

流水制御過程を導入した実時間分布型流出予測手法の複数ダム流域への展開

A REAL-TIME RUNOFF PREDICTION METHOD USING A DISTRIBUTED RUNOFF MODEL INCORPORATING MULTIPLE DAM RESERVOIR OPERATION

立川 康人¹・福山 拓郎²・椎葉 充晴³・萬 和明⁴・キム スンミン⁵
Y. TACHIKAWA, T. FUKUYAMA, M. SHIIBA, K. YOROZU and S. KIM

- ¹ 正会員 博(工) 京都大学 准教授 大学院工学研究科 (〒 615-8540 京都市西京区京都大学桂 C1)
² 正会員 修(工)(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 (〒 406-0036 山梨県笛吹市石和町窪中島 197-1)
³ 正会員 工博 京都大学 教授 大学院工学研究科 (〒 615-8540 京都市西京区京都大学桂 C1)
⁴ 正会員 博(工) 京都大学 助教 大学院工学研究科 (〒 615-8540 京都市西京区京都大学桂 C1)
⁵ 正会員 博(工) 京都大学 講師 大学院工学研究科 (〒 615-8540 京都市西京区京都大学桂 C1)

A real-time runoff prediction system based on the Kalman filter theory using a distributed runoff model incorporating dam reservoir operation is extended to apply a basin with multiple dam reservoirs. A reservoir operation modeled with a function of inflow, outflow and reservoir storage is represented by a linear function of state variables using the statistical linearization method, which is incorporated into an entire state update vector equation composed of river discharges, dam inflows, outflows and storages in a distributed hydrologic system. An application to the Kizu River basin with five dam reservoirs successfully shows updating of state variables, which realizes fully distributed forecasting.

Key Words: Real-time flood forecasting, Kalman filter, multiple dam reservoirs, distributed runoff model

1. はじめに

カルマンフィルタ理論を導入した実時間流出予測は、山地域のダム流入量の予測など、基本的に自然状態での流出予測を対象としてきた^{1,2)}。最近では分布型流出モデルが一般的な流出解析手法として用いられるようになり、ダム貯水池による流水制御過程を導入した一体的な分布型流出モデルが実現されている^{3,4)}。分布型流出モデルによる予測の利点は、任意地点での予測を対象とすることである。そのため分布型流出モデルとフィルタリング手法を組み合わせることで流域全体の状態量を観測情報を用いて時々刻々推定することができれば、その効果が観測情報のない地点にも及んで、そこでの予測精度を向上させることが可能になると考えられる。そこで筆者らの研究グループでは分布型流出モデルにカルマンフィルタ理論を導入した実時間流出予測手法を提案してきた^{5,6)}。

ダム上流域だけでなく下流域を含めて流域一体とした実時間流出予測システムを構築するためには、ダム貯水池による流水制御過程を流出予測システムに組み込む必要がある。その手法として、筆者らはダムによる流水制御過程も状態方程式の中に組み込み、流域全体の雨水挙動を一つの状態空間型モデルとして扱ってフィルタリング手法を導入することを提案した⁶⁾。本研究では、この手法が複数のダムを有する場合にも適用できるように拡張し、5つのダムを持つ淀川水系の木津川流域に適用した結果を示す。

2. 状態方程式の構成法

(1) 予測方式の基本的な考え方

時刻 t_i, t_{i-1} での流水の挙動を表す状態量ベクトルを Q_i, Q_{i-1} とし、その時間推移式を

$$X_i Q_i = Y_i Q_{i-1} + E d_{i,i-1} \quad (1)$$

という形で構成する。図-1は図-2を例とする流域に対して想定する状態量ベクトルであり、 k 番目の河道区分下端での河川流量を Q_k 、ダム貯水池への流入量を I 、ダム貯水池からの放流量を O 、ダム貯水池の貯水量を V とする状態方程式を構成する。次節以降で示すように、 X_i, Y_i は時刻 i までに得られる状態量で表わされる既知の係数行列、 $d_{i,i-1}$ は側方流入量および定数によって定まる既知の定数ベクトル、 E は単位行列である。

(1) 式にシステムノイズを加えた状態方程式と観測方程式を用いて状態空間型モデルを構成すれば、カルマンフィルタによる逐次状態推定と予測のアルゴリズムを導入することができる。次節で(1)式の構成法を示す。

