

流水型遊水地の適用と効果に関する試算 ～雄物川上流域の閉鎖性氾濫原を対象として～

石川 忠晴¹・河内 敦²

¹正会員 工博 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 (Corresponding Author)

²正会員 工博 (株)東京建設コンサルタント 環境防災研究所 (〒170-0004 東京都豊島区北大塚 1-15-6)
E-mail: kawachi-a@tokencon.co.jp

気候変動による超過洪水増加の懸念から、水系の遊水機能を保全・増加する必要性が高まっている。一方、上流域に多くみられる閉鎖性氾濫原は主に水田として利用され、集落は旧河岸段丘や自然堤防上にあることから、そのような土地を超過洪水時の一時的遊水地として使用することが考えられる。本研究では、秋田県を流れる雄物川上流域の閉鎖性氾濫原を対象とし、2045年を目途とする戦後最大洪水対応の堤防整備を条件とし、上述の考えに基づく仮想的河川整備計画が行われた場合の基本高水の調節効果を数値シミュレーションにより検討した。その結果、計画高水規模の洪水のピーク流量を約12%低減できること、および氾濫原内の家屋の多くの安全性が、移転や宅盤嵩上をせずとも保たれる可能性が示された。

Key Words: flood over HWL, flood divergence, closed old floodplain, future system, numerical study

1. はじめに

一級河川の河川整備基本方針では年生起確率 1/100～1/200 に相当する降雨流出を安全に流すことを治水事業の最終目標としている。しかし、その達成にはかなりの時間がかかると考えられることから^{注1)}、気候変動による降雨規模増加の可能性が高まるにつれ、整備途中段階での目標を定義する必要があるが出てきている。そこで2020年公表の流域治水プロジェクト（以下では流域治水 1.0）では「戦後最大規模の洪水」への対応を当面の目標とした^{注2)}。また、内閣府が所管する国土強靱化の取り組みでも、戦後最大規模の洪水への対応を中長期目標とし、2045年までに達成することとしている^{注3)}。

一級河川の実管理基準点における現在の基本高水流量は、平均的に戦後最大流量の1.3倍程度となっている^{注1)}。一方、気候変動による目標治水安全度の目減りが予想されることから、国土交通省は計画降雨量を従来値の1.1倍とした流出計算により河川整備基本方針を変更しつつある^{注4)}。その結果、基本高水流量は現行値の約1.2倍、すなわち戦後最大流量の約1.6倍になり、計画達成にはさらに長期間を要する恐れがある。したがって当面目標が達成された後でも河道流下能力を超える洪水（以下では

超過洪水）による氾濫がしばしば発生する恐れがある。

そこで、超過洪水の処理を含めた河川整備計画として、計画高水位（以下ではHWL）を超える水量を堤内地に安全に溢水させる治水方式への転換の必要性が指摘され^{注3)}、数値シミュレーションによるCase studyも行われている^{注5)}。また国交省でも、特定都市河川指定の条件拡大により、洪水の一部を河川に隣接する民地に誘導し貯留機能を保全する制度も創設されている^{注5)注6)}。これらの制度は堤内民地への洪水の計画的溢水を前提としており、従来の“河川区域のみで洪水を流す”という治水方針からの転換とみなすこともできる。

そこで、超過洪水時の過剰洪水量を河道から堤内民地に安全に溢水させるための河川技術の開発が将来的に必要なと思われる。ただし、その効果と安全性は地形条件や土地利用状況に依存することから、種々の状況に対して事例研究を積み上げる必要があると考えられる。そこで本研究では、石川^{注3)}によって提案された流水型遊水地の概念を、秋田県を流れる雄物川上流部の河道改修により形成される閉鎖性氾濫原に適用した場合について、数値シミュレーションにより具体的に検討した。なお本検討はあくまで将来的な超過洪水対策のCase studyであり、進行中の河川整備計画に影響を与えるものではない。

2. 流水型遊水地のコンセプト

洪水ピーク流量を低減する方法として、通常はダムや遊水地といった貯留施設が考えられる。しかし大型ダムは、適地の減少、建設に要する費用、地域社会や自然環境への影響等のために、新規建設が次第に困難になっている^{注7)}。そこで近年は中上流部での遊水地建設が重要視されている。しかし中上流域では地盤が傾斜しているので、同じ周囲堤高の平地の遊水地に比べて貯留容量が小さくなる。そこで地盤掘削により容量を増加させるが、それにより農地消失の問題が発生する(図-1)。

