

ダム群制御システムにおける分割化基準と河道流下の非線形性

高 棹 琢 馬 ・ 池 淵 周 一 ・ 小 尻 利 治

A STUDY FOR INTRODUCING THE SUBSYSTEMS AND THE NON-LINEAR FLOOD ROUTING MECHANISM INTO THE FLOOD CONTROL SYSTEM BY MULTI-RESERVOIRS

By *Takuma TAKASAO, Shuichi IKEBUCHI and Toshiharu KOJIRI*

Synopsis

The aim of this study is to establish an optimal procedure for the operation of the flood control system by a combination of the application of optimization techniques and the use of rainfall simulation. That is to say, the entire flood control system is considered to be composed of several subsystems. The operation of each subsystem may be optimized by the application of Dynamic Programming, while the whole complex system will be controled through the direct connection among the optimal solution of each subsystem.

Under those circumstances, we propose a procedure for dividing the entire flood control system into several subsystems and moreover introduce the flood routing mechanism into the recursive equation of Dynamic Programming for the subsystems. Those approaches are applied to the flood control system in Yodo River.

1. はしがき

わが国は台風の常襲地帯に位置し、過去に何度もその災害にあったばかりか、梅雨末期には梅雨前線の活動による豪雨が頻繁に発生している。また、地形上から見れば、大部分が比較的高度の高い起伏に富んだ山地で占められ、平野部はわずか全国土の20%に過ぎない。そのため、ほとんどの河川は短く急勾配をなしているが、一たん平野部に出ると急にゆるやかになり、破堤・氾濫をおこす条件が多い。最近では、昭和51年9月の17号台風が長良川の堤防決壊をはじめとして、全国各地に無数の傷跡を残し、人々に自然の力の恐ろしさと、災害に対する備えの重要性を改めて認識させた。

こうした水害の対策は、輪中堤などにより古くから行われてきたが、系全体としての治水計画が立てられるようになったのは明治以後である。そこにおいても、時代とともに変化しており、当初は長大な堤防の建設、河道屈曲部の短絡化、霞堤の締切りで代表される、洪水を一刻も早く海へ放とうとするものであった。

しかし、上記の河川工作物の建設は洪水伝播速度の増大、洪水到達時間の短縮と、その結果としてのピーク流量の増大をもたらし、破堤・越水した場合の被害を大きくしている。以上の反省に基づいて登場したのが、ダム貯水池あるいは遊水池によって洪水を一時的に貯留し、下流部河道におけるピーク流量をてい減させ、水系を襲う洪水を安全に処理しようとする考え方である。とりわけ、わが国の洪水の出水特性を考える

と、ダム貯水池や遊水池による洪水調節は一層有効になる。

ところが、こうした目的の変化に対して今日では土地利用の高度化が進み、河道の拡幅・遊水池の新設は極めて困難な状況になってきた。しかも、現行のダム操作方式は、制御時に若干の修正は加えられるものの、一定率・一定量放流方式などの固定的な操作基準に従っており、異常出水に対しては十分その機能が発揮されているとはいいがたい。また、水系内の多数のダム貯水池の有機的な関連も十分に考慮されていない。

一方、最近のテレメータの設置による水文情報収集の精度と速度の向上、あるいは電子計算機の発達による柔軟なダム操作方式の条件が整いつつあることを示している。いかえると、前述のような地形的条件や社会・経済的条件ばかりでなく、技術的条件においてもダム群の統合管理方式の確立をはかる時機が来たといえよう。

以上の点を考慮して、本研究ではダム群制御システムの基礎となる複数ダム・複数評価地点系における最適操作方式の確立を目的としている。具体的には、著者らによって提案された大規模システムにおける最適操作法¹⁾と降雨のシミュレーションを結合して、ダム群制御システムをその制御特性より分割し、各サブシステムでの最適操作によって、システム全体の制御を遂行しようとするのである。ダム操作のアルゴリズムとしては、従来より提案している DP(Dynamic Programming) を用い²⁾、現実即した制御効果を把握するため、河道の流下合流機構を考慮した定式化を行った。また、DP 計算を実行する際に生ずる計算機上の問題点について種々の解決法を考察し、各方法の有効性を実証するにあたって淀川流域で適用を行った。

2. ダム群制御システム

2.1 ダム群操作の数学的記述

ダム貯水池のゲート操作による洪水調節は明らかに制御過程であり、最適制御問題として以下のように表現できる。

まず、系内のダムの総数を N 、評価地点数を M とすると、系の性状を表現する微分方程式は

$$dS_n/dt = I_n(t) - O_n(t) \quad (n=1, 2, \dots, N) \quad \dots\dots\dots(1)$$

となる。ここに、 $I_n(t)$ 、 $O_n(t)$ は制御期間 t におけるダム n への平均流入量と平均流出量である。また、拘束条件として、各時刻における放流量の制約

$$O_n(t) \leq g_n(S_n(t-1) + I_n(t)) \quad (n=1, 2, \dots, N) \quad \dots\dots\dots(2)$$

が与えられる。ただし、 $S_n(t)$ はダム n における期間 t の期末の貯水量である。このとき、各ダムの初期貯水量 $S_n(0)$ と、最終貯水量 $S_n(T)$ を与え、目的関数

$$J(O) = \int_0^T F(Q_1, Q_2, \dots, Q_M) dt, \quad \dots\dots\dots(3)$$

を最大あるいは最小とする放流量系列 $O = \{O_1(1), \dots, O_1(T), O_2(1), \dots, O_2(T), \dots, O_N(1), \dots, O_N(T)\}$ を決定するのが最適制御問題となる。ここに、 T は制御期間の総数である。

2.2 制御目的と DP による定式化

つぎに、式 (3) の F で表わされる評価関数の具体的な設定であるが、そのままに洪水制御における目的を明らかにしうえて、それに適合する評価関数の提案を行おう。

洪水調節に用いるダムの果すべき役割としては、洪水時に流下する尖頭流量を一時的に貯留し、そのてい減を行って防災対象地区の安全をはかると同時に、貯留した流量を渇水期に発電、農業、工業、都市用水に供することと定義できよう。したがって、治水制御の目的は、水系一貫した操作によってダム下流部河道における洪水のピーク流量を可能な限り小さくし、越水による破堤を防ぐことにあると考えられる。また、破堤の原因にピーク流量の継続時間と流速が関係していることを考慮すると、継続時間の短い流速の小さい洪水とすることが一層望ましい。以上の目的を数学的に表現すると、

$$\kappa \equiv \max \{Q_{mp}/Q_{md}\} \longrightarrow \min \quad \dots\dots\dots(4)$$

