

流域・河道系洪水追跡のための貯留関数法の開発

DEVELOPMENT OF STORAGE ROUTING MODELS IN THE BASIN-CHANNEL SYSTEM

星 清¹・馬場 仁志²・橋本識秀³

Kiyoshi HOSHI, Hitoshi BABA and Norihide HASHIMOTO

¹ フェロー会員 工博 (財)北海道河川防災研究センター (〒060-0061 札幌市中央区南1西1)

² 正会員 北海道開発局石狩川開発建設部 (〒066-0026 千歳市住吉 1-1-1)

³ フェロー会員 博士 (工学) 北海道工業大学工学部土木工学科 (〒006-0817 札幌市手稲区前田 7-15)

The present study has newly developed the storage-routing approach, which can be applied to the rainfall-runoff processes in subbasins as well as flood propagations in channels. The same parameters are retained in the storage-routing model as in the kinematic wave model and hence computational burdens can significantly be reduced to synthesize outflow hydrographs even for large river basins.

The proposed approach can incorporate a nonlinear relationship between the storage and discharge and take into account loss mechanisms involved in the rainfall-runoff process. The three parameters for basin modelings are optimized via use of the Newton-Raphson method in which sensitivity coefficients (first derivatives) are analytically derived and are propagated downstream in a successive way. The six parameters contained in channel routings are all known in advance.

Some application examples show that the proposed storage-routing model provides a fairly good reproduction of flood hydrographs, when the flood flows are routed through both of subbasin and channel phases.

Key Words : Kinematic wave model, storage-routing model, flood runoff analysis, channel routing, Newton-Raphson method

1. はじめに

河川法の改定により、河川整備基本方針の策定が全国一級河川 109 水系において、急ピッチで進められている。とくに、工事実施基本計画ですでに定められている基本高水や計画高水流量配分などに関して、計画策定後の水理・水文資料の蓄積、洪水流出解析手法の進展および社会状況の変化などを踏まえて、その内容の検証を行うのが策定作業の主要課題である。

貯留関数法はこれまでの工事実施基本計画の流量改訂において、全国の河川で採用され、しかも実用上の精度を有していることから、今回の検討作業においてもそのまま踏襲されている所が多い。しかしながら、飽和雨量、一次流出率およびモデル定数の同定が必ずしも客観的に行われているとは言えない面もある。また、洪水河道追跡に貯留関数法を適用するに際にも、モデル定数の推定に経験式を用いている場合が多い。

本報告では、従来の貯留関数法の欠点を補うべく、流域モデルと河道モデルの双方に適用可能な

Kinematic wave 法の解と等価な貯留関数法を提案し、実流域に適用して、モデルの有効性を検証する。

2. 問題設定

図-1 に示すように、河道 A の末端 L での河道追跡流量 q_s と実測流量 q_{st}^* の誤差の2乗和が最小となるように流出モデル定数 (c_1, c_2, c_3) を数学的最適化手法 (ニュートン法) を用いて同定する。すなわち、目的関数は次式で定義される。

$$\text{Min} J = \sum_{i=1}^N \frac{[q_{st}^* - q_{st}(K)]^2}{(q_{st}^*)^2} \quad (1)$$

ここに、 N : 流量データ数、 $K = [c_1 \ c_2 \ c_3]^T$

なお、流域①からの流出量 $q_0(K)$ の感度係数ベクトル $\partial q_0 / \partial K$ ($\partial q_0 / \partial c_1, \partial q_0 / \partial c_2, \partial q_0 / \partial c_3$) は既知とする。ニュートン法によるモデル定数の最適化問題では、定数 (c_1, c_2, c_3) に関する河道末端流量 q_s の感度係数ベクトル $\partial q_s / \partial K$ ($\partial q_s / \partial c_1, \partial q_s / \partial c_2, \partial q_s / \partial c_3$) が算出できれば、問題はほぼ解決されたと考えてよい。

