

第 2 章

異常洪水時防災操作

I. 本章の目的、点検フロー

本章では、最初に「計画規模を超える洪水時におけるただし書き操作の運用の改訂について」（昭和 59 年 6 月河川局長通達）¹⁾に基づき運用されている現行の異常洪水時防災操作及び同通達以降に提案された異常洪水時防災操作方式について、概要・特徴・計算手順等について説明する（Ⅱ）。その後、現行の異常洪水時防災操作の開始水位の点検方法（Ⅲ）及び上記通達以降に提案された異常洪水時防災操作方式の導入可能性に関する検討方法（Ⅳ）について述べる。また、異常洪水時防災操作の点検フローを図 2.1 に示す。なお、本章で紹介する計算事例は、全て A ダムにおけるものである。

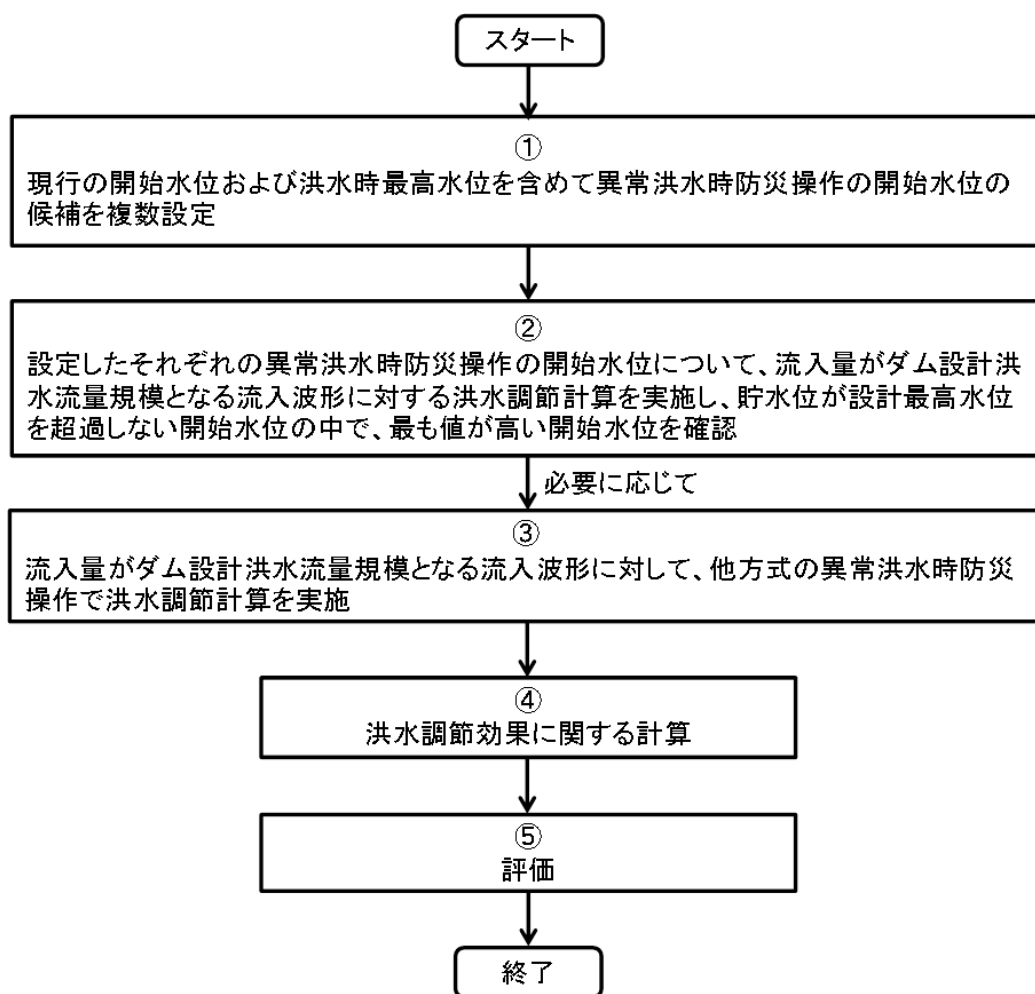


図 2.1 異常洪水時防災操作の点検フロー

II. 異常洪水時防災操作方式

ここでは、「計画規模を超える洪水時におけるただし書き操作の運用の改訂について」（昭和 59 年 6 月河川局長通達）に基づき運用されている現行の異常洪水時防災操作及び同通達以降に提案された異常洪水時防災操作方式について、各方式の概要、計算事例、特徴と留意事項、操作にあたって必要となる情報について説明する。「同通達以降に提案された異常洪水時防災操作方式」として、必要最小放流量方式、VR 方式、放流量曲線逐次見直し方式及び限界操作方式を扱う。

1. A ダムの諸元、計算条件

1.1 A ダムの諸元

A ダムの諸元は以下の通りである。

- 形式：重力式コンクリートダム
- 用途：F（洪水調節）、N（不特定用水）、W（水道用水）、P（発電）
- 流域面積：約 80.9 km²
- 洪水貯留準備水位：299.0 m
- 異常洪水時防災操作の開始水位：313.6 m
- 洪水時最高水位：317.0 m
- 設計最高水位：317.5 m
- 洪水調節容量（洪水期）：17,000,000 m³
- 洪水量：200 m³/s
- 洪水調節方式：一定量放流方式
- 計画最大放流量：350 m³/s
- ダム設計洪水流量：2,800 m³/s
- 放流設備：常用洪水吐 3 門（高圧ラジアルゲート）、非常用洪水吐 4 門（普通ラジアルゲート）
- 常用洪水吐及び非常用洪水吐のゲートの操作条件：

常用洪水吐及び非常用洪水吐の操作条件は以下の通りである。

常用洪水吐：

1 門の 1 回の操作開度は 0.50 m 以内とし、1 門ずつ操作を行うものとする。ゲート間の開度の差は 0.50 m 以内とする。

非常用洪水吐：

1 門の 1 回の操作開度は 0.50 m 以内とし、1 門ずつ操作を行うものとする。ゲート間の開度の差は 0.50 m 以内とする。

※上述の用語の定義は、例えば、「社団法人 日本河川協会、財団法人 国土開発技術研究センター 編：改訂 解説・河川管理施設等構造令」、「財団法人 ダム技術センター：多目的ダムの建設」等を参照のこと。

1.2 シミュレーション条件

II.2.以降で述べるシミュレーションで共通となる条件は以下の通りである。

- 計算時間間隔：1 分
- ゲートの開閉速度は、常用、非常用洪水吐ともに最大 0.3 m/min とする。
- 常用洪水吐は 3 門全て同時に動作するものとする。また、目標開度が開閉速度の上限である 0.3

m/min よりも小さい場合、1分で目標開度まで操作できるものとする。(※)

- 非常用洪水吐は常用洪水吐のゲートが全開となった以降に行うものとする。また、非常用洪水吐の4門についても、上記の常用洪水吐と同様4門同時に動作し、目標開度が開閉速度の上限である0.3 m/min よりも小さい場合、1分で目標開度まで操作できるものとする。(※)

(※) ゲートを同時に操作できず、動作をずらす必要があるダムにおいては、ずらした操作を行えるように計算することが望ましい。

- **各ゲートからの放流量の計算：**

それぞれのゲートについて定められる貯水位～ゲート開度～放流量の関係を用いる。

常用洪水吐：

$$Q_{goj} = C(P_o) \times S(P_o) \times \sqrt{2g \times (H_a - 268.24)}$$

$$C(P_o) = 1 - 0.0211 \times P_o^2 + 0.00188 \times P_o^4$$

$$S(P_o) = 2.78 \times P_o$$

$$P_o = 0.99201 \times P - 0.299760 \times \sin(R) + 0.203797$$

$$R = 2 \times \sin^{-1} \left(\sqrt{\frac{P+2}{15}} \right)$$

ただし、

Q_{goj} : 1門毎ゲート放流量(m³/s)

$C(P_o)$: 流量係数

$S(P_o)$: 放流管の放流断面積(m²)

g : 重力加速度(m/s²)

H_a : 貯水位(m)

P_o : ゲート開度 (垂直) (m)

P : ゲート開度 (鉛直 (入力値)) (m)

非常用洪水吐：

1) 自由越流 (フリーフロー) 時 Q_{crf}

$$Q_{crf} = C_f \times B \times H^{\frac{3}{2}}$$

$$B = 10.50$$

$$H = H_a - 310.50$$

$$C_f = a + b \left(\frac{H}{H_d} \right)^2 + \left(\frac{H}{H_d} \right)^4$$

$$a = 1.6407$$

$$b = 1.0183$$

$$c = 0.5063$$

$$H_d = 6.50$$

ただし、

Q_{crf} : 自由越流時の1門毎放流量(m^3/s)

C_f : 流量係数 (フリーフロー時)

B : 越流幅(m)

H : 越流水深(m)

H_d : 設計水頭(m)

2) オリフィス流 (部分開放) 時 Q_{cro}

$$Q_{cro} = C_o \times B \times \left(H^{\frac{3}{2}} - (H - P)^{\frac{3}{2}} \right)$$

$$B = 10.50$$

$$H = H_a - 310.50$$

$$C_o = a + b \times P + c \times P^2 + d \times P^3 + e \times P^4$$

$$a = 1.6951$$

$$b = 0$$

$$c = 0.03077$$

$$d = 0$$

$$e = 0.000575$$

ただし、

Q_{cro} : オリフィス流時の1門毎放流量(m^3/s)

C_o : 流量係数 (オリフィス流時)

P : ゲート開度(m)

ここで、自由越流かオリフィス流かの判定は以下の条件で決定するものとする。

$0 \leq H < 1.348 \times P + 0.612$ → オリフィス流

上記に当てはまらない場合 → 自由越流

2. 現行の異常洪水時防災操作方式

2.1 方式の概要

貯水位が異常洪水時防災操作の開始水位を超えて以降、放流量が流入量と等しくなるまでの間、予め定めた貯水位に対応したゲート開度に基づいてゲート操作を行う方式である。

2.2 計算事例

既に広く普及されている方式であるためここでは紹介しない。

2.3 方式の特徴と留意事項

放流量の決定に必要な情報は貯水位のみであり、操作が簡便であることが優位な点として挙げられる。その一方で、流入量の大きさに関係なく放流量を増加させて流入量にすり付けるよう操作するため、これまでの実施実績の中には結果的に洪水調節容量を十分に使用できなかった事例も存在する。

3. 必要最小放流量方式

3.1 方式の概要

任意の流入量・貯水位から一定割合で流入量がダム設計洪水流量まで増加・継続した際に、規定に定められたゲート操作を行って設計洪水水位でダム設計洪水流量を放流するために「現時点で最低でも放流しなければいけない放流量（必要最小放流量）」を定めたテーブル（必要最小放流量テーブル、表 2.1）を作成し、このテーブルに基づいて操作を行う方式である^{3),4)}。

表 2.1 必要最小放流量テーブルのイメージ（柏井³⁾に加筆して作成）

貯水位(EL.m)	流入量(m ³ /s)								ダム設計洪水流量
	調節開始流量								
異常洪水時防災操作開始水位	①	①	①	①	①	①	①	①	①
	②	②	②	②	必要最小放流量				②
	②	②	②	②	必要最小放流量				②
	②	②	②	②	②	②	②	②	②
	②	②	②	②	②	②	②	②	②
	②	②	②	②	②	②	②	②	②
	②	②	②	②	②	②	②	②	②
	②	②	②	②	②	②	②	②	②
洪水時最高水位	②	②	②	②	②	②	②	②	②
									大
設計最高水位	③	③	③	③	③	③	③	③	③

①洪水調節操作から設定される最小の流量以下となる必要がある(例えば、一定率一定量操作では一定率操作時の放流量(計画最大放流量を最大)以下の流量)

②新設ダムでは①と同じ条件設定が望ましい(設計最高水位をそのように設定する必要がある)。

③流入量に等しく設定される。

3.2 必要最小放流量テーブルの作成

ここでは、表2.1に示した必要最小放流量テーブルのそれぞれの流入量及び貯水位に対応する必要最小放流量の算出事例を示すことで必要最小放流量テーブルの作成方法について示す。

1) 縦軸及び横軸の設定

必要最小放流量テーブルの縦軸は貯水位、横軸は流入量、表の中はそれぞれの貯水位及び流入量に対応する必要最小放流量を示している。縦軸は、異常洪水時防災操作の開始水位を下限とし、上限は設計最高水位とする。横軸の下限は洪水調節開始流量、上限はダム設計洪水流量とする。

Aダムにおいては、異常洪水時防災操作の開始水位が313.6 m、設計最高水位が317.5 mであるため、縦軸の貯水位については0.5 m刻みとした。また、計画最大放流量が350 m³/s、ダム設計洪水流量が2,800 m³/sであるため横軸の流入量については250 m³/sを基本としてとして刻んだ。この結果、表2.2のように縦軸及び横軸が設定される。

表2.2 Aダムの必要最小放流量テーブルの縦軸及び横軸の設定例

貯水位 (EL.m)	流入量(m ³ /s)												
	350	500	750	1000	1250	1500	1750	2000	2250	2500	2600	2700	2800
313.6													
314.0													
314.5													
315.0													
315.5													
316.0													
316.5													
317.0													
317.5													

2) 必要最小放流量の算出

表2.2の流入量750 m³/s、貯水位316.0 mを例として、必要最小放流量の算出過程を示す。

a) 条件設定

• 初期放流量

必要最小放流量を求めるために初期時刻における放流量を設定する。Aダムの事例では、0 m³/sから2 m³/s刻みで設定した。

• ゲート休止時間

流入量の把握及び実運用における余裕等を考慮してゲート休止時間を設定する。Aダムの事例では、ゲート休止時間を10分として設定した。

• 流入量の増加速度

流入量の増加速度は、実績の流入波形や計画波形等を利用して流入量の立ち上がりが急な部分の増加速度を採用することを基本とする。Aダムでは、計画流入波形のピーク流入量をダム設計洪水流量まで引き延ばした波形の中で、最も勾配が急な部分の値を抽出した。図2.2はAダムの計画流入波形及び計画流入波形のピーク流入量をダム設計洪水流量まで引き延ばした波形であり、後者の波形を参考にして、流入量の増加速度を882 m³/s/hr (=14.7 m³/s/min)とした。

