

内水管理用洪水流出モデルと実時間水位予測

近 森 秀 高

A REAL TIME FORECASTING SYSTEM OF FLOOD WATER LEVEL AT A DRAINAGE PUMP STATION

By *Hidetaka* CHIKAMORI

Synopsis

Two flood runoff models are developed to construct a real-time forecasting system for flood water level at a drainage pump station. One of them is a distributed form simplifying the diffusive tank model for analyzing flood water in a low-lying area. Another one is a lumped form composed of a retardation pond and two tanks for expressing flood runoff from urban and rural areas.

The forecasting system is constructed by combining the Kalman filter technique and one of flood runoff models. The usefulness of this forecasting system is examined at the Ogura and Kumiyama pump stations situated at the outlet of the Ogura basin. The system is operated for two floods caused by heavy rainfalls in July 9 to 16, 1972, and in July 20 to 22, 1986.

As a result, it is clarified that forecasting of water levels is performed with accuracy enough for practical use by either flood runoff model, and that the system using the lumped model has an enormous advantage of the reduction of computation time over the other system.

1. ま え が き

低平地の排水管理は、比較的内水位の変化が緩慢であることもあって、これまでほとんど排水機場管理人の勘ない手探りの操作に任されていた。しかし、昨今は水害危険度の高い低平地でも都市化の進展が著しく、また、農地でも、昨今の社会的情勢の変化に伴って低平水田地帯でも田畑輪換が進み、より適切な排水管理が強く要望されてきている。しかしこうした状況に対応すべき排水管理方式はほとんど未確立といっても過言ではない。

ここでは、低平地の排水解析によく用いられてきている低平地タンクモデルを単純化した分布型モデルと、さらにその簡略形ともいべき集中型モデルを構築し、これにカルマンフィルターを併用する実時間洪水予測システムを検討した結果を述べる。

2. 研究対象流域と対象出水

2.1 研究対象流域

ここで具体的な研究対象流域とした巨椋流域は、京都南部の宇治川・木津川合流点の直上流に位置する低平地主体の流域 (51.6 km²) で、上段 (26.6 km²)・中段 (6.3 km²)・下段 (18.7 km²) と呼ばれる3つの排水区に分けられている (Fig. 1)。

上流域に位置する上段地区は、丘陵林地、市街地、畑地、水田などからなり、その雨水は古川を経て下流に流れ、宇治川水位の低い時には自然排水、高い時は下流端久御山排水機場（昭和48年設置）と巨椋排水機場（昭和9年設置）のポンプで宇治川へ機械排水される。また、古川が下段幹線排水路に近接する観世地点および支流井川下流には洪水吐が設けられており、計画以上の流水は下段幹線排水路に越流するようになっていく。流域の都市化に対応するため、昭和47年度より古川の暫定改修が開始され、現在名木川合流点まで進められている。さらに、昭和48年8月には古川下流端に久御山排水機場が新設され、第1期計画として $30\text{ m}^3/\text{s}$ のポンプが設置された。その後、昭和61年7月豪雨による被害を機に、河川激甚災害対策特別緊急事業が実施され、久御山排水機場には昭和62年9月と平成4年6月にそれぞれ $30\text{ m}^3/\text{s}$ ずつポンプ増設が行われ、また、平成2年8月には古川上流部八丁地点に $10\text{ m}^3/\text{s}$ の排水能力を持った城陽排水機場が設置された。

中段地区は宇治川沿いに開けた干拓前からの既耕地が中心で、近年かなり都市化が進んでいる。雨水は承水路によって巨椋排水機場に導かれ、宇治川の水位が低い時は、幹線排水路をまたぐ掛樋を経て古川に流下し、自然排水される。また、宇治川水位が高い時は、中段排水機場によって排水されるのが原則とされてきたが、現在は下段の水と一緒に排水されることが多いようである。中段承水路が下段幹線排水路と交差する地点に洪水吐が設けられている。

下段地区は、往古巨椋池と呼ばれた干拓田 (10.3 km^2) と、古川西部部に位置し近年特に工場等の進出の目だつ大内川流域 (8.4 km^2) より構成されている。下段の雨水は幹線排水路および下流端でこれに合流する大内川によって巨椋排水機場に導かれる。これらの水は、往時はすべて機械排水によらざるを得なかったが、古川下流部の改修と、幹線排水路と古川下流部との間の1号水門の新設（形の上では改修）に伴い、昭和53年以降は宇治川水位が低いときには1号水門から古川を経て自然排水されることになった。また、出水時には、1号水門の操作により、巨椋・久御山両排水機場の連携運転も可能となっている。

2.2 解析対象出水

(1) 昭和47年7月豪雨による出水

昭和47年7月豪雨は、7月9日～16日の8日間、梅雨前線が台風6号に刺激されて発生したもので、その総雨量は巨椋排水機場で 403.5 mm であり、連続雨量で30年確率、日雨量で10年確率に相当している。

この当時の排水施設としては、巨椋排水機場に上段用4台延 $13.4\text{ m}^3/\text{s}$ 、中段用2台 $5.0\text{ m}^3/\text{s}$ および下段用7台 $29.2\text{ m}^3/\text{s}$ 、総計13台、公称能力 $47.6\text{ m}^3/\text{s}$ のポンプが設置されており、久御山排水機場は未設であった。

(2) 昭和61年7月豪雨による出水

昭和61年7月20日夕方から21日早朝にかけて、日本海沿岸に停滞していた梅雨前線の活動が活発になり、21日0時から9時頃にかけて京都南部一帯は雷雨を伴う局地的な大雨となった。この雨は21日中は小康状

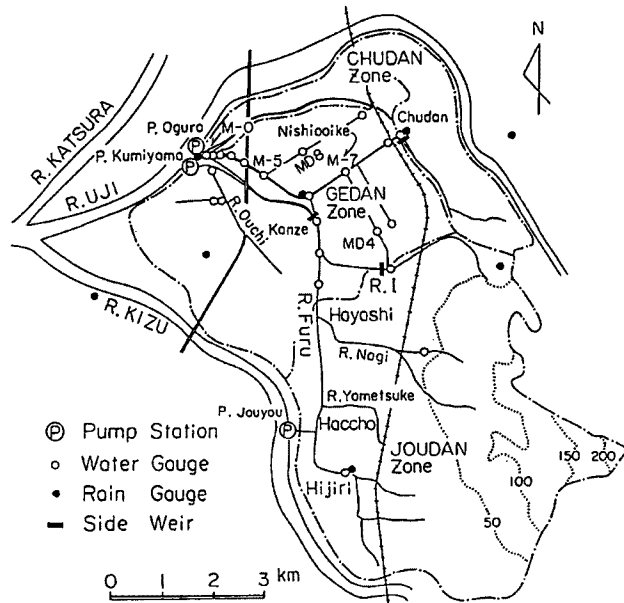


Fig. 1. Physiographical map of the Ogura Basin.

