

山地小流域における流出解析

Analysis of Runoff Process in a Small Mountainous Watershed

神戸大学工学部 正員 川谷 健

1. はじめに

流出モデルは、流域の現況における降雨と流出の関係を表現できるものであると同時に、土地利用形態の変化に伴う流出形態の変化も予測できるものであることが望ましい。ところで、山地の小流域については、降雨量や流出量の観測資料の蓄積がないか、あるいはきわめて乏しいのが普通である。そのため、流出モデルに含まれる諸係数を同定し、現況の降雨-流出関係を再現することすら困難なことが多い。山地小流域が土地造成の対象となる場合、水文観測を行えるのは、せいぜい、造成の計画時点から実施までの期間である。このような状況のもとで流出の予測を行うためには、流出モデルは、比較的短期間の観測資料からでもモデル定数の決定ができるもの、および、モデル定数が流域の地形や水理特性と関係づけられており、地形や水理特性の変化が容易にモデルに導入できるものであることを要求される。

本研究は、上述の観点から流出モデルを設定し、それを山地小流域に適用して、モデル定数の同定方法や降雨-流出関係の再現性の良否について検討したものである。

2. 流出モデルの設定

流出モデルを適用する流域として、流域面積が10～20 haの山地小流域を想定する。流出量は、表面流出成分（早い中間流出成分を含む）と地下水流出成分（遅い中間流出成分を含む）とからなると考える。

2.1 表面流出

表面流の場合を斜面と河道にわけ、まず斜面上の流れの取扱いについて述べる。地表面流の水深を h 、降雨強度を r 、浸透強度を f であらわすと、連続の式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = r - f \quad (1)$$

である。ここに、 q_x および q_y は x および y 軸方向の単位幅流量である。一方、運動方程式に関しては、地表面流が主として地形と粗度によって支配されると考え、流速成分 v_x および v_y が

$$v_x = \frac{1}{F} R^\theta I_x^\nu \quad \text{および} \quad v_y = \frac{1}{F} R^\theta I_y^\nu \quad (2)$$

で与えられるものと仮定する。ここに、 F は等価粗度係数、 R は径深、 I_x および I_y は動水勾配の x および y 軸方向の成分である。指数 θ と ν は、Manning 型を仮定して、 $\theta = 3/5$ および $\nu = 1/2$ とする。このとき、単位幅当りの流量は

$$q_x = \frac{1}{F} I_x^{1/2} h^{5/3} \quad \text{および} \quad q_y = \frac{1}{F} I_y^{1/2} h^{5/3} \quad (3)$$

である。

いま、図-1に示すように、流域を辺長が Δx および Δy である矩形の単位斜面に分割する。単位斜面の中心における水深が、時刻 t のとき $h^{(0)}$ であり、時刻 $t + \Delta t$ のとき $h^{(1)}$ であるとすれば、式(1)より

$$h^{(1)} = h^{(0)} + \frac{\Delta t}{\Delta x} (q_1 - q_3) + \frac{\Delta t}{\Delta y} (q_2 - q_4) + \Delta t (r - f) \quad (4)$$

を得る。ここに、 q_i は図-1に示すとおり、単位斜面の各辺を通る単位幅流量であり、式(3)にもとづいて、時刻 t のときの水深を用いて算定する。このとき、水深および動水勾配はつぎのように近似する。いま流量算定の対象となっている単位斜面の隣りに単位斜面があるとき、水深は両単位斜面の水深の平均値とし、動

水勾配は各单位斜面の中央における水深の勾配とする。一方、単位斜面の一边が河道であるとき、水深は当該単位斜面の水深とし、動水勾配には地表面の勾配を用いる。粗度係数は、原則的には各单位斜面について規定し、その値が隣接する単位斜面の値と異るとき、両者の平均値とする。時間間隔 Δt は、

$$\Delta t \leq \text{Min} (\Delta x/v_x, \Delta y/v_y) \quad (5)$$

を満すように選ぶ。

つぎに、河道内の流れの取扱いについて述べる。河道を単位区間に分割する。単位区間は単位斜面の一边と一致するものとする。即ち、区間長は Δx または Δy である。流速 w は

