

ダム・堰を含む貯水池システムの操作 Operation of Reservoir Including Dam and Big Weir

京都大学工学部 正員 高 棹 琢馬
京都大学防災研究所 正員 池 淵 周一
京都大学防災研究所 正員 ○小尻 利治

1. はじめに

河川における水資源管理施設には、ダム、堰をはじめとして、多数の取水、排水施設があげられる。とくに、ダムは流域の上流部に建設される場合が多く、大容量の貯水池をもち、それゆえに利水・治水の重要な水量調節機能を担っている。また、堰は河川の中・下流部の河道内に建設される場合が多く、容量は比較的小さいが、取水地点の水位の維持や塩水のそ上防止など直接水利用と関係の深い役割を担っている。ところが近年では、貯水池内での水温成層化や富栄養化が進み、水質の悪化・長期化が社会問題となりつつある。すなわち、水量・水質の両面にわたる操作計画・管理方式の確立が要求されている。水質に関しては、濁質を対象として著者らが1次元濁質解析モデルを組み込んだ最適操作の定式化〔高棹・他、1979〕を提案するとともに、水量・水質に関する多目的問題に対してもε-制約によるベクトル最適化手法を用いて〔池淵・小尻、1979〕展開している。そこで本研究は、流域内の貯水池の構成や貯水池の利用目的を分類し、各特性に合致した最適操作方法を提案するものである。

2. 貯水池システムの3次元表示

まず、流域に設けられる貯水池をその規模（高さ、容量）より分類すると、ため池のような独立した形態を除くと、ダム貯水池と堰貯水池になるであろう。前者は上流域に多く、かつ、群を構成している。したがって、統合操作の概念が発生する。後者は、河道がそのまま貯水池となるため容量が小さい。しかも、中下流域に位置するため、都市やかんがい地区に近い。貯水量の算定にあたっては、本川、支川からの流入量、ゲートからの放流量による水面変動の考慮、ならびに流量観測点から貯水池までの河道内貯留による流入量の推定、池周辺への浸透量あるいは蒸発量の評価も重要な課題となっている。

つぎに、操作目的より分類すると、高水、低水の水量制御目的はもとより、水温、濁質、BOD、pH、塩水などの各種水質が対象となる。対処法としては、単一目的での操作をスカラー的に目的を統一し見かけ上単一目的とする操作、多目的間のトレードオフを考慮して全体の満足度を高めるベクトルの操作が考えられる。

もう一つの分類は、入力的时间的条件である。すなわち、分あるいは時間単位の治水操作から日あるいは旬、月単位の利水操作である。既知入力での計画操作から未知入力での実時間操作も対象となる。図-1は以上の分類基準による貯水池システムの3次元表示である。以下では、

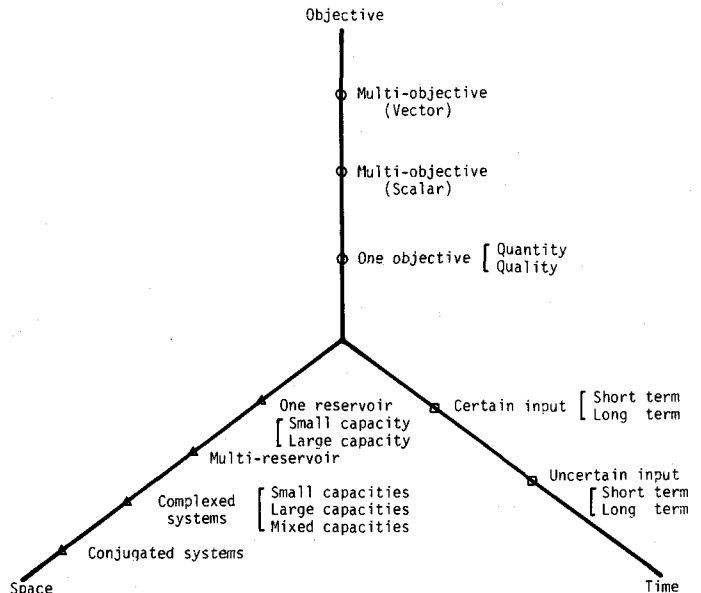


図-1 貯水池システムの3次元的表现

こうしたシステムのいくつかの側面を取り上げ、各々の最適操作手順について考察しよう。

3. 貯水池内の水面変動を考慮したダム・堰貯水池操作

河道堰は貯水容量が小さくて細長い形状をとるため、操作にあたっては水面の挙動も無視できないものがある。ダムでも、洪水時には支川との合流や河道の流下機構のよって一様な水面をとらず、流下方向に沿って変化していることが予想される。ここではゲート（取水口）操作において、そうした貯水池内の水面変動を包含しうる方法を考えよう。

