

山地流域における飽和地中流に基づく 集中型流出モデルの構築

DEVELOPMENT OF LUMPED RUNOFF MODEL BASED ON SATURATED SUBSURFACE FLOW IN MOUNTAINOUS RIVER BASINS

山本好克
Yoshikatsu YAMAMOTO

正会員 工修 群馬工業高等専門学校助教授 環境都市工学科 (〒371-8530 群馬県前橋市鳥羽町 580 番地)

A lumped runoff model in mountainous river basins is developed. This model consists of three runoff components, i.e. river flow and two types of subsurface flows in saturated zone. These water movements are represented by the basic differential equations derived from the hydraulic principles, such as the equations of unsteady flow and the Darcy's law based on Dupuit-Forchheimer assumption. The identification procedure of the model parameters is presented and the estimation method of runoff hydrograph from the calibrated model is given. The model is applied in the Miwa experimental area (1.36 km²) and the Miwa dam catchment area (311.1 km²) of the Mibu River, Chubu area, Japan. The results show the good agreement between estimated and observed flood flow hydrographs.

Key Words : Rainfall-runoff process, saturated subsurface flow, flood flow, lumped runoff model

1. はじめに

水災害を防御・軽減するための治水計画や洪水管理においては、流域の降雨量から河川への流出量を把握することが重要となることから、これまでに数多くの流出解析モデルが提案されてきた。現在では、そのうち、合理式、単位図法、貯留関数法、タンクモデル法、および特性曲線法などが定着し、研究と実務に利用されている。

後者の分布型と呼ばれるモデルでは、一般に、流域を細分しその各部の特性に応じた水理・地形的条件を組み込みながら流れに従って解析を行うことから、計算にかなりの手間と時間を要する。このため、近年のコンピューターなどの情報処理技術の発展を背景に研究レベルではかなりの成果が見られる¹⁾ものの、実務で多用されるほどには普及していないようである。その点、前4者の集中型と呼ばれるモデルは、流域全体を一括して考えるため計算は比較的簡単であることから古くから実務に導入されており、とりわけ降雨・流出関係の非線形性が考慮された貯留関数法²⁾がよく用いられている。

しかしながら、貯留関数法は、表面流出のみを取り扱うため有効降雨の算定が必要となることや、その結果およびその他のパラメーター値が解析毎に異なるとともにそれらに顕著な関連性が見出せず、流域固有パラメータ

一値の設定が困難であるなどといった問題を有している。こうしたことは、的確な治水計画や信頼性の高い洪水予測を実行する上で重大な問題となる。

丸井は、貯留関数法と類似の考え方を基本とし、パラメーターの数をできるだけ少なくすることと個人差のある技巧(有効降雨の算定など)を排除することに主眼をおき、同時に洪水流出と低水流出を同一の関数関係を用いて連続的に解析することを目的とした「遊水モデル」を開発した^{3),4)}。著者は、モデル基本式の水理学的意味付けや改良を行い、いくつかの山地中流域への適用を通して、流域固有パラメーター一値の設定が容易であるとともに同一手法によって簡便にかつ良好な精度で洪水・低水流出計算が可能となることを明らかにし、既往モデルが有する問題点のいくつかが解消された実用的な「長短期両用モデル」であることを示した^{5)~7)}。また、流域が貯留部とそれに付属した遊水部から成るとする遊水モデルの構造を改変して構築した新たな集中型モデルを、山地・中規模面積を有する神流川試験流域(373.6km²)で観測された洪水・低水流出へ適用し、構造とパラメーターの意義がより明確になるとともに流域固有パラメーター一値の設定をはじめ、同一手法によって簡便にかつ精度の高い長短期流出計算が可能であることを検証した⁸⁾。