そこで本研究では図-2(a)に示す流水型遊水地³⁾の効果を検討する。河道が山裾や段丘崖からやや離れた位置で固定されると、堤防と山裾等に囲まれた閉鎖的低地が形成され、旧河道を中心とした水田経営が行われている。その上流側に HWL を天端とする越流堤を設置して(図-2(b))、河道流下容量以上の洪水量を氾濫原に分岐させ、洪水後に下流から河道に戻す。つまり閉鎖的低地を超過洪水時のバイパス水路として利用するものである。その結果、水田が冠水するが(図-2(c))、溢水するのは HWL 以上の部分だけなので、冠水深は堤防決壊時の浸水より遥かに小さい。また溢水が生じる超過洪水の頻度は数十年に1回程度であり、営農継続の可能性が高い。

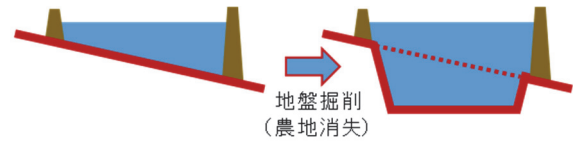


図-1 上流域における貯留型遊水地の問題点

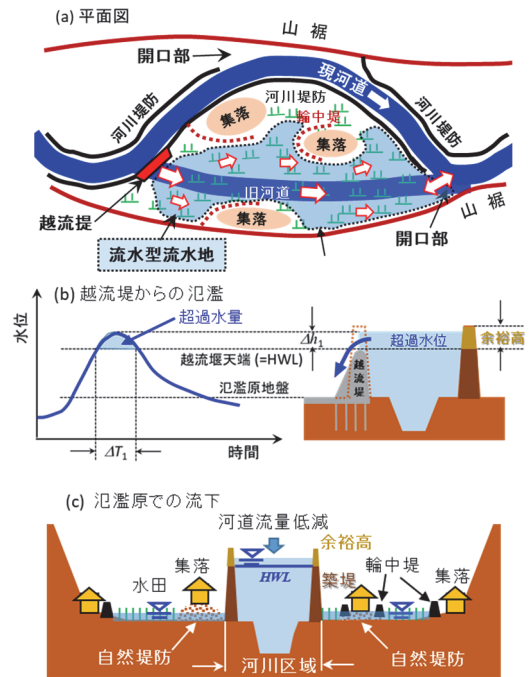


図-2 流水型遊水地による超過洪水処理

3. 研究対象領域

(1) 雄物川流域と検討対象の位置

図-3に流域地形を示す。雄物川は秋田県南部を北流し秋田市で日本海に注ぐ一級河川で、流域面積は 4710 km²、幹線流路延長は 133 km である。主要な水位流量観測所の位置を△で示している。本研究の検討対象区域は、図中に赤四角で示す位置にある。奥羽山脈の隆起により横手盆地の地盤が西に傾斜しているため、雄物川は盆地の西端付近を流れている。

図-4に雄物川整備基本方針(2008)^{注8)}に示される高水流量配分図を示す。検討対象区域は、雄物川橋と横手川合流点の間にある。()内の数字は2044年を目途する第一期河川整備計画(2014)^{注9)}における目標流量で、検討対象地点上流の雄物川橋における 2800 m³/s は、同地点の戦後最大洪水(1987年8月17日)の推定流量に等しい。

(2) 検討対象区域の地形特性

次ページの図-5(a)に皆瀬川合流点から玉川合流点までの治水地形分類図を、図-5(b)に検討対象区域の拡大図を示す。また、図-5(a)の区間の河床縦断面図を図-6に、同図中の4横断測線での地形断面図を図-7に示す。