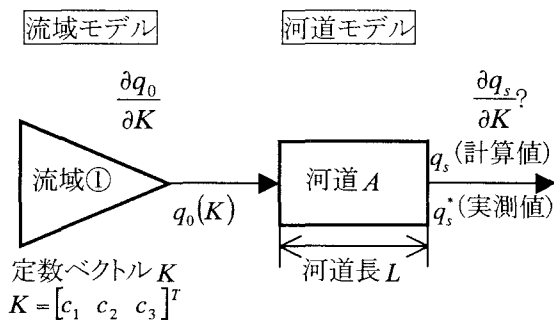


図-1 基本流域・河道モデル

3. 分割流域における流出モデル^{1), 2), 3)}

分割流域における流出モデルとして、降雨流出過程に含まれる損失成分と地下水流出成分を考慮した以下の貯留関数法を採用する。

$$\frac{ds}{dt} = r - q - b + q_b \quad (2)$$

$$s = k_1 q^{p_1} + k_2 \frac{d}{dt} (q^{p_2}) \quad (3)$$

$$b = \alpha_1 q \quad (4)$$

$$q_b = q_{in} \exp(-\lambda t) \quad (5)$$

ここに、 s : 貯留高(mm)、 r : 観測雨量(mm/h)、 q : 観測流出高(mm/h)、 b : 損失高(mm/h)、 q_b : 地下水流出高(mm/h)、 q_{in} : 初期流出高(mm/h)、 k_1, k_2 : 貯留係数、 α_1 : 損失係数、 p_1, p_2 : 貯留指数、 λ : 減衰係数

式(3)に示される貯留方程式は Kinematic wave 法の解を集中化したもので、モデル定数は次式で表現される¹⁾。

$$p_1 = 0.6, \quad p_2 = 0.4648 \quad (6)$$

$$k_1 = c_1 A_r^{0.24}, \quad k_2 = c_2 k_1^2 (\bar{r})^{-0.2648} \quad (7)$$

ここに、 A_r : 流域面積(km²)、 $\bar{r}$: 平均雨量強度(mm/h)、 c_1, c_2 : 未知定数

式(4)は降雨流出過程に含まれるすべての損失成分を損失項 b で表現している。また、式(5)は地下水流出成分で、流域内の初期貯留量を考慮するために導入されている。なお、北海道における洪水解析結果、本報告では $\lambda = 0.019$ に固定した。

その結果、本報告での未知定数は、 c_1, c_2, α_1 の3個であり、その最適値は河道追跡を通して、流量観測基準点毎に同定される。

式(2)と(3)の貯留関数モデルは、次の非線形連立微分方程式に変換される。

$$\left. \begin{aligned} \frac{dy_1}{dt} &= f_1(y_1, y_2) = y_2 \\ \frac{dy_2}{dt} &= f_2(y_1, y_2) \\ &= -\frac{k_1}{k_2} \frac{p_1}{p_2} y_1^{p_1/p_2-1} y_2 - \frac{c_3}{k_2} y_1^{1/p_2} + \frac{1}{k_2} (r + q_b) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

ここに、

$$y_1 = q^{p_2}, \quad y_2 = \frac{d}{dt} (q^{p_2}) \quad (9)$$

$$c_3 = 1 + \alpha_1 \quad (10)$$

式(8)の線形化による数値解法は参考文献 3)に詳述されている。

次に、図-1 に示される分割流域からの流出量に関する感度ベクトル $\partial q_0 / \partial K$ を算出する。式(8)をモデル定数 k_1, k_2, c_3 で微分すると、式(11)が得られる。

$$\frac{d}{dt} \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & I \\ a_1 I & a_2 I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \end{bmatrix} \quad (11)$$

ここに、

$$U_1 = \begin{bmatrix} \frac{\partial y_1}{\partial k_1} & \frac{\partial y_1}{\partial k_2} & \frac{\partial y_1}{\partial c_3} \end{bmatrix}^T, \quad U_2 = \begin{bmatrix} \frac{\partial y_2}{\partial k_1} & \frac{\partial y_2}{\partial k_2} & \frac{\partial y_2}{\partial c_3} \end{bmatrix}^T \quad (12)$$

$$D_1 = [0 \ 0 \ 0]^T, \quad D_2 = [d_1 \ d_2 \ d_3]^T \quad (13)$$

$$\left\{ \begin{aligned} a_1 &= \frac{\partial f_2}{\partial y_1} = -\frac{k_1}{k_2} \frac{p_1}{p_2} \left(\frac{p_1}{p_2} - 1 \right) (y_1^*)^{p_1/p_2-2} \\ &\quad \cdot (y_2^*) - \frac{c_3}{k_2 p_2} (y_1^*)^{1/p_2-1} \\ a_2 &= \frac{\partial f_2}{\partial y_2} = -\frac{k_1}{k_2} \frac{p_1}{p_2} (y_1^*)^{p_1/p_2-1} \end{aligned} \right. \quad (14)$$

