

平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨における五十嵐川洪水流による堤防・河道被害

超過洪水 堤防洗掘 内岸高水敷洗掘

中央大学大学院 学生会員 ○佐藤海輝
中央大学研究開発機構 正会員 後藤岳久
新潟県河川管理課 岡田一平
中央大学研究開発機構 フェロー 福岡捷二

1. 序論

信濃川の一次支川である五十嵐川は平成 16 年と平成 23 年に大規模な洪水が発生し、平成 16 年 7 月新潟・福島豪雨では、蛇行部内岸側の堤防が破堤した。破堤の要因は、堤防高が周囲と比較してやや低くなっていたことに加え、越流時間が 3 時間以上であることを著者らは示した¹⁾。その後平成 16 年洪水での被災を踏まえ、流下能力向上のために五十嵐川の 0km から 3.9km の区間で築堤や河道整正などの河川改修が実施された。河川改修後に平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨が発生し、破堤は生じなかったものの、図-1 に示すような高水敷と堤防が洗掘され、低水護岸の被害が生じた。大洪水が発生しやすい五十嵐川では、洪水による河道被害を検討することは重要である。

本研究では平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨を対象に、非静水圧準三次元洪水流・河床変動解析法(Q3D-FEBS³⁾)を行い、高水敷洗掘が生じた 1.1km 内岸と堤防侵食が生じた 3.4km の蛇行部における流れ場と河床変動場について河川改修の効果を踏まえて検討を行う。

2. 解析方法・解析条件

図-2 は解析区間を示す。平成 23 年洪水時の堤防天端付近表法面の侵食被害は 3.4km 外岸（右岸）、高水敷・低水護岸被災は 1.1km 内岸（右岸）で発生している。また、平成 16 年洪水時に破堤が生じた場所は 3.3km 内岸（左岸）である。解析区間は箆場(6.8km)から信濃川との合流点(0km)までであり、解析手法は非静水圧準三次元洪水流・河床変動解析法(Q3D-FEBS 法)を用いた。上流端の境界条件に箆場水位観測所の観測水位ハイドログラフを与え、下流端の合流点では水位観測が行われていないため、下流端境界条件は荒町水位観測所と蒲原大堰での観測水位を重み付き平均したハイドログラフを与えている。粒度分布は平成 23 年洪水後に計測された粒度分布を再現するように与えた(図-3)。

3. 解析結果

3.1 水位ハイドログラフ・水面形の実測と解析結果の比較

図-4 は水面形の実測値と解析結果を示し、図-5 は水位ハイドログラフの実測値と解析結果を示す。図-4、図-5 より解析水面形は観測水面形の時間変化をおおむね満たしている。

3.2 3.4km 地点の蛇行部における被害の検討

3.4km 付近では図-6 に示すように右岸堤防天端付近の表法



図-1 平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨時の高水敷・低水護岸洗掘被害(1.1km 右岸)²⁾



図-2 解析区間

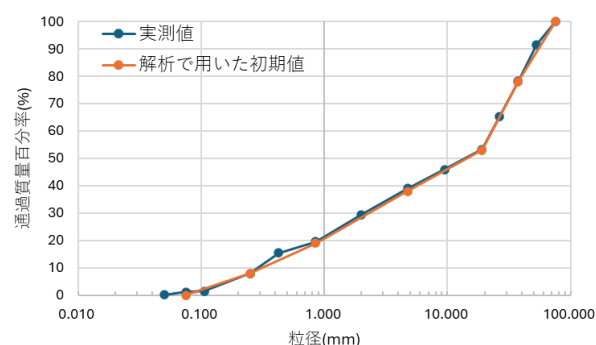


図-3 粒度分布の実測値と解析に用いた河床材料

Study of scour damages to levees and flood-channel bed of the Ikarashi River by the heavy rainfall in Niigata and Fukushima in July 2011

K. Sato
T. Gotoh
I. Okada
S. Fukuoka

Chuo University
Research and Development Initiative, Chuo University
Civil Engineering Department, Niigata Prefecture
Research and Development Initiative, Chuo University

