

複数箇所での流出・復流する洪水氾濫流に道路等が及ぼす影響を考慮した数値解析と実験的検証

NUMERICAL AND EXPERIMENTAL EXAMINATIONS ON LATERAL EXCHANGE OF FLOOD WATER BETWEEN A FLOOD PLAIN AND RIVER CHANNEL OCCURRING IN A PLURALITY OF CHANNEL

秋山 壽一郎¹・重枝 未玲²・中上 竜吾³・竹下 大祐³

Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Ryugo NAKAUE and Daisuke TAKESHITA

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)

This study is concerned with lateral exchange of flood water between the flood plain, where a banking structure exists, and river channel, due to breach flows from river channel as well as return flows of flood water. The study is directed toward the examination of lateral exchange of flood water simultaneously occurring in a plurality of river channel. It is demonstrated that a proposed numerical model, that comprises the finite volume method based on unstructured grid using flux-difference splitting (FDS) technique and numerical method to solve simultaneously flows in a channel and inundation flows in a flood plain along with appropriate boundary conditions is effective to simulate the above mentioned complex lateral exchange of flood water.

Key Words : dyke breach, overflow, open levee, dynamic flood simulation numerical model, FDS

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は、降雨状況や流域特性などの理由から各水災に固有の課題はあるものの、①ハード対策については、上下流/本支川、内水/外水処理の治水バランス、②ソフト対策については、計画の想定をはるかに上回る豪雨、短時間集中豪雨や局地的豪雨への対応、および危機管理上の不備といった共通する課題が見られる¹⁾。このような課題の背景には、外力の変化や治水施設の整備の進捗の遅れなどがあるものの、事前に豪雨災害がもたらす水災リスクが把握されていないことや、流域の各種の治水施設の治水バランスが評価されていないことなどがある。

ハード対策の課題である治水バランスについては、上下流/本支川のように計画手法が同様な場合は通常用いられる治水安全度のバランスとしてみる事ができるが、内水/外水処理のように対象降雨や計画手法が異なっている場合はそのような見方では治水バランスの評価は難しく、各施設が受け持つ雨水の処理量や貯留量のバランスとして捉える必要がある。そのような各施設の分担流

量としての捉え方は、下水道に限らず、内水排除施設やオフサイト貯留など、対象降雨や計画手法が異なる各種の治水施設にも当てはまる。ところが、必ずしも各施設の分担流量が適正に評価され、また治水施設群(治水システム)の治水バランスが評価されているわけではない。

ソフト対策についても、想定を上回る豪雨等が発生した場合に予想される水災リスクを事前に把握しておかない限り、的確な対応は不可能であるし、また実効性のある危機管理体制を構築することはできない。しかし現状ではそのようなリスク把握が行われているわけではない。

被害軽減を図っていくためには、流域の治水施設群(治水システム)の治水バランスを図るとともに、計画の想定を超える豪雨や計画で想定されていない豪雨がもたらす水災リスクを事前に把握し、実効性のある危機管理体制を構築していくことが、これから極めて重要になる。

筆者は、そのような考え方から、流域を対象として任意の降雨外力と本川下流端水位のみを所与の条件とし、都市域における道路・市街地などの都市構造、地形起伏などの自然的要素を高い解像度で捉え、河川、下水道、洪水調節施設などの各種治水施設の雨水処理能力およびその総体としての治水システムのトータルバランスを評

したもので、前述した検討目的に応じて異なった設定となっている。なお以下では、開口部は上流側から開口部1、開口部2のように、各々に添え字1、2を付けて区別している。各開口部から流出あるいは復流する流量等の水理量についても同様に区別している。

(2) 実験の条件と方法

いずれの検討についても河道に両開口部から流出しない程度の基底流量を通過させた後に、図-3に示した流入流量ハイドログラフ $Q_{IN}(m^3/s)$ を河道上流端から流入させ、各開口部から氾濫原へ流出、復流させた。 Q_{IN} 、 s 等の実験条件は、検討目的、実験装置の制約、測定精度を考慮した予備実験に基づき設定した。

測定項目は、①流入流量ハイドログラフ $Q_{IN}(m^3/s)$ 、②河道下流端水位ハイドログラフ $H(m)$ 、③開口部天端中央の横断水位 $h(m)$ 、④開口部での堤防法線方向の表面流速 $v_p(m/s)$ および開口部、氾濫原部の通路あるいは低地盤高区間近傍の流況である。

