

水制を用いた遊水地の 洪水調節機能の向上に関する検討 -六角川を対象として-

IMPROVEMENT OF STORAGE CAPACITY FOR FLOOD BY SPUR DIKES FOR THE MUTABE RETARDING BASIN IN THE ROKKAKU RIVER

秋山 壽一郎¹・重枝 未玲²・竹下 大祐³・藤原 周平⁴
Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Daisuke TAKESHITA and Shuhei FUJIWARA

¹フェロー会員 Ph.D. 九州工業大学教授 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

²正会員 博士(工学) 九州工業大学大学院准教授 工学研究院建設社会工学研究系(同上)

³正会員 修士(工学) 株式会社福山コンサルタント
(〒812-0013 福岡市博多区博多駅東三丁目6-18)

⁴学生会員 九州工業大学大学院 工学府建設社会工学専攻(同上)

A retarding basin, that temporarily stores storm water to reduce downstream flow rate, is one of the most effective countermeasures to mitigate existing downstream flooding problems. Effectiveness of the basin is dependent on design of an overflow levee. Experimental works have been commonly employed for the overflow levee design. The objective of this study is to demonstrate that the numerical model, which are comprised of the distributed hydrological model, the 2D unsteady flow model based on flux-difference splitting scheme as well as unstructured finite-volume method, is an effective tool to evaluate the stage-discharge relationship of the Mutabe retarding basin in the Rokkaku River.

Key Words: *retarding basin, spur dike, river bend, numerical model, hydraulic experiment*

1. はじめに

2000年9月東海豪雨災害以降に発生した主要な豪雨災害に共通する課題の一つに内水/外水処理と上下流/本支流の治水バランスの問題がある。この背景には、河道、遊水地、排水ポンプといった各種治水施設の機能と能力が異なるだけでなく、計画規模や計画手法も異なっているという問題がある。したがって、内外水複合氾濫が生じやすい低平地流域においては、内水/外水処理に関する各種治水施設の機能と能力を適切に評価した上で、治水バランスの取れた治水システムを構築していくことが、被害最小化にとってとりわけ重要になる¹⁾。

以上のような理由から、筆者は任意の降雨外力と本川下流端水位を与条件として、遊水地による洪水調節、ポンプ排水による内水排除等の各種治水施設の機能を考慮して、流域の治水バランスを評価できる内外水複合氾濫シミュレータの開発を進めている²⁾。

各種治水施設のうち遊水地については、一般に1/20~1/40縮尺の大型模型実験に基づき計画諸元が決定されるが³⁾、そのような方法では、想定とは異なる洪水に対する洪水調節効果の把握が難しく、また構造の見直しが発生した場合等では新たに模型実験が必要となること等の理由から、筆者は内外水複合氾濫シミュレータのモデルの枠組みである平面2次元不定流モデルで遊水地による洪水調節を定量的に評価できる数値シミュレーションモデルの開発に力を入れてきた⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾。

本研究は、内外水複合氾濫シミュレータ²⁾の開発の一環として、水制を用いた遊水地の洪水調節機能の向上性について検討したものである。まず遊水地による洪水調節を考慮して洪水追跡を行う“河道・遊水地解析モデル⁶⁾”にポンプ排水による内水排除や不透過性水制の取り扱い等を加えた“外水処理モデル”(以下「本モデル」という)を新たに開発し、水制の設置位置や基数等を系統的に変化させた模型実験に基づき、本モデルが遊水地の洪水調節機能に及ぼす水制の影響を定量的に評価可能

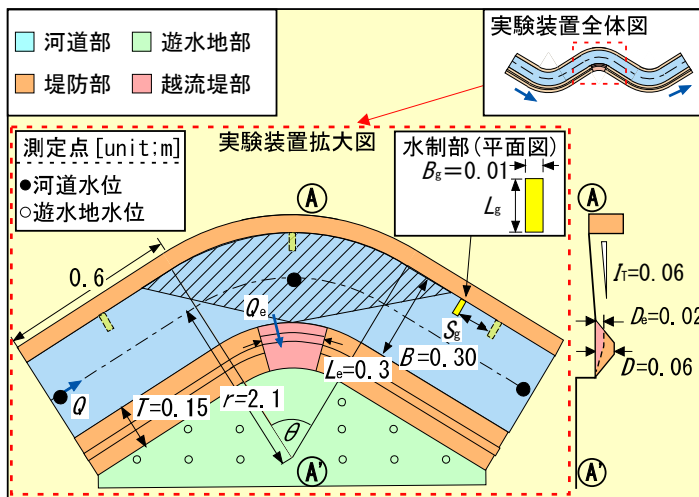


図-1 実験装置と重要な諸量

表-1 実験条件					
CASE	水制の基数	水制の設置地点 (越流堤に対して)	水制長川幅比 L_s/B		間隔 水制長比 S_R/L_s
			1基目	2基目	
A	0				
B	1	上流側	0.1		
	2	対岸	0.3		
	3	下流側	0.1		
C	1	下流側	0.1	0.1	2
	2		0.1	0.3	
	3		0.3	0.1	