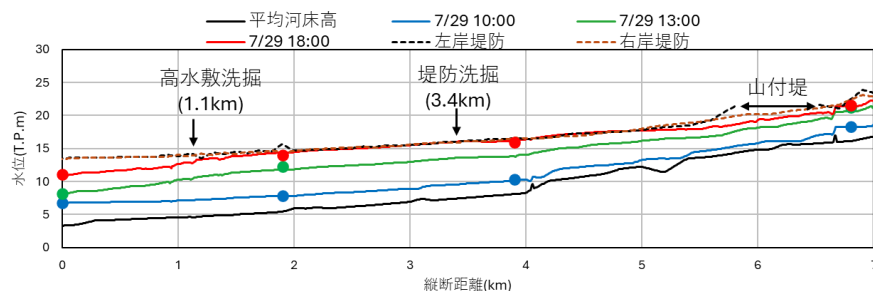


図-4 観測水面形と解析水面形の時間変化

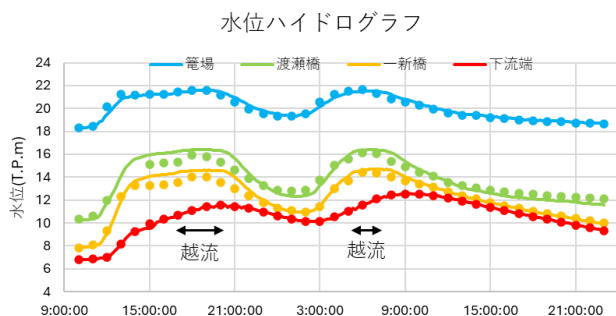
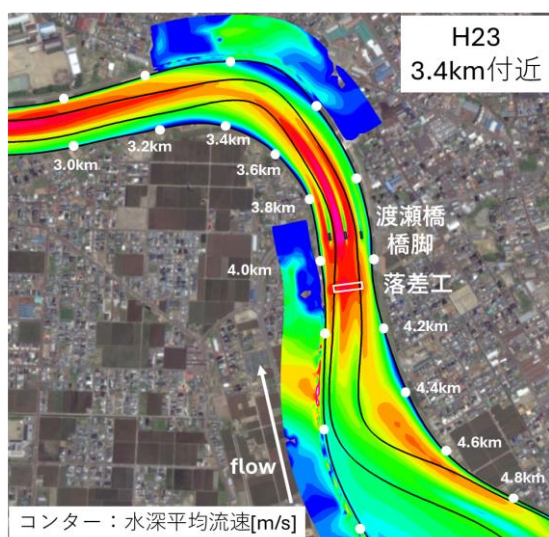


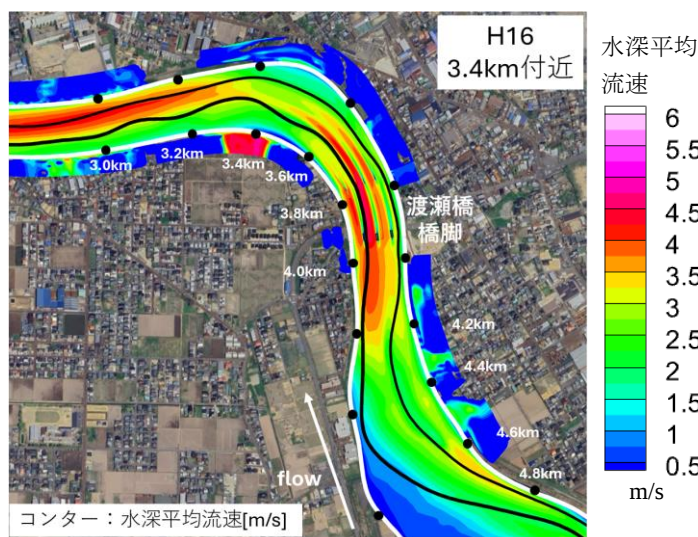
図-5 観測・解析水位ハイドログラフ



図-6 3.4km 外岸における堤防表法面侵食²⁾



(a) 平成 23 年洪水時



(b) 平成 16 年洪水時

図-7 H23, H16 年洪水時における 3.4km 周辺におけるピーク時の水深平均流速の平面分布

面が侵食被害を受けた。3.4km 周辺は河道改修により、左右岸ともに同じ堤防高にかさ上げされた。洪水時の流れの遠心力の影響で内岸と比較して外岸側の水位が高くなり、外岸堤防で越流が生じ、越流水深は約 20cm、越流時間は一山目で 3 時間 40 分、二山目で 2 時間 30 分の合計 6 時間 10 分であった。越流水深は平成 16 年洪水時よりやや小さく、越流時間は約 2 倍であった。