各諸量の測定方法は次の通りである。 Q_{IN} は電磁流量計を用いて測定した。 H は、図-1に示した●の地点に設置した目盛り付の細い尺をデジタルカメラで撮影した動画を解析し、水位の変化を読み取ることで求めた。 h は、図-4に示した青色の○の地点に目盛り付の細い尺を設置し、 H と同様の測定方法で求めた。 v_p は、図-2に示した赤枠内および図-4に示した青色の○と●の地点で直径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解析し求めた。また、開口部等の流況は、PTV解析より求めた。

図-5は開口部の流況の一例を示したものである。図中の赤のベクトルは $t=30, 310(s)$ の v_p 、色付きの実線は死水域の時間変化を示している。図-6は h を開口部天端中央の平均水位 $h_{AVE}(m)$ で無次元表示した一例を示したものである。図中の丸付きの実線は h/h_{AVE} 、色付きの破線は死水域幅の時間変化をそれぞれ示している。

これからわかるように、流出流、復流のいずれも死水域の発生による偏流・縮流が生じており、 h は流出流では開口部下流側で大きくなっている一方で、復流ではそのような傾向は認められない。このような流況を踏まえ、開口部を①~④に4等分し、各区間の h 、水深平均流速 $V_m(m/s)$ より単位幅流量 $q_m(=h \times V_m)(m^2/s)$ を求め、これを各区間の幅で積分して得られた流量の総和として、流出流量 $Q_o(m^3/s)$ 、復流流量 $Q_R(m^3/s)$ ハイドログラフを算出した。同様に、各区間で求めた $Fr(=V_m/((gh)^{1/2}))$ の平均値をもって Fr とし、 V_m は、補正係数 $\alpha(=水深平均流速V/表面流速v_p)$ を用いて $V_m=\alpha \times v_p$ より算出した。なお、 α は本実験の開口部のFroude数 $Fr_p(=v_p/((gh)^{1/2}))$ の範囲($Fr_p \approx 0 \sim 1.6$)で別途実験を行い定めた。いずれの検討についても同一条件下で10回の繰り返し実験を行い、度数分布から標準偏差の範囲外の測定値を除外し、その平均値をもって実験結果とした。

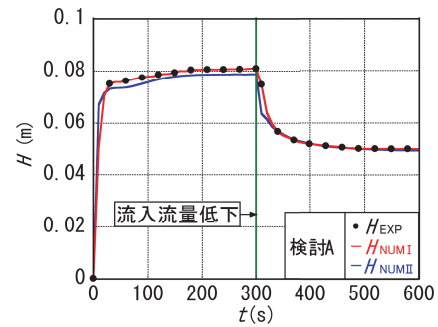


図-7 検討Aの下流端水位ハイドログラフ H

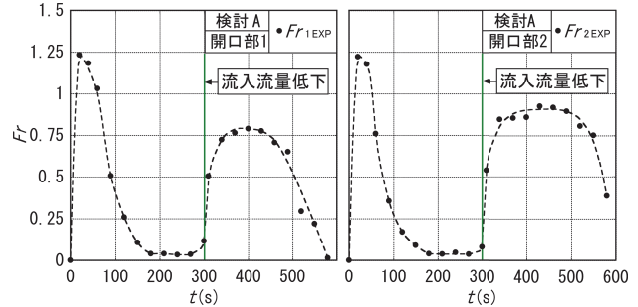


図-8 検討Aの開口部の Fr (左: Fr_1 , 右: Fr_2)

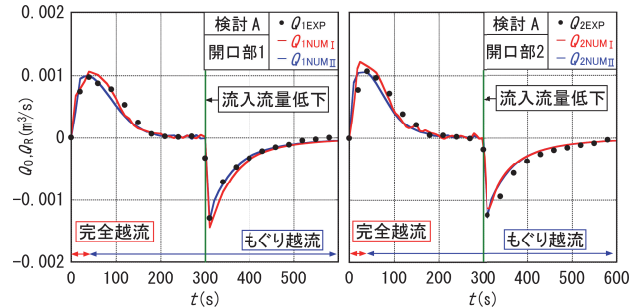


図-9 検討Aの流出、復流流量ハイドログラフ Q_0 、 Q_R
(左: Q_1 , 右: Q_2)