この新たなモデルでは、山地流域を河道系と斜面のすべてが浸透層である斜面系から成るとし、斜面系への降

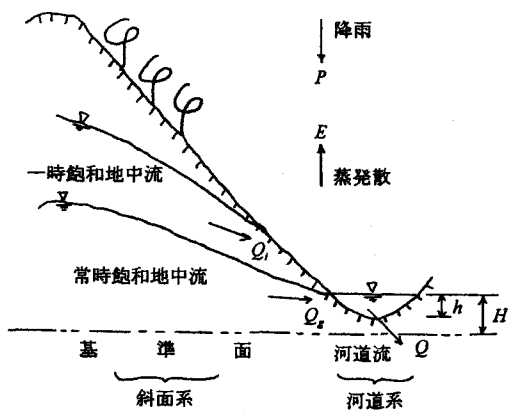


図-1 山地流域における降雨・流出機構の模式図

雨量は一部消失（蒸発散）するほかは地中に浸透して不浸透層上や基盤層上の飽和領域内に常時形成されている地中水を補給するとともに飽和地中流（側方流）として河道系へ流出し、そこへの降雨量（一部蒸発する）とともに河道流出量となる降雨・流出機構を考えている。

ところで、山地の主として小流域における斜面からの降雨・流出現象では、地表流の発生はみられず、浅い土壌中の早い地中流が卓越することが試験地などの観測から示されている⁹⁾。そこで、本研究では、この早い（飽和）地中流を上記の基盤層上の飽和地中流に基づく降雨・流出機構に導入した集中型モデルを再構築し、美和小試験地（面積 1.36km²）および美和ダム集水域（面積 311.1km²）などの山地中小流域で観測された洪水流出への適用を通して、その妥当性と実用性を検討する。

2. 山地流域の降雨・流出現象とそのモデル化

(1) 降雨・流出現象とその基礎式

図-1 は、前章で述べた 2 種類の飽和地中流に基づく山地流域における降雨・流出機構に関する模式図である。

流域は、河道上の降雨と斜面系からの流出水が集まって形成される河道系（河道域とも呼ぶ）および斜面のすべてが浸透層であるとともに地中に浸透した降雨が難透水層上などで一時的に飽和地中流となる部分（一時地中水帯と呼ぶ）と基盤層上に常時形成されている地中水に到達しその補給や飽和地中流となる部分（常時地中水帯と呼ぶ）を有する斜面系（浸透域とも呼ぶ）から構成されている。ここで特に重要なことは、これら地中水帯は重なり合わずに分布し互いに独立していることである。

こうして、流域への降雨量は、斜面系でその一部が窪地貯留や樹冠遮断されのちに蒸発散するほかは地中に浸透して一時・常時地中水帯から一時・常時（と呼ぶ）飽和側方流として河道域へ流出し、そこへの降雨量（一部蒸発する）とともに河道流出量となる。なお、一時飽和側方流は河道流表面上へ流れに対し直角に流出するが、常時飽和側方流は河道流と互いに連係しながら流れに対

して直角に流出、あるいは逆に流入するものとする。

こうした流出現象に関する基礎式は、先の研究⁸⁾と同様、水理学的運動の基礎理論に基づいて設定できる。すなわち、河道域における流れの基礎式は、開水路への降雨と横からの直角な流出入のある不定流の連続方程式(1)と運動方程式(2)で表される。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = (p-e)B + q, \quad q = q_i + q_g \quad (1)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \beta \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} - i + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v^2}{C^2 R} + \{(p-e)B + q\} \frac{\beta v}{gA} = 0 \quad (2)$$

ここに、 t : 時間、 x : 河道上流端からの距離、 A : 流水断面積、 B : 水面幅、 Q : 河道流出量、 p ; e : 流域単位面積当りの降雨量と消失量（蒸発散量）、 q_i ; q_g : 河道単位長当りの一時および常時地中水帯からの飽和側方流出量（河道流が常時地中水帯へ流入する場合は負値となる）、 v : 平均流速、 h : 水深、 R : 径深、 i : 河道勾配、 C : Chézy の係数、 β : 運動量補正係数、 g : 重力加速度、である。

また、斜面浸透域の一時・常時地中水帯における不飽和領域内の土壌水の流れを無視した飽和領域内に存在する地中水の 2 次元流れの基礎式は、土層内水流に関する質量保存則による連続方程式(3)と Dupuit-Forchheimer の準一様流の仮定に基づく Darcy 則による運動方程式(4)で表される。

$$\gamma_{i,g} \frac{\partial h_{i,g}}{\partial t} + \frac{\partial q_{i,g}}{\partial y} = p - e \quad (3)$$

$$q_{i,g} = -K_{i,g} h_{i,g} \frac{\partial h_{i,g}}{\partial y} \quad (4)$$

ここに、 y : 斜面上流端からの距離、 $\gamma_{i,g}$: 有効間隙率、 $h_{i,g}$: 水深、 $K_{i,g}$: 飽和透水係数、である。なお、下添字 i, g は、それぞれ一時および常時地中水帯を意味している。