(2) 河道での洪水追跡モデルの逐次線形化

河道流はキネマティックウェーブモデル

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q, \quad Q = \alpha A^m \quad (2)$$

で追跡する。ここで t は時間、 x は各河道区間上端からの距離、 Q は河道流量、 A は通水断面積、 q は河道区分に対する側方流入量であり分布型流出モデル³⁾によって計算された値を用いる。この式を差分化すると、時

$$\mathbf{Q} = [Q_1, Q_2, V_A, O_A, I_A, Q_3, Q_4, V_B, O_B, I_B, Q_5, Q_6, Q_7, Q_8, V_C, O_C, I_C, Q_9, Q_{10}, Q_{11}, Q_{12}, Q_{13}, Q_{14}, Q_{15}, Q_{16}]^T$$

図-1 複数ダムを対象とする場合の状態量ベクトルの例

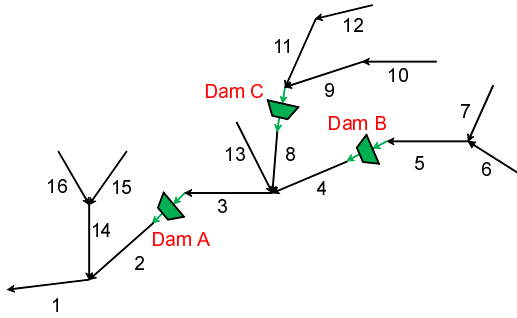


図-2 複数のダム貯水池が存在する流域の例

刻 i での河道区分 p の下端の流量を Q_p^i , それに上流から接続する河道区分 u の下端の流量を Q_u^i として,

$$Q_p^i = A_p^1 Q_u^i + A_p^2 Q_u^{i-1} + A_p^3 Q_p^{i-1} + d_p^{i,i-1} \quad (3)$$

と表わすことができ^{5, 6)}, (1) 式の一部となる. A_p^1, A_p^2, A_p^3 は時刻 i までに得られる状態量で表わされる既知の係数である. また $d_p^{i,i-1}$ は側方流入量および定数によって定まる既知の定数である.

(3) ダム貯水池における連続式の線形化

ダム貯水池からの放流量を O , 貯水池湖面の面積を A_l , 降雨強度を r とすると, 貯水池の連続式は

$$\frac{dV}{dt} = I - O + A_l r \quad (4)$$

となる. 降雨による項は他の項よりも小さいとし, 上式を差分近似すると次式となり, (1) 式の一部となる.

$$V^i = \frac{\Delta t}{2}(I^i - O^i) + V^{i-1} + \frac{\Delta t}{2}(I^{i-1} - O^{i-1}) \quad (5)$$

3. ダム貯水池における流水制御過程のモデル化

河道流およびダム貯水池の状態推移式は (3) 式と (5) 式によって構成される. 次に洪水制御を対象とし, ダム貯水池からの放流量 O_i を O_{i-1} , 流入量 I_i, I_{i-1} , 貯水量 V_{i-1} の関数として表現し, 状態方程式を完成させる.

(1) 流水制御過程のモデル化

我が国の多目的ダム貯水池は, 一般に以下の操作を基本としてダムの操作過程が定められている⁷⁾.

- 通常時の操作
- 洪水警戒体制中の操作
 - すりつけ操作・水位維持操作
 - 洪水調節操作
 - 異常洪水時操作 (ただし書き操作)
 - 後期放流操作

これらの流水制御過程をモデル化する.

a) 通常時の操作

洪水期間は制限水位, 非洪水期間は常時満水位を目標として, その水位を保つあるいは近づけるよう操作する. ここでは対象とする時刻 i の 1 ステップ前 (1 時間前) の流入量 I^{i-1} が, 洪水調節開始流量 Q_f の半分以下であるときに, 次の操作を行うものとした.

$$O^i = \begin{cases} 1.01 \frac{I^{i-1} + I^i}{2}, & I^{i-1} < \frac{Q_f}{2}, V^i < V_r \text{ のとき} \\ 0.99 \frac{I^{i-1} + I^i}{2}, & I^{i-1} < \frac{Q_f}{2}, V^i \geq V_r \text{ のとき} \end{cases} \quad (6)$$

