

数値シミュレーションによる江戸時代後期の黒部川扇状地震堤システムの洪水調節機能の評価

妹尾 泰史¹・石川 忠晴²

¹ 正会員 (株)東京建設コンサルタント 東京本社河川計画本部 (〒170-0004 東京都豊島区北大塚 1-15-6)
E-mail:senoo-h@tokencon.co.jp

² フェロー会員 東京工業大学 名誉教授 (〒251-0035 神奈川県藤沢市片瀬海岸 2-4-15)
E-mail: workishikawa0612@yahoo.co.jp

江戸時代に各地に造られた霞堤は氾濫を前提として水害軽減を図るもので、今後の超過洪水対策で参考になる可能性がある。本研究では急勾配扇状地の黒部川に設けられた霞堤の水利機能を数値計算により検討した。計算地形は GIS データと 20 世紀初頭および中葉の各種データを複合的に用いて作成した。また 19 世紀の氾濫頻度と最近の流量統計から河道容量を $2,700\text{m}^3/\text{s}$ 程度と推算し、ピーク流量(Q_p)が $3,000, 4,000, 5,000\text{m}^3/\text{s}$ の洪水波形を用意した。 $Q_p=3,000\text{m}^3/\text{s}$ での計算結果は 1934 年の同規模出水の氾濫分布をよく再現した。大きな Q_p での洪水での結果は、氾濫流を河道沿いの狭い地帯に制限し農村が広く分布する扇状地東部への氾濫流拡散を抑えるよう霞堤が設計されていたことを示唆した。

Key Words: Kasumi levee system , flood risk management, extraordinary flood

1. はじめに

堤防の規模が小さかった江戸時代には、ある程度の洪水氾濫を想定した不連続な堤防システムが各地で建設された。現在ではそれらを霞堤と総称している¹⁾。霞堤の機能は、控堤による水衝作用の分散、遊水による洪水ピークの平滑化、減水期における氾濫水の河道還元などであると考えられる。大熊²⁾は、急流河川では氾濫水の速やかな河道還元が、緩流河川では遊水効果による下流部への洪水負荷低減が主体であるとしている。

地方分権であった江戸時代には、氾濫原の条件に基づき経験的に水害を軽減する工夫が個々の河川で講じられていたと考えられる。実際、霞堤の配置や形状は地形条件や土地利用条件によりさまざまであり、また一つの河川においても縦断的に変化していることが多い。しかしその水利効果については十分議論されていない。

ところで、近年の全地球的気候変動により超過洪水の頻度増加が懸念されており³⁾。ある程度の溢水氾濫を想定した治水対策の必要性も論じられている。その際、治水安全度の低かった時代の洪水対策が、氾濫現象の制御という観点から参考になる可能性がある。

本研究では、富山県を流れる黒部川の扇状地部における江戸時代後期の霞堤の機能について、数値シミュレーションにより検討した。黒部川の河道は 19 世紀中盤に霞

堤により固定され、その堤防システムは 20 世紀前半まで存続していた。実際、オランダ人技師ヨハネス・デ・レーケは 1890 年代の堤防法線を図化し⁴⁾、霞堤の改良と強化について提案している。また 1934 年出水における霞堤からの氾濫の様子は寺村⁵⁾により整理されている。本研究では、これらの資料をもとに計算モデルを構築し、江戸時代後期の霞堤による黒部川治水について考察した。

2. 研究対象領域の概要

図-1(a)に黒部川流域図⁶⁾を、図-1(b)に扇状地上の霞堤の配置を示す。黒部川は立山連峰鷲羽岳(標高 2,924m)を水源とし、黒部峡谷を流れ下り富山湾に流入する幹川流路延長 85km、流域面積 667km^2 の一級河川である。最下流部では半径 13km、頂角 60° 、平均勾配 1/100 の広大な扇状地を形成している。往古は黒部四十八瀬と呼ばれたように多数の派川に分かれていたが、1828 年の出水以降に霞堤等により現在の流路に固定された⁷⁾。

黒部川の霞堤の配置は均一ではなく、図-1(b)に赤字で示すように控堤長さや開口部幅が場所により異なっている。これらは、集落や資産等の分布および重要度を考慮し、過去の氾濫の観察結果に基づき経験的に決定されたものと思われる。