雄物川の河道に沿って多数の旧河道があり(図-5(a))、

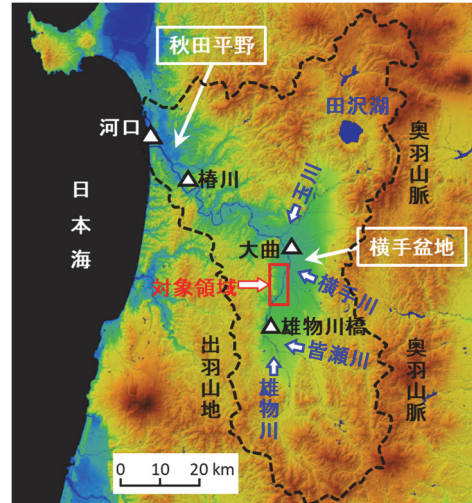


図-3 雄物川流域の地形

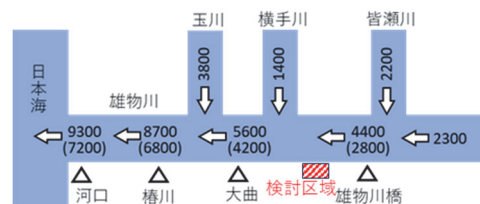


図-4 雄物川高水流量配分図

その部分は比較的狭い低地となっている(図-7)。したがって築堤以前の雄物川は、帯状の低地の中で主流の位

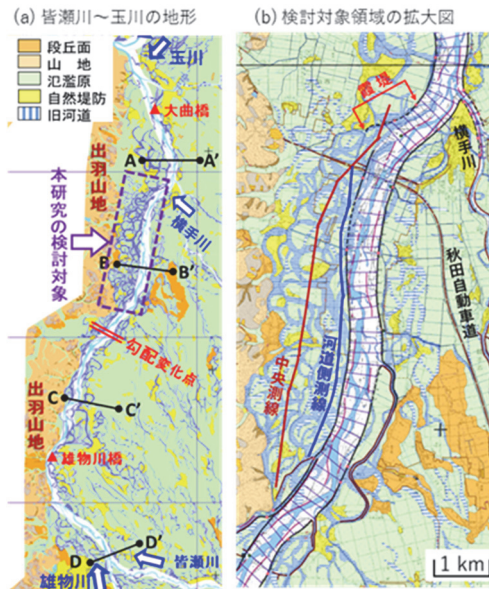


図-5 検討対象領域の治水地形分類図

置を変化させながら広がって流れていたと考えられる。

河床勾配は縦断距離 18km より下流では約 1/1500, 上流では 1/700 となっている(図-6)。勾配変化点下流側区間の河道は出羽山地からやや離れ, その間の閉鎖性氾濫原に旧河道が多数存在する。

研究対象領域は, 多数の旧河道を含む長さ 6.5 km, 平均幅 1.0 km の閉鎖的低地である。集落のほとんどは島状の自然堤防上にあり, それ以外は水田となっており, 図-2(a)に示した流水型遊水地に適している。左岸堤のほとんどは連続しているが, 下流端は霞堤となっており, その 1 km 下流で横手川が右から合流する。なお, 氾濫原を横切る秋田自動車道の盛土には約 10 m 幅のボックスカルバート 6 基が設置され, 交通路および排水路となっている。図-5(b)中に記した 2 本の測線上の縦断地形を図-8に示す。中央測線(赤)は自然堤防と旧河道を横切るため 1~2 m の凹凸がある一方, 河道沿い測線(青)は旧河道を通過しているので, 縦断勾配はほぼ一定である。

(3) 設置施設の概要

図-9 に遊水地施設を模式的に示す。太い赤線で示す 2 か所に越流堤を設置する。天端高さは現行整備計画における高水流量 (2800 m³/s) における HWL とし, 越流部長さは 1000 m とする。流水型遊水地は第一越流堤から秋田自動車道までの氾濫原で, 青でハッチした区域(第一遊水地)である。越流水は地盤勾配(図-8参照)に従って氾濫原を流下するが, 秋田自動車道の盛土に設置されている 4 基のカルバートを通して緑でハッチした第二遊水地に流れ込む。なお, 試行計算の結果, 一部の集落(A, B, C)が冠水する恐れがあったので, 図中に示すように輪中堤を設置した。集落Bと集落Cの間にはもと道路で囲まれた非浸水域があるので, 道路盛土を延