V_r は目標とする貯水量である. 流入量を 1% 変化させた放流量を設定して, 目標の水位に近づけることとした. 現在時刻の貯水量 V^i は (5) 式を用いて計算する.

b) すりつけ操作

前時刻の流入量 I^{i-1} が $Q_f/2$ よりも大きくなった時点から洪水警戒体制中の操作に移行するものとする. ダム操作規定には洪水警戒体制に入る詳細な数値条件は明記されていないため, 試算によりこのように設定した. 貯水位が制限水位以下であれば, 少しずつ放流量を増加させる. このときの操作を以下とする.

$$O^i = (I^{i-1} + I^i)/2, Q_f/2 \leq I^{i-1} < Q_f, V^i < V_r \quad (7)$$

c) 水位維持操作

さらに流入量が増加し, 上の操作を継続した場合に貯水位が制限水位を超えるならば, 制限水位を超えないように水位を維持する操作を実施する.

$$O^i = a(V^i + \Delta t I^i - V_r), Q_f/2 \leq I^{i-1} < Q_f, V^i \geq V_r \quad (8)$$

a は Δt 時間当り制限水位を超える貯水量の何割を減らすかを決定する係数である. 実測値に合うように定めた結果, $a = 0.15h^{-1}$ とした. (8) 式の計算の結果, 放流量 O^i が流入量 I^i より小さくなる場合は, $O^i = I^i$ とし, O^i が Q_f より大きくなれば, $O^i = Q_f$ と設定し直す.

d) 洪水調節操作

流入量が操作規定で定められた洪水調節開始流量 Q_f を超えると洪水調節を行う. 対象とする流域内の 5 基のダム貯水池は表-1 に示すように, 一定量放流方式あるいは一定量一定率放流方式のどちらかをとる. 一定量放流方式の場合, 放流量を以下のように定式化する.

$$O^i = Q_f, I^i \geq Q_f, V^i < V_c \text{ のとき} \quad (9)$$

ここで, V_c はただし書き操作開始水位時の貯水量である. 一定量一定率放流方式の場合は, b をダム貯水池ごとのパラメータ, I_p をピーク流入量として以下とする.

$$O^i = \begin{cases} Q_f + b(I^i - Q_f), & I^i > I^{i-1}, I^i \geq Q_f, V^i < V_c \\ Q_f + b(I_p - Q_f), & I^i < I_p, I^i \geq Q_f, V^i < V_c \text{ のとき} \end{cases} \quad (10)$$

表-1 対象流域内の主要 5 ダムの諸元

ダム	集水面積 (km ²)	総貯水容量 (×10 ⁶ m ³)	洪水調節容量 (×10 ⁶ m ³)	洪水調節方式	洪水調節開始流量 (m ³ /s)
高山ダム	615	56.8	35.4	一定量一定率	1300
室生ダム	169	16.9	7.8	一定量	300
青蓮寺ダム	100	27.2	8.4	一定量	450
比奈知ダム	76	20.8	9.0	一定量	300
布目ダム	75	17.3	6.4	一定量一定率	100

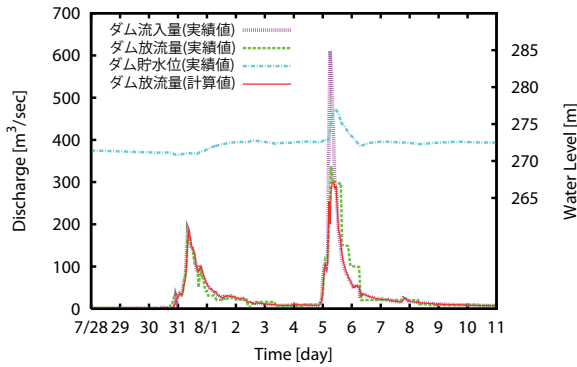


図-3 2004年8月台風11号時の青蓮寺ダムにおける流水制御過程の再現

e) 異常洪水時操作

貯水量がただし書き操作開始水位時の貯水量 V_c を超えた場合には、水位がそれ以上上昇しないよう非常用ゲートを開放し、流入してきた流量と同じ量だけ放流する。このとき、放流量は以下の式を用いた。