(2) モデル基本式の導出

モデルの基本式は、以下のように、基礎式(1)～(4)を積分し適宜定数化（集中化）することにより導出される。

a) 河道系の基本式

河道域においては、基礎式(1)を河道区間長 L で積分し、 $S(t) = \int A(x,t) dx$ 、 $q(t)L = Q_i(t) + Q_g(t)$ 、境界条件 $Q(0,t) = 0$ とおいて整理すると次式の連続方程式が得られる。

$$\frac{dS(t)}{dt} = f(P-E) + Q_i + Q_g - Q \quad (5)$$

ここに、 f : 流域面積 (F) に占める河道域面積 (BL)

の割合, Q_i : 一時飽和側方流出量($q_i L_i$), Q_g : 常時飽和側方流出量($q_g L_g$), L_i ; L_g : 一時および常時地中水帯幅 ($L_i + L_g = L$), S : 河道域貯留量, P ; E : 流域の降雨量(pF)と消失量(蒸発散量 eF), である。

また, 基礎式(2)は, 次の2式を同時に満足させることと限定的に同等であると見なすことができる。

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \beta v \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (6)$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{v^2}{C^2 R} + \{(p-e)B + q\} \frac{\beta v}{gA} \quad (7)$$

ただし, $\frac{\partial H}{\partial x} = i - \frac{\partial h}{\partial x}$, H : 水位, である。

上式(6)は, 左辺第2項の係数 v を一定として改めて $\omega (= \beta v)$ と置けば, 河道洪水流を擬定流と仮定して導かれる次式と同型となる。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \omega \frac{\partial A}{\partial x} = 0 \quad \text{あるいは} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \omega \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (8)$$

上式は, 洪水流が変形・減衰することなく一定速度 ω で伝播することを示している。このことは, 河道内洪水流(流下)解析において, 任意地点のハイドログラフを伝播速度 ω で「ある河道区間内」を流下に必要な「時間」だけ移動させることにより, 下流地点のハイドログラフとしてよいことを意味している。ここでは, この流下に必要な「時間」に着目するとともに「移動時間 T 」と呼び, 本モデルの定数(パラメーター)として取り扱う。

一方, 上式(7)中の H , A , v などの流れの要素は, 河道流出量 Q の指数関数関係で表すことができるから, $H = r_1(Q+m)^{k_1} + c$, 右辺 $= r_2(Q+m)^{k_2}$ とにおいて変形すると次式を得る。

$$\frac{1}{(Q+m)} \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{r_2}{k_1 r_1} (Q+m)^{k_2-k_1} \quad (9)$$

ここに, m : 河道固有流量に関する定数, c : 水位の基準面に関する定数, k_1 ; $k_2 (> k_1)$; r_1 ; r_2 : 河道断面形状に関する定数, である。

こうして, 上式(9)を河道区間長 L で積分し, その右辺 $= k \int_0^L A(x,t) dx = kS(t)$, 境界条件 $Q(0,t)=0$ とにおいて整理すると次式の運動方程式が得られる。

$$Q(t) = m(e^{kS} - 1) \quad (10)$$

ここに k : 河道断面形状に関する定数, である。

以上, 河道系では, 上式(10)で求められるハイドログラフを一定時間 T だけ移動させることにより, 懸案地点のハイドログラフが得られることになる。

b) 斜面系の基本式

一時地中水帯においては, 基礎式(3)を長さ $\bar{L}$ ・幅 L_i で積分し, $S_i(t) = \int_0^{\bar{L}} \int_0^{L_i} \gamma_i h_i dx dy$, $Q_i(t) = q_i(\bar{L}, t)L_i$,

