

## ダム群流況制御を考慮した広域分布型流出予測システムの開発

佐山敬洋\*・立川康人・寶 馨

\* 京都大学大学院工学研究科

### 要 旨

淀川流域全域を対象としてダム群の流況制御過程を考慮した分布型の流出予測システムを開発した。再現計算の結果、ダムが予備放流に続いて洪水調節に入る過程や、他のダムの操作状況に応じて放流量を決定する連携操作の過程など、洪水時の高度な流況制御の過程を定性的・定量的に再現できることを確認した。また、入力降雨を引き伸ばして流出計算を行った結果、1960年には年超過確率 1/30 の降雨で枚方地点の計画洪水流量を超えるのに対し、ダム群の治水効果が期待できる 2000年には 1/100 の降雨でそれを超過することが明らかとなった。

キーワード：ダム, 分布型流出モデル, 淀川流域, 流況制御, 治水効果

### 1. はじめに

流域の水循環は、本来、自然の摂理に従うものであるが、われわれはそれを人工的に改変し、安全で快適な流域環境を創造してきた。農業用水の確保を目的とした灌漑事業や、治水・利水を目的としたダムの開発、さらには、生態系の多様性を回復することを目的としたダムの操作など、その目的と方法は千差万別であり、そうした流況制御の過程が複雑に影響しあって、実際の流域水循環を形成している。

これまで、水循環に関する研究は、こうした流況制御の影響が少ない流域を対象として物理的な水の挙動を解明し、数理モデルを構築することに傾倒してきた。こうした研究は今後も継続すべきであるが、流域管理に関する計画や意思決定を行うためには、現在行われている流況制御の影響を定量的に評価し、計画代替案が将来の流域水循環に与える影響を評価する必要がある。

本論で着目する我が国の治水事業に特化して言えば、大型のダム群を含む治水施設が高度に流況を制御し、洪水に対する安全性を向上させてきたことは

間違いない。その上で、さらなる安全性の向上を優先するのか、あるいは、被害の軽減を目指してソフト対策に転じるのか、政策の判断が求められている。こうした判断を行うためには、これまでのダム開発がどの程度治水に対する安全性を向上させてきて、当初目標とした安全性に対して現在どの程度まで達成しているのか、さらに、どういった規模の洪水に対して現存するダムは有効に機能するのか、といったことを情報を得ておく必要がある。

ダム群による流況制御が水循環に与える影響を評価する方法は、観測された流量データを解析する方法と、流況制御過程を考慮した流出モデルを用いる方法とに大別できる。例えば、Batalla et al. (2004) はダム群(灌漑用または発電用)が建設される前後の数十年の流量データを用いて洪水頻度解析を行い、年超過確率がそれぞれ 1/2 と 1/10 のピーク流量について、ダム群がピーク流量を約 30 %低減させたことを示している。このようなデータ解析にもとづく手法は、流況制御の過程をモデル化できない場合に有効であるが、そのためには長期のデータが必要

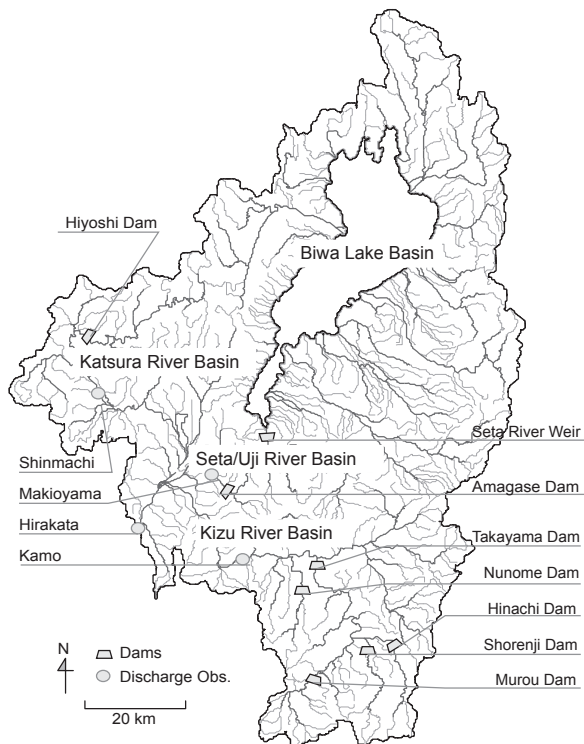


Fig. 1 River channel network of Yodo River basin, and the locations of dams and discharge observation points

であり、また未曾有の洪水に対してはダムを評価できないという欠点を持つ。

一方、Montald et al. (2004) は発電用ダムの放流過程のモデルと分布型流出モデルを統合して、ダム群の効果を評価している。ダム貯留量の初期条件を変えてシミュレーションを行い、洪水前の貯水容量がピーク低減に影響を及ぼすことを示している。流出モデルを用いる方法は、このように条件を変えて計算できるのが利点がある。ただし、Montald et al. (2004) が対象としたのはゲート操作を伴う治水目的のダムではないので、その放流量の算定方法は極めて単純であり、本論で対象とするような多目的ダムの治水効果を算定するためには、より精緻な制御過程のモデルが必要である。

多目的ダムの流況制御過程をモデル化する手法については、ダムの操作規定と意思決定を詳細に再現し、ダムの放流量と水位を予測する手法が市川ら (1999) によって提案されている。この手法の特徴は、予備放流や洪水調節など全てのダムに共通する操作をあらかじめオブジェクト指向型の設計手法でモデル化しておき、個々のダムのモデルは、このモデルを継承しつつ、各モデルで異なる操作方法を付け加

えることで実現するという点にある。本論では、このモデルを基本として、淀川流域内の主要 8 基のダムの流況制御過程をモデル化し、淀川流域全域 (枚方地点上流: 7281 km<sup>2</sup>) を対象に構築する分布型流出モデルと統合する。

以下、3. では、詳細な地形効果を考慮する分布型流出モデル淀川全流域に適用する方法について述べ、4. において、ダムの流況制御過程のモデル化手法について述べる。そして、5. で、構築した流出予測システムを 1982 年と 97 年の台風イベントを対象にして検証した後、6. において、ダム群の治水効果を以下の二つの観点から評価する。

1. 淀川流域でダム建設が始まった 1960 年代から現在に至るまで、どのように治水に対する安全性が向上してきたかを、洪水規模に応じて調べる。
2. ダムが群として機能する効果を定量的に評価する。

## 2. 淀川流域の概要

淀川流域 (8,240km<sup>2</sup>) は、大阪、京都、兵庫、奈良、滋賀、三重の近畿 2 府 4 県に広がり、国内最大の琵琶湖 (湖面面積: 670km<sup>2</sup>) が流域内に存在する。流域は琵琶湖流域 (3,848km<sup>2</sup>)、木津川流域 (1,596km<sup>2</sup>)、宇治川流域 (506km<sup>2</sup>)、桂川流域 (1,100km<sup>2</sup>)、淀川下流流域 (807km<sup>2</sup>)、猪名川流域 (383km<sup>2</sup>) の 6 つの流域で構成される。琵琶湖からの流出はその下流で宇治川と名前を変える瀬田川に流入し、淀の地点で木津川、桂川と合流する。この地点を三川合流と呼び、その下流が淀川本川となる。本研究で開発する流出予測システムの下流端に設定する枚方地点は淀川本川に位置し、上流域面積は 7,281km<sup>2</sup> である (猪名川流域と淀川下流域の一部は含まれない) (Fig. 1)。淀川流域は高度に流水制御が行われており、高山ダム、青蓮寺ダム、布目ダム、室生ダム、比奈知ダムなど主要なダムは主に木津川流域に存在する。琵琶湖からの流出は瀬田洗堰で制御され、さらに下流の天瀬ダムで制御される。桂川流域には日吉ダムが存在し、これらの淀川流域のダムは統合的に管理されている。

