

# ダム技術

*Engineering for Dams*

OCTOBER 2017 No.373 **10**



ダム技術センター  
Japan Dam Engineering Center

ダム部管理



## 洪水調節効果を期待した異常洪水時防災操作 ～貯水池容量の有効活用について～

株式会社テクノ 今村 瑞穂\*

キーワード 貯水池の有効活用・異常洪水時防災操作・限界流入量方式・限界放流量方式

### まえがき

近年、ダムの洪水調節において「洪水調節容量を十分に活用していない。」との批判を聞くことがあります。

例えば、①異常洪水時の操作において、防災操作に移行したとしても貯水位が異常洪水時防災操作として相応しい貯水位に至らず、結果として洪水調節容量を十分に活用していないと判断された場合。②また、下流域に降雨が集中して、下流部の河道は氾濫しているにもかかわらず上流ダムの洪水調節容量が余ってしまった場合や、一つの流域に複数のダムが設置されている場合で、一方では異常洪水時防災操作をしているにもかかわらず他方のダムの容量に余裕が出た場合などにおいて、「ダムの洪水調節容量を十分に活用していない。」との批判を受ける場合があります。

「ダムにはそれぞれ洪水調節ルールがあり、ルールに従って操作しているにもかかわらずこのような批判が出ることに戸惑いを感じざるを得ない。」というのがダム管理者の心の片隅にはあるのではないかと思います。

このような中で、貯水容量を使い切ることにのみ傾注し過ぎて放流量を絞すぎると、逆に、貯水容量の不足をまねき、様々な派生的な問題（下流河道の急激な水位上昇又は貯水位の過上昇等）が発生しかねません。

つまり、最近のダム操作においては、「操作の安全性を確保しながら、どのような状況の時に計画より多めの放流をして、どのような時に計画より少なめの放流を、どのような考え方に基づいて実行するか？」を求められているということかと思えます。

前者は取りもなおさず異常洪水時防災操作であり、計画規模以上の洪水に対しての対処方法ではありますが、そ

の中においてもさらに設計洪水位以下の貯水容量の有効利用が要求されているということになります。（①のケース）

この場合は特に操作の遅れなどによる堤体越流のリスクを回避することが絶対の要件となりますが、本稿では、貯水位が上限になった段階で自動的に放流量＝流入量となるような放流関数を提案して貯水位の過上昇を回避することとしています。

後者は洪水が計画規模以下の場合でも、余った洪水調節容量を有効に利用しながら、計画より放流量を小さくしていくかたちのただし書き操作ということが出来ます。（②のケース）

何れにしても、操作ルールには記載されていない高度な判断と技術が要求されることとなります。

ここでは、計画洪水を基準として、それより大きい場合にはどうするか、逆に、小さい場合にはどうするかと言った操作方針について、現況で得られる貯水量、流入量、放流量、河道の水理特性をもとに対処方法を考えることとしました。

計画洪水といっても実際の洪水は勝手気ままに発生いたします。計画洪水と同じ波形の洪水が来る保証はまずないものと考えて対処する必要があります。

このような観点から、これまで流入量、放流量、貯水量、河道の水理特性の4つの要素を考慮した「限界流入量」を定義して、この限界流入量を基準にして、流入量が限界流入量より大きくなれば、計画規模を超える洪水と判断して異常洪水時防災操作を実施し、流入量が限界流入量より小さい場合には通常の操作規則による洪水調節を継続する操作方式を提案してきました。（参考文献1）

本稿ではこの限界流入量方式の考え方をさらに進化させた形で適用することにより、冒頭に述べた新たな要求

\* 技術顧問

に対処するための洪水処理方法の効率化について提案するものです。

・まず、限界流入量方式の基本的な考え方について考察いたします。

1. 限界流入量による放流開始の判断について。(単純限界流入量方式)}

・次に、限界流入量方式の改善について考えます。

2. 見直しを考えた放流量と貯水量の改善管理について。(複式限界流入量方式)}

・さらには、この限界流入量方式の改善の究極的なかたちについて考えてみます。

3. さらにきめの細かい放流量と貯水量の改善管理について。(限界放流量方式)}

このような考察の中から、より自由度の高い、しかも、信頼のおける洪水時操作のあり方を追及していくことと致します。

1. 限界流入量による放流開始時期の判断について。(単純限界流入量方式)

この部分は参考文献1において考え方を示したのですが、議論の全体を理解し易くするために敢えて本稿においてもその一部を記述することと致しました。

1-1 追いつき操作の放流関数

限界流入量を考える場合の追いつき操作の放流関数は、貯水量の2次関数とする場合、放流量が流入量に擦りついていく関数(擦りつけ関数)とする場合などが考えられますが、貯水容量をより効果的に利用すると言う

観点から、ここでは後者の放流量が流入量に擦りついていく関数(擦りつけ関数)とする場合について考察することとしました。

その理由は以下の通りです。

① 貯水量の2次関数とする場合においては、流入量がダム設計洪水流量( $q_u$ )となった場合においてのみ貯水量は設計洪水位時貯水量( $v_u$ )となるように設定されています。これに対して擦りつけ関数の場合は、放流量が流入量に追いついた段階で貯水量は設計洪水位時貯水量となるように設定されています。

② 擦りつけ関数により放流量を計算する場合には、流入量が要素の一つとなり、計算の安定性への影響が懸念されますが、現状においても放流量は流入量をもとに決定される場合が多いこと、貯水池の有効利用を優先的に考慮することなどから、総合的にみて有用であると判断したことによるものです。

本稿は、擦りつけ関数による異常洪水時の貯水池の有効利用を中心に考察するものですが、擦りつけ関数以外の関数についても分析を行い、それぞれの放流関数の特性の比較・評価も行っています。(6. 擦りつけ関数による限界放流量方式の評価)

1-2 擦りつけ関数の定義と特性

現状の放流状態を操作規則に基づいた放流として、 $Q_0$ は貯水量 $V$ と流入量 $Q_i$ の関数として追いつき放流量を表し、図-1に示すような $Q_0-V$ 座標上において、

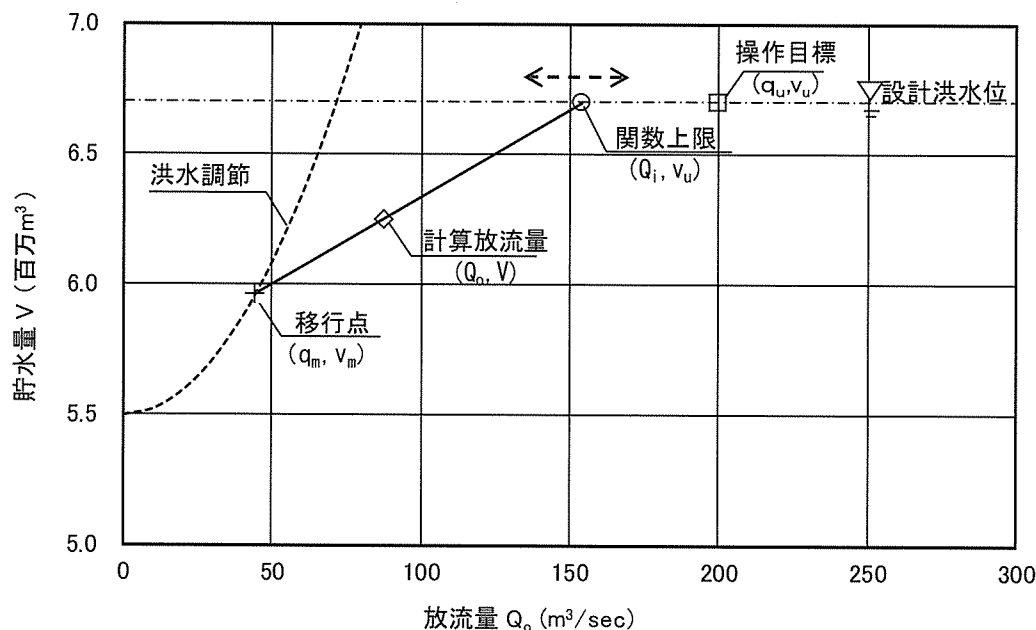


図-1  $Q_0-V$  の計算カーブ

現状点（洪水調節操作から異常洪水時防災操作への放流関数の変化点）を  $(q_m, v_m)$  とし、もう1つの状況点（放流量が流入量に追いつく点）を  $(Q_i, v_u)$  と仮定すると、この2つの点を通る  $V$  の1次関数は次のように示されます。

$$Q_o - q_m = \frac{(Q_i - q_m)}{(v_u - v_m)}(V - v_m) \quad \dots\dots (1-1)$$

この式は (1-2) 式で示すような貯水量と流入量の関数として示すことができます。

$$Q_o = q_m + \frac{(Q_i - q_m)}{(v_u - v_m)}(V - v_m) \quad \dots\dots (1-2)$$

ここで、 $Q_o$  は放流量で、 $Q_i$  は流入量、 $V$  は貯水量、 $q_m, v_m$  は洪水調節操作から異常洪水時防災操作に移行した際の放流量、貯水量  $v_u$  は目標とする設計洪水水位時の貯水量です。

この放流関数 (1-2) 式の操作上の特性は以下の通りです。

- 1). 現在の放流量  $q_m$  と貯水量  $v_m$  の関係を満足する。  
( $V = v_m$  で、 $Q_o = q_m$  となる。)
- 2).  $V = v_u$  で  $Q_o = Q_i$  となる。つまり、貯水位が設計洪水水位になると自動的に  $Q_o = Q_i$  となり、貯水量  $V$  が目標とするダム設計洪水水位時の容量  $v_u$  に擦りついて行く過程で放流量が流入量に擦りついて行く形となります。このことが、(1-2) 式の特徴を示しているものといえます。
- 3). (1-2) 式をもとに、限界流入量  $Q_{ic}$  を定義して放流開始のタイミングを指示する指標とすることが出来ます。

限界流入量  $Q_{ic}$  は次式によって計算することが出来ます。

$$Q_{ic} = q_m + \sqrt{2\sqrt{Kq_m} \times H_c \times (v_u - v_m)} \quad \dots\dots (1-3)$$

ここで、 $H_c$  は操作規則上許容される下流河道の水位上昇速度です。 $Q_{ic}$  が  $Q_i$  より小さくなる直前の段階より (1-2) 式にもどづいて放流を開始すれば、下流河道の水位上昇速度は許容値  $H_c$  を上限としてコントロールされることとなります。従って、この時の  $(q_m, v_m)$  は洪水調節操作から異常洪水時防災操作 {(1-2) 式} への移行点となります。