$$O^i = I^i, \quad I^i \geq Q_f, \quad V^i \geq V_c \text{ のとき} \quad (11)$$

f) 後期放流操作

流入量が Q_f より小さくなり洪水調節操作が終了したとき、貯水量が V_r を超えているときには、(8)式により水位を低下させる。前時刻の放流量が洪水流量の半分以下になれば通常時の操作に移行し、(6)式によって水位を制限水位に近づける。

g) 放流量の増加率について

ただし書き操作中を除き、計算した O^i の増加率が最大流量増加率 q_m を超える場合は、 $O^i = q_m \Delta t + O^{i-1}$ により O^i を設定し直す。

h) 放流量の再現性の確認

図-3は、木津川流域の青蓮寺ダムでの放流量の再現結果である。ダム操作規定では洪水流量が $450\text{m}^3/\text{s}$ と定められているが、実操作から洪水流量を $300\text{m}^3/\text{s}$ とした。計算期間中の実測放流量と計算放流量の二乗平均誤差は $18.4\text{m}^3/\text{s}$ で設定した洪水流量の6%であり、ダム貯水池の流水制御過程を再現できることを確認した。

(2) 統計的線形化手法による線形化

上記で設定した関数は条件によって区分される非線形形式となるため、統計的線形化手法^{8,9)}を用いて線形化する。放流量に関連する状態ベクトル x を

$$x = [I^i, V^{i-1}, O^{i-1}, I^{i-1}]^T \quad (12)$$

とし、その期待値 \bar{x} と共分散行列 P が得られているとする。ここで、前項で定式化した一連の式を

$$O^i = g(x) \quad (13)$$

と表すと、期待値 \bar{x} と共分散行列 P を用いて B_0 と G が定まり $g(x) \approx B_0 + Gx$ と線形化できる。 $G = [g^1, g^2, g^3, g^4]$ とすると、(13)式は、

$$O^i = g^1 I^i + g^2 V^{i-1} + g^3 O^{i-1} + g^4 I^{i-1} + B_0 \quad (14)$$

となり、状態方程式(1)式に組み込むことができる。

4. 状態方程式の構築手順

以上の準備をもとに、ダム貯水池が複数存在する流域での状態方程式の構成手順を示す。図-1、図-2に示すように、河道区分が16個、ダム貯水池が3基ある流域を例とし、(1)式

$$X_i Q_i = Y_i Q_{i-1} + E d_{i-1}$$

を構成する。河道区分番号 k の河道の下端流量を Q_k とし、ダム貯水池の貯水量、放流量、流入量をそれぞれ V 、 O 、 I としてダム貯水池を区別を右下の添え字で表す。

後で具体例を示すが、 X_i は上三角行列となるため、逆行列 X_i^{-1} を容易に求めることができるため、(1)式は、

$$Q_i = A_i Q_{i-1} + D_{i-1} \quad (15)$$

となる。ここで係数行列は以下となる。

$$A_i = X_i^{-1} Y_i, \quad D_{i-1} = X_i^{-1} d_{i-1}$$

(1) 状態量ベクトルの並べ方

図-1のように、最下流の河道区分を1とし、最初に計算する河道区分に最も大きな番号を設定する。途中でダム貯水池を挟む場合には貯水量、放流量、流入量の順に並べ、その次にダム貯水池に流入する河道流を並べる。図-2の流域を対象とする場合の(1)式の左辺の $X_i Q_i$ を図-4に示す。

(2) ダム貯水池での流況制御過程の組み込み

統計的線形化手法により(14)式の係数 g^1 から g^4 が定めれば、流域全体の状態方程式が完成する。統計的線形化を実施するためには、それぞれのダム貯水池に関する状態量の期待値と共分散行列を必要とする。図-5はダム貯水池Cの放流量に関する線形式を求めるため

1	$-A_1^1$															$-A_1^1$				Q_1			
	1	$-A_2^1$																			Q_2		
		1	$\Delta/2$	$-\Delta/2$																	V_A		
			1	$-g_A^1$																	O_A		
				1	-1																I_A		
					1	$-A_3^1$				$-A_3^1$											Q_3		
						1	$-A_4^1$														Q_4		
							1	$\Delta/2$	$-\Delta/2$												V_B		
								1	$-g_B^1$												O_B		
									1	-1											I_B		
										1	$-A_5^1$	$-A_5^1$									Q_5		
											1										Q_6		
												1									Q_7		
													1	$-A_8^1$							Q_8		
														1	$\Delta/2$	$-\Delta/2$					V_C		
															1	$-g_C^1$					O_C		
															1	-1	-1				I_C		
																1	$-A_9^1$				Q_9		
																	1				Q_{10}		
																		1	$-A_{11}^1$		Q_{11}		
																				1	Q_{12}		
																					Q_{13}		
																					1	Q_{14}	
																						Q_{15}	
																						1	Q_{16}

