

新潟県五十嵐川の 2004 年 7 月 13 日の洪水流の解析

東京都水道局

正会員

矢島 正崇

早稲田大学大学院理工学研究科

学生会員

脇谷 新

早稲田大学理工学部

フェロー

鮎川 登*

1. はじめに

五十嵐川は大河津分水より下流で信濃川に合流する流域面積 310km²、流路長 39km の信濃川の右支川で、五十嵐川の上流部には笠堀ダムと大谷ダムがあり、洪水を調節している。五十嵐川下流部の河道は図 1 に示すように信濃川合流点より 4.5～6.3km 区間の河幅は 300～400m 程度と広いが、3.3km 地点下流では河幅は 100～150m 程度に狭くなっている。2004 年 7 月 13 日の洪水では下流部で堤防の越水、破堤が生じ、洪水氾濫による水害が発生した。

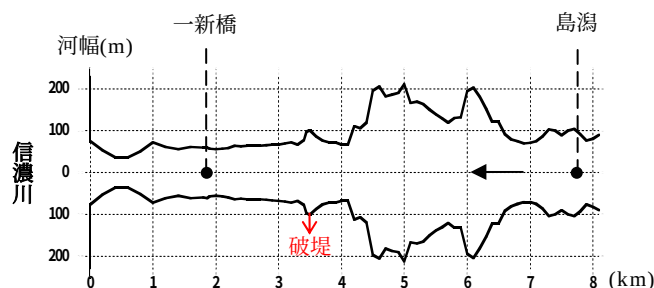


図 1 五十嵐川下流部の河幅の縦断変化

ここでは、2004 年 7 月 13 日の洪水流の解析に基づいて笠堀ダムと大谷ダムの洪水調節効果、河道の平面形状が洪水流に及ぼす影響および破堤が洪水流に及ぼす影響に関して検討した結果について述べる。

2. 洪水流の解析

洪水流の解析は開水路非定常流の支配方程式を用いて行った。

$$\text{連続方程式} \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_\ell = 0 \quad (1)$$

$$\text{運動方程式} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{gn^2 Q^2}{AR^{4/3}} - q_\ell v_{\ell x} = 0 \quad (2)$$

ここで A は流水断面積、 Q は流量、 H は水位、 R は径深、 q_ℓ は河道の単位長さ当りの横流入流量、 $v_{\ell x}$ は横流入水の流速の x 方向(洪水流の流下方向)の成分、 n は Manning の粗度係数、 g は重力の加速度、 t は時間、 x は河道に沿う距離である。式(1)および式(2)を 4 点陰差分法により数値的に解き、水位と流量を求める。

境界条件は上流端では水位あるいは流量を与え、下流端では水位あるいは水位流量曲線を与えた。水位流量曲線は等流の水位流量曲線をもとに定めた。初期条件は不等流計算による各計算断面の水位と流量の計算値を与えた。

堤防の越水流量は $q_\ell = C(H - H_L)^{3/2}$ で与えた。ここで、 H_L は堤防天端高、 C は越流係数で、 $C = 1.0$ とした。破堤部から堤外地への流出流量(氾濫流量)は推定した値を与えた。堤防の越水および破堤部からの流出は河道法線に直角に生ずるとして $v_{\ell x} = 0$ とした。

3. 計算ケース

計算は五十嵐川の下流部を対象とし、五十嵐川が山地から平地に出る地点にある島潟水位観測所(信濃川合流点から 7.7km 地点)を上流端とし、一新橋水位観測所(信濃川合流点から 1.9km 地点)を下流端とする 5.8km 区間とし、計算条件は計算断面間隔は 100m、計算時間間隔は 300sec、Manning の粗度係数は 4.3km 地点より上流は 0.04、下流は 0.03 とした。計算は表 1 に示す 5 つのケースについて行った。

4. ダムの洪水調節効果

ダムで洪水調節をしなかったとする仮想の場合(計算ケース①)と洪水調節をした実際の場合(計算ケース②)の計算結果による最高水位の縦断図(図 2)によると、ダムの洪水調節により五十嵐川下流部の最高水位は 1.3m 程度低下したものと推定される。ダムで洪水調節しなかった場合には 5km 付近から下流ではかなりの堤防越水が生じたものと想定される。

5. 河道貯留による洪水ピーク流量の逡減

ダムで洪水調節をした実際の場合(計算ケース②)の計算結果によるピーク流量の縦断図(図 3)によると、ピーク流量は 7km 地点では $1900\text{m}^3/\text{s}$ であるが、3.3km 地点では $1780\text{m}^3/\text{s}$ に減少する。これは河道貯留によるものと考えられる。