態を保っていたが、夜半から22日早朝にかけて、再び激しい雨となった。雨量は中段洪水吐地点で24時間最大 257 mm, 48時間雨量 333 mm が観測されている。これは24時間雨量で50年確率, 48時間雨量で100年確率に相当すると推測され、巨椋地区では観測史上最大級の豪雨であった。この豪雨により、流域内の各所で浸水や湛水が生じた。

この当時の排水施設は、巨椋排水機場では上段用・中段用のポンプは昭和47年7月豪雨当時と同じであるが、下段用ポンプ1台が昭和53年に更新されて、公称能力は合計 48.9 m³/s となっていた。しかし、この豪雨時には下段用ポンプ1台が故障のため稼働しなかった。また、古川下流端の久御山排水機場に 30 m³/s のポンプ1台が設置されていた。

3. 内水管理用洪水流出モデル

3.1 低平地タンクモデル単純化モデル（分布型モデル）

(1) 流域モデル

これまで巨椋低平流域を対象とした洪水氾濫解析では、主に角屋・早瀬による低平地タンクモデル^{1)~3)}が用いられ、その適応性が確認されている。しかし、このモデルは本来オフライン的なモデルであり、オンライン的排水機管理に向いていない。そこで、ここでは次のような方針の下に低平地タンクモデルを単純化し、巨椋・久御山両排水機場での実時間水位予測に用いることにする。

- (a) 氾濫域は、低平地タンクモデルで用いられたブロック図を大まかにまとめ、少数個のタンクで表現する。
- (b) 非氾濫域からの流出は各支流域ごとに貯留関数法を用いて計算する。貯留関数モデルの定数には既存の KW モデルを地目別に集中化したものを用いる^{4),5)}。

これまでに巨椋流域で用いられてきた最も詳細な流域モデルは59個の河道タンクと76個の水田タンクの計135個のタンクで表現されている。

このブロック図を次のように単純化する。

上段、中段、下段の3排水区は洪水吐や樋門などでつながっており、洪水時は、井川、観世の両洪水吐で下段への越流があり、また、1号水門上の越流を伴うこともある。

そこで、古川をまずこの3ヶ所の流入部を代表するタンクにまとめる。また洪水時、古川上流部の水位は下流部に比べてかなり高くなるので、上流部を表す河道タンクを別途設けることにする。すなわち、古川を主河道の上中下流を表す3個のタンクと井川下流部を表す1個の、合計4個の河道タンクで表現する。

一方、中段・下段流域からの流出水は、いずれも巨椋排水機場に流入していることを考慮して、ここでは中段・下段の氾濫域を1個の水田タンクにまとめて表すことにする。

モデルの概要を Fig. 2 に示す。このモデルは、4個の河道タンク1~4と1個の水田タンク5とからなり、1~3は古川を、4は支川井川下流部を、5は下段流域を表している。すなわちこのモデルは、巨椋流域における排水系統を大まかに表現した分布型モデルになっている。

非氾濫域からの流出は地目別貯留関数を用いて計算する。5への流入は4種、4への流入は4種、3への流入は6種の地目からの流出で構成されている。

(2) 基礎式と流出計算法

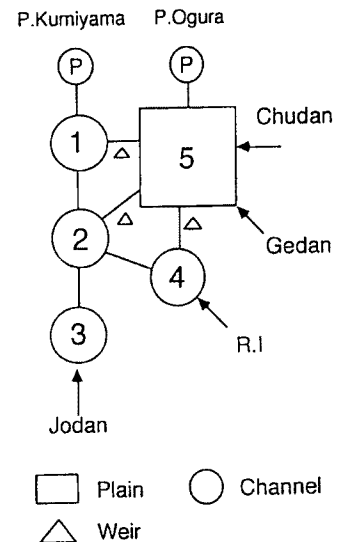


Fig. 2. Watershed diagram for the simplified diffusive tank model.

上述のように非氾濫域からの流出は次のような貯留関数を用いて計算する。

$$Q_i = a_i h_i^{5/3} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 Q_i : 非氾濫域のある地目からの流出、 h_i : 対応する地目での貯留量。

氾濫域では基礎方程式として次式を用いる。

連続式:

$$\begin{aligned} & \frac{W^{(k)} + W^{(k+1)}}{2} \cdot \frac{h^{(k+1)} - h^{(k)}}{\Delta t} \\ &= \frac{Q_{in}^{(k+1)} + Q_{in}^{(k)}}{2} - \frac{Q_{out}^{(k+1)} + Q_{out}^{(k)}}{2} \dots \dots \dots (2) \end{aligned}$$

運動方程式:

$$Q_{ij} = f(h_i, h_j) \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 W : 水面面積、 h : タンクの水位、 Q_{in} : タンクへの流入量、 Q_{out} : タンクからの流出量、 Q_{ij} : タンク i, j 間の流量、 h_i, h_j : それぞれタンク i, j の水位、 z : タンクの底面標高、 Δt : 計算単位時間、右肩の (k) 、 $(k+1)$ は時点を表す。

(2) 式左辺の水面面積 W については、低平地タンクモデルでは、水田タンクの水面面積は一定、河道タンクのそれは現地測定データに基づいて水深 h の関数として表現していた。しかし、本研究では、各ブロックをかなり大まかにまとめているので、各タンクごとに水位—水面面積—貯留量 ($H-A-V$) の関係をあらかじめ求めておき、水位に応じて W を計算することにする。

(3) カルマンフィルターの併用

この洪水流出モデルにカルマンフィルターを併用して、排水機場における実時間水位予測を行う。

(3) 式において、氾濫域でのタンク間流量を表す関数 f は一般に非線形であるから、このモデルにカルマンフィルターを適用するためには、基礎式を線形化する必要がある。そこで、(3) 式を h_i, h_j について、また、(1) 式を h_i について Taylor 展開し、1 次の項まで取って線形化すると次のようになる。

$$Q_i^{(k+1)} = \frac{5}{3} a_i h_i^{(k)2/3} (h_i^{(k+1)} - h_i^{(k)}) + a_i h_i^{(k)5/3} \dots \dots \dots (4)$$

$$\begin{aligned} Q_{ij}^{(k+1)} = f(h_i^{(k)}, h_j^{(k)}) &+ \frac{\partial f(h_i^{(k)}, h_j^{(k)})}{\partial h_i} (h_i^{(k+1)} - h_i^{(k)}) \\ &+ \frac{\partial f(h_i^{(k)}, h_j^{(k)})}{\partial h_j} (h_j^{(k+1)} - h_j^{(k)}) \dots \dots \dots (5) \end{aligned}$$