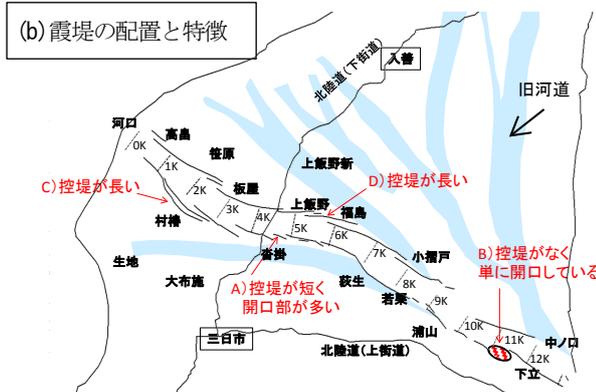
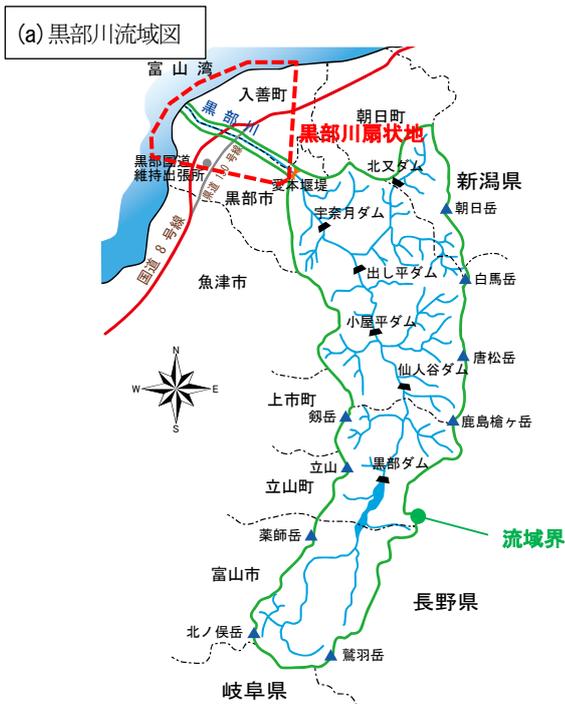


図-1 黒部川流域と黒部川扇状地

黒部川災害誌年表⁸⁾によると、現在の流路となつてからデ・レーケによる霞堤改良までの期間において流域の被害が確認できる水害は10回生じ、概ね7年に一回であった。一方「黒部川水系河川整備基本方針-基本高水に関する資料」⁹⁾に掲載される年最大流量の確率プロットを図-2に示す。扇状地より上流は深い峡谷であり、ダム建造以外の地形的改変はほとんどない。そこで、上流域の流出特性には変化がないと仮定し、ダム戻し流量から長期間の洪水発生頻度を推定したところ、1/7の発生確率に対応する洪水流量は約2,700m³/sになった。なお黒部川災害誌年表⁸⁾に記載された被災集落名は左岸側に多く、また前述した1934年出水の氾濫も左岸側で発生したことから、左岸側で水害が生じやすかったと思われる。

3. 数値シミュレーションモデル

三角形非構造格子浅水流モデルにおいて堤防越流を本間公式¹¹⁾で表現した赤穂らのモデル^{12),13)}を用いた。

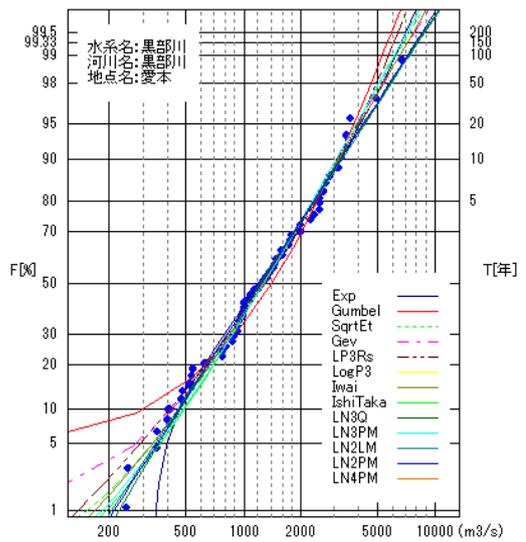


図-2 愛本地点におけるダム戻し流量確率図^{9), 10)}

$$h_2 / h_1 < 2/3 : Q = 0.35h_1 B \sqrt{2gh_1} \quad (1a)$$

$$h_2 / h_1 \geq 2/3 : Q = 0.91h_2 B \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (1b)$$

