n_j} \{Q_{oj}(i) - Q_{cj}(i; \mathbf{p}, \mathbf{q}_j)\}^2} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

をとる。ここに、 m は出水数、 n_j は j 番目の出水のデータ長、 $Q_{oj}(i)$ 、 $Q_{cj}(i; \mathbf{p}, \mathbf{q}_j)$ はそれぞれ j 番目の出水の i 時の観測流量、計算流量、 $\mathbf{p}$ は流域固有の定数、 $\mathbf{q}_j$ は j 番目の出水の初期状態である。 M の値が小さいほど再現度がよいと考える。

また、パラメータ $\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_N) = (\mathbf{p}, \mathbf{q}_1, \dots, \mathbf{q}_m)$ はどんな値でもとり得るというわけではなく、その意味からして妥当な範囲があると考えられるから、各パラメータに制約、

$$a_k \leq x_k \leq b_k, \quad k=1, \dots, N \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

があるものとする。

結局、パラメータの同定問題は、(3.2) 式の制約下で (3.1) 式で示される目的関数を最小化する問題に帰着される。

3. 2 最小化問題の解法

本流出モデルの場合、(3.1) 式で定める目的関数 $M(\mathbf{x})$ は、パラメータ $\mathbf{x}$ の陽な数式で表現されないの、微分を利用する最適化手法を用いることはできない。それで、微分を利用しない最適化手法のうち最も強力な最適化手法の1つである Zangwill の共役方向法⁸⁾ を主として用いることにする。この方法では、 $\mathbf{x}$ 空間内の直線上の最適化手法を必要とする。一般には、目的関数が単峰であれば、フィボナッチ法または黄金分割法⁹⁾ が効率的であるが、ここでは目的関数の単峰性が保証されないの、次のような2等分法¹⁰⁾ による。

いま、 $\mathbf{x}_0$ を出発値とし、方向 $\mathbf{s}$ の線分 $\{\mathbf{x}_0 + r\mathbf{s} | a \leq r \leq b, a \leq 0 \leq b\}$ 上で $f(r) = M(\mathbf{x}_0 + r\mathbf{s})$ を最小化するものとしよう。このとき、

(i) $r_1 = a$, $r_2 = 0$, $r_3 = b$ とおく。 $f(r_1)$, $f(r_2)$, $f(r_3)$ のうち最小となるのが $r_1(r_3)$ のときであれば、 $r_2 = a$, $r_3 = 0$ ($r_1 = 0$, $r_2 = b$) と置きなおす。

(ii) $(r_3 - r_1)$ が前もって与えた収束判定値 $\epsilon > 0$ より小さければ、 $\mathbf{x}^* = \mathbf{x}_0 + r\mathbf{s}$ を最適値とする。そう

でなければ (iii) へいく。

(iii) 区間 $[r_1, r_2]$, $[r_2, r_3]$ のうち区間幅の大きい方を 2 等分する分点 r_4 を与える。分点 r_1, r_2, r_3, r_4 ($r_1 \leq r_2 \leq r_4 \leq r_3$ または $r_1 \leq r_4 \leq r_2 \leq r_3$) のうち、目的関数値を最小にする分点と、それを挟む 2 分点を選び、これら 3 点をあらためて小さい順に r_1, r_2, r_3 とおいて、(ii) へいく。

さて、この共役方向法によって得られるパラメータ $\mathbf{x}$ の系列が途中で (3.2) 式で定める範囲の境界に達した場合には、境界値をとる変数を固定して (次元を下げて) 共役方向法を適用していくものとする。このようにして得られる系列が収束したと判定された場合、その収束点が元の $\mathbf{x}$ 空間の内点にある場合にはその収束点を最適点とし、収束点が境界点にある場合には、実行可能方向法¹⁰⁾を適用して次の点を探索していく。