境界条件 $q_i(0,t)=0$ とにおいて整理すると次式の連続方程式が得られる。

$$\frac{dS_i(t)}{dt} = f_i(1-f)(P-E) - Q_i \quad (11)$$

ここに, f_i : 浸透域面積($\bar{L}\bar{L}$)に占める一時地中水帯面積($L_i\bar{L}$)の割合, S_i : 一時地中水帯貯留量, である。

同様に, 基礎式(4)を積分し $I_i = \{h_i(0,t) - h_i(\bar{L},t)\}/\bar{L}$, $S_i(t) = \gamma_i \{h_i(0,t) + h_i(\bar{L},t)\}L_i\bar{L}/2$ とにおいて整理すると次式の運動方程式が得られる。

$$Q_i(t) = a_i S_i \quad (12)$$

ここに, I_i : 動水勾配, $a_i(K_i I_i / \gamma_i / \bar{L})$: 定数である。

常時地中水帯においては, 基礎式(3)を長さ $\bar{L}$ ・幅 L_g で積分し, $S_g(t) = \int_0^{\bar{L}} \int_0^{L_g} \gamma_g h_g dx dy$, $Q_g(t) = q_g(\bar{L}, t)L_g$, 境界条件 $q_g(0,t)=0$ とにおいて整理すると次式の連続方程式が得られる。

$$\frac{dS_g(t)}{dt} = (1-f_i)(1-f)(P-E) - Q_g \quad (13)$$

ここに, S_g : 常時地中水帯貯留量, である。

同様に, 基礎式(4)を積分し, $S(t) = h_g(\bar{L}, t)BL$, また $h_{gm} = \{h_g(0,t) + h_g(\bar{L},t)\}/2$, $S_g(t) = \gamma_g h_{gm}L_g\bar{L}$ とにおいて整理すると次式の運動方程式が得られる。

$$Q_g(t) = a_g S_g (S_g - b_g S) \quad (14)$$

ここに, $a_g(2K_g/\gamma_g^2/L_g/\bar{L}^3)$, $b_g(\gamma_g L_g \bar{L}/B/L)$: 定数, である。

(3) モデルによる流出の解析法と計算法

前(2)節で導出されたモデル基本式は, 以下のように, 独立変数が時間のみの3組の連続方程式と運動方程式の連立式から成り立っている。

$$\begin{cases} \frac{dS(t)}{dt} = f\{P(t) - E(t)\} + Q_i + Q_g(t) - Q(t) \\ Q(t) = m(e^{kS(t)} - 1) \end{cases} \quad (15)$$

$$\begin{cases} \frac{dS_i(t)}{dt} = f_i(1-f)\{P(t) - E(t)\} - Q_i(t) \\ Q_i(t) = a_i S_i(t) \end{cases} \quad (16)$$

$$\begin{cases} \frac{dS_g(t)}{dt} = (1-f_i)(1-f)\{P(t) - E(t)\} - Q_g(t) \\ Q_g(t) = a_g S_g(t) \{S_g(t) - b_g S(t)\} \end{cases} \quad (17)$$

モデル基本式中の定数(パラメーター) f , f_i , m , k , a_i , a_g , b_g , および基礎理論式(6)に基づいて設定した洪水流の伝播時間に関するパラメーター T の最適値(流域固有値)は, モデル基本式(15)~(17)を次

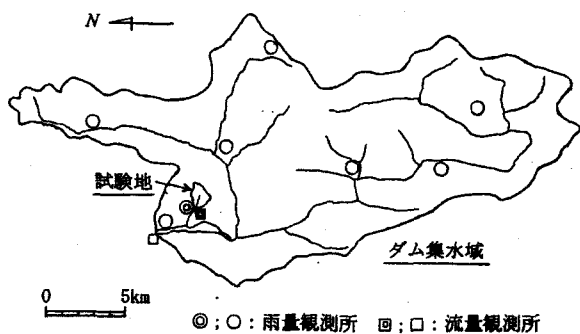


図-2 対象流域の形状と水文観測施設の配置

式のように 3 元連立一階常微分方程式に変換し、観測の降雨量と流出量などを用いた Runge-Kutta 法による試行錯誤に基づく客観的最適化手法によって推定する。

$$\begin{cases} \frac{dQ}{dt} = k(Q+m)\{f(P-E)+Q_i+Q_g-Q\} \\ \frac{dQ_i}{dt} = a_i\{f_i(1-f)(P-E)-Q_i\} \\ \frac{dQ_g}{dt} = (a_g S_g + \frac{Q_g}{S_g}) \frac{dS_g}{dt} - a_g b_g S_g \frac{dS}{dt} \end{cases} \quad (18)$$

$$\text{ここに、} S = \frac{1}{k} \ln\left(\frac{Q}{m} + 1\right), S_g = \frac{b_g S}{2} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4Q_g}{a_g b_g^2 S^2}}\right)$$