ゲート休止時間や流入量の増加速度の設定方法については、柏井(2013)も参考にすることが望ましい。

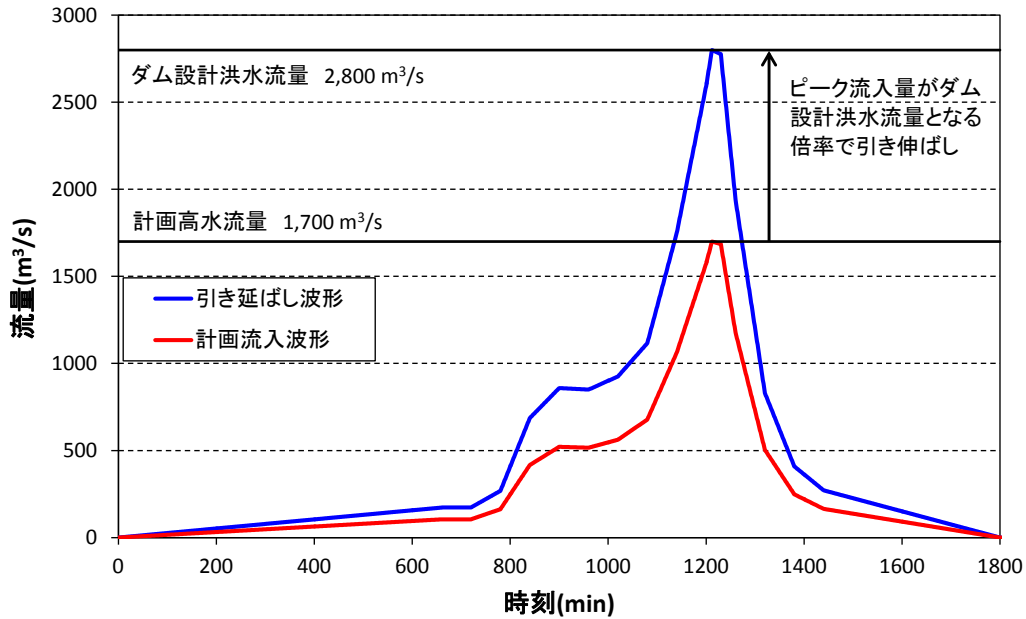


図2.2 計画流入波形及び引き延ばした波形

b) 洪水調節シミュレーションによる必要最小放流量の算出

a)で記した流入量の増加速度で流入量がダム設計洪水流量まで増加し、その流入が継続する波形に対して規定のゲート操作による洪水調節シミュレーションを実施する。図2.3は、初期放流量 $0 \text{ m}^3/\text{s}$ で計算した事例である。その結果、放流量がダム設計洪水流量と同じになる時には、貯水位が設計最高水位を超過しており、初期放流量が不足していることが分かる。図2.4は、同様の流入波形に対して初期放流量を $146 \text{ m}^3/\text{s}$ とした場合のシミュレーション結果である。この場合も図2.3と同様に放流量がダム設計洪水流量と同じになる時には貯水位が設計最高水位を超過しており、初期放流量が不足していることが分かる。図2.5は、初期放流量を $148 \text{ m}^3/\text{s}$ とした計算である。この場合、貯水位が設計最高水位に到達する以前に放流量がダム設計洪水流量と同じになった。上記の結果から、 $148 \text{ m}^3/\text{s}$ が貯水位 316.0 m 、流入量 $750 \text{ m}^3/\text{s}$ における必要最小放流量と求めることができる。

上記の計算を表2.2に示した全ての流入量・貯水位について実施する。最終的にAダムについて作成された必要最小放流量テーブルは表2.3に示すようになる。

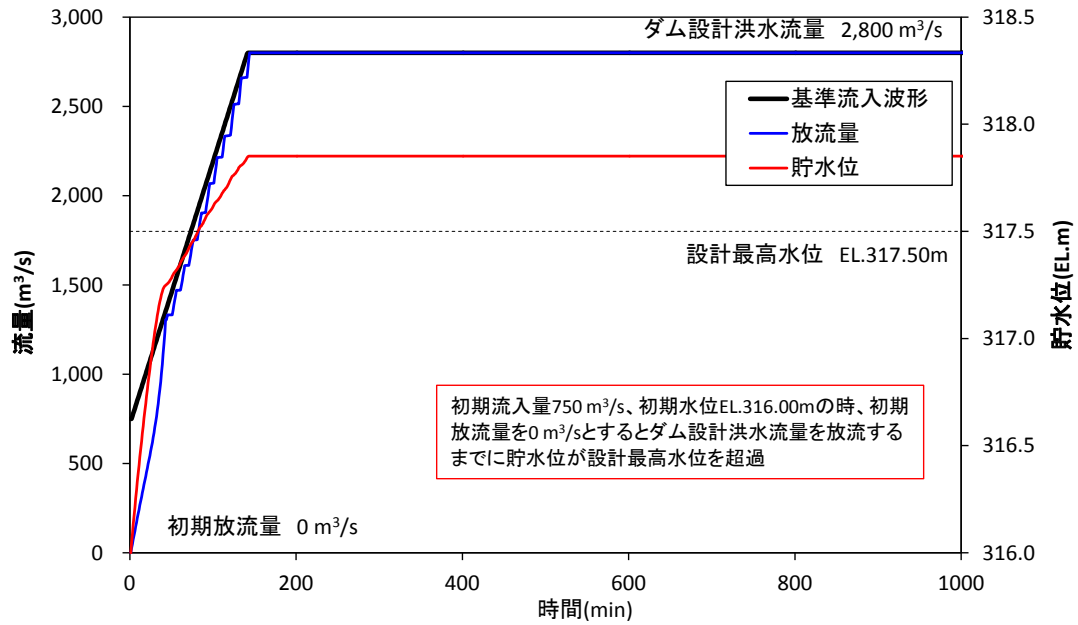


図2.3 必要最小放流量のシミュレーション (初期放流量 : 0 m³/s)

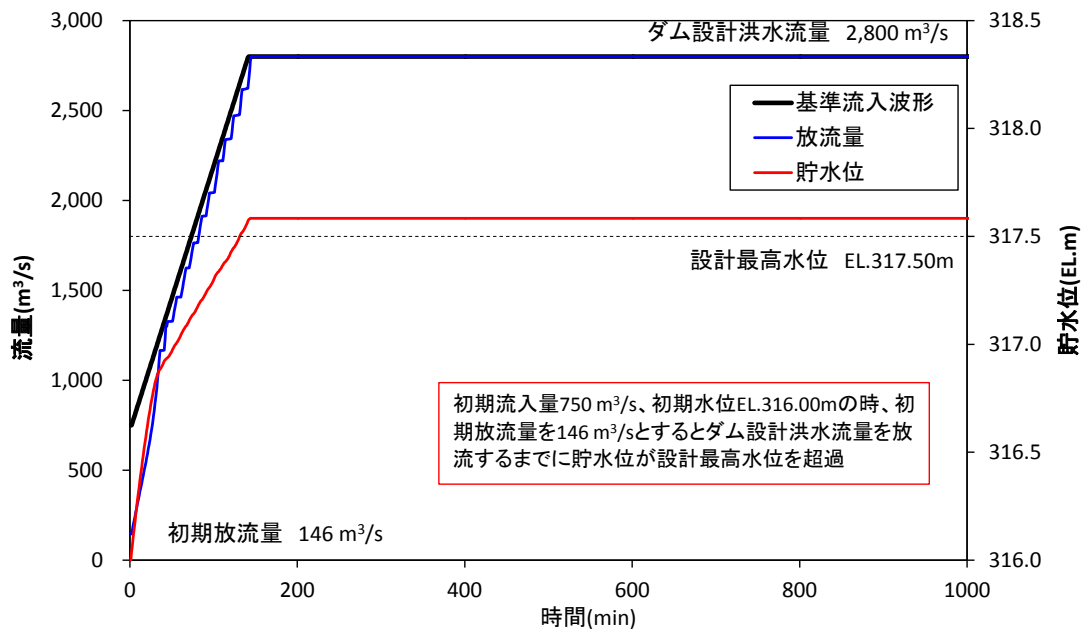


図2.4 必要最小放流量のシミュレーション (初期放流量 : 146 m³/s)

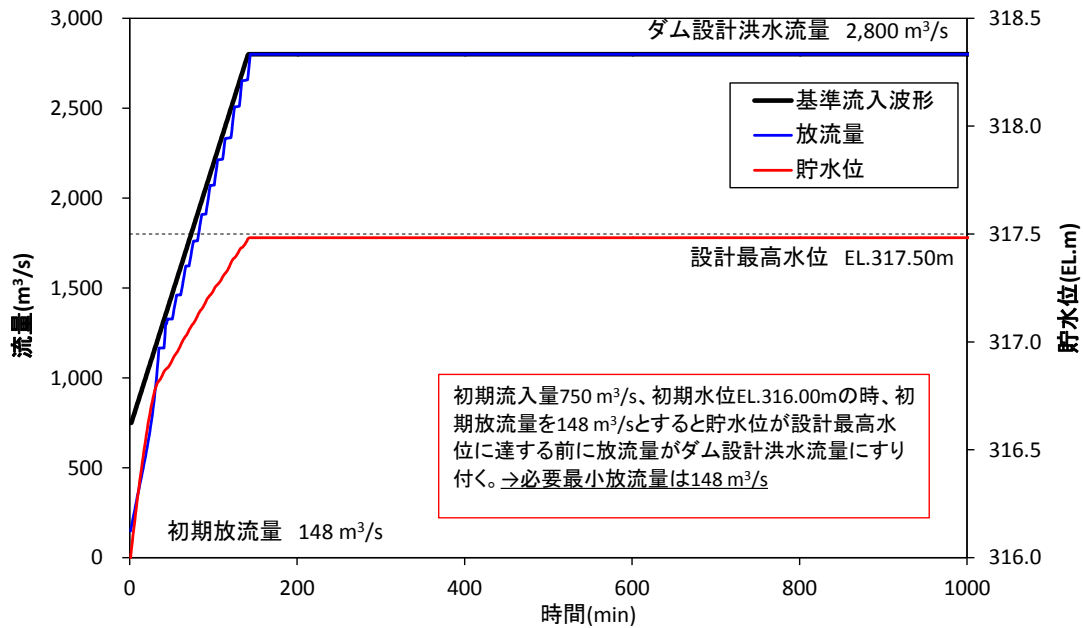


図2.5 必要最小放流量のシミュレーション（初期放流量：148 m³/s）

表2.3 Aダムにおける必要最小放流量テーブル

貯水位 (EL.m)	流入量(m³/s)												
	350	500	750	1000	1250	1500	1750	2000	2250	2500	2600	2700	2800
313.6	0	0	0	0	0	120	282	436	550	624	650	678	678
314.0	0	0	0	0	0	190	350	506	626	710	740	774	774
314.5	0	0	0	0	98	262	420	580	744	850	890	932	932
315.0	0	0	0	26	194	354	512	688	894	1086	1144	1144	1208
315.5	0	0	0	146	310	468	636	820	1092	1306	1330	1352	1352
316.0	0	0	148	312	448	588	756	1044	1314	1436	1484	1508	1508
316.5	350	382	428	568	644	794	1050	1348	1500	1626	1652	1678	1704
317.0	350	500	750	1000	1250	1500	1490	1622	1758	1870	1930	1960	1990
317.5	350	500	750	1000	1250	1500	1750	2000	2250	2500	2600	2700	2800

3.3 Aダムにおける計算事例

通常の洪水調節により操作した場合に洪水調節容量を使い切る程度に実績の流入波形を引き延ばし、それに対して必要最小放流量方式により操作したシミュレーションを実施した。必要最小放流量方式による洪水調節計算の過程の一部を表2.4に示す。なお、時間軸は仮想であり現実の時間とは関係ない時間を示している。

① 貯水位が異常洪水時防災操作の開始水位を超過（必要最小放流量方式による放流量決定）

表2.4の12時10分に貯水位が異常洪水時防災操作の開始水位に到達し、この時点から必要最小放流量方式による放流が開始される。12時10分時点では流入量が1,146 m³/s、貯水位が313.70 mであり、表2.3の青枠内の値を確認すると、必要最小放流量は0.00 m³/sとなる。この結果から、放流量は0.00 m³/sまで下げることが可能であることを示している。しかし、操作の単純化の観点及び放流量を下げた後に再び増加させる危険性を避けるため、本計算では必要最小放流量が現時点の放流量を下回る場合は現時点の放流量を継続するものとして計算した。結果としてこの時点では350.0 m³/sの放流を継続した。

次に12時20分を見ると、貯水位は314.10 m、流入量は1,070 m³/sである。表2.3の赤枠内の値を内挿することで必要最小放流量は5.68 m³/sと求まる。この時も12時10分の時と同様、必要最小放流量が現時点の放流量である350.0 m³/sを下回るため、現時点の放流量を継続させた。

② 「必要最小放流量 > 前時刻の放流量」となり、放流量増加を開始

必要最小放流量が現時点の放流量を下回る状態が14時30分まで継続し、14時30分に求めた必要最小放流量389.84 m³/sが1時刻前の放流量を上回るため、384.84 m³/sを放流する。上述の手順で放流量を時々刻々決定・操作していくと、15時40分に放流量が流入量と同じとなる。その結果、放流量としては図2.6上のようになり、最大放流量を現行の異常洪水時防災操作より抑えることができていることが分かる。また、貯水位についても、図2.6下に示すとおり現行の異常洪水時防災操作より高くなり、洪水調節容量を多く用いる操作が行われていることが確認できる。

表2.4 必要最小放流量方式による洪水調節計算の過程

日時	貯水位(m)	流入量(m ³ /s)	必要最小放流量(m ³ /s)	放流量(m ³ /s)	備考
12:00	313.26	1222.24	-	350.00	
12:10	313.70	1145.94	0.00	350.00	ただし書き操作開始水位を超過(必要最小放流量方式による放流開始)
12:20	314.10	1069.64	5.68	350.00	「必要最小放流量 < 1時刻前の放流量」の場合、放流量を下げることはなく、1時刻前の放流量を継続させる。
12:30	314.46	993.34	0.00	350.00	
12:40	314.77	917.05	9.52	350.00	
12:50	315.05	840.75	13.45	350.00	
13:00	315.28	797.56	17.87	350.00	
13:10	315.50	758.06	4.69	350.00	
13:20	315.69	718.56	49.43	350.00	
13:30	315.86	679.06	76.96	350.00	
13:40	316.01	639.55	91.72	350.00	
13:50	316.14	600.05	157.49	350.00	
14:00	316.26	575.66	225.97	350.00	
14:10	316.36	552.95	290.11	350.00	
14:20	316.45	530.24	349.12	350.00	
14:30	316.53	507.54	389.84	389.84	必要最小放流量が、350m ³ /sを上回ったので、必要最小放流量を放流するために放流量を増加させる。
14:40	316.58	484.83	395.95	395.95	必要最小放流量を放流する。
14:50	316.62	462.12	395.26	395.95	
15:00	316.65	446.68	393.44	395.95	
15:10	316.67	432.05	389.71	395.95	
15:20	316.69	417.42	384.22	395.95	
15:30	316.69	402.79	377.37	395.95	
15:40	316.69	388.16	369.79	388.16	

