水工学論文集, 第50巻, 2006年2月

一般中小河川にも適用可能な雨量・水位データを用いた流出解析モデルパラメータの同定手法

PARAMETER IDENTIFICATION OF RUNOFF MODEL USING RAINFALL AND WATER-LEVEL DATA

田村隆雄[1]・端野道夫[2]・橘大樹[3]
Takao TAMURA, Michio HASHINO and Daiki TACHIBANA

[1]正会員　博（工）　徳島大学助手　工学部建設工学科（〒770-8506　徳島市南常三島町2丁目1番地）
[2]フェロー会員　工博　徳島大学教授　工学部建設工学科（〒770-8506　徳島市南常三島町2丁目1番地）
[3]学生会員　徳島大学大学院工学研究科（〒770-8506　徳島県徳島市南常三島町2丁目1番地）

This paper proposes a parameter identification method of runoff model and an estimation method of discharge in small rivers of which water-levels are observed. The calculation procedures are as follows. First, the runoff calculation is carried out with the distributed runoff model proposed by authors using the rainfall data observed in and around the basin. Then, the water-level hydrograph is estimated at the water-level observation site, by applying the H-Q parameter model to calculated discharge. Finally, the optimum solutions of parameters included for the two models are searched in order to reproduce observed water-level hydrograph. The proposed method was applied to some floods observed at two small rivers. As the result, water-level hydrographs, peak discharges, and H-Q curves were well able to estimated by the method.

Key Words : *rainfall and water-level data, H-Q curve formation method, runoff model, parameter identification, small river*

1. はじめに

平成16年は日本列島を相次いで襲った台風などにより，多くの中小河川で洪水氾濫が発生した．二級河川での災害調査は，一級河川と異なって流量データがないことが多いため，洪水ピーク流量の算出や流量ハイドログラフの再現といった洪水評価は困難であったと考えられる．

通常の流出解析では，雨量と流量の２つの水文情報が必要不可欠である．中小河川を対象にした場合でも，雨量は気象庁のアメダス雨量や自治体が管理している地点雨量が比較的容易に入手できるが，流量は$H-Q$式が整備されていないため入手できない．そのため，洪水評価といっても，従来は洪水痕跡から読み取った水位を利用して，Manningの流量公式からピーク流量を推定するに止まざるを得なかった．

しかしながら近年，二級河川でも水防活動のためにテレメータ水位観測所の整備が進んでいる．本論文はこれを活用した流量評価方法を提案するものである．

その原理を述べると，まず蓄積された水位時系列情報と，水位に応じたManningの粗度係数，および河床勾配をManningの流量公式に逐次的に与えて，流量ハイドログラフを推定する．一方で，雨量に流出解析モデルを適用して流量を試算する．２つの方法で算出した流量が一致するように，流量公式と流出解析モデルのパラメータの同定を行うと，洪水ハイドログラフが再現可能となる．

以上のような考え方に基づき，本論文ではアメダスなどから得られる雨量情報と，自治体が設置している水位観測所から得られる水位情報を用い，中小河川にも適用できる流出解析モデルのパラメータ同定法を提案する．そして平成16年に観測された台風通過時における複数の河川水位ハイドログラフの再現，ピーク流量の推定などを通じて，方法論の妥当性について検討する．