4. 実流域への適用と考察

本章では、2 章で述べた流出計算法を実流域に適用して、3 章で述べたパラメータ同定法によって未知パラメータを同定し、流出ハイドログラフの再現を試みる。

また、こうして得られたパラメータ値を用いて、流域特性の類似していると見られる他の流域で、降雨から流出への予測を試みる。

4.1 流出計算法に関する補足的仮定

斜面システムモデルに対して、以下のような補足的仮定を設ける。

(i) 裸地モデル、林草地モデルにおける斜面水平長 B_g, B_a , 斜面勾配 θ_g, θ_a はそれぞれ相等しいとする (以下、それらを B, θ と表わす)。

(ii) 2.1 の (4) で述べたことであるが、林草地の面積率を R_a ($0 \leq R_a \leq 1$) とするとき、単位面積あたりの斜面流出強度 r_s は、

$$r_s = R_a q_f + (1 - R_a) q_g \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

として求められるとする。ただし、 q_f は、(2.15) 式で求まる林草地表層単位面積あたりの流出強度と、(2.11) 式の第 1 式で求まる林草地下土層単位面積あたりの流出強度との和であり、 q_g は、(2.12) 式で求まる裸地表面単位面積あたりの流出強度と、(2.11) 式の第 1 式で求まる裸地下土層単位面積あたりの流出強度との和である。

(iii) 裸地下土層モデル、林草地下土層モデルの定数は等しく、また深部浸透は無い ($c_E = 0$) とする。

(iv) 林草地では、降雨初期に土湿不足量 L_{os} を満たすまで、流れまたは下層への浸透に雨水が供給されることはないとする。裸地では、このような機構は考えない。

(v) 本流出計算法の適用にあたっては、無降雨期間が続いて直接流出領域には雨水が存在しないと考えられる低水時から流出計算を開始する。したがって、(2.12) 式、(2.15) 式の初期条件は、 $t = 0, 0 \leq x \leq l$ で $q = 0$ として与えられる。

(vi) 河道網システムにおいては、流域末端の初期流量を与えるような (2.20) 式の定常解で初期状態が与えられるとする。また、(2.20) 式中の m_e の値は 1.45 とする¹¹⁾。

4.2 パラメータの整理

前節での仮定のもとで、本流出計算モデルの未知量を整理すると以下の通りである。

(i) 地形図を利用して求まる定数

主河道長 L (km), 斜面勾配 θ (rad), 斜面水平長 B (m), (2.20) 式中の $f(x), g(x)$

(ii) 地形図を利用して求められない定数

裸地表面の粗度係数 N_g ($m^{-1/3} \text{sec}$), 土層の最大貯水高 S_m (mm), 最終浸透能 i_{fc} (mm/hr), 浸透能式の定数 c_f (l/hr), 河道の Kinematic 定数 α_c ($m^0 \cdot l/\text{sec}$), 林草地表面の粗度係数 N_a ($m^{-1/3} \text{sec}$), みかけの A 層厚 $D_a = rD'$ (mm), A 層内流速 $k_a = k'/r$ (m/hr), 林草地の面積率 R_a

Table 1. The names of the basins whose parameters are identified, their geographical data, and the dates of the runoff events used for parameter identification.

name of a basin	area	main stream length	mean slope inclination	mean slope length	date of the runoff event
Kawamoto (The Takahasi River, Okayama)	221.61 ^{km²}	31.0 ^{km}	0.261 ^{rad}	807.3 ^m	S 46.8. 1
Hoori (The Hoori River, Miyazaki)	49.04	10.2	0.502	342.1	S 51.9.13
Orinari (The Koani River, Akita)	86.30	19.6	0.460	653.9	S 47.3.20
Uchikawa (The Uchi River, Isikawa)	35.15	11.5	0.548	625.0	S 49.7.10
Kurose (The Kamo River, Ehime)	100.36	19.3	0.599	664.8	S 49.9. 9

Table 2. The upper and lower limits, and intial estimates of parameters.

parameter	lower limit	upper limit	initial estimate
N_g m ^{-1/3} sec	0.05	0.5	0.3
S_m mm	30.0	200.0	50.0
i_{fc} mm/hr	1.0	5.0	3.0
c_I 1/hr	0.01	1.0	0.1
c m ^{0.1} /sec	0.01	1.0	0.1
N_a m ^{-1/3} sec	0.1	1.0	0.5
D_a mm	10.0	300.0	100.0
k_a m/hr	50.0	200.0	100.0
R_a	0.7	1.0	0.9
L_{os} mm	0.05	30.0	10.0
S_{og} mm	0.05	30.0	10.0
S_{oa} mm	0.05	30.0	10.0