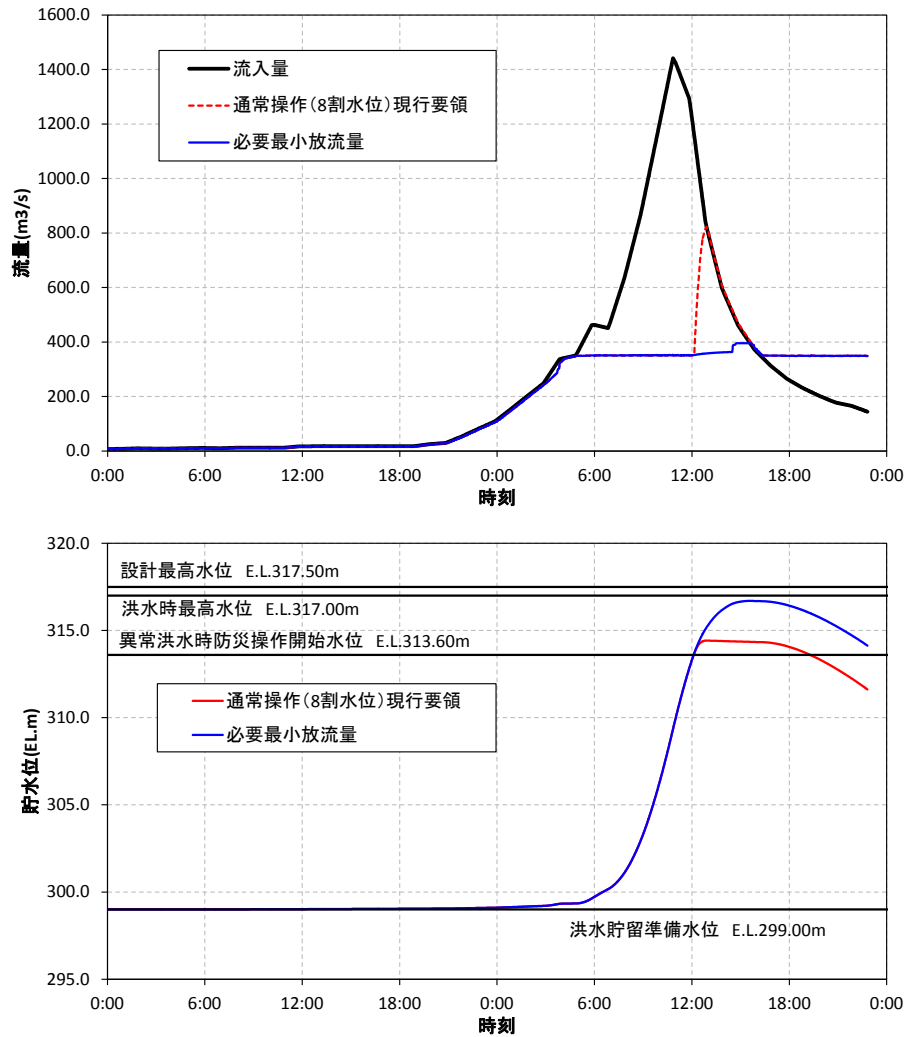


図 2.6 必要最小放流量方式によるシミュレーション事例（上：流入量・放流量 下：貯水位）

3.4 方式の特徴と留意事項

3.2 で記した必要最小放流量テーブルの作成過程からも分かるとおり、必要最小放流量方式は流入量が任意の値からダム設計洪水流量まで上昇する場合においても設計最高水位におけるダム設計洪水流量の放流が満足される操作方式であるため、操作中に流入量が減少から増加に転じる場合においても必要最小放流量テーブルに則った操作を実施することで適切に操作が行われる。

流入量の増加割合が必要最小放流量テーブルの作成において想定した増加割合を上回る場合、操作の遅れが生じるおそれがある。

4. VR方式

4.1 方式の概要

VR方式^{5),6)}の概要は、

- ① 最初に、過去の実績出水等から作成したピーク流量以降の流入量の逓減特性を表現した基準流入波形を設定する。その基準流入波形に対して洪水調節容量を使い切るよう空容量と放流量に応じた放流率(※)を定めた「放流率テーブル」を予め作成する。

$$\text{※ 放流率} = (\text{放流量} - \text{洪水調節開始流量}) \div (\text{流入量} - \text{洪水調節開始流量})$$

- ② 実際の操作に当たっては、その時点の空容量と放流量から放流率テーブルを基に放流率を求め、次の放流量(※※)を時々刻々定める。

$$\text{※※ 放流量} = \text{放流率} \times (\text{流入量} - \text{洪水調節開始流量}) + \text{洪水調節開始流量}$$

というものであり、洪水調節終了時に洪水調節容量を使い切ることで洪水調節効果を高めることを目的とした操作方式である。時々刻々の操作においては、基準流入波形から想定される流入量よりも空容量が不足していれば放流率を上げ(=放流量を上げる)、逆に空容量に余裕があれば放流率を下げる(=放流量を下げる)ように放流量が決定される。

4.2 放流率テーブルの作成方法

1) 放流率テーブルの縦軸及び横軸の設定

放流率テーブルは、縦軸に洪水時最高水位までの空容量、横軸に放流量、表の中はそれぞれの空容量及び放流量に対応する放流率で構成される。縦軸の上限は洪水時最高水位における空容量(=0 m³)とする。また縦軸の下限については決められた設定方法があるわけではないが、ここでの検討は異常洪水時防災操作を対象としていることから異常洪水時防災操作の開始水位における空容量とした。横軸の下限は計画最大放流量、上限はダム設計洪水流量とする。縦軸及び横軸について、適切に内挿・区分する。

Aダムにおいては、異常洪水時防災操作の開始水位から洪水時最高水位までの空容量が3,990千m³であるため、空容量0 m³から3,990千m³の間を1,000千m³で刻んだ。また放流量については、計画最大放流量が350 m³/s、ダム設計洪水流量が2,800 m³/sであるため100 m³/s刻みとした。この結果、表2.5のようになる。

表2.5 Aダム の放流率テーブル（下表は上表の右端と接続する）

空容量(千m ³)	放流量(m ³ /s)												
	350	450	550	650	750	850	950	1050	1150	1250	1350	1450	1550
0													
990													
1990													
2990													
3990													

空容量(千m ³)	放流量(m ³ /s)												
	1650	1750	1850	1950	2050	2150	2250	2350	2450	2550	2650	2750	2800
0													
990													
1990													
2990													
3990													

2) 基準流入波形の設定

逓減期の基準流入波形は、ほぼ等比級数的に逓減すると仮定し、以下の時間の指数関数で表されるものとする。

$$Q(t) = a \cdot b^{-t}$$

$Q(t)$: 時刻 t におけるダム流入量(m³/s)

a : 洪水のピーク流量で決まる定数

b : 洪水の逓減状況を把握できる定数

a および b の値は、計画流入波形や既往洪水を基に推定することを基本とする。ここでは、ダム設計洪水流量規模の流入についても考慮するため、 a の値についてはダム設計洪水流量の値を取ることにした。

Aダムについては a の値をダム設計洪水流量である2,800 m³/sとした。 b の値は、計画流入波形のピーク流量をダム設計洪水流量まで引き伸ばした波形の逓減期に合うように設定し、Aダムについては $b = 1.01$ とした。設定された基準流入波形は図2.7のようになる。

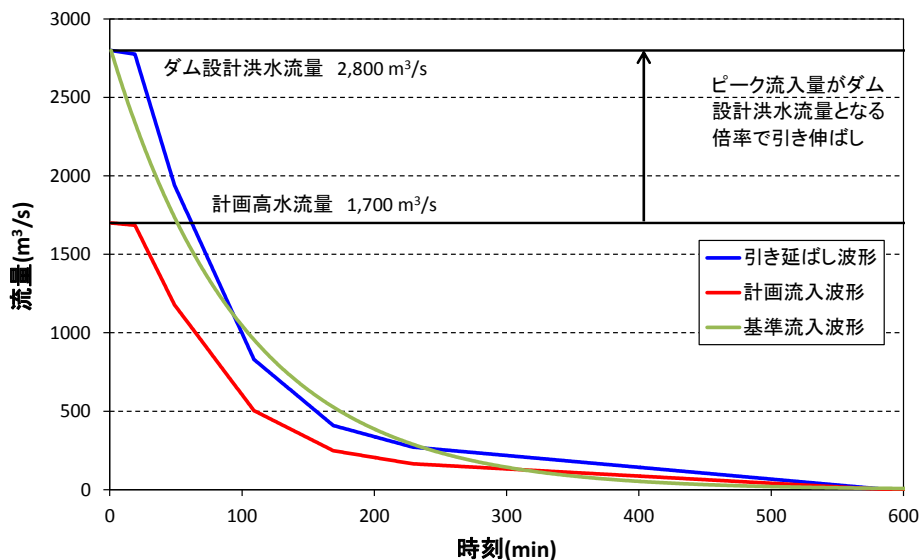


図 2.7 Aダムにおいて設定した基準流入波形 ($a = 2,800 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $b = 1.01$)

3) 放流率の算出

基準流入波形を設定した後、表2.5に示したそれぞれの放流量及び空容量に対する放流率を算出する。図2.8は放流量が950 m³/s、空容量が3,990千m³の場合の放流率算定過程を示している。最初に、①放流量を950 m³/sとした場合に基準流入波形との交点を求める。この時の時刻をt_sとする。そこから、②貯留量が空容量である3,990千m³と等しくなるまで基準流入波形を時間的に遡る。この時の時刻をt_fとする。時刻t_fにおける流入量は、基準流入波形の式を用いて2,560 m³/sと求まる。これらの値より、放流率R=(放流量-洪水調節開始流量)÷(流入量-洪水調節開始流量)=(950-350)/(2560-350)=0.271と算出される。この計算過程をその他の放流量、空容量に対して行うことで放流率テーブルが完成する。Aダムについて作成した放流率テーブルを表2.6に示す。

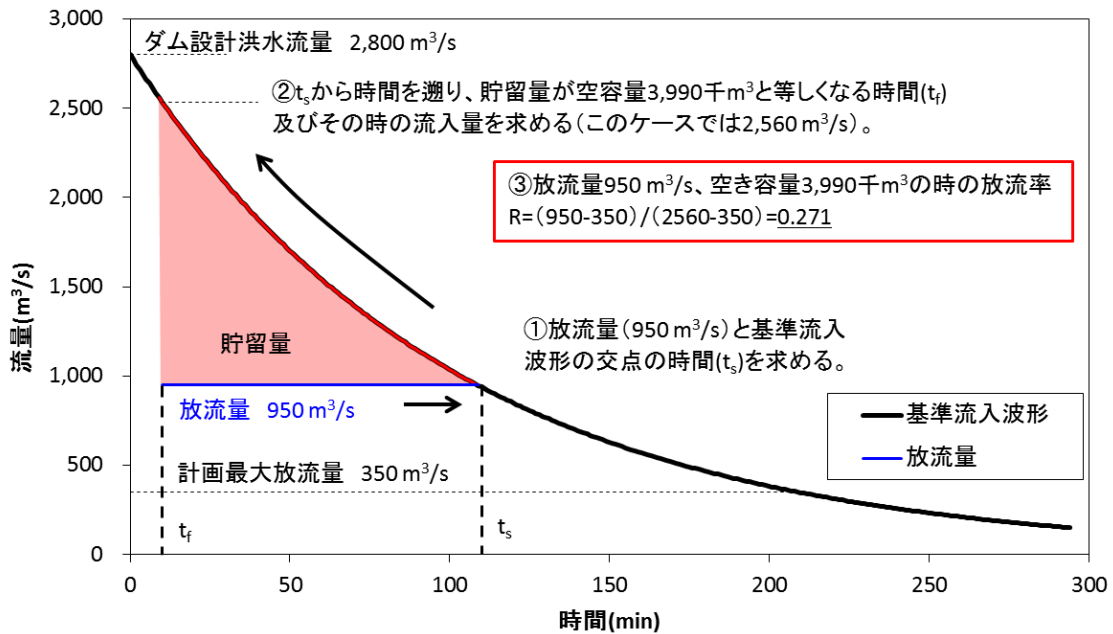


図 2.8 放流率の算定プロセス (空容量 3,990 千 m³、放流量 950 m³/s)

表2.6 Aダムにおける放流率テーブルの例

空容量(千m ³)	放流量(m ³ /s)												
	350	450	550	650	750	850	950	1050	1150	1250	1350	1450	1550
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
990	0.000	0.168	0.271	0.342	0.393	0.436	0.472	0.499	0.523	0.547	0.565	0.579	0.589
1990	0.000	0.113	0.191	0.252	0.299	0.339	0.369	0.396	0.421	0.442	0.458	0.475	0.490
2990	0.000	0.088	0.154	0.206	0.246	0.283	0.312	0.336	0.362	0.380	0.408	0.449	0.490
3990	0.000	0.073	0.129	0.176	0.213	0.245	0.271	0.296	0.327	0.367	0.408	0.449	0.490

空容量(千m ³)	放流量(m ³ /s)												
	1650	1750	1850	1950	2050	2150	2250	2350	2450	2550	2650	2750	2800
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
990	0.602	0.619	0.626	0.653	0.694	0.735	0.776	0.816	0.857	0.898	0.939	0.980	1.000
1990	0.531	0.571	0.612	0.653	0.694	0.735	0.776	0.816	0.857	0.898	0.939	0.980	1.000
2990	0.531	0.571	0.612	0.653	0.694	0.735	0.776	0.816	0.857	0.898	0.939	0.980	1.000
3990	0.531	0.571	0.612	0.653	0.694	0.735	0.776	0.816	0.857	0.898	0.939	0.980	1.000

4.3 Aダムにおける計算事例

実績で異常洪水時防災操作を実施した洪水を対象としてVR方式による異常洪水時防災操作のシミュレーションを実施した。その計算過程の一部を表示したものが表2.7である。なお、裏戸(2013)では洪水の流入ピークの直後から操作を開始しているが、ここでは貯水位が異常洪水時防災操作の開始水位を超過してから操作を判断する計算を実施した。また、流入量の把握及び実運用における余裕等を考慮して、ゲート休止時間を10分として設定した。

表2.7によると、9月3日3時00分に流入量がピークを迎えた。貯水位は異常洪水時防災操作の開始水位を14時頃に超過したためその時点からVR方式による放流量決定を行っているが、表2.7において放流量決定過程が示されているのは14時頃から少し時間が進展した9月3日17時10分以降である。17時10分の時点で、空容量は2,305千 m^3 、放流量は356 m^3/s である。この値を基に放流率を求めると、表2.6の青枠内の値を内挿することで0.006と求まる。この放流率の値を用いることで、放流量は $0.006 \times (512.69 - 350.00) + 350.0 = 350.98 \text{ m}^3/s$ と求まる。以降、上記の手順を繰り返すことでVR方式による放流量が決定されていく。またVR方式により決定された放流量が1時刻前の放流量よりも小さい場合には、VR方式により決定された放流量に従って放流量を下げる事が可能であるが、必要最小放流量方式と同様に、操作の単純化の観点及び放流量を下げた後に再び増加させる危険性を避けるため、ここでの計算では放流量を増加させる際の放流量決定にVR方式を用いることとし、放流量を下げる操作は行わないこととした。計算の結果、図2.9上に示されるとおり、通常操作では9月3日15時頃から放流量を急激に増加させているのに対し、VR方式では放流量を徐々に増加させているものの9月3日23時頃まで急増させることはない。9月3日23時頃から放流量をやや増加させ、9月4日0時10分に流入量=放流量となった。貯水位は図2.9下に示されている通り、通常操作と比較して洪水調節容量を多く用いていることが分かる。本事例では9月4日6時からの二山目の洪水が発生する前に放流量が流入量と同じとなっているため問題となっていないが、流入量と放流量が一致していない段階で流入量が減少から増加に転じた場合は、単調な減少波形を想定しているVR方式では操作遅れが発生することがあり得ることに留意が必要である。

表2.7 VR方式による放流量決定過程の一部

日時	貯水位	空容量(千 m^3)	当該時刻の放流量(m^3/s)	放流率	流入量(m^3/s)	VR方式により求められた放流量(m^3/s)	決定される放流量(m^3/s)	備考
09/03 03:00	304.950	12614.81	352.39	0.000	929.870	-	350.00	流入量ピーク
09/03 03:10	305.332	12279.88	352.25	0.000	885.160	350.00	350.00	
...								
09/03 17:10	315.071	2304.78	355.62	0.006	512.690	350.98	355.62	VR方式により求められた放流量= $0.006 \times (512.69 - 350) + 350 = 350.98 \text{ m}^3/s$ ※VR方式により求められた放流量がその時点の放流量よりも小さい場合はその時点の放流量を継続する。
09/03 18:10	315.492	1810.89	357.22	0.009	478.760	351.16	357.22	VR方式により求められた放流量= $0.009 \times (478.76 - 350) + 350 = 351.16 \text{ m}^3/s$
09/03 19:10	315.849	1387.85	358.57	0.013	466.460	351.51	358.57	
09/03 20:10	316.109	1078.31	359.55	0.016	430.980	351.30	359.55	
09/03 21:10	316.335	806.32	363.82	0.204	433.900	367.12	367.12	
09/03 22:10	316.473	640.57	370.04	0.375	407.920	371.72	371.72	
09/03 23:10	316.609	476.26	401.28	0.560	435.400	397.82	401.28	
09/04 00:10	316.625	456.63	378.62	0.561	378.980	366.26	378.98	流入量=放流量となる

