

カスケード方式に基づく直列配置されたダム群の洪水制御の最適化に関する研究

佐賀大学工学部 学生員 杉林高彰 正会員 押川英夫

1.はじめに

従来のダムによる治水の考え方(以後、従来型)は、直列に配置されている場合であっても、個々のダムで基本高水流量に対して(無害放流量に相当する)計画高水流量を定め、それぞれのダムが非常用洪水吐きから越流しないように洪水処理を行うものである。それに対して押川ら(2013)¹⁾は、直列配置されたダム群において、上流側のダムの非常用洪水吐きからの越流を許容する“カスケード方式”により、今後の災害外力の激化に適応することを提案している。その際、押川ら(2013)のカスケード方式(もしくは越流型)¹⁾では、簡単のために上流側から最下流のダムまで無害放流量を等しくすることで、上流側ダムからの越流が生じ易い状況を実現している。しかしながら、必ずしも一定である必要はなく、最下流のダムを除いて上流側ダムの無害放流量を最適化することがカスケード方式の更なる効率化のための重要な選択肢となる。

本研究では、2基および3基のダムが直列配置された場合を対象に、下流側ダムの無害放流量に対する上流側のダムの最適な無害放流量について検討した。なお、ここでは簡単のために、全てのダムを自然流下方式の流水型ダムとして検討している。

2.シミュレーションの概要

ここで対象とする2基ないし3基のダム群が連続的に直列配置される地点間の距離は短いものとし、上流側からの流入流量以外に降雨等の流入はないと仮定した。なお、本研究では押川ら(2013)¹⁾と同様な数値解析を行っていることから、本論文に記載された計算方法や条件以外については、押川ら(2013)¹⁾を参照されたい。

本研究で対象とする流水型ダムの断面形状は常用洪水吐きの断面積を除いて全て同一で、堤高 $H=100\text{m}$ 、堤頂長 $L=200\text{m}$ の2次関数形である。境界条件となる計算領域の上流端で発生する洪水の流入流量 Q_m には、一山洪水を示す以下の式(1)を与えた¹⁾。

$$Q_a(t) = Q_b + (Q_p - Q_b) \left\{ \frac{t}{t_p} \exp\left(1 - \frac{t}{t_p}\right) \right\}^c \quad (1)$$

ここで、 t_p は洪水のピーク到達時間、 $Q_b(=200\text{m}^3/\text{s})$ は河川の平常流量、 Q_p は洪水のピーク流量、 $c(=20)$ は洪水波形に関する定数である。 Q_{ai} は各ダムの無害放流量を表