$$w = \frac{1}{G} R^{2/3} J^{1/2} \quad (6)$$

で算定する。ここに、 G は等価粗度係数、 R は径深、 J は河床勾配である。河道の断面が矩形のとき、上流から ℓ 番目の単位水路からの流出量 Q_ℓ は

$$Q_\ell = B_\ell H_\ell w_\ell \Delta t \quad (7)$$

で算定する。ここに、 B は河道の幅、 H は水深である。時刻 t のときの水深を $H^{(0)}$ 、時刻 $t + \Delta t$ のときの水深を $H^{(1)}$ とすると

$$H_\ell^{(1)} = H_\ell^{(0)} + \frac{Q_{\ell-1} - \tilde{Q}_\ell - Q_\ell}{B_\ell \Delta s} \quad (8)$$

である。ここに、 $\tilde{Q}$ は河道の両側の斜面から Δt の間に流入する水量であり、 Δs は区間長で Δx または Δy である。流出量 Q_ℓ は、時刻 t のときに当該区間に貯留されている水量をこえないものとする。また、図-2に示すように、各单位河道の流れは互に独立で、上流および下流区間の流れの影響をうけないとする。

2.2 地下水流出

地下水流出量は、もっとも基本的な指数関数型タンクモデル¹⁾(図-3)

を用いて算定する。タンクモデルは単位斜面ごとに配置するが、流域の地質および土層構造は均一であるとして、すべてのタンクの流出孔係数 α および浸透孔係数 β は等しいものとする。即ち、時刻 t のとき、タンクの貯留高が z であるとすれば、全地下水流出量 Q_g は

$$Q_g = (\Delta x \Delta y) \alpha \sum_{i=1}^M z_i \quad (9)$$

で与えられる。ここに、 M は単位斜面の総数である。

一方、タンクへの入力である浸透高 f は、単位斜面上の表流水深に比例するとし、その比例定数を以下で浸透率と呼び、 n であらわす。この浸透率は地表面の浸透条件を反映するものとする。

3. 流出モデルの適用例(I)

流出モデルを適用した流域を図-4に示す。流域面積は11.7 ha、河道長は約650 m、標高差は62 mである。地質は、比較的軟質の砂岩、泥岩、凝灰岩を主とする神戸層群である。植生は、アカマツとカシ類が主体である。

流出量は、頂角90°の三角セキを用いて測定した。水位は、自記水位計で記録したが、その読取りは1 mmまで可能で、30分ごとの変動まで識別できる。一方、降雨量の測定には転倒ます式自記雨量計を用いた。雨量計は、流量測定地点の北約100 mの所に設置した。雨量計の精度は、1パルス0.5 mmであり、10分間雨量の読取りが可能である。タンクモデル

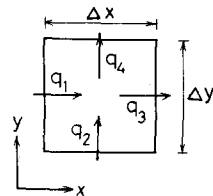
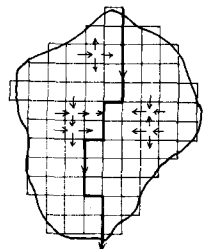


図-1 流域の分割と単位斜面

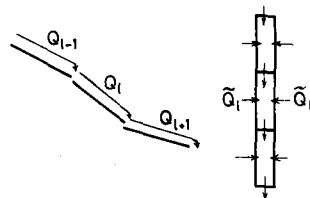


図-2 河道内の流れ

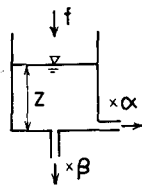


図-3 地下水流出量算定のためのタンクモデル

3.1 係数の同定

モデル係数の同定のために、形が単純なハイドログラフについて解析をすめることとし、1980年5月15日から17日にかけての流出を取りあげた。まず、ハイドログラフを片対数紙に描き、減水率のちがいから、流出量を表面流出成分と地下水流出成分に分離する。その結果を図-5に示す。また、地下水流量の減水率はタンクモデルの流出孔係数 α と浸透孔係数 β の和に等しいので、 $\alpha + \beta = 0.043$ (1/hr) が得られる。