$$\left\{ \begin{aligned} d_1 &= \frac{\partial f_2}{\partial k_1} = -\frac{1}{k_2} \frac{p_1}{p_2} (y_1^*)^{p_1/p_2-1} (y_2^*) \\ d_2 &= \frac{\partial f_2}{\partial k_2} = \frac{1}{k_2^2} \left\{ k_1 \frac{p_1}{p_2} (y_1^*)^{p_1/p_2-1} (y_2^*) \right. \\ &\quad \left. + c_3 (y_1^*)^{1/p_2} - (r + q_b) \right\} \\ d_3 &= \frac{\partial f_2}{\partial c_3} = -\frac{1}{k_2} (y_1^*)^{1/p_2} \end{aligned} \right. \quad (15)$$

式(11)中の 0 と I はそれぞれ、 (3×3) のゼロ行列と単位行列である。また、 $a_1 I$ と $a_2 I$ は (3×3) の対角行列である。なお、式(14)と(15)中の y_1^* と y_2^* は、現時点より1ステップ前における y_1 と y_2 の値で既知量である。式(11)の線形微分方程式は離散化方程式に変換される⁴⁾。

式(7)の未知定数 c_1 と c_2 及び式(10)の c_3 に関する感度係数は、式(9)の逆変換 $q = (y_1)^{1/p_2}$ と式(12)の解 U_1 から次式で求められる。

$$\begin{cases} \frac{\partial q}{\partial c_1} = (A_r^{0.24}) \left(\frac{1}{p_2} y_1^{1/p_2-1} \right) \frac{\partial y_1}{\partial k_1} \\ \frac{\partial q}{\partial c_2} = (k_1^2 \bar{r}^{-0.2648}) \left(\frac{1}{p_2} y_1^{1/p_2-1} \right) \frac{\partial y_1}{\partial k_2} \\ \frac{\partial q}{\partial c_3} = \frac{1}{p_2} y_1^{1/p_2-1} \frac{\partial y_1}{\partial c_3} \end{cases} \quad (16)$$

4. 河道追跡モデル

(1) Kinematic wave 法の貯留関数法への変換

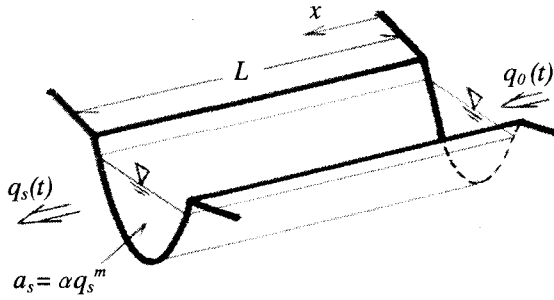


図-2 河道流モデル

図-2 に示す横流入量がない場合の河道における Kinematic wave 法の基本方程式は次式で与えられる。

$$\frac{\partial a_s}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 \quad (17)$$

$$a_s = \alpha q_s^m \quad (18)$$

$$s_s = \int_0^L a_s(x, t) dx \quad (19)$$

$$q_s(x, 0) = 0, \quad q_s(0, t) = q_o(t) \quad (20)$$

ここに、 t : 時間(s)、 x : 河道距離(m)、 q_s : 河道流量(m^3/s)、 a_s : 横断面積(m^2)、 L : 河道長(m)、 α, m : 河道流定数である。

式(20)はそれぞれ、流量に関する初期条件と上流端境界条件である。

河道流における Kinematic wave 法を貯留関数法に変換するためには、両モデルのパラメータ間の関係を定量化する必要がある。そこで、実用解析上、モデルパラメータの算定近似式を提案するために、式(17)～式(20)を無次元化して、対象変数の数を減らす方策を考える。

今、実領域での変数 x (距離)、 t (時間)、 s_s (河道貯留量)、 q_s (河道流出量)、 a_s (河道断面積) の基準化演算子をそれぞれ x_*, t_*, s_*, q_*, a_* と定義すると、変数は次式により無次元化される。

$$\begin{aligned} x &= x_* X, & t &= t_* T, & s_s &= s_* S_s, \\ q_s &= q_* Q_s, & a_s &= a_* A_s \end{aligned} \quad (21)$$