Table 3. Identified parameters.

parameter	basin Kawamoto	Hoori	Oginari	Uchikawa	Kurose
N_g (m ^{-1/3} sec)	0.05	0.05	0.05	0.5	0.05
S_m (mm)	30	30	30	200	200
i_{fc} (mm/hr)	5	5	5	5	5
c_I (1/hr)	0.01	0.70	0.01	0.40	0.01
c (m ^{0.1} /sec)	0.06	0.07	0.07	0.29	0.70
N_a (m ^{-1/3} sec)	0.54	0.40	0.52	0.50	0.90
D_a (mm)	108	33	103	100	300
k_a (mm/hr)	200	50	200	50	106
R_a	0.7	0.9	0.8	0.8	0.7
L_{os} (mm)	8.4	7.5	0.05	28.8	10.0
S_{og} (mm)	30	30	30	0.05	30
S_{oa} (mm)	0.05	0.05	30	0.05	0.05

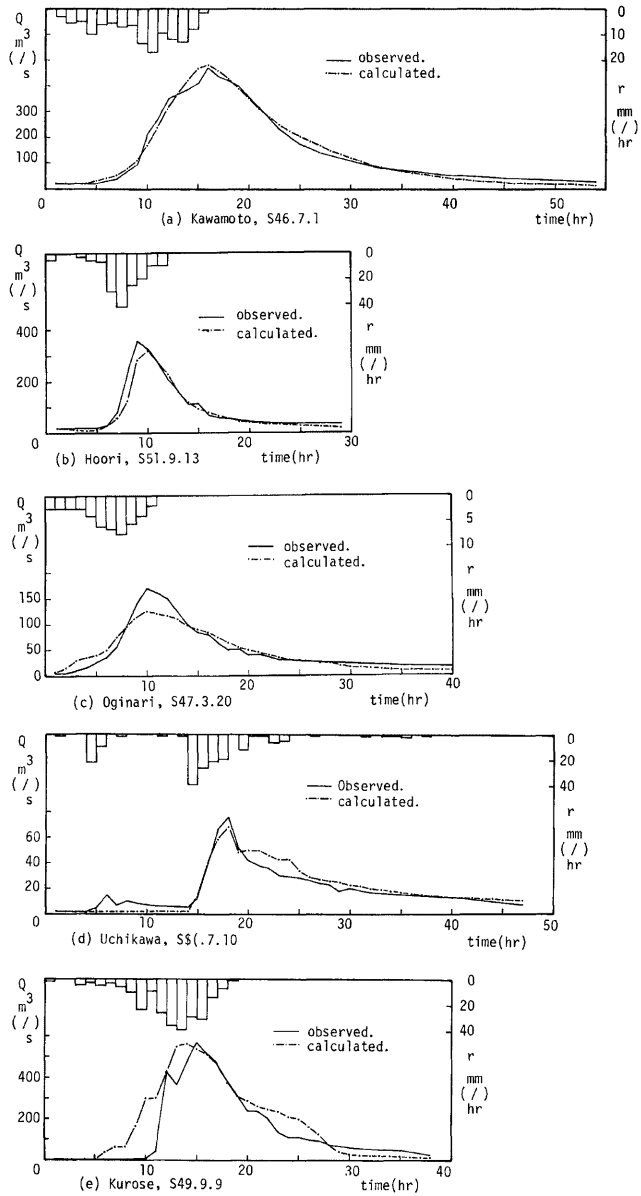


Fig. 4. Reproduction of runoff.