2. 雨量・水位データを用いた流出解析モデルのパラメータ同定法

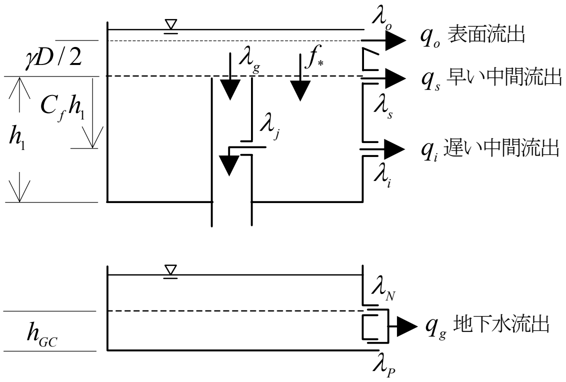

図-1　地表面流分離直列２段タンクモデル

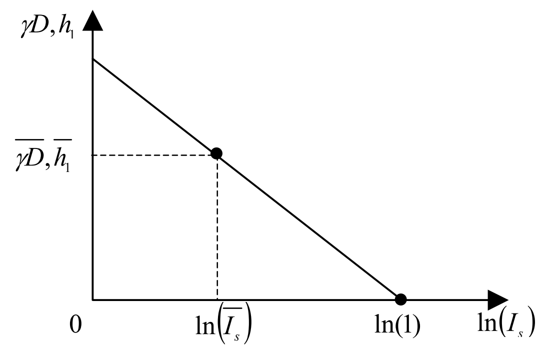

図-2　$I_s-\gamma D$，h_1関係

(1)　流出解析モデルとパラメータ同定法の概要

本論文で提案する雨量と水位データを用いた流出解析モデルパラメータの同定法の要諦は以下の通りである．まず斜面部と河道部からなる分布型モデルを観測雨量に適用して解析地点の流量ハイドログラフを計算する．次に解析地点の$H-Q$関係を表すために，流量Qをパラメータとした水位Hの推定式（水位－流量曲線パラメータ法）を構築し，流出モデルで得た計算流量に適用して水位ハイドログラフを推定する．最後に観測水位と推定水位の誤差が最小となるように，流出モデルと水位－流量曲線式の最適モデルパラメータ組を最適化手法（シンプレックス法）で探索する．以下に使用する各モデルについて詳述する．

(2)　斜面部モデル

斜面部（サブ流域）の流出計算は図-1に示す，１つの斜面を地表面流分離直列２段タンクモデル[1)]で表した分布モデルを用いる．地表面流分離直列タンクモデルの構造は参考文献1)に譲る．本分布モデルの特徴は洪水流出成分である地表面流と早い中間流に関係する４つのパラメータ（表面流出係数λ_o，早い中間流出低減係数λ_s，最上層の有効透水層厚γD，土壌水分飽和容量h_1）の分布方法にある．具体的には1:25000地形図より各サブ流域の斜面長L_sと勾配I_sを読み取り，それらの関数として４つのパラメータを分布させる．基底流出に関わる他のパラメータは全流域で同じ値を与える．これによってパラメータは，サブ流域数に関係なく12個に固定できる．

a) 表面流出係数λ_oと早い中間流出低減係数λ_s

各サブ流域に分布させるλ_oは層流則とManning則から導かれる(1)式，λ_sはDarcy則から(2)式で与える．

$$\lambda_o = 2.52\times10^{-3}\cdot I_s^{0.9}/\left\{r_{\max}^{0.8}\left(N\cdot L_s\right)^{1.8}\right\} \tag{1}$$

$$\lambda_s = 3.6\cdot k\cdot I_s/L_s \tag{2}$$

ここで，λ_o：表面流出係数(/hr)，L_s：サブ流域の斜面長(m)，I_s：サブ流域の勾配，N：斜面表層のManningの粗度係数(m$^{-1/3}$ s)，$r_{\max}$：表面流の最大流出強度として代用する観測最大降雨強度(mm/hr)，λ_s早い中間流出低減係数(/hr)，k：斜面表層の透水係数(m/s)である．

b) 有効透水層厚γDと土壌水分飽和容量h_1

各サブ流域に分布させる，表面流出成分が発生する場の有効透水層厚γDと早い中間流出成分が発生する土壌部分の飽和容量h_1は勾配I_sと図-2のような関係にあると仮定する．具体的には$\ln(I_s)$が0（直立斜面）のときγDとh_1は0であると考え，これと流域全体の平均勾配$\ln(\overline{I_s})$，$\overline{h_1}$，及び$\overline{\gamma D}$（$\overline{h_1}$と$\overline{\gamma D}$が同定パラメータ）を結ぶ直線式を作成する．各サブ流域のγDとh_1はそのサブ流域のI_sを直線式に代入して得ることができる．

(3)　河道部モデル

河道部の合流・流下計算には，斜面部からの横流入を考慮した修正Muskingum-Cunge法[2)]を用いる．(3)式がその連続式で第4項が斜面部からの横流入を表す．

$$Q_{J+1} = C_1\cdot I_{j+1} + C_2\cdot I_j + C_3\cdot Q_j + C_4\cdot L_C\left(q_{j+1}+q_j\right) \tag{3}$$