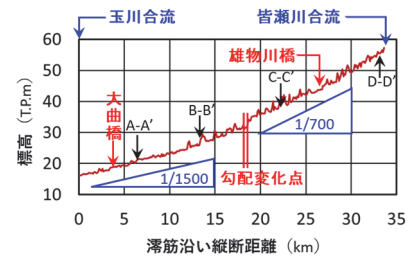


図-6 皆瀬川～玉川合流点の間の河床縦断面図

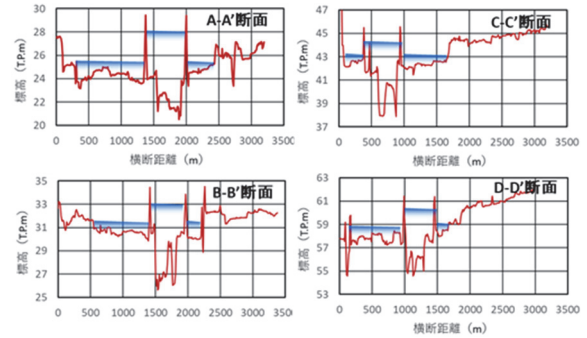


図-7 図-5 中の測線の地形断面図

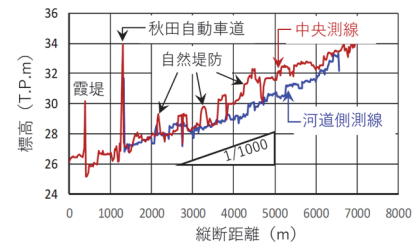


図-8 検討対象閉鎖性氾濫原の縦断地形

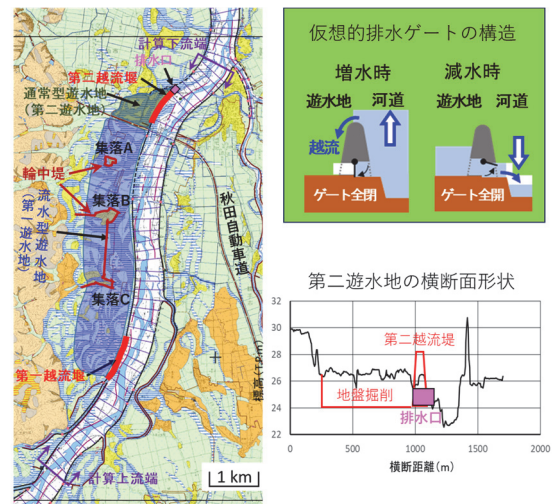


図-9 流水型遊水地における施設設置

長して両集落の輪中堤に接続した。

第二遊水地の区域は, 現在は霞堤となっているおり, 水田等も存在するが, 貯留効果を増大させるために地盤を約 2 m 掘削して平坦にするとともに, 第二越流堤によって河道から分離する。また図-9 右上に示すように, 堤内水位が河道水位を超えると全開する仮想的ゲートを設置し, 減水時に遊水地から河道に排水されるものとする。

4. 数値シミュレーションの概要

(1) 流動シミュレーションモデルについて

非構造三角形格子に基づく浅水流モデル⁹⁾を用いた。モデルの数式については文献を参照いただきたい。なお計算区間は図-9に紫で記す延長11 kmの河道と閉鎖性氾濫原で、下流端は横手川合流点の直上流とした。Manningの粗度係数は、河道部分については現行整備計画に記載される数値（低水路：0.029，高水敷：0.037）とし、氾濫原について洪水浸水想定区域図作成マニュアル^{注10)}で農地について推奨されている0.020～0.060のうち0.030を用いた。また地盤高の設定には基盤地図情報^{注11)}の5 m メッシュ数値標高モデルを使用した。

計算ケースを表-1に示す。越流堤天端は、整備計画対象流量（2800 m³/s）での不等流計算から得られた水位から定めた。Case-0は堤防を全て壁立てとして越水が生じないようにした計算である。Case-1とCase-2は河道からの計画的溢水による超過洪水調節効果を調べるものである。超過洪水波形として図-10に示す基本高水波形を用いた。Case-1では現在ある霞堤部分を残し、他の堤防は壁立て条件としている。Case-2は図-9に示した流水型遊水地で、越流堤以外の堤防は壁立て条件としている。

(2) 境界条件について

a) 上流端条件

河道の計算区間上流端では流量が与えられるが、浅水流モデルの変数は水深および2方向の線流量（流速×水深）なので、等流状態を仮定して断面直交方向の線流量を次のように求めた。

$$q(y) = \frac{1}{n(y)} (H_u - Z(y))^{5/3} I^{1/2} \quad (1)$$

ここに y は横断方向座標、 $q(y)$ は断面直交方向の線流量の横断分布、 $n(y)$ はManningの粗度係数である。また、 H_u は横断平均水位、 $Z(y)$ は河床高、 I は河床勾配である。

線流量 $q(y)$ の横断方向積分値は総流量 Q_u なので式(2)を得る。ここで式(1)の $n(y)$ 、 $Z(y)$ および I は既知なので、 Q_u は横断平均水位 H_u のみの関数とみなせる。

$$\int q(y) dy = Q_u(H_u) \quad (2)$$

そこで式(1)において H_u を仮定して $q(y)$ を計算し、それを式(2)に従い横断方向積分して Q_u と H_u の関係を上流端について予め求めておくことができる。そこで Q_u から H_u を逆算し、式(1)から線流量 $q(y)$ を求めた。

b) 下流端条件

下流端水位は雄物川流下能力検討資料^{注12)}にある横手川合流部直下流の水位流量関係を用い、横手川合流後の流量に対応する水位とした。

$$H = a(Q + b)^2 \quad (3)$$

表-1 計算ケース

	流量条件	遊水施設
Case-0	基本方針ハイドログラフ	なし
Case-1	基本方針ハイドログラフ	霞堤（現状）
Case-2	基本方針ハイドログラフ	流水型遊水地