である。

すなわち、上記 8 個のパラメーターの最適値は、初期条件として $Q_i(0)$ には 0、 $Q(0)$ と $Q_g(0)$ には観測の河道流量 $Q(0)$ を代入するとともに入力値 $P(t)$ に観測の降雨量を与え、連立式(18)を Runge-Kutta 法で解いて得られる出力値 $Q(t)$ を時間 T だけ移動したハイドログラフと観測のそれとの適合性を(後述の)評価式・値の基で試行錯誤して決定する。なお、消失量(蒸発散量) $E(t)$ は、洪水期間中にはほとんど無いものとする。

流出計算では、上記の流出解析で得られた最適パラメーター値を連立式(18)に組み込むとともに入力値 $P(t)$ に実測や予測の降雨量を与え、解析の場合と同じ初期条件の基で Runge-Kutta 法により解いて得られる出力値 $Q(t)$ のハイドログラフを最適 T 値だけ移動すればよいことになる。なお、消失量(蒸発散量) $E(t)$ は、解析の場合と同様、洪水期間中は無いものとする。

3. モデルの検証

(1) 対象流域・洪水観測データとその特性

対象流域は、諏訪湖を水源として長野・静岡両県を貫

表-1 対象洪水の生起年月日・ピーク流出高

流域名	美和小試験地		美和ダム集水域	
洪水 No.	生起年月日 (昭和)	Q_p (mm/h)	生起年月日 (昭和)	Q_p (mm/h)
1	400520	0.61	560822	4.11
2	400525	1.45	570731	14.0
3	400619	0.71	570910	7.57
4	400916	1.47	580814	3.92
5	410627	1.64	580926	7.62
6	410707	0.61	—	—
7	410923	1.24	—	—

流する天竜川の左支川・三峰川に位置する美和ダム集水域(311.1km²)と三峰川の右支川・小犬沢に設けられた旧建設省土木研究所の美和小試験地(1.36km²)である。後者の地質は古生層に属する堆積岩のみであるが、前者のそれは堆積岩(中生層)・変成岩・火成岩から成っている。

図-2 には、対象流域の形状と水文観測施設の配置を、また表-1 には、対象とした観測洪水の生起年月日とピーク流出高 Q_p (mm/h) を示した。なお、美和ダムの観測データは、旧建設省中部地方建設局天竜川ダム統合管理事務所によって整備・提供された昭和 56~58 年に発生した Q_p が 3.6 (mm/h) 以上の 5 大洪水であるが、小試験地のそれは、旧建設省土木研究所が昭和 40 年 3 月から翌々年 3 月までの 2 年間に渡って観測して公表した資料¹⁰⁾の中から、 Q_p が 0.6 (mm/h) 以上の 7 洪水を選出した。

(2) モデルの同定

著者は、流域の浸透斜面内基盤層上の飽和地中流に基づく集中型流出モデルを構築した先の研究⁸⁾において、前 2 章(3)節と同様の流出解析法による最適パラメーター f 、 m 、 k 、 a_g 、 b_g 、 T 値の合理的・効率的な推定法(モデルの同定法)を提示した。すなわち、複数の対象洪水の中から選出された出水(観測)期間最長洪水データに関する観測降雨量(mm/h)を Thiessen 法により流域平均化した降雨量(mm/h)と観測流出量(m³/s)を流域面積(km²)で除し単位変換などをした流出高(mm/h)を用い、下記(評価)式の $[EPR]$ が $\pm 5\%$ (評価値) 以内かつ $[EMS]$ が最小(評価基準)となる条件の基で「計算と観測のピーク流出高生起時刻の一致度(略称 $[EPT]$)」が ± 1 時間以内となるように、パラメーター $f \sim b_g$ の初期値から終値まできざみ幅 $\Delta f \sim \Delta b_g$ 値毎に k 値を変動させることにより最適値を探索する方法である。

$$[EPR] = \frac{Q_{o,p} - Q_{c,p}}{Q_{o,p}}, \quad [EMS] = \sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_o - Q_c}{Q_o} \right)^2$$