(1-3) 式の誘導過程については参考文献1を参照してください。

これらの考え方のもとで、ダム貯水池の計画諸量を仮定して、ある特定の洪水波形（直線的に増加する流入量）に対処する試算を行いました。

あるダムの流入量 ( $Q_i$ ) を仮定して、(1-3) 式により

限界流入量  $Q_{ic}$  を計算し、 $Q_i$  との比較において放流開始時期を判断し、(1-2) 式に従って放流量を決定した放流操作を行った結果を、図-2-1のハイドログラフにおいて実線 ( $Q_{ic0}, Q_{o0}, V_0$ ) で示しました。放流量が流入量に擦りつきながら貯水量も目標貯水量に漸近していく様子が示されています。

図-2-2は、縦軸を貯水量、横軸を放流量としたときの放流量—貯水量の相関図であり、本試算の結果を実線 ( $V_0$ ) で示しています。貯水量が目標貯水量 ( $v_u$ ) に漸近しながら最終的には一定容量となるようにコントロールされています。

図-2-3は、これらの放流量に対する河道の水位上昇速度の時間変化図であり、本試算の結果を実線 ( $dH_0/dt$ ) で示しています。河道の水位上昇速度は30 cm/30 minを目途にコントロールされています。

これらの図を見る限り、操作規則において求められている操作上の種々の条件はほぼ満足されていることがわかります。

しかしながら、貯水容量の有効活用という観点から、貯水量の増加具合、放流量の流入量への接近状況において更なる改善の余地がありそうです。

以上が限界流入量による放流量と貯水量の管理状況です。今後の議論の展開を考慮して、この方式を「単純限界流入量方式」と定義しておきます。

## 2. 見直しを考えた放流量と貯水量の改善管理について。 (複式限界流入量方式)

単純限界流入量方式にもとづいて、一旦、放流を開始しますと、時間経過とともに、流入量と貯水量の変化に従って放流量も下流河道の水位上昇速度も変化してまいります。

図-2-1において、単純限界流入量方式における限界流入量  $Q_{ic0}$  を見てください。流入量  $Q_i$  が限界流入量流  $Q_{ic0}$  に一致した時点から放流を開始していますが、放流量が増加するにしたがって  $Q_{ic0}$  は  $Q_i$  から離れて行っています。そこで、限界流入量の特性に照らして判断し、できる限り限界流入量と流入量が大きく乖離しないような操作をすれば放流量と貯水量の変化はどのようになるかを確認してみました。

ここでは、 $Q_{ic0}$  の代わりに  $Q_{ic1}$  (図上、破線で表示) を定義し、常に (2) 式の条件を満足するような操作となるように放流量を調整しました。

$$0 < Q_{ic1} - Q_i < 20 \text{ m}^3/\text{s} \quad \dots\dots (2)$$

(20  $\text{m}^3/\text{s}$  はここでの仮の値)

具体的には、 $Q_{ic1} - Q_i > 20$  となった場合には、上記条

件を満足しなくなることから、放流量を一定量放流に切り替えて貯水量の増加を促し、 $Q_{ic1}$  を  $Q_i$  に近づけていく方法を採用しました。(TP $Q_{ic}$ , ×印)

$Q_{ic1} - Q_i$  の許容最大値の設定方法(固定値とするか、あるいは流入量に対しての割合とするか等も含む)については貯水池の規模、計画洪水の規模などにより、適宜、最適な値をトライアルによって設定するものとします。

この方法は、流入量と限界流入量が複数回(今回は4回)同じ値となることから「複式限界流入量方式」と定義します。

図-2-1に「複式限界流入量方式」の状況( $Q_{ic1}$ ,  $Q_{o1}$ ,  $V_1$ )を破線で示していますので、先の「単純限界流入量方式」( $Q_{ic0}$ ,  $Q_{o0}$ ,  $V_0$ , 実線)との違いを確認してください。

下流河道の水位上昇速度を限度内に抑えながら、放流量が流入量に追いつき、貯水量の増加速度が早められている様子が示されています。この状況は貯水量の有効利用の立場からは好ましい状況であると言えます。また放流量の流入量への追いつきも早まっています。

このように、放流を開始したとしても、その後の流入量と貯水量、放流量の変化状況について限界流入量を通して観察・評価し、その状況に対する最適な放流関数に変更することにより、貯水量と放流量のコントロールはかなりところまで改善されることがわかります。

図-2-3には、これらの放流量に対する河道の水位上昇速度の時間変化( $dH_1/dt$ ) (破線)を示しています。河道の水位上昇速度は30 cm/30 minと0 cm/30 minの間を変化しながら制限値以下にコントロールされています。

### 3. さらにきめの細かい放流量と貯水量の改善・管理について。(限界放流量方式)

2. で説明した「複式限界流入量方式」は、貯水量、流入量、放流量をもとに、その都度限界流入量を通して放流関数を見直しながら操作を実行するもので、貯水量の効率的な利用という観点から有効な方法の一つであると言えますが、放流形態の変化が複雑となり、このため、操作の単純化を目指して、さらなる工夫を加えた操作を考えてみました。

つまり、さらに放流量を抑えて貯水位の上昇をはかる方法として、(1-3)式の左辺の限界流入量 $Q_{ic}$ を流入量 $Q_i$ と置き換えた時の $q_m$ を求めて、これを放流量とすることを考えてみました。言い換えれば(2)式に変えて(3)式の条件を満足するような放流を行うということ

す。

$$Q_{ic1} - Q_i = 0 \quad \dots\dots (3)$$

その理由は、

①  $q_m$  は(1-2)式により、放流量が急激に増加することなく流入量に追いつくことができる限界流入量方式で考えられる最小の放流量であること。

つまり、2. において複式限界流入量方式として、 $0 < Q_{ic1} - Q_i < 20$  (20は仮の値)という条件を設定した改善案を提案しましたが、さらに改善度合いを進展させれば究極的には常に $Q_{ic1} - Q_i = 0$ となるような放流を行うということになります。

その結果を図-2-1~図-2-3において、 $Q_{o2}$ ,  $Q_{ic2}$ ,  $V_2$ ,  $dH_2/dt$ で示しています。これらの諸量は前章で提案した「複式限界流入量方式」の究極的な結果を示しているということが言えます。

② (1-3)式において、 $v_m = v_u$ になった場合、つまり、貯水位が目標水位(この場合は設計洪水水位)となる段階で自動的に放流量 $q_m$ は流入量 $Q_i$ に等しくなっていること。

以上、2つの理由によるもので、いわゆる追いつき放流操作関数としての条件をさらに高度な形で満足していると考えられることによるものです。

こうすることにより、追いつき操作における貯水量の増加する速度を改善し、結果として貯水容量の有効利用をはかることとなります。このようにして計算した放流量 $q_m$ を「限界流入量」に対して「限界放流量」と定義し、この方式を「限界放流量方式」と定義します。

限界放流量方式は、複式限界流入量方式の究極的な形ではありますが、言葉で表現すると「その時点の流入量と貯水量との関係において操作の安全性を保ち得る可能性のある最小の放流量である。」とすることができます。

なお、限界放流量方式による操作変更の判断は、単純限界流入量方式と複式限界流入量方式と同じ限界流入量(1-3)式により求めることとなりますから、操作移行のタイミングもすべて同じとなります。