## 3. 淀川流域を対象とした分布型流出予測システム

### 3.1 概説

淀川流域を対象として、分布型の流出予測システムを構築する。従来、数百 km<sup>2</sup> 程度の中小流域に適

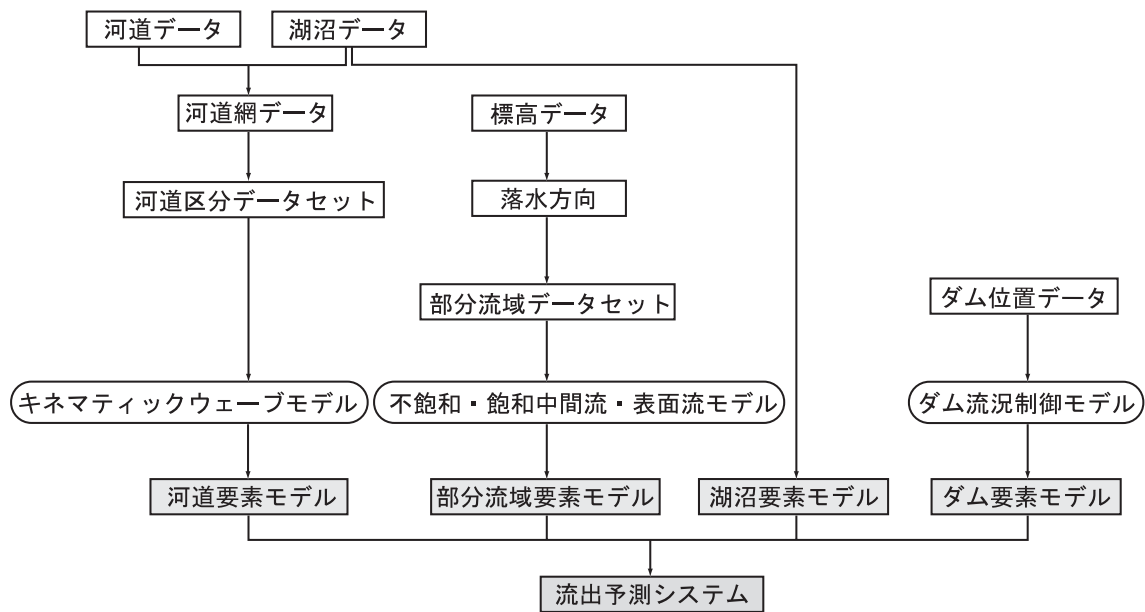


Fig. 2 Development flow of the rainfall-runoff prediction system

用されてきた詳細な地形情報にもとづく分布型流出モデルを、7000 km<sup>2</sup> を超える淀川流域に適用するにあたり、本研究では、構造的モデリングシステム(高棹ら, 1995)にもとづき、全体の流出予測システムを以下に示す要素モデルの集合として構成する。

- 河道要素モデル
- 部分流域要素モデル
- 湖沼要素モデル
- ダム要素モデル

以下に、流出予測システム構築の手順を示す。Fig. 2 はその流れを図示したものである。

1. 国土数値情報の河道データと湖沼データを接続することにより湖岸線を含む河道網データを作成する。
2. 河道網を約 3 km 毎に分割して河道区分データセットを作成する。
3. 河道区分にキネマティックウェーブモデルを適用して河道要素モデルを構築する。
4. 標高データから落水方向を決定し、それぞれの河道区分に流入する部分流域を抽出する。
5. 部分流域のデータセットは勾配、落水方向、面積の情報をもつ矩形斜面の集合であり、それぞれの矩形斜面に不飽和・飽和中間流・表面流モデル(立川ら, 2004)を適用して、分布型の部分流域要素モデルを構築する。
6. 琵琶湖の水位変化を流入量、降雨量、放流量から算定する湖沼要素モデルを構築する。なお、

琵琶湖からの放流量は、ダム流況制御モデルを瀬田川洗堰に適用した瀬田川洗堰のダム要素モデルによって算定する。

7. 淀川流域内の主要 8 基のダムを対象に、ダム流況制御モデルを適用し、ダム要素モデルを構築する。
8. これら全ての要素モデルを接続して、流域全体の流出予測システムを構築する。

なお、ダム要素モデルの基本モデルとなるダム流況制御モデルについては 4. でその詳細を述べることにし、ここでは、各要素モデルの構築手法とその接続手法について述べる。

### 3.2 河道要素モデル

国土数値情報の河道データ (W15-52L) と湖沼(面)データ (W09-50A) を接続し、琵琶湖の湖岸線を含む河道網データ (Fig. 1) を作成する。合流点、流量観測所地点、ダム地点で河道網を分割し、さらに 3 km 以上の河道があれば、その長さが約 3 km になるように分割する。また、琵琶湖の湖岸線も同様、河川の流入点で分割し、さらに 3 km 以上の湖岸線があれば、その長さが約 3 km になるように分割する。ここでは、これらを河道区分、湖岸線区分と呼ぶことにする。

河道、湖岸線を約 3 km に分割する理由は、一つの部分流域の大きさを約 3 km×3 km にするためであり、この大きさは、国土交通省旧深山レーダの

空間分解能に対応している。本論で構築する部分流域の要素モデルは、落水線型の分布型流出モデルであるが、今後、実時間予測を目的として流出計算する場合、この部分流域の要素モデルを集中化し、計算効率のよい流出予測システムを開発する予定である。その際、降雨の空間分布情報を失わず、かつ効率のよいモデルを構築するためには、部分流域の大きさを約  $3 \text{ km} \times 3 \text{ km}$  にしておく都合がよい。

河道幅に関しては、淀川流域内の木津川流域、琵琶湖流域、桂川流域において 22 地点の河道幅（起底流量時の河道幅）と集水面積の関係から式 (1) に示す回帰式を作成し、すべての河道区分に対する河道幅を算出する。

$$W = 0.024A^{0.39} \quad (1)$$

ここに、 $W$  : 河道幅 [m]、 $A$  : 集水面積 [ $\text{m}^2$ ] である。ただし、淀川本川、瀬田川・宇治川については上流に琵琶湖が存在し、回帰式が適合しないので、それぞれ数地点の河道幅を平均して求めた 262 m、116 m を淀川本川、瀬田川・宇治川の河道幅とした。

それぞれの河道区分にキネマティックウェーブモデルを適用し、河道要素モデルを構築する。このモデルの単位幅流量  $q$  [ $\text{m}^2/\text{s}$ ] と水深  $h$  [m] の関係は式 (2) で表され、式 (3) の連続式と組み合わせて河道内の流出を計算する。

$$q = \alpha h^m \quad (2)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r(t) \quad (3)$$

ここに、 $\alpha$  : パラメータ ( $\alpha = \sqrt{i}/n$ ,  $i$  : 勾配 [rad],  $n$  : 粗度係数 [ $\text{m}^{-1/3}\text{s}$ ]),  $m$  : 定数 [-] ( $= 5/3$ ),  $r$  : 単位長さあたりの側方流入量 [ $\text{m}/\text{s}$ ] である。

### 3.3 部分流域要素モデル

国土数値情報の標高データ（空間分解能：250 m）をもとに最急勾配法で落水方向を決定し、各河道区分に流入する部分流域を抽出する（市川ら，2001）。また、河川に流入せずに直接琵琶湖に流入する流域については、湖岸線区分に流入する部分流域を抽出する。Fig. 3 は河道区分と部分流域の例を示している。色分けされているのが一つの部分流域に対応している。

部分流域は勾配、落水方向、面積の情報をもつ矩形斜面の集合であり、それぞれの矩形斜面に不飽和・飽和中間流・表面流モデル（立川ら，2004）を適用し、分布型の部分流域要素モデルを構築する。

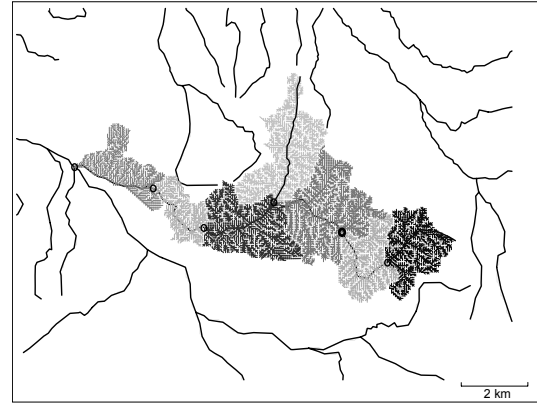


Fig. 3 Examples of river segments and subcatchments

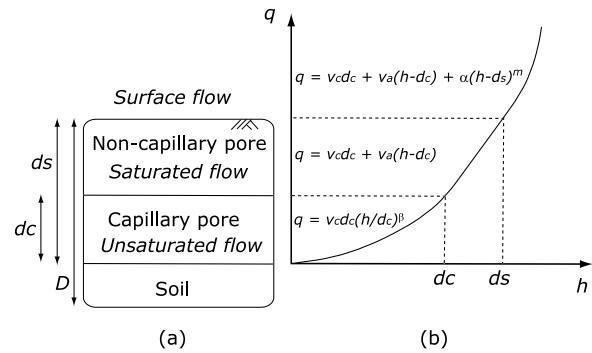


Fig. 4 Concept of the soil layer (a) and discharge - water depths relations (b) of unsaturated, saturated subsurface, and surface flow model

Fig. 4 (a) はこの流出モデルが想定する土層を明示したものであり、土壌中のマトリックス部を流れる不飽和流、土壌中の空隙部を重力水として流れる飽和中間流、そして地表を流れる表面流の三種類の流れを考慮するモデルである。土層厚を  $D$  [m]、土壌中の飽和水分量に対応する水深高さを  $d_s$  [m]、マトリックス部の最大水分量に対応する水深高さを  $d_c$  [m] とする。