ここで，I_j，I_{j+1}：時刻j，$j+1$の河道部上流端流量(m^3/s)，Q_j，Q_{j+1}：時刻j，$j+1$の河道部下流端流量(m^3/s)，q_j，q_{j+1}：時刻j，$j+1$の斜面部からの横流入量(m^3/s)，L_C：河道区間長(m)である．また係数C_1～C_4は次のように与える．

$$C_1 = \left(\Delta t - 2KX\right)/\left\{2K(1-X)+\Delta t\right\} \tag{4}$$

$$C_2 = \left(\Delta t + 2KX\right)/\left\{2K(1-X)+\Delta t\right\} \tag{5}$$

$$C_3 = \left\{2K(1-X)-\Delta t\right\}/\left\{2K(1-X)+\Delta t\right\} \tag{6}$$

$$C_4 = \Delta t/\left\{2K(1-X)+\Delta t\right\} \tag{7}$$

$$K = L_C/c_k \tag{8}$$

$$c_k = (\alpha\cdot\beta)^{-1}\cdot Q^{1-\beta} \tag{9}$$

$$X = 1/2\left\{1-Q/(B\cdot c_k\cdot I_C\cdot L_C)\right\} = 1/2\left\{1-R/(I_C\cdot L_C)\right\} \tag{10}$$

ここで，K：時間の次元を持つパラメータ，c_k：Kinematic Wave伝播速度(m/s)，X：無次元パラメータ，Q：流出量（m^3/s），B：水面幅(m)，I_C：河床勾配，R：径深(m)である．

(9)式に含まれる係数αとβは(11)式に示すKinematic

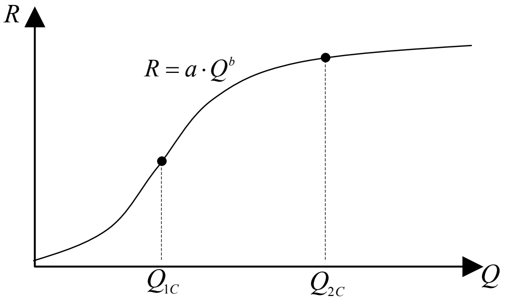

図-3 $R-Q$ 関係

Wave法の運動方程式を満足する係数であり，各河道の横断面情報を入手して決定する必要があるが，現実的に不可能であるし，多くのパラメータを要する扱いにくいモデルとなる．

そこでRegime則[3]を参考に径深 R と流量 Q の関係を(12)式のように表し，これとManningの流量算定式である(13)式から，α と β に関する(14)式と(15)式を得る．

$$A = \alpha \cdot Q^{\beta} \tag{11}$$

$$R = a \cdot Q^{b} \tag{12}$$

$$Q = A / n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \tag{13}$$

$$\alpha = n \cdot a^{-2/3} \cdot I^{-1/2} \tag{14}$$

$$\beta = 1 - 2/3 \cdot b \qquad (0 < b \leq 3/2) \tag{15}$$

ここで，a，b は係数，A ：河道の流水断面積(㎡)，Q 流量(㎥/s)，n ：Manningの粗度係数，R ：径深(m)，I ：河床勾配である．

$R-Q$ 関係図を**図-3**に示す．図中にある Q_{1C}，Q_{2C} は $R-Q$ 関係が変わる変曲点で，本研究では２つ設けた．各区間の $R-Q$ 関係は(16)式～(18)式のように，係数 a，b が変化すると考える．

$$R = \left(\frac{a_{10} \cdot n}{\sqrt{I}} \right)^{3/2} Q^{b_1 \cdot e^{(-C_2 \cdot Q / Q_{1C})}} \qquad (0 < Q \leqq Q_{1C}) \tag{16}$$

$$R = \left(\frac{a_{10} \cdot n}{\sqrt{I}} \right)^{3/2} Q_{1C}^{\{b_1 - b_1 \cdot e^{(-C_2 \cdot Q / Q_{1C})}\}} \cdot Q^{b_1 \cdot e^{(-C_2 \cdot Q / Q_{1C})}} \qquad (Q_{1C} < Q \leqq Q_{2C}) \tag{17}$$

$$R = \left(\frac{a_{10} \cdot n}{\sqrt{I}} \right)^{3/2} Q_{1C}^{(b_1 - b_1 \cdot e^{-C_2})} \cdot Q_{2C}^{\{b_1 \cdot e^{(-C_2 \cdot Q_{2C} / Q_{1C})} - b_3\}} \cdot Q^{b_3} \qquad (Q_{2C} < Q) \tag{18}$$