いま、貯水池を河道方向の2次元として考えると、次の不定流に関する微分方程式が成立する〔伊藤剛、1971〕。

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial \omega}{\partial x} = q_z \quad (1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g (i - n^2 u |u| / R^{4/3}) \quad (2)$$

ここに、 $x, t, \omega, Q, q_z, u, h, i, n, R$ は、それぞれ、流下方向の距離、時刻、流水断面積、流量、単位長さ当たりの貯水池内での支川流入量、平均流速、水深、河床勾配、粗度係数、径深である。式

(1),(2) より貯水池内の水位が求まるので

あるが、多段階の最適化を行なう意味で、2 Step Lax-Wendroff 法による差分化を行なうことにする。最適操作の定式化にあたっては、制御目的が必要であり、治水時を対象として次のように考える。すなわち、貯水池内の基準地点が I 個あり、その各々で、許容最大水位 Ch_{id} と制御後の水位 $Ch_j(t)$ との比をできるかぎり小さくすること、また、下流基準地点での許容流量 Q_{md} ($m = 1, 2, \dots, M; M$ は下流基準地点の総数) と制御後の通下流量 $Q_m(t)$ との比を最小にすることと定義すると、制御目的 J_c は、

$$J_c = \max \left\{ \frac{Q_1(t)}{Q_{1d}}, \dots, \frac{Q_M(t)}{Q_{Md}}, \frac{Ch_1(t)}{Ch_{1d}}, \dots, \frac{Ch_I(t)}{Ch_{Id}} \right\} \xrightarrow{(t=1, 2, \dots, T_E)} \min \quad (3)$$

となる。式(3)を達成するには、図-2のように貯水池を J 個の格子で分割し、格子点での水位 $Sh_j(t)$ を状態量、ダム・堰からの放流量 $Q_0(t)$ を決定量とすると、格子間で不定流解析を行なうことができ、

Dynamic Programming の定式化は次のようになる。

$$f_t = (Sh_1(t), \dots, Sh_J(t)) = \min_{\{Q_0(t)\}} \left[\max \left\{ \frac{Q_1(t)}{Q_{1d}}, \dots, \frac{Q_M(t)}{Q_{Md}}, \frac{Ch_1(t)}{Ch_{1d}}, \dots, \frac{Ch_I(t)}{Ch_{Id}} \right\}, \right. \\ \left. f_{t-1}(Sh_1(t-1), \dots, Sh_J(t-1)) \right] \quad (4)$$

従来のDPの計算過程（前進型）では、時刻 t のある状態量格子よりそれに到達しうる時刻 $t-1$ の格子を抽出し、目的関数を満たす経路を最適解としている。しかし、河道内の水位を離散化することは流量の連続性が成立せず、実質的な解が得られない。ゆえに、図-3に示すように、時刻 $t-1$ から時刻 t へ向って到達可能な格子を選び出し、その中より最適経路を決める方法を用いることにする。最適経路が求まると、その真の河道水位 ($Sh_1(t), \dots, Sh_J(t)$) を近傍の代表状態量 ($\bar{Sh}_1(t), \dots, \bar{Sh}_J(t)$) で記憶しておくのである。DPの状態量系列には代表点を用い、実計算には真値を使うことになる。このような計算手順で全制御期間にわたる関数値が求まると、最終時刻の最適状態量は可能な最終状態量の中で目的関数値を最小にするものであり、対応する系列が最適放流量系列となる。