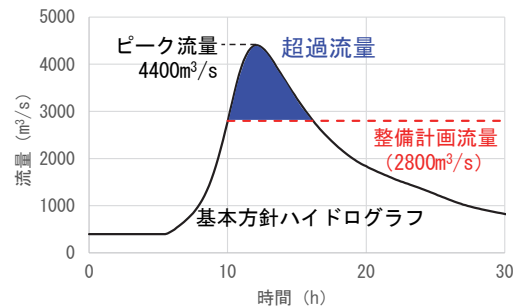


図-10 計算区間上流端での流量ハイドログラフ

ここに H は水位（EL. m）， Q は合流後流量（m³/s），係数は $a=50.876$ ， $b=19.197$ である。ただし横手川合流量のハイドログラフは不明なので、便宜的に本川の雄物川橋におけるハイドログラフと相似形であると仮定し、次式で表すこととした。

$$Q_y(t) = \frac{1400}{4400} Q_u(t) \quad (4)$$

ここに、 Q_y は横手川合流量、 Q_u は雄物川橋流量である。したがって式(4)に代入する流量は、計算で得られる合流点直上流の雄物川本川流量と式(4)で表される横手川流量の合計値である。

$$Q_{dy}(t) = \frac{1400}{4400} Q_u(t) + Q_d(t) \quad (5)$$

ここに、 $Q_d(t)$ は本川における計算で得られた下流端流量、 $Q_{dy}(t)$ は横手川合流後の流量である。

(3) 排水樋門について

排水用のオリフィスの流量は、外水位>内水位の場合にはゼロで、外水位<内水位の場合のみ次式で与えた。

$$Q_{out} = \sqrt{2g(H_{in} - H_{out})} A \quad (6)$$

ここに、 Q_{out} はオリフィスからの排出量（m³/s）， H_{in} と H_{out} は堤内地側水位と堤外地側水位、 A はオリフィス断面積（25 m²）， g は重力加速度（9.8 m/s²）である。

5. 数値シミュレーション結果および考察

(1) 遊水効果の比較

各ケースの計算下流端での流量ハイドログラフを次ページの図-11に比較する。点線は上流端での流入波形である。他の曲線は数値シミュレーションで得られた下流端での流出波形である。

Case-0 は溢水なしの条件だが、河道内での流下に伴う分散効果によって波形が多少平滑化され、ピーク流量は $110\text{ m}^3/\text{s}$ 程度減少している。Case-1 は現況（霞堤あり）の条件だが、Case-0 と比較すると、霞堤の遊水効果によりピーク流量がさらに $240\text{ m}^3/\text{s}$ 程度減少している。

流水型遊水地を設置した Case-2 では、Case-1 に比較して約 $270\text{ m}^3/\text{s}$ のピーク低減量となり、連続堤化して溢水なしとした Case-0 からは約 $510\text{ m}^3/\text{s}$ のピーク低減となっている。11:30～13:30 の流量低下は流水型遊水地への流入により、13:30～15:30 の増加は第二遊水地オリフィスからの排水による。

以上のピーク流量低減効果を表-2 にまとめている。 Q_p は各ケースのピーク流量、 ΔQ_p は Case-0（連続堤化）の Q_p からのピーク流量低下量である。

(2) 最大浸水深の分布

各ケースにおける最大浸水深の空間分布を図-12 に示す。Case-1 では霞堤開口部からの流入水が秋田自動車道下部のカルバートから上流氾濫原に逆流し、一部の自然堤防上集落（A,B）が 0.5 m ほどだが冠水している。ただし河道流量条件が基本方針ハイドログラフ（年生起確率 1/100）であり極めて稀な事象であることを考えると、この霞堤は非常に良くできているとも言える。

Case-2 の流水型遊水地では第一越流堤から越水した氾濫水が勾配に従って流下し、秋田自動車道の手前で滞留するが、カルバートを通り第二遊水地に流入し、最終的にはフラップゲート付きオリフィスから減水時に排水される。この流れにより水田は 2-3 m 浸水する。なお輪中堤がない場合には、集落 A の浸水深は 1.5-2.0 m となり、集落 B と集落 C の一部も 1 m 程度浸水する。

(3) 流水型遊水地内の流況 (Case-2)

図-13 に 4 時点での流速空間分布をカラーコンターで示している。図中の T は図-11 の経過時間に対応しており、(a) は第一越流堤からの流入開始直後、(b) は流水型遊水地の流下の最盛期、(c) は溢水フロントが第二遊水地に到達した直後、(d) は両遊水地がほぼ満杯になった時点である。越流後の氾濫水は越流堤の上流側にも広がるが、流速は 0.2 m/s 以下である。溢水流の主要部分は河道沿いの旧河道を概ね 1.0 m/s 以下で流下するが、集落 B の輪中堤で狭められた部分では局所的に 1.0 m/s を超えている。