かつ

$$\kappa \leq 1 \quad \dots\dots\dots(5)$$

と表現することができる。ただし、 Q_{md} は評価地点 m の許容流量であり、 $\kappa > 1$ のときは、どのような制御を行おうとも、いずれかの評価地点で越水、あるいは破堤が生ずることを意味している。

さて、式 (4)、(5) のように定義された目的を達成するには、各評価地点に付与すべき評価関数を明らかにしなければならない。著者らは従来より種々の評価関数を提案し、制御目的との適合性を明らかにしてきたが、本研究ではピーク流量のてい減だけを考慮して、目的関数式 (4) をそのまま評価数とする方法を採用した。すなわち、制御後の評価地点流量を $Q_m(t)$ とすると、DP による定式化は次のようになる³⁾。

$$f_i(S_1(t), S_2(t), \dots, S_N(t)) = \min_{0 \leq S_n \leq V_n} \left[\max \left\{ \frac{Q_m(t)}{Q_{md}}, f(S_1(t) + O_1(t) - I_1(t), \dots, S_N(t) + O_N(t) - I_N(t)) \right\} \right] \quad (m=1, 2, \dots, M; n=1, 2, \dots, N) \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$f_i(S_1(1), S_2(1), \dots, S_N(1)) = \max \left\{ \frac{Q_m(1)}{Q_{md}} \right\} \quad (m=1, 2, \dots, M) \quad \dots\dots\dots(7)$$

なお、この関数漸化式は 3 章での定式化を考慮して、前進型 DP として表現されている。ただし、 V_n はダム n の有効治水容量である。

ここで問題となるのは、式 (6)、(7) における流量 $Q_m(t)$ のとり方である。従来は、ダムのゲートから放出された流量は流量規模にかかわらず一定の時間遅れをもって、そのままのボリュームで下流の評価地点を通過するとして計算が進められてきた。ところが、現実の河道の流下合流機構の非線形性や河道内の貯留効果には無視できないものがある。とくに、洪水制御では河道の影響が大きく、そうした評価方法ではかえって人工洪水をおこす可能性すら存在する。そこで次章においては流下機構を含んだダム群操作の定式化を行い、適切なダム操作方式を明らかにする。

2.3 洪水制御システムの分割化

複数ダム複数評価地点をもつ大規模システムの最適操作は、すでに著者らによって分解原理を導入して定式化が行われて、計算能力の拡大がはかられている。しかし、ダム群の配置を空間的・時間的な観点よりとらえると、ダム残流域の規模、流出および河道流下の時間遅れ、あるいは、各流域の降雨分布の相関構造より、各ダムの制御効果の範囲もおのずと限られてくるはずである。すなわち、相関性の強いダム群でサブシステムを構成すると、トータルシステムでの操作は、各サブシステムの操作結果を単純に結合しても、もとのままでの操作と比べ制御効果が減少しないということである。その結果、記憶容量の大幅な減少、計算時間の短縮が可能となり、実際のダム管理の上からも極めて望ましい状態になる。ここに本研究では、その分割基準に関する一つの指標を提案する。もちろん、こうしたシステムの分割化は流域の降雨特性や地形特性によって異なり、明確な基準を定めることは困難であるが、一つの基準として、洪水による破堤の防御を目的としてシステムの分割をはかることにする。

さて、実際の河川には統計的に与えられる降雨の確率密度関数があり、計画高水流量はその曲線をもとに、社会・経済的条件を考慮して、ある年超過確率を定めて決定されている。したがって、各評価地点の流量を計画高水流量以下におさえて安全に流下させることが必要であるとの立場をとれば、ダム群分割の指標は次のようにして与えられよう (Fig. 1 参照)。

まず、年超過確率より洪水の総降雨量を求め、それに降雨のシミュレーション法を適用して多数の降雨分布群をつくる。つづいて、流出解析法により河道への流入量を求め、以下の制御を行う。

- i) ダム群を Fig. 2 に示す基本パターンに任意に分割して洪水制御を行う。
- ii) ダム群を分割せず、もとの制御システムでの統合操作を行う。

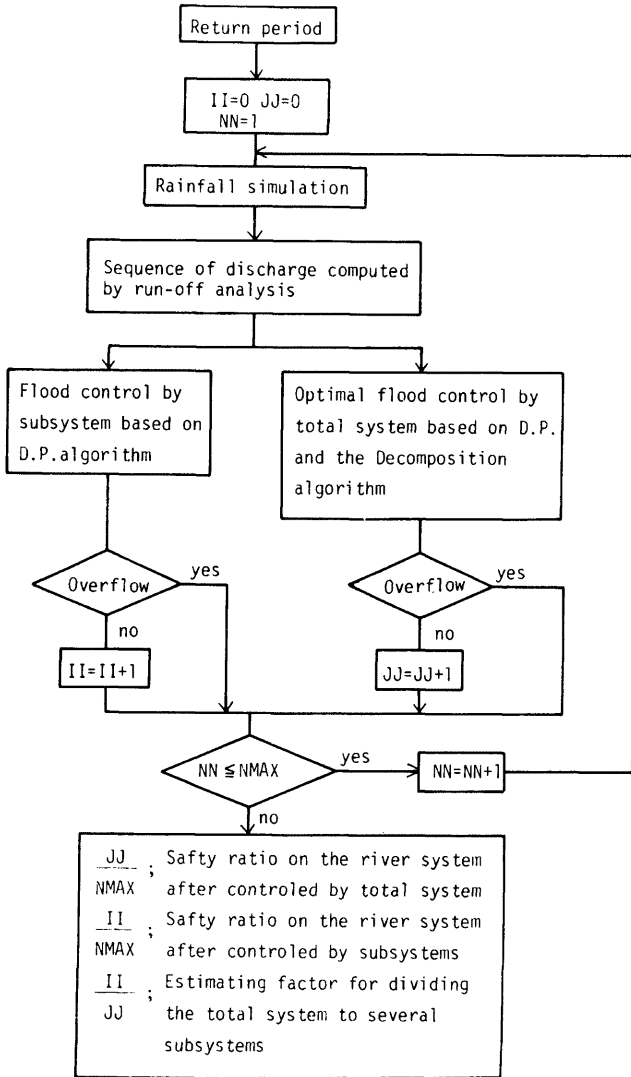


Fig. 1. The flow chart for dividing the total flood control system to several subsystems