$k_c$  をマトリックス部の飽和透水係数 [m/s]、 $k_a$  を大空隙での飽和透水係数 [m/s] とし、 $v_c = k_c i$ 、 $v_a = k_a i$  とおくと、単位幅流量  $q$  [ $\text{m}^2/\text{s}$ ] と水深  $h$  [m] の関係は、

$$q = \begin{cases} v_c d_c \left( \frac{h}{d_c} \right)^\beta, & (0 \leq h \leq d_c) \\ v_c d_c + v_a (h - d_c), & (d_c < h \leq d_s) \\ v_c d_c + v_a (h - d_c) + \alpha (h - d_s)^m, & (d_s < h) \end{cases} \quad (4)$$

と表すことができる。ここに、 $\beta$  [-] はマトリックス

部において含水率の減少に伴う透水係数の減少の大きさを表すパラメタである。マトリクス部と大空隙部の流量流積関係の連続性から  $\beta = k_a/k_c$  とする。この式で表される  $q$  と  $h$  の関係を Fig. 4 (b) に示す。また、伝播速度  $c$  [m/s] は、

$$c = \frac{\partial q}{\partial h} = \begin{cases} \beta v_c \left(\frac{h}{d_c}\right)^{\beta-1}, & (0 \leq h \leq d_c) \\ v_a, & (d_c < h \leq d_s) \\ m\alpha(h - d_s)^{m-1} + v_a, & (d_s < h) \end{cases} \quad (5)$$

となる。これらの関係式と連続式 (3) とを組み合わせることで矩形斜面からの降雨流出を計算する。

### 3.4 湖沼要素モデル

琵琶湖への流入量  $q_{in}$  [cms], 瀬田川洗堰からの放流量  $q_{out}$  [cms], 湖沼上の降雨強度  $r_l$  [m/s] から琵琶湖水位  $h_l$  [m] の変化を算定する湖沼要素モデルを構築する。このとき連続式 (6) が成立する。

$$\frac{dh_l}{dt} = \frac{1}{A_l} (q_{in} - q_{out}) + r_l \quad (6)$$

ここに、 $A_l$ : 琵琶湖の面積 (=670×10<sup>6</sup> m<sup>2</sup>) である。

### 3.5 ダム要素モデル

後述するダム流況制御モデルを淀川流域内の主要な 8 基のダム (Table 1) に適用してダム要素モデルを構築する。

### 3.6 要素モデルの接続

淀川流域全体の流出予測システムは、複数の河道要素モデル、部分流域要素モデル、湖沼要素モデル、およびダム要素モデルによって構成される。

流域全体のシステムを要素モデルの組み合わせとして取り扱う方法は、高棹ら (1995) によって開発された構造的モデリングシステムによって実現する。このシステムでは、要素モデルの実行制御やデータの授受など、計算機シミュレーションを行う上で基本的な機能はあらかじめオブジェクト指向言語で記述しており、ユーザーは要素モデルを構築し、その接続関係を記述すればよい。

ただし、本研究が対象とする淀川流域の流出予測システムは 3000 個以上の要素モデルが全体のシステムを構成しており、その接続関係をいちいち指定することは現実的ではない。そこで、河道区分データセットをもとに要素モデルの接続関係を自動的に記述する手法を開発した。これにより、下流端の河道区分を指定すると、その上流のみを含む流域全体

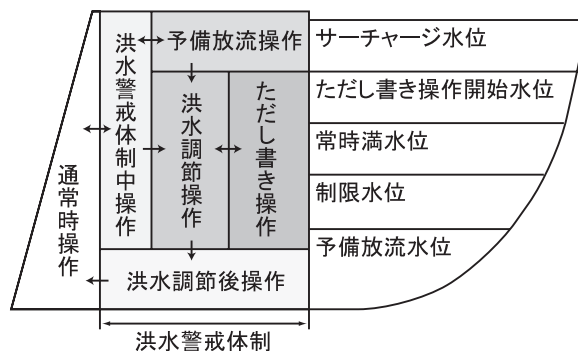


Fig. 5 Operation statuses and specific water stages of Dams' flow regime control model

の流出予測システムを瞬時に構築することが可能となった。

## 4. ダム流況制御モデルの構築

ダムの操作規定と意思決定を定式化することにより、ダムによる流況制御の過程をモデル化する。ここで構築するモデルは、ダムへの流入量、ダム上流域の平均降雨量、および、連携操作の対象となるダムの操作過程を入力情報とし、ダムからの放流量と水位を予測するモデルである。

本論で対象とする淀川流域の主要な 8 基のダムは、全て洪水制御をその目的の一つとする多目的ダムである。それぞれは異なった操作規定に従って運用されているが、以下に示す六段階の操作過程は洪水制御を目的としたダムに共通した操作過程であり、一般化することができる (市川ら, 1999)。

- 通常時の操作
- 洪水警戒体制中の操作
- 予備放流操作
- 洪水調節操作
- ただし書き操作
- 洪水調節後の操作

それぞれのダムの操作は常に上の 6 段階の操作過程のいずれかにあり、各操作過程の操作方法と、ある操作過程から別の操作過程に移行する条件を if-then 形式で定式化する。Fig. 5 はダム流況制御モデルの操作過程と移行の順序、および操作規定で定められた水位を示している。Table 1 に示すよう、一部のダムは予備放流を行わないが、その場合は予備放流操作過程に入らないよう条件を加える。以後、操作規定に明記される各操作過程の操作方針とそのモデル化手法、およびその過程へ移行する条

Table 1 Properties of dams in the Yodo River Basin

ダム	運用開始年	集水面積 [km <sup>2</sup> ]	洪水調節容量 * [× 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	洪水調節方式	予備放流
瀬田川洗堰	1905 **	3848	2221 ***	一定量	なし
天ヶ瀬ダム	1964	4200	20.0	一定量	あり
高山ダム	1969	615	35.4	一定量一定率	なし ****
青蓮寺ダム	1970	100	8.4	一定量	あり
室生ダム	1974	169	7.8	一定量	あり
布目ダム	1992	75	6.4	一定量一定率	なし
日吉ダム	1998	290	42.0	一定量	なし
比奈知ダム	1999	76	9.0	一定量	なし

\* 制限水位からサーチャージ水位まで貯水容量。

\*\* 1905年：南郷洗堰が完成，1961：現在の瀬田川洗堰が完成。

\*\*\* 基準水位 (-0.30 m) から計画高水位 (1.40 m) までの琵琶湖貯水量。

\*\*\*\* 非洪水期間は予備放流あり。

件のモデル化手法について詳しく述べる。なお，ここでは，ダム施設管理規定，ダム操作細則，各種操作要領をまとめて操作規定と呼ぶことにする。

#### 4.1 通常時の操作

##### (1) 操作方針

通常時（洪水警戒体制中でない時）はダムの水位を目標とする水位に維持するための操作を行う。一般に一年を洪水期間と非洪水期間に分け，洪水期間は制限水位に，非洪水期間は常時満水位に水位を保つことを目標とする。例えば，青蓮寺ダムでは6月16日から10月15日までを洪水期間，10月16日から翌年6月15日までを非洪水期間としている。

##### (2) 当該操作過程のモデル化

洪水期間，非洪水期間，制限水位，常時満水位をそれぞれモデルパラメータとし，洪水期間は常時満水位に，非洪水期間は制限水位に水位を保つよう放流量を決定する。

なお，洪水期間から非洪水期間への遷移期間は15日間とし，その期間で制限水位から常時満水位に水位を回復させるよう放流を行う。また，非洪水期間から洪水期間への遷移期間も同様に15日間とし，その期間で常時満水位から制限水位まで水位を低下させる。

##### (3) 当該操作過程への移行条件

上述のとおり洪水警戒体制中でなければ通常時の操作を行う。言い換えれば，洪水警戒体制を解除して

通常操作にもどる条件が通常操作に移行する条件である。洪水警戒体制を解除する条件はその開始条件とあわせて4.2 (3) に示す。

#### 4.2 洪水警戒体制中の操作

##### (1) 操作方針

一般に近接する气象台から降雨に関する注意報や警報が発令された場合は洪水警戒体制に入り，関係機関との連絡を密にするなど情報収集を行うとともに，予備放流や洪水調節の計画を立てる。水位は洪水警戒体制に入った時点の水位より高くないように維持する。

##### (2) 当該操作過程のモデル化

洪水警戒体制に入った時点の水位（一般に洪水期間であれば制限水位，非洪水期間であれば常時満水位）を保つよう放流する。

なお，予備放流や洪水調節を行っている間も洪水警戒体制を布いているので，厳密には洪水警戒態勢中の操作といえるが，ここでは，予備放流あるいは洪水調節に入る前のダムの操作を洪水警戒体制中の操作と呼ぶことにしている。

