

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

INVESTIGATIONS ON STAGE-DISCHARGE RELATIONSHIP OF
RETARDING BASINS BUILT IN RIVER BENDS BY NUMERICAL ANALYSIS

秋山 壽一郎¹・重枝 未玲²・坂田 治義³
Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA and Haruyoshi SAKATA

¹フェロー会員 Ph.D. 九州工業大学大学院教授 工学研究院建設社会工学研究系
(〒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, because the flows around the levee are very difficult to be handled by theoretical and/or numerical methods. The objective of this study is to demonstrate that the numerical model, which comprises the finite volume method based on unstructured grid using FDS technique, along with appropriate boundary conditions is able to calculate the stage-discharge relationship for retarding basins built in river bends with good accuracy.

Key Words : *retarding basin, overflow levee, river bend, numerical model, experiment*

1. はじめに

近年、全国各地で局地的な短時間集中豪雨による水災が頻発している。そのような降雨パターンではピーク流量が大きく、短時間で水位が急激に上昇しやすく、河川堤防が危険な状態にさらされたり、洪水到達時間も短いためリアルタイム予測や避難計画等も難しくなるといった問題がある。

そのような短時間集中豪雨に対しては、ピーク流量と水位を下げる洪水調節が効果的である。遊水地は、その代表的な施設で、一定水位に達した時点で洪水流を越流堤から横越流させ洪水調節を行うものである。

遊水地の施設計画では、想定された洪水に対して、越流堤付近の流況に影響を及ぼす上下流の河道特性とそこでの洪水流特性を考慮して越流流量を評価する必要がある。このため越流堤の計画諸元は一般化された流量式¹⁾²⁾では評価が難しく、1/20~1/40縮尺の大型模型実験を用いて決定されるのが通常である³⁾。しかし、大型模型実験を用いた検討では、定常流を前提とした越流公式や流量係数の非定常流への適用性において曖昧さがあるとの指

摘⁴⁾や、想定とは大きく異なる洪水に対する洪水調節効果がわからないこと、構造の改善等が見直しが発生した場合に新たに模型を作成しなければならないことなどの課題がある。

さらに、先述したような降雨外力の変化を受け、今後は個別の治水施設の機能評価にとどまらず、水災適応策の観点から流域スケールの治水施設群(治水システム)の治水バランスが重要になってくると考えられる⁵⁾。この場合、遊水地には計画の想定と異なる降雨パターンに対してどの程度の洪水調節効果が期待できるのか、効果を最大限に発揮させるためにはどのような施設としたらよいのか、といった高度な検討が求められる。もしそのような検討を河川整備計画などで予定・計画されている遊水地について行うことができれば、バランスの取れた治水システムの構築に一步近づけることになる。

本研究は、以上の背景を踏まえ、既設あるいは予定・計画されている遊水地を含む流域の治水システムの治水バランスを評価できるシミュレータ⁶⁾⁷⁾の開発を目的として、模型実験に基づく同シミュレータの基本性能の検証を行うための研究⁸⁾⁹⁾の一環である。本報は、遊水地は適地としての制約があるために、刈谷田川遊水地(新潟県)、

鶴見川多目的遊水地(神奈川県), 阿武隈川浜尾遊水地(福島県)などのように河道湾曲部に設けられる遊水地も少なくないことから, そのような遊水地の越流堤の設置位置(内岸, 外岸)と曲率半径川幅比が越流流量に及ぼす影響について模型実験と数値実験に基づき検討を加えたものである。

2. 実験および解析の概要

(1) 実験装置の概要

直線河道に越流堤を設けた場合(CASE A), 湾曲河道の外岸側に越流堤を設けた場合(CASE B)と内岸側に設けた場合(CASE C)の3ケースについて検討した. CASE Aの直線河道の場合については既に筆者による検討がなされているが^{8),9)}, CASE AはCASE BおよびCと比較検討を行うために, 流入流量ハイドログラフや水路幅を同一条件としてあらためて実験を行ったものである。

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, 越流堤部および遊水地部を設けたものである. 図-1, 図-2にCASE A, CASE BとCの実験装置と重要な諸量をそれぞれ示す。