ここに、 X, T, S_s, Q_s, A_s はそれぞれ、距離、時間、貯留量、流量、横断面積の無次元量である。

式(21)を式(17)～式(19)に代入すると次式が得られる。

$$\frac{\partial A_s}{\partial T} + \frac{q_* t_*}{a_* x_*} \frac{\partial Q_s}{\partial X} = 0 \quad (0 \leq X \leq 1) \quad (22)$$

$$A_s = \frac{\alpha q_*^m}{a_*} Q_s^m \quad (23)$$

$$S_s = \frac{a_* x_*}{s_*} \int_0^1 A_s dX \quad (24)$$

よって、基準化演算子に関する係数を 1 とすれば次式が得られる。

$$t_* = a_* x_* / q_*, \quad a_* = \alpha q_*^m, \quad s_* = a_* x_* \quad (25)$$

ここで、 $x_* = L$ (対象河道長)、 $q_* = \bar{q}_0$ (上流端流入ハイドログラフの平均値) とすれば、式(25)の基準化演算子は次式で定義される。

$$t_* = \alpha L (\bar{q}_0)^{m-1}, \quad a_* = \alpha (\bar{q}_0)^m, \quad s_* = \alpha L (\bar{q}_0)^m \quad (26)$$

したがって、式(22)～式(24)は次式で示される無次元 Kinematic wave 方程式に変換される。

$$\frac{\partial A_s}{\partial T} + \frac{\partial Q_s}{\partial X} = 0 \quad (0 \leq X \leq 1) \quad (27)$$

$$A_s = Q_s^m \quad (28)$$

$$S_s = \int_0^1 A_s dX \quad (29)$$

ただし、上流端境界条件と初期条件はそれぞれ、以

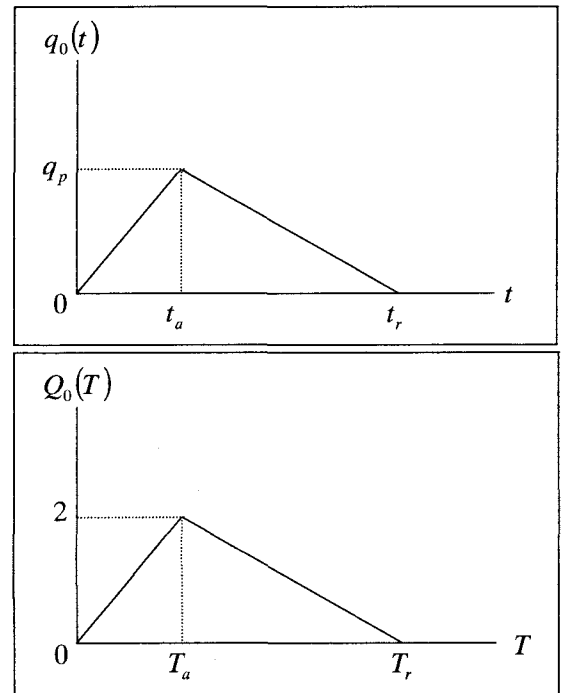


図-3 流入三角形ハイドログラフの変換

下の式で与えられる。

$$Q_s(0, T) = Q_0(T), \quad Q_s(X, 0) = 0 \quad (30)$$

図-3の上側は次元を有する流入三角形ハイドログラフであり、下側はその無次元ハイドログラフであり、 $Q_0(T)$ のピーク値は2となる。

すなわち、次元を有する(17)式と(18)式の Kinematic wave 法の変数と(27)式と(28)式で表わされる無次元 Kinematic wave 法の変数の対応関係は、次式となり、

$$(\alpha, m, L, q_p, t_a, t_r) \rightarrow (1, m, 1, 2, T_a, T_r) \quad (31)$$

変数の個数が6個から3個に減少する。このため、パラメータの推定式の決定が容易となる。

本報告では、流域流出解析と同様に、河道追跡における式(27)と(28)の Kinematic wave モデルを次の貯留関数モデルに集中化する。

$$S_s = K_3 Q_s^{p_3} + K_4 \frac{d}{dT} (Q_s^{p_4}) \quad (32)$$

$$\frac{dS_s}{dT} = Q_0 - Q_s \quad (33)$$

ここに、 K_3, K_4 : 無次元貯留係数、 Q_0 : 無次元領域での上流端流入量ハイドログラフ(図-3 参照)である。

図-3の下側に示される三角形ハイドログラフを考慮する場合、無次元領域での変数は m, T_a, T_r だけとなる。式(27)～式(30)の無次元 Kinematic wave モデルを数値解法する場合⁵⁾、 $T_r = 4$ と固定し、ピーク流量生起時刻 $T_a = 0.5(0.5)3.0$ の6通り、指数 $m = 0.5(0.05)0.95$ の10通りとして、合計60ケースを選定した。