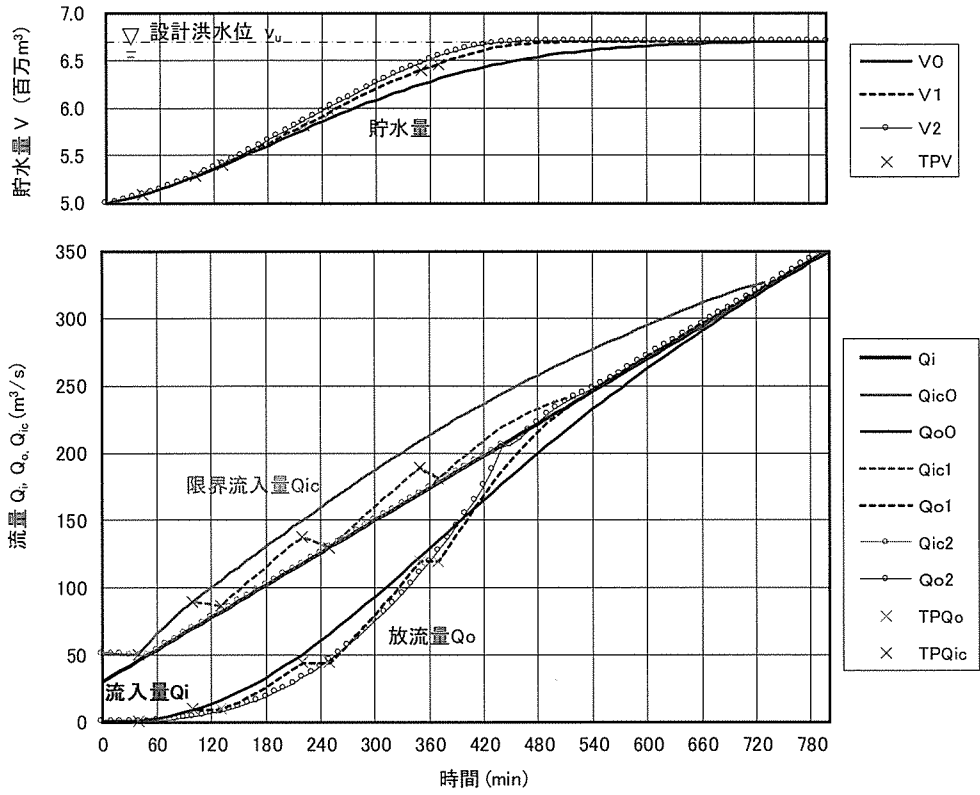


図-2-1 すりつけ関数による漸近状況

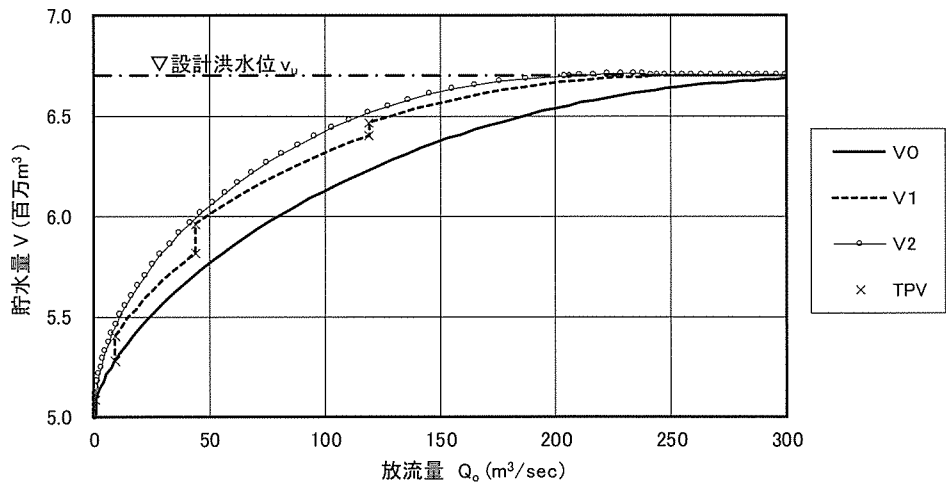


図-2-2  $Q_o$ - $V$  カーブ

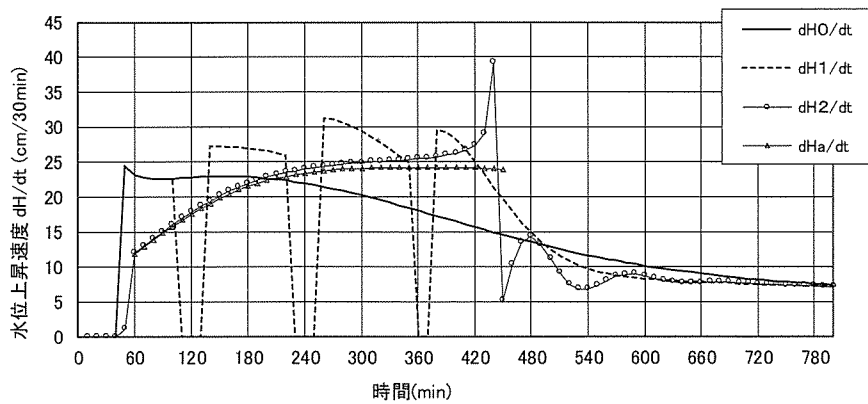


図-2-3 水位上昇速度

図-2-1～図-2-3における諸数値の変化状況は単純限界流入量方式から複式限界流入量方式を経て限界放流量方式へ、それぞれの前段の操作方式の特性を引き継ぎながら進化しているということができます。結果として、限界放流量方式の優位性が確認されることです。

### 3-1 限界放流量方式の下流河道水位の上昇速度特性

単純限界流入量方式並びに複式限界流入量方式は流入量が限界流入量を超えない範囲で(1-2)式により放流すれば放流量による下流河道の水位上昇速度をコントロールすることができますが、限界放流量方式では(1-2)式によらず、(1-3)式から計算されることとなります。図-2-2において、 $V_1$ と $V_2$ は大局的には同じ傾向を示しています。

これらの2つの相関図が同じ傾向であるということはこれら2つの操作方式によって決定される放流量の水利特性も大局的に同じ傾向を有するものと理解することができます。

以下では、限界放流量方式による下流河道の水位上昇速度の解析的特性について考えてみます。

限界放流量方式の計算式である(1-3)式から求められる放流量による下流河道の水位上昇速度( $dH/dt$ )の解析解は次式の通りです。(参考資料1, (6-11)式)

$$\frac{dH}{dt} = \frac{H_{(Q_i)} + \frac{H_c}{2}}{\frac{1}{4q_m}(Q_i - q_m) + 1} \dots\dots (4)$$

ただし、 $H_{(Q_i)}$ は流入量による下流河道の水位上昇速度。(4)式の誘導過程は本稿末の参考資料1を参照してください。

つまり、限界放流量方式による下流河道の水位上昇速度は流入量による下流河道の水位上昇速度、河道の許容水位上昇速度、流入量、放流量の4つの要素に支配されますが、既述の通り、限界放流量方式は下流河道の水位上昇速度のコントロールを目途として開発された単純限界流入量方式と複式限界放流量方式の延長上にあるとすれば、限界放流量方式による下流河道の水位上昇特性も、それぞれの方式の特性を引き継いで、その延長上にあると見て良いのではないかと考えられます。

(4)式の特性についてもう少し考察してみます。

流入量による下流河道の水位上昇速度( $H_{(Q_i)}$ )が $H_c$ (遵守すべき水位上昇速度の設定値：たとえば30 cm/30 min)より大きいと放流量は流入量に追いつくことはできません。

$H_c$ をどのように設定するかにおいては $H_{(Q_i)}$ との関係を見捨てることはできません。

いま、異常洪水時防災操作への移行時点での $Q_i$ と $q_m$ の比率を2対1と仮定した場合、放流による下流河道の水位上昇速度を $H_c$ 以下に保とうとすると(4)式から、 $H_{(Q_i)} < 3/4 H_c$ となります。また、放流量が流入量に追いつく段階では $Q_i = q_m$ となりますから、 $H_{(Q_i)} < 1/2 H_c$ となります。

逆に、 $H_{(Q_i)}$ の値がそれぞれの条件を満足していない場合には下流河道の水位上昇速度を $H_c$ 以下に保つことはできません。

ダムの標準操作規程(第12条 放流の開始及び放流量の増減の方法)には「流入量が急激に増加しているときは、当該流入量の増加率の範囲内において、貯水池からの放流量を増加することができる。」との例外規定があります。

上記 $H_{(Q_i)}$ の状況により下流河道の水位上昇速度を $H_c$ 以下に保つことができない場合にはダム標準操作規程の例外規定に該当すると見なすことが妥当であると考えられます。

次に、図-2-3には数値計算による限界放流量方式による水位上昇速度である $dH_2/dt$ に対して(4)式による解析値としての限界放流量方式による水位上昇速度を $dH_1/dt$ で示していますが、両者の値は傾向的には比較的良好に整合していると言えます。

また、数値計算によるものでは放流量が流入量に追いつく直前に水位上昇速度が急増しています。これは数値計算過程で生じた貯水量計算の誤差に対して計算される放流量の計算誤差が相対的に大きくなった結果( $Q_o = Q_i$ となる付近で $dQ_o/dV$ が大きくなる。)であると想定されますが、一般論として異常洪水時防災操作においては放流量が流入量に追いつく段階では流入量は減少過程になっているケースが殆どであるということ、実操作において貯水量は計算にはよらず実測値を使用することなどを考えてみればこの傾向は実操作上問題とはならないものと考えられます。

### 3-2 限界放流量方式の計算方法と現地適用

ここで、(1-3)式から限界放流量 $q_m$ を求めるには、 $q_m$ の4次式を解くこととなりますから、実際の計算においてはトライアル計算(例えば、Excelによるゴールシーク機能の利用)を行うこととなります。

「複式限界流入量方式」よる場合は何回も放流関数を変更する必要がありますが、「限界放流量方式」によれば、単に(1-3)式において $Q_{ic} = Q_i$ として機械的に $q_m$ を求めれば良い訳ですから、前述のExcelによるゴールシーク機能などの計算方法さえマスターすれば、手順的には複数の放流関数を設定する「複式限界流入量方式」

より単純化されたものとなります。また、限界放流量方式による異常洪水時防災操作を開始するタイミングが同じであれば、だれがやっても同じ操作を実現することが可能です。

#### 4. 限界放流量方式の異常洪水時防災操作への適用について

ここでは、限界放流量方式を異常洪水時防災操作に対して適用することを考え、洪水規模や許容水位上昇速度を変えた試算を通して、その適応性について考察してみます。

##### 4-1 洪水規模と他方式との対比

いま、3つの規模の洪水を仮定して、これを対象にして、洪水調節ルール、単純限界流入量方式、限界放流量方式の3通りの操作方式を適用した結果をもとに考察してみます。

洪水の規模はそれぞれのピーク流量が①800 m<sup>3</sup>/s (計画規模)、②850 m<sup>3</sup>/s (超過規模)、③900 m<sup>3</sup>/s (同左)の3通りとします。

これらの洪水に対して、洪水調節ルールは200 m<sup>3</sup>/sを超える部分の50%を貯留することとして次式によります。さらに、流入量がピークを過ぎた後は一定量を放流します。

$$Q_0 = 0.5 \times (Q_i - 200) \quad \dots\dots (5)$$

貯水池の容量は①洪水を調節した時の貯水量をサーチャージ水位となるようにして、以下の通りと設定いたしました。

- ・洪水期制限水位時  $VV0 = 1,500,000 \text{ m}^3$
- ・サーチャージ水位時  $VV1 = 5,600,000 \text{ m}^3$
- ・設計洪水水位時  $VV2 = 6,500,000 \text{ m}^3$

また、下流河道の水位上昇速度の計算に当たっては河道の水理定数  $K = 50 \text{ m/s}$  としています。

これらのもとでそれぞれの3つの洪水をそれぞれの方式別(調節ルール、単純限界流入量方式、限界放流量方式)に計算して図示すると図-3-1~図-5-3に示す通りです。

図-3-1、図-3-2、図-3-3には、①洪水のハイドログラフ、 $Q_0-V$  相関図、水位上昇速度の計算結果を、図-4-1、図-4-2、図-4-3には、②洪水のハイドログラフ、 $Q_0-V$  相関図、水位上昇速度の計算結果を、図-5-1、図-5-2、図-5-3には、③洪水のハイドログラフ、 $Q_0-V$  相関図、水位上昇速度の計算結果を、それぞれに示しています。

また、表-1にはそれぞれの図面における計算諸量の凡例を示しています。

操作結果をもとにそれぞれ3つの洪水ごと、操作方式ごとに最大放流量と最大貯水量を取りまとめたものが表-2です。

表-2をもとに試行計算の結果について考察してみます。

①洪水では、調節ルールによれば貯水量はほぼサーチャージ水位となりますから洪水調節を継続しながら洪水は終了することになります。限界流入量が流入量を下回ることがありませんから単純限界流入量方式による異常洪水時防災操作を適用することはありません。

流入量が減少過程になった段階で貯水池有効利用の観点から強引に限界放流量方式を適用すれば最大放流量は調節ルールの場合と同じですが、貯水位を最高水位まで上げることによりハイドログラフ的には放流量の低減効果を認めることができます。(図-3-1の  $Q_{o10}$  と  $Q_{o12}$  を比較してみてください。)

②洪水では、調節ルールによれば設計洪水位近くまで貯水量が増加し、限界流入量は一時的に流入量を下回ることとなりますから、単純限界流入量方式による異常洪水時防災操作に移行して貯水量の増加を抑えますが、放流量は650 m<sup>3</sup>/sまで増加します。