式(1a)は完全越流、式(1b)は不完全越流を表し、 Q は越流量、 h_1 と h_2 は堤防天端水深、 B は越流の生じているメッシュの長さである。詳細は赤穂らの研究¹²⁾を参照願いたい。

三角形格子は、海岸線および霞堤位置を基準としてソフトウェア ANSYS により生成した。計算格子スケールは、河川とその周辺域については一辺 20m 程度、氾濫原は 200m 程度とした。全格子点数は 71,384 個となった。

4. シミュレーション条件

(1) 氾濫原の地盤高

氾濫原の地盤高についてはレーザー測量 5m メッシュデータ¹⁴⁾を用いた。ただし、現在の堤防や鉄道、道路などは周辺地盤高からの内挿により除去した。また三日市から渡河し入善を通る北陸道下街道および三日市から愛本狭窄部を通り泊に至る上街道は線盛土(堤防と同じ扱い)としてモデル化し、現況の農道の比高を参考に、周辺地盤より 0.6m 高く設定した。氾濫原の粗度係数は、陸域を 0.06、海域を 0.025 とした¹⁵⁾。

(2) 河道地形

黒部川は上流からの土砂供給量が大きく、また多列砂州が発達し河床は洪水ごとにより変化していた可能性が高いため河床形状を特定することは困難である。一方 1970 年以降はダムの影響と砂利採取のために河床低下が著しくなった。そこで、それらの影響が小さかったと思われる 1963 年の平均河床縦断面図¹⁶⁾に基づき、横断的に平坦な河道形状とした。図-3に示すように、7km よ

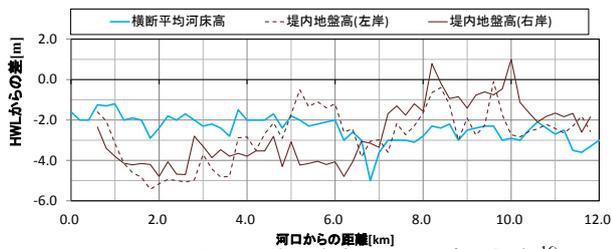


図-3 1963年の平均河床高および堤内地盤高¹⁶⁾

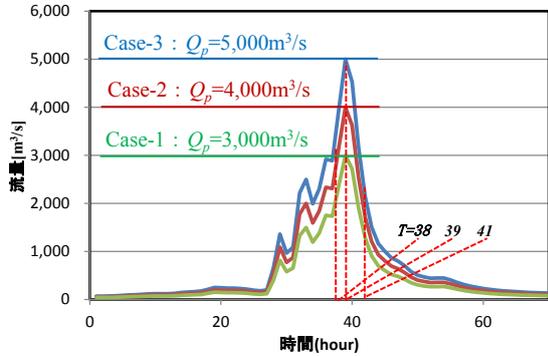


図-4 流量波形(1969年8月洪水波形を縮小)

り上流の右岸堤内地盤は堤外地盤より高いのに対し、左岸堤内地盤は9km付近より上流で堤外地盤とほぼ等しくなっている。図-1(b)に示した平面図と比較すると左岸霞堤のこの部分は開口部となっている。このことから、洪水流が左岸に溢水しやすいよう堤防が設計されていた可能性がある。また河口より5kmから下流の河床は堤外地盤よりも高かった。なお河道粗度係数には文献¹⁷⁾に示されている縦断分布 ($n=0.036\sim 0.04$) を与えた。

(3) 堤防高

デ・レーケの測量図⁴⁾によると堤防天端高は隣接堤内地盤から3mのオーダーであった。そこで本研究では、堤防天端高を堤内地盤から一律3mの高さに設定した。また霞堤法線の平面位置はデ・レーケの測量図をLPデータに重ね合わせて設定した。

(4) 流量条件

前述のように、江戸時代から明治時代にかけての黒部川河道容量(無害流量)は $2,700\text{m}^3/\text{s}$ 程度であったと考えられる。そこで本研究では $3,000\text{m}^3/\text{s}$ (Case-1)、 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ (Case-2)、 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ (Case-3)をピーク流量(Q_p)とする洪水波形を、黒部川河川整備基本方針において基本高水算定に用いられた1969年8月洪水波形をもとに設定した(図-4)。なお、下流端(海域)水位条件は、平均潮位相当のT.P.0.23mとした。