河道部・堤防部は, 矩形断面水路(長さ=3.07(m), 幅 $B=0.30$ (m), 勾配 $I=1/1000$, 粗度係数 $n=0.01$ ($s/m^{1/3}$))であり, 河道部下流端には河道水位調節のための刃形堰(堰高 $s=0.016$ (m))が設けられている. また越流堤の反対側の河道部は越流しないように壁面となっている. 越流堤部は越流堤(高さ $D_e=0.03$ (m), 幅 $L_e=0.30$ (m), 敷幅 $T_e=0.15$ (m), 天端幅0.03(m), 表法面勾配1割, 裏法面勾配3割)を河道部上流端から1.4~1.7(m)の位置に設けた. 模型越流堤の裏法面勾配は実越流堤では3~4割が多いことから¹⁰⁾, 3割とした. 以上はCASE A, BおよびCで共通である。

CASE A, Cでは左岸側, CASE Bで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, CASE B, Cでは曲率半径川幅比 r/B を2通りに変化させた. なお, 図-2に示した湾曲角 θ は, 全CASEで湾曲部の河道中央の長さを一定に保つように定めた。

(2) 実験の条件と方法

実験条件を表-1に示す. ちなみに湾曲部に越流堤が設けられた遊水地の越流堤近傍の r/B は, 外岸側では新潟県刈谷田川遊水地($r/B \approx 17.5, 3.4$), 熊本県黒川小野遊水地(11.6), 内岸側では熊本県黒川小倉遊水地(4.1), 福島県阿武隈川浜尾遊水地(6.68), 神奈川県鶴見川多目的遊水地(16.8)などのようである. ここで, B は堤-堤間距離である。

いずれのCASEも越流堤から越水しない程度の基底流量を通水させ, 定常になった時点で図-3に示した流入流量ハイドログラフ $Q_0(t)$ を河道部に流入させた. $Q_0(t)$ は電

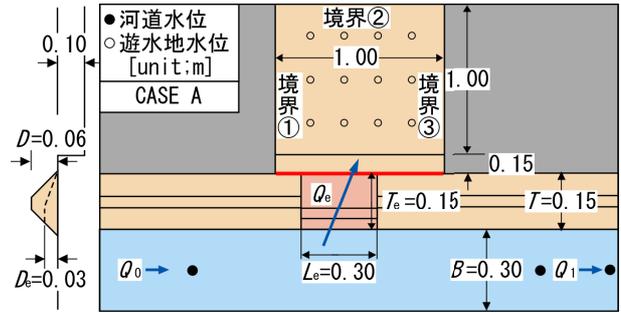


図-1 実験装置と重要な諸量 (CASE A)

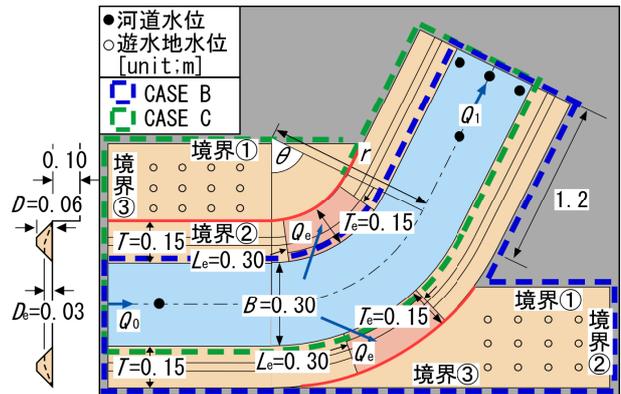


図-2 実験装置と重要な諸量 (CASE B, C)

表-1 実験条件

CASE	河道線形 (越流堤位置)	曲率半径 r (m)	河道幅 B (m)	曲率半径 川幅比 r/B
A	直線河道		0.3	
B-1	湾曲河道 (外岸側)	2.1		7
B-2	湾曲河道 (外岸側)	3.3		11
C-1	湾曲河道 (内岸側)	2.1		7
C-2	湾曲河道 (内岸側)	3.3	11	