ここに、 $Q_{o,p}$; $Q_{c,p}$: 観測と計算のピーク流出高、 Q_o ; Q_c : 観測と計算の流出高、 N : 計算数、である。なお、各パラメーターの初期値~終値(きざみ幅値)

表-2 同定モデルのパラメーター値

定数 流域	f_i	k (1/mm)	a_i (1/h)	a_g (1/mm/h)	b_g	T (h)
試験地	0.71	0.060	0.91	0.0001	2.0	0
ダム	0.62	0.067	0.21	0.0002	1.9	0

表-3 同定モデルの適合誤差

誤差 流域	[EPR]	[EPT] (h)	[EPS] ($\times 10^{-3}$)	[EMS]
試験地	-0.00	0	2.94	14.9
ダム	-0.01	0	0.28	4.16

表-4 試験地の同定モデルによる再現誤差

誤差 洪水 No.	[EPR]	[EPT] (h)	[EPS] ($\times 10^{-3}$)	[EMS]
1	-0.07	0	1.94	6.45
2	0.00	0	3.43	14.7
3	-0.10	+2	10.1	24.6
4	0.01	0	1.47	1.64
6	0.09	0	3.21	2.23
7	-0.62	+3	10.5	41.0

表-5 ダム集水域の同定モデルによる再現誤差

誤差 洪水 No.	[EPR]	[EPT] (h)	[EPS] ($\times 10^{-3}$)	[EMS]
1	0.36	0	10.8	12.8
2	-0.08	0	3.19	12.2
3	0.06	0	1.13	9.64
4	-0.06	0	4.90	7.77

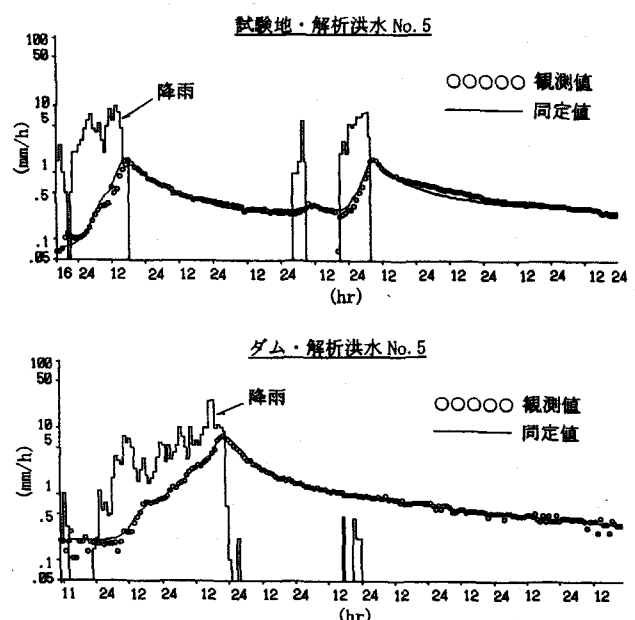


図-3 同定モデルと観測のハイドログラフとの適合性

には、 $f = 0.10 \sim 0.90$ (0.01), $m = 0.001 \sim 0.100$ (0.001), $a_g = 0.0001 \sim 0.0050$ (0.0001), $b_g = 1.0 \sim 4.0$ (0.1) を与えた。また、 k 値には、 $0.001 \sim 0.010$ (0.001), $0.010 \sim 0.100$ (0.001), $0.10 \sim 10.0$ (0.01), $10.0 \sim 100.0$ (0.1) の4ケースを与え、各パラメーター値が変動する毎に最適ケースを選択させた。