この場合、限界放流量方式によれば、貯水量は設計洪水位まで増加しますが放流量は539 m<sup>3</sup>/sに減少します。③洪水では、調節ルールによれば貯水量は設計洪水位を超えます。最大放流量も最大貯水量も現実的には存在しませんから計算値は( )書きで表現しています。勿論、限界流入量は流入量を下回りますから、単純限界流入量方式による異常洪水時防災操作に移行して貯水位の上昇を抑えます。貯水量を設計洪水位以下に押さえて、その結果、放流量は690 m<sup>3</sup>/sまで増加します。

この場合、限界放流量方式によれば、貯水量は設計洪水位まで増加しますが放流量は625 m<sup>3</sup>/sに減少します。

以上、それぞれ3つの洪水に対してそれぞれの方式別の操作を実施した結果、②洪水と③洪水の操作において貯水量を有効に活用しながら限界放流方式の効果を認める結果が得られることとなりました。

なお、異常洪水時防災操作を実施した②洪水、③洪水における下流河道の水位上昇速度は図-4-3、図-5-3を見る限り問題とするような現象を見るには至りませんでした。



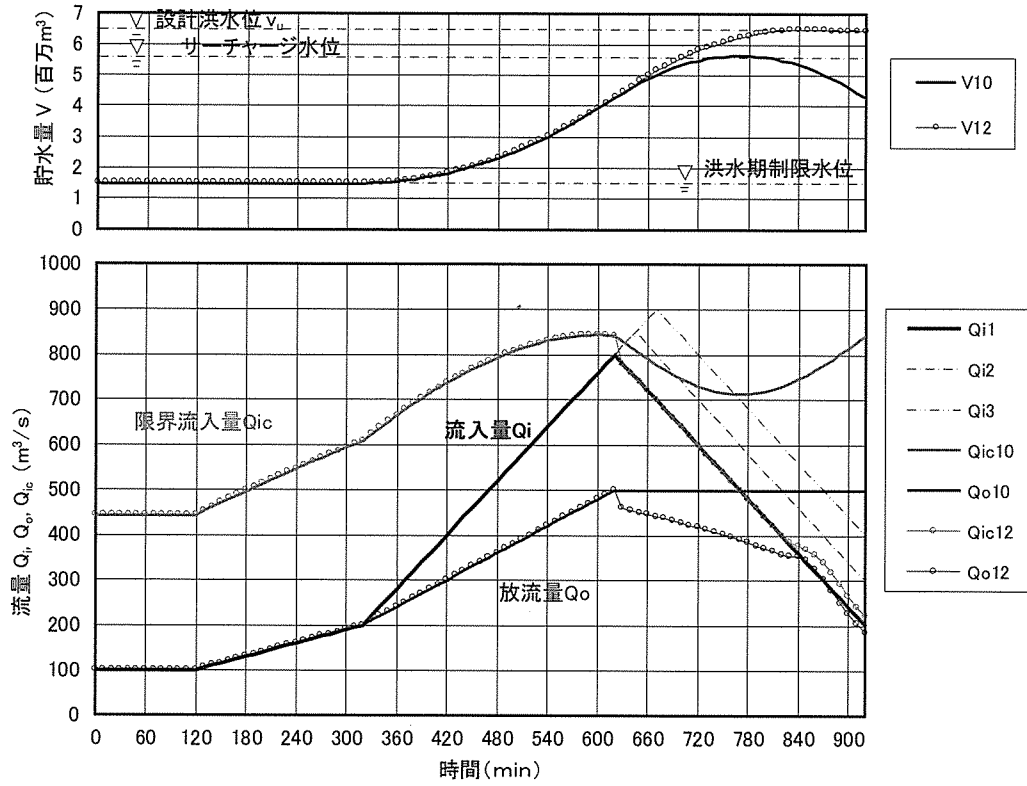


図-3-1 ①洪水, 調節図

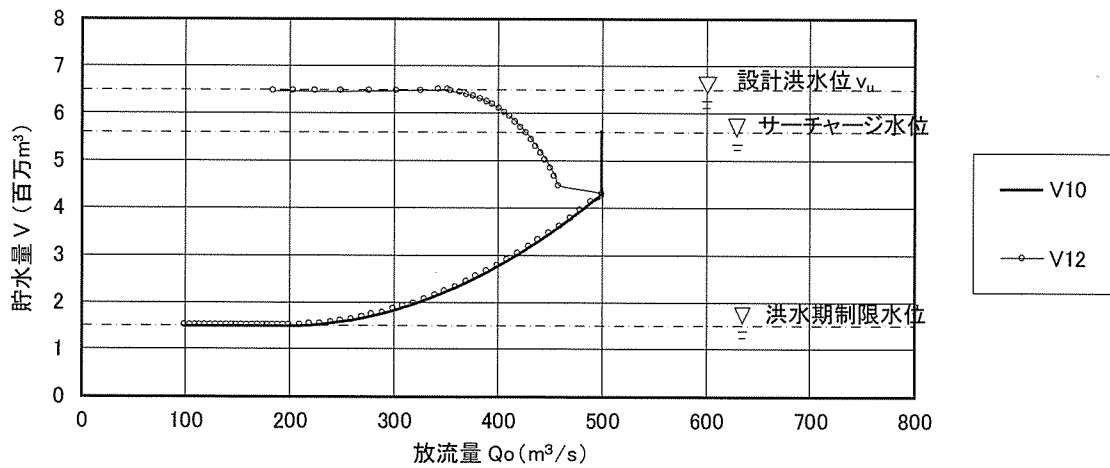


図-3-2 ①洪水,  $Q_o$ - $V$  相関

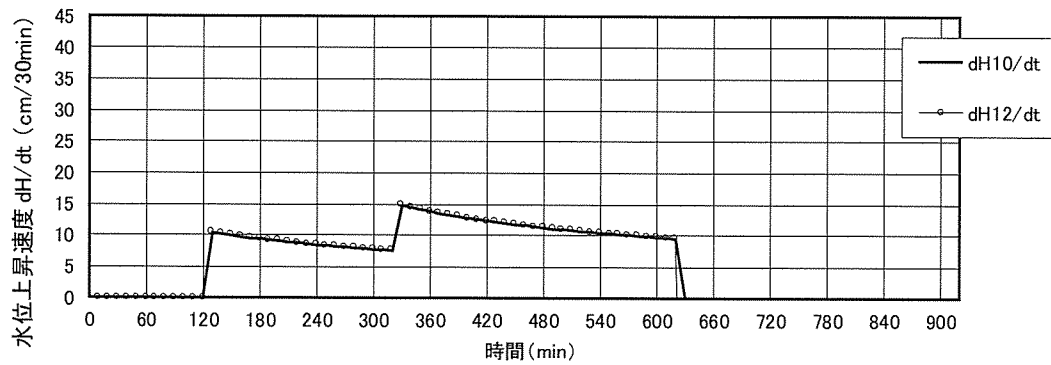


図-3-3 ①洪水, 水位上昇速度

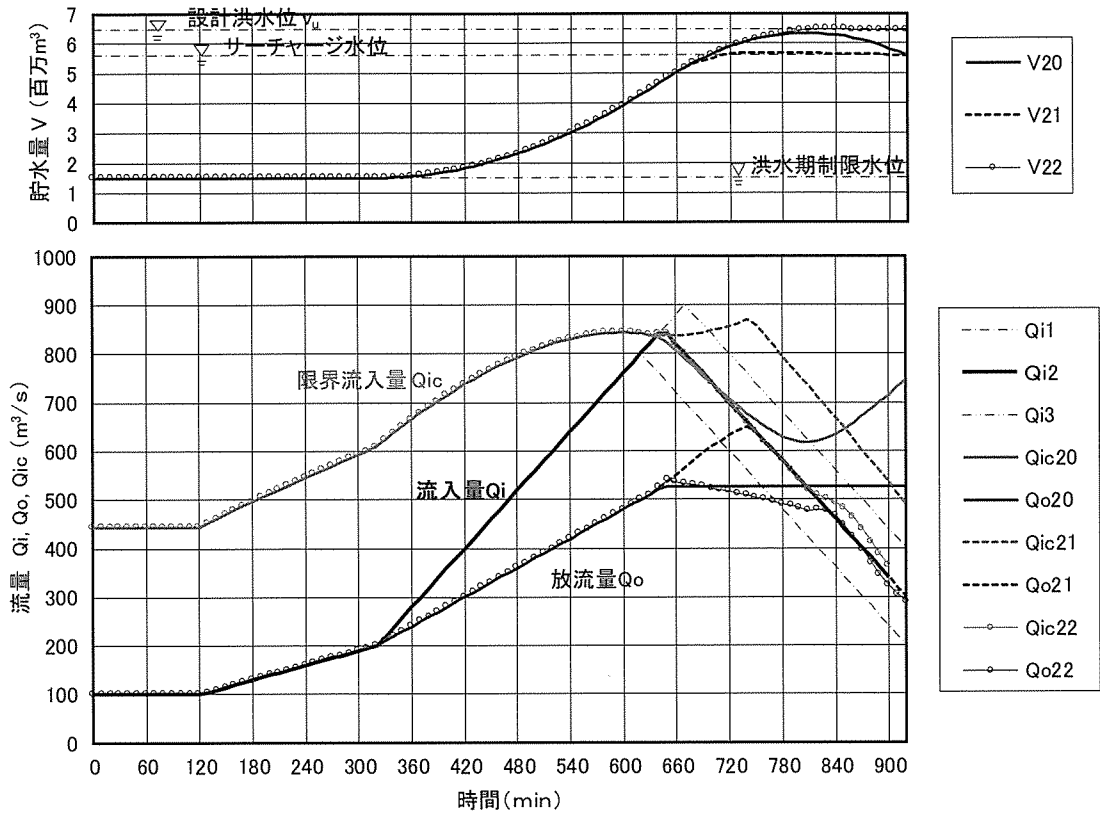


図-4-1 ②洪水、調節図

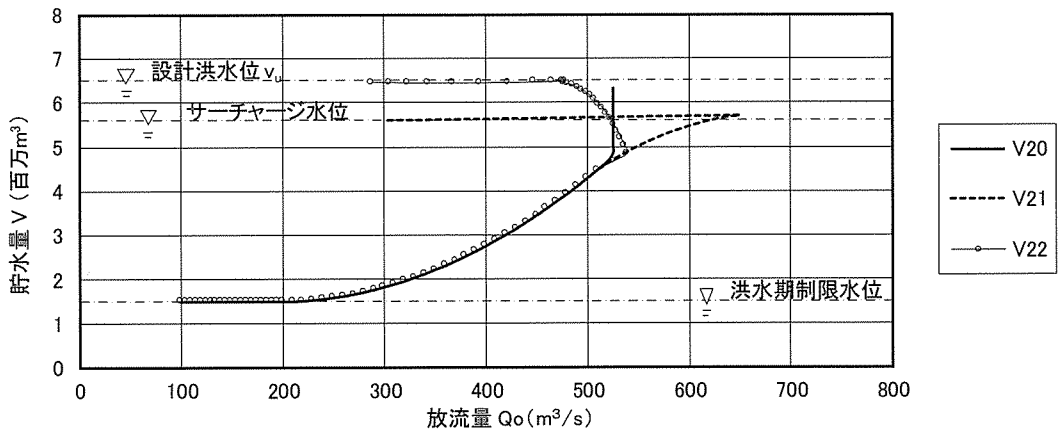


図-4-2 ②洪水、 $Q_o$ - $V$  相関

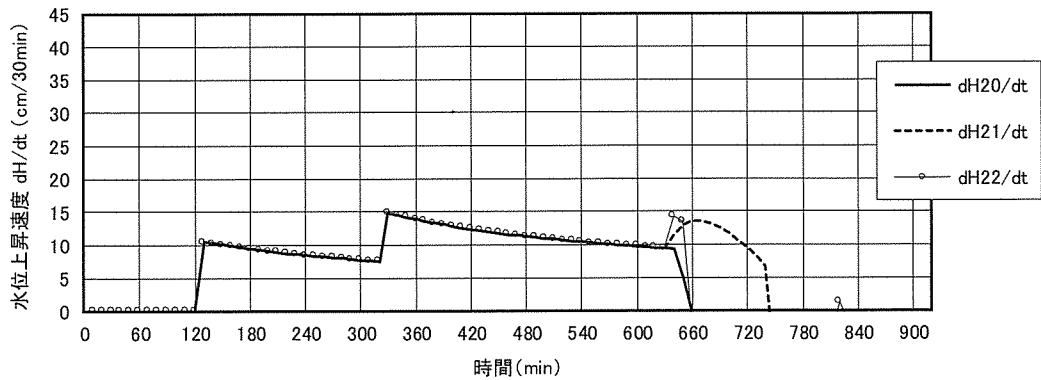


図-4-3 ②洪水、水位上昇速度

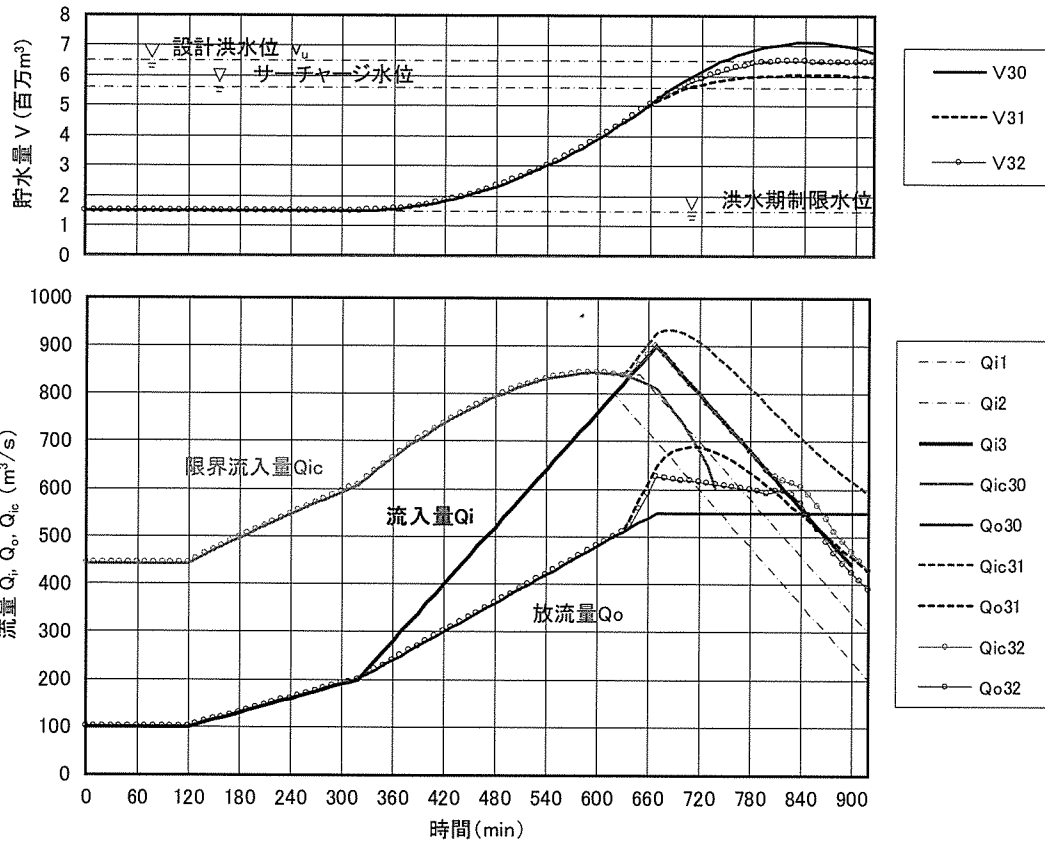


図-5-1 ③洪水, 調節図

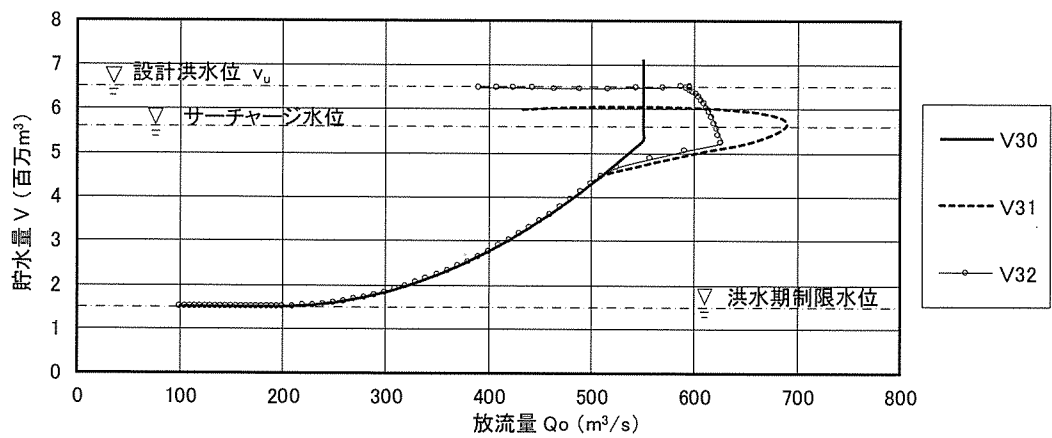


図-5-2 ③洪水,  $Q_o$ - $V$  相関

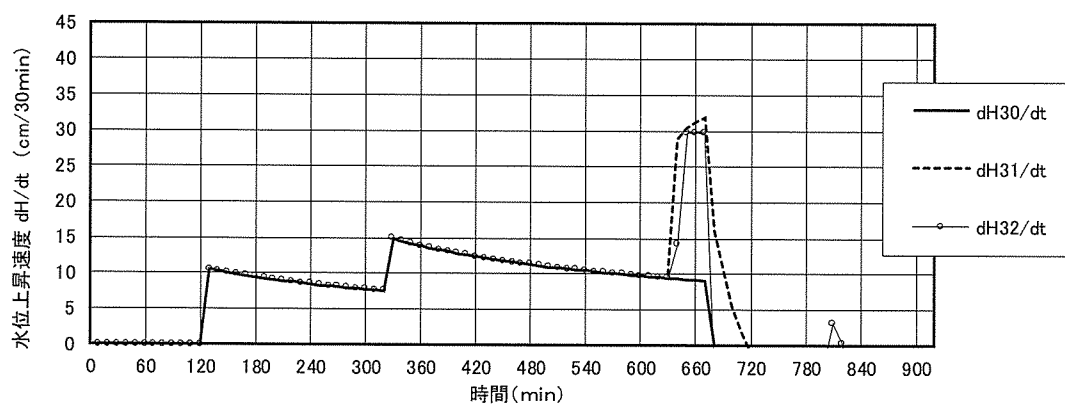


図-5-3 ③洪水, 水位上昇速度