図-4 複数ダムが存在する場合の状態方程式の係数行列 X_i と状態ベクトル Q_i . 灰色部分はダム C に関連する部分係数行列 X_C . 値が何も入ってない成分は 0 である .

$$\bar{x}_C = \begin{bmatrix} \hat{I}_C^i \\ \hat{V}_C^{i-1} \\ \hat{O}_C^{i-1} \\ \hat{I}_C^{i-1} \end{bmatrix}, P_C = \begin{bmatrix} \text{Var}(\hat{I}_C^i) & \text{Cov}(\hat{I}_C^i, \hat{V}_C^{i-1}) & \text{Cov}(\hat{I}_C^i, \hat{O}_C^{i-1}) & \text{Cov}(\hat{I}_C^i, \hat{I}_C^{i-1}) \\ \text{Cov}(\hat{V}_C^{i-1}, \hat{I}_C^i) & \text{Var}(\hat{V}_C^{i-1}) & \text{Cov}(\hat{V}_C^{i-1}, \hat{O}_C^{i-1}) & \text{Cov}(\hat{V}_C^{i-1}, \hat{I}_C^{i-1}) \\ \text{Cov}(\hat{O}_C^{i-1}, \hat{I}_C^i) & \text{Cov}(\hat{O}_C^{i-1}, \hat{V}_C^{i-1}) & \text{Var}(\hat{O}_C^{i-1}) & \text{Cov}(\hat{O}_C^{i-1}, \hat{I}_C^{i-1}) \\ \text{Cov}(\hat{I}_C^{i-1}, \hat{I}_C^i) & \text{Cov}(\hat{I}_C^{i-1}, \hat{V}_C^{i-1}) & \text{Cov}(\hat{I}_C^{i-1}, \hat{O}_C^{i-1}) & \text{Var}(\hat{I}_C^{i-1}) \end{bmatrix}$$

図-5 統計的線形化に用いる推定ベクトルと推定誤差の共分散行列

に必要な状態量の推定値と推定誤差の分散共分散行列である。変数に付された $\hat{\cdot}$ は、時刻 $i-1$ の観測値をもとにフィルタリングした事後推定値を表し、 $\tilde{\cdot}$ はそれを用いた時刻 i の予測値 (事前推定値) を表す。

時刻 $i-1$ の事後推定値が得られた後、 P_C の時刻 $i-1$ の状態量に関する分散共分散は得られている。しかし、時刻 i の \hat{I}_C^i の分散とこれが関連する共分散の値は得られていない。これらを得るためには \hat{I}_C^i を時刻 $i-1$ の状態量の線形式で表すことができればよい。ダム C より上流には他のダムがないため、ダム C に関する係数行列 X_C (図-4 の灰色の部分) を用いれば、

$$X_C \begin{bmatrix} I_C & Q_9 & Q_{10} & Q_{11} & Q_{12} \end{bmatrix}_i^T = Y_C \begin{bmatrix} I_C & Q_9 & Q_{10} & Q_{11} & Q_{12} \end{bmatrix}_{i-1}^T + E_C d \quad (16)$$

となって \hat{I}_C^i を時刻 $i-1$ の河道の状態量の線形式で表すことができる。これにより \hat{I}_C^i に関する分散と共分散を

得ることができ、統計的線形化によって係数 g_C^1 から g_C^4 が得られる。

ダム貯水池 B は C と同様であり、ダム貯水池 A はダム貯水池 B と C の放流量に関する線形式が得られた後で、ダム貯水池 A への流入量を線形式で表現することによって、ダム貯水池 A に関する状態量の事前推定値の分散共分散を求めることができる。つまり、河道における状態推移式の線形化を行った後、上流のダム貯水池から順に放流量に関する線形式を設定するようすれば、統計的線形化手法を用いてすべてのダム貯水池の放流量に関する線形式を得ることができる。