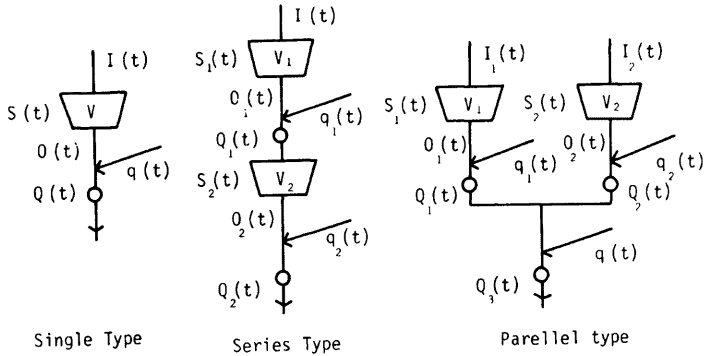


Fig. 2. The basic patterns among the dam reservoirs

i), ii) の制御結果に対し、各評価地点で破堤 ($k > 1$) が起こっているか否かを検討する。以上の手順をシミュレートしたすべての降雨分布に適用し、降雨分布の総数を $NMAX$, i) の操作で破堤しなかった回数を II , ii) の操作で破堤しなかった回数を JJ とすると、次の3種類の指標が得られる。すなわち、(I) $II/NMAX$; その年超過確率における対象とする河川管理施設での安全率、(II) II/JJ ; その超過確率において、制御システムを分割化した場合の安全率、(III) II/JJ ; サブシステムに分割する指標、である。いま、システムの分割基準を $\theta_{div.} (1 \geq \theta_{div.} \geq 0)$ とすると、分割の指標 II/JJ が

$$1 \geq II/JJ \geq \theta_{div.} \tag{8}$$

を満たせば、システムはサブシステムに分割可能といえよう。ただ、この $\theta_{div.}$ のとり方の明確な定義はなく、現在のところ、最も厳しい $\theta_{div.} = 1$ とするのが妥当であろう。

なお、本方法では破堤しないことを対象に議論を進めたが、制御目的を変えると、それに応じて各値 (II, JJ) および分割基準 $\theta_{div.}$ の考え方も変わることはいうまでもない。たとえば、制御目的を各評価地点における被害額を最小にするようにとれば、破堤で示した各河川の安全率は算定されず、降雨分布群の適用の結果、被害額の頻度分布、つまり期待値が得られることになる。したがって、分割の指標も異なり、被害額の期待値の差、あるいは比較などによって分割の可能性を検討しなければならない。

以上のようにして、制御特性からみたダム群管理の基本的なあり方が明らかにされたわけであるが、次章ではそうした大規模システムにおける部分問題、あるいは、分割化されたサブシステムでの最適操作の定式化を試みる。

3. サブシステムにおけるダム最適操作

すでに述べたように、制御システムの分割や実際のダム管理にあたっては正確な制御効果を把握しなければならない。そうした問題に対処するには河道の流下現象の非線形性を適切に表現するとともに、それをダム操作に組み込むことが必要である。本章では、貯留関数法を導入してダム操作の定式化を行い、計算の実行にあたって生ずる種々の問題の対する方法を提案する。

3.1 河道流下機構を含んだダム操作の定式化

洪水追跡法には kinematic wave 法、貯留関数法、線形応答関数法、不定流解析法などがあるが、本研

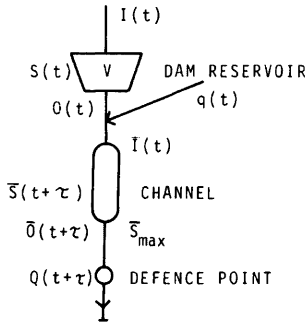


Fig. 3. Relationship between the dam reservoir and the channel

つぎに、河道への流入量 $I_w(t)$ は、上流側にあるダム の放流量と残流域からの流入量 $q_i(t)$ の関数で与えられるが、ここでは線形合流として

$$I_w(t) = \sum_{n=1}^{w'} O_n(t) + \sum_{i=1}^{w'} q_i(t) + \sum_{m=1}^{w''} Q_m(t) \quad \dots\dots\dots(12)$$

とおく、ただし、 w' , w'' , w^m はそれぞれ、他のダム、他の河道を通らずに河道 w に入る放流量、残流域流量、評価地点流量の総数である。もちろん、式 (12) は計算の硬直上の仮定であって、何らかの非線形性を導入することは可能である。結局、貯留関数を含んだダム群操作の定式化は、やはり、式 (4) の制御目的をそのまま評価関数とすると、以下のような関数漸化式で表現される。

$$f_i(S_1(t), \dots, S_N(t), \bar{S}_1(t+\tau_1), \dots, \bar{S}_w(t+\tau_w)) = \min \left[\max \frac{Q_m(t+\tau_m)}{Q_{dm}}, \right. \\ \left. 0 \leq S_n(t) \leq V_n, 0 \leq \bar{S}_w(t) \leq \bar{S}_w \max \right. \\ \left. (n=1, \dots, N; w=1, \dots, W; m=1, \dots, M) \right. \\ \left. f_{i-1} \left(S_1(t) + O_1(t) - I_1(t), \dots, S_N(t) + O_N(t) - I_N(t), S_1(t+\tau_1) + \frac{\bar{O}_1(t+\tau_1) + \bar{O}_1(t+\tau_1-1)}{2} \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{I_1(t) + I_1(t-1)}{2}, \dots, \bar{S}_w(t+\tau_w) + \frac{\bar{O}_w(t+\tau_w) + \bar{O}_w(t+\tau_w-1)}{2} \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{I_w(t) + I_w(t-1)}{2} \right) \right] \quad \dots\dots\dots(13)$$