5. 氾濫計算結果

(1) Case-1における氾濫特性

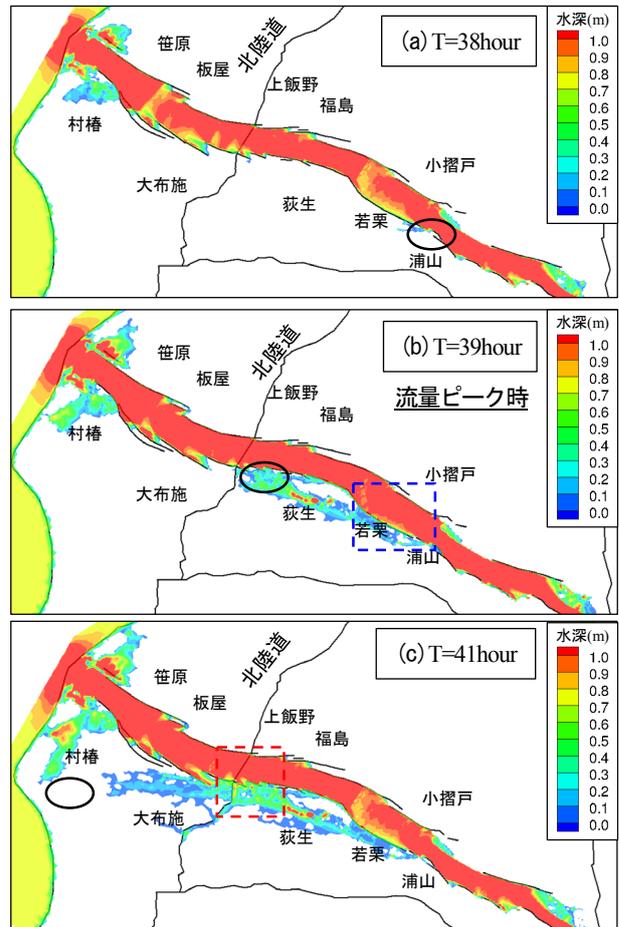


図-5 Case-1($Q_p=3,000\text{m}^3/\text{s}$)の浸水深分布

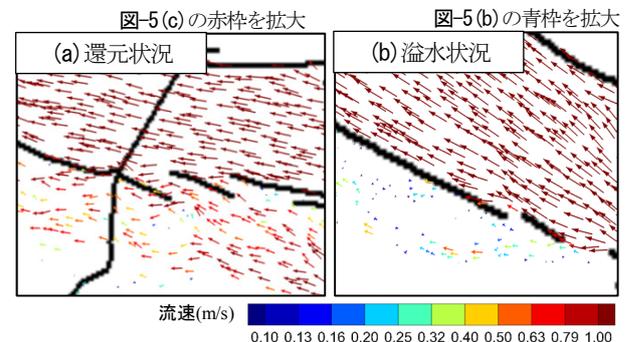


図-6 溢水と還元流速ベクトル

Case-1($Q_p=3,000\text{m}^3/\text{s}$)について、図-4に赤破線で示す3時点での氾濫水深の分布を図-5(a), (b), (c)に示す。氾濫は最下流部の無堤地区においても生じているが、ここには集落等は存在していなかった。上流部の氾濫は(a) T=38 hourに左岸浦山地区付近の霞堤開口部から始まり、左岸堤防の裏側に沿って流下している。(b) T=39 hourに北陸道下街道付近の霞堤開口部に到達すると、そこから氾濫流の一部が河道に還元している。この部分で氾濫流が河道に戻る状況を図-6に流速ベクトルで示す。河道に還元しなかった氾濫水は北陸道を越え、(c) T=41 hourには村椿付近に達している。

寺村⁵⁾は1934・1952・1969年洪水における氾濫流の流路を整理しており、そのうち昭和9年洪水はピーク流量が約 $3,000\text{m}^3/\text{s}$ でありCase-1とほぼ同程度の規模であっ