1.0 m/s の流速では、時期にもよるが水田の稲はかなり被害が生じると考えられる。ただし第一遊水地への流入は戦後最大洪水以上であり、冠水頻度は減少するので、従来どおりの水田経営は可能であろう。また、このような計画的溢水が治水計画に取り入れられる将来には、下流部の治水安全度向上への貢献の見返りとして、損害補償制度の整備も考えられる可能性があると思われる。

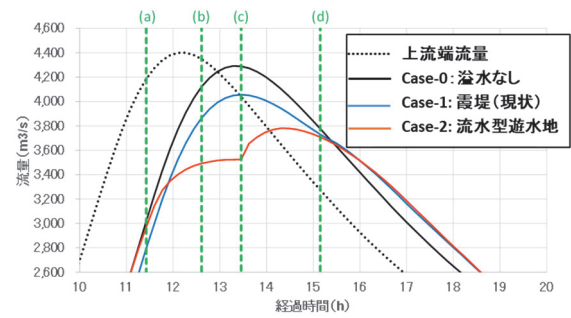


図-11 遊水効果による下流端ハイドログラフの低減

表-2 ピーク流量低減率

計算条件	Q_p (m^3/s)	ΔQ_p (m^3/s)	$\Delta Q_p/Q_{p0}$ (%)
Case-0 溢水なし	4,291		
Case-1 霞堤のみ	4,056	235	5.5
Case-2 流水型遊水地	3,780	511	11.9

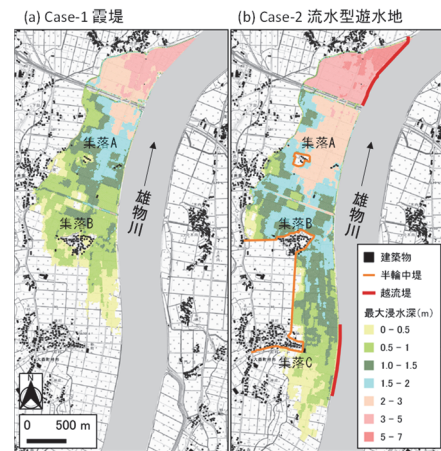


図-12 最大浸水深の空間分布

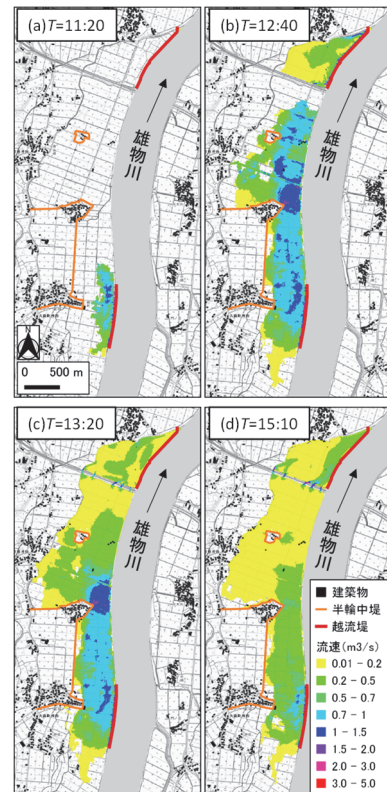


図-13 最大浸水深の空間分布の時間変化

6. 現行の基本高水を超える超過洪水について

(1) 洪水規模による洪水調節効果の変化

前節では河川整備基本方針の計画ハイドログラフに対して検討したが、今後の気候変動によってはそれ以上の洪水もありえるだろう。そこで本項では上流端流入量（図-10）を伸縮させ、洪水規模に対する洪水調節効果の変化について検討した。伸縮波形のピーク流量は4400 m³/s の0.6～1.3 倍（0.1 刻み）とした。なお地形条件は前節と同様 Case-0, Case1, Case-2 とし、Case-0 を基準とした洪水ピーク流量低減量を洪水調節効果の指標とした。

下流端ピーク流量低減量（m³/s）を図-14 に実線で、低減率（%）を点線で示す。図中には、現在の整備基本方針規模の洪水と、その 1.2 倍の洪水のピーク値を縦点線で示している。後者は気候変動に対処するために全国的に実施されつつある基本方針改定後を想定した流量規模で、以下では便宜的に「拡大計画」と呼ぶ。

Case-1（青線）の結果から、霞堤の効果は小洪水から発揮されるものの洪水規模に伴う調節量増加速度は小さいことがわかる。一方 Case-2 の流水型遊水地では、洪水規模の増大とともに低減量も低減率も基本方針規模に向けて急速に増大し、それ以上では一定となる。つまり、本研究で検討した流水型遊水地の洪水調節能力は基本方針規模の超過洪水までであり、それ以降は“流入≒流出のバイパス水路”として機能する。ただし、実質的な流水幅の増加により、当該区間の河道水位は低下して堤防の安全性を向上させると考えられる。