なお、この漸化式を解く手がかりとして、制御初期段階の決定による関数値が必要であるが、それらは次のようにして一意的に与えられる。

$$f_2(S_1(2), \dots, S_N(2), \bar{S}_1(2+\tau_1), \dots, \bar{S}_w(2+\tau_w)) = \max \left\{ \frac{Q_m(2+\tau_m)}{Q_{dm}}, f_1(S_1(2) + O_1(2) - I_1(2), \right. \\ \left. (m=1, 2, \dots, M) \right. \\ \left. \dots, S_N(2) + O_N(2) - I_N(2), \bar{S}_1(2+\tau_1) + \frac{\bar{O}_1(2+\tau_1) + \bar{O}_1(1+\tau_1)}{2} - \frac{I_1(2) + I_1(1)}{2}, \dots, \right. \\ \left. \bar{S}_w(2+\tau_w) + \frac{\bar{O}_w(2+\tau_w) + \bar{O}_w(1+\tau_w)}{2} - \frac{I_w(2) + I_w(1)}{2} \right\} \quad \dots\dots\dots(14)$$

$$f_1(S_1(1), \dots, S_N(1), \bar{S}_1(1+\tau_1), \dots, \bar{S}_w(1+\tau_w)) = \max \left\{ \frac{Q_m(1+\tau_m)}{Q_{dm}} \right\} \quad \dots\dots\dots(15) \\ (m=1, 2, \dots, M)$$

究では、計算の容易さと、多段決定過程への応用という点で、貯留関数法を適用する。

いま、時刻 t における河道 w への流入量を $I_w(t)$ 、河道内貯留量を $\bar{S}_w(t)$ 、流出量を $\bar{O}_w(t)$ 、河道による遅れ時間を τ_w とすると (Fig. 3 参照)、貯留関数は次式によって表わされる⁴⁾。

$$\frac{I_w(t-1) + I_w(t)}{2} - \frac{\bar{O}_w(t+\tau_w-1) + \bar{O}_w(t+\tau_w)}{2} \\ = \bar{S}_w(t+\tau_w) - \bar{S}_w(t+\tau_w-1) \quad \dots\dots\dots(9)$$

$$\bar{S}_w(t+\tau_w) = K_w \{ \bar{O}_w(t+\tau_w) \}^{P_w} \quad \dots\dots\dots(10)$$

$$Q_w(t+\tau_w) = \bar{O}_w(t+\tau_w) \quad \dots\dots\dots(11)$$

ここで、 K_w および P_w は河道に与えられる定数であり、式 (9) の左辺は制御期間 t での平均流入量と平均流出量の差、いいかえると、河道貯留の増加量を表わしている。

ここに、 $S_w \max$ は河道 w の最大貯留量、 W は河道の総数である。本定式化は式 (13) からわかるように、Fig. 3 のような制御システムでは状態量が 2 個、決定量が 1 個の DP アルゴリズムとなり、その計算プロセスはつぎようになる。

まず、 $t=1$ ではダムと河道の初期状態 $S_n(0)$ 、 $S_w(0+\tau_w)$ が与えられているので、ダムの放流量 $O_n(1)$ を可能な範囲で順次定めると、それに対応して $S_n(1)$ 、 $S_w(1+\tau_w)$ 、 $Q_m(1+\tau_m)$ 、すなわち、 f_1 が一意的に決定される。つぎに $t=2$ では、存在可能なダム貯留状態 $S_n(2)$ に対して放流量 $O_n(2)$ を順次変化させることになる。ある放流量 $O_n(2)$ に対して、ダム貯留量 $S_n(1)$ は一意的に決定されるが、同時に $S_w(2+\tau_w)$ も貯留関数より決定される。その結果、 $t=2$ において各状態量 ($S_n(2)$ 、 $S_w(2+\tau_w)$) での関数値が評価できたことになる。以後、各状態量 ($S_n(t)$ 、 $S_w(t+\tau_w)$) に対して、目的関数を最小にするように放流量を選択していくのである。

最後に、最終制御時において目標とするダム貯留量 $S_n^*(T)$ を与え、それに対応する最終河道状態 $S_w(t+\tau_w)$ のうち、目的関数の最小値

$$f_{opt} = \min_{0 \leq S_w(T+\tau_w) \leq S_w \max (w=1, 2, \dots, W)} \{f_T(S_1(T), \dots, S_N(T), S_1(T+\tau_1), \dots, S_W(T+\tau_w)) \dots \dots \dots (16)$$

を最適関数値とする。そのときの河道状態 $S_w(T+\tau_w)$ を最適な河道最終貯留量 $S_w^{opt}(T+\tau_w)$ とし、これを与える放流量系列が、求める最適放流量系列となる。このように河道最終貯留量は計算終了時点で明らかになるので、必然的に前進型計算法を用いることになる。

なお、本研究はダム操作における DP の有効性をふまえて定式化を行ったが、LP (Linear Programming) による定式化に際しては、線形応答関数による流下機構の表現が効果的であろう。

3.2 計算時の諸問題

河道流下機構を含んだダム群の洪水制御問題は、式 (13)、(14)、(15) の漸化式を解けばよいが、計算の実行にあたっては次のような問題が発生する。すなわち、i) 従来の計算プロセスのように整数値によって計算が進められると、河道貯留量と河道流出量との間に式 (9)、(10) が成立せず、河道内の水収支が保持できなくなる。ii) 河道やダムの増加につれて次元数が増加し、計算機における記憶容量・計算時間が問題となる。この 2 つは互いに排反する性質をもっており、離散化の単位を細かくすれば、i) の水収支はかなり改善されるが、ii) の問題が飛躍的に増大する。そこで著者らは実際の解決策として、i) の問題については、河道貯留量を実数値のまま処理して計算を進めることにより水収支を満足することにした。また、ii) の問題に対しては、次元はそのままに保ち、状態変数の変域を制限して状態量を減らす方向と、河道貯留量を状態量と考えず、ダム貯水量だけを状態量とする近似解法を考察した。以下では、上記の 3 つの方法をそれぞれ (1) 計算過程における水収支の保持、(2) DDDP の適用、(3) 河道の状態量を簡略化した近似解法、と題して理論の展開をはかる。