(3) 実時間予測システムの構成

カルマンフィルタ理論で扱うシステム方程式は、(15) 式にモデルの不確かさを表すシステム誤差 ξ_i を加えて、

$$Q_i = A_i Q_{i-1} + D_{i-1} + \xi_i \quad (17)$$

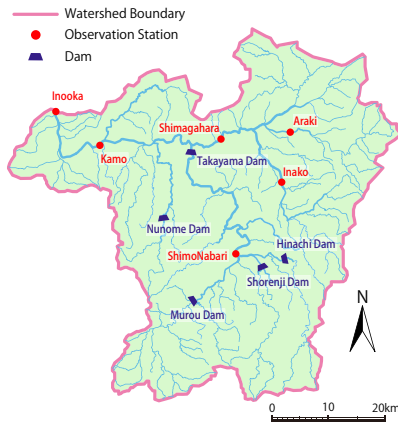


図-6 木津川流域（飯岡地点上流）

とする．対象流域の河道区分数を p としダム貯水池がその流域内に s 基存在する場合，一つのダム貯水池につき貯水量，放流量，流入量の3つの状態量に加わるため， $Q_i, Q_{i-1}, D_{i,i-1}, \xi_i$ は $(p+3s)$ 個の要素を持つベクトルとなる． A_i は $(p+3s) \times (p+3s)$ 次元の係数行列である．また観測方程式は観測誤差を η_i として

$$Q_{i,obs} = H_i Q_i + \eta_i \quad (18)$$

とする．フィルタリングに用いる観測値が r 個ある場合，観測ベクトル $Q_{i,obs}$ は r 次元のベクトルである．また，係数行列 H_i は $r \times (p+3s)$ 次元の係数行列となる．

以上をもとにカルマンフィルタを適用すると，状態量ベクトルの期待値と推定誤差の分散共分散行列の予測は

$$\hat{Q}_i = A_i \hat{Q}_{i-1} + D_{i,i-1} \quad (19)$$

$$\tilde{P}_i = A_i \tilde{P}_{i-1} A_i^T + W_i \quad (20)$$

で得られる． P は $(p+3s) \times (p+3s)$ 次元の状態量の推定誤差の分散共分散行列， W_i は $(p+3s) \times (p+3s)$ 次元のシステム誤差の分散共分散行列である．フィルタリング後の事後推定状態ベクトルの期待値とその推定誤差の分散共分散行列は

$$\hat{Q}_i = \tilde{Q}_i + K_i [Q_{i,obs} - H_i \tilde{Q}_i] \quad (21)$$

$$\hat{P}_i = [E - K_i H_i] \tilde{P}_i \quad (22)$$

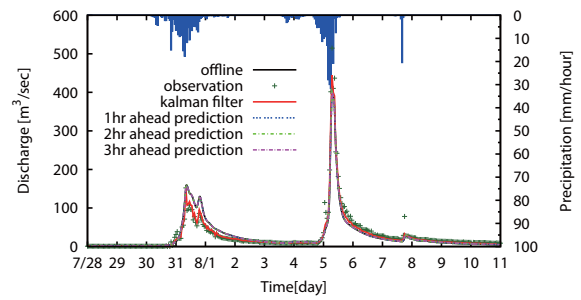
$$K_i = \tilde{P}_i H_i^T [H_i \tilde{P}_i H_i^T + R_i]^{-1} \quad (23)$$