3. 解析の概要

解析は、完全越流およびもぐり越流状態の流出、復流を取り扱うために、常射混在流が取り扱える平面2次元自由表面流モデルであるPSA-FUF-2DF modelによる河道氾濫原包括解析⁶⁾⁷⁾(以下「本解析法」という)を用い、解析より得られた開口部天端中央における水位 $h_{NUM}(m)$ 、堤防法線方向の水深平均流速 $V_{NUM}(m/s)$ より単位幅流量 $q_{NUM}(=h_{NUM} \times V_{NUM})(m^2/s)$ を求め、これを開口幅 $L(m)$ で積分して $Q_{ONUM}(m^3/s)$ 、 $Q_{RNUM}(m^3/s)$ を算出した。

境界条件は、河道上流端には図-3に示した流入流量ハイドログラフ Q_{IN} を、下流端には①下流端で測定した H (以下「境界条件I」という)、②刃形堰の公式を用いて H - q 関係を算出し、下流端の単位幅流量 q から求めた H (以下「境界条件II」という)の2通りを与えた⁵⁾。なお、実流域を対象とした解析では河道下流端の境界条件には潮位を与えるが、これに対応したものが「境界条件I」であり、予測解析のように水位ハイドログラフが未知の場合に適用したものが「境界条件II」である⁵⁾。

解析の計算メッシュは、河道部・氾濫原部・堤防部は

0.05(m), 開口部は0.01(m)を基準にした三角形非構造格子で, その総数は検討Aでは24076, 検討Bでは40422, 検討Cでは32380, 検討Dでは24946である。

4. 実験結果と解析結果の考察

(1) 検討A

図-7~9は, それぞれ河道下流端水位ハイドログラフ H , 各開口部におけるFroude数の時系列 Fr , 流出 Q_0 あるいは復流流量 Q_R ハイドログラフを示したものである。いずれも Q_{IN} を河道下流端から越流を開始させた時刻を $t=0(s)$ としている。

図-7~9に示した緑色の縦線は Q_{IN} (図-3)を低下させた時刻, 黒丸は実験値, 赤と青の実線はそれぞれ境界条件Iを用いた解析(以下「再現解析」という)と境界条件IIを用いた解析(以下「予測解析」という)結果である。

まず実験結果について説明・考察する。図-7に示した H については, $t=0(s)$ から急増し, $t=30(s)$ 以降は緩やかに上昇する。その後, $t=300(s)$ から急減し, $t=340(s)$ 以降は緩やかに低下する。 H が以上のような傾向を示すのは, $t=30\sim300(s)$ では両開口部からの流出によって河道流量の増加が緩やかになり, $t=300(s)$ では Q_{IN} が急減し, $t=340(s)$ 以降では両開口部から氾濫水が復流するために, 河道流量の減少が緩やかになるためである。

図-8に示した Fr については, Fr_1, Fr_2 はそれぞれ $t=60(s), t=50(s)$ で $Fr=1.0$ になり, $t=300(s)$ 以降は常に $Fr < 1.0$ となる。このように, 開口部1では $t=60(s)$, 開口部2では $t=50(s)$ まで完全越流状態で流出し, その後両開口部からもぐり越流状態で $t=300(s)$ まで流出し, $t=300(s)$ 以降は復流する。開口部1に比べて開口部2で完全越流からもぐり越流状態へ遷移する時刻が早くなるのは, 氾濫原2の水位が早期に上昇するためである。すなわち, 開口部1からの流出によって開口部2より上流側の河道の流速低下が生じ, それにより開口部2では開口部1に比べて流出水の下流側への偏流が弱くなることで開口部下流断面への衝突による水位の堰上げが小さくなるために, 開口部2から流出しやすくなる。また $t=300(s)$ 以降で Fr_1 と Fr_2 の波形が異なっているのは, 図-9からわかるように Q_{R1} が Q_{R2} に比べて小さく, 開口部1では開口部2に比べて水位低下が遅れるためである。