ここに、 $h_i^{(k)}, h_j^{(k)}, h_l^{(k)}$: それぞれ時点 k におけるタンク i, j, l の水位。

(4), (5) 式を連続式 ((2) 式) に代入し、まとめて行列表示すると次のようになる。

$$M_k X^{(k+1)} = N_k X^{(k)} + d_k \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 X : 氾濫域・非氾濫域のタンク水深。氾濫域タンクを n 個、非氾濫域タンクを m 個とした場合には、 M_k, N_k は $(n+m) \times (n+m)$ の行列、 X は $(n+m)$ 次元のベクトルになる。

(6) 式の両辺に M_k^{-1} を掛けると、

$$X^{(k+1)} = \Phi_k X^{(k)} + \Gamma_k d_k \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 $\Phi_k = M_k^{-1} N_k$ 、 $\Gamma_k = M_k^{-1}$ 。この (7) 式が状態方程式ということになる。

排水機場前の水位については、観測方程式は線形であるから、そのままカルマンフィルターが適用できる。

フィルタリング予測に際しては、システム誤差分散 U 、観測誤差分散 R 、状態変量の推定誤差共分散行列の初期値をあらかじめ決めておく必要がある。 U, R の決定にはいろいろな方法が考えられるが、ここでは次のような方法を用いる。

$$U^{(k)} = \begin{pmatrix} \sigma_{w1}^2 & & & & 0 \\ & \sigma_{w2}^2 & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & \sigma_{wi}^2 & \\ 0 & & & & \sigma_{w(n+m)}^2 \end{pmatrix} \dots\dots\dots (8)$$

$$R^{(k)} = (\sigma_{v1}^2 \ \sigma_{v2}^2) \dots\dots\dots (9)$$

$$\sigma_{wi}^2 = \begin{cases} (\lambda x_i^{(k)})^2 & ((\lambda x_i^{(k)})^2 \geq V_{wi}^{\min}) \\ V_{wi}^{\min} & ((\lambda x_i^{(k)})^2 < V_{wi}^{\min}) \end{cases} \dots\dots\dots (10)$$

$$\sigma_{vi}^2 = \begin{cases} (\mu y_i^{(k)})^2 & ((\mu y_i^{(k)})^2 \geq V_{vi}^{\min}) \\ V_{vi}^{\min} & ((\mu y_i^{(k)})^2 < V_{vi}^{\min}) \end{cases}$$

ここに、 λ, μ : 定数。ただし、氾濫域のタンクの場合、

$$x_i = h_i - z_i, \ y_i = h_{obsi} - z_i$$

ここに z_i : タンク i の河床標高、 h_{obsi} : タンク i における水位の観測値。非氾濫域のタンクの場合、

$$x_i = h_i$$

となる。

また、このモデルにカルマンフィルタアルゴリズムをそのまま適用すると、解が不安定になる場合があったため、U-D 分解アルゴリズムを適用した⁶⁾。

3.2 集中型モデル

(1) モデルの構造と流出計算法

3.1 で述べたモデルは、低平地タンクモデルを単純化した分布型モデルであったが、ここではさらに簡単な洪水流出モデルを考える。

排水機場における水位予測の方法としては、上流部からの流入量を流域のどこかの川の上流部で観測された水位変化で表現し、これに各時刻の雨量強度やポンプ排水量を考慮する方法も考えられるが、ここでは、上流部からの流入量を2個のタンクからの流出量として表現することにし、また、機場につながる氾濫域は、現地測定で得られた水位-貯留量の関係を持つ1個の貯留タンクで表すことにする。モデルの概念図を Fig. 3 に示す。

各タンクの連続式、運動方程式は次式で表される。

$$\frac{dh_1}{dt} = r - Q_1 \dots\dots\dots (11)$$

$$Q_1 = a_1 h_1^{5/3} \dots\dots\dots (12)$$

$$\frac{dh_2}{dt} = r - Q_2 \dots\dots\dots (13)$$

$$Q_2 = a_2 h_2 \dots\dots\dots (14)$$

$$\frac{dV_3}{dt} = f_1 Q_1 + f_2 Q_2 - \frac{P}{A} \dots\dots\dots (15)$$

$$h_3 = F(V_3) \dots\dots\dots (16)$$

ここに、 Q_1, Q_2 : それぞれ上流域からの流入の速い成分、遅い成分、 A : 流域面

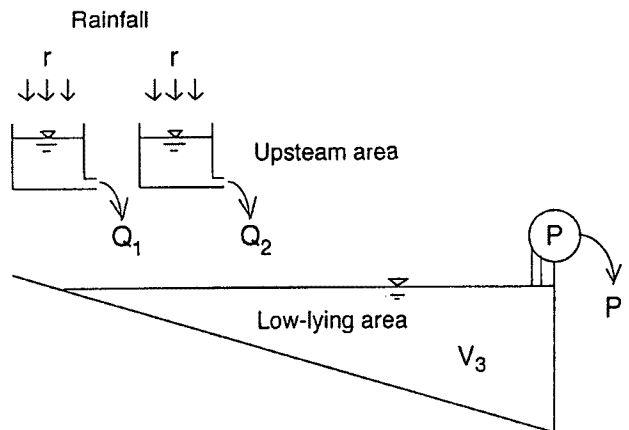


Fig. 3. A lumped model for flood runoff analysis.

積, h_1, h_2 : 上流域タンクの貯留水深, V_3 : 氾濫域の貯留量を流域面積で割った換算貯留水深, h_3 : 氾濫域の水位, r : 降雨, P : ポンプ排水量. f_1 : ここでは流域に占める市街地の面積比を与え, $f_2 = 1 - f_1$ とする. なお, 氾濫域の h_3 と V_3 の間には, あらかじめ現地測定から得られた水位-貯留量関係を用いる. ((16)式).