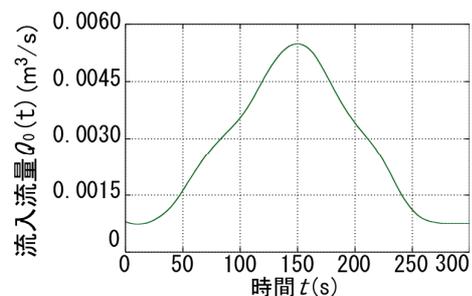


図-3 流入流量ハイドログラフ $Q_0(t)$

磁流量計で設定した。

測定項目は, 河道部上流端の高さを基準(0(m))とした河道部の水位ハイドログラフ $H(t)$ および越流部からの越流流量ハイドログラフ $Q_c(t)$ である. $H(t)$ は, 図-1, 図-2中に●で示した河道部上流端から0.6m, 2.47mの地点および河道部下流端に設けられた刃形堰の地点で容量式波高計を用いて計測した. なお, サンプリング間隔は0.05秒である. $Q_c(t)$ は, 図-1, 図-2中に○で示した地点に目盛り付きの細い尺を12本設置し, デジタル画像から遊水地の水位の変化を読み取ることで求めた. さらにCASE B, Cの湾曲部の流況を直径0.005(m)の発泡スチロール球

の動きをデジタルカメラで撮影・収録した動画をPTV解析し調べた。

(3) 解析の概要

河道・遊水地解析モデル⁹⁾は、平面2次元不定流モデルであるPSA-FUF-2DF model¹¹⁾を基本とし、以下に示す境界条件と横越流の取り扱いを組み込んだものである。

a) 河道下流端の境界条件

次の2通りについて検討した。

- ①河道部下流端に設けられた刃形堰の地点で得られた水位ハイドログラフ $H(t)$ (以下「境界条件Ⅰ」という)
- ②刃形堰の地点で刃形堰の公式¹²⁾を用いてH-Q関係を算出し、下流端の Q から求めた H を与える条件(以下「境界条件Ⅱ」という)

ここで、「境界条件Ⅰ」は実績洪水に対する既設遊水地の洪水調節効果の評価検討を行う場合などに適用するもので、「境界条件Ⅱ」は未設遊水地の洪水調節機能等の評価・検討を行う場合に適用するものである。なお、「境界条件Ⅱ」で用いる刃形堰の公式¹²⁾の流量係数は別途実験を行い定めた。

b) 横越流の取り扱い

次の2通りの取り扱いについて検討した。

- ①平面2次元不定流モデルを用いて河道と遊水地の流れを包括的に解析する方法¹³⁾(以下「DYN解析」という)
- ②任意の遊水地を想定し、そこへ流入する流量より遊水地内の水位 $H_s(t)$ を計算し、越流堤裏法尻および遊水地が存在する区間の堤防裏法尻(図-1, 図-2中の赤線)に与え、遊水地境界条件としてフィードバックする方法⁸⁾(以下「H-V解析」という)。ここに、 V は遊水地貯留量である。ここで、「H-V解析」は洪水調節機能のみの検討に、「DYN解析」は洪水調節機能のみならず、遊水地内の水理特性の検討に適用するものである。なお、計算に用いた計算格子は、越流堤付近では0.02(m)、その他の区間では0.04(m)を基準とした三角形非構造格子で、計算格子数はCASE A(DYN解析: 12810個, H-V解析: 6078個), CASE B(14711, 11988), CASE C(17615, 11692)である。

3. 本実験に基づく実験結果の検討

(1) 河道の水位ハイドログラフ $H(t)$

図-4に越流堤を直線河道に設置したCASE A, 図-5~6に湾曲部外岸側に設置したCASE B, 図-7~8に湾曲部内岸側に設置したCASE Cの水位ハイドログラフ $H(t)$ の実験結果と解析結果をそれぞれ示す。図中で●は実験値、青線は「境界条件Ⅰ」、赤線は「境界条件Ⅱ」を用いた解析結果である。なお、同図に表れるような差異は「DYN解析」と「H-V解析」の解析結果に認められなかったもので、「H-V解析」の結果のみを示している。

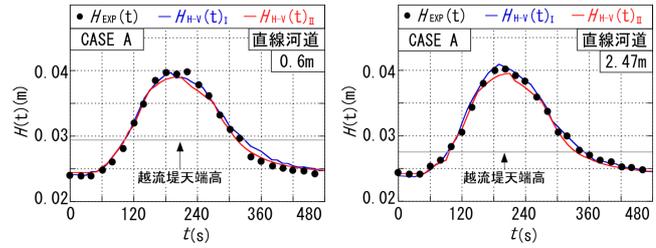


図-4 水位ハイドログラフ $H(t)$ (CASE A) (左:0.6m, 右:2.47m)