(1) 計算過程における水収支の保持

一般の DP 計算のように、状態量と決定量との関係から次の期間の状態量を求め、それを整数化して状態量の格子点におきかえる方法 (以後、整数型と呼ぶ) で計算を行うと、式 (9)、(10) より得られる河道貯留量と河道格子点の値との誤差が大きくなり、制御終了時には河道の水収支が大幅に狂うことになる。そこで本節では、河道格子点の考え方を変えた計算方法を提案し、計算精度の向上をはかる。

すなわち、Fig. 4 より明らかのように、河道格子点 $S_w^*(t+\tau_w)$ はその近傍の状態量 ($S_w(t+\tau_w) \pm 0.5$) の代表値とし、別に真の河道貯留量 $S_w(t+\tau_w)$ を格子点の関数として記憶するのである (以後、実数型と呼ぶ)。同図にみられるように、同じ格子点の近傍に数個の河道貯留量が存在するときは、その制御時刻において、その近傍に到達する状態量系列のうち目的関数を最小にするものを、最適な河道状態として決定すればよい。このように、各時刻で式 (9)、(10) を満足するように計算が進められると、制御終了時においてはダムはいうまでもなく、河道においても水収支が保持された制御特性を示すことになる。Table 1 は

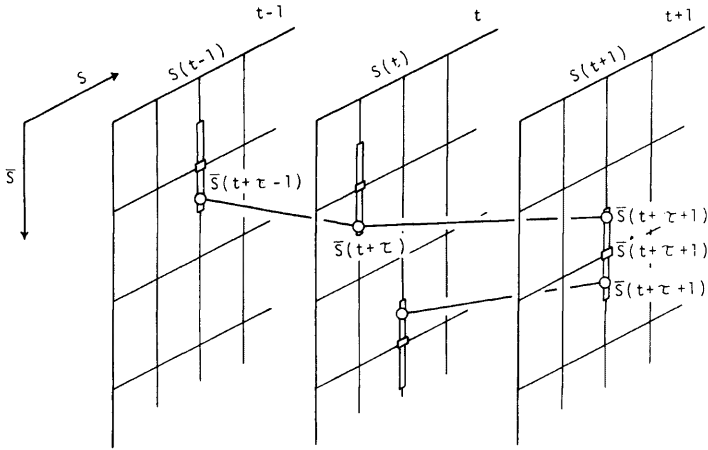


Fig. 4. Schematic representation of DP algorithm where the continuity in channel flow is held

Table 1. An example of the computed solutions in the case that the concept of the lattice point in DP algorithm is changed

$V=19 \ S(0)=0 \ S(10)=14$

$S_{max}=29 \ \bar{S}(0)=10 \ Q_d=20 \ K=5.0 \ P=0.5 \ \tau=0$

t	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$I(t)$	3	6	9	12	15	10	7	5	3	2
$q(t)$	1	3	3	6	8	15	10	6	3	1
Integer Type										
$S(t)$	1	4	0	2	9	18	19	19	12	14
$O(t)$	2	3	13	10	8	1	6	5	10	0
$\bar{S}(t)$	9	11	13	11	11	11	11	8	9	1
$Q(t)$	4	4	5	5	5	5	5	3	4	0
$\max Q(t)/Q_d=0.25$										
Real Type										
$S(t)$	0	0	0	0	7	17	19	19	13	14
$O(t)$	3	6	9	12	8	0	5	9	5	1
$\bar{S}(t)$	10.0	12.6	15.3	18.9	19.6	19.5	19.4	19.4	16.5	12.4
$Q(t)$	4.0	6.4	9.3	14.3	15.3	15.1	15.1	15.0	10.9	6.1
$\max Q(t)/Q_d=0.765$										

Fig. 3 に示す単ダム・単河道・単評価地点における整数型と実数型による計算結果の比較である。同表上段の $Q(t)$ は整数型による放流量系列、河道貯留系列をもとに、式 (9) より評価地点流量を算定したもので、実数型で得られる流量系列とは大きく異なっており、計算上の誤差が想像できる。一方、計算結果においても整数型では目的関数値が実際より小さく評価されることになり、制御の上からも実数型の有効性がわかる。ただ、実数型では河道格子点においてその近傍の状態量の選択を行う場合があり、最適な目的関数値より若干大きくなる可能性が残る。

(2) DDDP の適用

DDDP の手法は厳密に言えば、次元の節減を行うものではなく、次元はそのままにして状態量を減らした効果を期待するものである。この方法は、いわゆる“*Invertible System*”つまり、決定変数と状態変数の数が等しいシステムに対して有効とされている⁵⁾。本研究のように状態変数と決定変数の数が異なる場合には、その最適値への収束性は明らかでないが、ダムの状態量と河道の状態量が決定量である放流量で結ばれていることに着目し、以下のような手順で適用をはかった。

いま、実行可能な放流量系列を考え、その放流量系列に対応するダム貯水系列をもって試系列 (Trial Trajectory) と定義する。つぎに、そのまわりに適当な近傍をとり、ダム貯水量の可能領域 (Corridor) とする。また、ダム貯水量に対応する河道の貯留状態の範囲 $S_w(t+\tau_w)\min$ と $S_w(t+\tau_w)\max$ を求め、河道状態の Corridor とする。すなわち、河道の Corridor はダム貯水量の Corridor に従属するのである。

こうして決定された制御領域において DP 計算を行い、局所的な最適解を求める。つづいて、得られたダム貯水量系列を新しい Trial Trajectory として各状態量の Corridor を作り、その中で DP 計算を行って、再び局所的な最適解を求める。以上の操作を目的関数値が減少しなくなるまで繰り返し、全体的な最適解を得ようとするものである。Fig. 5 は前出の単ダム制御システムでの DDDP による収束過程を表わしたものである。比較的低位の計算回数で収束していること、さらに、DP の定式化をそのまま解いた値に

Conditions:	Results:
$V=19$ $S(0)=0$ $S(10)=14$	$\max Q(t)/Q_d$
$\bar{S}_{\max}=10$ $\bar{S}(0)=10$ $Q_d=20$	1st. 0.883
$K=5.0$ $P=0.5$ $=0.0$	2nd. 0.828
	3rd. 0.787
	4th. 0.767 Optimal