表-1 図-3-1～図-5-3における洪水および操作方法別の凡例

洪水 No.	操作方法	流入量	限界流入量	放流量	貯水量	Q-V 相関	水位上昇速度	図番号
①洪水	洪水調節ルール	Qi1	Qic10	Qo10	V10	V10	dH10/dt	図-3-1～図-3-3
	単純限界流入量方式		—	—	—	—	—	
	限界放流量方式		Qic12	Qo12	V12	V12	dH12/dt	
②洪水	洪水調節ルール	Qi2	Qic20	Qo20	V20	V20	dH20/dt	図-4-1～図-4-3
	単純限界流入量方式		Qic21	Qo21	V21	V21	dH21/dt	
	限界放流量方式		Qic22	Qo22	V22	V22	dH22/dt	
③洪水	洪水調節ルール	Qi3	Qic30	Qo30	V30	V30	dH30/dt	図-5-1～図-5-3
	単純限界流入量方式		Qic31	Qo31	V31	V31	dH31/dt	
	限界放流量方式		Qic32	Qo32	V32	V32	dH32/dt	

表-2 洪水規模・放流方法別の放流量及び貯水容量

洪水 No.	最大流入量 (m <sup>3</sup> /s)	調節ルール		単純限界流入量方式		限界放流量方式	
		最大放流量 (m <sup>3</sup> /s)	最大貯水量 (千 m <sup>3</sup> )	最大放流量 (m <sup>3</sup> /s)	最大貯水量 (千 m <sup>3</sup> )	最大放流量 (m <sup>3</sup> /s)	最大貯水量 (千 m <sup>3</sup> )
①洪水	800	500	5,640	—	—	500	6,500
②洪水	850	525	6,348	650	5,705	539	6,500
③洪水	900	(550)	(7,113)	690	6,039	625	6,500

以上、様々な規模の洪水に対処するために洪水調節ルールと限界放流量方式の使い分けにより貯水容量の有効利用をはかることができることを説明いたしました。

ここでは目標貯水量を設計洪水位相当の6,500,000 m<sup>3</sup>として試行計算を実施しましたが、貯水位は放流量を減少させるために6,500,000 m<sup>3</sup>を指向するものの、(1-3)式から計算される限界放流量を放流している限り、自動的に6,500,000 m<sup>3</sup>以下にコントロールされ、貯水位の過上昇を回避することになります。