4.4 方式の特徴と留意事項

本方式が優位な点として、基準流入波形は流入量の通減期に関する流入量予測に用いられるものであるため、ピーク以降の流入量が単調に減少する洪水に対しては放流率テーブルに基づいて時々刻々放流量を見直して洪水調節容量を多く使用することで洪水調節効果を高めることが期待できる。そのため、気象観測、予測情報を参考にして、流入量の減少が見込まれる場合に実施することが望ましい。

4.2で示した放流率テーブルの作成過程からも分かるように、VR方式は単調に減少する流入量を仮定し

た操作方式である。そのため、操作中に流入量が減少から増加に転じると、単調な減少を仮定する基準流入波形と実際の流入量との乖離が大きくなるため、操作遅れが生じるおそれがあることがある。このため、二山洪水等に対する留意が必要となる。

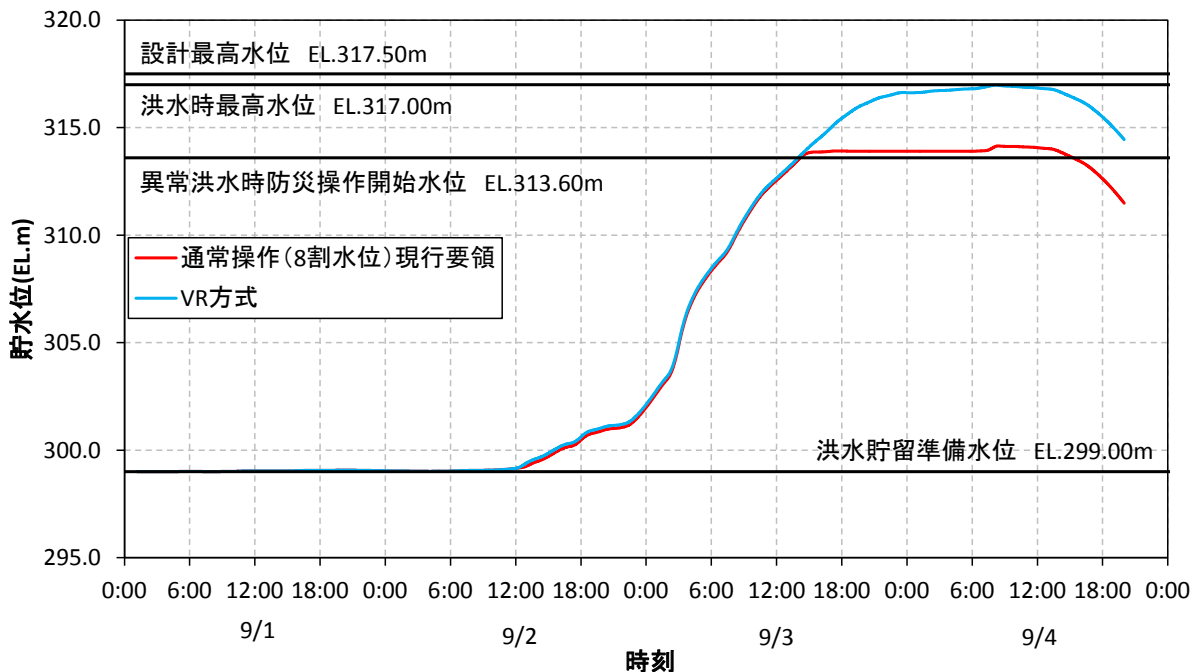
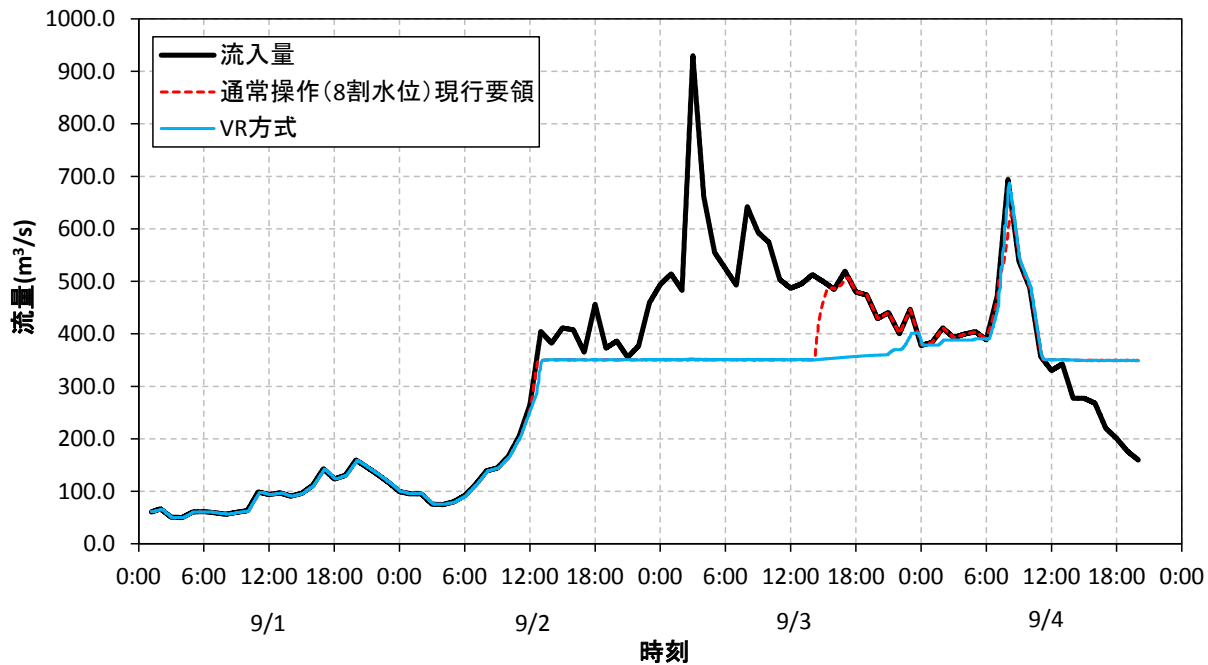


図 2.9 VR 方式によるシミュレーション事例 (上：流入量・放流量 下：貯水位)

5. 放流曲線逐次見直し方式

5.1 方式の概要

貯水位が異常洪水時防災操作開始水位を超えた後、流入量がピークを過ぎて逡減している場合において、その時の流入量を洪水時最高水位で放流するように放流量曲線（貯水位-ゲート開度の関係式を介して計算される貯水位と放流量の関係を表す曲線）を逐次設定する操作方式である。放流量曲線を逐次見直すことで、洪水調節容量をできる限り多く使用し洪水調節効果を高めることを目的とした操作方式である。

5.2 放流量曲線見直しの考え方

図2.10左の赤線で描かれているのは、通常の異常洪水時防災操作の放流量曲線である。この放流量曲線では、洪水時最高水位（図2.10では「サーチャージ水位」と表記）で計画最大流入量（図2.10においては4,600 m³/s）を放流し、設計最高水位（図2.10では「設計洪水水位」と表記）でダム設計洪水流量（図2.10においては5,520 m³/s）を放流するように設定されている。異常洪水時防災操作を開始し1時間程度経過した時の流入量を Q_{in1} 、放流量を Q_{out1} とすると、流入量が逡減していれば洪水時最高水位において計画最大流入量である4,600 m³/sを放流するのではなく、それよりも値が小さい Q_{in1} を洪水時最高水位で放流すればよいと考え、 Q_{in1} を洪水時最高水位で放流できるように放流量曲線を見直す。そこから1時間は見直した放流量曲線に基づいて操作を行う。1時間が経過した時の流入量を Q_{in2} 、放流量を Q_{out2} とした時、流入量が逡減していれば（ $Q_{in1} > Q_{in2}$ ）、先ほどと同様の考えに基づいて Q_{in2} を洪水時最高水位で放流するよう放流量曲線を見直し、その放流量曲線に基づいて操作を行う。このように放流曲線を逐次見直すことで洪水調節容量を効率的に利用・洪水調節効果を高めることができると考えられる。

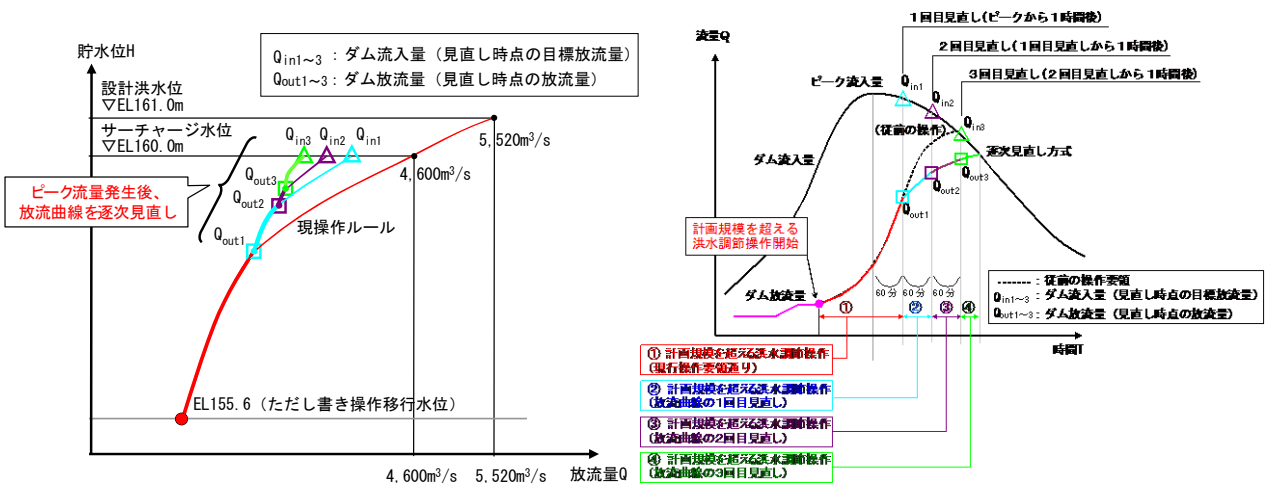


図2.10 放流量曲線逐次見直し方式のイメージ図（左：放流量曲線の見直しイメージ、右：流入量及び放流量の時間変化イメージ）（第5回鶴田ダムの洪水調節に関する検討会説明資料⁷⁾）

5.3 Aダムにおける計算事例

通常の洪水調節により操作した場合に洪水調節容量を使い切る程度に実績の流入波形を引き延ばし、それに対して放流量曲線逐次見直し方式により操作したシミュレーションを実施した。表2.8は計算の過程の一部を示したものである。12時8分に貯水位が異常洪水時防災操作の開始水位を超過し、この時点か

ら放流量曲線逐次見直し方式による放流が開始される。この時点で流入量は1161.20 m³/sであり、既にピーク流入量を迎えて流入量が逡減しているため、この流入量を洪水時最高水位で放流するよう放流量曲線を見直す。表2.9には、見直し前の放流量曲線と見直し後の放流量曲線について貯水位毎の放流量を示した。12時8分の1回目の見直しでは、上述した通り洪水時最高水位である317.0 mにおいて1161.20 m³/sが放流できるように設定されている。具体的には、見直し前の放流量曲線の洪水時最高水位における放流量が2,365 m³/s、1回目の見直し時の流入量が1161.20 m³/s、その時点での放流量が349.6 m³/sであったことから、見直し前の放流量曲線に対して $(1161.20 - 349.6) / (2365 - 349.6) = 0.40$ の倍率を乗じて引き縮めることで見直した放流量曲線を得た。1回目の見直しの後1時間が経過したため、13時8分に流入量765.96 m³/sを基に2度目の放流量曲線の見直しを行った。最終的には13時30分に放流量が流入量と同じになるため、これ以降は流入量＝放流量とする操作を行った。見直し前及び1回目・2回目の見直し後の放流量曲線を図2.11に示す。洪水調節効果としては、図2.12上に示す通り現行の異常洪水時防災操作と比較して最大放流量を抑えることができていることが分かる。さらに、貯水位についても、図2.12下に示す通り現行の異常洪水時防災操作と比較して洪水調節容量を多く用いた効率的な操作が実施されていることが分かる。

表2.8 放流量曲線逐次見直し方式による計算過程の一部

日時	貯水位(m)	流入量(m ³ /s)	放流量曲線逐次見直し方式により定まる放流量(m ³ /s)	放流量(m ³ /s)	備考
10:50	309.255	1442.05	-	350.00	流入量ピーク
12:00	313.255	1222.24	-	350.00	
12:08	313.617	1161.20	353.07	353.07	ただし書き操作開始水位を超過、流入量がピークを越え低減しているため、放流量曲線逐次見直し方式開始(1回目の見直し)
12:10	313.703	1145.94	370.62	370.62	
12:20	314.096	1069.64	453.27	453.27	
12:30	314.403	993.34	535.76	535.76	
12:40	314.628	917.05	622.43	622.43	
12:50	314.766	840.75	687.88	687.88	
13:00	314.837	797.56	709.66	709.66	
13:08	314.869	765.96	705.09	705.09	1回目の見直しより1時間経過したので2回目の見直し
13:10	314.875	758.06	705.22	705.22	
13:20	314.893	718.56	705.63	705.63	
13:30	314.890	679.06	705.56	679.06	放流量曲線逐次見直し方式により定まる放流量が流入量を上回るため、以降は流入量＝放流量で操作
13:40	314.879	639.55	705.31	639.55	
13:50	314.867	600.05	705.04	600.05	
14:00	314.858	575.66	704.84	575.66	
14:10	314.850	552.95	704.66	552.95	
14:20	314.842	530.24	603.11	530.24	
14:30	314.834	507.54	601.48	507.54	

表2.9 見直し前及び見直し後の貯水位－放流量関係

貯水位 (E.L.m)	見直し前	1回目見直し	2回目見直し
	放流量 (m ³ /s)	放流量 (m ³ /s)	放流量 (m ³ /s)
313.60	349.6	-	-
313.70	400.3	370.0	-
313.80	450.8	390.3	-
313.90	501.8	410.9	-
314.00	554.2	432.0	-
314.10	609.3	454.2	-
314.20	668.8	478.1	-
314.30	734.6	504.6	-
314.40	809.4	534.7	-
314.50	896.1	569.6	-
314.60	993.4	608.8	-
314.70	1114.4	657.5	-
314.80	1228.7	703.5	-
314.90	1269.9	720.1	705.8
315.00	1313.5	737.7	708.2
315.10	1367.5	759.4	711.1
315.20	1399.8	772.4	712.9
315.30	1445.1	790.6	715.4
315.40	1489.9	808.7	717.9
315.50	1535.9	827.2	720.4
315.60	1584.0	846.6	723.0
315.70	1630.9	865.5	725.6
315.80	1681.3	885.7	728.4
315.90	1733.0	906.6	731.2
316.00	1783.6	926.9	734.0
316.10	1837.9	948.8	737.0
316.20	1893.5	971.2	740.0
316.30	1947.9	993.1	743.0
316.40	2006.0	1016.5	746.2
316.50	2065.1	1040.3	749.5
316.60	2122.6	1063.4	752.6
316.70	2183.4	1087.9	756.0
316.80	2242.2	1111.6	759.2
316.90	2303.8	1136.4	762.6
317.00	2365.5	1161.2	766.0
317.10	2424.3		
317.20	2492.3		
317.30	2614.5		
317.40	2726.9		
317.50	2845.1		