下流末端 $L = 1$ における流出量と式(29)の貯留量の数値解に無次元貯留関数モデル式(32)と式(33)にあてはめ、4個のモデルパラメータ K_3, K_4, p_3, p_4 をニュートン法を用いて同定した。また、実用推定式を提案するため、4個のパラメータをそれぞれ、 $m, T_a/T_r$ の関数で表す近似式を作成した⁶⁾。

多くの流入量ハイドログラフは図-3に示される三角形波形で近似できる。このとき、洪水継続時間(t_r)とピーク流量生起時刻(t_a)の比は、 $t_a/t_r = T_a/T_r$ となる。実際問題として、 t_a/t_r は洪水毎に異なるが、2山流入ハイドログラフを含め、Kinematic wave 法と貯留関数法の解を比較した結果、 $t_a/t_r = 0.5$ (二等辺三角形)と設定しても、実用上十分な精度で河道流出ハイドログラフが再現されることを確認している⁷⁾。

(2) 河道流出量の感度係数

式(32)の貯留方程式は流域モデルの流出解析で用いられた式(3)と同一形式である。したがって、河道モデルの解法は流出モデルのそれに準拠すればよい。

図-1に示される河道末端での流出量の感度係数ベクトルは、式(11)の導出と同様に、次式で算出される。

$$\frac{d}{dT} \begin{bmatrix} W_1 \\ W_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & I \\ a_3 I & a_4 I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} W_1 \\ W_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} D_3 \\ D_4 \end{bmatrix} \quad (34)$$

ここに、

$$W_1 = \begin{bmatrix} \frac{\partial z_1}{\partial c_1} & \frac{\partial z_1}{\partial c_2} & \frac{\partial z_1}{\partial c_3} \end{bmatrix}^T, \quad W_2 = \begin{bmatrix} \frac{\partial z_2}{\partial c_1} & \frac{\partial z_2}{\partial c_2} & \frac{\partial z_2}{\partial c_3} \end{bmatrix}^T \quad (35)$$

$$\left. \begin{aligned} D_3 &= \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}^T \\ D_4 &= \begin{bmatrix} c_5 \frac{\partial Q_0(K)}{\partial c_1} & c_5 \frac{\partial Q_0(K)}{\partial c_2} & c_5 \frac{\partial Q_0(K)}{\partial c_3} \end{bmatrix}^T \end{aligned} \right\} \quad (36)$$

$$z_1 = Q_s^{p_4}, \quad z_2 = \frac{d}{dt} (Q_s^{p_4}) \quad (37)$$

$$\left. \begin{aligned} a_3 &= -c_4 p_5 (z_1^*)^{p_5-1} (z_2^*) - c_5 p_6 (z_1^*)^{p_6-1} \\ a_4 &= -c_4 (z_1^*)^{p_5} \end{aligned} \right\} \quad (38)$$

$$\left. \begin{aligned} c_4 &= \frac{K_3 p_3}{K_4 p_4}, \quad c_5 = \frac{1}{K_4} \\ p_5 &= \frac{p_3}{p_4} - 1, \quad p_6 = \frac{1}{p_4} \end{aligned} \right\} \quad (39)$$

式(34)中の 0 と I はそれぞれ、 (3×3) のゼロ行列と単位行列である。また、 $a_3 I$ と $a_4 I$ は (3×3) の対角行列である。なお、式(38)中の z_1^* と z_2^* は1ステップ時刻前の z_1 と z_2 の値で既知量とする。

式(36)に示されるように、式(34)の強制項ベクトル D_4 に分割流域からの流出量に関する感度係数が取り込まれていることがわかる。

実領域における河道末端流出量 q_s とその感度係数は、式(21)の関係式と式(37)の逆変換により、次式で計算される。

$$q_s = q \cdot Q_s = (\bar{q}_0) z_1^{1/p_4} \quad (40)$$

$$\frac{\partial q_s}{\partial c_i} = q \cdot \frac{\partial Q_s}{\partial c_i} = (\bar{q}_0) \left(\frac{1}{p_4} z_1^{1/p_4-1} \right) \frac{\partial z_1}{\partial c_i} \quad (i = 1, 2, 3) \quad (41)$$