なお、貯め過ぎによる弊害（次の洪水が迫っている場合の準備遅延など）も考えられる場合がありますから、流入量の状況に応じて、例えば、(1-3)式において、サーチャージ水位以上で $v_u=6,200,000 \text{ m}^3$ や $v_u=5,900,000 \text{ m}^3$ 等設計洪水位とサーチャージ水位の間で自由に設定したうえで貯水量がこれらの値になるように操作することも放流関数の機能上可能です。このような点での洪水予測情報の有効活用や現場担当者の判断が重要になってくるものと考えられます。

#### 4-2 限界放流量方式による放流量の時間変化特性を支配する要素

本章の試行計算においては下流河道の水利定数Kを50 m/s、許容水位上昇速度H<sub>c</sub>を30 cm/30 minとして計算しています。その結果、いずれの洪水においても、流入量がピークを過ぎた後に放流量は若干減少しながら流入量に擦りついています。

これらK、H<sub>c</sub>の値が、放流量の時間変化特性にどの

ような形で影響するかを分析してみました。

ここでは、河道の水利定数Kを50 m/sとして、許容水位上昇速度H<sub>c</sub>を20 cm/30 min、30 cm/30 min、40 cm/30 minの3通りを仮定して計算を行い、計算結果の傾向を眺めて、さらに35 cm/30 minについても追加計算を行ってみました。

その結果を図-6-1～図-6-3に示しています。これらの図の中で、許容水位上昇速度をH<sub>cm</sub>/30 minとした場合のQ<sub>o</sub>、Vは、それぞれ、Q<sub>o</sub>、H、V、Hとして示しています。例えば許容水位上昇速度が30 cm/30 minであればQ<sub>o</sub>30、V30と言った具合です。

許容水位上昇速度を小さくすると異常洪水時防災操作に早く移行して放流量の増加度合いが早くなり、その結果、放流量を減少させながら流入量に漸近しています。(Q<sub>o</sub>20)

許容水位上昇速度を大きくすると異常洪水時防災操作に遅く移行して放流量の増加度合いも遅くなり、その結果、放流量を増加させながら流入量に漸近しています。(Q<sub>o</sub>40)

これらの傾向から、許容水位上昇速度を35 cm/30 minとして再計算すると、放流量はほぼ一定量を維持しながら流入量に漸近しています。(Q<sub>o</sub>35) この状態が結果的に放流量を最小にできています。

このように、許容水位上昇速度を選択することにより、放流量が流入量に漸近していく形をコントロールすることができます。



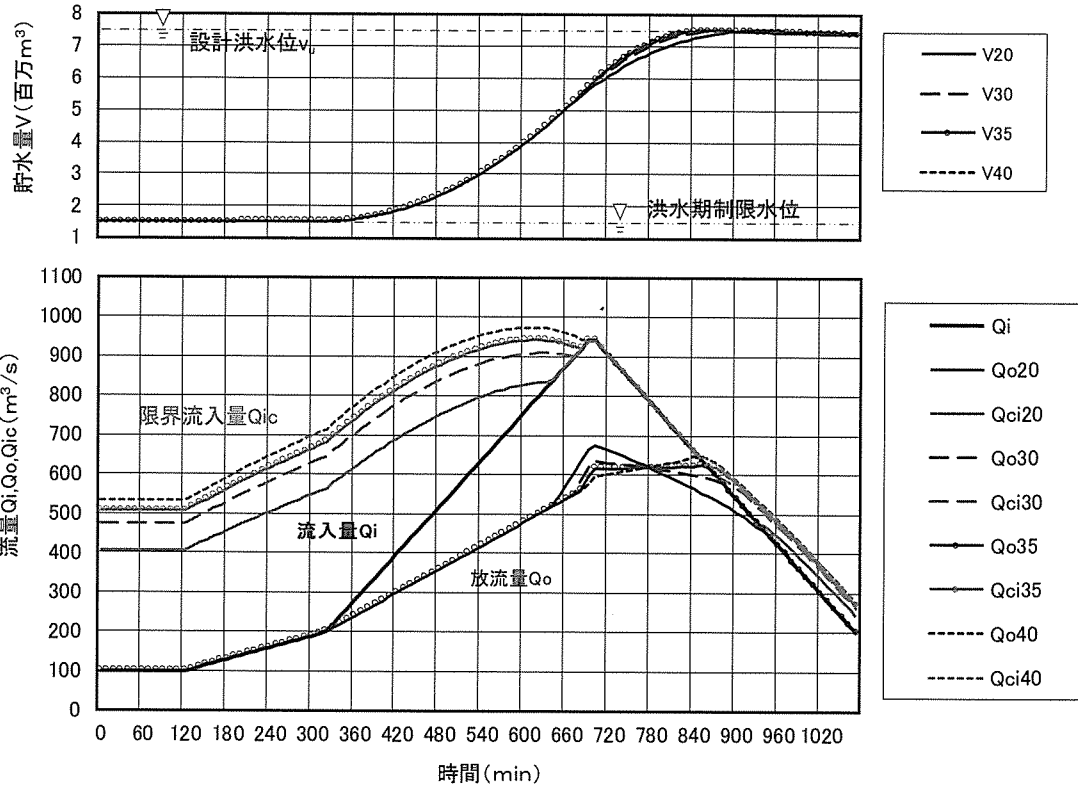


図-6-1 係数変化と放流量の特性

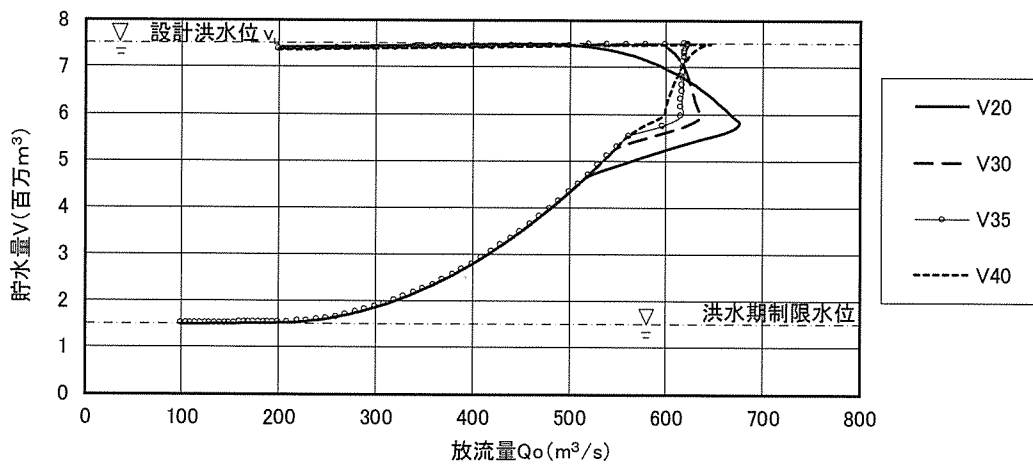


図-6-2  $Q_o$ - $V$  相関

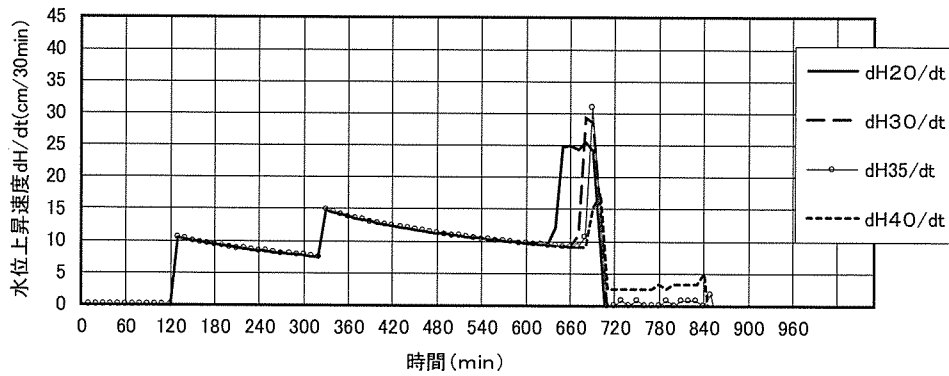


図-6-3 水位上昇速度

しかしながら洪水ごとに許容水位上昇速度を設定することは不可能ですから、目標とする洪水の規模と波形を設定して、洪水調節ルールと同様に、これに適合する許容水位上昇速度を選択して様々な形の洪水波形に対処することとなります。

## 5. 限界放流量方式の実洪水への適用

実際に異常洪水時防災操作を実施したダムをモデルとして、限界放流量方式による放流量の計算に適用してみます。

図-7-1に示した流入量  $Q_i$ 、放流量  $Q_o$ 、貯水量  $V_0$  は、A ダムのホームページ公開資料より整理した、異常洪水時防災操作の際の実績ハイドログラフです。

この流入量に対して、単純限界流入量方式による限界流入量、放流量、貯水量を各々  $Q_{ic1}$ 、 $Q_{o1}$ 、 $V_1$  として、また、限界放流量方式による限界流入量、放流量、貯水量を各々  $Q_{ic2}$ 、 $Q_{o2}$ 、 $V_2$  として示しました。

実績洪水位に対して、単純限界流入量方式によれば若干の放流量の減少を期待できますが、限界放流量方式によればさらに余裕の貯水量を活用して、この方式の貯水池の有効活用と放流量の低減における有用性を確認することができます。

この場合は、流入量の増加が著しいため河道の水位上昇速度は 30 cm/30 min を下回ることができませんでした。図-7-3によれば、単純限界流入量方式 ( $dH_1/dt$ ) と限界放流量方式 ( $dH_2/dt$ ) の最大の水位上昇速度は早めに異常洪水時防災操作に移行したこともあり実績操作 ( $dH_0/dt$ ) に比較して半分程度に抑えられていることが判ります。(ここでは河道の水理定数  $K$  を仮に 50 m/s として計算しています。したがって、水位上昇速度は相対的な比較として考察したものです。)

なお、 $Q_{ic0}$  として、実績貯水量に対応した限界流入量を併せて示していますが、流入量  $Q_i$  を下回った以降も通常操作が継続された結果、その後の操作に影響が出ています。限界流入量の操作指標としての役割を示す一例として紹介しておきます。

## 6. 擦りつけ関数による限界放流量方式の評価

以上、主に擦りつけ関数による限界放流量方式による放流量の特性について記述しましたが、ここでは、他の放流関数も含めた評価も含めて行ってみることとします。

表-3には、異常洪水時防災操作について5つの手法について解析的観点と試行計算結果を踏まえて、各々の特性と相対的評価を整理してみました。

放流方式において、①は2次関数によるものですが、①-Aの場合は、ただし書き操作への移行点を貯水量  $V$  が設計洪水位時の8割とする場合、①-Bの場合は、限界流入量による場合です。