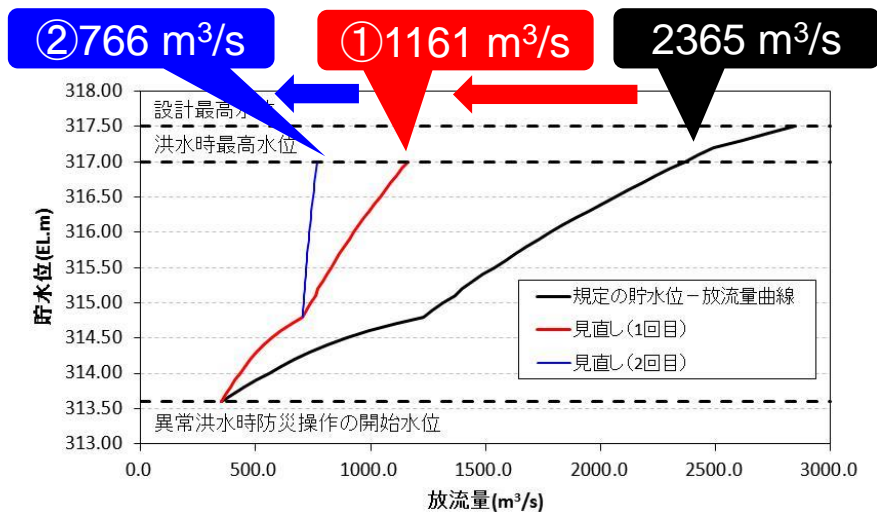


図2.11 通常及び見直し後の異常洪水時防災操作の放流量曲線

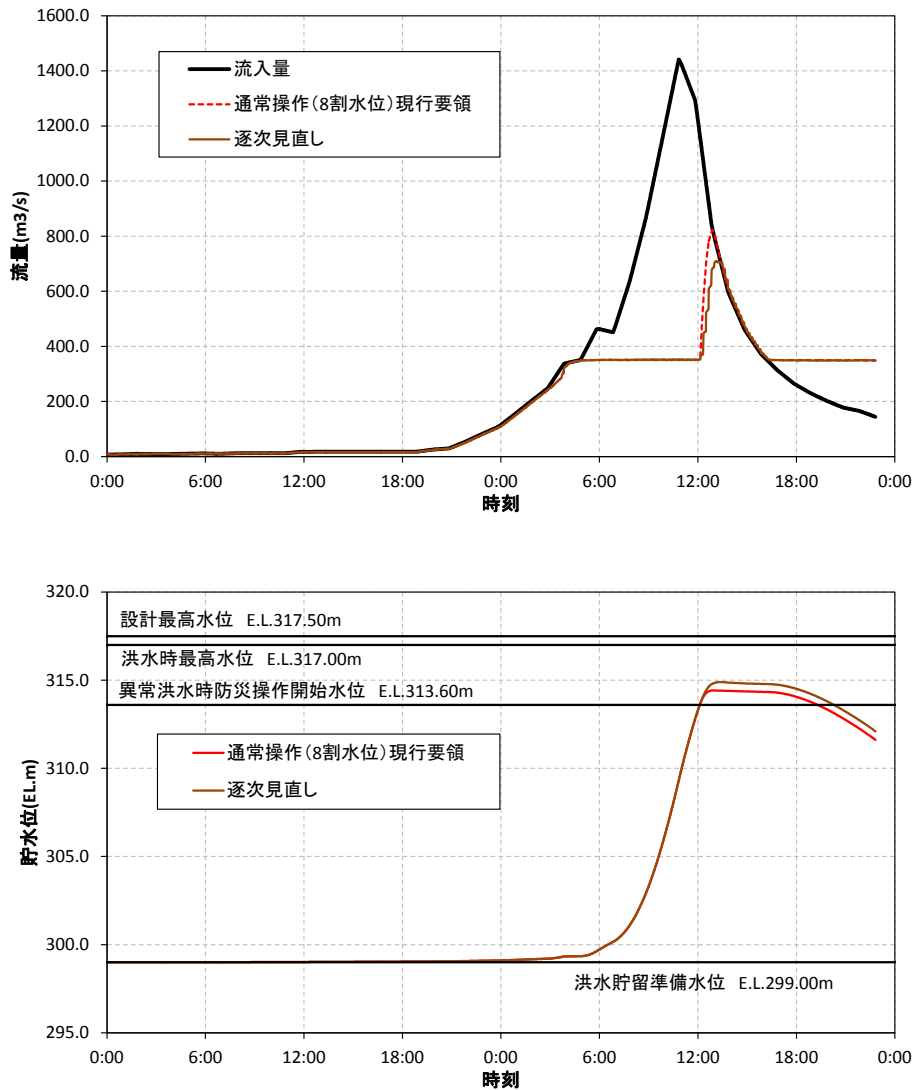


図2.12 放流量曲線逐次見直し方式によるシミュレーション事例（上：流入量・放流量 下：貯水位）

5.4 方式の特徴と留意事項

本方式が優位な点として、流入量が単調に減少する洪水に対しては、60分毎に放流量曲線を設定し、放流量を決定して洪水調節容量を多く使用することで洪水調節効果を高めることが期待できる。そのため、気象観測、予測情報を参考に、流入量の減少が見込まれる場合に実施することが望ましい。

本方式で注意を要する点として、流入量が低減することを前提とした操作方式であるため、操作中に流入量が減少から増加に転じる場合は、洪水時最高水位における放流量の目標値を計画高水流量とするよう放流量曲線を設定しなおす等の留意が必要となる。

6. 限界操作方式

6.1 方式の概要

下流河道の水位－流量関係、下流河道の水位上昇速度の上限、流入量、放流量、貯水位の関係から求まる「限界流入量」を異常洪水時防災操作の移行判断基準として、流入量が限界流入量を上回った場合に異常洪水時防災操作の放流を開始する方式である。これにより、下流の水位上昇速度を所要の速度以下に抑えることができることが特徴である^{8),9)}。

6.2 限界操作方式に基づく異常洪水時防災操作の開始及び放流量の決定方法

現行の異常洪水時防災操作、必要最小放流量、VR方式及び放流量曲線逐次見直し方式は、例えば「貯水位が異常洪水時防災操作の開始水位を越えた時点から放流開始」といった基準が存在するのに対し、限界操作方式は「限界流入量」という指標を時々刻々解析的に求め、流入量が限界流入量を越えた時点から異常洪水時防災操作を開始するものであり、異常洪水時防災操作の開始のタイミングが他の方式とは異なることが特徴である。また限界操作方式に基づく異常洪水時防災操作の放流量は、貯水位の2次関数で示される放流関数によって計算される。ここでは、限界操作方式による異常洪水時防災操作開始のタイミング及び放流量の決定手順を理解することを目的として、必要最低限の数式のみを用いて述べる。各式の意味、詳細等については今村⁸⁾を参考にして頂きたい。

限界操作方式では、異常洪水時防災操作における放流量を、式(1)で示される貯水位の2次関数として表す。これを放流関数と呼ぶ。また、放流量は直下に位置する水位流量観測地点のHQ式を用いて式(2)のようにも表現される。

$$Q_o = A(V - B)^2 + q_b \quad (1)$$

$$Q_o = K(H - h_o)^2 \quad (2)$$

ここで、 Q_o ：放流量、 V ：貯水量、 H ：下流河川の水位、 (B, q_b) ：2次関数で示される放流関数の頂点、 A ：定数、 K ：定数（通常、HQ式から得られる。）、 h_o ：水位観測所のゼロ点標高

式(1)および式(2)を時間 t で微分し、下流河川の水位 H に関する時間変化について示すと式(3)になる。

$$\frac{dH}{dt} = \sqrt{\frac{A}{K}} \sqrt{\frac{Q_o - q_b}{Q_o}} (Q_i - Q_o) \quad (3)$$

ここで、所要の下流の水位上昇速度（例えば 30 cm/30 min が考えられる）を H_c とおくと、式(3)について $dH/dt \leq H_c$ とすると以下の式(4)が得られる。

$$Q_i \leq \frac{H_c \sqrt{K}}{\sqrt{A}} \sqrt{\frac{Q_o}{Q_o - q_b}} + Q_o \equiv Q_{ic} \quad (4)$$

式(4)の右辺である Q_{ic} が限界流入量と呼ばれる変数であり、限界流入量を時々刻々計算し、その時点での流入量が限界流入量を越えた時点で式(1)に示す放流を開始すると H_c で規定される下流の水位上昇速度を守ることができる（今村⁸⁾）。

流入量が限界流入量より大きくなった時点から式(1)に示される放流関数により放流量を決定・操作を行うにあたって、放流関数の定数 A 、 B 及び q_b を算定する必要がある。 q_b は以下の式で算定される。

$$q_b = \frac{2Q_o^2 \left(1 - \frac{dQ_i}{dQ_o}\right)}{Q_i + Q_o - 2Q_o \frac{dQ_i}{dQ_o}} \quad (5)$$

定数 A 及び B は、目標とするダム設計洪水流量と最大貯留量 (q_u, v_u) と異常洪水時防災操作の移行時点における放流量と貯留量 (q_m, v_m) から以下の式により算定される。

$$A = \left(\frac{\sqrt{q_u - q_b} - \sqrt{q_m - q_b}}{v_u - v_m} \right)^2 \quad (6)$$

$$B = \frac{v_m \sqrt{q_u - q_b} - v_u \sqrt{q_m - q_b}}{\sqrt{q_u - q_b} - \sqrt{q_m - q_b}} \quad (7)$$

6.3 限界操作方式の計算手順

限界操作方式による計算の手順は、以下の通りとなる。

限界操作方式開始前

- (5), (6), (7)式より、 q_b 、A及び Bの値を時々刻々計算する。 q_u はダム設計洪水流量、 v_u は最大貯留量＝設計最高水位における容量、 q_m 及び v_m は時点時点の放流量及び貯水量である。
- a)で計算されたAと q_b の値から(4)式で Q_{ic} を計算
- Q_i が Q_{ic} に達したら、その1時刻前に求めた q_b 、A及び Bの値を用いて放流関数（式(1)）により放流量を決定する。

限界操作方式開始後

- c)で求めた q_b 、A及び B と時々刻々変化する貯水量から式(1)により放流量を決定する。

6.4 Aダムにおける計算事例

通常の洪水調節により操作した場合に洪水調節容量を使い切る程度に実績の流入波形を引き延ばし、それに対して限界操作方式により操作したシミュレーションを実施した。ここでKの値は、下流の水位流量曲線の定数を参照して $K=57.4$ と設定した。また、A及びBを計算するために必要となる表2.10はその計算の過程の一部を示したものであり、水位上昇速度の上限値 H_c は30 cm/30 minで設定した。9時20分に流入量が限界流入量が越えたため、この1時刻前に計算されたA、B、 q_b の値を用いて放流関数を設定する。それぞれの値は、 $A=7.46 \times 10^{-12}$ 、 $B=9738351$ 、 $q_b=181.88$ である。以降は、この放流関数に貯水量を入力して得られる放流量を放流し、流入量と同じになるまで操作を実施した。12時20分頃に放流量が流入量と同じとなり、以降は流入量＝放流量の操作を実施した。

図2.13は流入量・放流量及び貯水位の時系列である。図2.13では、下流の水位上昇速度の上限値を30 cm/30 min以外に50 cm/30 min及び100 cm/30 minとした結果についても示した。下流の水位上昇速度を30cm/30minとすると、現行の異常洪水時防災操作の開始のタイミングよりもかなり早いタイミングで放流量を増加させていることがわかる。これは、下流の水位上昇速度をできるだけ緩やかにするために早い時点で異常洪水時防災操作の放流を開始したものと考えられる。貯水位についても、洪水調節容量の8割に相当する水位である現行の異常洪水時防災操作の開始水位よりもかなり低い水位までしか上がらず

洪水調節容量をあまり利用できない結果となった。50 cm/30 min及び100 cm/30 min共に30 cm/30 minと同様に現行の異常洪水時防災操作よりも早い時点で放流量を増加させているが、上限を50 cm/30 min、100 cm/30 minとすることで放流量を増加させるタイミングを遅くすることができる事が分かる。

表2.10 限界操作方式の計算例の一部

日時	貯水位 (m)	貯留量 (千m ³)	流入量 (m ³ /s)	q _m (m ³ /s)	v _m (千m ³)	A	B	q _b (m ³ /s)	限界流入量 (m ³ /s)	限界操作方式により定まる放流量 (m ³ /s)
09:10	303.699	14176.835	960.86	351.38	14176.84	7.34E-12	9445635.00	187.832	1035.805	-
09:19	304.103	14516.283	1003.93	352.40	14516.28	7.633E-12	9792730.00	181.875	1010.750	-
09:20	304.149	14555.375	1008.72	353.61	14555.38	7.667E-12	9833286.00	181.437	1008.425	355.01
09:30	304.620	14957.209	1056.59	-	-	-	-	-	-	385.46
09:40	305.095	15369.137	1104.45	-	-	-	-	-	-	419.23
09:50	305.571	15789.084	1152.32	-	-	-	-	-	-	456.33
10:00	306.046	16214.457	1200.57	-	-	-	-	-	-	496.65
10:10	306.518	16643.037	1248.87	-	-	-	-	-	-	540.07
10:20	306.985	17074.023	1297.16	-	-	-	-	-	-	586.56
10:30	307.444	17504.322	1345.46	-	-	-	-	-	-	635.80
10:40	307.896	17933.225	1393.75	-	-	-	-	-	-	687.70
10:50	308.339	18359.318	1442.05	-	-	-	-	-	-	742.03
11:00	308.755	18765.021	1423.48	-	-	-	-	-	-	796.35
11:10	309.120	19125.178	1397.49	-	-	-	-	-	-	846.67
11:20	309.436	19440.508	1371.49	-	-	-	-	-	-	892.35
11:30	309.707	19713.762	1345.50	-	-	-	-	-	-	933.17
11:40	309.939	19947.998	1319.50	-	-	-	-	-	-	969.06
11:50	310.133	20146.268	1293.51	-	-	-	-	-	-	1000.10
12:00	310.283	20299.406	1222.24	-	-	-	-	-	-	1024.48
12:10	310.374	20393.795	1145.94	-	-	-	-	-	-	1039.69
12:20	310.415	20435.492	1069.64	-	-	-	-	-	-	1046.45
12:30	310.414	20434.938	993.34	-	-	-	-	-	-	1046.36