(2) カルマンフィルターの併用

(11)~(16)で表現される洪水流出モデルにカルマンフィルターを併用して, 排水機場における実時間水位予測を行う。

ここでは, 2 個の上流域タンクの貯留水深 h_1, h_2 と, 氾濫域タンクの換算貯留水深 V_3 を状態変量として考えることにする. また, このモデルを現地に適用する際, パラメータ a_1, a_2 は未知であるが, ここでは状態量に逐次修正を加えながら, 同時にこれらのパラメータも同定していく適応フィルタリングの手法を用いることにする。

まず, (11)~(15)式をまとめると, 次のようになる。

$$\frac{dh_1}{dt} = r - a_1 h_1^{5/3} \dots\dots\dots (17)$$

$$\frac{dh_2}{dt} = r - a_2 h_2 \dots\dots\dots (18)$$

$$\frac{dV_3}{dt} = f_1 a_1 h_1^{5/3} + f_2 a_2 h_2 - \frac{P}{A} \dots\dots\dots (19)$$

このモデルにカルマンフィルターを適用するためには, 基礎式を線形化する必要がある. ここでは, $a_1, a_2 > 0$ であるべきことを考慮して $a_1 = \alpha_1^2, a_2 = \alpha_2^2$ とおく. そして, 未知変数を $h_1, h_2, V_3, \alpha_1, \alpha_2$ として右辺を Taylor 展開し, 1 次の項までを取って線形化する。

その結果, 次のような式が得られる。

$$\frac{d}{dt} X = AX + B \dots\dots\dots (20)$$

$$X = (h_1 \ h_2 \ V_3 \ \alpha_1 \ \alpha_2)^T$$

$$A = \begin{pmatrix} -\frac{5}{3} \alpha_1^{(k)2} h_1^{(k)2/3} & 0 & 0 & -2 \alpha_1^{(k)} h_1^{(k)5/3} & 0 \\ 0 & -\alpha_2^{(k)2} & 0 & 0 & -2 \alpha_2^{(k)} h_2^{(k)} \\ \frac{5}{3} f_1 \alpha_1^{(k)2} h_1^{(k)2/3} & f_2 \alpha_2^{(k)2} & 0 & 2 f_1 \alpha_1^{(k)} h_1^{(k)5/3} & 2 f_2 \alpha_2^{(k)} h_2^{(k)} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

$$B = \begin{pmatrix} \frac{8}{3} \alpha_1^{(k)2} h_1^{(k)} + r \\ 2 \alpha_2^{(k)2} h_2^{(k)} + r \\ -\frac{P}{A} - \frac{8}{3} f_1 \alpha_1^{(k)} h_1^{(k)5/3} - 2 f_2 \alpha_2^{(k)2} h_2^{(k)} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \dots\dots\dots (21)$$

ここに, $\alpha_1^{(k)}, \alpha_2^{(k)}, h_1^{(k)}, h_2^{(k)}$ はそれぞれ時点 k における $\alpha_1, \alpha_2, h_1, h_2$ の値である。

さらに, (20) 式を指数行列の級数展開を用いて離散化すると, 次式が得られる。

$$X^{(k+1)} = \Phi_k X^{(k)} + \Gamma_k B_k \dots\dots\dots (22)$$

$$\Phi_k = \exp(A\Delta t) = I + A\Delta t + \frac{1}{2} (A\Delta t)^2 + \frac{1}{6} (A\Delta t)^3 + \frac{1}{24} (A\Delta t)^4 \dots\dots\dots (23)$$

$$\begin{aligned} \Gamma_k &= [\exp(A\Delta t) - I] A^{-1} \\ &= \Delta t \left[I + \frac{1}{2} A\Delta t + \frac{1}{6} (A\Delta t)^2 + \frac{1}{24} (A\Delta t)^3 \right] \dots\dots\dots (24) \end{aligned}$$

ここに、 k : 時点、 I : 単位行列、 Δt : 計算時間単位。

また、(16)式で表される観測方程式も線形化する必要がある。ここでは、統計的線形化手法⁷⁾を利用して、(16)式を次のような形に表現する。

$$h_3 = HV_3 + c \dots\dots\dots (25)$$

この(22)、(25)式を用いて、排水機場前の水位予測と状態修正を行っていくことになる。また、このモデルでも3.1のモデルと同様にU-D分解アルゴリズムを用いる。

フィルタリング予測の実施に必要なシステム誤差分散 U 、観測誤差分散 R は、単純化モデルの場合と同様にして決定することにする。

4. 巨椋低平流域への適用

4.1 降雨とポンプ排水量の予測法

排水機場における実時間水位予測に際しては、降水量の予測が問題となる。これには色々な方法が考えられるが、ここでは、現在の降雨強度が3時間先まで継続するとした外挿法（現時点降雨継続法）を用いることにする。

また、当然のことながら、ポンプ排水量の予測も重要である。これには、ポンプの操作規則を基に、予測水位にしたがってポンプ排水量を変化させる方法（操作規則準拠法）が原則であるが、参考のために、降雨予測の場合と同様に現在の排水量が3時間先まで継続するとした方法（現時点排水量継続法）も検討することにした。

4.2 単純化モデル（分布型モデル）の適用

(1) モデルの適用条件

単純化モデルでは氾濫域のタンク数は5個、非氾濫域のタンク数は14個になる。これら19個のタンクの水深が状態変量になるが、この初期値は、氾濫域タンクの場合、 h_1, h_5 は豪雨前排水機場で観測された水位と河床標高の差とし、 $h_2 \sim h_4$ には0.2~1 mの水深を与えることにする。また、非氾濫域タンクの初期水深は0とする。推定誤差共分散行列 P は、対角要素 $P_{11} \sim P_{55} = 100$ 、 $P_{66} \sim P_{19,19} = 0.01$ とし、非対角要素を0とする。また、システム雑音・観測雑音の共分散行列については、 $V_{w_i}^{min} = 0.4 (m^2) (i = 1 \sim 5)$ 、 $0.001 (m^2) (i = 6 \sim 19)$ 、 $V_{v_i}^{min} = 0.00001 (m^2)$ 、 $V_{v_i}^{min} = 0.0001 (m^2)$ 、 $\lambda = 0.05$ 、 $\mu = 0.0001$ とし、 Δt は5分とする。

(2) 昭和47年7月豪雨への適用

昭和47年7月豪雨の巨椋排水機場における水位の1、3時間先の予測結果を Fig. 4(a),(b) に示す。また、Table. 1 に予測誤差を示す。

これらの図表を見ると、水位予測の誤差の平均値は6~8 cm とまず十分と思われるが、最大値は50~90 cm とやや大きい。これに対し、現時点排水量継続法は、1時間先予測の場合とはともかく、3時間先となると誤差はかなり大きくなる。1時間先の水位予測の誤差は排水量予測のいかんに関わらず、最大ではほぼ50 cm 前後であることが分かる。しかし、3時間先予測では、水位の増減の傾向は合っているが、予測誤差の最大値は操作規則準拠法の場合でも90 cm 強、現時点排水量継続法の場合には2.5 m にも達している。

(3) 昭和61年7月豪雨への適用

昭和61年7月豪雨時、巨椋排水機場における1、3時間先の水位の予測結果を Fig. 5(a),(b) に示し、またこのときの誤差を Table. 1 に併示する。これより、誤差は平均値で6~8 cm、最大値でも40 cm (1時