ただし書き操作要領(案)(昭和59年「河川局長通達」)による放流量は放流門扉の構造や貯水池のH-Vカーブに支配されますから客観的にその放流特性を表現することが難しいのですが、①-Aの場合は比較的にただし書き操作要領(案)に近いと考えられます。従って、このことを念頭に置いてただし書き操作要領(案)との関係も考えてよろしいのではないかとおもわれます。

②は、擦りつけ関数によるものです。それぞれ、A. 単純限界流入量方式、B. 複式限界流入量方式、C. 限界放流量方式に区分して第1章から第3章までの考察結果を整理しています。

①-Aは、計算は簡易で操作の安定性はあるが、下流河道の水位上昇速度がコントロールできず、また、最大放流量の減少、貯水池の有効利用の観点から難点があります。

①-Bは、①-Aに対して下流河道の水位上昇速度のコントロール機能を付加したものです。

②の擦りつけ関数方式は、①が貯水位により放流量を決定するのに対して、流入量と貯水量によって放流量を決定することにより、放流量と貯水量の同時管理を可能とし、貯水池の有効活用と最大放流量の減少を可能としたものです。

②-Aから②-Cへの変遷は、擦りつけ関数の機能を最大限に活用する方向で工夫を加えたものといえます。

以上の考えをもとに表-3の評価欄を概観すると、限界放流量方式は計算放流量の安定性と計算の単純さを若干犠牲にして下流河道の水位上昇速度のコントロール、貯水池の有効活用と放流量の減少を図ったということが出来ます。

計算放流量の安定性と操作の単純さを若干犠牲にしたとは言え、これは水位放流方式との比較に於いてであり、放流量決定において流入量を用いる点に於いて限界放流量方式は現況ダム操作方式と同じ水準にあると言えます。従って、限界放流量方式は現況ダム操作方式と同じ操作の安定性と単純さであることと変わらないことを付記しておきます。

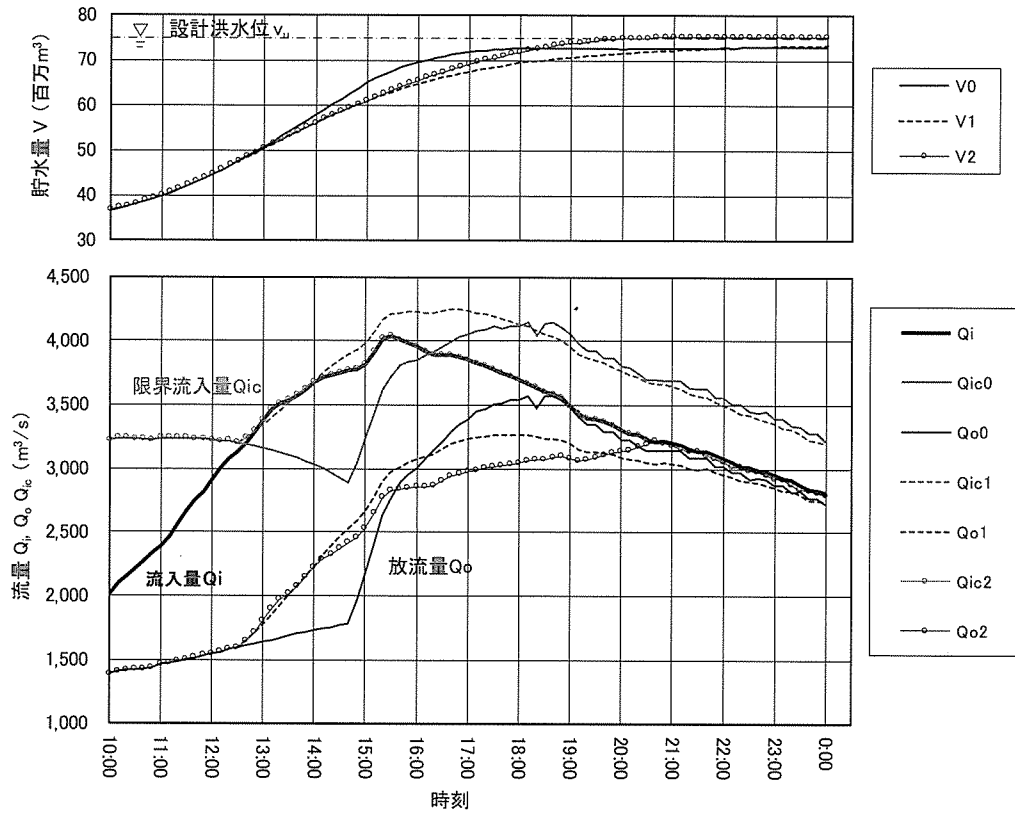


図-7-1 Aダム洪水調節図

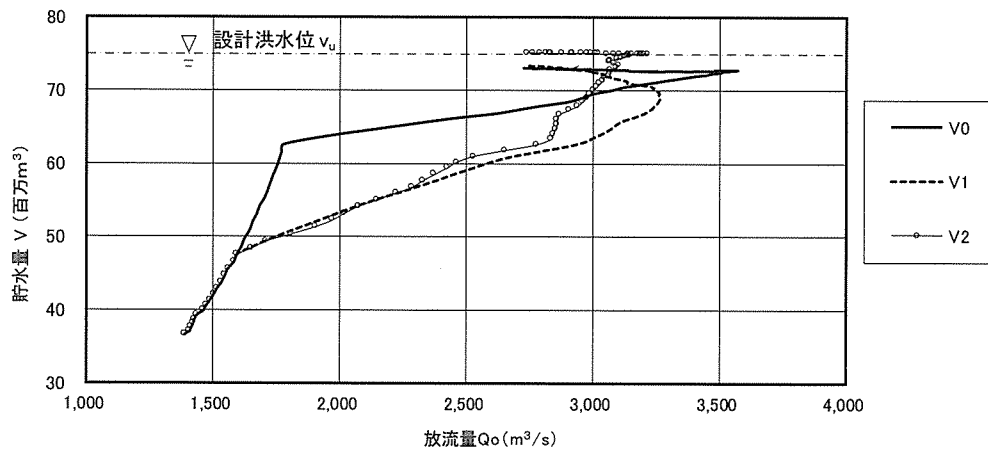


図-7-2 Aダム  $Q_o$ - $V$  相関図

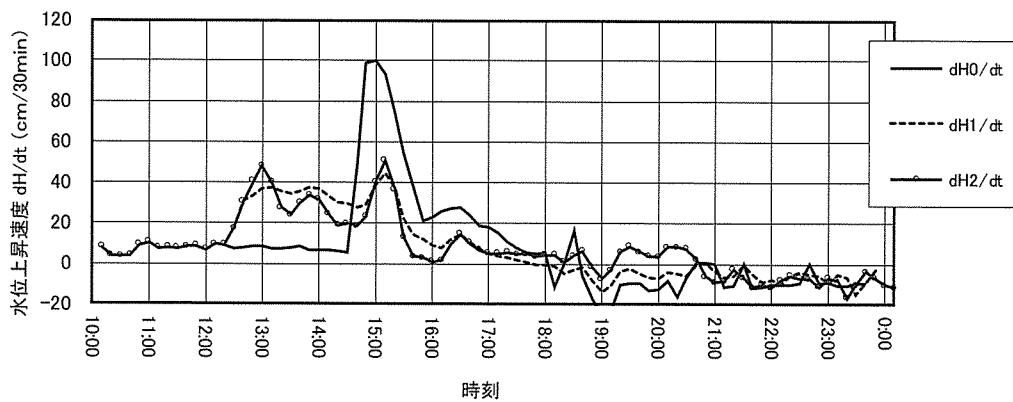


図-7-3 Aダム下流河道水位上昇速度

表-3 異常洪水時防災操作の各種関数による比較表

放流方式	①：2次関数		②：擦りつけ関数			備考
	A. 擬似ただし書き操作要領	B. 単純限界流入量方式	A. 単純限界流入量方式	B. 複式限界流入量方式	C. 限界放流量方式	
a. 放流関数表示	$Q_0 = A(V-B)^2 + C$	$Q_0 = A(V-B)^2 + C$	$Q_0 = q_m + (Q_0 - q_m) \times (V - v_m) / (v_u - v_m)$	$Q_0 = q_m + (Q_0 - q_m) \times (V - v_m) / (v_u - v_m)$	$Q_0 = q_m + (Q_0 - q_m) \times (V - v_m) / (v_u - v_m)$	
b. 異常洪水時防災操作への移行判断基準	8割水位	限界流入量	限界流入量	限界流入量	限界流入量	
c. 放流量の決定方法	予め用意した貯水位と放流量関係に基づき貯水位で放流量を決定	貯水位で放流量を決定	貯水位、現在放流量、流入量で放流量を決定	貯水位、現在放流量、流入量で放流量を決定	貯水位、現在放流量、流入量で放流量を決定	
d. 関数の数	1	1	1	複数	1	
e. 貯水位と放流量の関係	設計洪水水位でダム設計洪水流量を放流	設計洪水水位でダム設計洪水流量を放流	設計洪水水位で流入量=放流量となる	設計洪水水位で流入量=放流量となる	設計洪水水位で流入量=放流量となる	
f. 特徴	現在採用されている手法に近い。貯水位の過上昇を防止するのが主目的。	①-Aに対して、下流河道の水位上昇を制御する機能を追加。ダム設計洪水流量で設計洪水水位となる。	①に対して、放流量が流入量に追いついた段階で設計洪水水位となる。	②-Aに対して複数関数により条件の満足度を向上させたものである。	②-Bに対してさらに条件の満足度を究極まで高めたものである。	
1. 下流河道の水位上昇速度への配慮	△	○	○	○	○	特性bによる。
2. 貯水容量の活用度合い	△	△	○△	○	◎	a, b, cによる。
3. 最大放流量の減少度合い	△	△	○△	○	◎	a, b, cによる。
4. 計算放流量の安定性	○	○	△	△	△	cによる。
5. 計算の単純さ	◎	○	○	▲	△	dによる。
6. 総合評価	計算は単純である。計算放流量は安定している。河道の水位上昇速度を制御できない。	計算は単純である。放流量は安定している。河道の水位上昇速度をある程度制御できる。	計算は単純である。河道の水位上昇速度をある程度制御できる。計算放流量は安定さを欠くも現状操作と同等。	河道の水位上昇速度をある程度制御できる。放流量、貯水位をある程度制御できる。計算放流量は安定さを欠くも現状操作と同等。放流量関数が複数で操作が複雑になる。	河道の水位上昇速度をある程度制御できる。放流量、貯水位をかなり制御できる。放流量関数は1つとなるが4次式となる*1。計算放流量は安定さを欠くも現状操作と同等。	*1 繰り返し計算かゴールシークにて可能