日時	貯水位 (m)	貯留量 (千m ³)	流入量 (m ³ /s)	q _m (m ³ /s)	V _m (千m ³)	A	B	q _b (m ³ /s)	限界流入量 (m ³ /s)	限界操作方式により定まる放流量 (m ³ /s)	目標放流量 (m ³ /s)
09:10	303.699	14176.835	960.86	351.38	14176.84	7.175E-12	9391353.00	187.832	1043.648	-	350.00
09:19	304.103	14516.283	1003.93	352.40	14516.28	7.46E-12	9738351.00	181.875	1018.332	-	350.00
09:20	304.149	14555.375	1008.72	351.65	14555.38	7.494E-12	9778897.00	181.437	1015.981	354.97	354.97
09:30	304.626	14962.921	1056.59	-	-	-	-	-	-	385.50	385.50
09:40	305.121	15392.546	1104.45	-	-	-	-	-	-	420.37	420.37
09:50	305.618	15830.654	1152.32	-	-	-	-	-	-	458.76	458.76
10:00	306.112	16274.122	1200.57	-	-	-	-	-	-	500.54	500.54
10:10	306.602	16720.561	1248.87	-	-	-	-	-	-	545.56	545.56
10:20	307.086	17168.580	1297.16	-	-	-	-	-	-	593.73	593.73
10:30	307.562	17615.814	1345.46	-	-	-	-	-	-	644.80	644.80
10:40	308.029	18060.859	1393.75	-	-	-	-	-	-	698.59	698.59
10:50	308.484	18500.779	1442.05	-	-	-	-	-	-	754.65	754.65
11:00	308.911	18919.154	1423.48	-	-	-	-	-	-	810.66	810.66
11:10	309.288	19292.961	1397.49	-	-	-	-	-	-	862.90	862.90
11:20	309.614	19619.980	1371.49	-	-	-	-	-	-	910.32	910.32
11:30	309.896	19904.480	1345.50	-	-	-	-	-	-	952.87	952.87
11:40	310.135	20148.012	1319.50	-	-	-	-	-	-	990.25	990.25
11:50	310.336	20354.482	1293.51	-	-	-	-	-	-	1022.63	1022.63
12:00	310.492	20515.266	1222.24	-	-	-	-	-	-	1048.29	1048.29
12:10	310.590	20616.613	1145.94	-	-	-	-	-	-	1064.67	1064.67
12:20	310.636	20664.088	1069.64	-	-	-	-	-	-	1072.39	1069.64
12:30	310.638	20665.914	993.34	-	-	-	-	-	-	1072.69	993.34

6.5 方式の特徴と留意事項

「限界流入量」と呼ばれる変数を、下流河道の水位流量曲線の定数、流入量、放流量等を基に解析的に求め、流入量はその限界流入量を上回った段階で異常洪水時防災操作の放流を開始することで、下流の水位上昇速度を目標値以下に抑えることができる操作方式である。流入波形によっては、目標とする下流の水位上昇速度を遅く設定すると洪水調節効果が適切に得られないおそれがある。また、放流量を計算する放流関数（通常、貯水位の2乗の関数で表される）の定数の値を、洪水毎に算定する必要がある。

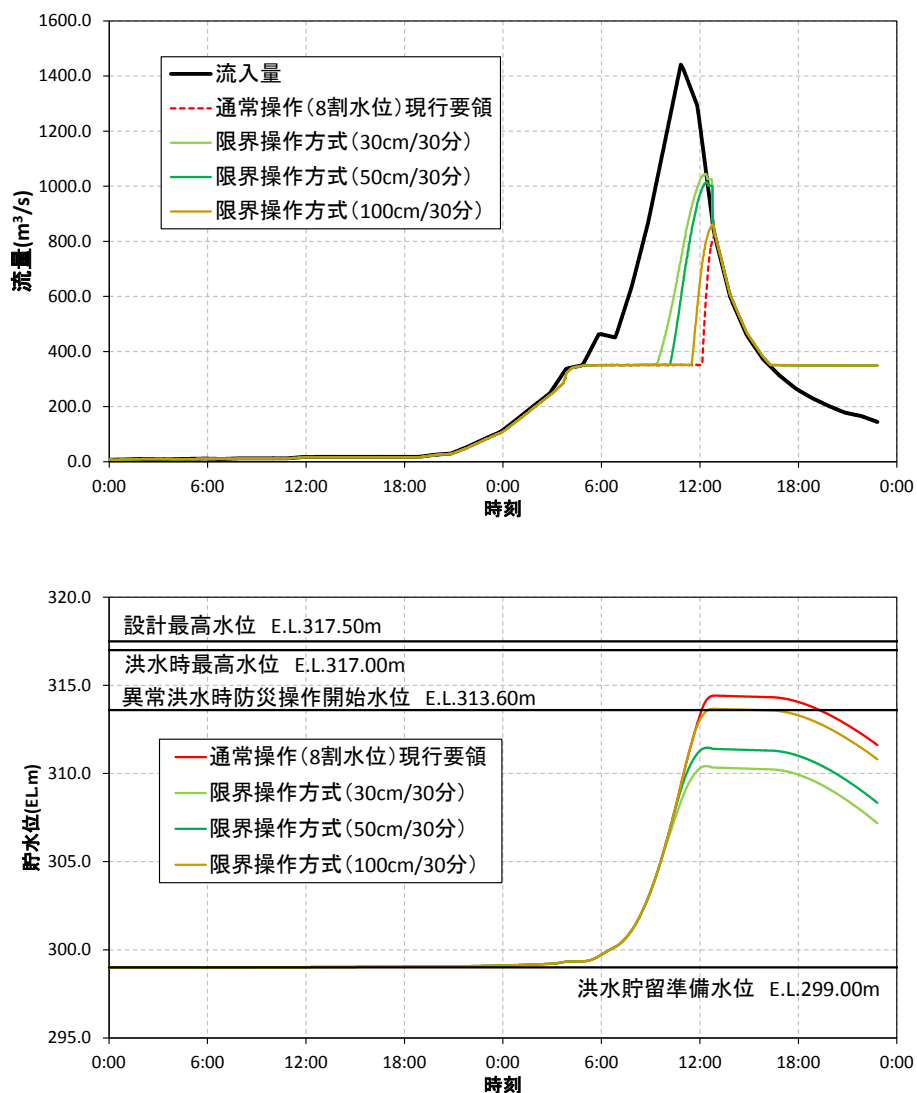


図2.13 限界操作方式によるシミュレーション事例（上：流入量・放流量 下：貯水位）

III. 異常洪水時防災操作の開始水位の点検

本節では、II.2.において述べた「計画規模を超える洪水時におけるただし書き操作の運用の改訂について」（昭和59年6月河川局長通達）に基づき運用されている現行の異常洪水時防災操作の開始水位の点検に関する手順、条件等についてAダムを事例に挙げて述べる。Aダムの諸元は、II.1.に記載されている通りである。

1. 異常洪水時防災操作の開始水位の点検手順

異常洪水時防災操作の開始水位の点検は、現在設定されている異常洪水時防災操作の開始水位よりも高い開始水位を見出す作業となる。具体的には、新しい開始水位の候補となる複数の開始水位（現在設定されている開始水位よりも高い水位）を最初に設定する。次に、ダム設計洪水流量規模の流入を想定したハイドログラフに対して洪水調節シミュレーションを行い、上で設定したそれぞれの開始水位から異常洪水時防災操作を行った場合に貯水位が設計最高水位に到達する前に流入量と放流量が同じになるかを確認する。また、過去に異常洪水時防災操作の開始水位の点検を実施したことがあるダムについては、その内容について確認すること。

2. 計算条件

2.1 新しい開始水位の候補となる複数の開始水位の設定

最初に、新しい異常洪水時防災操作の開始水位の候補となる複数の開始水位を設定する。ここでは、現行の開始水位および洪水時最高水位を含めて複数設定する。Aダムの事例では、現行のただし書き操作要領で規定されている洪水調節容量の8割に相当する水位、9割に相当する水位及び10割に相当する水位（＝洪水時最高水位）の3通りを設定した（以下、「8割水位」、「9割水位」及び「10割水位」と呼ぶ）。表2.11は8割水位、9割水位及び10割水位それぞれの貯水位である。

表2.11 Aダムにおける異常洪水時防災操作開始水位の検討ケース

区分	8割水位 (現行要領)	9割水位	10割水位 =洪水時最高水位
検討対象とした異常洪水時防災操作の開始水位 (EL.m)	313.60	315.34	317.00

ここで、9割、10割水位に対応した貯水位-ゲート開度テーブルを作成したとき、貯水位と目標とする放流量の関係が著しく変化する水位や、著しく放流量が増加する水位区間が生じていないか確認することが必要である。図2.14は、貯水位-ゲート開度テーブルの確認及びテーブルの見直しのイメージを示す。

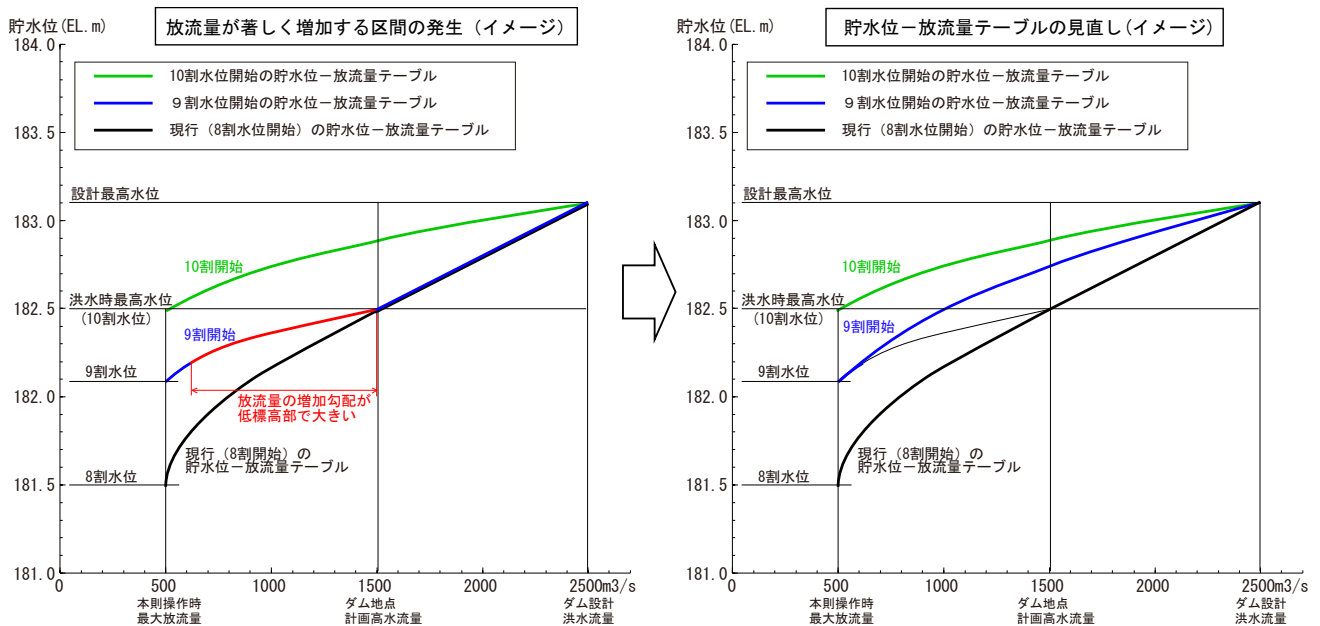


図2.14 貯水位－放流量テーブルの確認及び見直しのイメージ

2.2 流入ハイドログラフの設定

異常洪水時防災操作は、ダム設計洪水流量規模の流入に対して貯水位が設計最高水位までに到達する前に放流量を流入量と同じにすることが求められるため、設定する流入ハイドログラフはダム設計洪水流量規模である必要がある。設定方法の一例として、ダム計画高水流入波形のピーク流量をダム設計洪水流量まで引き延ばした流入ハイドログラフを設定することが考えられる。Aダムにおいては、図2.15に示すように、計画高水流量 $1,700 \text{ m}^3/\text{s}$ をダム設計洪水流量である $2,800 \text{ m}^3/\text{s}$ まで引き延ばした流入ハイドログラフを設定した。

なお、当該ダムの実績洪水においてダム設計高水流入波形と比較して急激な流入量増加が生じた洪水事例がある場合などは、こうした実績流入波形により設定した流入ハイドログラフも含めて検討することが望ましい。また、ダムが直列の位置関係にある場合、下流側のダムでは上流側のダムで本則操作から異常洪水時防災操作に移行することを考慮して適切な流入波形を設定することが考えられる。

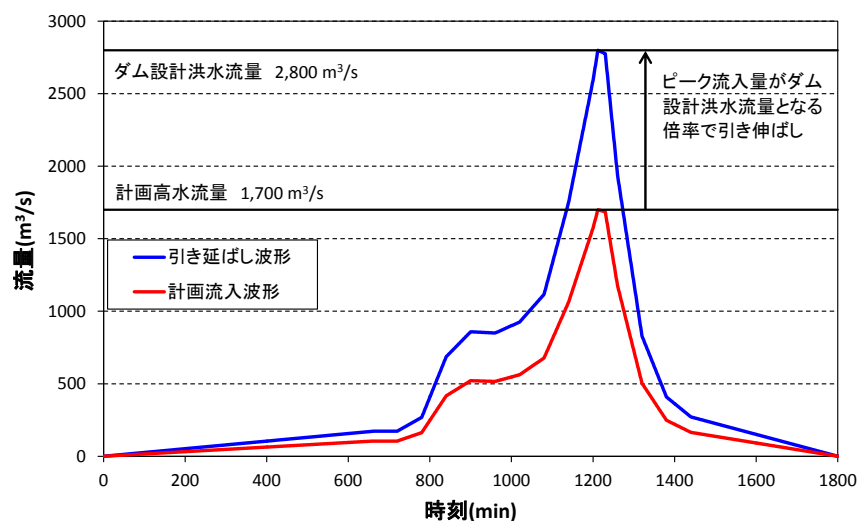


図2.15 Aダムにおいて設定した流入ハイドログラフ

2.3 ゲート休止時間の設定

通常のゲート操作においては、流入量の把握及び実運用における余裕等を考慮して最大で10分程度ゲートを停止して貯水位を把握することが基本であるが、異常洪水時防災操作においては、貯水位は上昇することさえ確認できればゲートは操作し続けるものと考え、ここでの点検においては貯水位把握のためのゲート休止時間は取らずにゲート性能上最速の操作を行うことができることとする。Aダムにおいて、常用洪水吐及び非常用洪水吐共に0.3 m/minとして設定した。

3. 計算結果

2で記した計算条件に従って計算した結果が図2.16である。図2.16上の貯水位に関する計算結果から分かるとおり、8割水位及び9割水位については、貯水位が設計最高水位に到達する前に放流量が流入量と同じになったことが分かる。10割水位については、急激な流入量の増加に伴う貯水位の上昇にゲート開操作が追い付かず、貯水位が設計最高水位を超過している。表2.12は貯水位及び放流量の最大値をまとめたものである。