(iii) 初期状態

林草地の土湿不足 L_{os} (mm), 林草地下・裸地下土層の初期貯水高 S_{0a2} , S_{0g} (mm)

このうち, (i) であげた地形諸量については, 国土地理院発行の 5 万分の 1 の地形図を利用し, 同地形図のブルーラインによる河道表示をもとに流域分割して求めた。

4. 3 パラメータの同定と流出ハイドログラフの再現

Table 1. にあげた 5 流域での出水に対して, 前節であげた未知量を 3 章で述べた方法で同定する。**Table 2.** に同定に際して設定した各未知量の上・下限値・出発値を, **Table 3.** に同定の結果を示す。また, これらの同定された値を用いて計算した流出ハイドログラフを観測ハイドログラフを比較したものを **Fig. 4(a)~(e)** に示す。

これらの結果からみると, 本流出計算法はかなり高いハイドログラフ再現能力を有しているとみてよい。しかしながら, 後述する理由により同定の際に用いた出水資料は各流域について 1 ケースずつでしかないから, 同定されたパラメータの値の安定性には問題がある。

4. 4 流出予測

前節で述べた 5 流域で同定されたパラメータは, その安定性に問題があり, かつそれらの地形・地質特性との関係も明らかではないが, 本節では, 仮にこれらの 5 流域のパラメータはその地質特性を反映するものと仮定し, 別の 5 流域での流出予測にこれらのパラメータを用いてみることにする。

前節で取上げた河本, 祝子, 萩形, 内川, 黒瀬の各流域の地質はそれぞれ, 火成岩中生代, 堆積岩中・古生代, 火成岩新生代, 堆積岩新生代, 変成岩古生代に分類されている。ここで, 新たに, 小瀬川 (火成岩中生代), 鏡 (堆積岩古生代), 南畑 (火成岩新生代), 下条川 (堆積岩新生代), 管野 (変成岩古生代) の 5 流域を選定して, それぞれ対応する地質特性を持つ先の 5 流域のパラメータをそれぞれ用いて流出予測を試みる。ただし, 地形図を利用して求められる定数は, 国土地理院発行の 5 万分の 1 の地形図を利用して求め (**Table 4.**), 初期状態については, 3 章で述べた方法で最適化する。こうして予測された流出ハイドログラフと観測ハイドログラフの比較を **Fig. 5(a)~(e)** に示す。すべてのパラメータを最適化の対象とした前節の場合よりも計算の精度は劣っており, 必ずしも十分な予測とはいえないが, 単に地質特性が類似しているという理由でパラメータをそのまま用いた結果であることを考慮すれば, それほど悲感するべき結果でもない。

Table 4. The names of the basins whose runoff events are predicted, their geographical data, and the dates of runoff events,

name of a basin	area	main stream length	mean slope inclination	mean slope length	date of the runoff event
	km ²	km	rad	m	
Ozegawa (The Oze River, Yamaguchi)	134.16	28.1	0.287	645.0	S 46.8. 4
Kagami (The Kagami River, Kouchi)	78.27	15.8	0.378	491.2	S 46.8.30
Minamihata (The Naka River, Fukuoka)	27.22	8.9	0.317	367.5	S 46.8.30
Shimojogawa (The Shimajo River, Niigata)	6.11	2.4	0.271	387.5	S 51.8.10
Sugano (The Nishiki River, Yamaguchi)	225.77	44.6	0.287	556.4	S 50.7.13

4. 5 考察と反省

本研究で提案した流出計算法を適用する場合の計算量は, 1 個の出水を取扱う場合にはたいして問題にならないが, 3 章で述べたパラメータの最適化の場合には, 繰返して出水計算をする必要があり, その最適化