式(41)の右辺に示される感度係数は式(35)のベクトル W_1 で与えられる。また、 $\bar{q}_0$ は前述したように、上流端流入量ハイドログラフの平均値である。

式(1)の目的関数の最小化のために、ニュートン法を用いて、流出モデル定数(c_1, c_2, c_3)の最適化を行う。このとき、ニュートン法の解法に必要な情報量は式(40)と(41)で与えられる。

5. 適用例と考察

ここでは、実河道における河道追跡の計算手順を詳述し、モデル定数の同定過程及び計算ハイドログラフの再現性を検証する。解析対象流域は、石狩川水

系雨竜川流域(流域面積 $A_r = 1,713 \text{ km}^2$)である。流量観測基準点は多度志及び雨竜橋の2地点である。適用例として、この流域では大洪水の1つに数えられる1988(昭和 63)年8月洪水を選定した。図-4 に雨竜川流域の洪水解析に用いられる流域・河道分割が示されている。

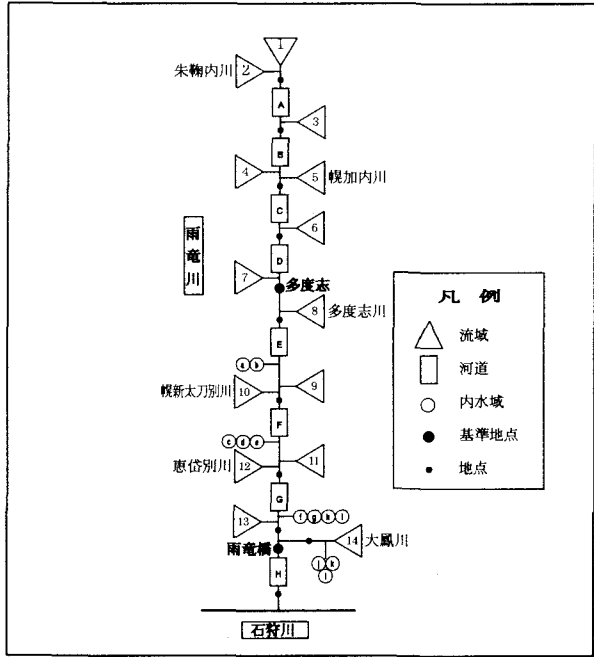


図-4 雨竜川流域分割図

- 以下に多度志地点における解析例をとりあげ、その入力条件と計算手順を述べる。
- (a) 図-4 に示すように、多度志地点(流域面積 $=996 \text{ km}^2$)では 7 個の分割流域における流出解析と 4 個の分割河道での洪水追跡が必要である。
 - (b) 分割流域の流域面積とその流域平均降雨量を用いて、式(7)の貯留係数を計算する。
 - (c) 河道モデルでは、河道断面積(a_s)と流量(q_s)を関係づける式(18)の河道定数 α と m を決定する。また、区間河道長 L (m)を用意する。
 - (d) 河道定数 m と近似式^{6), 7)}を用いて、河道追跡モデル定数(K_3, K_4, p_3, p_4)を求める。
 - (e) 各分割河道への入力状態がどうなっているかを表-1 に示す。表-1 から明らかなように、感度係数ベクトルが順次下流へ伝達されていることが分かる。多度志地点での流量と最適同定(ニュートン法)に必要な感度係数ベクトルは、それぞれ、表-1 に示される q_{TA} と $\partial q_{TA} / \partial K$ で与えられる。
 - (f) 多度志地点では、モデル定数の初期値を $c_1 = 10.00$ 、 $c_2 = 0.150$ 、 $c_3 = 1.500$ として、8回の繰り返し計算で最適値 $c_1 = 6.837$ 、 $c_2 = 0.545$ 、 $c_3 = 2.013$ が得られている。