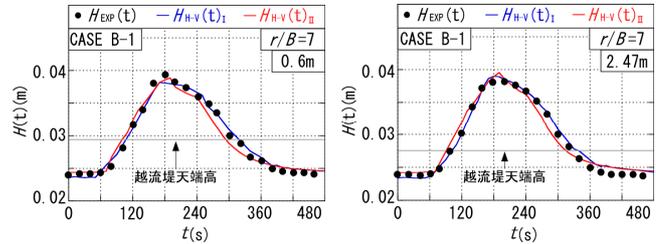


図-5 水位ハイドログラフ $H(t)$ (CASE B-1) (左:0.6m, 右:2.47m)

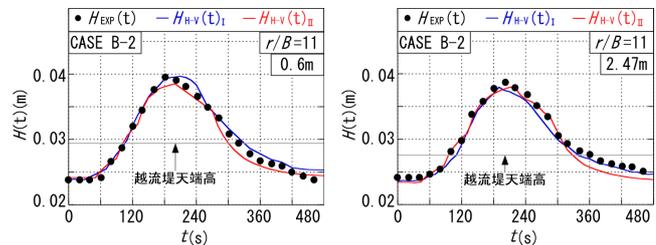


図-6 水位ハイドログラフ $H(t)$ (CASE B-2) (左:0.6m, 右:2.47m)

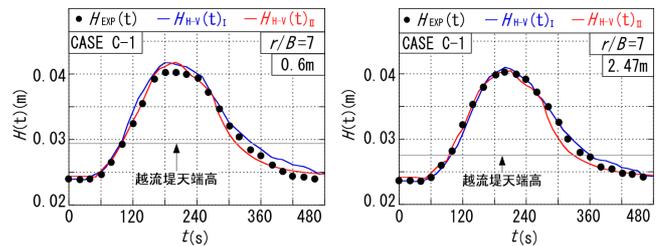


図-7 水位ハイドログラフ $H(t)$ (CASE C-1) (左:0.6m, 右:2.47m)

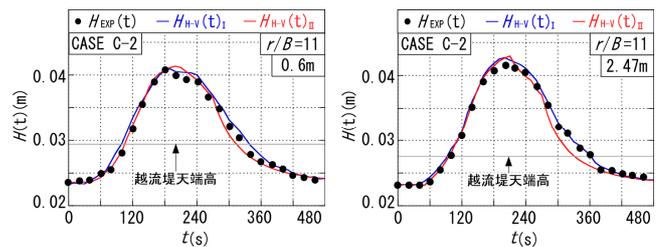


図-8 水位ハイドログラフ $H(t)$ (CASE C-2) (左:0.6m, 右:2.47m)

a) 実験結果の考察

越流堤の上下流の $H(t)$ のピーク水位に着目してCASE AとCASE B, Cとを比較すると、CASE BではCASE Aに比べて、 $r/B=7$ では上流側で1.1%、下流側で5.1%程度、 $r/B=11$ では上流側で0.8%、下流側で3.5%程度ピーク水位が低くなっている。一方、CASE CではCASE Aに比べて、 $r/B=7$ では上流側で1.0%、下流側で1.5%程度、 $r/B=11$ では上流側で2.4%、下流側で3.2%程度、ピーク水位が高くなっていることが図-4~8から確認できる。

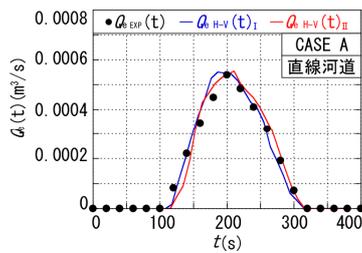


図-9 越流流量/ヒドログラフ $Q_e(t)$ (CASE A)

また、 r/B については、CASE B、Cともに r/B が小さいほど越流堤上下流のピーク水位が低くなっていることが確認できる。これは、CASE Bでは r/B が小さいほど越流堤付近の水位が高くなり、遊水地への $Q_e(t)$ が大きくなる一方、CASE Cでは r/B が小さいほど越流堤付近の水位は低くなるものの、主流が湾曲部下流側の越流堤側面に衝突し、それにより流れが堰上げられて越流堤付近の水位が高くなり、 $Q_e(t)$ が大きくなるためである。