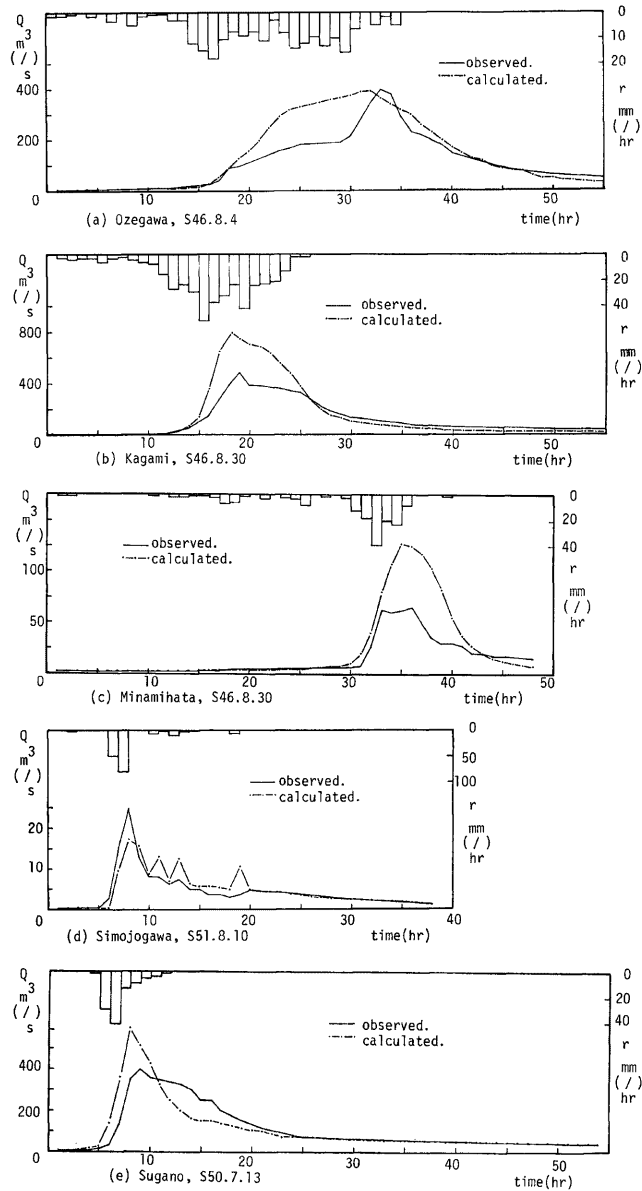


Fig. 5. Validation of runoff.

に要する時間は1個の出水の場合で、大略2分(京都大学大型計算機センター FACOM M-190 を使用)も要し、このため複数個の出水資料を用いてパラメータを同定することができなかった。これが主たる原因で、パラメータの安定性、パラメータと地形・地質・先行条件との関係を分析するに至らなかった。

今後の対策として、各パラメータ感度を分析することにより、最適化するパラメータの個数を減少させること等を考えている。

5. 結 論

本研究では、筆者らが従来提案してきた Kinematic wave 法に基づく流出計算法の総合化を試みた。計算法自体にまだ検討されねばならない課題があると同時に実際の出水特性と計算モデルの構造との関連、パラメータの感度分析等残された課題が多く、その計算法の総合化はいまだ緒についたばかりである。

参 考 文 献

- 1) 高棹琢馬・池淵周一・椎葉充晴：河道網構造を考慮した河川流域の出水解析法に関する研究，京都大学防災研究所年報第20号 B-2, pp. 185~199, 1977.
- 2) 石原藤次郎・石原安雄：出水解析に関する最近の進歩，京都大学防災研究所年報第5号 B, pp. 33~58, 1962.
- 3) 石原藤次郎・石原安雄・高棹琢馬・頼干元：由良川の出水特性に関する研究，京都大学防災研究所年報第5号 A, pp. 147~173, 1962.
- 4) 石原藤次郎・高棹琢馬：洪水流出系における変換系について，京都大学防災研究所年報第7号, 1964.
- 5) 高棹琢馬・椎葉充晴：河川流域の地形構造を考慮した出水系モデルに関する研究，土木学会論文報告集第248号, pp. 69~82, 1976.
- 6) 高棹琢馬・椎葉充晴・北村英和：河道分布が出水に及ぼす影響，土木学会第29回年次学術講演会概要集 I, pp. 125~127, 1974.
- 7) 石原安雄・小葉竹重機：小流域と大流域からの流出の相互関係，京都大学防災研究所年報, 第17号 B, pp. 471~478, 1974.
- 8) Jacoby, S. L. S., J. S. Kowalik, and J. T. Pizzo : *Iterative Methods for Nonlinear Optimization Problems*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J., 1972 [関根智明訳：非線形最適化問題の反復解法，培風館，1976, pp. 125~130]
- 9) 前掲 8) pp. 57~62.
- 10) 前掲 8) pp. 217~222.
- 11) 上田年比古：降雨流出に関する基礎的研究，九州大学学位論文