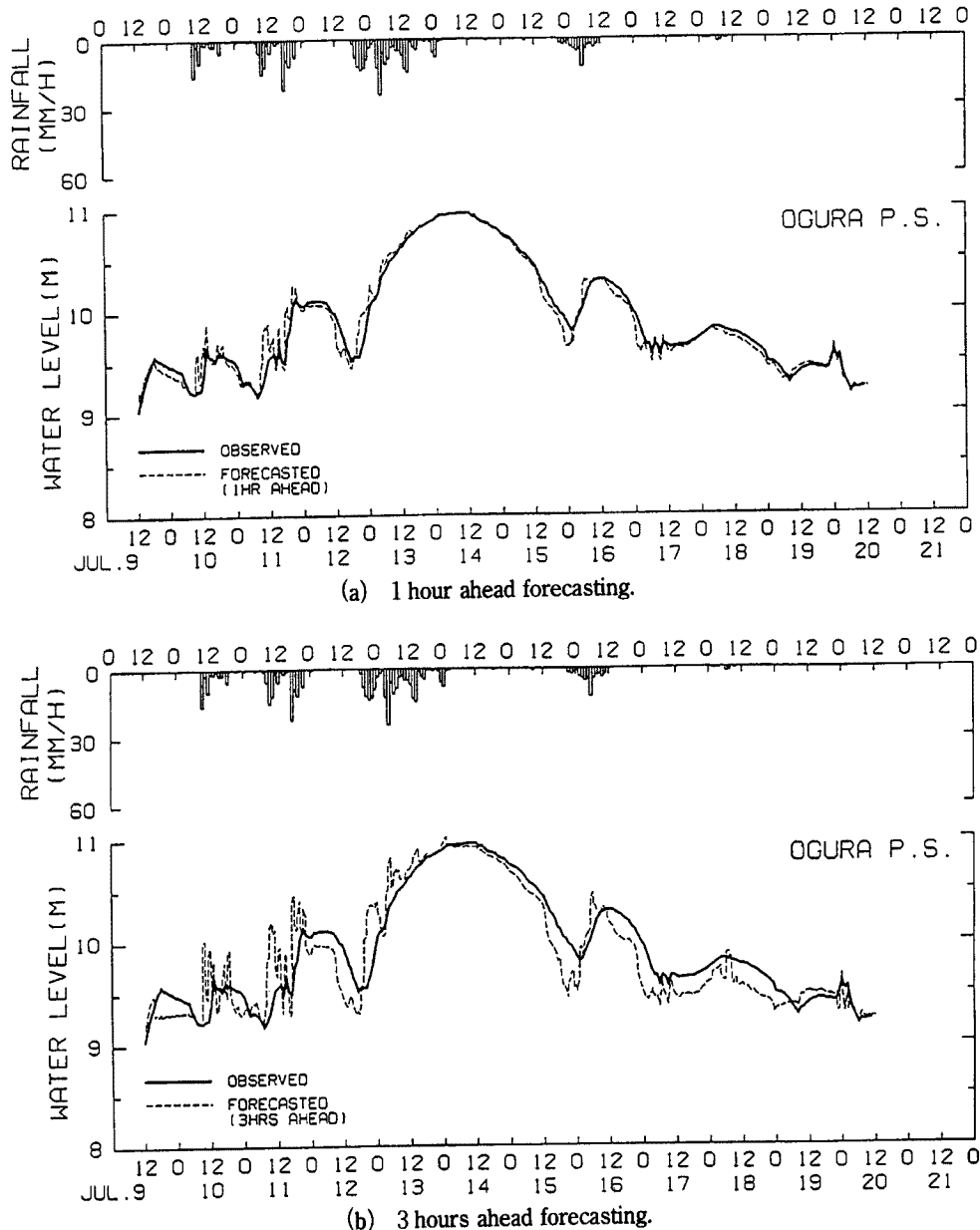


Fig. 4. Water level hydrograph at the Ogura Pump Station in July 9-22, 1972. In which, forecasting is performed by the simplified diffusive tank model system (SDT System).

間先) ~ 80 cm (3時間先) とまずまずであるが、現時点排水量継続法のときは3時間先予測の誤差は大きすぎて実用には問題があると判断される。

同様に久御山機場で、操作規則準拠法による1時間先の水位を予測した結果を Fig. 6 に示すが、巨椋機場での結果に比べ、水位のピーク付近で過大推定、低減部で過小推定になっている。また、Table 1 に示した予測誤差も巨椋機場に比べてかなり大きい。これは、久御山機場には遊水池の容量がほとんどなく、流入河川がその代用をしている形であるため、ポンプ排水量が水位変化に及ぼす影響が大きいことが主因ではないかと考えられる。

Table 1. Errors of forecasted water level by the SDT System

| Flood | Pumping operation* | Lead time (hour) | Absolute errors (cm) | | | |
|-----------|--------------------|------------------|----------------------|---------|---------------|---------|
| | | | Ogura P.S. | | Kumiyama P.S. | |
| | | | Average | Maximum | Average | Maximum |
| Jul. 1972 | (a) | 1 | 6.0 | 47.4 | — | — |
| | | 3 | 8.4 | 93.6 | — | — |
| | (b) | 1 | 7.2 | 52.9 | — | — |
| | | 3 | 30.8 | 250.6 | — | — |
| Jul. 1986 | (a) | 1 | 5.7 | 36.1 | 41.1 | 194.9 |
| | | 3 | 17.0 | 81.7 | 66.2 | 322.3 |
| | (b) | 1 | 7.7 | 48.5 | 34.7 | 231.1 |
| | | 3 | 27.9 | 251.3 | 100.0 | 368.0 |

* (a) Operated under the defined rule

(b) Forecasted under the condition that the drainage is fixed at the present state