ここで，$C_2 = -(Q_{1C} / Q_{2C}) \ln (b_3 / b_1)$ である．

小流域の場合，流域内の河道断面形状の様相が大きく変化しないと考えれば，この $R-Q$ 関係を全ての河道区間に適用できる．この工夫によって同定パラメータは河道数に関係なく a_{10}，b_1，Q_{1C}，Q_{2C}，b_3 の５つとなる．

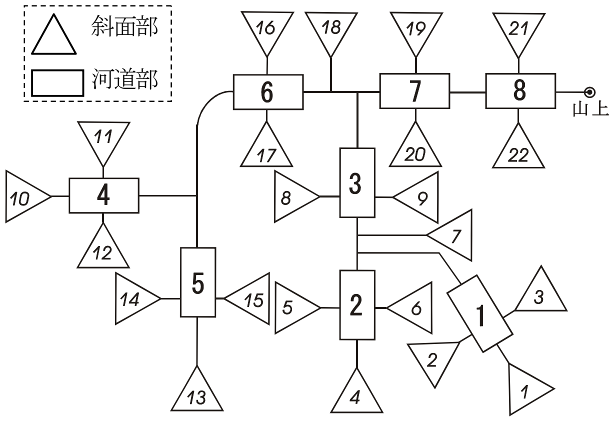

図-4 園瀬川流域の斜面と河道の分割図

なお n は全河道で0.035とし，I は各河道について地形図から読み取った値を使用する．河道部と斜面部のパラメータ同定は，各末端での総流出量が，それより上流側の総降水量より小さくなるような制約条件のもとで行う．

(4) 水位－流量パラメータ曲線法

この計算手法は流出解析モデルで得た流量から水位を推定するもので，(13)式にも示したManningの流量算定式を基礎としている．このManning式にある径深 R と断面積 A は，水位 H によって決まるから，流量 Q は，H，粗度係数 n，および動水勾配 I の関数である．

一方，$H-Q$ 曲線式は，通常次のような２次式である．

$$Q = \rho (H + \omega)^2 \tag{19}$$

ここで ρ，ω は係数である．

この曲線式もManningの流量公式と同じように，H とそれに対応する ρ，ω の関数であるから，これらの係数はManning式の n，I と関係する．したがって n と I も，ある H に対して１組決まるパラメータと仮定する．そして解析地点の $H-Q$ 関係を表すために，適当な数だけ水位を区分し，各区間に次のような $H-Q$ 式を設ける．

$$Q = \rho_i (H + \omega_i)^2 \tag{20}$$

ここで ρ_i と ω_i は水位区間 i で決まる n，I と関係する係数である．

ρ_i，ω_i の決定方法は，まず任意に設定した水位 H_1 に対応する Q_1 と ω_1 をパラメータとして与えて ρ_1 を決定する．次に Q_1 と Q_2 を $\rho_2 (H + \omega_2)^2$ で表して比をとると，ρ_2，ω_2 が次のように求まる．

$$\omega_2 = \left(H_2 \sqrt{Q_1 / Q_2} - H_1 \right) / \left(1 - \sqrt{Q_1 / Q_2} \right) \tag{21}$$

$$\rho_2 = Q_1 / (H_1 + \omega_2)^2 \tag{22}$$

これを区間数だけ繰り返せば，全区間の仮 $H-Q$ 曲線式が与えられる．そして流出モデルで計算される流量に適用して水位を計算し，観測水位との誤差を最小とする Q_i，ω_1，及び流出モデルパラメータ(17個)の組み合わせをシンプレックス法で探索する．同定後の全ての $H-Q$ 曲線式を繋げると解析地点の $H-Q$ 曲線が得られる．