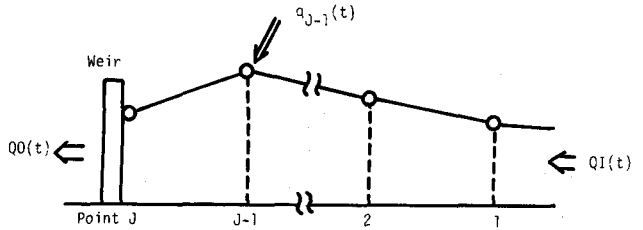


図-2 河道格子の概念図

4. 地下水システムとの連繫を考慮したダム・堰貯水池操作

流域水資源という立場からすると、河川表流水だけでなく地下水も有力な資源である。したがって、より高度の利用をはかるには、i) 河川、貯水池、配水システムで代表される地上システムと、ii) 不圧もしくは被圧の帯水層ある地下水システムを涵養および揚水井によって結合し、有機的に運用することが望まれる。ただし、地下水モデルとしては、運用モデルへの結合が容易な線形応答関数 [Dreizin, 1975] を導入する。なお、線形応答関数 $\beta(i, j, t)$ はいくつかの地下水位データをベースに、3次元 Multi-cell Model によって同定 [池淵・他, 1983] されているとみなす。いま図-4で示すように、数個の帯水層 (不圧、被圧、またはそれらの混在) と数個の井戸、単一のダムより成るシステムを考える。もちろん、任意の貯水池群に拡張することは容易である。揚水による地下水位の低下は、”井戸 pw1, pw2 について時刻 u について井戸 pw2 で単位量の揚水を実施したときに、時刻 t において井戸 pw1 で予測される水位低下量” $\beta(pw1, pw2, t-u+1)$ を用いて、

$$D(pw1, t) = \sum_{pw2=1}^{PW} \sum_{u=1}^t \beta(pw1, pw2, t-u+1) \cdot q(pw2, t) \quad (5)$$

で表わされる。ここに、 PW は流域内の井戸の総数、 $q(u, pw2)$ は井戸 $pw2$ で時刻 u に行なう揚水量 (≥ 0) である。人工涵養による水位の上昇は負の β -関数とみなす。結局、計算開始前の井戸 $pw1$ の水頭を $H(pw1, 0)$ とすると、時刻 t の水頭 $H(pw1, t)$ は、

$$H(pw1, t) = H(pw1, 0) - \sum_{pw2=1}^{PW} \sum_{u=1}^t [\beta(pw1, pw2, t-u+1) \{ q(pw2, u) - v(pw2, u) \}] \quad (6)$$

より求められる。ただし $v(u, pw2)$ は井戸 $pw2$ で時刻 u に行なう涵養量 (≥ 0) である。

貯水池との連繫操作の制御目的としては、地下水に関する明確な物理指標が定まっていないので、経済的指標である操作費用の最小化を用いた。すなわち、目的関数 J_G は次のように表わされる。

$$J_G = \sum_{t=1}^{T_E} \left[C_a \cdot QD(t)^2 + \sum_{pw=1}^{PW} \{ C_{bpw} \cdot v(pw, t)^2 + C_{cpw} \cdot H(pw, t) q(pw, t) \} \right] \longrightarrow \min \quad (7)$$

ここに、 $C_a, C_{bpw}, C_{cpw}, T_E$ はそれぞれ、貯水池からの取水・配水費用、涵養費用、揚水費用係数、制御時間の総数である。制約条件としては、貯水池の連続式、貯留能力、配水・揚水・涵養能力に加えて、式(6)で示される地下水位に上下限が与えられる。また、式(6)はある時刻の揚水・涵養が長期間にわたって影響することを意味しており、DPによる最適化が行なえない。それゆえ、解の算出はLinear Programmingに頼らざるを得ない。もし、地下水モデルが単一セル (流域) のように簡単な場合は式(7)と全ての制約を一度に解くことができるが、複数のセルが含まれる場合には計算の実行が困難になる。そこで、地上システムと地下システムを結合するものが揚水、涵養であることに着目し、多層最適化手法の導入によるシステムの分割をはかる。具体的には地上システムと地下システムの目的関数 J_{GU}, J_{GD} は、それぞれ、次のようになる。

$$J_{GU} = \sum_{t=1}^{T_E} \left[C_a \cdot QD(t)^2 - \sum_{pw=1}^{PW} \{ \lambda_{pw}^v v_{pw}(t) \cdot \sigma_{pw}^v(t) + \lambda_{pw}^q q_{pw}(t) \cdot \sigma_{pw}^q(t) \} \right] \longrightarrow \min \quad (8)$$