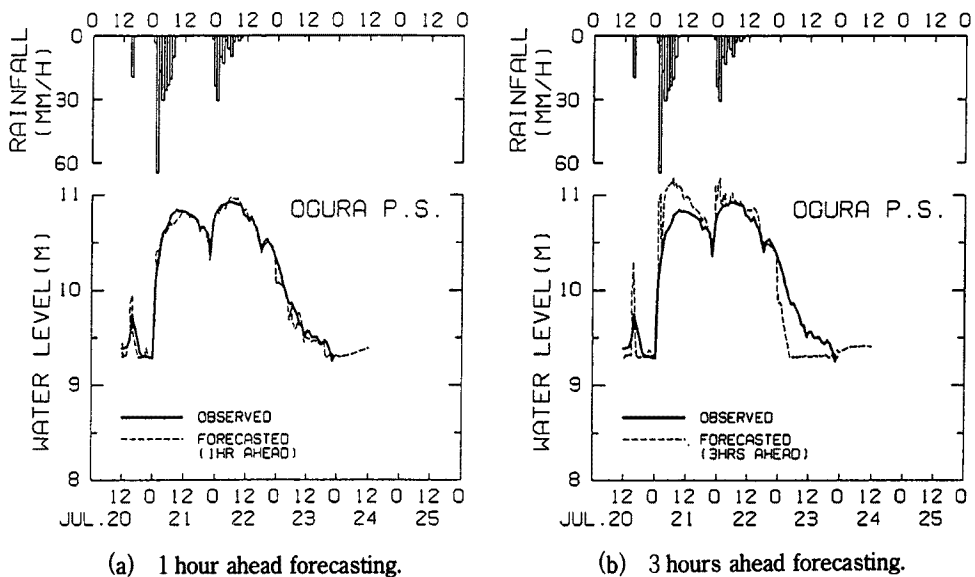


Fig. 5. Water level hydrograph at the Ogura Pump Station in July 20-25, 1986. In which, forecasting is performed by the SDT System.

4.3 集中型モデルの適用

(1) モデルの適用条件

このモデルの適用に際しては、巨椋・久御山排水機場を別々に行うことにする。排水吐等からの下段への越流量は、上流側タンクの水深補正によって考慮できるものとする。

このモデルでは、上流域のタンク水深 h_1, h_2 と、氾濫域の換算貯留水深 V_3 が状態変量となり、また、同時に上流域タンクの孔係数 a_1, a_2 も同定されていくことになる。これら状態変量・パラメータの初期値は、 $h_1, h_2 = 0, a_1(\alpha f), a_2(\alpha f) = 0.0001$ とし、 V_3 は排水機場の初期水位に対応する換算貯留水深とする。また、推定誤差分散行列 P は 5×5 の行列になるが、状態変量 h_1, h_2, V_3 に対応する対角要素を 0.0001 、パラ

メータに対応する対角要素を0.000001とし、非対角要素は0とした。システム雑音、観測雑音の共分散行列については、 $V_w^{min} = 1.0 \times 10^{-8} (m^2)$, $V_v^{min} = 1.0 \times 10^{-8} (m^2)$, $\lambda = 0.01 (\alpha_1, \alpha_2), 1.0 (h_1, h_2, V_3)$, $\mu = 0.00001$ とし、 Δt は30分とする。

(2) 昭和47年7月豪雨への適用

昭和47年7月豪雨を対象に、巨椋排水機場における水位予測計算を50回繰り返し、パラメータ a_1, a_2 を同定した。こうして得られたパラメータを用いた1時間先および3時間先の水位予測の結果をそれぞれ Fig. 7(a), (b) に示す。また、予測誤差を Table. 2 に示す。これより誤差の平均値は分布型の場合と同程度であるが、誤差の最大値はやや大きいようである。

また、ポンプ排水量として排水規則準拠法をとったときの予測期間内のパラメータの変化を Fig. 8 に示す。タンクの孔係数 a_1 の値は期間を通じてほぼ一定であるが、 a_2 の値は降雨開始直後に一旦低下してから、また元へ戻っていることがわかる。

(3) 昭和61年7月豪雨への適用

昭和61年7月豪雨について、(2)と同様の方法でパラメータを同定し、水位の予測計算を行った。結果を Fig. 9(a),(b) に示す。予測誤差は、1時間先予測の場合は昭和47年7月豪雨の場合、あるいは分布型モデルの場合と大差はないが、3時間先予測の誤差はやや大きく、それは降雨強度がとくに強くなったときに現れているようである。モデルが極度に簡単であることに加え、上段古川からの越流量が大きくなって、短時間的に水収支がバランスしないときに問題が顕在化するのではないと思われる。なお、現時点排水量継続法の誤差が3時間先予測のとき大きく現れることはこれまでの結果と同じである。

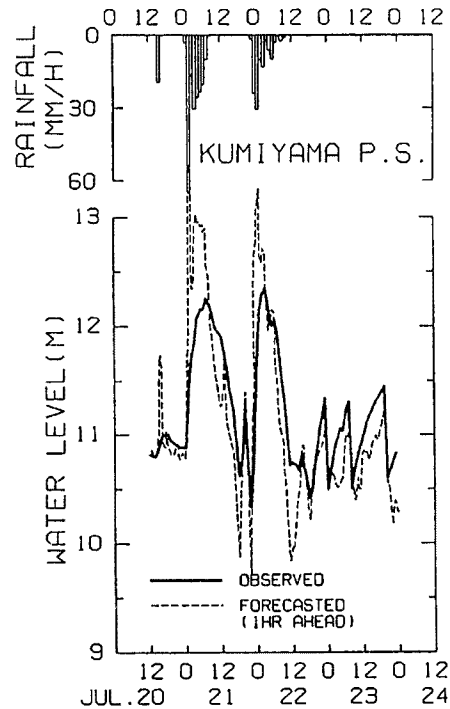
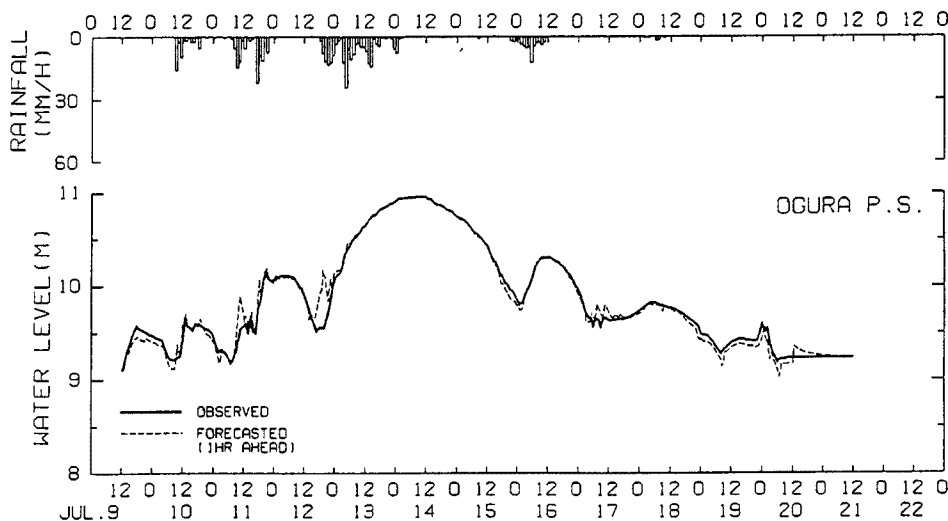
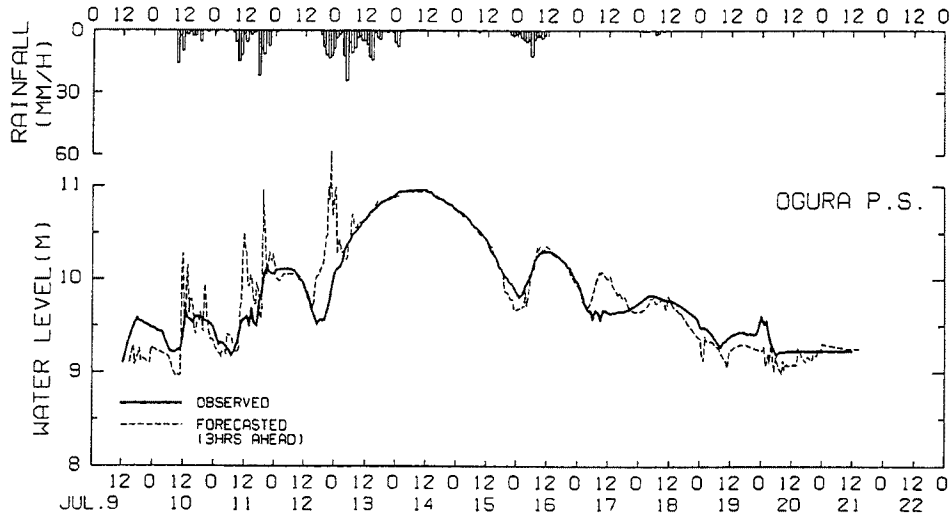