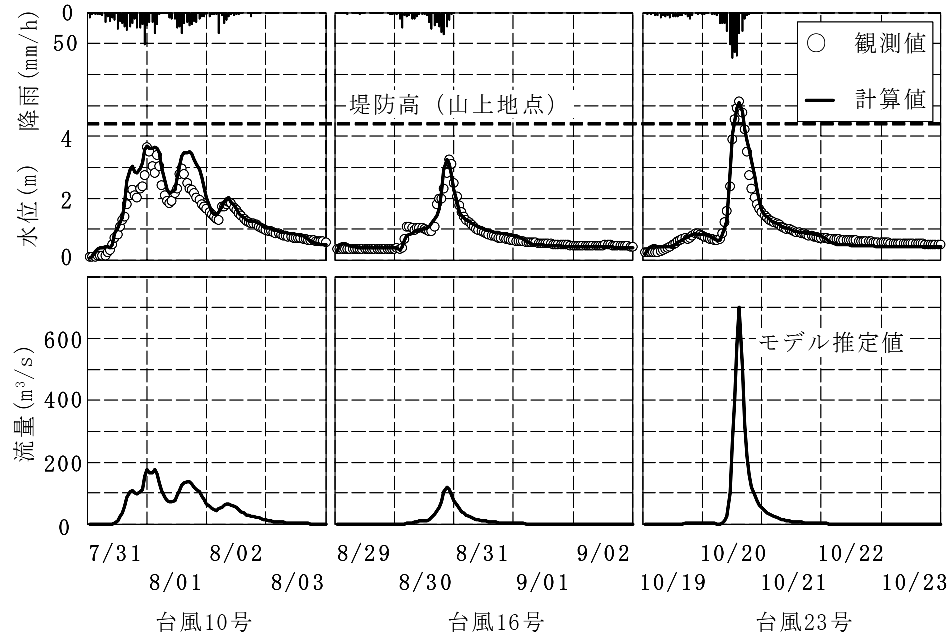

図-5　園瀬川山上水位観測所における水位再現結果と流量推定結果（平成16年台風10号，16号，23号）

表-1　園瀬川流域のパラメータ等の一覧

斜面部モデル			
N	0.13185719E+01	λ_g	0.65040453E-01
k	0.43868432E-03	λ_i	0.75376486E-03
$\overline{\gamma D}$	0.94902698E+02	λ_j	0.12237872E-02
$\overline{h_1}$	0.29808974E+02	λ_N	0.18816568E-03
f_*	0.79134088E+01	λ_P	0.58389417E-03
C_f	0.73196959E+00	q_{GC}	0.21227155E-02
河道部モデル			
a_{10}	0.27328063E+00	Q_{2C}	0.43378221E+02
b_1	0.10535133E+00	b_3	0.34908318E+00
Q_{1C}	0.28486280E+01		
水位－流量曲線（Q (m³/s)，H (m)）水位分割数：7			
Q_1	1.1	H_1	0.50
Q_2	2.6	H_2	0.80
Q_3	48.2	H_3	1.50
Q_4	128.6	H_4	3.44
Q_5	214.9	H_5	3.83
Q_6	528.9	H_6	4.86
Q_7	1797.8	H_7	6.31
		ω_1	0.25

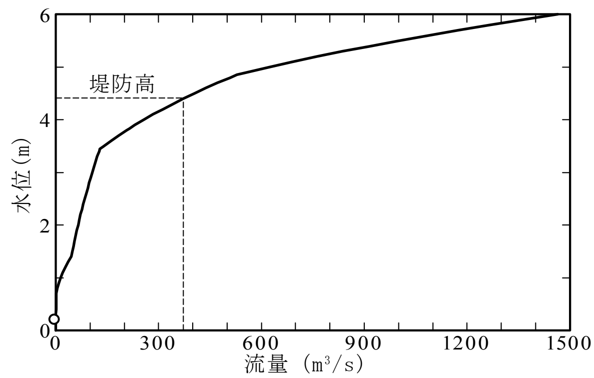

図-6　園瀬川山上水位観測所において水位－流量パラメータ法で作成した$H-Q$曲線

３．園瀬川への適用と検証

(1)　園瀬川の概要とモデルの適用方法

園瀬（そのせ）川は徳島県名東郡佐那河内村の旭ヶ丸付近から発して徳島市街を通過する，流域面積46km²，流路延長16km（基準点：山上（やまのかみ）水位観測所）の二級河川である．平成16年台風23号では外水氾濫が発生した．ここでは平成16年台風10号，16号，および23号の雨量・水位データに手法を適用した結果を述べる．