6. 破堤部からの氾濫流量の推定

堤防越水と破堤が生じなかったとする仮想の場合(計算ケース③)の計算による一新橋の流量ハイドログラフと一新橋の水位流量曲線を用いて観測水位ハイドログラフから推定された流量ハイドログラフを比較して示すと、図 4 のようになる。この 2 つの流量ハイドログラフの差として破堤部からの氾濫流量ハイドログラフを推定すると、図 5 のようになり、最大氾濫流量は約 $600\text{m}^3/\text{s}$ に達したものと推定される。

7. 破堤が洪水流に及ぼす影響

堤防越水は考慮し、破堤は考慮しない仮想の場合(計算ケース④)と堤防越水と破堤を考慮する実際の場合(計算ケース⑤)の計算結果による最高水位の縦断図を図 2 に示す。破堤地点(3.4km 地点)より下流では破堤によりピーク流量は約 $600\text{m}^3/\text{s}$ 減少し、最高水位は 80cm 程度低下する。破堤地点より上流ではピーク流量は破堤の影響を殆んど受けないが、最高水位は低下し、水位低下の範囲は 5.7km 地点付近まで及ぶことが推定される。

8. おわりに

本研究の遂行にあたり新潟県のホームページに掲載された資料および河道測量データを使用させていただきました。関係各位に謝意を表します。

表 1 洪水流の計算ケース

計算 ケース	境界条件		堤防越流		破堤	
	上流端	下流端	考慮する	考慮せず	考慮する	考慮せず
①	Q1	H-Q		○		○
②	Q2	H-Q		○		○
③	H	H-Q		○		○
④	H	H-Q	○			○
⑤	H	H	○		○	

Q1：ダムで洪水調節をしなかったとする仮想の場合の流量計算値
Q2：ダムで洪水調節をした実際の場合の流量計算値
H：水位の観測値 H-Q：水位流量曲線(推定値)

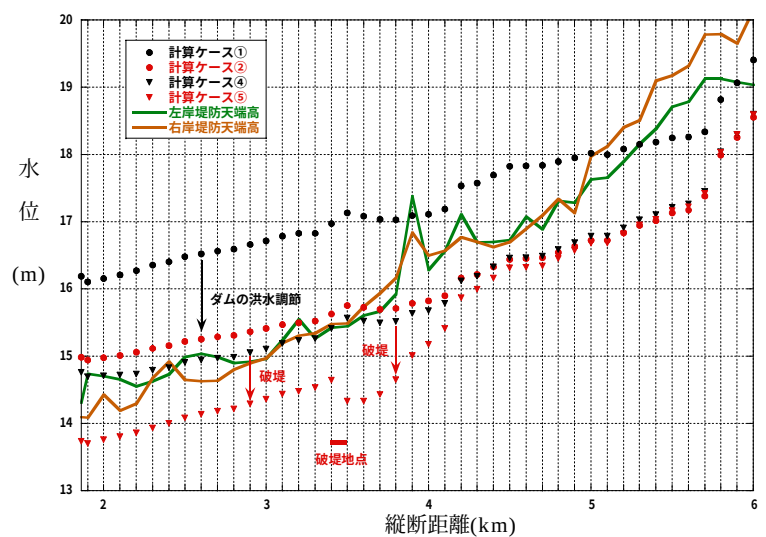


図 2 最高水位の縦断図

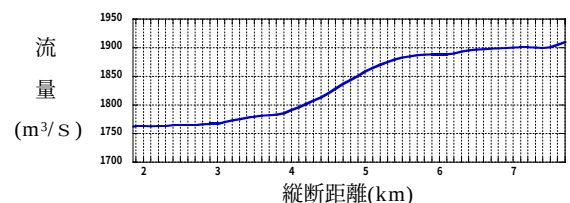


図 3 ピーク流量縦断図

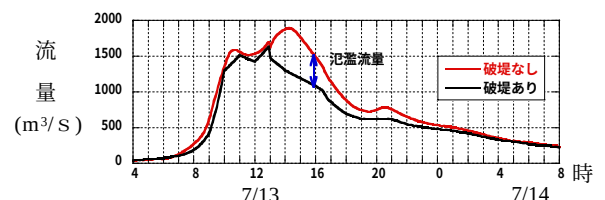


図 4 一新橋の流量ハイドログラフ

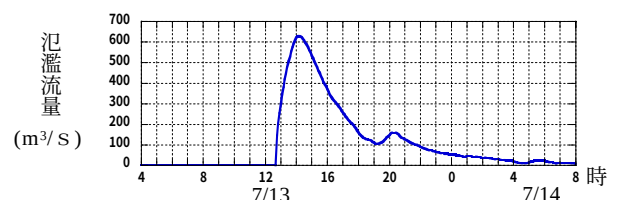


図 5 破堤部からの氾濫流量のハイドログラフ