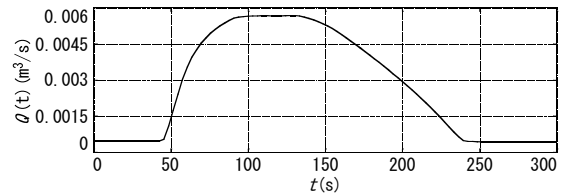


図-2 流入流量ハイドログラフ $Q(t)$

であることを実証する。次に本モデルをわが国を代表する低平地感潮河川である六角川水系に適用し、水制を用いた牟田辺遊水地の洪水調節機能の向上と水制設置が外水位に及ぼす影響について評価・検討する。なお、本モデルの有用性を具体的に示すことがこれらの評価・検討の目的であり、実際に水制を用いた同遊水地の機能向上策が検討されているわけではない。

2. 本モデルの概要

本モデルは、FDSを用いた平面2次元不定流モデルであるPSA-FUF-2DF model⁷⁾を基本とし、遊水地の洪水調節を考慮して洪水追跡を行う“河道・遊水地解析モデル⁶⁾”に、流出解析⁷⁾、洪水追跡におけるポンプ排水および不透過性水制の取り扱いを組み込んだものである。流出解析、遊水地による洪水調節とポンプ排水による内水排除の取り扱い、洪水追跡の境界条件は次の通りである。

(1) 流出解析

分布型流出解析モデル⁹⁾により、任意の降雨から河道への流出流量ハイドログラフ $Q_0(t)$ を算出する。

(2) 洪水追跡

a) 遊水地およびポンプ排水の取り扱い

・遊水地による洪水調節

遊水地の水位 H -容量 V 関係を越流堤裏法尻に境界条件として与え、越流流量 $Q_e(t)$ で遊水地に横越流させる(H - V 解析)^{6,7)}。

・ポンプ排水による内水排除

ポンプ運転操作記録あるいは排水機場の施設規模を参考に設定した排水量 $Q_p(t)$ を河道に排水させる。排水機場の運転操作記録が不明な場合は、各排水機場が受け持つ内水域のうち、地盤高が $H.W.L.$ よりも低い範囲を湛水域とし、流出解析より得られた内水をポンプ運転調整ルー

ルに基づき $Q_p(t)$ で河道に排水させる。

b) 洪水流の境界条件

河道上流端には流量ハイドログラフ $Q(t)$ 、下流端には水位ハイドログラフ $H(t)$ を与える^{6,7)}。

3. 模型実験結果に基づく本モデルの検証

以下では、模型実験結果に基づき、本モデルが遊水地の洪水調節機能に及ぼす水制の影響を高い精度で評価可能であることを実証する。

(1) 実験装置の概要

実験装置は、流量制御システム付きの可変勾配水路(長さ20.0m、幅0.60m、高さ1.00m)内に河道部、堤防部、越流堤部、水路外に遊水地部を設けたものである。図-1に実験装置と重要な諸量を示す。

河道部は、アクリル製の矩形断面水路(長さ $L=6.80$ m、幅 $B=0.30$ m、勾配 $I=1/1000$ 、粗度係数 $n=0.01s/m^{1/3}$)の下流端に水位調節のための刃形堰(堰高 $s=0.016$ m)を設けたものである。河道湾曲部は、湾曲部に越流堤が設けられた複数の実遊水地の越流堤近傍の河道形状(曲率半径 r 、川幅 B)を航空写真¹⁰⁾から読み取り、その形状を参考に曲率半径川幅比 $r/B=7$ とし、図-1に示した斜線部の範囲を横断勾配 $I_1=0.06$ に設定したものである。堤防部は、右岸側に法面勾配1割の堤防(高さ $D=0.06$ m、堤防敷幅 $T=0.15$ m)を設け、左岸側は越流しないように壁面としたものである。越流堤部(高さ $D_e=0.02$ m、越流堤長 $L_e=0.3$ m、敷幅 $T_e=0.11$ m、天端幅 $B_e=0.03$ m、表法面勾配1割、裏法面勾配3割)は、湾曲部内岸側に設けたものである。なお、遊水地部は越流堤でもぐり越流が生じない十分な貯水面積・容量の遊水地とした。