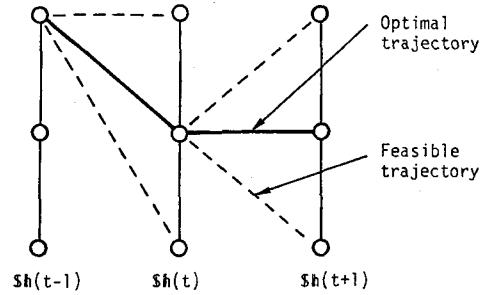


図-3 DPの計算手順

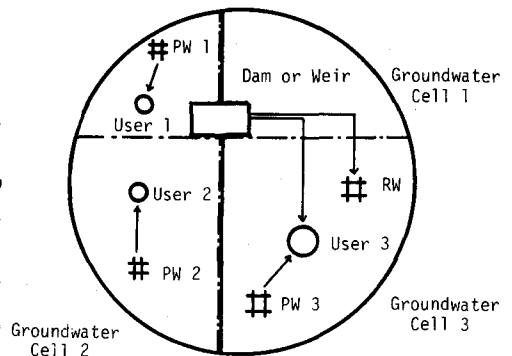


図-4 貯水池と地下水の操作モデル

$$J_{GD} = \sum_{t=1}^{T_E} \sum_{pw=1}^{PW} \left[C_{bpw} \cdot v(pw, t)^2 + C_{cpw} \cdot H(pw, t) q(pw, t) + \lambda_{pw}^v(t) \cdot v(pw, t) + \lambda_{pw}^q(t) \cdot q(pw, t) \right] \longrightarrow \min \quad (9)$$

ここに、 $\sigma_{pw}^v(t)$ 、 $\sigma_{pw}^q(t)$ は $v(pw, t)$ 、 $q(pw, t)$ の擬似変数であり、 $\lambda_{pw}^v(t)$ 、 $\lambda_{pw}^q(t)$ は、 $v(\cdot)$ 、 $q(\cdot)$ に関するラグランジュ乗数である。Goal Coordination Method [Wisner・et al, 1971] では、 $k+1$ 回目の計算時におけるラグランジュ乗数を、

$$\begin{bmatrix} \lambda_{pw}^v(t) \\ \lambda_{pw}^q(t) \end{bmatrix}^{k+1} = \begin{bmatrix} \lambda_{pw}^v(t) \\ \lambda_{pw}^q(t) \end{bmatrix} + \Delta \begin{bmatrix} v(pw, t) - \sigma_{pw}^v(t) \\ q(pw, t) - \sigma_{pw}^q(t) \end{bmatrix} \quad (10)$$

より求められる。式中の Δ はパラメータの改善ステップ巾を表わしており、式(8)、(9)と式(10)を反復的に計算を進めると、全体としての最適解に収束していく。

5. ダム貯水池と堰貯水池の統合操作

最後の操作形態として、実流域でよく見られるダムと堰との統合操作について考察しよう。ダム貯水池間あるいはダムと堰間の距離が長く、河道の流下機構を考えるならば、等ボリューム流下で行なう通常の統合操作では有効な結果が得られない。河道の流下機構として貯留関数法を用いると、河道内の貯留量は図-5より、

$$\overline{SR}(t+\tau) = K \{ \overline{QR}(t+\tau) \}^P \quad (11)$$

で与えられる。ここに、 $\overline{QR}$ は河道からの流出量、 τ は遅滞時間、 K 、 P はパラメータである。いま、利水時の制御目的に基準地点の通過流量と許容流量の比の最大化

$$J_T = \min \left\{ \frac{Q_1(t)}{Q_{1d}}, \dots, \frac{Q_M(t)}{Q_{Md}} \right\} \xrightarrow{(t=1,2, \dots, T_E)} \max \quad (12)$$

を用い、DPの状態量としてダムの貯留量 SD 、河道貯留量 $\overline{SR}$ 、堰貯留量 SG を用いると関数漸化式は、

$$f_t(SD(t), \overline{SR}(t+\tau), SG(t+\tau)) = \max \left[\min \left\{ \frac{Q_1(t)}{Q_{1d}}, \dots, \frac{Q_M(t)}{Q_{Md}} \right\}, f_{t-1}(SD(t-1), \overline{SR}(t+\tau-1), SG(t+\tau-1)) \right] \quad (13)$$