図-7(a)は平成 23 年洪水ピーク時の 3.4km 蛇行部の水深平均流速の平面分布を示している。図-7(a)より、平成 23 年では 4.2km~4.6km の蛇行部において堤防線形と低水路線形の間に位相差があり、高水敷幅が広いと、高水敷の遅い流れが低水路の速い流れと激しく混合し、複断面的蛇行流れが生じている。しかし、蛇行頂部を過ぎた 3.4km では複断面的蛇行流れの影響が消失し、最大流速は河道中央に現れている。堤防侵食が生じた 3.4km 右岸堤防際の水深平均流速は約 2.5m/s であることに加え、越流が生じている。図-8 は 3.4km 地点周辺の河床変動コンター図を示す。3.4km 外岸側是水衝部になっているため、低水路護岸付近は大規模に洗掘され、堤防天端付近の表法面も侵食されている。3.4km 外岸堤防の破堤は生じなかったものの、越流時間が非常に長いことに加え、長時間水衝部になっていることで天端付近の表法面が侵食被災を受けたものと考えられる。

図-7(b)は平成 16 年洪水時における図-7(a)と同じ流量規模の時間の水深平均流速の平面分布を示し、河川改修の効果について分析する。平成 16 年洪水時は平成 23 年洪水時と同様に、4.2km~4.6km 蛇行部の複断面的蛇行流れの影響で、

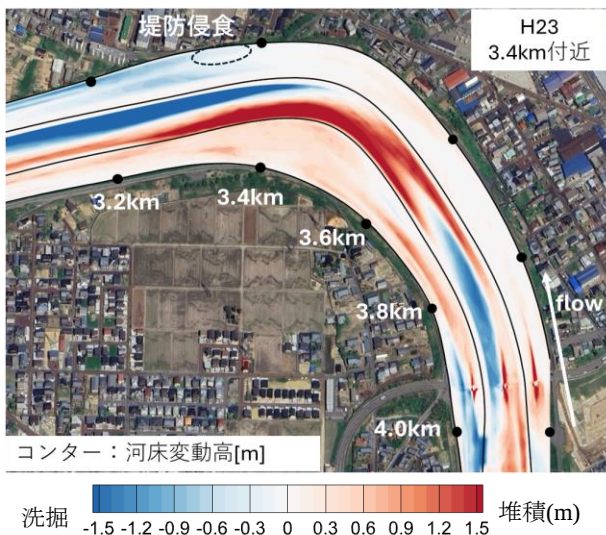


図-8 3.4km 周辺における河床変動コンター図

3.4km 付近まで左岸高水敷上に最大流速が徐々に寄っている。しかし、平成 23 年洪水時は河川改修により、渡瀬橋上流(4.1km 付近)に落差工が設置されたことで、主流が河道中央に寄せられ、平成 23 年洪水時は 3.6km~4.0km 蛇行部内岸側の流速はやや遅くなっている。堤防高が高くなり、越流が生じなかったことと、落差工により内岸流速が遅くなったことで、3.4km 付近の内岸で被害が生じなかったと考えられる。

3.3 1.1km 地点の高水敷・低水護岸洗掘被害の検討

図-9 は河川改修前後の 1.1km 断面とピーク時の水位・全エネルギー水頭面を示す。1.1km 右岸の堤内地は自然堤防帯になっていることから、河川改修前は右岸堤防が存在しなかった。平成 16 年洪水時には右岸から堤内地へ流れが生じたが、流出した水の多くは河道から約 200m 離れた位置の自然堤防帯を超えず、右岸の浸水域はその範囲に限られた⁵⁾。河道付近では浸水深が 1m を超える場所もあったが、多くの場所では 0~50cm の浸水深であり、その流れはその下流で五十嵐川に戻っている。現在の解析範囲は実績の浸水域よりやや狭く、自然堤防帯を十分取り込んでいないため、これらを考慮した解析を行うことが課題である。平成 23 年洪水時には、右岸堤防が築堤されたこと、単断面的に改修されたことにより流下能力が向上し、越流は生じなかった。

図-10 は 1.1km 周辺における水深平均流速の平面分布を示す。上流の複断面的蛇行流れの影響によって、1.1km 地点も内岸側に最大流速が寄っており、増水期の早い時間帯から蛇行部内岸の低水護岸付近で流速が増大し、ピーク時には高速流が内岸側に流れている。ピーク時の内岸高水敷上の水深平均流速は約 5m/s で、この流れ場が約 5 時間続いている。高水敷・低水護岸上に高速流が長時間発生したことが高水敷洗掘の原因になったと考えられる。

図-11 は平成 23 年洪水時と平成 16 年洪水ピーク時における全エネルギー水頭の平面分布の比較を示す。全エネルギー水頭の平面分布はエネルギー水頭の時空間分布を底面から水面まで積分することで求められる⁶⁾。