図-4に流域のサブ流域・河道分割図を示す．分布モデルは，地形図から分水界を読み取って，面積0.40km²～5.08km²の22個のサブ流域と，河道長0.57km～5.98kmの8個の河道とした．雨量は，まず流域内外に存在する13カ所の雨量観測所のデータにスプライン補完法を適用して時間雨量分布図を作成し，各サブ流域の重心に対応する雨量に，著者らが構築した遮断モデル[2)]を適用して算出した地表到達雨量を与えた．水位は山上水位観測所のデータを用い，同地点に適用する水位－流量パラメータ曲線法については水位を7分割した$H-Q$曲線式を設定した．計算単位時間は斜面部が10分で，その値を2分データに内挿補完して河道部の流下・合流計算を行い，1時間単位でパラメータ同定を行った．

(2)　モデルの適用結果

図-5にモデルで再現した水位ハイドログラフと同定されたパラメータを用いて推定した流量ハイドログラフを示す．図中の雨量は流域平均値である．**表-1**は3つの洪

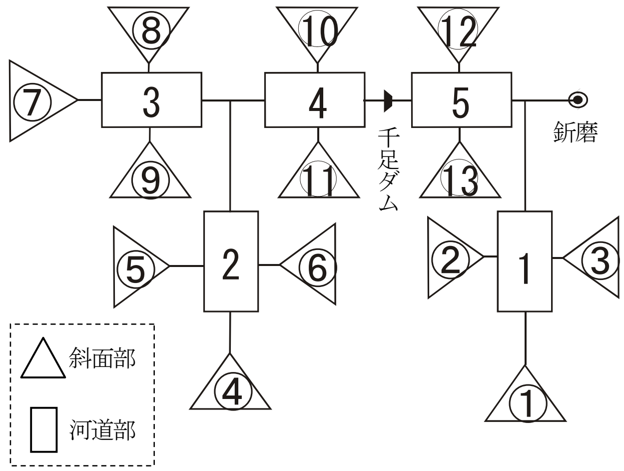

図-7 千足川流域の斜面と河道の分割図

表-2 千足川流域のパラメータ等の一覧

斜面部モデル			
N	0.75068746E+01	λ_g	0.37490575E-04
k	0.52240997E-06	λ_i	0.10300564E-04
$\overline{\gamma D}$	0.20629380E+02	λ_j	0.24836718E-04
$\overline{h}_1$	0.20333676E+01	λ_N	0.48203089E-08
f_*	0.91888576E+01	λ_P	0.53843325E-03
C_f	0.93517646E-02	q_{GC}	0.16232554E-01
河道部モデル			
a_{10}	0.11118132E+01	Q_{2C}	0.11255193E+04
b_1	0.53370713E+00	b_3	0.47259918E+00
Q_{1C}	0.38990417E+02		

水位－流量曲線（Q（m³/s），H（m））水位分割数：7							
Q_1	0.1	H_1	0.00	Q_5	22.7	H_5	1.50
Q_2	0.5	H_2	0.20	Q_6	60.4	H_6	2.00
Q_3	3.7	H_3	0.50			ω_1	0.07
Q_4	9.2	H_4	1.00				