となる。計算過程では、2. で述べたように非線形関数を含んでいるので従来のDPではなく、流量の連続式を保持した方法がとられる。最終時刻の状態量においても、既知であるダム・堰貯留量に対して、可能な範囲で河道貯留量を動かす、目的関数が最大になるときが最適値であり、対応する系列が最適放流量系列である。さらに貯水池間の距離が非常に大きい場合には、シミュレーション技法を適用し多数の入力系列を与えて、制御解が悪化しないことを確認できれば両貯水池を分割操作することができる〔高樺・他, 1977〕。

6. 適用と考察

以上の理論を任意流況に適用し、制御特性の把握を行なおう。

6. 1 水面変動を考慮した貯水池操作

水面変動のモデルとして図-6で示す台形貯水池を考えよう。貯水池の格子間隔は水平方向 1000m、水位方向

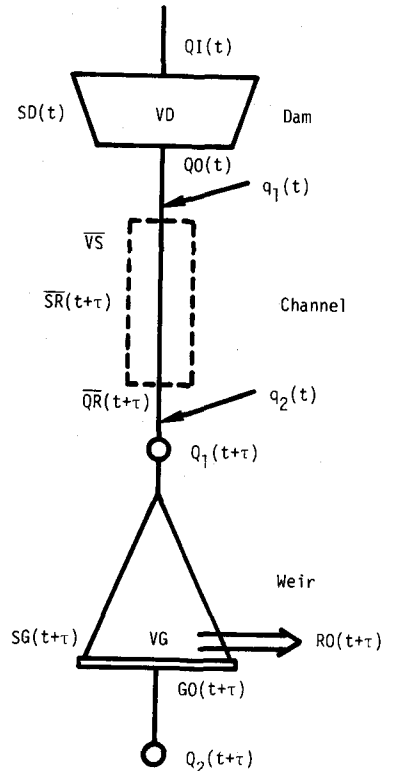


図-5 ダムと堰の操作モデル

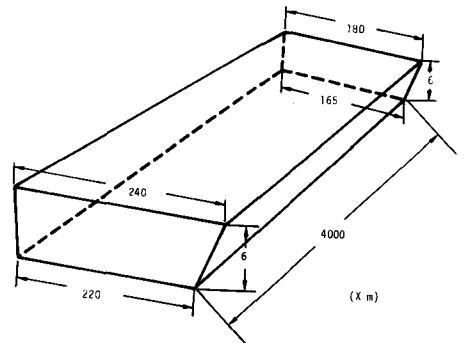


図-6 堰貯水池の操作モデル

1.5 m, 時間間隔 60sec, 河床勾配 1/990, 1/990, 1/990, 1/1000, 粗度 0.03 である。制御期間は7で支川流入はなく、入力系列は 5000, 7000, 9000, 7000, 6000, 8000, 5000 m^3/sec , 許容最大放流量は8000 m^3/sec とした。貯水位の上下限はいずれの地点も最小値 1.2m, 最大値 6mである。水収支を保つ計算過程で各格子点は $\pm 0.75\text{m}$ 巾の水位の代表点となっている。また、計算機内では、水位は流入量と放流量が決まると 2 Step Lax Wendroff 法により算定され、最適径路として選ばれた水位と流速が次時刻へ記憶されていく。図-7は、こうした手順より得られた制御時刻 0, 4, 7での水面形を示したものである。制御終了時にゲート近くの水表面が急激に高くなっているのは、前時刻での放流量が多くシステム全体の評価に支配的なためである。最終時刻の水位、放流量とも将来への影響は考慮されておらず、目的関数を小さくする方向、いいかえると、危険側に作用している。これを解消するためには、貯水池内の最終状態に制限を加えるか、長期間で制御を行なった後に必要な期間だけ取り出すかなどをすべきであろう。適用例では制御期間が7と大変短い。今後、ゲートの操作ステップと水理解析ステップを変えて、長期間の洪水防御方策の確立をはかりたい。なお、水位の上限値を変えると、水位や放流量の最適系列も変化しており、制御目的を達成する計算過程であることが確認できた。

6.2 地下水システムとの連繫操作

単一の地下帯水層と単一の揚水・涵養井からなるモデルを考える。制約条件および入力条件は表-1の上段に示すとおりである。下流の評価地点がないので、貯水池からの放流は0、費用係数は $C_a = C_d = C_e = 1.0$ 、地下水の低下を表わす β -関数は、

$$\beta(t) = 10 \exp \left\{ \frac{1}{6} \ln \frac{1}{4} (t-1) \right\} \quad (14)$$