(2) 実験条件と方法

表-1に実験条件を示す。以上のような実験装置に図-2

の流量ハイドログラフ $Q(t)$ の洪水流を流入させた場合をCASE A, CASE Aと同様の流入条件で湾曲部外岸側に不透水性水制(高さ $H_g=0.08\text{m}$, 水制長 $L_g=0.03, 0.09\text{m}$, 水制幅 $B_g=0.01\text{m}$)を1基設けた場合をCASE B, 2基設けた場合をCASE Cとした。なお, CASE Bでは, 水制設置位置を越流堤に対して上流, 対岸, 下流の3通りに, 水制長川幅比 L_g/B を0.1, 0.3の2通りに変化させた。CASE Cでは, 一般に水制の設置距離 S_g と水制長 L_g との比は $S_g/L_g=2\sim4$ とされることから¹¹⁾, $S_g/L_g=2$ となるように2基目の水制を設けた。

測定項目は, 河道部上流端の地盤高を基準(0m)とした河道部の水位ハイドログラフ $H(t)$, 越流部からの越流流量ハイドログラフ $Q_e(t)$ および越流堤付近の流況である。 $H(t)$ は, 図-1中に●で示した越流堤の上流側(2.47m), 近傍(3.4m), 下流側(4.33m)において容量式波高計で計測した。測定のサンプリング間隔は0.05秒である。 $Q_e(t)$ は, 図-1中に○で示した地点に目盛り付きの細い尺を設置し, デジタル画像から遊水地の水位の変化を読み取り求めた。水深平均流速ベクトル U_m は, 直径0.005mの発泡スチロールの動きをPTV解析して得られた表面流速ベクトル U_p を対数則($U_m=0.9U_p$)¹²⁾で変換して求めた。

(3) 洪水追跡の解析条件

洪水追跡の境界条件は, 上流端には図-2に示した $Q(t)$ を, 下流端には次の2通りの水位ハイドログラフ $H(t)$ を与えた。

- ①河道部下流端の実測水位ハイドログラフ $H_1(t)$ (以下「境界条件Ⅰ」という)
- ②刃形堰の公式(別途実験より流量係数を決定)を用いて水位 H -流量 Q 関係を算出し, 下流端の $Q(t)$ から求めた水位ハイドログラフ $H_{II}(t)$ (以下「境界条件Ⅱ」という)

なお, 「境界条件Ⅱ」は「境界条件Ⅰ」が不明な場合に用いるものである。計算に用いた格子は, 越流堤付近は0.02m, その他の箇所は0.04mを基準とした三角形非構造格子で, その総数はCASE Aが11,595個, CASE Bが11,607~11,773個, CASE Cが11,806~11,918個である。

(4) 実験結果と解析結果の考察

a) 河道水位と越流堤高の比 $H(t)/D_e$

図-3に河道水位と越流堤高の比 $H(t)/D_e$ を示す。紙面の都合でCASE Bの結果のみを示す。図中の●は実験結果を, 赤, 青の実線はそれぞれ「境界条件Ⅰ」, 「境界条件Ⅱ」を用いた解析結果を, 緑の実線は水制を設けないCASE Aから得られたピーク値を示している。

これからわかるように, 水制の設置位置ならびに水制長川幅比 L_g/B を変化させたCASE Bでは, $H(t)/D_e$ のピーク値は, CASE Aに比べて, 越流堤上流側(2.47m)では上昇し, 下流側(4.33m)では低下する。また $H(t)/D_e$ のピーク値は, 越流堤近傍(3.4m)ではCASE B-1,2で低下, CASE B-3で上昇する。これは, 水制の設置位置にかかわらず,