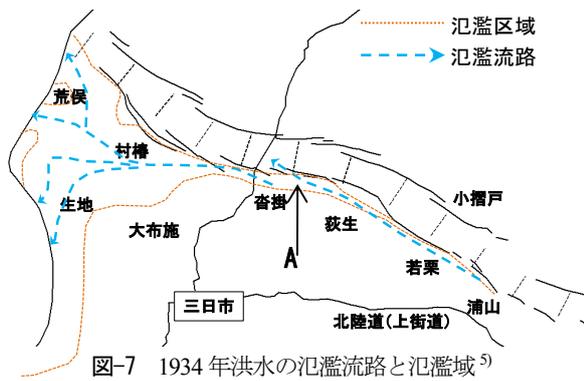


図-7 1934年洪水の氾濫流路と氾濫域⁵⁾

た。そこで同論文に記載されている図面をトレースして図-7に示す。これによれば、氾濫は左岸浦山付近から始まり、本川左岸堤防の裏側を流下する点や、同図にAと記入した開口部から河道に戻る流れが存在している点など、本シミュレーション結果と概ね一致している。ただし、当該洪水では浦山地先で破堤が生じていることから、実際の氾濫水量は数値シミュレーション結果よりも大きかった可能性がある。実際、図-7の氾濫区域は次に示すCase-3 ($Q_p=5,000\text{m}^3/\text{s}$)により近い。

(2) 超過洪水における氾濫特性

Case-2 ($Q_p=4,000\text{m}^3/\text{s}$)と Case-3 ($Q_p=5,000\text{m}^3/\text{s}$)は当時の河道容量を大幅に超えた洪水である、そこでCase-1を含めた3ケースにおける最大水深分布を図-8に示し、超過洪水に対する氾濫流の応答を調べた。洪水規模が増大しても、氾濫面積は多少増加するものの流況に大きな変化は生じていない。

図-1(b)に示したように、黒部川の河道は江戸時代後期に扇状地の西寄りに固定されたが、海岸部への地形勾配は扇状地東側の方が急であり、そちらへ氾濫すると宿場町である入善、泊方向に水害が生じやすい。そこで上流左岸の浦山地区の不連続堤から意図的に氾濫させたのではないかと考えられる。また、図-8(c)に示すA地点の霞堤は開口部が広く、Case-3のような大規模な洪水時に貯留している様子がわかる。

(3) 霞堤長さに関する機能評価

図-9に赤で示す地点では本堤と控堤の重複度が他の部分より大きい。その設計の意図を調べるために、赤の部分削除した霞堤形状において $Q_p=3,000\text{m}^3/\text{s}$ の下で氾濫流の挙動を調べた。ただし図-5で示したように、河道横断形状を平滑化した条件においては、当該部分で大きな流れは生じていなかった。そこで便宜的ではあるが河床を均一に上昇させ意図的に溢水を生じさせ、氾濫水の挙動を調べた。上昇量は以下の考えのもとに定めた。