一方、 α と β の比は、流出孔からの全流出量と浸透孔からの全流出量の比に等しい。ところで、タンクモデルへの入力となる全降雨浸透高 R_i は、全降雨量を R 、全表面流出高を R_s とすれば、 $R_i = R - R_s$ であり、図-5の結果から概算できる。それ故、全地下水流出高を R_g で表すと、 α と β の比は

$$\alpha : \beta = R_g : (R_i - R_g) = (R_g/R_i) : (1 - R_g/R_i) \quad (10)$$

であり、これも図-5を参照して概算できる。全降雨浸透量の地下水成分としての流出率、即ち、 R_g/R_i は、基底流量の算定方法によって異なるものの、0.5～0.67の範囲にある。したがって、ここでは、 $\alpha = 0.03$ (1/hr) および $\beta = 0.013$ (1/hr) とした。

浸透率 n は次のようにして算定する。貯留関数法のように、降雨開始時から1時間ごとに、累加雨量と累加表面流出高の差を求め、これを各時刻の流域内の平均残留水深とみなす。タンクモデルへの入力となる浸透高は、この残留水深に比例するとし、図-5に示した地下水流出量が得られるまで、浸透率 n を変えて試算を行う。試算の結果 $n \approx 0.09$ を得た。試算の結果は図-6に示す。

最後に、等価粗度係数 F を算定する。粗度係数 F の値は、本来、さまざまな地表条件における流出量の解析結果にもとづいて、予め規定されるべきものであり、土地利用形態と関係して概略値も提案されている²⁾。しかし、この流出モデルで用いるべき等価粗度係数は全く未知である。それゆえ、ここでは、上記の方法で概算値を得た α 、 β および n を採用し、実測のハイドログラフが近似できるまで F を変えて、次のように試算を行った。

流域を 25×25 mの単位斜面に分割し、河道がほぼ谷と一致するようにした(図-7参照)。単位斜面数は183、河道区間数は28である。単位斜面の大きさは、地形がほぼ単一の条件となるように配慮して決定した。表面流出量の計算では、時間間隔 Δt をできるだけ小さ

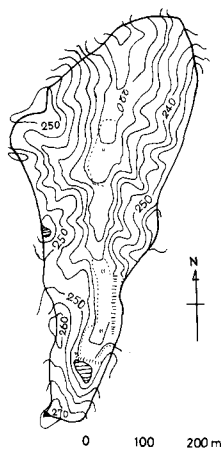


図-4 試験流域 (I)

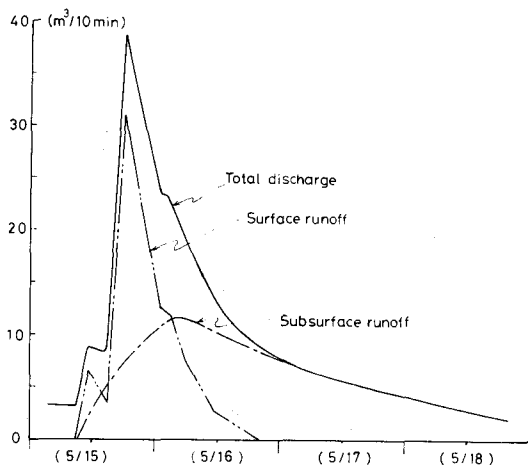


図-5 流出成分の分離

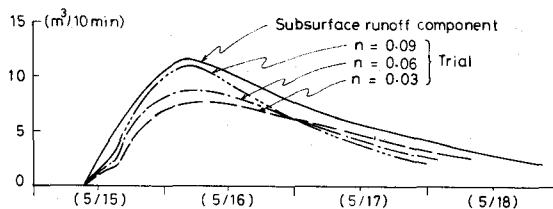


図-6 浸透率(n)のちがいによる
地下水流出量のちがい

くし、 $\Delta t = 1$ 分とした。そして、入力する降雨量として、実測の10分間雨量を10等分した1分間雨量を用いた。一方、タンクモデルを用いた地下水流出量の計算は1時間ごとに行なった。したがって、表面流出量を算定する過程で、地表流水深に掛ける1時間ごとの浸透率は $n = 0.09 / 60 = 0.0015$ であるとして毎分の浸透量を算出し、その1時間の累加浸透高をタンクモデルへの入力とした。河道は、単位斜面からの流出量を単に段階的に下流の区間に伝達するだけの機能をもつだけと考え、河道幅は一定として $B = 0.5$ mを採用し、等価粗度係数として $G = 0.01$ ($s/m^{1/3}$)を用いた。