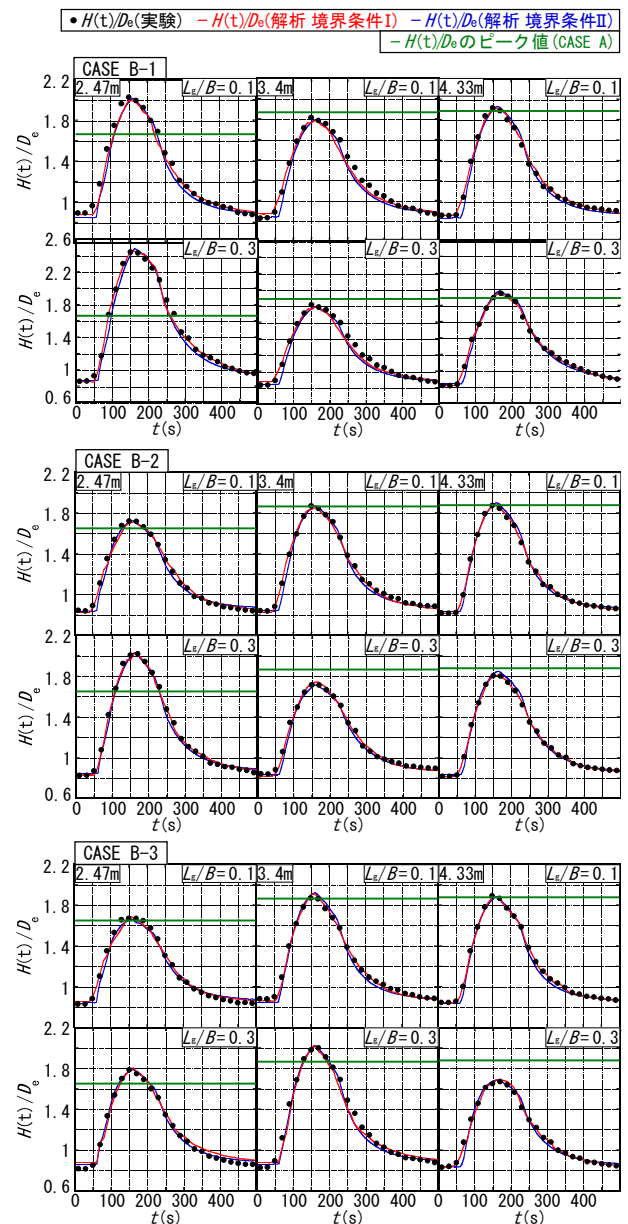


図-3 河道水位と越流堤高の比 $H(t)/D_e$ の経時変化
(上: CASE B-1, 中: CASE B-2, 下: CASE B-3)

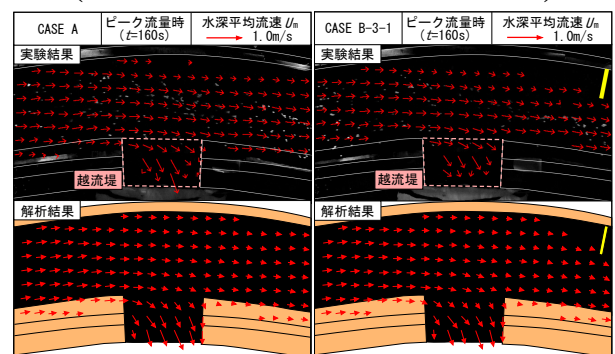


図-4 越流堤付近の流況 (左: CASE A, 右: CASE B-3-1)

水制上流側では洪水流が堰上げられ, 下流側では水面勾配が生じるためである。

L_g/B の違いに着目すると, $L_g/B=0.3$ では $L_g/B=0.1$ と比べて, 越流堤上流側(2.47m)では水制上流側の貯留効果がより顕著になるため, $H(t)/D_e$ のピーク値は大きくなる。

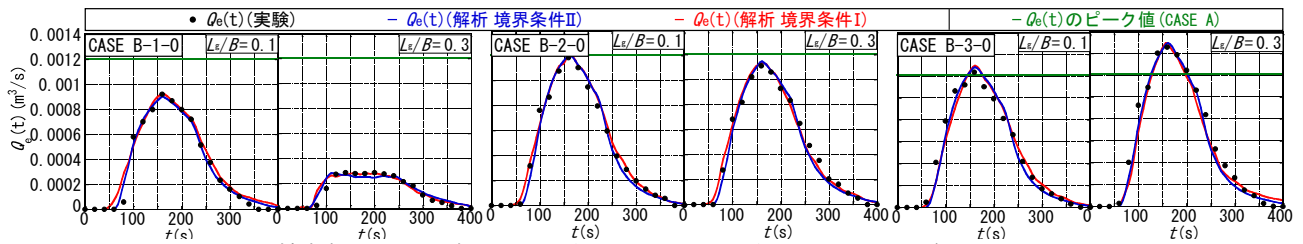


図-5 越流流量ハイドログラフ $Q_d(t)$ (左: CASE B-1-0, 中: CASE B-2-0, 右: CASE B-3-0)