Fig. 6. 1 hour ahead forecasting of water level at the Kumiya Pump Station in July 20-25, 1986, using the SDT model.



(a) 1 hour ahead forecasting.



(b) 3 hours ahead forecasting.

Fig. 7. Water level hydrograph at the Ogura Pump Station in July 9-22, 1972. In which, forecasting is performed by the lumped flood runoff model system (LM System).

Table 2. Errors of predicted water level using the LM System

| Flood | Pumping operation* | Lead time (hour) | Absolute errors (cm) | | | |
|-----------|--------------------|------------------|----------------------|---------|---------------|---------|
| | | | Ogura P.S. | | Kumiyama P.S. | |
| | | | Average | Maximum | Average | Maximum |
| Jul. 1972 | (a) | 1 | 4.8 | 60.9 | — | — |
| | | 3 | 14.0 | 144.7 | — | — |
| | (b) | 1 | 4.2 | 52.5 | — | — |
| | | 3 | 15.0 | 150.2 | — | — |
| Jul. 1986 | (a) | 1 | 6.5 | 73.3 | 14.9 | 90.6 |
| | | 3 | 16.5 | 206.7 | 39.9 | 236.4 |
| | (b) | 1 | 11.5 | 83.0 | 16.5 | 93.8 |
| | | 3 | 45.1 | 236.7 | 59.1 | 271.8 |

* (a) Operated under the defined rule

(b) Forecasted under the condition that the drainage is fixed at the present state

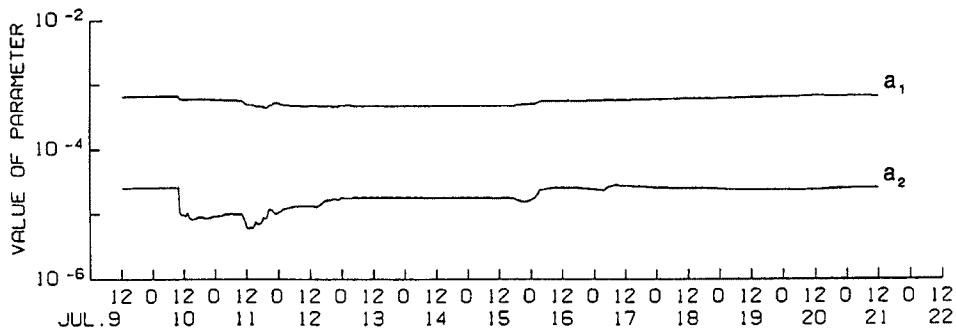


Fig. 8. The time variation of the model parameters, a_1 and a_2 of LM System at the Ogura pump station in July 9-22, 1972.

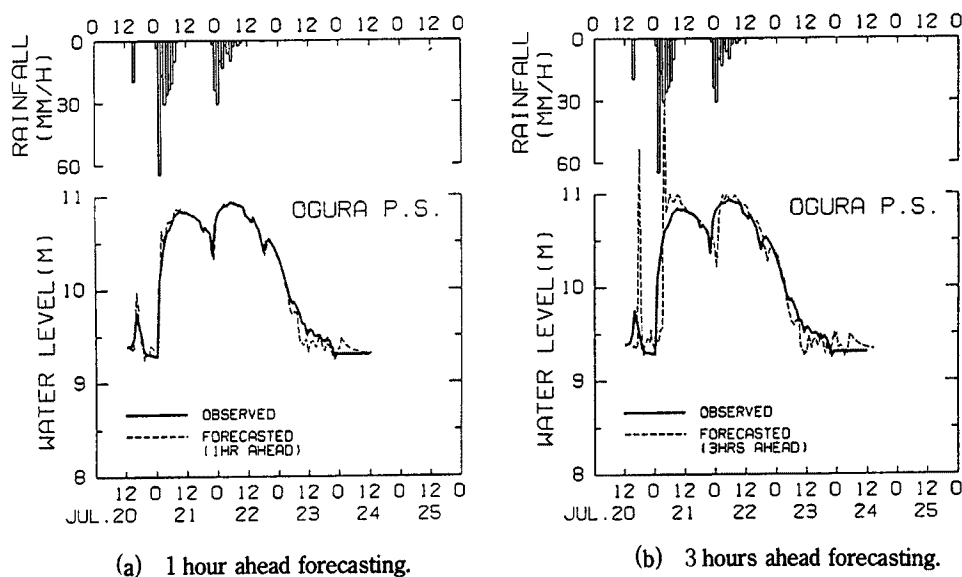


Fig. 9. Water level hydrograph at the Ogura Pump Station in July 20-25, 1986. In which, forecasting is performed by the LM System.

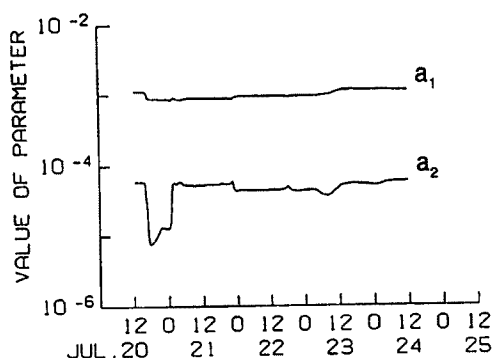


Fig. 10. The time variation of the model parameters, a_1 and a_2 of the LM System at the Ogura Pump Station in July 20-25, 1986.