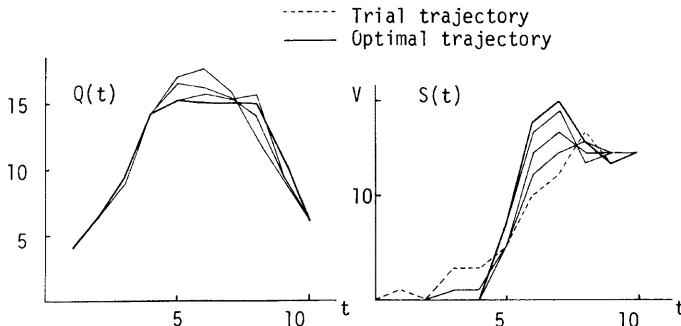


Fig. 5. The variation of trial trajectory and pass flow at the defence point by DDDP method

一致していることを考えると、状態変数と決定変数の次元が異なる変則的な問題に対しても DDDP が有効に適用できることが理解できよう。

(c) 河道の状態量を簡略化した近似解法

式 (13), (14), (15) の定式化をそのまま解く方式を仮に厳密解と呼ぶことにしよう。厳密解の結果を検討すると、河道の貯留状態は比較的安定した値をとっており、急激に変化していないことがわかる。この傾向は貯留関数の K が大きいときに一層強く現われる。また、DDDP における河道貯留の Corridor をみると、その可能領域は極めて限定されており、ダムの貯水状態と深い関係を持つことが認められる。そこで、記憶容量の大幅な節減化と計算時間の短縮のため、つぎのような河道貯留状態を簡略的に表現した近似解法が考えられる。

いま、河道の貯留状態がダム貯水量によって一意的に決定されると仮定しよう。すなわち、河道貯留量 $\bar{S}_w(t+\tau_w)$ を状態変数と考えず、ある制御時刻の河道状態はその時刻のダム貯水量の関数とするのである。したがって、具体的な関数漸化式は

$$f_i(S_1(t), \dots, S_N(t)) = \min \left[\max \left\{ \frac{Q_m(t+\tau_m)}{Q_{md}}, f_{i-1}(S_1(t)+O_1(t)-I_1(t), \dots, \right. \right. \\ \left. \left. 0 \leq S_n(t) \leq V_n, 0 \leq \bar{S}_w(t+\tau_w) \leq \bar{S}_w \max (n=1, \dots, N; w=1, \dots, W; m=1, \dots, M) \right. \right. \\ \left. \left. S_N(t)+O_N(t)-I_N(t) \right\} \right] \dots\dots\dots (17)$$

$$f_i(S_1(1), \dots, S_N(1)) = \max \left\{ \frac{Q_m(1)}{Q_{md}} \right\} (m=1, 2, \dots, M) \dots\dots\dots (18)$$

Table 2. Comparison between the computed solutions by the exact method and the approximative method

$V=19 \ S(0)=0 \ S(10)=10 \ \bar{S}_{\max}=29 \ \bar{S}_{\max}=29$
 $\bar{S}(0)=10 \ Q_d=20 \ K=5.0 \ P=0.5 \ =0.0$

t	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$I(t)$	2	1	2	3	3	4	5	4	3	2
$q(t)$	1	0	0	1	2	3	3	2	1	1
Exact Method										
$S(t)$	2	2	0	1	4	8	13	15	17	10
$O(t)$	0	1	4	2	0	0	0	2	1	9
$\bar{S}(t)$	8.3	7.2	8.4	8.5	8.0	8.2	8.4	9.1	8.3	12.3
$Q(t)$	2.7	2.1	2.8	2.9	2.5	2.7	2.8	3.3	2.8	6.0
max $Q(t)/Q_d=0.30$										
Approximative Method										
$S(t)$	2	3	5	8	11	15	19	19	19	10
$O(t)$	0	0	0	0	0	0	1	4	3	11
$\bar{S}(t)$	8.3	6.6	5.4	5.3	5.9	7.0	8.2	10.1	10.1	14.1
$Q(t)$	2.7	1.7	1.7	1.1	1.4	1.9	2.7	4.1	4.1	8.0
max $Q(t)/Q_d=0.40$										

となり、これに合わせて河道貯留状態を表わす関数

$$S_w(t+\tau_w) = g_w(S_1(t), \dots, S_w^n(t)) \quad \dots\dots\dots(19)$$

が用いられる。ここに、 $g_w(S_1(t), \dots, S_w^n(t))$ は河道 w より上流に位置する w^n 個のダムの貯水状態によって与えられる河道貯留量である。

Table 2 は上記の近似解法と厳密解による適用例の比較であるが、近似解法は若干目的関数値が悪くはなっているものの、ピークのてい減をはかっており、制御目的は十分達していると言えよう。ただ、近似解法では河道貯留量の決定が、将来に及ぼす影響は何ら考慮されずに行われるため、制御初期にダムで貯留する傾向があり、その結果としてのピーク流量の増大が考えられる。

また、同図より明らかのように、河道貯留量、評価地点流量とも時間と共に増加の傾向にあるが、これは制御期間が短かく、河道がまだ満杯になっていないことや、制御終了時の河道貯留を多くするとその分だけ評価地点流量の総和が減り、ピークのてい減が行えることが考えられる。したがって、目的関数値を最小にする範囲内で制御終了時の河道貯留量が大きくなるわけで、ピーク後の制御期間を長くすると、河道貯留量、評価地点流量の減少が表われるのは明らかである。