とした。同表の下段は、反復回数7回で収束したとみなした制御解であり、図-8はラグランジュ関数の動きを示したものである。ラグランジュ関数は大きく振動しているものの、全体の傾向として増加していくことがわかる。表より明らかなように、原変数と擬似変数間の相違が大きく、相互均衡原理(Principle of Interaction Balance)が十分に満たされていない。この原因には、解が鞍点近傍にあり、しかも解曲

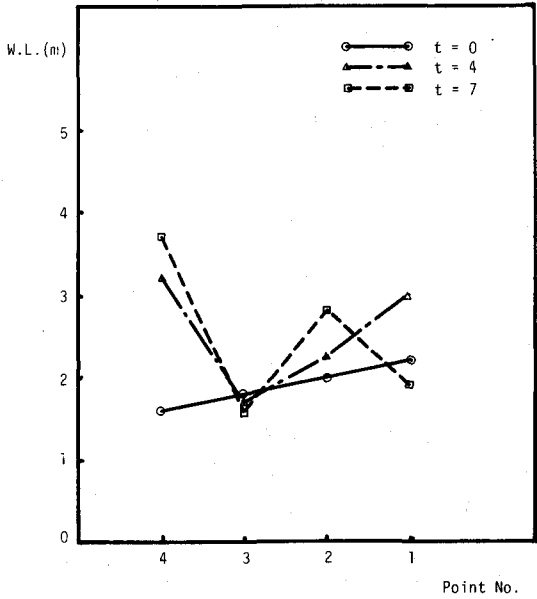


図-7 水面変動操作の適用結果

表-1 貯水池と地下水操作の適用結果

Initial Condition									
Constraints									
$2.5 \times 10^7 \leq S(t) \leq 10.0 \times 10^7 \text{ (m}^3\text{)}$					$2.5 \times 10^6 \leq X(t)+Q(t)$				
$0 \leq X(t) \leq 10.0 \times 10^6 \text{ (m}^3\text{/month)}$					$65.0 \leq H(t) \leq 70.0 \text{ (m)}$				
$0 \leq Q(t) \leq 5.0 \times 10^6 \text{ (m}^3\text{/month)}$					$S(0) = 7.5 \times 10^7 \text{ (m}^3\text{)}$				
$0 \leq V(t) \leq 1.5 \times 10^6 \text{ (m}^3\text{/month)}$					$H(0) = 67.5 \text{ (m)}$				
Solution					Iteration No.=7				
t	QI(t)	QB(t)	S(t)	v(t)	$\sigma^V(t)$	q(t)	$\sigma^Q(t)$		
1	2.5	1,150	75,000	0.001	0.0	2,468	1,350		
2	2.5	2,222	75,000	1,286	0.0	2,253	0,278		
3	2.5	1,165	73,943	1,032	1,057	1,551	1,335		
4	3.0	0.0	71,722	1,473	2,221	3,362	2,500		
5	3.0	0.0	70,000	2,246	2,222	0,861	2,500		
6	6.0	1,721	70,000	1,337	0,500	2,106	0,779		
7	5.0	0.0	71,278	1,550	2,221	3,598	2,500		
8	1.0	2,221	73,778	0,920	0.0	2,386	0,279		
9	5.0	0.0	70,057	1,160	2,221	2,190	2,500		
10	3.0	1,386	71,721	1,639	0,836	1,491	1,114		
11	2.5	0.0	70,000	0.0	2,221	2,196	2,500		
12	2.5	2,222	69,999	1,009	0.0	1,399	0,278		

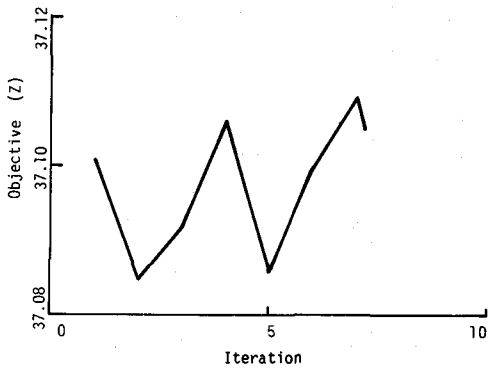


図-8 Lagrangian の収束過程

面が平面に近いことや擬似変数が多くて収束しにくいことがあげられる。一般的には、河川表流水の増加に呼応して河川からの取水量が増加し、揚水は利用水量の補充を行なっているのがうかがえる。こうした運用パターンを多数算出することによって、河川流量の変化に対する地下水の涵養・揚水指針が抽出できる。