以上の実験結果は、湾曲部外岸側に越流堤を設けた場合の方が直線あるいは湾曲部内岸側に設けた場合よりも越流堤下流のピーク水位を低減でき、また設置位置に関わらず、 r/B が小さい方が越流堤下流のピーク水位の低減効果が高くなることを明らかにしている。

b) 解析結果と実験結果の比較

解析結果と実験結果のピーク水位の誤差は「境界条件 I」ではCASE Aで1.9%、CASE BとCで3.1%程度、「境界条件 II」ではCASE Aで1.9%、CASE Bで3.6%、CASE Cで3.4%程度であることが図-4-8から確認できる。

このように境界条件に関わらず、両者の誤差は極めて小さく、解析結果は実験結果を良好に再現あるいは予測していることが確認できる。ただし、平面2次元不定流モデルに基づく河道・遊水地解析モデル⁹⁾はもとより二次流を再現できる能力を備えていないので、いずれの境界条件についても直線河道に越流堤を設けた場合に比べて、湾曲部に設けた方が越流堤上下流のピーク水位の誤差が大きくなっている。また、解析結果は湾曲部外岸側に越流堤を設けた場合にピーク水位を過小評価、内岸側に設けた場合に過大評価する傾向が見て取れ、その誤差は内岸と外岸側ではほぼ同程度あるいは外岸側でやや大きく、 r/B の値が小さいほど大きくなる傾向がある。

(2) 越流流量/ヒドログラフ $Q_e(t)$ と遊水地貯留量 V

図-9に越流堤を直線河道に設置したCASE A、図-10に湾曲部外岸側に設置したCASE B、図-11に湾曲部内岸側に設置したCASE Cの越流流量/ヒドログラフ $Q_e(t)$ の実験結果と解析結果をそれぞれ示す。図中の記号等は水位/ヒドログラフ $H(t)$ と同様である。なお、 $Q_e(t)$ についても「DYN解析」と「H-V解析」の解析結果には同図に表れるような差異は認められなかったため、「H-V解析」の結果のみを示している。

a) 実験結果の考察

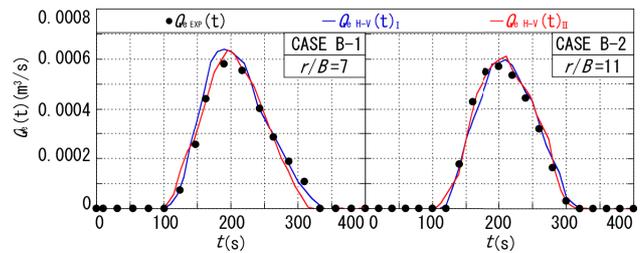


図-10 越流流量/ヒドログラフ $Q_e(t)$ (左: CASE B-1, 右: CASE B-2)

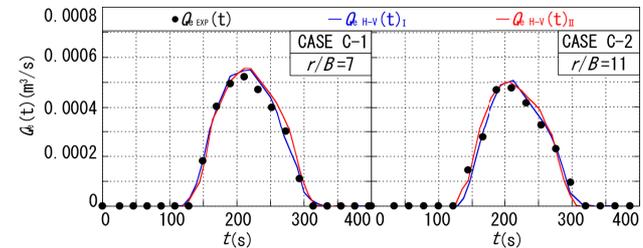


図-11 越流流量/ヒドログラフ $Q_e(t)$ (左: CASE C-1, 右: CASE C-2)

表-2 各CASEの遊水地貯留量 V

CASE	曲率半径 川幅比 r/B	越流堤高 堤防高比 D_e/D	貯留量 (実験) $V(\text{m}^3)$	貯留量 (再現解析) $V(\text{m}^3)$	貯留量 (予測解析) $V(\text{m}^3)$
A		0.5	0.062	0.063	0.064
B-1	7		0.067	0.070	0.071
B-2	11		0.064	0.066	0.068
C-1	7		0.060	0.062	0.063
C-2	11		0.054	0.055	0.056