図-5 には多度志地点における実測ハイドログラフと

表-1 多度志地点における河道追跡の入力関係

河道 流出量	河道 流入量	感度係数ベクトル
A	① ②	$\frac{\partial q_A}{\partial K} = \frac{\partial}{\partial K} (q_1 + q_2)$
B	③ A	$\frac{\partial q_B}{\partial K} = \frac{\partial}{\partial K} (q_3 + q_A)$
C	④ ⑤ B	$\frac{\partial q_C}{\partial K} = \frac{\partial}{\partial K} (q_4 + q_5 + q_B)$
D	⑥ C	$\frac{\partial q_D}{\partial K} = \frac{\partial}{\partial K} (q_6 + q_C)$
q_{TA}	⑦ D	$\frac{\partial q_{TA}}{\partial K} = \frac{\partial}{\partial K} (q_7 + q_D)$
①: 分割小流域①、 A : 分割河道 A 、 q_i : 流域①からの流出量、 q_A : 河道 A からの流出量、 q_{TA} : 多度志地点の流出量、 K : 定数ベクトル		

計算ハイドログラフを比較して示した。計算ハイドログラフの再現性が非常によいことが分かる。ピーク流量の相対誤差は 5.9%と小さい。

図-6 には、多度志地点における実測流量を上流境界条件に用いたときの雨竜橋地点(流域面積 $=1,661 \text{ km}^2$)での計算ハイドログラフが示されている。実測・計算ハイドログラフおよびピーク流量の相対誤差は、それぞれ、12.2%、8.43%と実用上十分な精度を有している。なお、多度志より下流に位置する分割流域⑧から⑭までの流出モデル定数の最適値は、6回の繰り返し計算で、 $c_1 = 18.93$ 、 $c_2 = 0.063$ 、 $c_3 = 1.187$ が得られた。

つぎに、一級河川後志利別川流域(流域面積 $=720 \text{ km}^2$ 、主河道長 $=80 \text{ km}$)における洪水解析例を示す。図-7 に解析に用いる分割流域と分割河道の概要を示す。流量観測基準点は今金地点(流域面積 $=361 \text{ km}^2$)である。流域上流には多目的ダムである美利河ダムが平成

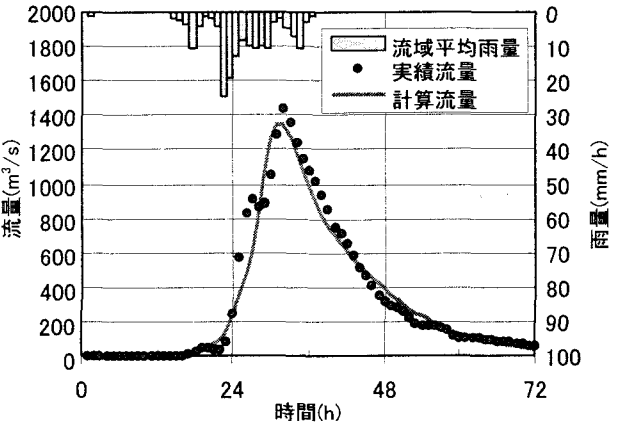


図-5 多度志におけるハイドログラフ

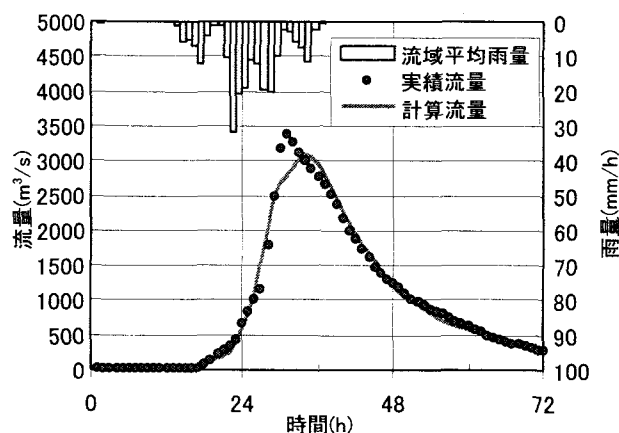


図-6 雨竜橋におけるハイドログラフ

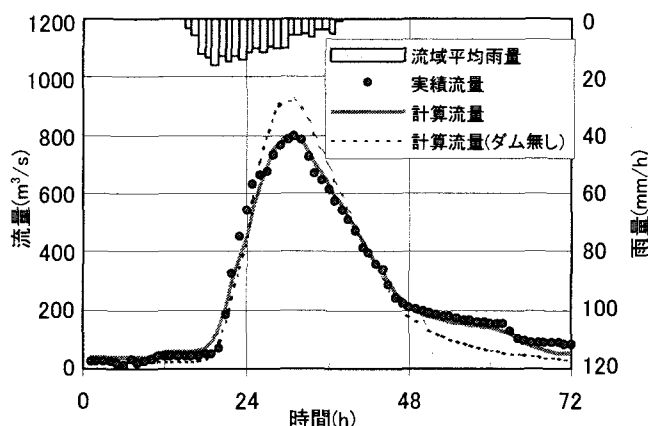


図-8 美利河ダム調節効果(今金地点)