以上の条件のもとで試算を行ったが、 $F = 18$ ($s/m^{1/3}$)の場合と、 $F = 30$ ($s/m^{1/3}$)の場合の結果を、それぞれ図-8および図-9に示す。後者の推定流量は、5月15日以降の実測値とはよく合っているが、5月13日から14日にかけては実測値をかなり上まわっている。これは、この試算では損失雨量について配慮していないためであると思われる。

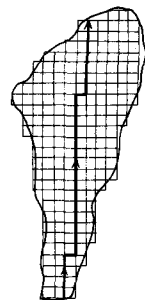


図-7 試験流域の分割

3.2 損失雨量

上述の試算結果から、5月15日以降については、初期損失をほとんど考慮する必要はないが、13日の降雨については考えねばならない。有効雨量の算定方法は、流出量推定の精度を左右する重要な要素であることは、しばしば指摘されている。³⁾ところが、本試験流域では資料が十分でないので、一応、つぎのようにして有効雨量を算定した。すなわち、損失率は降りはじめからの累加雨量の関数と仮定し、累加雨量が30 mm になるまで損失があるものとした。また、最大損失雨量は15 mmとした。いま、損失率を a_L で表わすと

$$a_L = 0.6 - \frac{\sum r}{100}$$

ただし、 $\sum r \leq 30$ mm として、損失雨量を算出した。

3.3 結果

流出モデルに有効降雨を入力して得られた推定流出量を実測の流出量とともに、図-10に示す。図-11は、上述の諸係数および損失雨量の算定方法はそのままにし、1980年7月9日から13日の流出について、推定値と実測値したものである。推定流出量は、降雨に対する応答が鋭敏で、実測値よりも変動が大きいが、両者は全般的にはよく合っている。

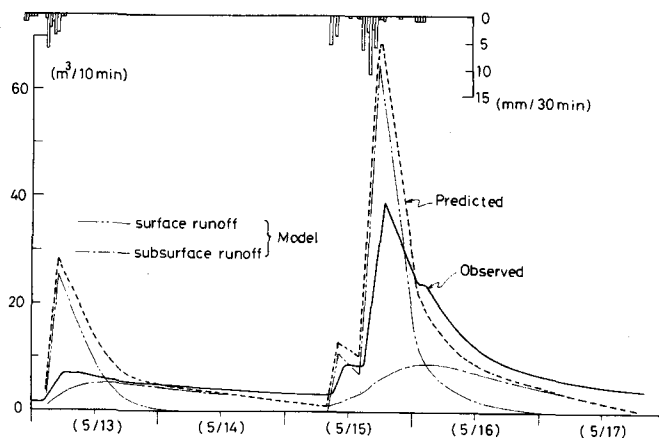


図-8 $F = 18$ $s/m^{1/3}$ のときの推定流出量と実測値の比較

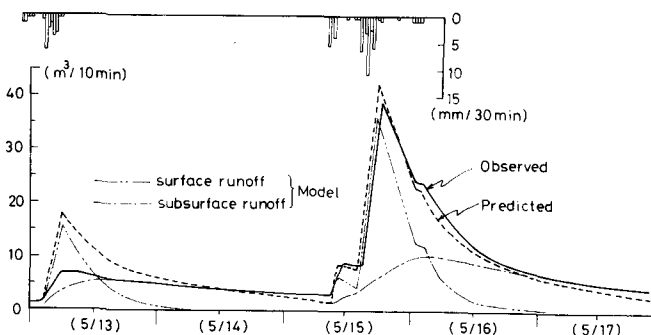


図-9 $F = 30$ $s/m^{1/3}$ のときの推定流出量と実測値の比較

4. 流出モデルの適用例Ⅲ

上述の流出モデルを図-12に示す流域にも適用して流出量の推定を行い、モデルおよび係数同定方法の適用性を検討した。流域面積は9ha、標高差は約65m、河道長はほぼ450mである。地質は主として花崗岩類であり、風化がすすんでいる。斜面には、スギとヒノキが植林されている。