6.3 ダムと堰の統合操作

表-2 ダムと堰操作の適用結果

表-2は初期条件および制御結果を示している。表より、制御初期を除いてダムの放流量も堰の放流量もほぼ平滑化されているのがわかる。初期には河道内の貯留が進んでおらず、その結果として平滑化が遅れている。もし、計算上の制御期間をやや長く取り、その前後の期間を除いて実制御解とするなら、ほぼ完全に平滑化が行なわれていることになる。これは、容量の小さい堰貯水池でも、ダム貯

t	QI(t)	q(t)	SD(t)	QO(t)	$\overline{SR}(t)$	QR(t)	SG(t)	GO(t)
1	3.0	1.0	12.0	5.0	4.6	5.4	5.0	4.4
2	4.0	1.0	10.0	6.0	5.1	6.5	6.0	4.5
3	5.0	1.0	10.0	5.0	5.0	6.1	7.0	4.1
4	6.0	2.0	12.0	4.0	4.9	6.0	8.0	4.0
5	5.0	2.0	13.0	4.0	4.9	6.0	9.0	4.0
6	4.0	1.0	13.0	4.0	4.6	5.3	9.0	4.3
7	3.0	1.0	12.0	4.0	4.5	5.1	9.0	4.1
8	2.0	1.0	10.0	4.0	4.5	5.0	9.0	4.0
9	1.0	0.0	7.0	4.0	4.2	4.3	8.0	4.3
10	2.0	0.0	5.0	4.0	4.1	4.1	7.0	4.1

VD=19 VG=9 VS=9 K=2.0 P=0.5
SD(0)=14.0 SG(0)=5.0 $\overline{SR}(0)=4.0$ RO(t)=1.0
SD(T)=5.0 SG(T)=7.0 Q_{1d}=2.0 Q_{2d}=2.0

水池との統合操作によって効率的な水利用が行なえること、および、河道の流下機構を考慮することによってシステムの分割化が可能となることを示唆している。

7. あとがき

以上のように、本研究では、流域内の貯水池群をシステム論的にとらえ、その空間的配置・水理条件を考慮した最適操作方法を提案した。とくに、容量の小さい河道堰あるいは河口堰に関しては治水時の水面変動に対処する方法を検討した。さらに、ダム・堰貯水池システムの応用例として、貯水池と地下帯水層との有機的操作およびダムと堰貯水池の統合操作を考察し、流域に適合した河川表流水の高度利用法を明らかにした。今後、実流域での適用をふまえ、システムの分割操作の基準化とシミュレーションによる操作パターンの分類化を行ない実操作へと展開していきたい。

参 考 文 献

- 1) 高埴琢馬, 池淵周一, 小尻利治: 濁質水を考慮したダム制御に関する一考察, 京都大学防災研究所年報, 第22号 B-2, 1979, pp 167-178.
- 2) 池淵周一, 小尻利治: 水量・濁質制御に関するスカラー・ベクトル最適化手法の比較・考察, 第16回自然災害科学総合シンポジウム, 1979, pp 199-202.
- 3) 伊藤剛編: 数値解析の基礎と応用(水理学を中心として), アテネ出版, 1971, pp 57-77.
- 4) Dreizin Y.C.: Applications of the Superposition Approach to the Modeling and Management of Ground and Surface Water Resources, Systems Eng. Dep., Case Western Reserve Univ., 1975, pp 30-109.
- 5) 池淵周一, 小尻利治, 山本浩: 地下水システムのモデル同定とその最適運用に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第26号 B-2, 1983, pp 273-286.
- 6) Wismer D.A.: Optimization Method for Large-scale System with Applications, McGraw-Hill, 1971, pp 1-45.
- 7) 高埴琢馬, 池淵周一, 小尻利治: ダム群制御システムにおける分割基準と河道流下の非線形性, 京都大学防災研究所年報, 第20号 B-2, 1977, pp 169-183.