また、予測期間内のパラメータの変化を Fig. 10 に示すが、昭和47年豪雨の場合と同様に、 a_1 の値は期間を通じてほぼ一定であるのに対し、 a_2 の値は降雨開始直後に一旦低下してから、また元へ戻っている。

同様に久御山機場で、1、3時間先の水位を予測した結果を Fig. 11(a),(b) に示すが、単純化モデルを用いた場合に比べ、かなり精度が向上していることが分かる。これは、久御山機場に直結している氾濫域のタンクの貯留量が単純化モデルの場合に比べて大きく、水位変化に対するポンプ操作の影響が小さくなっているためと考えられる。

4.4 考 察

2つの洪水流出モデルにカルマンフィルターを併用して、排水機場における水位予測を行った結果、次のようなことが明らかになった。

- 1) いずれのモデルを用いても、予測精度はほぼ同程度である。
- 2) 1時間先の水位予測では、いずれのモデルでもポンプ排水量の予測方法に関わらず、最大でも90 cm 強の誤差で水位予測が可能であった。しかし3時間先予測では、単純化モデル、集中型モデルいずれの場合でも予測誤差はかなり大きくなる。この傾向は、現時点排水量継続法を用いた場合、さらに顕著になる。

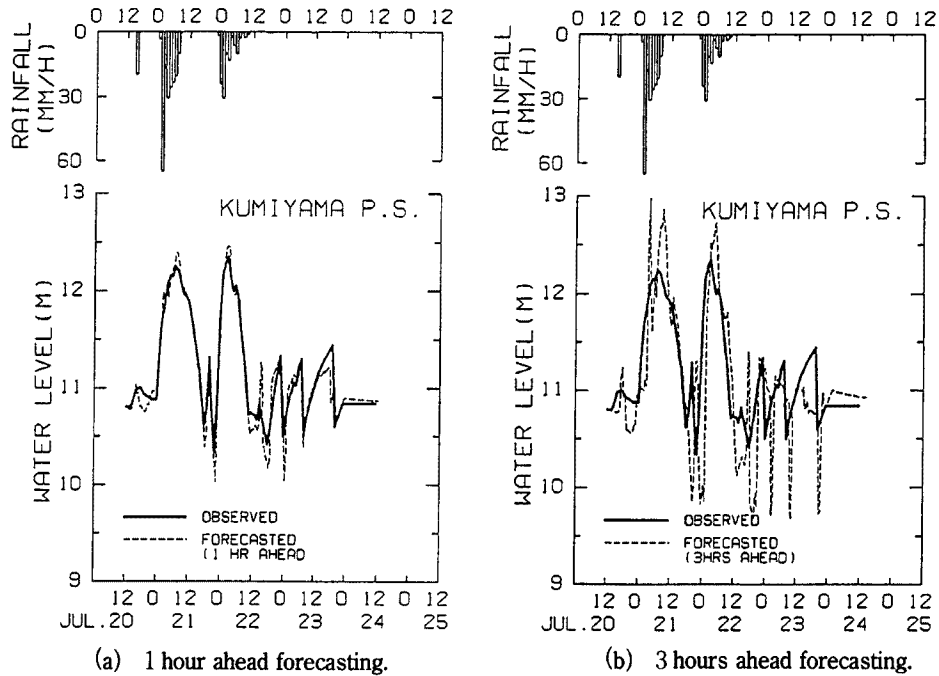


Fig. 11. Water levels at the Ogura Pump Station in July 20-25, 1986. In which, forecasting is performed by the LM System.

- 3) いずれのモデルでも、1時間先の予測誤差は最大で40~90 cm程度である。これは、降雨の予測方法に現時点の降雨が継続するという単純な方法をとっているためと考えられ、将来レーダー雨量計などを用いた精度の高い降雨予測法との併用を検討していく必要がある。
- 4) 集中型モデルでは状態変量の修正と同時にパラメータ a_1 , a_2 の同定も行っているため、将来、流域の土地利用変化などによる流出特性の変化にも対応できることが期待される。
- 5) 計算時間は、HP 9000/730 (76 MIPS) を用いた場合、昭和47年7月豪雨 (11日間) 時の水位予測計算で、単純化モデルで2分40秒、集中型モデルで1.4秒と、集中型モデルの方が圧倒的に短い。現時点では、単純化モデルの計算はワークステーションクラスの計算機に頼らざるを得ないが、集中型モデルの計算はパソコンのレベルで十分可能である。

5. む す び

本研究では、洪水時の排水機場における実時間水位予測の手法として、単純化した低平地タンクモデルと、更に簡略化した集中型モデルを用いたカルマンフィルターを併用して水位予測システムを構築し、その実用性について比較検討した。その結果、集中型モデルを用いたシステムはその単純な構造にも関わらず、低平地タンクモデル単純化モデルを用いたシステムとほぼ同等の予測精度を持つことが明らかになった。また、流出特性の経時変化への対応、計算時間の面からも、集中型モデルを用いる方が有利ではないかと考えられる。

今後の検討課題としては、集中型モデルのパラメータ a_1 , a_2 の物理的解釈や、古川上流部に設置された城陽排水機場の取扱などが挙げられる。

本研究の遂行に際し、終始懇切なる御指導を賜った京都職業能力開発短期大学校長の角屋 睦先生に心より感謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1) 角屋 睦・早瀬吉雄：巨椋低平流域の都市化と内水，京大防災研究所年報，第22号 B-2，1979，pp. 237-256.
- 2) 角屋 睦・早瀬吉雄：流出解析手法（その14）—低平地タンクモデルによる洪水解析—，農業土木学会誌，第49巻第4号，1981，pp. 321-332.
- 3) 角屋 睦・増本隆夫：巨椋低平流域の都市化と内水（7）—昭和61年7月豪雨による氾濫とその考察—，京大防災研究所年報，第30号 B-2，1987，pp. 215-228.
- 4) 永井明博・角屋 睦：洪水流出モデルの適用比較，京大防災研究所年報，第21号 B-2，1978，pp. 235-249.
- 5) 永井明博・角屋 睦・杉山博信・鈴木克英：貯留関数の総合化，京大防災研究所年報，第25号 B-2，1982，pp. 207-220.
- 6) 片山 徹：応用カルマンフィルター，朝倉書店，1983.
- 7) 高棹琢馬・椎葉充晴・富澤直樹：統計的二次近似理論を適用した流出予測システムの構成，京大防災研究所年報，第25号 B-2，1984，pp. 255-273.