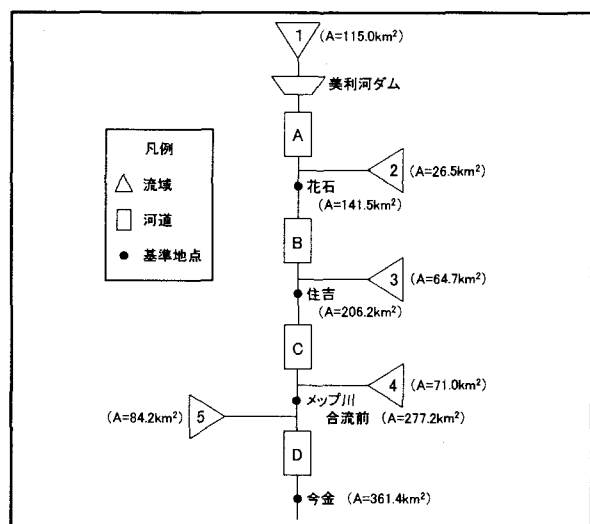


図-7 後志利別川流域分割図

4年に竣工している。この流域では、1998(平成10)年5月に大出水を経験し、美利河ダムにおいて洪水調節が行われた。洪水調節後の今金地点での観測ピーク流量は、約800m³/s(比流量=2.21m³/s/km²)であり、洪水規模は大きかったと言える。

現在、公共事業の効果を事後評価する目的で、洪水後のダムによる洪水調節効果を迅速に評価し、これを公表するシステム作りが強く求められている。その一例として、美利河ダムの有無による今金地点の流量及び水位がどのように変化したのかを考察する。

図-7に示すように、今金地点では5個の分割流域における流出解析と4個の分割河道での洪水追跡を行い、流出モデル定数 c_1 、 c_2 及び c_3 の最適値を同定する必要がある。まず、ダム放流量を与えて、分割流域②から⑤までの流出モデル定数の最適値 $c_1 = 8.473$ 、 $c_2 = 0.140$ 、 $c_3 = 1.211$ が6回の繰り返し計算で得られた。図-8には実測・計算ハイドログラフの比較が示されており、ピーク流量の適合度がよいことが分かる。

つぎに、先に同定した最適定数を分割流域①の流出解析に適用して、ダム無しと想定した場合のハイドログラフ算出結果が、図-8中に示されている。ダム無し時のピーク流量は917.6m³/sである。美利河ダムの洪水調節による効果はハイドログラフのピーク近傍で顕著であり、ピーク流量は118m³/s(水位では約40cm)減少している。

今後は、本報告で展開してきた流域流出・河道追跡併用モデルを多くの流域に適用して、流出モデル定数(c_1 、 c_2 、 c_3)の総合化を図る必要がある。

参考文献

- 1) 星 清・山岡勲: 雨水流法と貯留関数法との相互関係, 第26回水理講演会論文集, pp.273-278, 1982.
- 2) 馬場仁志・星 清・橋本識秀: 損失機構を組み合わせた貯留関数モデルの総合化, 水工学論文集, 第43巻, pp.1085-1090, 1999.
- 3) 佐々木靖博・星 清・井出康郎・松木賢治: 北海道における損失項を含む総合化貯留関数法, 土木学会北海道支部論文報告集, 第56号(B), pp.210-215, 2000.
- 4) 星 清: やさしい微分方程式の数値解法, 土木試験所月報, No.395, pp.29-38, 1986.
- 5) Li, R. M., Simons, D. B. and Stevens, M. A.: Nonlinear Kinematic Wave Approximation for Water Routing, Water Resources Research, Vol.11, No.2, pp.245-252, 1975.
- 6) Devarajan, S.T.: Storage Function Model for Kinematic Channel Routing without Lateral Inflow, Master Thesis, 49p., Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, 1983.
- 7) 宮原雅幸・星 清・橋本識秀: 河道追跡のための貯留関数法, 土木学会北海道支部論文報告集, 第55号(B), pp.18-23, 1999.

(2000.4.17 受付)