洪水時の黒部川には黒部峡谷から大量の土砂が輸送されるので、上流にダムや砂防施設がなく、また扇状地で河道掘削が行われていなかった江戸時代には、洪水

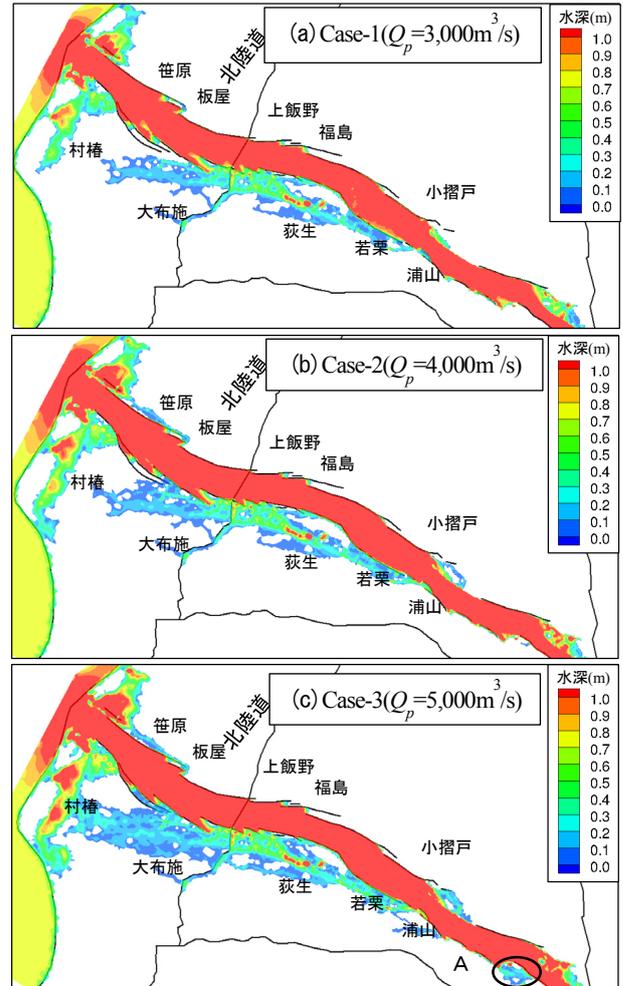


図-8 最大浸水深分布

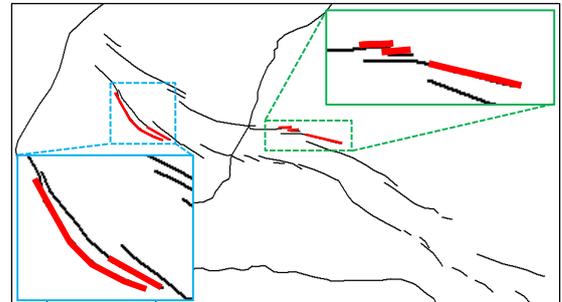


図-9 霞堤の短縮箇所と拡大図(赤線部分)

のたびに砂州の移動・侵食・堆積により河床地形は大きく変形していたと考えられ、本研究で設定している横断方向に一律に固定した地形条件より氾濫が生じやすかったと思われる。そこで現在の河床地形について、横断側線ごとに平均河床高からの標準偏差を算出すると概ね1m程度であったので、便宜的に計算上の河床高を1m上昇させて氾濫計算を行ってみた。

図-10(a)と(b)に控堤長さの異なる場合の最大氾濫浸水深を比較する。(a)基本設定においては、右岸A地点から氾濫した流水がB地点の開口部から河道に戻るために、下流部の板屋・笹原といった集落は浸水しない。一方、(b)控堤を短くした場合は、開口部からの氾濫水の河道還元が少ないために両集落は水没している。

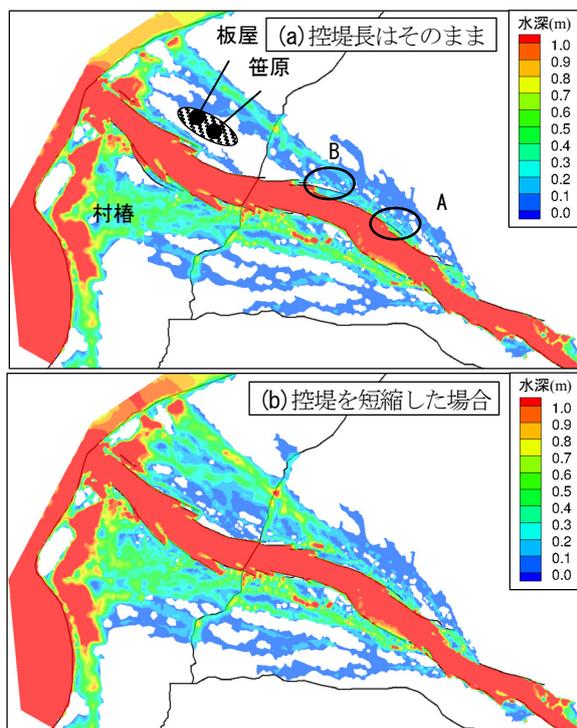


図-10 平均河床+1.0mとした場合の最大浸水深($Q_p=3,000\text{m}^3/\text{s}$)

図-11に流速ベクトルを示すが、控堤Cが長い場合にはかなりの水量が河道に還元されるが、短い場合には高速流が下流に向かって直進することがわかる。当該地点は河道湾曲部の外岸側に位置していることから、控堤Cを延長して扇状地を直進する流れを生じないようにしたものと思われる。一般に、集落は自然堤防上など治水安全度が高い微高地に発展してきたと考えられるが¹⁸⁾、黒部扇状地のような急勾配地形では高速流に直撃された場合には危険性が高い。そこで河道還元により氾濫流の流速を減じるように、経験的に控堤を長く設定していたのではないかと考えられる。

なお $Q_p=4,000\text{ m}^3/\text{s}$ と $5,000\text{m}^3/\text{s}$ の場合も同様に計算したところ、流れの基本的特徴は $3,000\text{m}^3/\text{s}$ と同じであった。 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ では控堤長がそのままの場合でも右岸側の板屋、笹原部落は若干冠水したが、水深は10cm以下であった。このことから、右岸側の控堤の氾濫水制御はかなり大きな出水においても有効であったと考えられる。