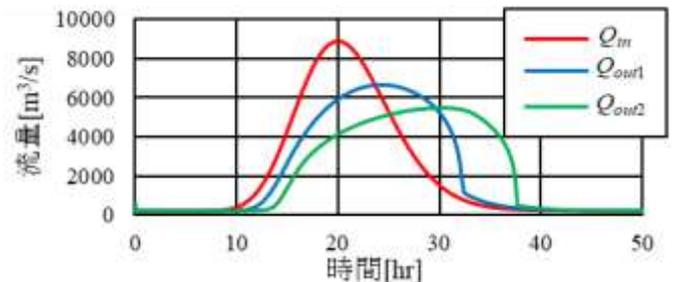


図1 CaseA1の従来型における流量の時系列

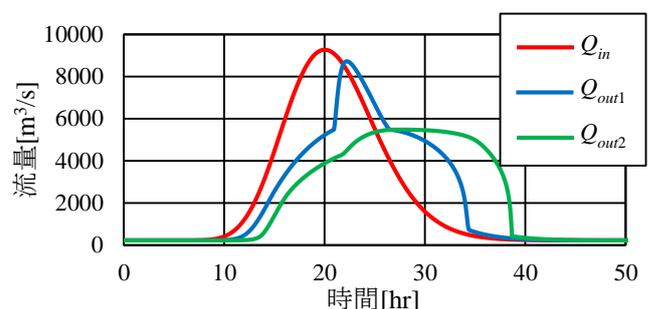


図2 CaseA2の越流型における流量の時系列

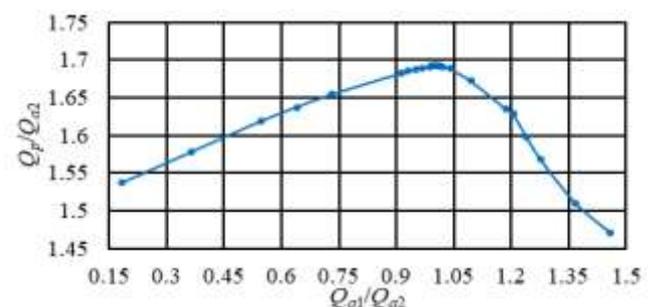


図3 Q_{a1} に応じた下流側ダムが制御できる限界の洪水波形のピーク流量 Q_p の変化

しており、添字 $i(i=1,2,3)$ は上流側から i 番目のダムを示している。

3.結果および考察

まず、ダムが2基の場合について検討した。 Q_m のピーク流量 Q_p を $8887(\text{m}^3/\text{s})$ と固定して、従来型の洪水制御となるように各ダムで越流しない限界の Q_{a1} および Q_{a2} を試行錯誤的に求めた結果、 $Q_{a1}=6658(\text{m}^3/\text{s})$ 、 $Q_{a2}=5478(\text{m}^3/\text{s})$ が得られた(CaseA1)。CaseA1の Q_m および2基のダムからの放流量の時系列を図1に示す。これより、各ダムからの放流量 Q_{outi} はそれぞれのダムの無害放流量までの放流に抑えられており、従来型の洪水制御が適切に行われていることがわかる。

次に、両ダムの Q_a をCaseA1の Q_{a2} と等しい $5478(\text{m}^3/\text{s})$ とした越流型の洪水制御として、下流側ダムから越流

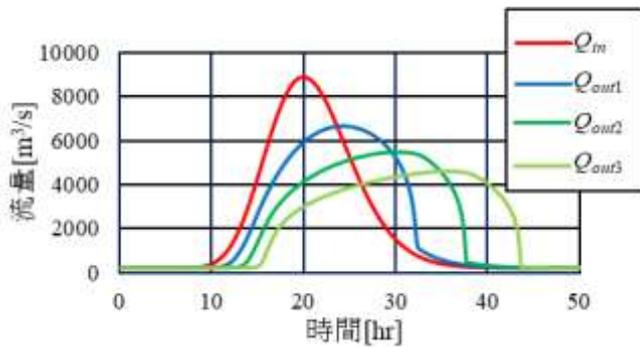


図4 CaseB1の従来型における流量の時系列

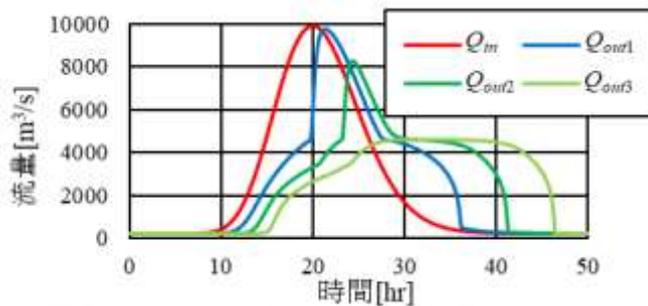


図5 CaseB2の越流型における流量の時系列

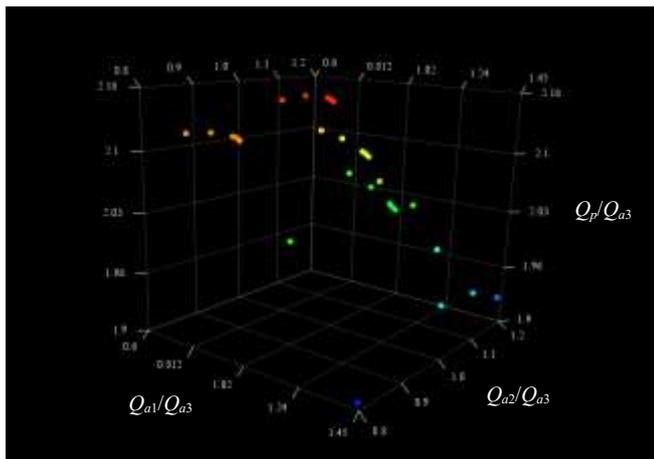


図6 Q_{a1} と Q_{a2} に応じた下流側ダムが制御できる限界の洪水波形のピーク流量 Q_p の変化

が生じない限界の Q_p を求めたところ、 $Q_p=9271(\text{m}^3/\text{s})$ となった(CaseA2)。CaseA2の Q_{in} および2基のダムからの放流量を図2に示す。越流型(CaseA2)では上流側のダムから越流が生じているものの、従来型($Q_p=8887\text{m}^3/\text{s}$)と比較して越流型では Q_p が4.3%増加しており、今回の条件においても越流型の洪水制御能力が強化されている。