となる． K_i は $(p+3s) \times r$ 次元のカルマンゲイン， R_i は $r \times r$ 次元の観測誤差の分散共分散行列である．

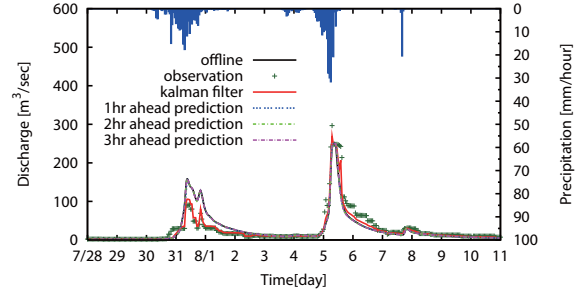
5. 実流域への適用と考察

(1) 条件設定

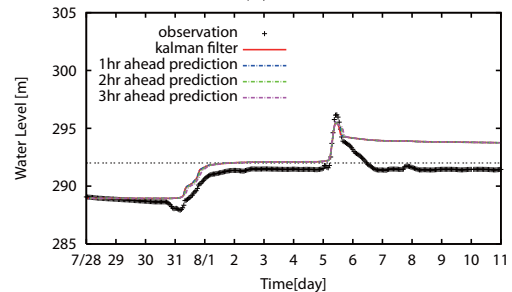
図-6 に示す淀川水系の木津川流域を対象とし，主要な5つのダム貯水池（表-1）の流水制御過程をモデル化して，流域全体の状態方程式を構成した．2004年8月の台風11号による洪水を対象とし，予測降雨には観測降雨を用いて予測システムの動作を検証した．流出計算



(a) 流入量（点線は洪水調節開始流量）



(b) 放流量



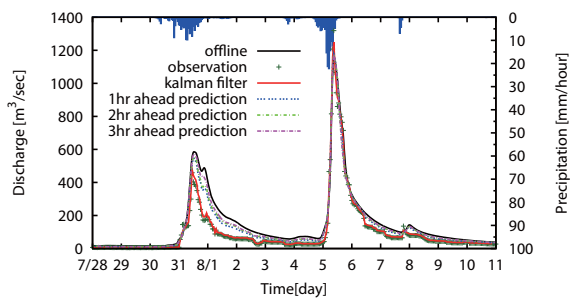
(c) 貯水位（点線は制限水位）

図-7 比奈知ダムにおける予測結果

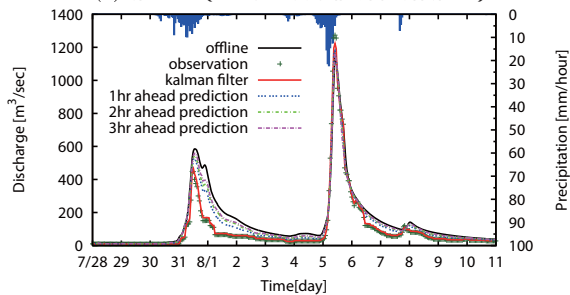
の差分時間間隔は5分，カルマンフィルタによる状態量の観測更新は60分ごとに実施した．(20)式のシステム誤差の分散共分散行列 W_i ，(23)式の観測誤差の分散共分散行列 R_i は，それぞれ事前推定値，観測値の5%を2乗した値を要素とする対角行列とし，時間に応じて変化するとした．洪水調節開始流量はダム操作規定により表-1のように定められているが，実放流データから青蓮寺ダムと比奈知ダムの洪水流量を $300\text{m}^3/\text{s}$ および $250\text{m}^3/\text{s}$ とした．また，フィルタリングに用いる観測データは，5か所のダム流入量と放流量および加茂地点の河川流量の計11種類を与えた．

(2) ダム貯水池に関する状態量の予測結果

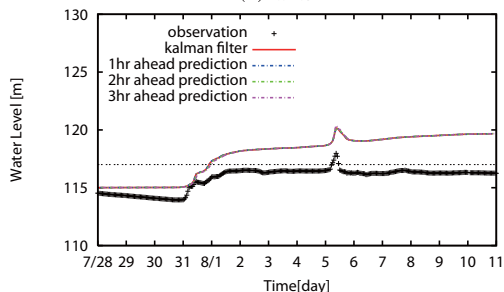
図-7，図-8 に比奈知ダム，高山ダムでのフィルタリングによる状態推定結果と1時間先，2時間先，3時間先の予測結果を示す．また，フィルタリングの効果を示すために，フィルタリングを導入しないオフライン計算による結果を実線で示す．すべてのダム貯水池でフィルタリング後の流入量，放流量の推定値が，観測値をもとに修正されていることを確認した．図-7に示すように，比奈知ダムでは流入量が洪水調節開始流量を超えてピークカットが行われており，このときのピーク流量前の放流量はよく推定・予測されている．流入量が洪水調節開始流量に達しない場合の洪水調節を予



(a) 流入量 (点線は洪水調節開始流量)



(b) 放流量



(c) 貯水位 (点線は制限水位)

図-8 高山ダムにおける推定・予測結果

測することは容易ではないが、ピークカットを実施するような大洪水については、放流量を予測できると考えられる。また、上流ダム群の放流量のフィルタリングは、下流にある高山ダムの流入量の予測精度の向上に寄与していると考えられる。