$Q_e(t)$ のピーク流量に着目してCASE AとCASE B、Cとを比較すると、CASE BではCASE Aに比べて、 $r/B=7$ では10.0%、 $r/B=11$ では、6.9%程度ピーク流量が大きくなっている。一方CASE Cでは、CASE Aに比べ、 $r/B=7$ では3.1%、 $r/B=11$ では、8.9%程度ピーク流量が小さくなっている。このように、 $Q_e(t)$ のピーク流量は湾曲部外岸側に越流堤を設けた場合は直線河道よりも大きくなり、内岸側に設けた場合は小さくなる。

また、 r/B については、CASE B、Cともに r/B が小さいほど $Q_e(t)$ のピーク流量が大きくなっている。これは、前述したようにCASE Bでは r/B が小さいほど越流堤上下流のピーク水位が低くなり、CASE Cでは r/B が大きいほど越流堤上下流のピーク水位が高くなることに対応する。

さらに、表-2に示した各CASEにおける遊水地の貯留量 V から、直線河道に比べて湾曲部外岸側では V がやや大きく、湾曲部内岸側ではかなり小さくなっており、湾曲部外岸側に越流堤を設けた方が、直線あるいは湾曲部内岸側に越流堤を設けた場合よりも全越流流量が大きく、より大きな洪水調節効果が期待できることが確認できる。

ピーク流量のカット量は、CASE BはCASE Aより $r/B=7$ で10.0%、 $r/B=11$ で6.9%程度大きく、CASE Cでは、CASE Aよりも $r/B=7$ で3.1%、 $r/B=11$ で8.9%程度小さくなっている。また、表-2に示した遊水地貯留量 V については、CASE BではCASE Aより $r/B=7$ で8.1%、 $r/B=11$ で3.2%程度、 V が大きく、CASE CではCASE Aより $r/B=7$ で

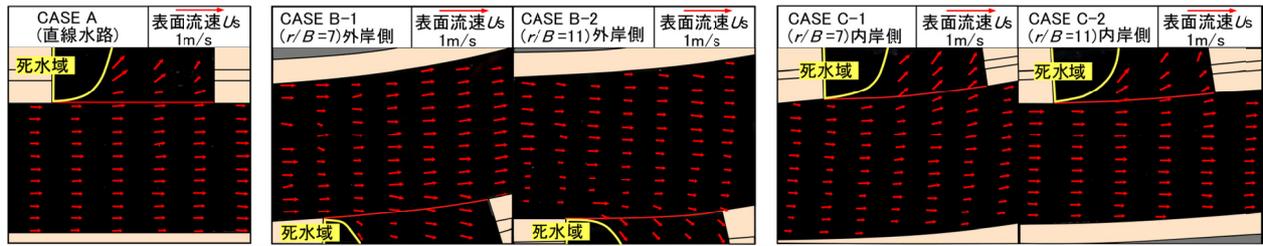


図-12 実験結果の越流堤近傍の流況図(左:CASE A, 中央:CASE B, 右:CASE C)

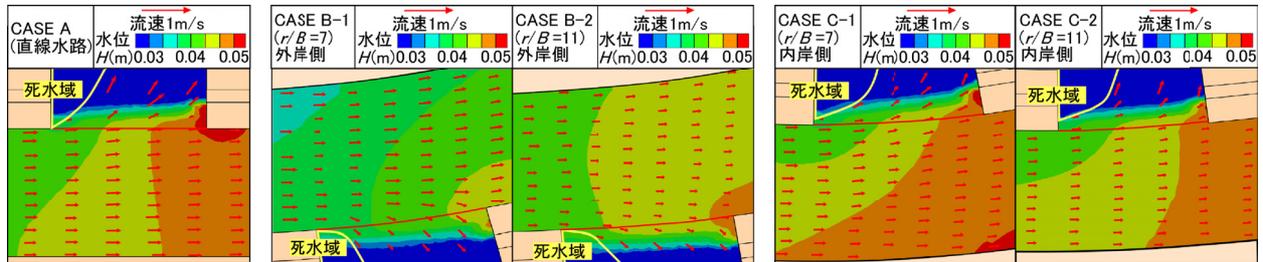


図-13 解析結果の越流堤近傍の流況図(左:CASE A, 中央:CASE B, 右:CASE C)

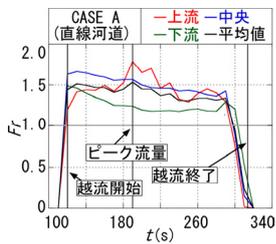


図-14 越流堤天端のFr数
(CASE A)