評価凡例：非常に優れる◎、優れる○、やや劣る△、劣る▲

7. まとめ

①これまで、「単純限界流入量方式」による異常洪水時防災操作を適用して貯水量と放流量をコントロールすることを提案してきました。しかしながら、この方法は異常洪水時防災操作において、貯水量を一定の限度以下に抑えるという効果はありますが、貯水池を最大限に活用して放流量を積極的に低減させるなどの効果を期待することはできませんでした。

②そこで、限界流入量と流入量の差を或る限界内に収めながら、擦りつけ関数を修正していく「複式限界流入量方式」を考えてみました。

その結果は貯水量を許容値以内に抑えたとともに、余裕の貯水容量を活用して最大放流量をさらに低減するという立場からも相応の効果をあげることができました。

③「単純限界流入量方式」と「複式限界流入量方式」の延長上で考えると、操作の特性と効果という観点か

ら、その究極の形が「限界放流量方式」であると言えます。

「限界放流量方式」による放流量の特性という観点から解析的に100パーセント説明するのは現在のところ困難ではありますが、「単純限界流入量方式」—「複式限界流入量方式」のトレンド上で考え、さらに「複式限界流入量方式」と「限界放流量方式」の $Q_0$ - $V$ 相関図(図-2-2)の類似性から考えれば「限界放流量方式」の特性をある程度想定することは可能であり、特に下流河道の水位の上昇速度についても「複式限界流入量方式」の水位上昇速度の時間方向の平均値に近いものと考えられます。

また、限界放流量方式においても貯水位が目標に達した段階で自動的に流入量=放流量となることは放流量と貯水量の同時管理の観点から特筆すべきものと言えます。

④本稿では操作の結果をハイドログラフの他、貯水量



と放流量の関係を  $Q_0$ - $V$  座標上で確認評価しています。

この相関図をもとに貯水量、流入量、放流量の相互関係をチェックすることはハイドログラフでは見えない操作の側面を見ることができるとともに、操作の妥当性を確認するうえできわめて重要な情報であると考えられます。操作の現場での活用をお勧め致します。

⑤本稿では操作段階において新たに得られる流入量、放流量、貯水量等の水文諸情報をもとに適宜見直し操作を行うことが効果的な操作戦略となるのではないかとの観点から、「単純限界流入量方式」から「複式限界流入量方式」への展開を試み一定の効果を確認することができました。

この考察の延長上でさらに効果的な「限界放流量方式」の存在を確認するとともに、その適用の効果を評価し、その特性も定性的にまた一部では解析的な角度からも考察してみました。

その結果、限界放流量方式は操作の安全性を確保しながら、さらに貯水池の有効活用をはかるといふ新しい要請に対応するという観点から有効な手段である事を確認することができました。

⑥限界放流量方式による放流量の下流河道の水位上昇速度は (4) 式に示すような解析解を得ることができました。これによれば下流河道の水位上昇速度は流入量による水位上昇速度、流入量、放流量、許容水位上昇速度の4つの要素によって支配されていることが判りました。

⑦下流河道の水位上昇速度の計算式である (4) 式を構成する要素の中で下流河道の許容水位上昇速度  $H_c$  のみが操作計画に設定される数字となっています。この値の設定にあたっては、安易に 30 cm/30 min に流れがちな現状です。また、許容水位上昇速度を小さく設定すれば、いかにも操作の安全を指向したような錯覚に陥る場合もあります。

「4-2 限界放流量方式による放流量の時間変化特性を支配する要素」で、部分的ではありますが、許容水位上昇速度が操作に及ぼす影響を考察してみました。

許容水位上昇速度は単なる操作の制約条件としてとらえるのではなく、どのように設定すれば、操作全体にどのような影響を及ぼすかといった観点からの考察も操作の定式化とともに可能となりました。許容水位上昇速度の設定にあたっては、流入量による水位上昇速度  $H_{(Q_i)}$  との関係分析と併せて、このような観点からの考察も今後必要になってくるものと考えられます。

## あとがき

以上、限界放流量方式による異常洪水時防災操作とともに貯水池の有効活用について考察してまいりました。

今回は主に異常洪水時防災操作への適用について考察しましたが、「貯水池の安全度を確保し、可能な限り貯水池の有効利用を図りながら放流量を減少させる。」という相矛盾する操作上の要請は、利水ダムや洪水調節ダム操作の様々な局面で考えられます。

このような観点から「限界放流量方式」は、洪水初期の追いつき操作においても極めて有効な方法であると考えられます。次の機会にはこの課題について取りまとめて公表したいと考えています。

最後に、本稿を取りまとめるにあたり、(株)建設技術研究所 芳地康征氏はじめ同社の方々に試行計算や図面作成などの御支援をいただきました。記して謝意を表するものです。

### 参考資料 1 限界放流量の解析的特性の分析について

限界流入量が常に流入量と同じとなるような放流量(「限界放流量」と定義する。)の特性について解析的な観点から分析を試みました。

擦りつけ関数における限界流入量の計算式は本文の(1-3)式から以下のとおりです。

$$Q_{ic} = q_m + \sqrt{2 \times \sqrt{K q_m} \times H_c \times (v_u - v_m)} \quad \dots\dots (6-1)$$

この式で  $Q_{ic} = Q_i$  となるような  $q_m$  の値(限界放流量)が最適な放流量と仮定します。

$$Q_i - q_m = \sqrt{2 \times \sqrt{K q_m} \times H_c \times (v_u - v_m)} \quad \dots\dots (6-2)$$

(6-2)式の両辺を2乗します。

$$(Q_i - q_m)^2 = 2 \sqrt{K q_m} \times H_c \times (v_u - v_m) \quad \dots\dots (6-3)$$

(6-3)式で  $Q_i$ ,  $q_m$ ,  $v_m$  が  $t$  の関数です。

(6-3)式を  $t$  で微分します。

$$2(Q_i - q_m) \times \left( \frac{dQ_i}{dt} - \frac{dq_m}{dt} \right) = 2 \sqrt{K} \times H_c \times (v_u - v_m) \frac{1}{2 \sqrt{q_m}} \times \frac{dq_m}{dt} - 2 \sqrt{K q_m} H_c \times \frac{dv_m}{dt} \quad \dots\dots (6-4)$$

(6-4)式から  $dq_m/dt$  を求めると次のようになります。

$$\frac{dq_m}{dt} = \frac{2(Q_i - q_m) \frac{dQ_i}{dt} + 2 \sqrt{K q_m} \times H_c \times \frac{dv_m}{dt}}{\sqrt{\frac{K}{q_m}} \times H_c \times (v_u - v_m) + 2(Q_i - q_m)} \quad \dots (6-5)$$

ここで,  $(Q_i - q_m) = dv_m/dt$ , (6-3) 式より

$$(v_u - v_m) = \frac{(Q_i - q_m)^2}{2\sqrt{Kq_m} \times H_c} \text{ ですから, これらを (6-5) 式}$$

に代入すると (6-6) 式が得られます。

$$\frac{dq_m}{dt} = \frac{2 \frac{dv_m}{dt} \times \frac{dQ_i}{dt} + 2\sqrt{Kq_m} \times H_c \times \frac{dv_m}{dt}}{\sqrt{\frac{K}{q_m}} \times \frac{1}{2\sqrt{Kq_m}} \times \left(\frac{dv_m}{dt}\right)^2 + 2 \frac{dv_m}{dt}} \quad \dots (6-6)$$

(6-6) 式を整理すると (6-7) 式が得られます。

$$\frac{dq_m}{dt} = \frac{2 \times \frac{dQ_i}{dt} + 2\sqrt{Kq_m} \times H_c}{\frac{1}{2q_m} \times \left(\frac{dv_m}{dt}\right) + 2} \quad \dots (6-7)$$

次に下流河道の流下能力は次のとおりです。

$q_m = K(H - h_0)^2$  ですから ( $h_0$  は 0 点高さ),

$$\frac{dq_m}{dt} = 2K(H - h_0) \frac{dH}{dt} = 2\sqrt{Kq_m} \times \frac{dH}{dt} \quad \dots (6-8)$$

(6-8) 式から (6-9) 式が得られます。

$$\frac{dH}{dt} = \frac{1}{2\sqrt{Kq_m}} \times \frac{dq_m}{dt} \quad \dots (6-9)$$

(6-9) 式に (6-7) 式を代入します。

$$\begin{aligned} \frac{dH}{dt} &= \frac{2 \times \frac{dQ_i}{dt} + 2\sqrt{Kq_m} \times H_c}{\frac{1}{2q_m} \times \left(\frac{dv_m}{dt}\right) + 2} \times \frac{1}{2\sqrt{Kq_m}} \\ &= \frac{\frac{dQ_i}{dt} + \sqrt{Kq_m} \times H_c}{\frac{1}{2} \times \sqrt{\frac{K}{q_m}} \times \frac{dv_m}{dt} + 2\sqrt{Kq_m}} \quad \dots (6-10) \end{aligned}$$

(6-10) 式を書き換えると (6-11) 式が得られます。

$$\begin{aligned} \frac{dH}{dt} &= \frac{\frac{1}{2\sqrt{Kq_m}} \times \frac{dQ_i}{dt} + \frac{H_c}{2}}{\frac{1}{4q_m} \times \frac{dv_m}{dt} + 1} \\ &= \frac{H_{(Q_i)} + \frac{H_c}{2}}{\frac{1}{4q_m}(Q_i - q_m) + 1} \quad \dots (6-11) \end{aligned}$$

ただし,  $H_{(Q_i)}$  は, 流入量  $Q_i$  による水位上昇速度。

以上から, 限界放流量方式により計算される放流量による下流河道の水位上昇速度は (6-11) 式に示すように, 流入量による水位上昇速度 ( $H_{(Q_i)}$ ), 許容水位上昇速度 ( $H_c$ ), 流入量 ( $Q_i$ ), 放流量 ( $q_m$ ) に支配されることが判りました。

なお, (6-11) 式において  $q_m$  が  $Q_i$  に追い付く瞬間は  $Q_i - q_m = 0$  ですから, その時の河道の水位上昇速度は (6-12) 式により求めることができます。

$$\frac{dH}{dt} = H_{(Q_i)} + \frac{H_c}{2} \quad \dots (6-12)$$

以上, 参考資料 1

#### 参考文献

- 1) ただし書き操作のあり方と改善の方向 今村瑞穂 ダム技術 ダム技術センター 2010年12月