流出量は三角セキと自記水位計で測定されており、降雨量は10分間雨量が測定されている。

流域は25×25mの単位斜面上に分割した。斜面総数は146、単位河道数は17である。表面流出量の計算では、時間間隔を $\Delta t = 10/3$ 分とし、入力する雨量には実測の10分間雨量を3等分した値を採用した。地下水流出量は、1時間の累加浸透高をタンクモデルに入力し、1時間ごとに算定した。

モデル係数は、1977年11月17日から18日にかけての流出を用いて決定した。タンクモデルの流出孔係数は $\alpha = 0.01$ (1/hr)、浸透孔係数は $\beta = 0.041$ (1/hr)である。タンクモデルへの入力となる浸透量は、 $\Delta t = 10/3$ 分の間の浸透量を $n = 0.012$ として算定した。単位河道の幅は0.5mとし、その粗度係数は $G = 0.01$ ($s/m^{1/3}$)とした。単位斜面の粗度係数は試算の結果、 $F = 9$ ($s/m^{1/3}$)を採用した。さらに、有効雨量は、適用例Ⅰと同じ式で損失率を算定して決め、また最大損失雨量も15mmとしたが、累加雨量が50mmまで損失があるものとした。以上のモデル係数と有効雨量を用いて得られた推定流量を実測値とともに図-13に示す。

図-14および図-15は、上述のモデル係数や損失雨量の算定方法はそのまま、それぞれ、1975年4月23日～24日の資料および1976年5月21日～23日の資料について、検証を行った結果である。後者の流出では、推定と実測の流出曲線の形は相対的によく合っているが、ピークは3～4時間ずれている。実測資料では、流出のピークが降雨のピークよりもやや早く現れることになっており、疑問がある。

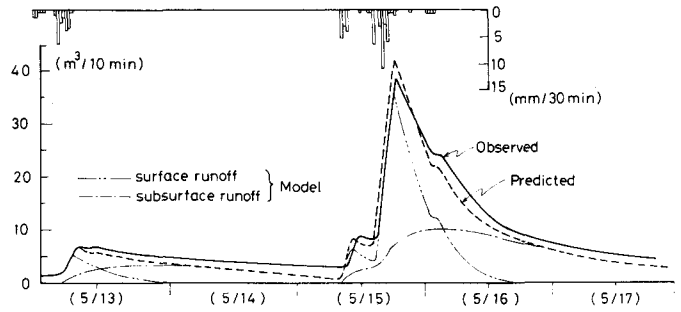


図-10 降雨損失を考慮した推定流出量と実測流量の比較 (1980年)

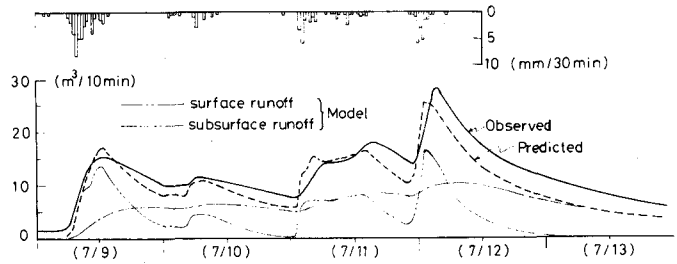


図-11 降雨損失を考慮した推定流出量と実測流量の比較 (1980年)



図-12 試験流域Ⅲ

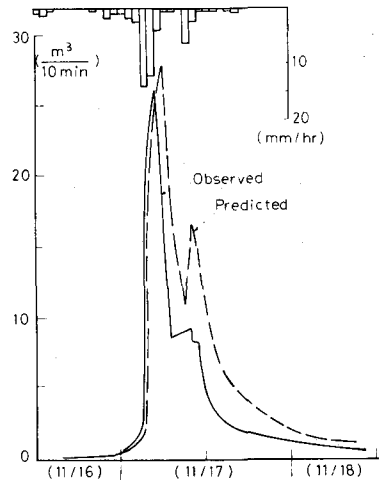


図-13 推定流出量と実測流出量 (1977年)