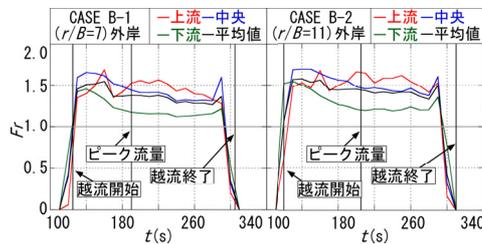


図-15 越流堤天端のFr数
(左:CASE B-1, 右:CASE B-2)

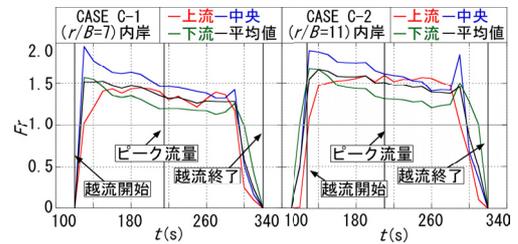


図-16 越流堤天端のFr数
(左:CASE C-1, 右:CASE C-2)

3.2%, $r/B=11$ で12.9%程度, V が小さくなっている. このことから, 湾曲部外岸側に越流堤を設けた方がより大きな洪水調節効果が得られることが確認できる.

b) 解析結果と実験結果の比較

解析結果と実験結果のピーク流量の誤差は「境界条件 I」ではCASE Aで2.2%, CASE Bで5.7%, CASE Cで5.4%程度, 「境界条件 II」ではCASE Aで2.8%, CASE Bで7.2%, CASE Cで6.5%程度であり, 解析結果は実験結果を良好に再現あるいは予測していることが確認できる. ただし, $Q_d(t)$ には越流堤上下流の水位の解析誤差の影響がより強く表れるために, 前述の越流堤上下流のピーク水位の解析誤差に比べるとやや大きくなっていることが図-9~11から確認できる.

いずれの境界条件についても直線河道に越流堤を設けた場合に比べて, 湾曲部に設けた方が, $Q_d(t)$ のピーク流量の誤差が大きくなっており, その誤差は二次流の影響により外岸側でより大きく, r/B の値が小さいほど大きい. これは, 前述したように河道・遊水地解析モデル⁹⁾の能力による. また, 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実験結果と解析結果との誤差が若干大きい. これは, 越流堤上下流のピーク水位の実験結果と解析結果の誤差の理由と同様で, 解析モデルが平面2次元不定流モデルに基づくことによる.

遊水地貯留量 V の解析結果と実験結果の誤差は「境界

条件 I」ではCASE Aで1.6%, CASE Bで4.5%, CASE Cで3.3%程度, 「境界条件 II」ではCASE Aで3.2%, CASE Bで6.3%, CASE Cで5.0%程度であることが表-2から確認できる. 遊水地貯留量 V の実験結果と解析結果の誤差は, その絶対量がピーク流量の絶対量よりも大きいため, $Q_d(t)$ のピーク流量の誤差よりも, 若干小さくなっている.

(3) 各CASEにおける越流堤近傍の流況および流出Fr数

図-12~13は, それぞれ各CASEの実験と解析から得られた越流堤近傍の流況を示したものである. 図中の赤色のベクトルは表面流速 U_s を, 黄色の実線の内側は発砲スチロール球を用いたPTV解析より推定した水表面の死水域を表している.

図-14~16は, 前掲した境界条件 I を用いた解析結果の妥当性を踏まえて, 解析から得られた各CASEにおける流出フルード数 $Fr(=v/(gh)^{1/2})$ の時系列変化の結果を示したものである. 同図には, 越流開始時間, $Q_d(t)$ のピーク流量時の時間および越流終了時間も併せて示してある. ここに, $h(m)$ と $v(m/s)$ は越流堤の天端中央における諸量である.