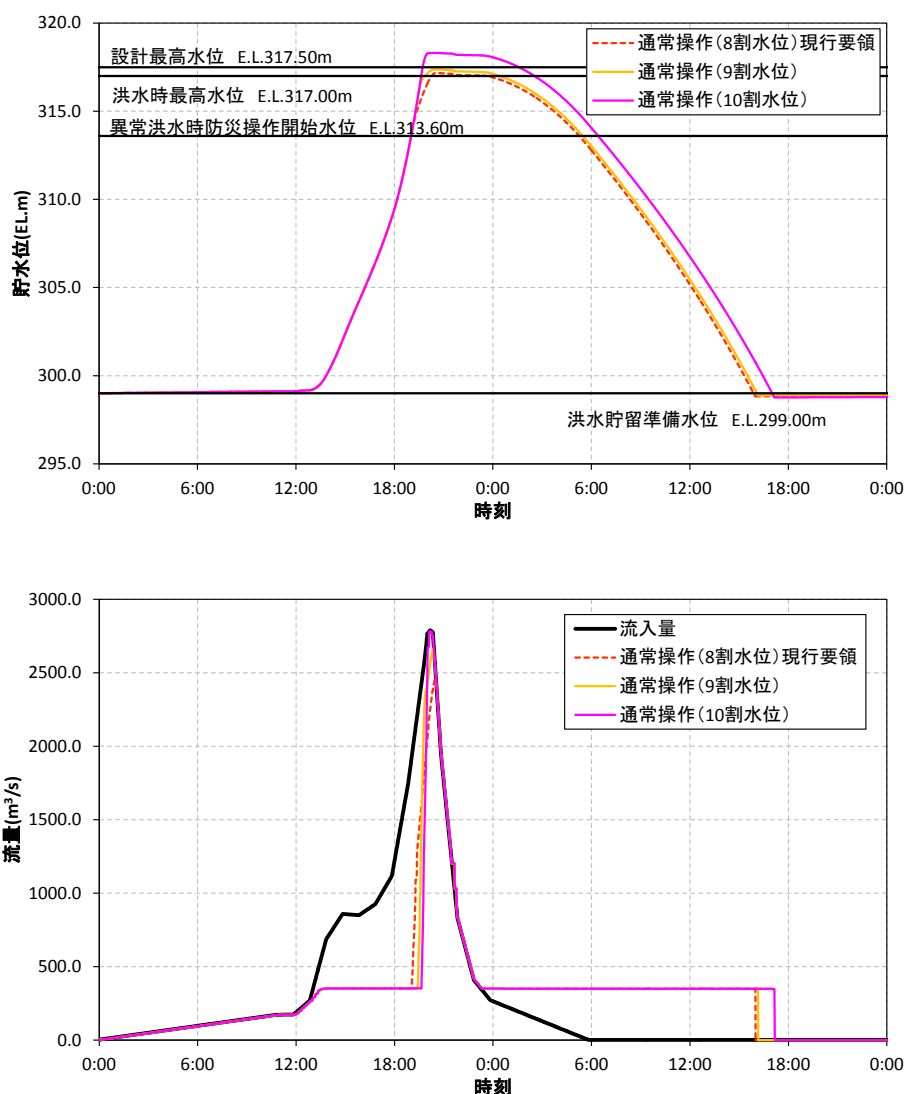


図2.16 Aダムの異常洪水時防災操作シミュレーション (上：貯水位、下：流入量・放流量)

表2.12 複数の異常洪水時防災操作の開始水位に関する洪水調節計算の結果（Aダム）

	8割水位	9割水位	10割水位
最高貯水位 (EL.m)	○ 317.17	○ 317.37	× 318.31
最大放流量 (m ³ /s)	2,454.8	2,665.6	2,781.2

4. まとめ

3.の計算結果より、点検の結果としてここでは現行の8割水位または9割水位が異常洪水時防災操作の開始水位として候補となることが分かる。

IV. 「計画規模を超える洪水時におけるただし書き操作の運用の改訂について」(昭和 59 年 6 月河川局長通達) 以降提案された異常洪水時防災操作の導入可能性に関する検討方法

本節では、II.3,4,5,6.において述べた「計画規模を超える洪水時におけるただし書き操作の運用の改訂について」(昭和 59 年 6 月河川局長通達) 以降に提案された異常洪水時防災操作方法の点検に関する手順、条件等について A ダムを事例に挙げて述べる。A ダムの諸元は、II.1.に記載されている通りである。

1. 検討手順

「計画規模を超える洪水時におけるただし書き操作の運用の改訂について」(昭和59年6月河川局長通達) 以降提案された異常洪水時防災操作の導入可能性に関する検討は、大きく2段階に分けて行う。

1段階目：ダム設計洪水流量規模の流入に対する放流の確認

各操作方式がダム設計洪水流量規模の流入に対して設計最高水位までに放流量を流入量と同じにすることができるかを確認するもので、手順としてはIII.で述べた異常洪水時防災操作の開始水位の点検で実施した内容と同様である。この検討において貯水位が設計最高水位を超過しなかった操作方式については洪水調節機能を評価するための検討として2段階目の検討を実施する。

2段階目：洪水調節機能の評価

対象波形として洪水調節容量を決定した流入波形やその他の実績流入波形を選定し、通常の洪水調節操作により洪水調節容量を使い切る程度に引伸ばしを行った流入量ハイドログラフに対して各操作方式がどれだけ多く洪水調節容量を利用することができるかを確認する。

2. ダム設計洪水流量規模の流入ハイドログラフに対する洪水調節計算

2.1 計算条件

a) 流入ハイドログラフの設定

III.2.2 で設定したダム設計洪水流量規模の流入ハイドログラフを用いる。

b) ゲート休止時間の設定

III.2.3 で、現行の異常洪水時防災操作の開始水位に関するシミュレーションにおいては、現行の異常洪水時防災操作は貯水位のみで放流量を決定できるためゲート休止時間を設定しなかった。しかし、必要最小放流量方式、VR 操作方式及び放流量曲線逐次見直し方式については、放流量決定のために流入量が必要であるため、流入量の把握及び実運用における余裕等を考慮して最大 10 分程度のゲート休止時間が必要となる。よってここでのシミュレーションでは、これら 3 操作方式についてはゲート休止時間として 10 分間を取ることにした。限界操作方式については、II.6 の式(1)で示した放流関数に基づいて放流量を決定するものであり、貯水量（貯水位）の情報のみで放流量を決定することができることから、ゲート休止時間は設定せず、ゲートの操作性能の上限（常用洪水吐及び非常用洪水吐共に 0.3 m/min）で操作できることにした。

c) 各操作方式個別の条件設定及びその他の条件設定

① 必要最小放流量方式及び VR 操作方式で用いるテーブル

必要最小放流量方式については表 2.3、VR 操作方式については表 2.6 に示したそれぞれのテーブルを用いて計算を行う。

② 放流量曲線逐次見直し方式の放流量曲線を見直す時間間隔

1 時間に 1 回見直すことにした。

③ 限界操作方式の下流水位上昇速度

洪水の立ち上がりにおいて下流水位上昇速度の上限として一般的に設定される 30 cm/30 min では所定の洪水調節効果が得られない可能性があるため、50 cm/30 min 及び 100 cm/30 min の 2 種類を追加した。

④ 計算時間間隔及び目標開度設定

目標開度設定は 10 分おきに行った。また、計算は 1 分間隔で行った。

2.2 計算結果

上述した計算条件に従って計算した結果が図2.17である。図2.17上の貯水位に関する計算結果から分かる通り、VR操作方式以外の方式は貯水位が設計最高水位に到達する前に放流量が流入量と同じになったことが分かる。図2.18は、限界操作方式について下流の水位上昇速度を変えた場合の結果を示しており、水位上昇速度が遅いほど早いタイミングで異常洪水時防災操作の放流を開始していることが分かる。表2.13は計算結果について最高貯水位及び最大放流量をまとめたものである。上記の結果、VR操作方式は流入量＝放流量になる段階で貯水位が設計最高水位を超えているため、2段階目の洪水調節機能に関する検討は実施しないこととする。

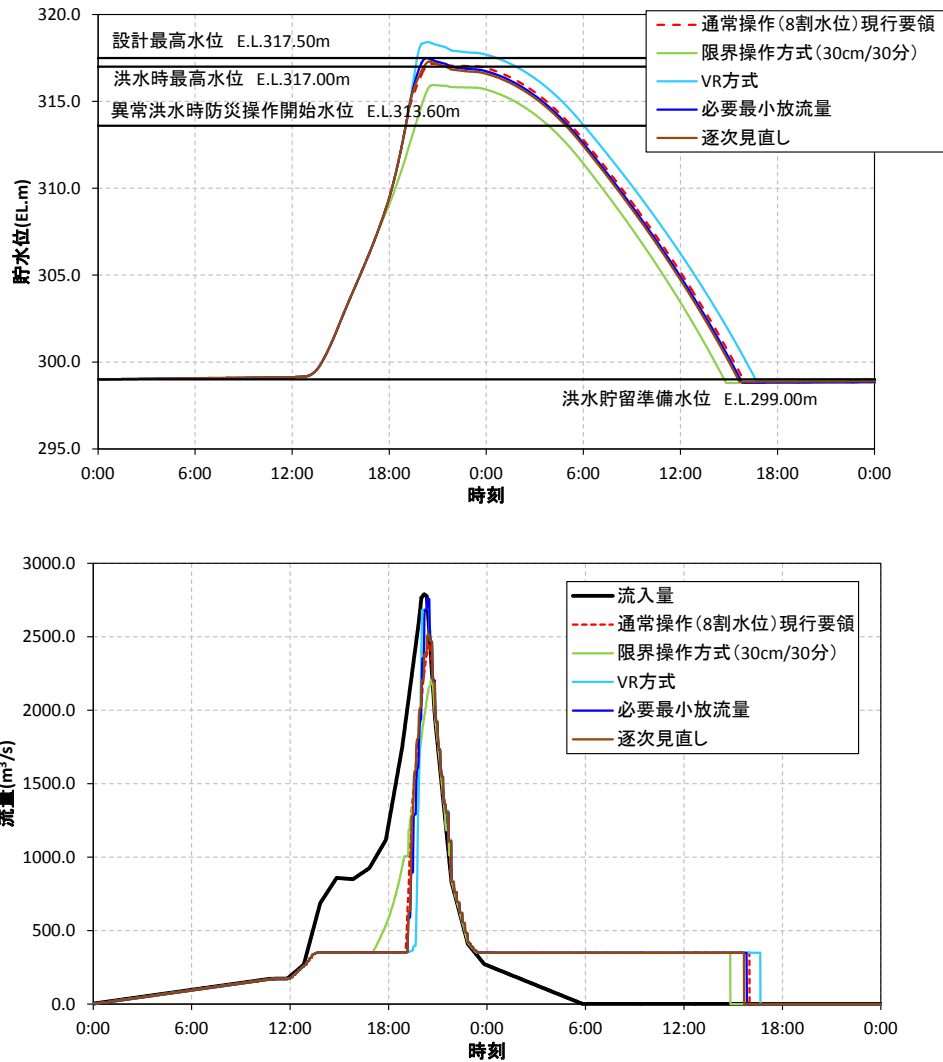


図2.17 各操作方式による、ダム設計洪水流量規模の流入に対するAダムのシミュレーション (上：貯水位、下：流入量・放流量)

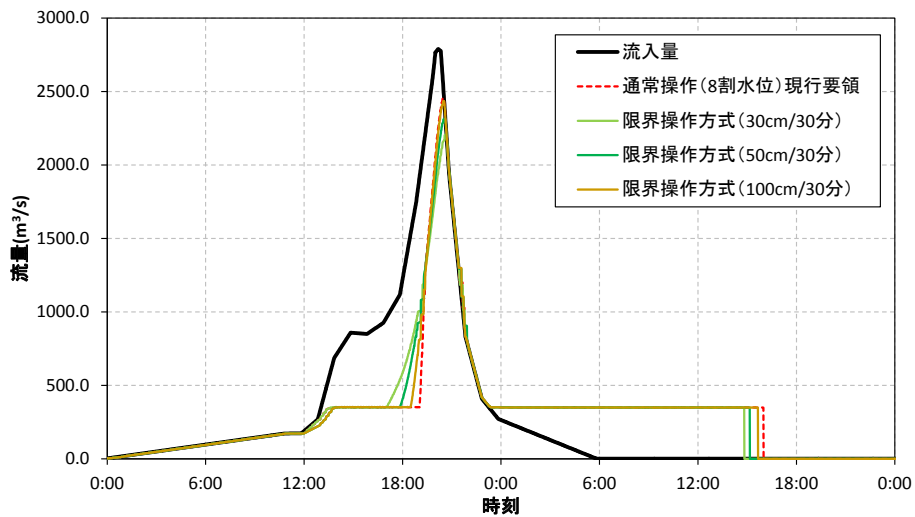
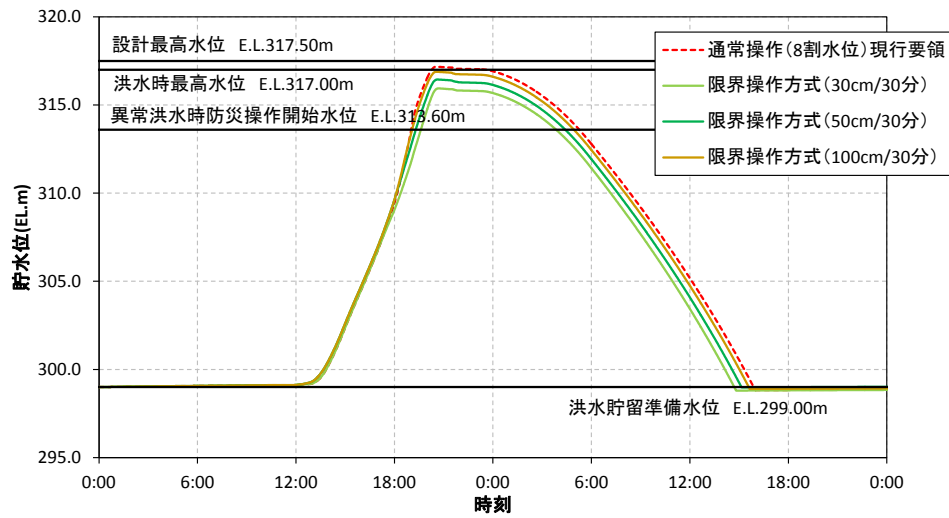


図2.18 ダム設計洪水流量規模の流入に対するAダムのシミュレーション
 (限界操作方式の水位上昇速度を変えた結果)
 (上：貯水位、下：流入量・放流量)

表2.13 各操作方式による、ダム設計洪水流量規模の流入に対するAダムのシミュレーション結果

評価項目	限界操作 (30cm/30分)	限界操作 (50cm/30分)	限界操作 (100cm/30分)	放流量曲線 逐次見直し	VR 操作	必要最小放流量
最高貯水位 (EL.m)	○ 317.29	○ 315.94	○ 316.45	○ 316.88	× 318.42	○ 317.49
最大放流量 (m ³ /s)	2,515.1	2,208.3	2,315.1	2,435.7	2,691.8	2,762.3

3. 洪水調節機能の評価に関する検討

ダム設計洪水流量規模の流入に対する放流について確認が行われた操作方式については、洪水調節機能について評価を行う。ここでは、III.において見直しを行った開始水位及び2.での検討の結果、貯水位が設計最高水位を超過しなかった操作方法を対象として、洪水調節機能の評価に関する検討を実施することとする。

3.1 計算条件

a) 流入ハイドログラフの設定

対象波形として洪水調節容量を決定した流入波形やその他の実績流入波形を選定し、通常の洪水調節操作により洪水調節容量を使い切る程度に引伸ばしを行った流入量ハイドログラフを用いて洪水調節計算を行う。Aダムにおいて設定したハイドログラフを図2.19に示す。