##### (3) 当該操作過程への移行条件

洪水警戒体制に入る条件は「近接する气象台から注意報や警報が発令された場合や統合管理事務所から指示があった場合」など施設管理規定には詳細な条件は明記されていない。ただし，ダムによってはその操作細則に「流域内の平均累計雨量が数十 mm



に達して、かつ降雨の継続が予想される場合に洪水警戒体制に入る」などの記述があり、過去の降雨履歴と将来の降雨予測をもとに管理者による意思決定がなされていることがわかる。

ダム流況制御モデルは洪水警戒体制に入る条件を以下のように定義することによりダム管理者の意思決定を反映させることにする。

- 現在時刻から将来  $T_{wf}$  [h] 内の総降水量が  $R_{wf}$  [mm] 以上と予想された場合は洪水警戒体制に入る。

ここに、 $T_{wf}$  と  $R_{wf}$  はパラメータであり、本論ではそれぞれ 9 時間以内、50 mm とした。また、実際のダム操作では将来の降雨を何らかの手法で予測することになるが、本論では計算に用いる入力降雨を将来時刻にわたって積算して予測値とみなしている。

洪水警戒体制の解除の条件についても、施設管理規定には「洪水警戒体制を維持する必要がなくなったと認める場合」など詳細な条件は明記されていない。

ダム流況制御モデルでは洪水警戒体制の解除の条件を以下のように定義することにより意思決定を反映させる。

- 現在時刻から過去  $T_{wp}$  内の総降水量が  $R_{wp}$  [mm] 以下となった場合は洪水警戒体制を解除する。

ここに、 $T_{wp}$  と  $R_{wp}$  はパラメータであり、本論ではそれぞれ 24 時間以内、50 mm とした。

#### 4.3 予備放流操作

##### (1) 操作方針

一般に予備放流を行うことによって洪水前の貯水容量を確保することが操作規定に定められている。予備放流によって達成する目標の水位を予備放流水位と呼び、これは予測する洪水の規模に応じてその都度ダム管理者が決定する。予備放流量はその最大流量が施設管理規定に明記されているが、実際には事前放流指示要領に書かれている予備放流量の基準値に従うことが多いようである。また、予備放流を実施する前には準備期間をとり、その間に関係機関や下流域に対して通知・警告を出す。

##### (2) 当該操作過程のモデル化

上述のとおり予備放流水位は洪水規模に応じて決定されるが、本論では、予備放流の最低水位が操作規定に明記されている場合はその値を、明記されていない場合は観測値から予備放流水位を推定し、モ

デルのパラメータとする。予備放流量に関しても、その基準値が事前放流指示要領に明記されている場合はその値を、明記されていない場合は観測値から予備放流量を推定し、モデルのパラメータとする。

当該操作は予備放流量をダムの水位が予備放流水位に達するまで放流し続ける。ただし、放流量を短い時間で急増させないという操作方針を反映させるため、予備放流量開始時はモデルパラメータとして決定する一時間あたりの最大放流増加量を超過しないように放流量を増加させる。また、予備放流を行うための準備期間としてその操作の実施を数時間遅らせる。この準備期間はパラメータとして与え、本論では 3 時間とした。

##### (3) 当該操作過程への移行条件

予備放流に入る条件は、「洪水調節を行う必要が生ずると認められ、水位が予備放流水位を超えている場合」など施設管理規定には詳細な条件は明記されていない。ただし、ダムによってはその事前放流指示要領に「台風が N25 °以北にあり、近畿地方に接近または上流の恐れが 24 時間以内となったとき。」や「台風の接近により、ダム流域内に実績降雨が観測されたとき」などの記述があり、管理者が過去の降雨履歴と将来の降雨予測をもとにして意思決定を行っていることがわかる。

ダム流況制御モデルは予備放流に入る条件を、以下のように定義することによりダム管理者の意思決定を反映させることにする。

- 現在時刻から過去  $T_{pp}$  [h] 内の総降水量が  $R_{pp}$  [mm] 以上となり、かつ、将来  $T_{pf}$  [h] 内の総降水量が  $R_{pf}$  [mm] 以上と予想された場合は予備放流操作に入る。

ここに、 $T_{pp}$ 、 $R_{pp}$ 、 $T_{pf}$ 、 $R_{pf}$  はパラメータであり、それぞれ、24 時間以内、50mm 以上、24 時間以内、200 mm (天ヶ瀬ダム：100 mm) 以上とした。また、洪水警戒体制の開始条件と同様、将来の予測降雨  $T_{pf}$  に関しては、計算に用いる入力降雨を将来にわたって積算し予測値とみなす。

#### 4.4 洪水調節操作

##### (1) 操作方針

一般に流入量が洪水流量を超えると洪水調節を行う。洪水調節にはいくつかの方式があり、それぞれのダムで定められた操作規定もとついて洪水調節を行う。なお、本論で対象とする淀川流域内の 8 基のダムは以下の二種類の洪水調節方式をとる。

一定量放流方式：流入量に関係なく放流量を一定

に保つ。なお、この場合の一定の放流量は操作規定で定められる洪水流量と同じ流量である。  
一定率一定量放流方式：流入量がピークに達するまでは流入量に対して一定の割合で放流し、流入量がピークに達した後はそのときの放流量を保つ。

#### (2) 当該操作過程のモデル化

一定量放流方式：操作規定に定められる洪水流量をパラメータとし、洪水調節中の放流量はこの洪水流量とする。

一定率一定量放流方式：操作規定に定められている洪水調節をそのまま定式化する。

#### (3) 当該操作過程への移行条件

流入量が洪水流量を超えた場合は洪水調節に入る。これはたとえ当該ダムが予備放流中であっても例外ではない。流入量が洪水流量よりも少なくなれば、洪水調節を終了する。

### 4.5 ただし書き操作

#### (1) 操作方針

計画規模を超える洪水が発生した場合には、洪水調節を続けるとダムの水位が上昇して危険な状態に陥る。従って、水位がただし書き操作開始水位を超え、かつ、今後サーチャージ水位を超えることが予想される場合には、水位がそれ以上上昇しないよう非常用ゲートを開放する。

#### (2) 当該操作過程のモデル化

ダムへの流入量をそのまま放流することにより、水位の上昇を防ぐ。ただし、一時間あたりの放流増加量は、水位がサーチャージ水位を超えない限りにおいて、パラメータで定める一時間あたりの最大放流量増加量以下にする。

#### (3) 当該操作過程への移行条件

水位がただし書き操作開始水位を超えた場合は当該操作に入る。そして、水位がただし書き操作開始水位よりも低くなった時点で当該操作を終了する。

### 4.6 洪水調節後の操作

#### (1) 操作方針

洪水調節を行った後に、水位が洪水期間にあっては限界水位、非洪水期間にあっては常時満水位を超えているときは、速やかに水位を制限水位または常時満水位にまで低下させる。この場合の放流量は洪水流量を最大とする。

#### (2) 当該操作過程のモデル化

流入量に関わらずパラメータで定める洪水流量で放流を実施し、水位を制限水位または常時満水位にまで低下させる。

#### (3) 当該操作過程への移行条件

洪水調節中、または、ただし書き操作中に流入量が洪水流量を下回った時点で洪水調節を終了し、当該操作過程に入る。そして水位が制限水位または常時満水位にまで低下した時点で当該操作を終了する。

### 4.7 パラメータのまとめ

ダム流況制御モデルのパラメータを列挙する。

- 水位に関するパラメータ

- 制限水位

- 常時満水位

- 予備放流水位

- ただし書き操作開始水位

- サーチャージ水位

- 流量に関するパラメータ

- 洪水流量

- 最大予備放流量

- 一時間あたりの最大放流増加量

- 期間に関するパラメータ

- 非洪水期間

- 洪水期間

- 予備放流準備期間

- 移行条件に関するパラメータ

- 洪水警戒体制の開始終了条件：

- $T_{wf}, R_{wf}, T_{wp}, R_{wp}$

- 予備放流の開始条件：

- $T_{pf}, R_{pf}, T_{pp}, R_{pp}$

- 貯留量-水位関係

このうち、予備放流水位、一時間あたりの最大放流増加量、予備放流準備期間、洪水警戒体制の開始終了条件、および、予備放流の開始条件は、操作規定に明記されていないか、明記されていても直接パラメータとして用いることができないので、観測値等から推定する。

### 5. モデル検証

#### 5.1 計算条件

##### (1) 対象降雨イベント

過去 30 年で近畿地方に最も大きな洪水被害をもたらした 1982 年の台風 10 号 (T8210) の降雨イベントを対象として、淀川流域全域 (枚方上流) の流出計算を行った。計算期間は、T8210 が近畿地方を



通過した8月1日0時から8月3日0時までの48時間とし、流域内の58地点で観測された時間雨量をティーセン分割して入力降雨とした。計算期間中の枚方上流の流域平均雨量は2日間で203 mmであり、これは1/15の年超過確率に相当する(建設省近畿地方建設局, 1970)。