(2) 超過流量に対する堤防安全度

上述の数値シミュレーションでは、越流堤以外の堤防を全て“壁立て”として計算している。しかし、超過流量の増加とともに河道内水位が上昇し、計画堤防高（HWL+余裕高）を超える恐れがある。なお雄物川の検討対象区間（雄物川橋～大曲橋）における現行計画（4400 m³/s）に対する余裕高は 1.2 m、拡大計画（5280 m³/s）に対する値は 1.5 m である^{注-13}。図-15 は各ケースにおける計算区間での HWL と河道中央水位の差の最大値を示す。この値が上述の余裕高を超えると堤防越水が生じることになる。現行の基本方針流量に対しては、連続堤とする Case-0 では堤防天端をわずかに越水する恐れがあるが、霞堤を保存した Case-1 と流水型遊水地を設置した Case-2 ではそれぞれ 10 cm と 20 cm の余裕分が残される。一方、拡大計画に対しては、Case-0 と Case-1 ではかなりの堤防越水が生じる。また Case-2 では堤防天端をわずかに越水する恐れがあるので、余盛や天端舗装等の対越水対策を講じる必要があるであろう。逆に言えば、そのような軽微な対策により、流水型遊水地は拡大計画における基本高水まで処理できる可能性がある。

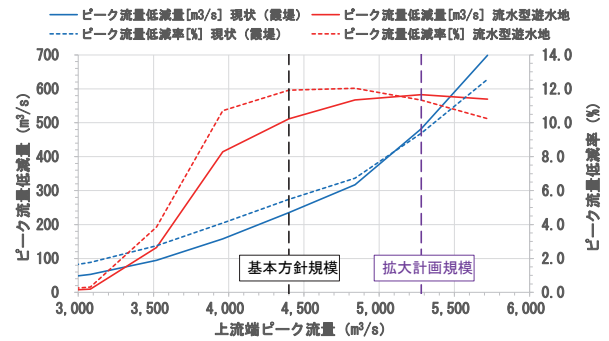


図-14 超過洪水規模に対するピーク流量低減の変化

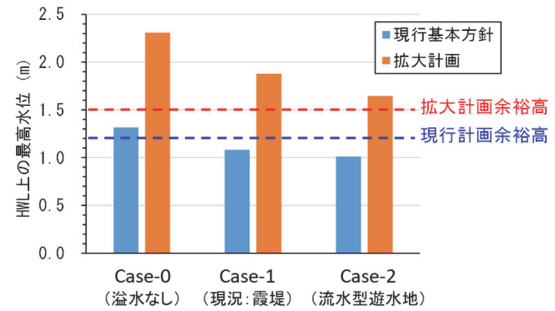


図-15 超過洪水規模と堤防余裕高

7. おわりに

気候変動に伴う洪水規模増大の顕在化とともに超過洪水への対処を含む治水計画創出の必要性が高まっている。従来の治水計画は洪水を溢れさせずに河道を流下させることを基本としているが、近未来には、河道から堤内民地に安全に溢れさせる治水技術が重要になると思われる。

河川は元来、大出水時には氾濫原まで流水幅を広げて流れるものであり、その範囲は旧河道の微低地として治水地形分類図に記されている。そのような空間が有していた自然的遊水機能は、築堤が上流域に伸びるとともに失われつつあるが、今後の超過洪水時の過剰水量の調節には活用できる可能性がある。

そこで本研究では、図-5 に示した旧河道微低地を流水型遊水地とした場合の超過洪水調節効果を数値シミュレーションにより検討した。戦後最大流量（2800 m³/s）に対応する築堤が行われた状況を想定し、基本高水（4400 m³/s）に対する溢水の効果と安全性について Case study を行ったところ、現行の基本高水だけでなく、拡大計画の基本高水（5280 m³/s）まで有効である可能性が示された。