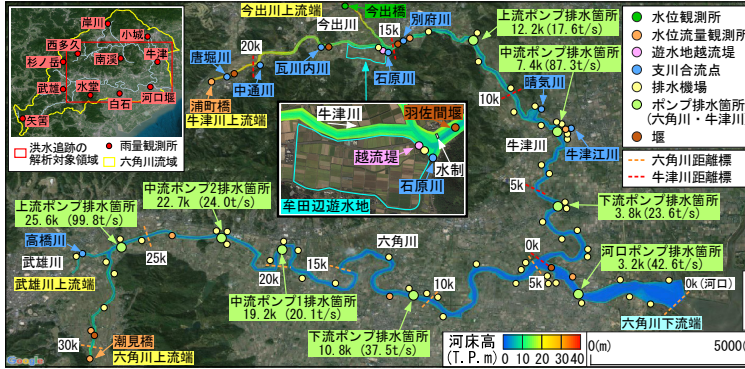


図-6 六角川流域の概要 (Google Mapより)

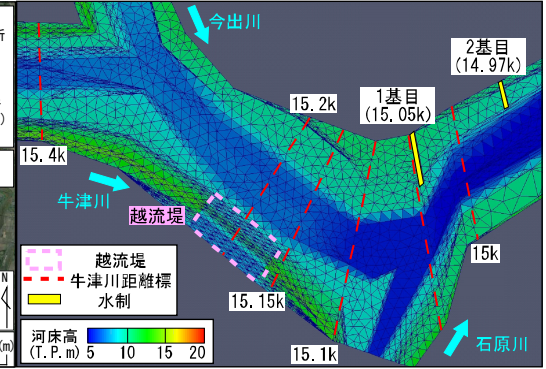


図-7 水制の設置位置と河床高

越流堤下流側(4.33m)については, CASE B-3-1では貯留効果により越流堤付近の $H(t)$ が上昇し, 越流流量が大きくなるために, $H(t)/D_e$ のピーク値は低下する.

$H(t)/D_e$ のピーク値の解析結果と実験結果の相対誤差は, CASE Bでは「境界条件 I」で約1.9%, 「境界条件 II」で約2.0%とほぼ同じであった. CASE Cについても誤差はCASE Bとほぼ同様であった. なお, 「境界条件 I」を用いた解析結果よりも「境界条件 II」を用いた解析結果の方が誤差が若干大きくなっている. これは, 刃形堰の流量係数が定常流に関するものであることによる.

b) 越流堤付近の流況

図-4にピーク越流流量時における越流堤付近の流況の実験結果と解析結果を示す. 図中の赤のベクトルは水深平均流速 U_m を示している. 紙面の都合でCASE Aと水制を越流堤下流側に設けたCASE B-3-1の結果のみを示すが, その他のCASEについても傾向は同様であった.

実験結果からわかるように, CASE B-3-1では, 水制による水はね効果と水制上流側での洪水流の堰上げによる流勢の抑制効果により, CASE Aに比べて越流堤付近の河道部の流向が越流堤側へシフトし, 越流堤付近の河道部の流速が小さくなる.

解析結果については, 流速ベクトルの方向や大きさに実験結果との若干の違いは認められるものの, 越流堤付近の河道部の流況は概ね再現されている. なお, 越流堤部で見られる流速ベクトルの方向や大きさの若干の違いは, 平面2次元不定流モデルである本モデルが越流堤付近の3次元性の強い流れを正確に再現できないためであるが, 以下で確認するように, 最も重要な越流流量ハイドログラフ $Q_d(t)$ はほぼ正確に再現できる.

c) 越流流量 $Q_d(t)$

図-5に越流流量ハイドログラフ $Q_d(t)$ を示す. 紙面の都合で

合で水制を1基設けたCASE Bの結果のみを示す. 図中の●は実験結果を, 赤と青の実線はそれぞれ「境界条件 I」, 「境界条件 II」を用いた解析結果を, 緑の実線はCASE Aの実験から得られたピーク値を示している.

これからわかるように, CASE BではCASE Aに比べて, $Q_d(t)$ のピーク値はCASE B-1,2で減少, CASE B-3で増加する. これは, 水制を下流側に設けた場合は, 越流堤近傍(3.4m地点)の水位が上昇すると同時に流速が小さくなり, 洪水流が遊水地へ流れ込みやすくなるためである.