また、82年当時のダム貯水池、および琵琶湖における観測水位データを入手していないので、そのデータが得られた97年の台風9号(T9709)の降雨イベントを対象にした流出計算も行っている。計算期間は7月25日0時から7月29日0時までの96時間とし、同じく地上観測雨量をティーセン分割して入力降雨とした。計算期間中の枚方上流の流域平均雨量は4日間で149 mmである。

特に断らない限り、降雨規模の大きいT8210の計算結果について考察する。一部、ダム要素モデルの水位予測結果の検証を目的として、T9709の計算結果を考察する。

## (2) モデルパラメータ

国土数値情報の土地利用データをもとにして流域全体を森林、農地、都市域に分割し、それぞれ異なる流出パラメータを使用した。琵琶湖を除いた流域全体に対する面積率は、森林が63%、農地が20%、都市域が17%であった。使用したパラメータの値は、森林において $n = 0.6 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ 、 $D = 1.0 \text{ m}$ 、 $d_s = 0.15 \text{ m}$ (木津川、宇治川流域は0.25 m)、 $d_c = 0.1 \text{ m}$ 、 $k_s = 0.01 \text{ m/s}$ 、 $\beta = 8.0$ 、農地において $n = 1.0 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ 、都市域において $n = 0.3 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ である。農地と都市域は土層を考慮せず式(4)の $d_c$ と $d_s$ をゼロとした表面流モデルを用いた。ただし、T9709に対しては森林の $d_s$ を0.2 mとした。また、河道の $n$ は $0.03 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ とした。

## 5.2 ダム流入量・放流量計算結果

1982年の台風10号(T8210)の観測降雨を入力し、淀川全域でシミュレーションを行った。各ダムにおける流入量および放流量の計算結果を示す。

### (1) 天ヶ瀬ダム

Fig. 6 は天ヶ瀬ダムにおける計算(図中: Simulated)および観測(図中: Observed)の流入量(図中: inflow)と放流量(図中: outflow)を示している。計算結果のピーク流入量は観測結果のそれを若干大きく見積もっているが、ピークの立ち上がりや低減を含めて全体的な傾向はよく再現できている。

放流量に関しては、操作規定に定められている洪水流量が840 cmsであり、流入量が洪水流量を越え

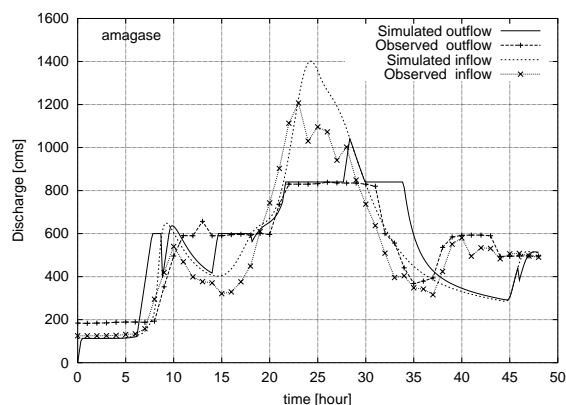


Fig. 6 Simulated and observed inflow and outflow at Amagase dam during the '82 event

た時点で一定量放流方式による洪水調節に入る。この操作をダムモデルはよく再現している。また、観測放流量より、計算開始時刻より12時間後から18時間後ぐらいまで、天ヶ瀬ダムは予備放流を行っていることがわかる。ダムモデルはやや予備放流のタイミングが早い、その放流操作を再現できている。

### (2) 青蓮寺ダム

Fig. 7 は青蓮寺ダムにおける計算および観測の流入量と放流量を示している。ピーク時の計算流入量は観測流入量をよく再現しているが、計算開始時刻より5時間後から10時間後ぐらいまでは計算流入量は観測流入量を小さく見積もっている。これは、モデルにおける初期の土壌中の水分量が小さいためであると考えられる。

計算放流量は予備放流、洪水調節の傾向を再現している。なお、1982年当時の水位観測データを入手していないので、1997年の台風9号(T9709)時の観測水位をもとに予備放流水位を決定している。ダムモデルは予備放流をによって水位をあらかじめ予備放流水位まで低下させる。計算の予備放流時間が観測のそれより短いのは計算流入量を小さく見積もっていることが支配的な原因であると考えられる。

ピーク時の放流量は計算結果が460 cms、観測結果が約390 cmsであり計算結果の方が大きい。ダムモデルが操作規定に定められた洪水流量460 cmsを放流しているのに対し、実際の放流量がそれより少ないのは、管理者がダムの貯水容量と予測流入量にもとづいて安全側の操作時判断を行ったためであると考えられる。こういった安全側の操作判断は洪水規模が小さいほど積極的に行われる。例えば、Fig. 8 はT8210より規模の小さいT9709時の青蓮

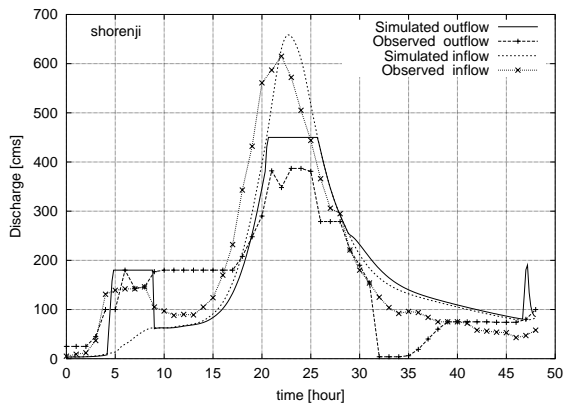


Fig. 7 Simulated and observed inflow and outflow at Shorenji dam during the '82 event

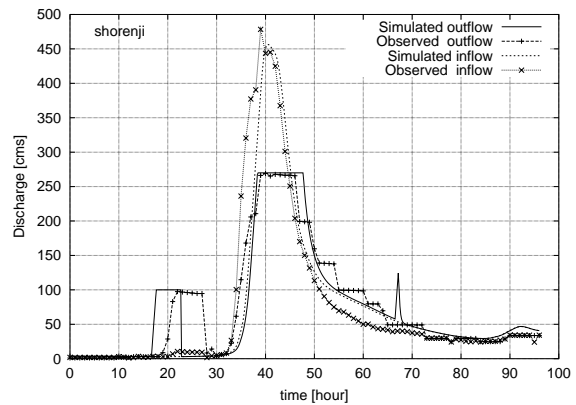


Fig. 8 Simulated and observed inflow and outflow at Shorenji dam during the '97 event

寺ダムにおける流入量と放流量を示しており、ピーク時の観測放流量は T8210 の場合よりさらに小さい 270 cms であることがわかる。流出計算の目的が過去の洪水イベントを再現することであるならば、この観測放流量を洪水流量のパラメータ値とすればよく、Fig. 8 の計算放流量は実際に洪水流量を操作規定に示されている 460 cms から 270 cms に変更して計算した結果である。予備放流量についても、その基準値である 180 cms ではなく観測値より 100 cms をパラメータの値とした。なお、T9709 時の観測水位を入手しており、Fig. 9 に観測水位と計算水位を示している。予備放流で水位を低下させ、洪水調節中に水位が上昇するという傾向が再現できているといえる。

このように、洪水規模が小さい場合は安全側の操作判断が行われるようであるが、治水安全度の算定を目的とする場合など、取り扱う洪水の規模が大きい場合は、操作規定に定められた洪水流量と予備放流量の基準値をパラメータの値として用いればよいと考えられる。

### (3) 高山ダム

Fig. 10 は高山ダムにおける計算および観測の流入量と放流量を示している。高山ダムは木津川流域のダム群の下流に位置し、室生ダム、青蓮寺ダム、比奈知ダムからの放流が流入してくる（ただし、82 年当時、比奈知ダムは建設が終了していないのでこの計算では考慮していない）。計算流入量が観測流入量のある程度の精度を持って再現していることから、室生ダム、青蓮寺ダムとその他の流域の降雨流出がある程度の精度をもって再現できていると言える。

高山ダムは、予備放流は行わず、一定量一定率方

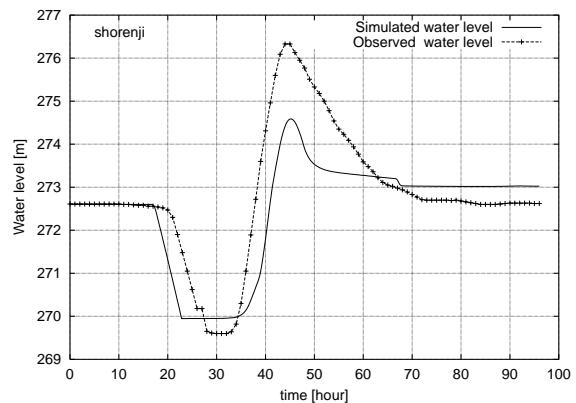


Fig. 9 Simulated and observed water stages at Shorenji dam during the '97 event

式で洪水調節を行う。計算結果は操作規定をそのまま反映しており、計算によるピーク流量は観測結果をよく再現しているものの、計算開始時刻より 30 時間後ぐらいから 40 時間後ぐらいまでは計算放流量の方が観測放流量よりも大きくなっている。ダムモデルはピークが終了した後に水位低下を積極的に行うのに対し、実際の操作ではピーク後数時間以内に別の洪水の危険性は差し迫っていないと判断し、放流量をできる限り少なくする操作を行っているものと考えられる。