4. 淀川流域への適用

前章までに展開したダム群の統合管理方式の適用例として、淀川水系における治水制御システムを対象に

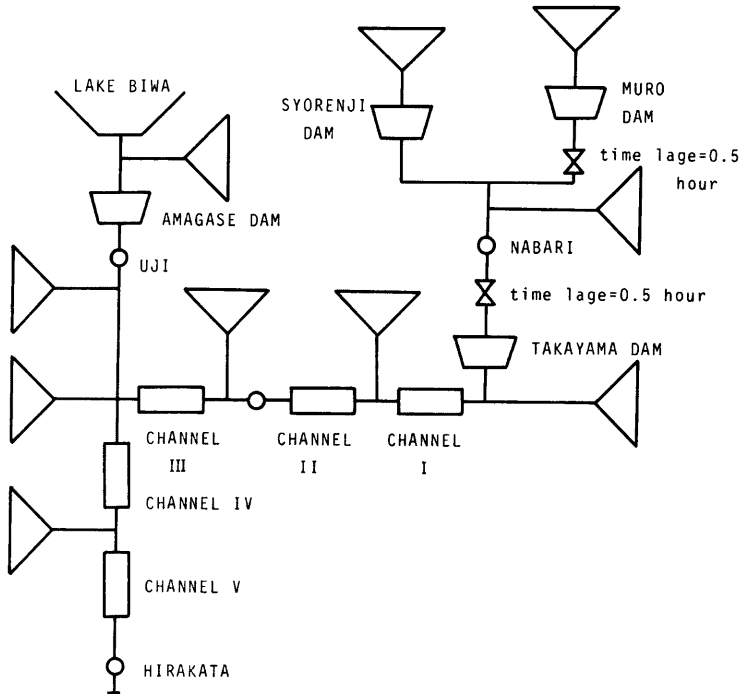


Fig. 6. Typical representation of the flood control system in Yodo River

Table 3. Information data on the dam reservoirs and the defence points in Yodo River
The capacity for the flood control on the dam reservoirs The allowable flow at the defence points

AMAGASE DAM	20.0×10 ⁶ m ³	UJI	900.0 m ³ /sec
TAKAYAMA DAM	35.4	NABARI	3300.0
SYORENJI DAM	8.4	KAMO	4650.0
MURO DAM	7.75	HIRAKATA	12000.0

Table 4. Information data on the channels in Yodo River

	\bar{S}_{max}	K	P	τ
CHANNEL I	5060.0 m ³ ·hr/sec	74.2	0.5	0.15
CHANNEL II	5592.0	82.0	0.5	0.18
CHANNEL III	15548.0	228.0	0.5	0.49
CHANNEL IV	26094.0	313.0	0.5	0.47
CHANNEL V	31429.0	377.0	0.5	0.47

しよう。淀川は琵琶湖を水源とする瀬田川(宇治川)と木津川および桂川の3支川からなり、流域内には瀬田川洗堰、天ヶ瀬ダム、青蓮寺ダム、室生ダム、高山ダムをはじめとして、多数の河川管理施設が存在あるいは計画されている。下流には京阪神地区の住宅、商工業地帯を有し、これらの施設群で有機的な統合操作を行い、高度の水管理の実施が必要とされている。本章では淀川水系を Fig. 6 の模式図で示すようなシステムであると考え、前述の4ダムを有する制御システムの管理方針を明らかにする。

4.1 洪水制御特性

システムの分割を行うまえに、3章で定式化を試みたダム操作の制御特性について検証を加えよう。高山ダムを対象とし、加茂を評価地点とする単ダム・1評価地点・2河道系である。また、適用を行った出水は1953年13号台風(略称 T. 5313)と1972年20号台風(同 T. 7220)であり、ダムの諸元および貯留関数の各

係数はそれぞれ Table 3, Table 4 に示すとおりである。その他、ダムの制御初期条件は0、最終条件は満杯とした。

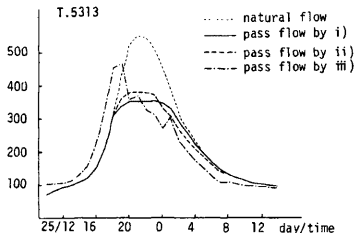


Fig. 7. Comparison between the computed solutions by the exact method and the approximative method

Fig. 7, Fig. 8 は以上の条件のもとでの制御結果であるが、i) 式 (13) で示す貯留関数を含んだ定式化をそのまま解いた場合、ii) 河道の状態量を簡略化した近似解法を用いた場合、iii) 放流量がそのままのボリュームで評価地点を通過する場合、の3種類の制御を合わせて示してある。ただし、DP 計算においては精度を上げるため、すべて DDDP を適用した。図より明らかのように、iii) の方法で制御を行うと、制御初期にかなり大きなピークが発生している。原因としては、計算過程で河道の貯留効果を考慮しないことがあげられ、とくに T. 7220 では自然流量と比較してピークのてい減が少なく、人工洪水を評価しかねない結果になってい

る。また、この iii) の方法より得られる放流量系列をもとに洪水追跡を行い評価地点流量を算定しても、ピーク流量の大幅なてい減を期待することはできなかった。こうした計算例からも、洪水制御における河道流下機構を含んだ定式化の意義が理解できよう。

一方、近似解法と式 (13) を用いた厳密解の結果を比較すると、T. 5313 ではピーク値で約 20m³/sec 程度の相違にすぎず、ハイドログラフの形状もほぼ似かよった極めて良好な流況が得られている。ところが、T. 7220 ではピーク値で約 50m³/sec の相違があり、ハイドログラフもかなり異なっている。以上の点を考えると、近似解法による制御効果を結論づけるのは早計であるといえるが、ピークのてい減の目安を求めるときや、計算機の性能が低い場合には有効な手法となろう。

4.2 淀川流域の統合管理方式

淀川流域の洪水制御システムは、Fig. 6 に示すようにダム数が 4、評価地点数が 5 の多次元問題である。したがって、Fig. 1 のフローチャートにおけるトータルシステムでの最適化では、計算機の記憶容量や計算時間の点から、DP による定式化をそのまま解くことはできない。そこで本研究では、著者らによって適用範囲を広げられた、分解原理を導入した最適化手法を適用するが、その詳細は文献 1) を参照されたい。

さて、サブシステムとしては、青蓮寺ダム、室生ダムの並列 2 ダム・1 評価地点系と、天ヶ瀬ダム、高山ダムの並列 2 ダム・3 評価地点系が想定でき、各サブシステムの制御結果の単純結合と、トータルシステムのままでの分解原理を導入した最適制御結果との比較によって、分割化の指標を求めるわけである。ここに採用した分解原理とは各部分問題での最適解を全体問題においても最適になるように結合する繰り返し法であり、そのアルゴリズムには LP を用いている。そのため、トータルシステムにおける高山ダムより下流の河道効果は線形応答関数で表現することになり、各河道の流下率は Table 5 に示すとおりである。もちろん、サブシステムに分割した場合は、貯留関数を含んだ DP によって最適化が行われる。なお、各ダムの制御初期条件は 0、最終条件は有効治水容量の 80% とした。また、対象とする降雨規模は総降雨量が 300mm、400mm の 2 種類で、それぞれ 1/200、1/250 の年超過確率に対応し⁶⁾、降雨分布群は過去の主な