図-9に示した Q_0 については, Q_{01}, Q_{02} のいずれも $t=0(s)$ から急増し, $t=40(s)$ でピーク値を取った後に, $t=300(s)$ まで減少する。 Q_{01} と Q_{02} のピーク値を取る時刻がほぼ同じとなるのは, 氾濫原1, 2の面積が同じで, 流出直後で河道水位もほぼ同じ⁹⁾であるためである。また, Q_{02} のピーク値が Q_{01} より大きくなっているのは, Fr で述べたように開口部2から流出しやすいためである。 Q_{R1}, Q_{R2} のいずれも $t=300(s)$ から急増し, $t=310(s)$ でピーク値を取った後に減少する。 $t=310(s)$ の Q_{R1} のピーク値が Q_{R2}

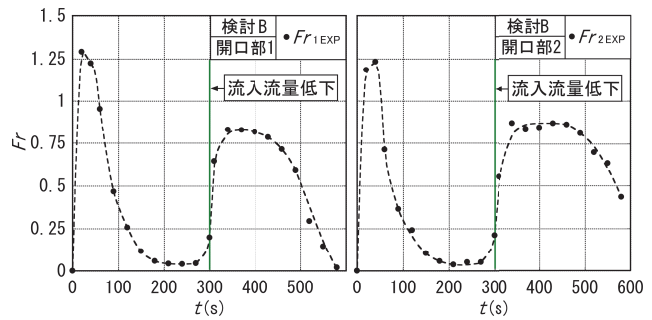


図-10 検討Bの開口部の Fr (左: Fr_1 , 右: Fr_2)

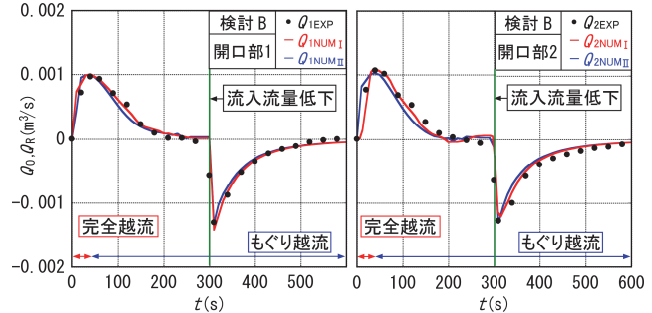


図-11 検討Bの流出, 復流流量ハイドログラフ Q_0, Q_R (左: Q_1 , 右: Q_2)

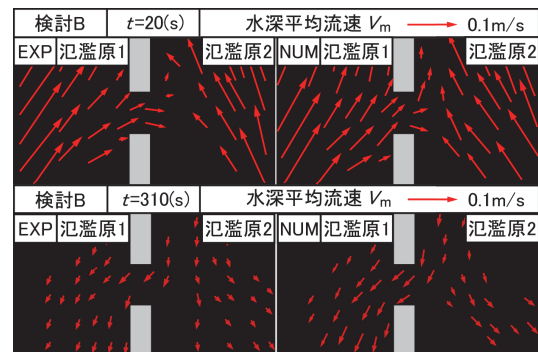


図-12 検討Bの通路近傍の流況

(上: 流出時, 下: 復流時) (左: 実験結果, 右: 解析結果)

より小さくなっているのは, 開口部1の上流側では Q_{IN} が流入し, 下流側では開口部2から氾濫水が復流することで, 開口部1付近で河道流量が増加するため, 開口部2付近に比べて, 河道水位の低下が小さく, 開口部1から復流し難くなることによる。

次に解析結果について考察する。図-7, 9からわかるように, 解析結果は非定常性の強い不定流の河道下流端水位, 各開口部からの流出および復流流量の実験結果を良好に再現している。予測解析で H が $t=0\sim300(s)$ で過小評価されているのは, この間の同解析による Q_0 が過大評価されているために, 河道流量が過小評価され, 河道下流端の $H-q$ 関係に影響を及ぼすためである。 Q_0, Q_R のピーク値が過大あるいは過小評価されているのは, PTV解析による v_p の測定誤差による。ただし, Q_0, Q_R のいずれも $\pm 10\%$ 程度の誤差の範囲に収まっており, 検討B~Dについても誤差の程度は同様であった。なお, 検討B~Dの下流端水位ハイドログラフ H の実験と解析結果の比較は, 検討Aとほぼ同様であったので, 紙面の都合から割愛する。