L_g/B の違いに着目すると, $L_g/B=0.3$ では $L_g/B=0.1$ と比べて, CASE B-1,2では $Q_d(t)$ のピーク値は低下する. これは, L_g/B の大きいCASEの方が水制を越流堤の上流側あるいは対岸に設けた場合に, 越流堤の上流側で流勢が抑制され, 洪水流が遊水地へ流れ込み難くなるためである. また, CASE B-3では水制の貯留効果のために $Q_d(t)$ のピーク値は上昇する.

$Q_d(t)$ のピーク値の解析結果と実験結果の相対誤差はCASE Bでは「境界条件 I」で約3.1%, 「境界条件 II」で約2.6%とほぼ同じであった. CASE Cについても誤差はCASE Bとほぼ同様であった.

4. 牟田辺遊水地の貯留量の増加の検討

以下では, 本モデルを用いて, 六角川水系牟田辺遊水地を対象として, 水制を用いた洪水調節機能の向上とそれに伴う外水位への影響について評価・検討する.

(1) 六角川水系と牟田辺遊水地の概要

図-6に六角川流域の航空写真, 水位, 流量の観測所, 治水施設(排水機場, 牟田辺遊水地, 堰)を示す.

佐賀平野を流れる低平地感潮河川である六角川水系の中下流域では自然排水が困難なため、2014年8月時点で59箇所の排水機場が国、県等により整備されている。現在の整備水準を上回る出水時に継続的にポンプ排水を行うと、破堤の恐れがあることから、2006年6月にポンプ運転調整方針が策定され¹³⁾、2009年7月出水時には牛津川砥川大橋水位観測所で運転調整水位に達したため、運転調整が行われた。また牛津川流域では、1990年7月出水で内外水被害が発生したことを受け、下流域の洪水被害軽減を目的として2002年6月に牟田辺遊水地が完成している。2009年7月に大洪水が発生し、同遊水地の洪水調節機能と牛津川の治水安全度とのバランスが問題となり、2013年3月末に洪水調節効果の向上を目的として越流堤の改築が行われた。

(2) 解析条件

解析対象領域は、流出解析⁹⁾については六角川流域を、洪水追跡については、六角川は潮見橋水位観測所地点～河口、牛津川は浦町橋水位観測所地点～六角川合流点とした。解析対象洪水は、河道データ¹⁴⁾等の関係から2009年7月出水とした。

図-7に1基目と2基目の水制の設置位置と解析に用いた河床高を示す。水制の設置にあたっては、前述した模型実験結果を踏まえ、水はねと貯留の両効果が期待できる不透過性の非越流型とし、1基目は高水敷に収まるように水制長川幅比 $L_g/B=0.3$ とした。設置位置は、図-7中の赤の破線で示したように、牛津川左岸に設けた水制の位置を系統的に変化させた数値シミュレーションを実施し、越流流量 $Q_e(t)$ が最大となる位置を特定し、この結果に基づき支川石原川合流部の直下である15.05kとした。2基目の水制は、1基目と同様の理由から $L_g/B=0.2$ の不透過性の非越流型とし、1基目に対して間隔水制長比 $S_g/L_g=2$ となる下流側の14.97kに設けた。なお、水制は閉境界条件として取り扱った。また、水制下流に位置する羽佐間堰については、5mメッシュ(標高)データと痕跡水位等¹⁴⁾から堰高等を設定した。

計算に用いた格子は、越流堤付近は10m、その他の箇所は200mを基準とした三角形非構造格子で、その総数は水制を設けない場合が34,375個、1基、2基設けた場合がそれぞれ34,402個、34,486個である。

流出解析および洪水追跡の解析開始時刻は、2009年7月26日0時とし、六角川、牛津川、武雄川、今出川の上流端より上流域に関する流出解析⁹⁾のモデルパラメータ値は、前報の結果⁷⁾を用いた。流出解析では、土層の飽和・不飽和状態については、流出量に対する影響が大きい森林のみを考慮した。洪水追跡では、表-2に示した境界条件および内部境界条件を図-6に示した位置にそれぞれ与えた。ポンプ排水は、前述したポンプ排水の取り扱いに従うとともに、内田らの研究¹⁵⁾に基づき2009年7月出水時点の六角川と牛津川の排水機場をそれぞれ上、中、

表-2 洪水追跡の境界条件

	位置	2009年7月出水
境界条件	六角川上流端	流出解析から得られた流量 $Q_0(t)$
	武雄川上流端	
	牛津川上流端	
	今出川上流端	
	六角川下流端	六角川河口の潮位 $H_1(t)$
内部境界条件	牟田辺遊水地の越流堤	H-V曲線
	各支川合流点	流出解析から得られた流量 $Q_0(t)$
	ポンプ排水箇所	ポンプ運転操作記録と排水機場の施設規模を参考に設定したポンプ排水量 $Q_p(t)$