上記6個のパラメーター f , m , k , a_g , b_g , T に2個のパラメーター f_i , a_i が加わった本モデルの同定では、上記解析法に $f_i = 0.10 \sim 0.90$ (0.01) と $a_i = 0.01 \sim 1.0$ (0.01) を組み込むだけでよいことになる。ただし、解析手順において各パラメーター値を変動させる順序は、 f , f_i , m , k , a_i , a_g , および b_g である。

なお、我が国の急峻で狭小な山地河道、年最小流出高や流域の地下水貯留能と地質との関係（古生層が最も小さい）¹²⁾ などから、神流川試験流域（古生層）で得られた $f = 0$ と $m = 0.01$ mm/h はあらかじめ固定できることが、

また a_g の終値 0.0050 を 0.0037 に、 b_g の初期値 1.0 を 1.1 に置き換えられることが推測される。

こうして、表-2, 3 には、試験地・ダム集水域ともに出水（観測）期間最長洪水 No. 5 (8.3・8.5 日) を同定した各モデルのパラメーター値 ($f = 0$, $m = 0.01$ mm/h はあらかじめ固定) とその適合誤差を示した。なお、表-3 の [EPS] 値は、適合性の客観的判断基準として提案¹¹⁾ されている次式による評価値（通常値は 0.03 以下）である。

$$[EPS] = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_o - Q_c}{Q_{o,p}} \right)^2$$

また、図-3 には、各流域において同定されたモデルのハイドログラフと観測のそれとを比較して示した。

表-3・図-3 には、各流域ともに適合性の高いモデルが同定されたことが示されており、本モデルの妥当性が推察される。

(3) 同定モデルによる洪水流出の再現性

表-4, 5 には、前節で同定された各モデルによる各対象洪水（いずれも No. 5 以外）に関する前2章(3)節で述べた流出計算法に基づく計算値と観測値の適合誤差を示した。両表の値は、ほとんどのピーク流出高とその生起時刻がよく一致していることや [EPS] 値が通常値（0.03 以下）を大きく下回っていることなどを示している。

また、図-4, 5 には、同定モデルによる計算ハイドログラフと観測のそれとを比較した一例（ピーク流出高・大小2洪水）を示した。両図からは、計算と観測のハイドログラフの適合性が良好であることが見出される。