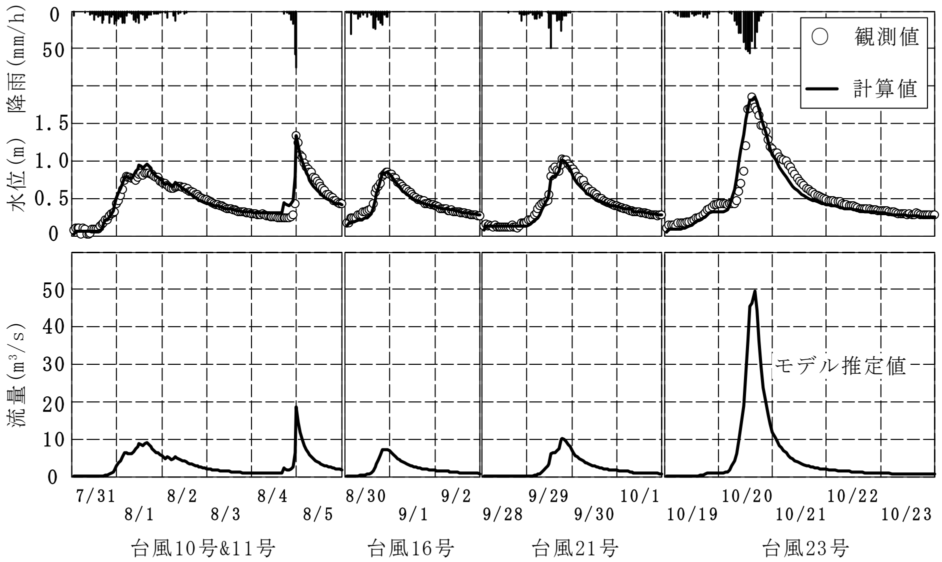

図-8 千足川釿磨水位観測所における水位再現結果と流量推定結果（平成16年台風10号，11号，16号，21号，23号）

水を使って同定した園瀬川の流出パラメータと水位－流量パラメータ曲線の値である．モデル計算値は降雨波形が複雑な台風10号の再現性は劣るものの，台風16号と23号については良好な再現性が得られていることが分かる．

(3) 洪水痕跡法との比較によるピーク流量の検証

台風23号通過後に山上水位観測所の上流約3.5kmに位置する約250mの直線河道区間で，洪水痕跡を利用して等流計算を行ったところ，ピーク流量は約650～700m³/sと見積もられた．測量地点と観測所の間に流入河川はない．モデルで推定したピーク流量700m³/sに近い値であることから，本手法の妥当性を裏付けるものであると考える．

(4) 山上水位観測所における*H-Q*曲線と同地点における河道の流下能力の評価

図-6に本手法を用いて作成した山上水位観測所の$H-Q$曲線を示す．図中に示した○印は，著者らが低水時に実測した流量（$H=0.19$m，$Q=0.5$m³/s）である．現状の堤防高（水位原点から4.36m）から氾濫するときの洪水流量を求めると370m³/s程度と見積もられる．

4．千足川への適用と検証

(1) 千足川の概要とモデルの適用方法

千足（せんぞく）川は香川県東かがわ市を流れる，流域面積9km²（基準点：釿磨（ちょうなとぎ）水位観測所），流路延長3kmの山間河川である．水位観測所では上流の千足ダム運用のために$H-Q$曲線が作成されている．ここでは平成16年台風10号をはじめとする５つの台風の雨量・水位データに本手法を適用した結果を述べる．

図-7に流域のサブ流域・河道分割図を示す．流域は地

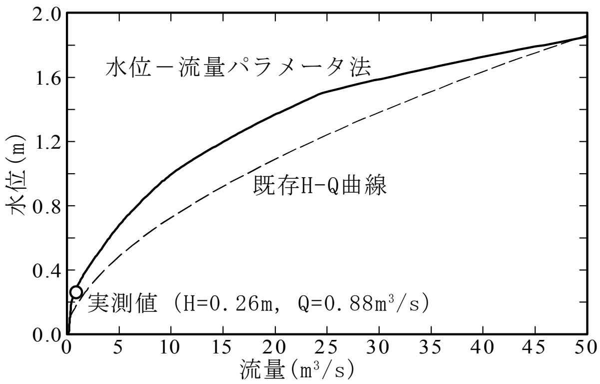

図-9 千足川新磨水位観測所において水位－流量パラメータ法で作成した $H-Q$ 曲線と既存 $H-Q$ 曲線との比較

形図から分水界を読み取った面積0.30km²～1.56km²の13個のサブ流域と，河道長0.90km～1.96kmの5個の河道からなる．ただし今回の計算ではダムより上流域の計算は行わず，ダムで記録されている放流量を河道5の上流端流量として与えた．新磨水位観測所に適用する水位－流量パラメータ曲線法については，水位を7分割した $H-Q$ 曲線式を設定した．時間雨量の与え方や流出解析の計算単位時間は園瀬川に準じる．