一方で、下流部左岸の控堤の長さ変化に対する氾濫流の応答変化は必ずしも明確でない。基本設定の場合の方が氾濫面積が多少減少しているものの、村椿地区などの集落への氾濫回避には至っていない。左岸側の控堤の設計意図については今後の検討課題としたい。

6. おわりに

本研究では、浅水流モデルに基づく氾濫計算により、江戸時代の黒部川扇状地における霞堤の水利的機能を考

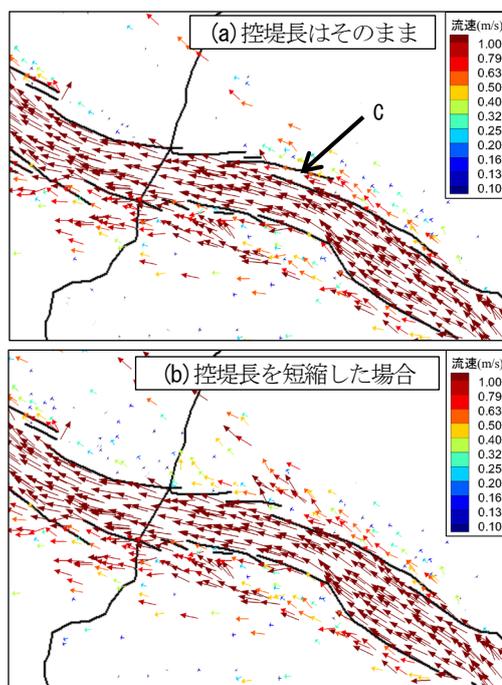


図-11 氾濫水の挙動(流速ベクトル)

察した。その結果から推察される霞堤設計者の意図は以下のようにまとめられる。

黒部川は江戸時代後期に扇状地の西寄りの位置に固定化されたが、海岸線までの平均勾配は扇状地東側の方が急であるため、治水担当者は黒部川右岸(東側)への氾濫を懸念していたと思われる。江戸時代後期の黒部川河道の無害流量は $2,700\text{m}^3/\text{s}$ 程度であったと考えられ、霞堤システムが残されていた1934年の $3,000\text{m}^3/\text{s}$ 規模の出水では上流左岸の霞堤開口部から氾濫していた。また本研究で行った $4,000\text{m}^3/\text{s}$ および $5,000\text{m}^3/\text{s}$ 規模の出水における氾濫も同様の傾向であった。以上のことから、黒部川の治水担当者は超過洪水を左岸側に導くよう上流部の霞堤を設計していた可能性がある。ただし氾濫した洪水は中流部で河道に還元されるよう霞堤開口部が設けられていたと考えられる。また右岸にも氾濫するように河床を上昇させた数値計算からは、右岸に氾濫した洪水が河道に戻りやすいよう控堤長さを巧みに調節していた可能性が示された。

現代の治水計画は計画規模内の出水を安全に流下させる河道設計論が主体であり、超過洪水における堤内での氾濫流制御は具体的には考えられていない。河道設計だけであれば一律な技術基準が適用可能だろうが、氾濫流制御となると各流域の地形・土地利用および既存施設の機能を考慮した広範な行政対応を含む治水施策が立案されねばならない。つまり狭義の技術の範疇に収まらず、社会的技術としてのイメージの構築と、その中での水利技術の位置づけが必要となるであろう^{19),20)}。その意味で、本論文で検討した江戸時代の治水計画の水利的理理解の集積が役立つ可能性があると考えられる。

以上の考察は数値計算の結果にもとづいているが、河道内地形や流量規模に関する計算上の仮定も多い。したがって、数値計算から得られる景色と、江戸時代の技術者が見ていた景色の共通性については更に検討が必要である。また大熊²⁾が指摘しているように、「霞堤」という言葉で括られる施設にはいくつかのタイプがあり、また本研究で示したように一つの河川においても左右岸や上下流で堤防形状は変化している。今後は他の河川の事例についても同様の検討を行い、江戸時代における治水手法の共通性と地域性を調べたいと考えている。