図-7、図-8には推定したダム貯水量を用いて、貯水量と貯水位の関係式をもとに貯水位を計算した結果も示している。比奈知ダムでは2回目の洪水ピーク後の水位が下がり切っていない。これはダム管理者が状況を見据えて実施する後期放流操作の条件式を設定することが容易でないためである。同様の傾向は高山ダムでも見られる。放流量を実際よりも小さく評価しているために、その違いが蓄積されて水位の違いとなって現れている。連続的な予測を実現するためには、後期放流のモデル化の改善とともに、貯水位を観測ベクトルに加えるなどの工夫が必要である。

(3) ダム下流地点での河川流量の予測結果

図-9に飯岡地点でのフィルタリング結果と1時間先、2時間先、3時間先の予測計算結果を示す。7月31日7時から8月10日22時までの二乗平均誤差はオフライン計算で235m³/s、1、2、3時間先予測値でそれぞれ220m³/s、227m³/s、230m³/sとなった。この地点での河川流量はフィルタリングに用いていないが、上流でフィ

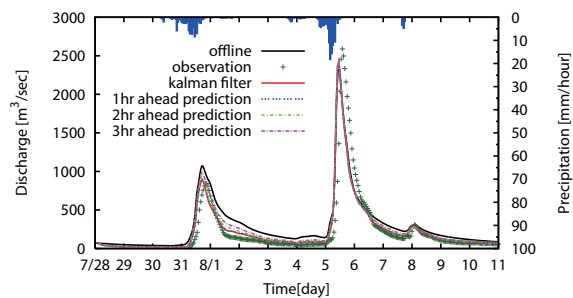


図-9 河川流量の予測結果 (対象流域最下流の飯岡地点)

ルタリングを導入した方が予測値が向上する結果が得られた。このことは、ダムによる流水制御を含めて水系全体を対象としたフィルタリング・予測計算を実施することによって、水理・水文観測のない地点での予測精度が向上することを表わしていると考えられる。

6. おわりに

ダム貯水池が複数存在する流域を対象とし、流水制御過程を合わせて流域全体の水移動を表現する状態方程式を構成して、カルマンフィルタを導入した実時間流出予測手法を構築した。複数ダム貯水池の流水制御過程を組み込んだ状態方程式の構成法は確立したので、後期放流のモデル化の改善や貯水位の観測ベクトルへの組み込みを行う。流出モデルから得る側方流入量をフィルタリングの対象とすることも課題としたい。

参考文献

- 1) Takasao, T. and Shiiba, M.: Developmwnet of techniques for on-line forecasting of rainfall and flood runoff, Natural Disaster Science, vol. 6, no. 2, pp. 83-112, 1984.
- 2) (財)北海道河川防災研究センター・研究所:「実時間洪水予測システム理論」解説書, 2004.
- 3) 佐山敬洋, 立川康人, 寶馨, 市川温: 広域分布型流出予測システムの開発とダム群治水効果の評価, 土木学会論文集, No. 803/II-73, pp. 13-27, 2005.
- 4) 立川康人, 佐山敬洋, 寶馨, 松浦秀起, 山崎友也, 山路昭彦, 道広有理: 広域分布型物理水文モデルを用いた実時間流出予測システムの開発と淀川流域への適用, 自然災害科学, Vol. 26, No. 2, pp. 189-201, 2007.
- 5) 佐山敬洋, 立川康人, 寶馨: バイアス補正カルマンフィルタによる広域分布型流出予測システムのデータ同化, 土木学会論文集 B, Vol. 64, No. 4, pp. 226-239, 2008.
- 6) 福山拓郎, 立川康人, 椎葉充晴, 萬和明: ダム貯水池による流水制御過程を導入した実時間分布型流出予測システムの開発, 水工学論文集, 第54巻, pp. 541-546, 2010.
- 7) (財)ダム技術センター編: 多目的ダムの建設 平成17年版, 第7巻, 管理編, 第36章, pp. 32-84, 2009.
- 8) Gelb, A.: Applied Optimal Estimation, The M.I.T. Press, Cambridge, 1974.
- 9) 高棹琢馬, 椎葉充晴: 洪水流出予測の基礎理論とサブルーチンパッケージ, 科学研究費(57850172)研究成果報告書, pp. 5-93, 1984.