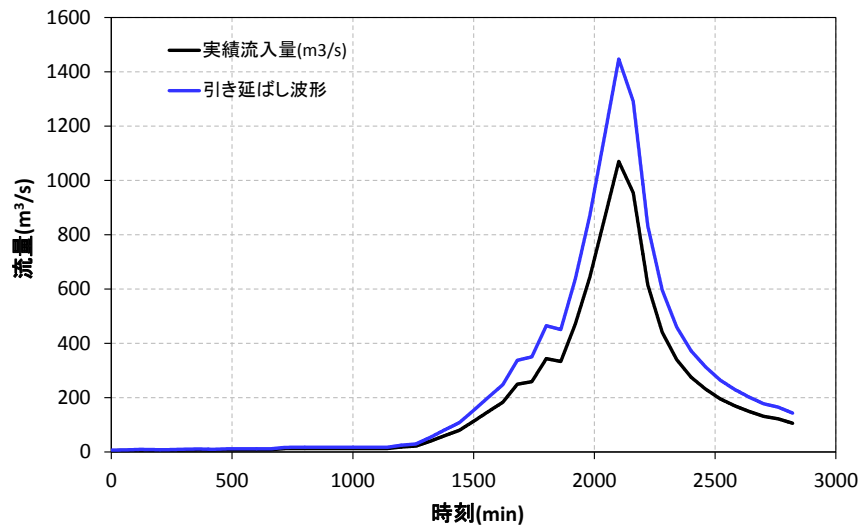


図2.19 設定した流入ハイドログラフ

b) 下流基準地点における洪水調節効果

洪水調節機能の評価するためのものであるため、下流基準地点を評価項目として追加する。ここでは、流出計算を用いて評価することが望ましいが、簡易的な手法として以下のような手順を取った。

- ① ダム地点から評価地点までの流出遅れを求める。
- ② ①で求めた流出遅れを考慮して基準地点の実績の流量からダムの放流量を差し引く。ここで得られたものを残流域からの流出量とみなす。
- ③ 以下3.2で行う洪水調節計算で得られる放流量を②で求めた流出量に足すことで基準地点における流量とする。これをHQ式により水位に変換する。

c) その他の計算条件

その他の計算条件については、2.1 b), c)と同じである。

3.2 計算結果

図2.20はIII.で検討を行った8割水位（現在の異常洪水時防災操作における設定）及び9割水位を異常洪水時防災操作の開始水位とした時の計算結果である。また、図2.21は必要最小放流量方式、放流量曲線逐次見直し方式、限界操作方式(30 cm/30 min)の計算結果、図2.22は限界操作方式(30 cm/30 min, 50 cm/30 min, 100 cm/30 min)の計算結果である。図2.20及び図2.21のそれぞれの下図より、9割水位、必要最小放

流量方式及び放流量曲線逐次見直し方式については、現行の8割水位からの異常洪水時防災操作と比較して最大放流量を抑えることができていることが分かる。また貯水位の時系列から（図2.20及び図2.21の上図）、洪水調節容量を多く利用して効果的な洪水調節が行われていることが分かる。一方で、限界操作方式については、30 cm/30 minを水位上昇速度の上限とすると、8割水位からの異常洪水時防災操作の開始と比較してかなり早いタイミングで異常洪水時防災操作の放流を開始していることが分かり、洪水調節容量も効率的に使う事ができていない。水位上昇速度の上限を100 cm/30 minとすると、8割水位からの異常洪水時防災操作の結果に近くなることが分かる。

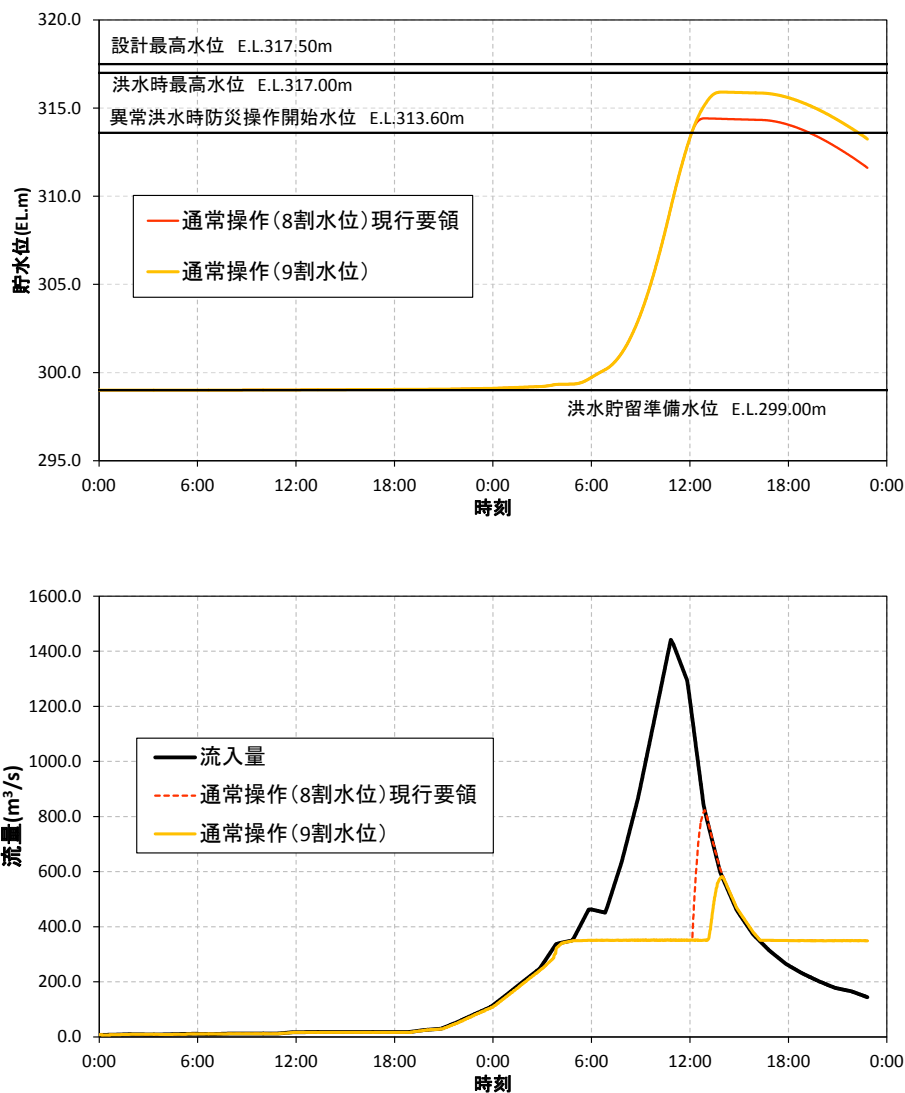


図2.20 洪水調節容量を使い切る程度の流入に対するAダムシミュレーション
(8割水位及び9割水位)
(上：貯水位、下：流入量・放流量)

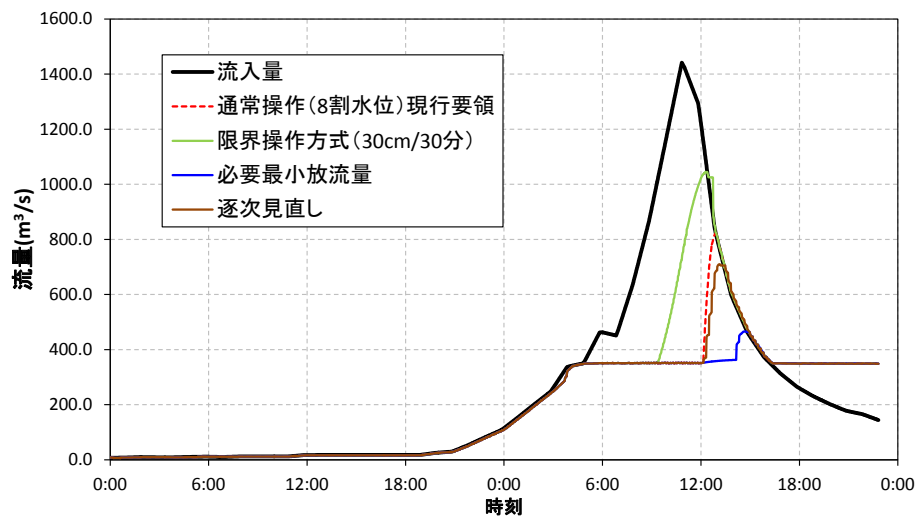
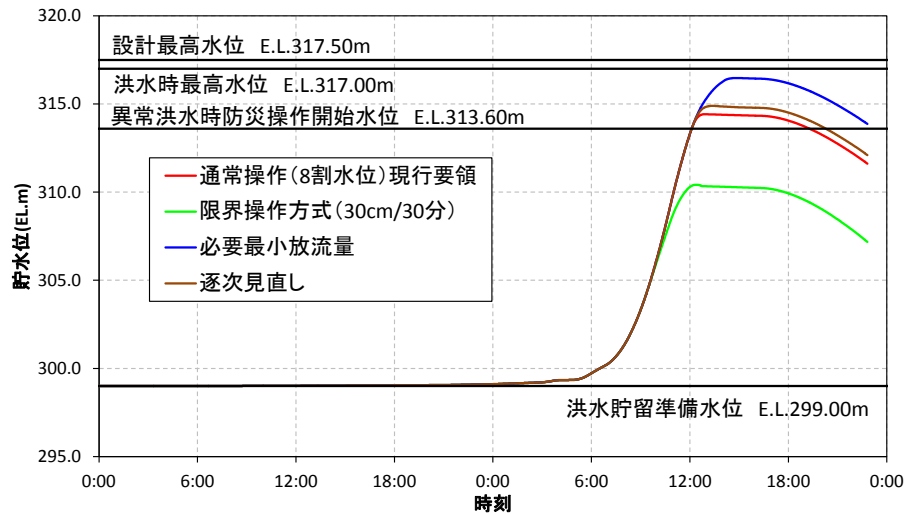


図2.21 洪水調節容量を使い切る程度の流入に対するAダムシミュレーション
 (必要最小放流量方式、放流量曲線逐次見直し方式、限界操作方式 (30 cm/30 min))
 (上：貯水位、下：流入量・放流量)

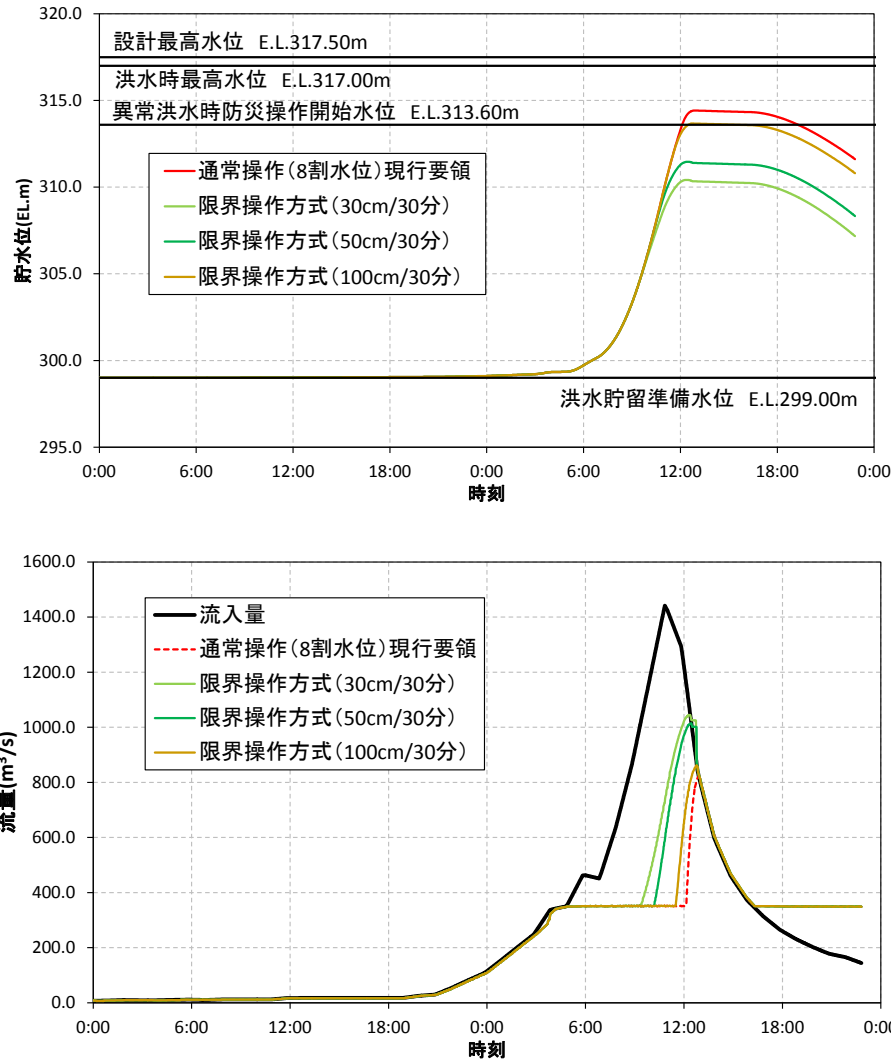


図2.22 洪水調節容量を使い切る程度の流入に対するAダムシミュレーション
 (限界操作方式(30 cm/30 min, 50 cm/30 min, 100 cm/30 min))
 (上：貯水位、下：流入量・放流量)

4. 結果のまとめ

2.及び3.において実施した計算結果をまとめたものが表2.14である。10割水位及びVR操作方式については、ダム設計洪水流量を放流することができなかつたため洪水調節機能の評価を実施しなかつた。洪水調節機能については、1)最大放流量、2)基準地点の洪水調節効果、3)操作手法の平易性(操作のために必要な情報)、4)最高貯水位、5)洪水調節容量の使用割合等の指標により、総合的に各手法の優位性を評価することが考えられる。

表2.14 異常洪水時防災操作に関するシミュレーション結果のまとめ

洪水調節計算の対象とする流入波形	評価項目	通常操作 (8割水位) 現行要領	通常操作 (9割水位)	通常操作 (10割水位)	限界操作 (30cm/30分)	限界操作 (50cm/30分)	限界操作 (100cm/30分)	VR操作 (水位把握10分)	必要最小 放流量 (水位把握10分)	逐次見直し (水位把握10分)	備考
1) ピーク流量を設計洪水流量まで引き伸ばした流入波形	最高貯水位 EL.m ○: 設計最高水位を超過しない ×: 設計最高水位を超過する	○ EL.317.17 m	○ EL.317.37 m	× EL.318.31 m	○ EL.315.94 m	○ EL.316.45 m	○ EL.316.88 m	× EL.318.42 m	○ EL.317.49 m	○ EL.317.29 m	
2) 本則操作により洪水調節容量を使い切る程度に適切に引き伸ばした流入波形	1) 最大放流量	823.23 m ³ /s	582.31 m ³ /s		1044.25 m ³ /s	1014.68 m ³ /s	862.04 m ³ /s		465.48 m ³ /s	709.71 m ³ /s	計画最大放流量 350m ³ /s
	2) 基準点の洪水調節効果※1	5.382 m	5.260 m		6.178 m	6.119 m	5.750 m		5.260 m	5.260 m	氾濫注意水位 3.50m 氾濫危険水位 7.20m
	3) 操作手法の平易性 (操作実施のために必要な情報)	・貯水位	・貯水位		・流入量 ・放流量 ・下流河道定数 ・限界流入量 ・放流関数※2	・流入量 ・放流量 ・下流河道定数 ・限界流入量 ・放流関数※2	・流入量 ・放流量 ・下流河道定数 ・限界流入量 ・放流関数※2		・貯水位 ・流入量 ・必要最小放流量※3	・貯水位 ・流入量※4	目標放流量設定に必要なパラメータ
	4) 最高貯水位	EL. 314.42 m	EL. 315.91 m		EL. 310.42 m	EL. 311.46 m	EL. 313.67 m		EL. 316.47 m	EL. 314.89 m	設計最高水位 317.50m 洪水時最高水位 317.00m
	5) 洪水調節容量の使用割合	0.84	0.94		0.58	0.64	0.79		0.98	0.87	洪水調節容量 17,000千m ³