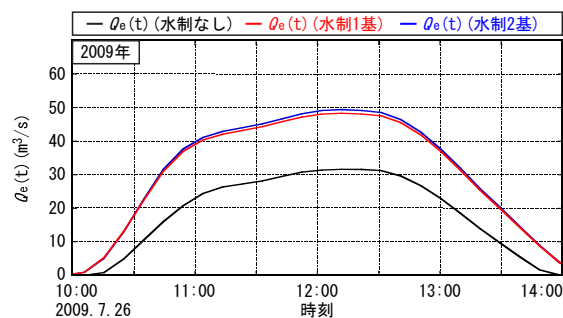


図-8 越流流量ハイドログラフ $Q_e(t)$

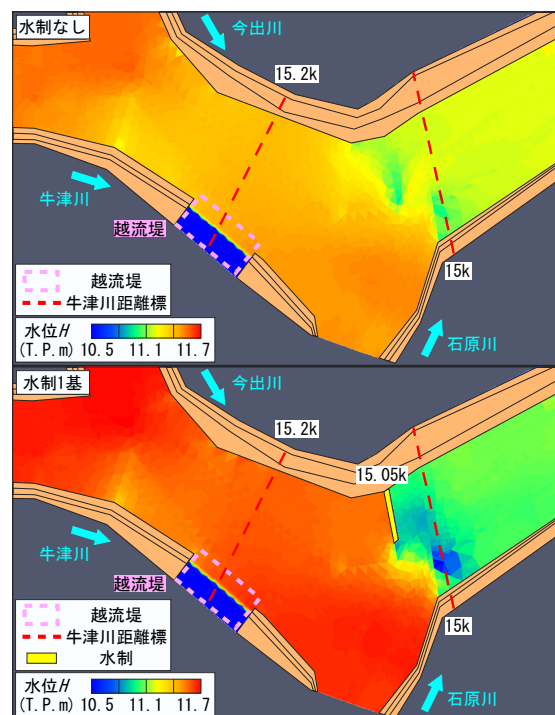


図-9 水位コンター (上: 水制なし, 下: 水制1基設置)

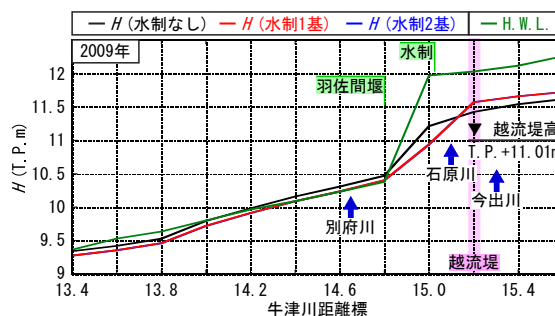


図-10 外水位のピーク水位 H とH.W.L.

下流に分け、図-6に示した代表箇所からまとめて河道に排水させた。

(3) 遊水地の洪水調節および牛津川の外水位の検討

a) 越流流量 $Q_e(t)$

図-8に解析より得られた遊水地の越流流量ハイドログラフ $Q_e(t)$ を示す。図中の黒、赤、青の実線はそれぞれ水制を設けない場合、1基設けた場合、2基設けた場合の $Q_e(t)$ を示している。図-8からわかるように、水制を1基設けた場合は、設けない場合と比較して $Q_e(t)$ のピーク値が約53%増加する。また、遊水地の貯留量は貯水容量90万 m^3 に対して、水制を設けない場合が約27万 m^3 であるのに対して、1基設けた場合は約46万 m^3 、2基設けた場合は約47万 m^3 となり、水制を1基設置することで約70%の貯留量の増加が見込めることが本解析から確認された。

b) 外水位 H

図-9に越流堤地点における外水位がピークとなる時刻の水位コンター図を示す。紙面の都合から水制を設けない場合と1基設けた場合の結果のみを示している。これからわかるように、水制上流側では H が上昇し、 $Q_e(t)$ が増加する。また、水面勾配は水制を設置しない場合よりも小さくなり、洪水流が遊水地へ流れ込みやすくなる。一方、水制下流側では、水制により堰上げられた流れが水制先端部に集中し、水面勾配が大きくなる。これに伴って、 H は左岸側より右岸側の方が低くなる。