なお、本稿での検討はあくまで将来的可能性についての仮想的なものであり、現在進行中の河川整備事業の変更を意図するものではないことを付記する。

謝辞：本研究を開始するにあたり、国土交通省東北地方整備局河川計画課に資料および情報を提供いただいた。記して謝意を表する。

NOTES

- 注1) 国土交通省水管理・国土保全局：土地利用に関する河川行政上の論点整理，社会資本整備審議会河川部会，資料-5（著者：近藤徹），平成17年2月。
- 注2) 国土交通省水管理・国土保全局：流域治水プロジェクト，平成2年7月。
- 注3) 内閣官房国土強靱化推進室：防災・減災，国土強靱化のための5か年加速化対策に関する中長期目標一覧，令和2年12月。
- 注4) 国土交通省水管理・国土保全局：河川整備基本方針の変更について，令和5年6月。
- 注5) 国土交通省水管理・国土保全局：貯留機能保全区域の指定に係る特例措置，令和5年6月。
- 注6) 国土交通省水管理・国土保全局：水害常襲地帯における流域治水対策の推進，流域治水の主な取組の進捗，令和6年3月。
- 注7) 国土交通省水管理・国土保全局：ダム事業一地域に与える様々な効果と影響の検証一，平成15年3月。
- 注8) 国土交通省河川局：雄物川水系河川整備基本方針，平成20年1月。
- 注9) 国土交通省東北地方整備局：雄物川水系河川整備計画（大臣管理区間），平成26年11月。
- 注10) 国土交通省水管理・国土保全局：洪水浸水想定区域図作成マニュアル（第4版）平成27年7月。
- 注11) 基盤地図情報ダウンロードサービス。
- 注12) 国土交通省東北地方整備局河川計画課提供。
- 注13) 河川管理施設等構造令，第20条，昭和51年。

REFERENCES

- 1) 中村晋一郎，佐藤裕和，沖大幹：我国における戦後既往最大流量の特徴，土木学会論文集 B1（水工学），vol.68, no.4, 2012. [NAKAMURA, S., SATO, H. and OKI, T.: The Characteristics of Historical Maximum Discharge in Japan after 1945, *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Ser.B1 (Hydraulic Engineering), Vol. 68, No. 4, pp. I_1453-I_1458, 2012.]
- 2) 清治真人：氾濫域対策を含めた恒久的治水理念の考察，土木学会論文集 B1（水工学），67巻，4号，p. I_637-I_642, 2011. [Seiji, M.: Study on Permanent Flood Control Measures including Those for Flood plains, *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Ser.B1 (Hydraulic Engineering), Vol. 67, No. 4, pp. I_637-I_642, 2011.]
- 3) 石川忠晴：今後の超過洪水対策における計画的氾濫について，水文・水資源学会誌，33巻，6号，p.263-270, 2020. [Ishikawa, T.: On planned overflow as future excessive flood countermeasures, *J. Japan Soc. Hydrol. and Water Resour.*, Vol. 33, No. 6, pp.263-270, 2020.]
- 4) 妹尾泰史，石川忠晴：河川上流部における超過洪水用分散型遊水地の提案と阿武隈川を対象とした試算，河川技術論文集，28巻，pp.439-444, 2022. [Senoh, H. and Ishikawa, T.: Trial Evaluation of the Effect of Distributed Detention Ponds for Extraordinary Flood in the Upper- Abukuma River, *Advances in river engineering*, Vol. 22, pp.439-444, 2022.]
- 5) 板垣修，大原美保，小池俊雄：貯留分担による安全で豊かな地域形成のための堤防越水箇所整備の検討，水文・水資源学会誌，35巻，5号，pp.325-338, 2022. [Itagaki, O., Ohara, M. and Koike, T.: Study of Flood Damage Reduction by Spillway Installation on a Riverine Levee in a Protected Area, *J. Japan Soc. Hydrol. and Water Resour.*, Vol. 35, No. 5, pp. 325-338, 2022.]
- 6) 赤穂良輔，前野詩朗，高橋巧武，吉田圭介，石川忠晴：微地形を考慮した氾濫解析手法の検討と鬼怒川洪水氾濫域を対象とした数値実験，土木学会論文集 B1，Vol.74, No.4, I_1441-I_1446, 2018. [Akoh, R., Maeno, S., Yoshida, K., Takahashi, Y. and Ishikawa, T.: Study of inundation flow analysis considering small topography and numerical experiment of the Kinu River, *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Ser.B1 (Hydraulic Engineering), Vol. 74, No. 4, pp. I_1441-I_1446, 2018.]

(Received May 31, 2024)

(Accepted September 15, 2024)

TRIAL DESIGN OF A RUNNING WATER TYPE RETARDING BASIN FOR A CLOSED FLOODPLAIN IN THE UPPER REACH OF THE OMONO RIVER

Tadaharu ISHIKAWA and Atsushi KAWACHI

By concerns about an increase in excess floods due to climate change, there is a growing need to increase the flood detention function in river upstream area. On the other hand, closed floodplains, which are common in the upper reaches, are mainly used as rice paddies, such lands possibly to be used as temporary "running water type retarding basins" during excess floods. In this study, we designed a running water type retarding basin at a closed floodplain in the upper reaches of the Omono River in Akita Prefecture by assuming that a tentative levee development plan with a flood flow rate of 2800 m³/s has been completed. A numerical simulation about its performance of retarding basin against an excess flood of 4400 m³/s showed that it is possible to reduce the peak flow rate of the excess flood by approximately 12%.