### (4) 瀬田川洗堰

Fig. 11 は瀬田川洗堰における観測放流量と計算放流量を示している。観測結果から放流量を約 100 cms に抑えている場合と約 350 cms に増やしている場合があることが分かる。また、当時の新聞記事は「8 月 2 日の 14 時（計算開始時刻より 38 時間後）に琵琶湖の水位が危険水位（琵琶湖水位、プラ

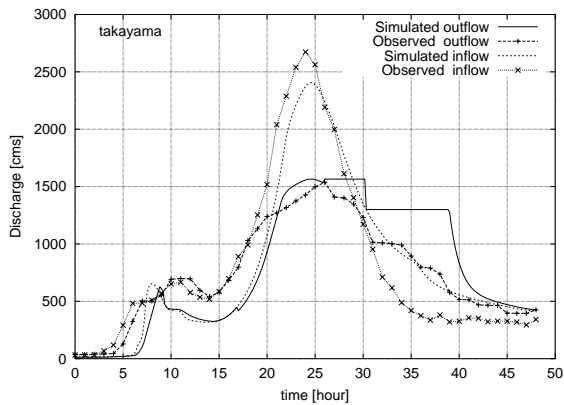


Fig. 10 Simulated and observed inflow and outflow at Takayama dam during the '82 event

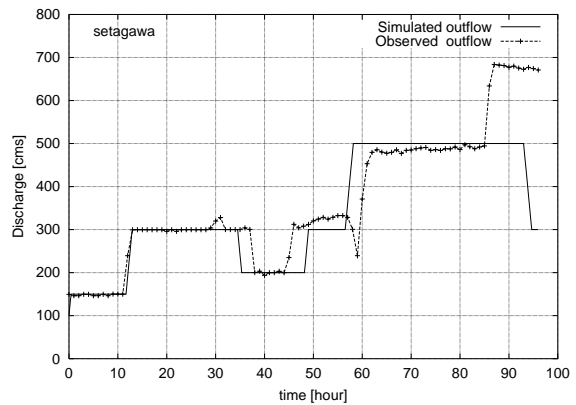


Fig. 12 Simulated and observed outflow at Seta River weir during the '97 event

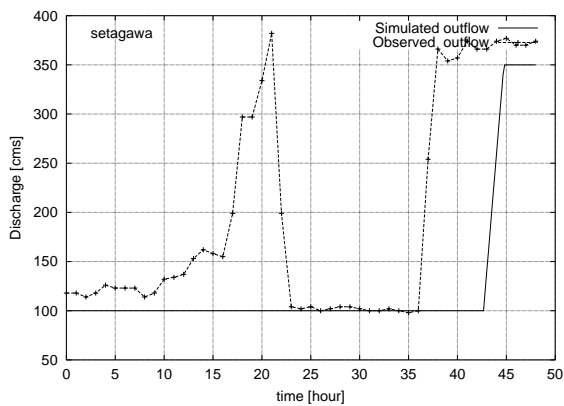


Fig. 11 Simulated and observed outflow at Seta River weir during the '82 event

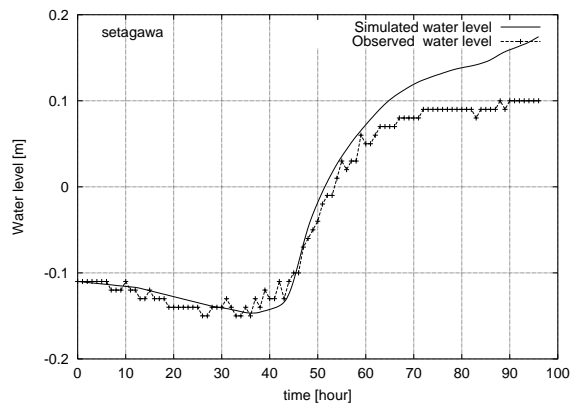


Fig. 13 Simulated and observed water level of Biwa Lake during the '97 event

ス 50mm) を突破したため瀬田川洗堰のゲートを全て降ろして 100 cms の放流量を 300 cms に増やした。」と報道している (淀川工事事務所, 2001)。これらの情報にもとづき、瀬田川洗堰のモデルは、通常操作、洪水警戒体制中の操作、ただし書き操作において放流すべき量をそれぞれパラメータとして与えるとともに、洪水調節操作については、危険水位のパラメータを加えることにより、琵琶湖の水位が危険水位以下の場合と以上の場合で異なった放流を行うようにした。さらに、後述する T9709 の再現計算より、その条件だけでは洪水調節の操作を十分に再現し得ない場合があることが分かったので、流入量がピーク以前か以後かによっても場合分けを行って異なる量を放流することにした。

なお、瀬田川洗堰の操作規定には予備放流に関する規定は明記されておらず、Fig. 11 の計算放流量は、観測値に見られる計算開始時刻 15 時間後から

20 時間後までの予備放流を再現していない。ただし、それによって生じる誤差はこの場合約 250 cms であり、流域全体で見ればそれほど大きな誤差ではない。

Fig. 12 は T9709 時の観測放流量と計算放流量を示している。この場合は、観測値をもとに、通常時は 150 cms、洪水警戒体制中で流入量がピーク前ならば 300 cms、ピーク後ならば 500 cms、危険水位以上の場合には流入量のピーク前後に関わらず 600 cms を放流するようにパラメータを決定した。さらに、「天ヶ瀬ダムが予備放流中の場合は 200 cms 以下の放流とする」という連携操作規定を反映させたモデル化を行っている。

観測結果、計算結果とも計算開始時刻より 35 時間後ぐらいから 40 時間後ぐらいにかけて放流量を一時的に 200 cms まで低減している。これは、天ヶ瀬ダムが予備放流の準備、または予備放流を実施して

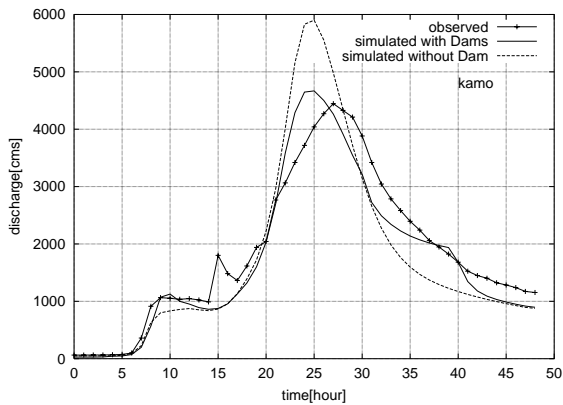


Fig. 14 Simulated with and without dams, and observed discharge at Kamo in Kizu River basin during the '82 event

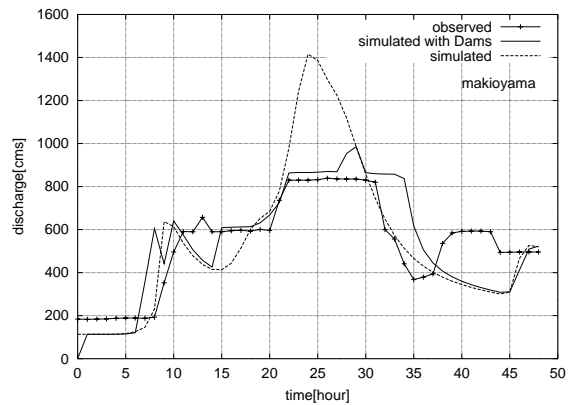


Fig. 15 Simulated with and without dams, and observed discharge at Maki-oyama in Uji River basin during the '82 event

いる時間帯である。ちなみに、T8210のケースでもこの連携操作を考慮しているが、その効果が計算結果に見られないのは、天ヶ瀬ダムが予備放流を行っている間は連携操作の操作規定で定められている放流量、200 cmsを下回った量を瀬田川洗堰から放流をしているためである。

Fig. 13 は T9709 時の琵琶湖の水位の観測値と計算値である。琵琶湖の標準水位を基準にして表示している。計算開始時刻より 60 時間後以降は観測値と計算値に若干の差異が見られるが、それ以前は計算値は観測値に非常に良く適合していると言える。このことは、琵琶湖流域の流出計算の妥当性を示している。