図-9、11 より平成 16 年洪水時は右岸堤防が存在しなかったため、右岸から流出し、浸水被害が生じたが、平成 23 年洪水時は築堤されたため、解析上も越流は生じなかった。しかし堤防高が高くなったため、平成 16 年洪水時と比較して、河道内の水位と水深平均流速が上昇し、水位と流速の上昇により、平成 23 年洪水時の全エネルギー水頭は平成 16 年洪水時と比較して約 40cm 高くなっており、全エネルギー水頭の最大値は堤防高を超えている。

図-12 に 1.1km における河床変動コンター図を示す。解析では右岸高水敷上の橋脚付近が最も洗掘された場所であり、

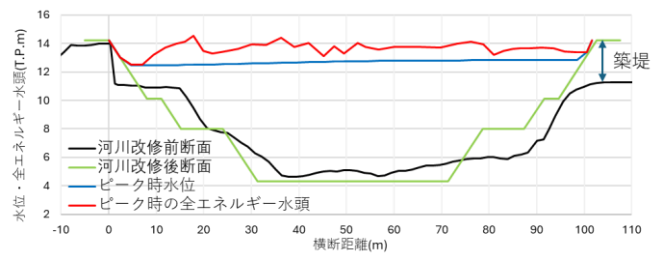
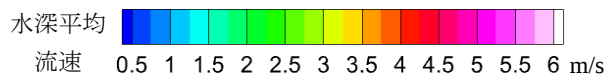
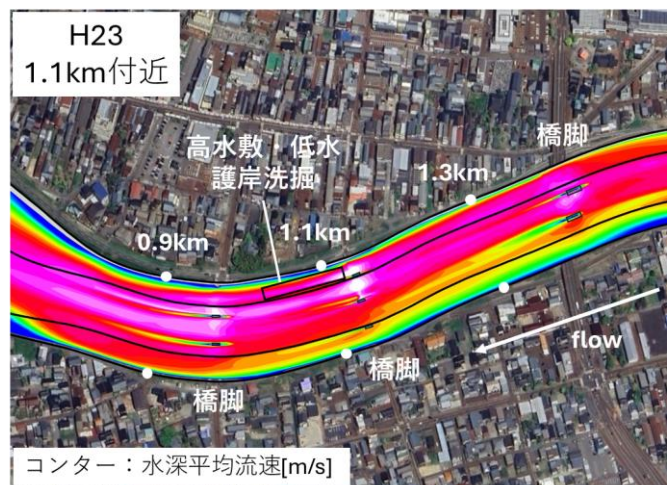


図-9 河川改修前後の 1.1km 横断形状と平成 23 年洪水ピーク時における水位・全エネルギー水頭面



(a) 全体図



(b) 拡大図

図-10 1.1km 地点における洪水ピーク時の水深平均流速分布

約 1m の洗掘が生じた。その下流では 60cm から 80cm の洗掘が 60m 程度続いており、高水敷・低水護岸が洗掘された場所と一致する。築堤により、河道内の流速や水深が上昇し、内岸高水敷上に高流速が発生し、全エネルギー水頭が大きい状態が、長時間続いたことによって、高水敷・低水護岸が洗掘され、被害が生じたものと考えられる。

4. 結論と課題

本研究では平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨を対象に、洪水流・河床変動解析を行い、3.4km の蛇行部における堤防洗掘と 1.1km 内岸の高水敷・低水護岸の洗掘について分析した。以下に得られた結論を示す。

3.4km 外岸で破堤は生じなかったが、合計 6 時間 10 分越流が生じ、さらに長時間水衝部となっていたことで、堤防天端付近の表法面が洗掘され、堤防が危険な状態にさらされていた。

3.4km 内岸は、堤防高のかさ上げにより、越流は生じなかった。それに加え、渡瀬橋上流の落差工設置により、主流が河道中央部に寄せられたことで、平成 16 年洪水時と比較して内岸堤防際の流速が低減された。

1.1km 地点は河川改修により、右岸堤防が築堤されたため、平成 16 年洪水時と比較して、平成 23 年洪水時は流速・水深が上昇し、全エネルギー水頭が増加し、全エネルギー水頭の最大値は堤防高より高くなっていた。高水敷上の全エネルギー水頭が大きい状態が長時間続いたため、内岸高水敷・低水護岸で大規模な洗掘被害が生じた。