次に、越流型において Q_{a2} に対する最適な Q_{a1} の値を把握するため、 Q_{a2} を固定して Q_{a1} のみを変化させ、下流側ダムで越流が生じない範囲で限界の Q_p を試行錯誤的に求めた。上流側と下流側の無害放流量の比 Q_{a1}/Q_{a2} と、 Q_p を下流側ダムの無害放流量 Q_{a2} で無次元化した Q_p/Q_{a2} との関係を図3に示す。これより、 $Q_{a1}/Q_{a2}=1.006$ の場合に Q_p/Q_{a2} が最大となることがわかる。しかしな

がら Q_{a1}/Q_{a2} が0.99から1.02の範囲では Q_p/Q_{a2} の値はほぼ同じ値となっており、 Q_{a1}/Q_{a2} の最適値もある程度の条件依存性が予想されるため、簡便さも考慮すると2基の場合の適切な流量比は $Q_{a1}/Q_{a2}=1$ と考えられる。

次に、ダムが3基の場合について検討した。 Q_{in} のピーク流量 Q_p をCaseA1と同じ $8887\text{m}^3/\text{s}$ に固定して、従来型の洪水制御となるように各ダムで越流しない限界の Q_{a1}, Q_{a2}, Q_{a3} を試行錯誤的に求めた結果、 $Q_{a1}=6658\text{m}^3/\text{s}$ 、 $Q_{a2}=5478\text{m}^3/\text{s}$ 、 $Q_{a3}=4606\text{m}^3/\text{s}$ が得られた(CaseB1)。CaseB1の Q_{in} および3基のダムからの放流量の時系列を図4に示す。これより、各ダムからの放流量はそれぞれの無害放流量までの放流に抑えられており、従来型の洪水制御が適切に行われていることがわかる。

次に、3基のダムの Q_{ai} をCaseB1の Q_{a3} と等しい $4606(\text{m}^3/\text{s})$ とした越流型の洪水制御として、下流側ダムから越流が生じない限界の Q_p を求めたところ、 $Q_p=9902(\text{m}^3/\text{s})$ となった(CaseB2)。CaseB2の Q_{in} および3基のダムからの放流量を図5に示す。越流型(CaseB2)では上流側のダムから越流が生じているものの、従来型($Q_p=8887\text{m}^3/\text{s}$)と比較して越流型では Q_p が11.4%増加しており、この条件下でも越流型の洪水制御能力が顕著に強化されている。

次に、越流型において Q_{a3} に対する最適な Q_{a1} と Q_{a2} の値を把握するため、 Q_{a3} を固定して Q_{a1} と Q_{a2} を独立に変化させ、下流側ダムで越流が生じない範囲で限界となる Q_p を試行錯誤的に求めた。 Q_{a1}/Q_{a3} と Q_{a2}/Q_{a3} 、および Q_p/Q_{a3} との関係を図6に示す。これより、 $Q_{a1}=4545(\text{m}^3/\text{s})$ 、 $Q_{a2}=4606(\text{m}^3/\text{s})$ の場合に Q_p/Q_{a3} が最大となることがわかる。しかしながら Q_{a1}/Q_{a3} や Q_{a2}/Q_{a3} が1付近では Q_p/Q_{a3} の値はほぼ同じ値であり、 Q_{a1}/Q_{a3} と Q_{a2}/Q_{a3} の最適値もある程度の条件依存性が予想されるため、簡便さも考慮すると3基の場合においても適切な Q_a の比は1:1:1であると考えられる。

4.おわりに

本研究の結果、複数のダムが直列に配置された流域でカスケード方式を適用する場合、全てのダムの無害放流量を最下流のダムの無害放流量と同じ値としても最適に近い洪水制御効果が期待できることが分かった。なお、本研究では支川からの流入などを考慮していないため、実際の設計においては、それらを考慮した無害放流量の配分が必要になる。

参考文献

1) 押川英夫, 三戸佑夏, 小松利光: 直列配置された流水型ダム群の洪水制御効果, 水利科学, No.332, 2013.