(2) モデルによる水位ハイドログラフの再現結果

図-8にモデルで再現した水位ハイドログラフと同定されたパラメータを用いて推定した流量ハイドログラフを示す．**表-2**は5つの洪水を使って同定した千足川の流域パラメータである．いずれの台風についてもピーク水位の再現性は良好で，本手法の有効性を窺うことができる．

(3) 既存*H-Q*曲線との比較による作成*H-Q*曲線の妥当性の検討

図-9に新磨水位観測所における本手法で作成した $H-Q$ 曲線と既存の $H-Q$ 曲線を示す．両者は台風23号で記録したピーク水位付近で一致するものの，それ以下では大きな隔たりがある．既存 $H-Q$ 曲線を検討するために，台風10号～21号で観測された水位を既存 $H-Q$ 曲線に適用して流量を算定し，遮断蒸発量も考慮して，必要な雨量を概算した．その結果，既存 $H-Q$ 曲線の流量を再現するには観測雨量の２倍程度の雨量が必要と見積もられた．また著者らが低水時に流量を実測したところ，実測流量は本研究で作成した $H-Q$ 曲線上に現れた．以上のことから本手法で作成した $H-Q$ 曲線は妥当であると判断する．

5．結論

本論文では雨量と水位情報を利用し，一般中小河川にも適用可能な取り扱い易い流出解析モデルと，そのパラメータ同定手法を提案した．そして平成16年に２つの小河川で観測された洪水データに適用して，水位ハイドログラフの再現，$H-Q$ 曲線の作成，およびピーク流量の推定を行い，方法論と計算結果の妥当性を検討した．その結果，次の成果を得ることができた．

(1) 分布型流出モデルと水位－流量パラメータ法の組み合わせによるパラメータ同定手法で，全ての洪水の水位ハイドログラフを良好に再現することができた．

(2) 園瀬川の台風23号通過時のピーク流量について，本手法で推定したピーク流量を洪水痕跡から推定したピーク流量と比較した．両者はほぼ一致し，本手法で推定したピーク流量の妥当性が示された．

(3) 千足川を対象にして，本手法で作成した $H-Q$ 曲線と既存の $H-Q$ 曲線，および低水時の実測流量と比較した．両曲線は高水位で一致し，低水時の観測流量は作成した $H-Q$ 曲線上に現れ，本手法で作成した $H-Q$ 曲線の妥当性が示された．

本研究の最大の成果は，流量情報がなくとも，信頼性のある雨量情報と水位情報があれば，流出解析モデルのパラメータ同定と $H-Q$ 曲線の作成が可能な方法論を提示できたことであり，これは予算等の制約が多い中小河川の管理において，大変有用な成果であると考える．

本論文で使用した分布型流出モデルは，斜面部と河道部の数に関係なくパラメータ数が固定されていること，パラメータ設定に必要な情報は市販の1:25000地形図から得られるという特長がある．また水位－流量パラメータ法も適用に際して現地の詳細な断面情報を必要としないため利便性が高い．今後は他の中小河川にも適用して，本手法の汎用性を検討する予定である．

謝辞：香川県千足ダムと新磨水位観測所の観測資料を提供いただきました香川県土木部河川砂防課に感謝の意を表します．

参考文献

1) 端野道夫，田村隆雄，田淵昌之，冨士川洋一：森林流域における遮断蒸発・蒸散量と流域地中保水量の分離・評価法，水工学論文集，48，pp. 31-36，2004.

2) 荒木隆夫，端野道夫，田村隆雄：河道部を含む分布型流出解析法に関する研究，平成17年度土木学会四国支部技術研究発表会，pp. 126-127，2005.

3) Ven Te Chow：HANDBOOK OF APPLIED HYDROLOGY, McGRAW-HILL,Inc.，p.7-26，1964.

(2005. 9. 30受付)