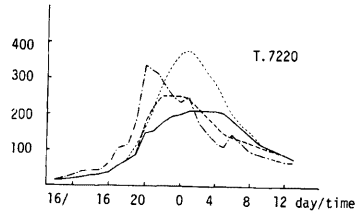


Fig. 8. Comparison between the computed solutions by the exact method and the approximative method

Table 5. Distribution rate and lag time by the linear response function on channels in Yodo River

t	CHANNEL I	CHANNEL II	CHANNEL III	CHANNEL IV	CHANNEL V
1	0.225	0.229	0.245	0.287	0.247
2	0.166	0.165	0.173	0.183	0.174
3	0.122	0.122	0.123	0.117	0.123
4	0.090	0.090	0.087	0.074	0.086
5	0.066	0.067	0.061	0.047	0.061
6	0.049	0.049	0.043	0.030	0.043
7	0.036	0.037	0.031	0.019	0.030
8	0.027	0.027	0.022	0.012	0.021
9	0.019	0.020	0.015	0.007	0.015
10	0.014	0.015	0.011	0.005	0.011
τ	0.05	0.30	0.40	0.16	0.26

Table 6. Dividing factor for the flood control system in Yodo River

	Case 1	Case 2
Return period	200(year)	250(year)
$II/NMAX$	1	0.71
$JJ/NMAX$	1	0.71
II/JJ	1	1

出水をもとに算定した7ケースを用いた。

以上の条件のもとで得られた分割化の指標は Table 6 に示す。降雨量が 300 mm, 400mm のいずれにおいても $II/JJ=1$ であり、淀川水系の安全率が 1/250 年超過確率になったとしても、現在の河川管理施設と疎通能力のままで、サブシステムへの分割が可能であるといえる。

る。ただ、1/250では破堤に対する安全率が、システムの分割にかかわらず 0.71 と低下することや、降雨パターン数が少ないことより、今後、多数の降分布に適用しその特性を把握することが必要であろう。さらに、そうした破堤がいずれも名張地点で発生している点より、比奈知川流域でのダムあるいは、名張地点の河川改修が要求されよう。なお、本研究で適用したサブシステムの他に、各ダムを単ダム・1評価地点系とみなす場合も考えられるが、名張と枚方の各評価地点が、それぞれ青蓮寺ダムと室生ダムおよび天ヶ瀬ダムと高山ダムの放流量の合流後に位置し、しかも重要防災地点であることを考えて、前述のように並列のダム群とみなして制御を行った。

結局、降雨パターン数、降雨予測の精度や流出解析の精度を考えると、淀川水系では年超過確率 1/200 においてはサブシステムへの分割が可能であるが、年超過確率が 1/250 になると分割化には考慮の余地があるといえよう。

5. 結 語

本研究はダム群の統合管理方式の確立をめざすべく、ダム群の最適操作に模擬降雨を与えることによって、実用的な管理形態を得ようとしたものである。すなわち、河川のもつ安全率（年超過確率）のもとの制御システムを、ダムの制御特性より明らかにしたものである。また、そうした特性は現実に即した制御効果を基準に判断を下さなければならず、河道流下機構として貯留関数を含んだ形でダム操作の定式化を行った。

なお、本研究では制御システムのサブシステム化を重点に適用を進めたが、計算目的の対象を変えることによって以下のような治水計画への応用も可能である。すなわち、Fig. 1 の手順より得られる $JJ/NMAX$ をダムの治水容量あるいは評価地点の安全率とし、ある年超過確率において、前もって設定された安全率を満たすように、ダムの治水容量あるいは河川改修を決定するのである。

さらに、本研究での成果は、著者らが従来より提案してきたストカステック・コントロール⁷⁾や降雨の期待値による実時間操作法⁸⁾などの適応制御でも使用できる。具体的には、最新の観測情報をもとに予測される降雨分布に対して最適操作系列を求め、既操作の誤差回復を行うわけである。その際、式 (13) を用いた制御計算を行うことによって、正確な制御効果による適切な洪水調節が期待できる。以上のように、本方法は計画面だけでなく実操作への広範な適用も考えられ、今後、研究を進めていきたい。

最後に、本研究を進めるにあたって貴重な資料を提供していただいた建設省・近畿地方建設局・淀川ダム統合管理事務所、計算および図、表の作成で協力していただいた名古屋市役所の中山義則氏、京都大学大学院生の湯山芳夫氏に謝意を表したい。

参 考 文 献

- 1) 小尻利治, 高棹琢馬, 藤井修: ダム群の大規模システムにおける最適操作, 土木学会第 31 回年次学術講演会, 1976, p. 134.
- 2) 高棹琢馬, 瀬能邦雄: ダム群による洪水調節に関する研究 (I)—DP 利用とその問題点—, 京都大学

- 防災研究所年報，第13号 B，1970，pp.83-103.
- 3) 高棹琢馬，池淵周一，小尻利治：水量制御からみたダム群のシステム設計に関する DP 論的研究，土木学会論文報告集，第241号，1975，pp.39-50.
 - 4) 金丸昭治，高棹琢馬：水文学，朝倉書店，1975，pp.205-207.
 - 5) Chow, V.T.: Methodologies for Water Resources Planning: DDDP and MLOM(TLOM), Univ. of Illinois Water Resource Center Report No.47, 1971, pp.13-21.
 - 6) 稲田裕：貯水池群による淀川水系の最適洪水調節に関する研究，京都大学学位論文，1977，pp.161-166.
 - 7) Takasao, T., Ikebuchi, S., and Kojiri, T.: An Approach to the Adaptive Flood Control by Multi-Reservoir Systems, the Memoirs of the Faculty of Eng., Kyoto Univ., Vol. XXXVIII, Part 3, 1976, pp.103-116.
 - 8) 高棹琢馬，小尻利治，北沢雅文，石川進：ダム群の実時間洪水制御に関する研究，土木学会関西支部年次学術講演会，1977，pp.Ⅱ-76-1~2.