以上のことから、各流域における同定モデルは、そのパラメーター値の流域固有性はもとより、洪水流出計算法としての有用性が示されたものと考えられる。

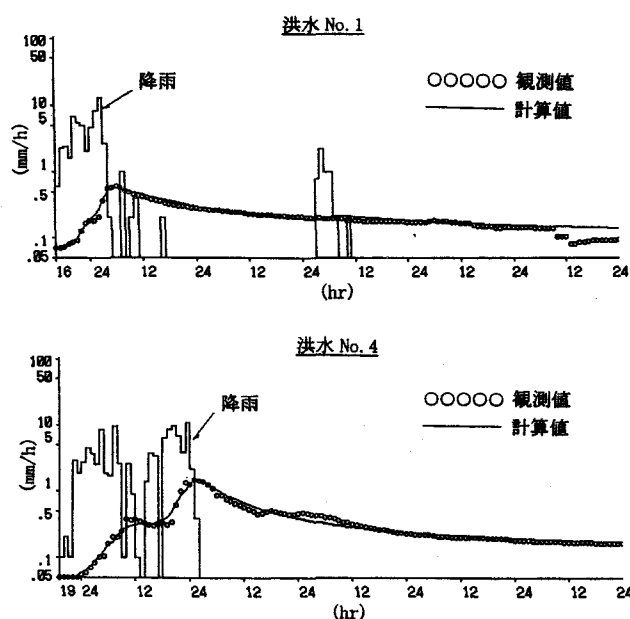


図-4 試験地・同定モデルによる洪水再現の一例

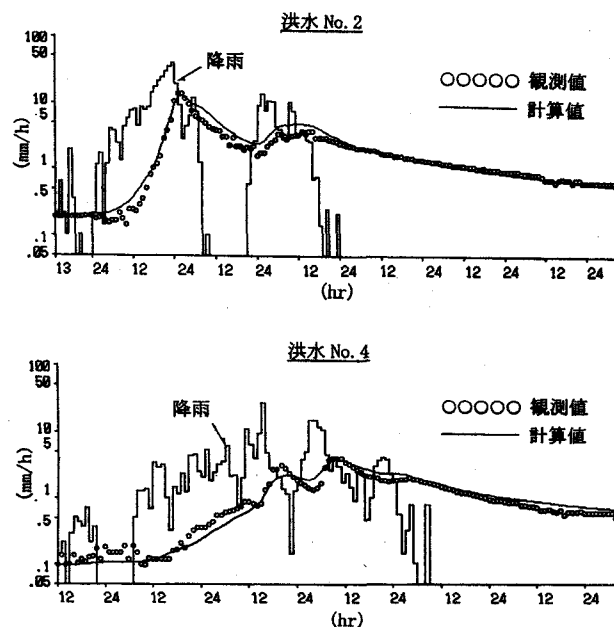


図-5 ダム・同定モデルによる洪水再現の一例

4. おわりに

本研究は、山地の主として小流域における浸透斜面内に重なり合わずに独立に存在すると考えた一時・常時地中水帯で発生する2種類の飽和地中流に基づいて構築した集中型流出モデルの妥当性と実用性について、山地中小流域で観測された洪水データを用いて検討した。

以下に、得られた成果を列記する。

- (1) 本モデルによる流出解析法は、基盤層上の飽和地中流（常時飽和地中流に相当）に基づいて構築したモデルによる解析手順に、一時飽和地中流に関するパラメーター f_i , a_i を付加すればよいことが、またパラメーター $f=0$, $m=0.01\text{ mm/h}$ は流域固有値としてあらかじめ固定できることが確認された。
- (2) 上記 (1) により同定された各モデルは、そのパラメーターが流域固有値であることはもとより、複数の観測洪水流出をその誤差とハイドログラフにおいて高い精度で良好に再現できることが明らかとなり、本モデルの妥当性と実用性が示された。
- (3) 本モデルは、2種類の飽和地中流が発生する領域（地中水帯面積）の流域面積に占める割合（パラメーター f_i ），ひいてはその量やハイドログラフの算定が可能であるとともに山地小流域における流出現象がよく表現された構造であることが明らかとなった。
- (4) 本モデルの山地中流域への適応性が示され、同規模面積の神流川試験流域における流出現象との相異は、地形・地質などによることが明らかとなった。

今後は、本モデルを多くの山地流域へ適用し、流出現象の相異や流域固有パラメーター値を見出すとともにそ

れらの地形・地質などの流域特性値との関連性を明らかにして行きたい。

参考文献

- 1) (社)土木学会水理委員会編：流出解析，水理公式集[平成11年版]，pp. 42-44，1999
- 2) 木村俊晃：貯留関数法，水文研究資料，(株)河鍋書店，1975
- 3) 丸井信雄：遊水モデルによる洪水流出の解析，土木学会第26回年次学術講演会講演概要集，第2部，pp. 327-328，1971
- 4) 丸井信雄，新井邦夫：遊水モデルによる低水流出の解析，土木学会第37回年次学術講演会講演概要集，第2部，pp. 667-668，1982
- 5) 山本好克，丸井信雄：遊水モデルにおける流出機構に関する一考察，第30回水理講演会論文集，pp. 133-138，1986
- 6) 山本好克，丸井信雄：遊水モデルによる山地流域の流出解析，第31回水理講演会論文集，pp. 101-106，1987
- 7) 山本好克，丸井信雄：山地河川流域における洪水流出解析，水工学論文集，第39巻，pp. 13-18，1995
- 8) 山本好克：山地河川流域における降雨流出過程のモデル化，水工学論文集，第47巻，pp. 253-258，2003
- 9) 日野幹雄，太田猛彦，砂田憲吾，渡辺邦夫：洪水の数値予報，森北出版（株），pp. 15-16，1989
- 10) 建設省土木研究所：美和小試験地水文観測資料，土木研究所資料，第338号，1968
- 11) (社)日本河川協会編：流出解析，建設省河川砂防技術基準（案）調査編，pp. 119-120，1986
- 12) 虫明功臣，高橋裕，安藤義久：日本の山地河川の流況に及ぼす流域の地質の効果，土木学会論文集，第309号，pp. 51-62，1981

(2003. 4. 11受付)