(2) 検討B

図-10~11は、それぞれ Fr 、 Q_0 あるいは Q_R を示したものである。図-12は実験と予測解析から得られた氾濫原部の通路近傍の流況を示したもので、図中の赤のベクトルは $t=20$ 、310(s)における各地点の水深 h と表面流速 v_p より算定された水深平均流速 V_m である。

以下、検討Aと比較して考察する。実験結果については、 Fr_1 が検討Aに比べて $t=340$ (s)以降で早期に減少しているのは、 $t=310$ (s)から通路を介して、氾濫原2の氾濫水が氾濫原1へ流入し、 $t=340$ (s)以降の氾濫原1の水位低下が緩やかになるためである。 $t=310$ (s)の Q_{R1} と Q_{R2} のピーク値の差が小さくなっているのは、図-12からわかるように、復流開始時は氾濫原2から通路を介して氾濫原1へ流動する氾濫水の影響を受け、 Q_{R1} が増加することによる。

以上のように、氾濫原を分断する道路等に通路がある場合は、両開口部からもぐり越流状態で流出する間は通路を通過する氾濫水の流量も小さくなるため、 Q_0 、 Q_R の波形は検討Aと同様となるが、両開口部から復流する間は通路を通過する氾濫水の影響を受けるため、その波形は検討Aと異なってくる。

解析結果については、図-11~12からわかるように、実験結果を良好に再現しているが、 Q_0 、 Q_R のピーク値が若干過大あるいは過小評価されている。これは、検討Aと同様の理由に加え、通路部の縮流により、実験と解析の氾濫原の流況に若干の違いが生じるためである。

(3) 検討C

図-13~14は、それぞれ Fr 、 Q_0 あるいは Q_R を、図-15は低地盤高区間近傍の $t=140$ 、310(s)の流況を示したものである。実験結果については、検討A、Bに比べて Fr_1 、 Fr_2 がそれぞれ $t=40$ (s)、 $t=20$ (s)で $Fr=1.0$ になり、両開口部で完全越流からもぐり越流状態へ遷移する時刻が早くなっている。これは検討A、Bに比べて Q_0 が大きく、両氾濫原の水位が早期に上昇するためである。 $t=340$ (s)以降の Fr_1 、 $t=310$ (s)以降の Fr_2 が早期に減少しているのは、 $t=310$ (s)以降は氾濫原2の氾濫水が低地盤高区間から氾濫原1へ越流することで Q_{R1} が増加し、河道水位が上昇するために、両氾濫原の水位低下が緩やかになることによる。 Q_0 が $t=150\sim 300$ (s)で大きくなっているのは、 $t=140$ (s)以降は氾濫原1の氾濫水が低地盤高区間から氾濫原2へ越流することにより開口部1から流出し続けるためである。 $t=310$ (s)の Q_{R1} と Q_{R2} のピーク値の差は検討Aに比べて小さく、検討Bに比べて大きくなっている。 $t=210\sim 300$ (s)と $t=310$ (s)の Q_{R2} の違いは Q_{O1} と同様である。検討Bの Q_{R1} と Q_{R2} との違いが大きくなっているのは、図-12、15に示した流速ベクトルからわかるように、復流時により多くの氾濫水が氾濫原2から1へ越流・流入するためである。

以上のように、氾濫原を分断する道路等の一部区間が

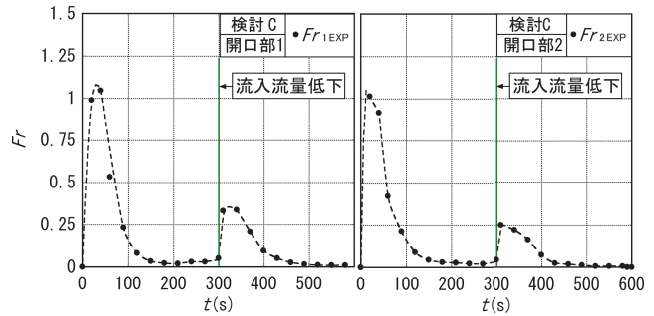


図-13 検討Cの開口部の Fr (左: Fr_1 , 右: Fr_2)