### 5.3 流域内の各地点における流量計算結果

Fig. 14 ~ Fig. 17 に淀川流域内の各地点における計算流量と観測流量を示す。図中の実線はダムを考慮して計算した場合の結果であり、点線は瀬田川洗堰のみを考慮し、その他のダムを一切考慮せずに計算した場合の結果である。

Fig. 14 に示す木津川流域の加茂地点では、上流に敷設された 3 基のダム (高山ダム、青蓮寺ダム、室生ダム) の治水効果によりピーク流量が約 1,000 cms 低減できている。そして、そのダムを考慮した計算結果は観測値とよく適合している。

Fig. 15 に示す宇治川流域の槇尾山地点では、天ヶ瀬ダムの治水効果によりピーク流量を約 600 cms 低減できている。計算開始から 28 時間後のあたりで計算流量が 1,000 cms 程度まで一時的に上昇するのは、上流の天ヶ瀬ダムのモデルがその間ただし書き操作を行ったためである。

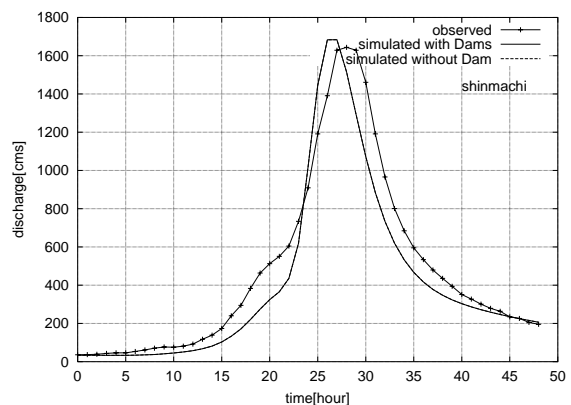


Fig. 16 Simulated with and without dams, and observed discharge at Shinmachi in Katsura River basin during the '82 event

Fig. 16 に示す桂川流域の新町地点では、上述のとおりダムの影響は入っておらず、計算値は観測値とよく適合している。82 年当時は日吉ダムの建設が終了していなかったため、その上流に主要なダムが存在せず、この地点では、ダムの効果は入っていない。

Fig. 17 に示す枚方地点は、上記の 3 地点を中下流にもつ木津川、宇治川、桂川が合流した淀川本線に位置し、本論で対象とする淀川流域の最下流端である。82 年当時に建設が終了していた全てのダムを考慮して計算した結果、それを考慮しない場合に比べてピーク流量を約 2,000 cms 低減していたことが分かった。ダムを考慮した場合の計算結果は、観測流量よりも大きくなっているが、その原因は不明である。河道貯留や背水の影響などいくつかの原

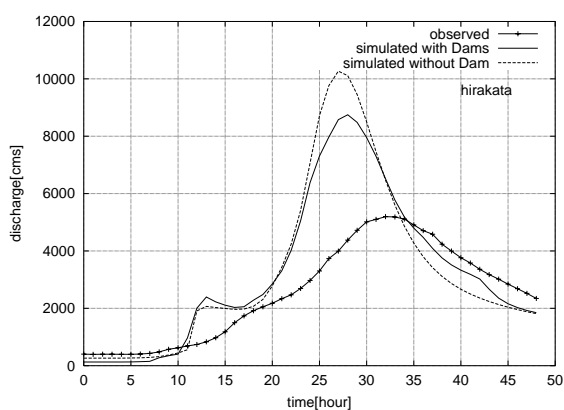


Fig. 17 Simulated with and without dams, and observed discharge at Hirakata in Yodo Main River basin during the '82 event

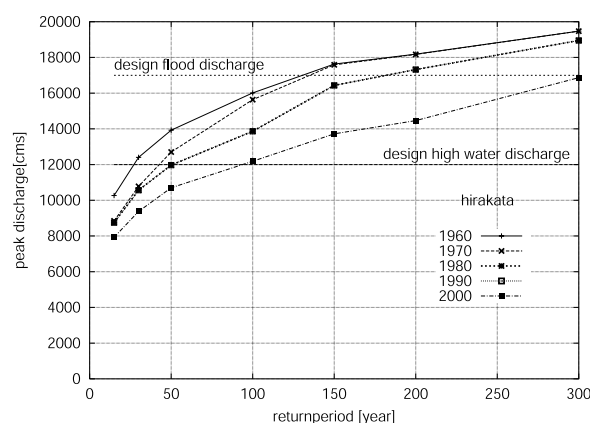


Fig. 18 Simulated peak discharges at Hirakata considering dams that were existed in the years (1960, 1970, etc.) with different scales of input rainfall

因が考えられるが、それと同時に観測値そのものに誤差があることも考えられる。

## 6. ダム群治水効果の算定

### 6.1 年代別の治水効果

#### (1) 概要

淀川流域では1953年の洪水災害を継起に治水計画が見直され、1954年に淀川水系改修基本計画が制定された。しかし、その後も1959年、1961年と大規模な出水が立て続けに起こったため、1965年に淀川水系改修基本計画を見直し、淀川水系工事実施基本計画を制定している。現在淀川に敷設されている主要なダムは全てこの改修基本計画または工事実施基本計画に盛り込まれたものであり、1965年の天ヶ瀬ダムを皮切りに、1999年に比奈知ダムが完成するまでの30余年にわたりダムの建設が続いてきた(建設省近畿地方建設局, 1974)。

このようなダムの完成は淀川の治水安全度を向上させてきたと考えられているが、果たしてその治水効果はこれまでどの程度向上してきて、現在どの程度のレベルまで達しているのか、といったことは明らかではない。そこで、本節では1960年から10年毎にみて淀川流域内のダムによる治水効果がどのように向上してきたかを調べる。

#### (2) 算定方法

1960年、1970年、1980年、1990年、2000年においてその年のはじめに完成しているダム(Table 1)のみを考慮して流出計算を行い、同じ降雨イベントを入力した場合のピーク流量の違いを調べる。対象とする降雨イベントはデータの得られた1980年

以降でもっとも淀川流域に大きな被害をもたらした1982年の台風10号時の2日間の降雨(8月1日0時から8月3日0時)とした。

さらに、それらのダムがどの程度の規模の洪水に対して有効なのかを調べるために、枚方上流における2日間流域平均雨量を年超過確率1/15, 1/30, 1/50, 1/100, 1/150, 1/200, 1/300に相当するように引き伸ばして入力降雨とした。なお、枚方上流における年超過確率の2日間平均雨量は文献を参考にして求めた。流出モデルとダムモデルのパラメータ、およびそれらの初期値は5.のモデル検証で使用したものをを用いた。

#### (3) 結果と考察

Fig. 18に枚方地点におけるピーク流量の計算結果を示す。図の横軸は降雨のリターンピリオドであり、縦軸は計算期間中のピーク流量を表す。図中の折線はそれぞれの年のはじめに建設が終了しているダムのみをモデルに組み込んで計算したピーク流量の結果を結んでいる。なお、1980年代には流域内に新しいダムが建設されていないので、1980年と1990年の線は重なっている。

まず、瀬田川洗堰のみが主要なダムとして存在していた1960年に着目すると、淀川の治水計画が対象としている1/200の年超過確率に相当する降雨(以後「1/200の降雨」のように呼ぶことにする)を入力した場合、ピーク流量が約18,000 cmsとなる。ちなみに、枚方地点の基本高水(design flood discharge)のピーク流量は17,000 cmsであるので、ある程度妥当な値であると言える。また、同地点での計画洪水流量(design high water discharge)は12,000 cms

であり、仮に上流で氾濫がなく、枚方地点の通水能力が1960年当時に12,000 cmsであったと仮定すれば、1/30の降雨で氾濫することになる。

1970年までに天ヶ瀬ダムと高山ダムが完成した。Fig. 18の1970年の結果に着目すると、1/15から1/50ぐらいまでの降雨に対して、ピークを約2,000 cms低減している。その結果、1960年には1/30の降雨で氾濫していたものが1/40の降雨でも計画洪水流量を超えないようになった。もちろん、厳密な治水安全度の検討には複数のパターンの降雨の時空間分布を取り扱い、また、当時の河道の通水能力にもとづいて議論する必要があるが、計画目標である1/200までには到達していないことは明らかである。

1980年までには青蓮寺ダム、室生ダムが完成し、1970年の結果に比べると1/100から1/150程度の規模の降雨に対してピーク流量を約2000 cms低減することが可能となった。枚方地点のみを対象とした場合、それより小さい規模の洪水に対しては、この二つのダムはそれほど効果がないことになる。これは、青蓮寺ダムと室生ダムが高山ダムの上流に位置し、高山ダムの貯水容量がその二つのダムに比べて大きいため、小さい規模の洪水に対しては高山ダムのみで洪水調節が可能であることを示している。