ここに提案した流出モデルは、現況の降雨-流出の関係を再現すると同時に、流域の地形、粗度あるいは浸透条件が変わった後の流出形態も予測しようとするものである。そのような予測が、この流出モデルによって可能であるか否かを調べるためには、まず地形や粗度の変化に対するモデルの *sensitivity* を知り、また、実測資料にもとづく検証が必要である。しかし、現時点では、検証のための実測資料を得ていないので、粗度を変えた場合と地形を変えた場合の推定流出量のちがいを示す。粗度の変化に伴う推定流出量の変化は、図-8と図-9に示した結果が参考となるであろう。5月15日の流出については、粗度が1.7倍になると、ピーク流量はほぼ1/1.7倍に減っている。

一方、地形のちがいによる推定流出量のちがいは、図-17に示した結果が参考になるであろう。これは、試験流域Ⅲの地形が図-16に示したものであるとし、粗度や浸透率は前述の試算の値のままであるとしたときの推定流出量を、現況の地形での推定流出量とともに示したものである。地形が図-16のときは、ピーク流量がかなり小さくなるが、その割に地下水流出力が増加していない。この結果の妥当性については、検討しなければならない。

5. おわりに

モデル係数のうち、とくに斜面の粗度係数 F は、本来、地表条件に応じて予め規定されるべき数値である。モデル係数と地表条件の対応関係が明らかになったとき、この流出モデルは、流域の水理特性の変化に伴う流出形態の変化を予測するのに有効なモデルになり得ると思われる。そのためには、種々の条件での流出解析に本モデルを適用し、諸係数と水理特性の関係を見出さねばならない。また、流達時間と時間間隔 Δt の関係も今後さらに検討せねばならないと考えている。

参考文献

- 1) 菅原正己；流出解析法，共立出版，1972
- 2) 橋本建・長谷川正；土地利用の変化を評価する流出モデル，土木技術資料，19(5)，1977
- 3) 日野幹雄・フン；降雨の平均損失強度の推定およびその特性について，第25回水理講演会論文集，1981

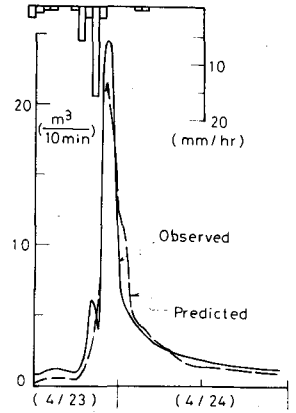


図-14 推定流出量と実測流出量の比較(1975年)

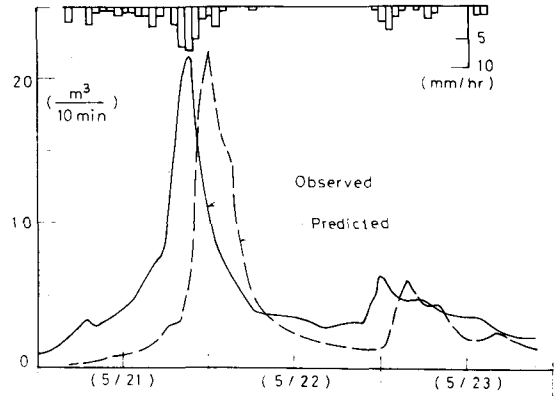


図-15 推定流出量と実測流出量の比較(1976年)

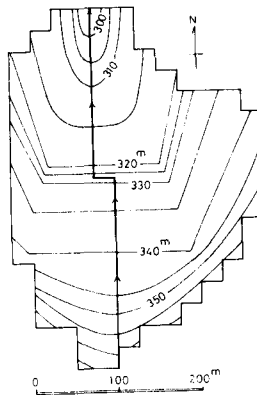


図-16 地形改変後の試験流域Ⅲ

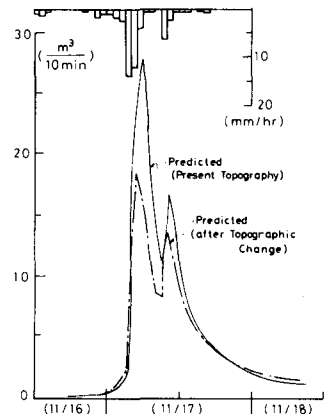


図-17 地形改変前後の推定流出量の比較(1977年)