図-10に越流堤付近におけるピーク外水位 H の縦断面図を示す。図中の黒、赤、青の実線はそれぞれ水制を設けない場合、1基設けた場合、2基設けた場合の H であり、緑の実線はH.W.L.を示している。これから確認できるように、水制を設けない場合と比較して、越流堤地点(15.2k)付近での H は、水深で見れば約3.1%上昇する。その一方、水制直下(15.0k)での H は、水面勾配が生じるため、水深で見れば約4.0%低下する。また、下流側13.8~14.8kでの H は、 $Q_e(t)$ の増加による洪水流量の減少に伴い、1.0~1.3%程度低下する。なお、水制を2基設けた場合も図-8、10から容易に推定できるように、以上の傾向とほぼ同様の結果となる。

以上のように、1基の水制を適切な位置に設置することで、越流流量の大幅な増加を図れると同時に、水制下流域の水位低減が見込め、2009年7月出水の条件下では14.1~14.5kのピーク外水位はH.W.L.以下に収まる。

5. まとめ

本研究より以下の知見が得られた。

(1) “外水処理モデル”が、水制の設置位置等が異なる条件下での湾曲河道における越流流量や河道水位等に関する模型実験結果を良好に再現可能であること、最大の越流量が得られる不透過性水制の設置位置も特定可能であることなどが確認された。

(2) “外水処理モデル”を六角川水系に適用した2009年7月出水の条件下での数値シミュレーションより、牟田辺

遊水地の越流堤下流側の15.05k地点に不透過性水制を1基設けることで、設けない場合と比較して約70%の貯留量の増加が見込めるだけでなく、水制下流域での外水位の若干の低下も見込めることが確認された。

参考文献

- 1) 国土交通省、今後の治水対策のあり方に関する有識者会議：今後の治水対策のあり方について 中間とりまとめ、2010。
- 2) 秋山壽一郎：減災型治水に求められる河川技術の展望と課題、第50回水工学に関する夏季研修会 Aコース、2014。
- 3) 例えば、馬場洋二、松浦茂樹、谷本光司、小栗幸雄：鶴見川多目的遊水地水理模型実験(その2)、土研資料第2179号、1985。
- 4) 秋山壽一郎、重枝末玲、門田竜祐、田島瑞規：数値解析を用いた既設・未設遊水地の機能評価と施設計画の可能性、土木学会論文集B1(水工学)、Vol.69, No.4, I_1645-I_1650, 2013。
- 5) 秋山壽一郎、重枝末玲、田島瑞規、余田正敏：数値解析を用いた遊水地の洪水調節効果の検討、土木学会論文集B1(水工学)、Vol.70, No.4, I_853-I_858, 2014。
- 6) 秋山壽一郎、重枝末玲、坂田治義：数値解析を用いた湾曲部に設けられた遊水地の洪水調節効果の検討、土木学会論文集B1(水工学)、Vol.71, No.4, I_1411-I_1416, 2015。
- 7) 秋山壽一郎、白石清隆、重枝末玲、坂田治義：洪水調節とポンプ排水を考慮した外水処理モデルの六角川流域への適用、土木学会論文集B1(水工学)、Vol.72, No.4, I_1249-I_1254, 2016。
- 8) 秋山壽一郎、重枝末玲、藤原周平：数値解析を用いた牛津川遊水地の洪水調節効果の検討、土木学会論文集B1(水工学)、Vol.73, No.4, I_325-I_330, 2017。
- 9) 重枝末玲、秋山壽一郎、野村心平：実測水位に基づく分布型流出・平面2次元洪水追跡モデルのパラメータ最適化法、河川技術論文集、第18巻、pp.459-464, 2012。
- 10) Google Earth, <http://www.google.co.jp/earth/>
- 11) 国土交通省 九州地方整備局：土木工事設計要領 第II編 河川編、2014。
- 12) 秋山壽一郎、重枝末玲、大庭康平：直線河道における破堤氾濫流の横越流特性と流量式の改善、土木学会論文集B1(水工学)、Vol.67, No.4, I_901-I_906, 2011。
- 13) 国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所：六角川ポンプ運転調整方針、http://www.qsr.mlit.go.jp/takeo/site_files/file/rokaku/04ponnputyousei.pdf, 2014。
- 14) 国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所資料、1993-2012。
- 15) 内田龍彦、濱邊竜一、福岡捷二：低平地河川におけるポンプ排水が洪水流に与える影響評価：水面形時系列観測データを用いた非定常二次元流解析の活用、水文・水資源学会誌、第25巻、第4号、pp.201-213, 2012。

(2017. 4. 3受付)