2000年までには布目ダム、比奈知ダム、日吉ダムが完成した。ピークの低減効果が降雨の規模に関わらず現れており、特に、1/200から1/300のきわめて大きな降雨に対してもそのピークの低減効果が現れている。これは、桂川に唯一存在する日吉ダムの効果や、布目ダムの影響により木津川のダムが後述するダム群効果を発揮したためであると考えられる。これらの三基のダムの完成により、1990年には1/50の降雨で計画洪水流量を超過していたものが、1/100の降雨で計画洪水流量に達する程度まで、淀川流域の治水安全度は向上した。

## 6.2 ダムを群として操作することの効果

### (1) 概要

6.1の検討から、1970年当時の高山ダムの完成は比較的小さな降雨に対してピーク低減効果があることが明らかとなった。そして、それより大きな規模の降雨に対しては、そのピーク低減効果をあまり示さないと述べた。この主張はFig. 18においてリターン期間が150年以上では1960年の結果と1970年の結果がほぼ重なっていることにもとづいている。しかしながら、高山ダム単体ではその効果がなくても、他のダムとあわせて、すなわちダム群

として、そのピークの低減効果を発揮しているかも知れず、そういった効果もダムを評価するうえで無視すべきではない。

本節では、ある一地点を対象として、 $A$ というダムのピーク低減量を $q_A$ 、 $B$ というダムのピーク低減量を $q_B$ 、 $A$ と $B$ をあわせて操作することによるピーク低減量を $q_{AB}$ とした場合に、 $q_{AB} - (q_A + q_B)$ で定義される量をダム群効果によるピーク低減量 $g_{AB}$ と呼び、このダム群効果がどの程度あるのかを調べる。

### (2) 算定方法

ダム群の組み合わせはいくつも存在するが、ここではその一つの例として高山ダムとその他のダムをそれぞれ上記の $A$ と $B$ と考えて、そのダム群効果を調べる。

6.1と同様、対象地点は枚方地点とし、対象降雨は1982年の台風10号を引き伸ばした7種類とする。以下の条件で全ての降雨に対するピーク流量を計算する。

1. ダムを全く考慮しない(瀬田川洗堰は考慮する)。
2. 高山ダムのみを考慮する。
3. 高山ダム以外のダムを全て考慮する。
4. 高山ダムを含む全てのダムを考慮する。

$q_A$ 、 $q_B$ 、 $q_{AB}$ はそれぞれ上の条件2. 3. 4.で計算されたピーク流量と1.で計算されたピーク流量の差で計算される。上述のとおり、ダム群効果によるピーク低減量を $q_{AB} - (q_A + q_B)$ で算定する。

### (3) 結果と考察

Fig. 19にダム群効果の計算結果をまとめる。横軸は降雨のリターン期間である。各入力降雨にたいして4本の棒グラフがあり、左から高山ダムのみによるピーク低減量 $q_A$ 、高山ダム以外のダムによるピーク低減量 $q_B$ 、全てのダムによるピーク低減量 $q_{AB}$ 、そして、ダム群効果によるピーク低減量 $g_{AB}$ を示している。

上述のとおり、高山ダム単体では年超過確率1/150より大きな降雨に対しては、ただし書き操作を行う必要があるため、そのピーク低減効果はほとんど見られない。一方、その他のダムは全ての年超過確率の降雨に対してそのピーク低減効果を発揮しており、例えば、1/200の降雨に対しては約2400 cmsのピーク低減効果がある。しかしながら、それらに高山ダムの効果が加われば、約3700 cmsのピーク低減効果を発揮することが分かる。従って、高山ダム建設当初の1970年には高山ダムは1/150以上の降雨に



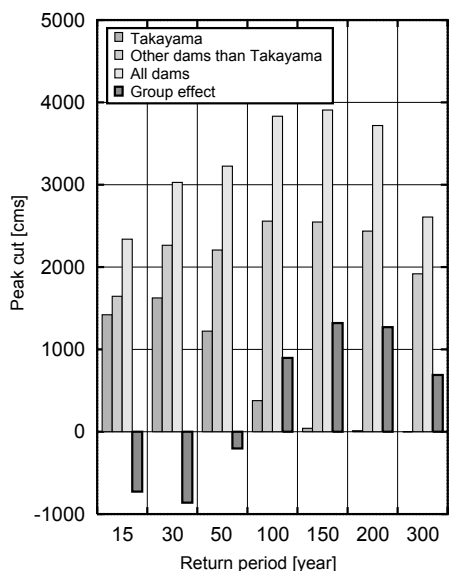


Fig. 19 Group effect of Takayama dam and other dams on flood peak reductions at Hirakata

対して、その効果をほとんど発揮しなかったが、30年が経過し計画されていた3つのダムが上流に建設された後には、1/150の年超過確率を超えるような大きな規模の降雨に対しても、その効果を発揮するようになったことが分かる。

このように、ダム群効果は、小さい規模の降雨に対してはその効果が全く見られないが、大きな規模の降雨に対してはその効果が顕著に現れる。これは、高山ダムの上流にダムを建設することによって高山ダムへの洪水時の流入量を低減させ、それが、ピークの低減につながったものである。ダムの評価をする上で、このようなダム群効果を無視してはいけない。

## 7. おわりに

淀川流域全域を対象とした分布型の流出予測システムを開発した。ダムの操作過程と意思決定をモデル化することにより、高度に制御された淀川流域の洪水時の流出を再現することができた。また、ダム群の流況制御効果を調べた結果、以下の結論を得た。

1. 1960年から最初の10年間に建設されたダムは年超過確率1/50程度の比較的小規模の降雨に対してのピークの低減効果があり、それ以降に建設されたダムは年超過確率1/100や1/150といった比較的大規模の降雨に対してピークの低減効果がある。
2. 1960年当時は1/30の降雨で枚方地点の計画洪

水流量を超過していたが、2000年までに1/100の降雨でようやくそれを超過する程度まで淀川流域の治水に対する安全性は向上した。

3. ダム単体としてはピークの低減効果を示さない場合でも、それらが群として機能することによりピークの低減効果を発揮、ダム群効果の存在を示した。そして、その効果は年超過確率1/200程度のきわめて大規模な降雨に対して発揮することが明らかとなった。

今後、より詳細なダム群の治水効果を調べるために、複数の降雨パターンで同様の検証を行う必要がある。また、枚方地点のみならず、流域内部の地点でも治水に対する安全性を調べる予定である。

## 謝辞

本研究で用いた雨量データ、流量データ等は国土交通省近畿地方整備局より提供していただきました。流出予測システムは椎葉充晴教授・市川温助手(京都大学地球環境学堂)によって開発された計算機プログラム(<http://fmd.dpri.kyoto-u.ac.jp/flood/geohyos>)を利用し助言を得ました。ここに謝意を表します。

## 参考文献

- 市川 温・平野一志・椎葉充晴・宝 馨・立川康人(1999): 構造的モデル化法によるダムモデルの構築, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集, 第2部, pp. 592-593.
- 市川 温・村上将道・立川康人・椎葉充晴(2001): 流域地形の新たな数値表現形式に基づく流域流出系シミュレーションシステムの開発, 土木学会論文集, No. 691 / II-57, pp. 42-52.
- 建設省近畿地方建設局(1974): 淀川百年史.
- 高塚琢馬・椎葉充晴・市川 温(1995): 構造的モデルリングシステムを用いた流出シミュレーション, 水工学論文集, 第39巻, pp. 141-146.
- 立川康人・永谷 言・宝 馨(2004): 飽和・不飽和流れの機構を導入した流量流積関係式の開発, 水工学論文集, 第48巻, pp. 7-12.
- 淀川工事事務所(2001): 過去の淀川流域災害資料集. Batalla, R.J., Cómez, C.M. and Kondolf, G.M. (2004): Reservoir-induced hydrological changes in the Ebro River basin (NE Spain), Jour. of Hydrol., Vol. 290, pp. 117-136.
- Montaldo, N., Mancini M. and Rosso, R. (2004): Flood hydrograph attenuation induced by a reservoir system: analysis with a distributed

rainfall-runoff model, Hydrol. Process., Vol. 18,  
pp. 545-563.

## **Development of a distributed rainfall-runoff prediction system considering dams' flow regime control**

Takahiro SAYAMA, Yasuto TACHIKAWA, Kaoru TAKARA

\*Graduate School of Engineering, Kyoto University

### **Synopsis**

This paper presents the development of a distributed rainfall-runoff prediction system considering dams' flow regime control in the Yodo River basin. The test simulation results show that the system can reproduce qualitatively and quantitatively dams' flood regime control such as pre-release, peak cut, and group operation. According to multiple simulations by inputting different scales of rainfall, we found that  $Q_{30}$  in 1960 went over the design high water discharge at Hirakata, while  $Q_{100}$  in 2000 went over it by dams' flood control effects.

**Keywords :** dams, distributed rainfall-runoff model, Yodo River basin, flow regime control, flood control effects