参考文献

- 1) 寺村淳, 大熊孝: 北陸扇状地河川における霞堤の変遷とその役割に関する研究, 土木史研究論文集, Vol.24, pp.161-171, 2005.
- 2) 大熊孝: 霞堤の機能と語源に関する考察, 第7回日本土木史研究発表会論文集, pp.259-266, 1987.
- 3) 社会資本整備審議会河川分科会気候変動に適応した治水対策検討小委員会: 水災害分野における気候変動適応策のあり方について～災害リスク情報と危機感を共有し、減災に取り組む社会へ～答申, 2015.
- 4) 富山県: 黒部川実測平面図, 1894.
- 5) 寺村淳: 黒部川における洪水発生時の霞堤の機能実績に関する研究, 土木史研究講演集, Vol.28, pp.119-124, 2008.
- 6) 国土交通省北陸地方整備局黒部河川事務所: 河川事業, <http://www.hrr.mlit.go.jp/kurobe/jigyo/kasen/index.html>
- 7) 建設省北陸地方建設局黒部工事事務所: 黒部川のあゆみ, p.120, 1977.
- 8) 建設省北陸地方建設局黒部工事事務所: 黒部川のあゆみ, pp.104-111, 1977.
- 9) 国土交通省河川局: 基本高水に関する資料, 黒部川水系河川整備基本方針, 2006.
- 10) 一般財団法人国土技術研究センター, 水文統計ユーティリティVer. 1.5, 2006.
- 11) 本間仁: 低溢流堰堤の越流係数, 土木学会誌, 第26巻, 9号, pp.849-862, 1940.
- 12) 赤穂良輔, 石川忠晴, 畠山峻一, 小島崇, 都丸真人, 中村恭志: 岩手県釜石市街地における2011年東北地方太平洋沖地震津波の氾濫解析, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.71, No.1, pp.16-27, 2015.
- 13) R. Akoh, T. Ishikawa, T. Kojima, M. Tamaru, and S. Maeno: High-resolution modeling of tsunami run-up flooding: a case study of flooding in Kamaishi city, Japan, induced by the 2011 Tohoku tsunami, Nat. hazards Earth Syst. Sci., 17, pp.1871-1883, 2017.
- 14) 国土地理院: 基盤地図情報数値標高モデル(5mメッシュ), <https://fgd.gsi.go.jp/download/menu.php>
- 15) 国土交通省水管理・国土保全局, 国土技術政策総合研究所河川研究部: 浸水想定区域図作成マニュアル(第4版), 2015.
- 16) 国土交通省河川局: 土砂管理等に関する資料, 黒部川水系河川整備基本方針, 2006.
- 17) 国土交通省北陸地方整備局黒部河川事務所: 第3回黒部川河道検討会資料, <http://www.hrr.mlit.go.jp/kurobe/jigyo/kasen/torikumi/kadou03.pdf>, 2014.
- 18) 竹内常行: 黒部川扇状地の集落形態に関する二三の考察, 地理学評論, Vol.8, pp.96-109, 1932.
- 19) 石川忠晴, 赤穂良輔: 数値シミュレーションによる江戸期百間川放水路の洪水調節機能の評価, 土木学会論文集 B1(水工学), 72(4), pp.I_343 -I_348, 2016.
- 20) 石川忠晴, 赤穂良輔, 小林裕貴: 数値シミュレーションによる日本堤システムの洪水調節機能の評価, 土木学会論文集 B1(水工学), 73(4), pp.I_1387 -I_1392, 2017.

(2017. 9. 29 受付)

Estimation of flood control function of Kasumi Levee System on the Kurobe Alluvial Fan in the Edo Era by numerical flow simulation

Hiroshi SENOO and Tadaharu ISHIKAWA

In the Edo Era, discontinuous dike system called “kasumi levee system” herein was built in many places. The strategy to reduce flood disaster by presuming some amount of inundation might be still relevant for flood risk management against extraordinary flood even at present. In this study, the hydraulic function of kasumi levee system constructed along the Kurobe River flowing on a wide steep-slope alluvial fan was investigated by numerical flow simulation. Due to the absence of elevation data in Edo Era, topography was assumed compositely using the recent GIS data, the channel section data in the mid-20th century and an embankment line map drawn at the beginning of 20th century. River channel capacity was estimated as 2,700 m³/s based on the flood frequency recorded in the 19th century and the statistics of recent annual maximum discharge. Three hydrographs with peak discharge (Q_p) of 3,000, 4,000 and 5,000 m³/s were prepared. Computation results for $Q_p = 3,000$ m³/s successfully reproduced the inundation distribution caused by the same scale flood in 1934. Results for larger scale floods suggested that the flood control strategy in Edo Era was to confine inundating flows in narrow belt along the river channel with detailed levee arrangement, especially to prevent flood water from diverging to the east alluvial fan where farming villages were widely distributed.