解析結果と実験結果の流速ベクトルを比較すると, いずれのCASEにおいても, 流速ベクトルの方向や死水域の大きさに若干の違いは認められるものの, 解析結果は

越流堤付近の河道部および越流堤部の流況を良好に再現していることが確認できる。

また、CASE Aに比べて、死水域はCASE Bでは小さく、CASE Cでは大きくなっており、流出水の越流堤下流側への流れの偏流はCASE Bでは弱く、CASE Cでは強くなっていることが図-12~13の実験結果と解析結果のいずれからも確認できる。また、越流時の Fr 数はCASE Bでは小さく、CASE Cでは大きくなっていることが図-14~16から確認できる。

以上の死水域と流出水の偏流の特性に加え、CASE Bでは主流が湾曲部で外岸側を向いているために、遊水地に流れ込みやすく、図-5-6、図-10でみたように、CASE Aよりも $Q_c(t)$ が大きく、越流堤上下流のピーク水位が低くなる。また、 r/B が小さいCASE B-1の方が、越流堤近傍の流れが越流堤の下流側断面へ衝突することによって生じる河道水位の上昇が小さくなっており、 $Q_c(t)$ が大きくなっていることがわかる。

一方、CASE Cでは、主流が湾曲部で外岸側を向いていることと、流れの越流堤の下流側断面への衝突によって生じた越流堤下流側での河道水位の上昇により、遊水地に流れ込みにくくなり、図-7-8、図-11でみたように、CASE Aよりも $Q_c(t)$ が小さく、越流堤上下流のピーク水位が高くなる。また、 r/B が小さいCASE C-1の方が、流れの越流堤の下流側断面への衝突によって生じた河道水位の上昇範囲はCASE C-2より大きい方が、CASE C-1の流速ベクトルの方が全体的に越流堤に向いており、その結果 $Q_c(t)$ が大きくなっていると考えられる。このように、内岸側に越流堤を設けた場合は、 r/B の違いによる局所的な流況の影響を受け、 $Q_c(t)$ の大小は複雑に変化すると考えられる。

4. まとめ

本研究より以下のような知見が得られた。

(1) 曲率半径川幅比 $r/B \geq 7$ の湾曲部では、越流堤を湾曲部外岸側に設置した方が直線あるいは湾曲部内岸側に越流堤を設けた場合よりも越流流量 $Q_c(t)$ が大きくなり、越流堤下流のピーク水位を低減でき、また r/B が小さい方がより大きな洪水調節効果が期待できることが実験より確認された。

(2) 河道・遊水地解析モデル⁹⁾は、河道湾曲部の内岸あるいは外岸側に設けられた $r/B \geq 7$ の越流堤上下流の水位ハイドログラフ $H(t)$ と越流堤から流出する越流流量ハイドログラフ $Q_c(t)$ を適正に評価できることが実験と解析結果の比較より検証された。

謝辞：本学大学院生1年生吉武敬介君、本学学部4年生杉本翔平君、内藤和洋君の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 栗城 稔, 末次忠司, 小林裕明ほか: 横越流特性を考慮した破堤氾濫流量公式の検討, 土木技術資料, Vol.38, No.11, 1996.
- 2) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 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, 水工学論文集, 第55巻, pp.901-906, 2011.
- 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) 福岡捷二, 昆 敏之, 岡村誠司: 鶴見川多目的遊水地の洪水調節効果の評価, 土木学会論文集B, Vol.63, No.3, pp.238-248, 2007.
- 5) 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期研修会 Aコース, 2014.
- 6) 例えば, 秋山壽一郎, 重枝未玲, 小園裕司, 草野浩之: 治水システムを考慮した飯塚市街地の都市域氾濫解析と被害軽減効果の検討, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.67, No.4, I_943-I_948, 2011.
- 7) 例えば, 秋山壽一郎, 重枝未玲, 田島瑞規: 数値解析を用いた遊水地の洪水調節効果の評価 - 牟田辺遊水地を対象として -, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.70, No.4, I_847-I_852, 2014.
- 8) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 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.
- 9) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 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.
- 10) 国土交通省 国土技術政策総合研究所 河川研究室: 分散型保水・遊水機能の活用による治水方式 - 遊水地の計画・設計・管理のための技術的・社会的視点 -, 2005.
- 11) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 大庭康平, 山尾匡人, 岩本浩明: 破堤氾濫流に対する水防林の減災効果の検討, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.68, No.4, I_1027-I_1032, 2012.
- 12) 椿 東一郎: 水理学 I, 森北出版, pp.170, 193, 1973.
- 13) 例えば, 秋山壽一郎, 重枝未玲: 河道・氾濫原包括解析による氾濫流量の評価と市街地破堤氾濫解析, 土木学会論文集B, Vol.63, No.3, pp.224-237, 2007.

(2014. 9. 30受付)