参考文献

- 1) 佐藤海輝，後藤岳久，酒井公生，岡田一平，福岡捷二：平成 16 年信濃川洪水による五十嵐川の内岸堤防・内岸高水敷被災機構の検討，河川技術論文集，第 30 巻，pp.95-100,2024
- 2) 平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨対策検討委員会：平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨対策検討委員会資料，新潟県，2011.
- 3) 竹村吉晴，福岡捷二：波状跳水・完全跳水及びその減勢区間における境界面（水面・底面）上の流れの方程式を用いた非静水压準三次元解析（Q3D-FEBS），土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.75，No.1，pp.61-80,2019.
- 4) 福岡捷二：洪水の水理と河道の設計法，森北出版，2005.
- 5) 7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会：7.13 新潟福島豪雨洪水災害調査委員会 報告書，新潟県，2005.
- 6) 福岡捷二，加藤宏季：超過洪水流の時空間三次元エネルギー分布に基づく河道計画・設計法，河川技術論文集，第 30 巻，pp.411-416,2024.

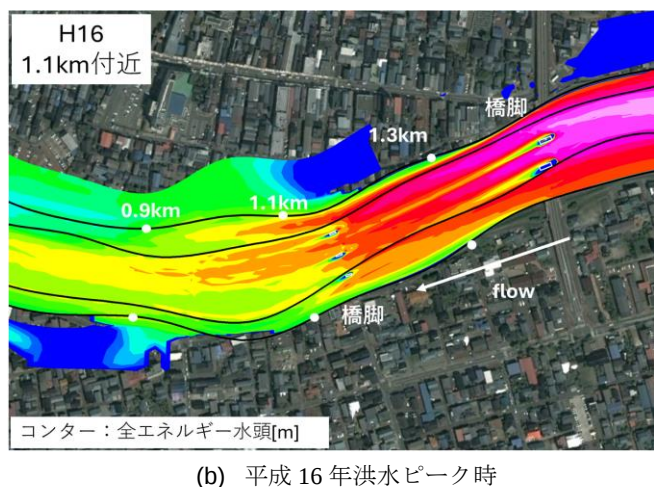
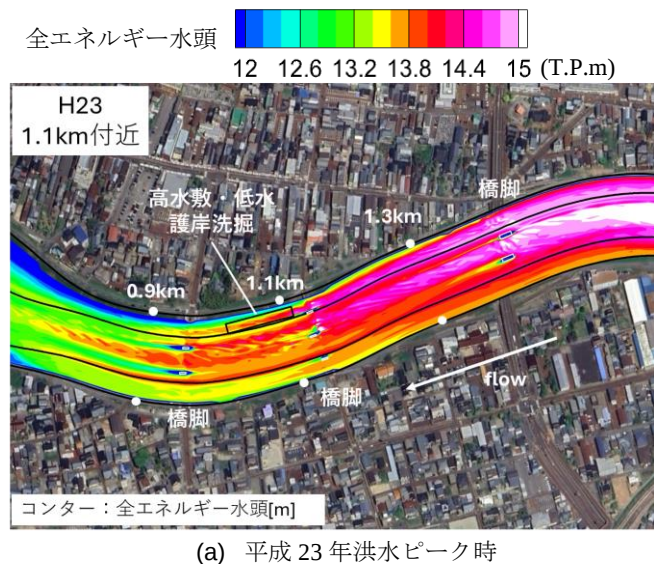


図-11 平成 23 年，平成 16 年洪水時の 1.1km 地点における全エネルギー水頭の平面分布

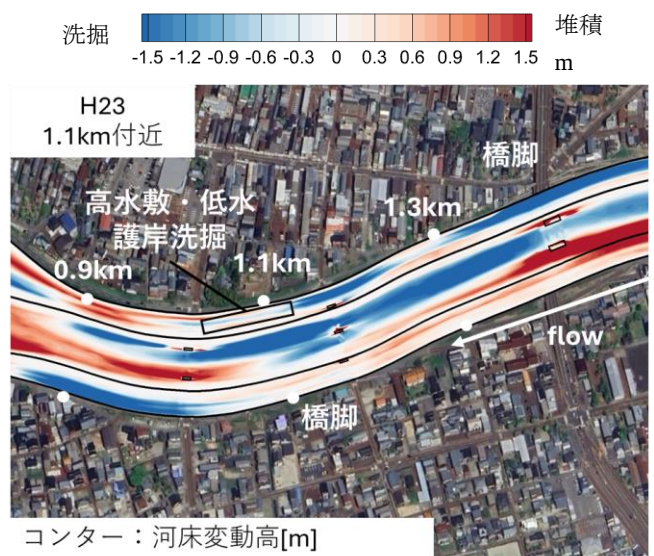


図-12 平成 23 年洪水時の 1.1km における河床変動コンター図