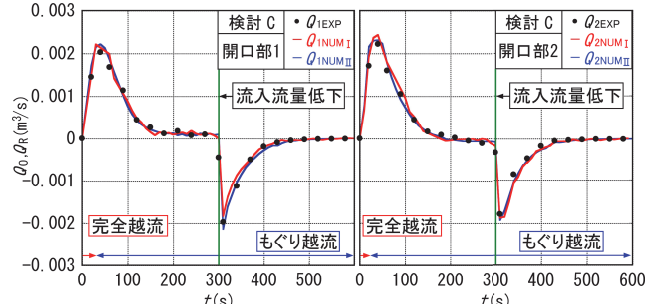


図-14 検討Cの流出、復流流量ハイドログラフ Q_0 、 Q_R (左: Q_1 , 右: Q_2)

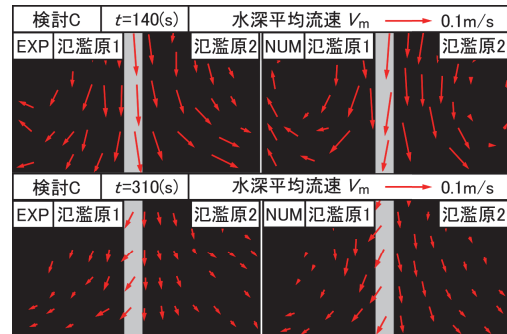


図-15 検討Cの低地盤高区間近傍の流況

(上: 流出時, 下: 復流時) (左: 実験結果, 右: 解析結果)

低くなっている場合は、両開口部から完全越流状態で流出する間は同区間から越流しないので、 Q_0 の波形は検討Aと同様になるが、両開口部からもぐり越流状態で流出あるいは復流する間は、越流の影響を受け、 Q_0 / Q_R の波形は検討A、Bと異なってくる。

解析結果については、図-14-15からわかるように、実験結果を良好に再現しているが、 Q_0 、 Q_R のピーク値が過大あるいは過小評価されている。これは検討Aと同様の理由に加え、低地盤高区間の越流水深の低下に伴って、流況に若干の違いが生じるためである。

(4) 検討D

図-16~17はそれぞれ Fr 、 Q_0 あるいは Q_R を示したものである。実験結果については、検討A~Cに比べて Fr_2 が $t=20\sim 60$ (s)で急減しているのは、図-5、6で示したように、流出水は氾濫原下流側に偏って開口部から流出するために、氾濫原上流側の水位が低下する一方で、氾濫原下流側の水位が早期に上昇するためである。 $t=40$ (s)の Q_{O1} と Q_{O2} の差が検討A~Cに比べて小さくなっているのは、 Fr

で述べたように、氾濫原下流側の水位が上昇するためである。 Q_{O1} が $t=150\sim 300$ (s)で大きくなっているのは、この間の氾濫水が氾濫原上流側から下流側への流動が生じ、 Q_{O1} が流出し続けるためである。 $t=180\sim 300$ (s)で Q_{R2} が大きくなっており、 $t=310$ (s)の Q_{R1} と Q_{R2} の差は小さくなっているが、 $t=180\sim 300$ (s)の Q_{R2} の値は、 Q_{O1} と同様である。 $t=310$ (s)の Q_{R1} と Q_{R2} の差の違ひは、 $t=300$ (s)以降では氾濫原下流側の氾濫水が氾濫原上流側に流入するために、 Q_{R1} が増加することによる。

以上のように、氾濫原が分断されていない場合は、越流状態に関わらず、両開口部から流出あるいは復流する間は、両開口部からの流出水等が氾濫原上流側から下流側への氾濫水の流動の影響を受けるため、 Q_O 、 Q_R の波形が検討A~Cと異なってくる。

解析結果については、図-17からわかるように、実験結果を良好に再現しているが、 Q_O 、 Q_R のピーク値が過大あるいは過小評価されている。これは、検討Aと同様の理由に加え、両開口部からの流出水が氾濫原を流動する氾濫水の影響を受けるためである。

5. まとめ

検討A~Dを俯瞰すれば、本実験条件下では、流出あるいは復流流量について、下記①、②のような傾向が見られた。また、本解析法が河道上下流端の境界条件を所与の条件として、検討A~Dのような氾濫原特性の違いを考慮したうえで、河道に沿った2箇所を決壊口から非常状態で流出あるいは復流する流量を10%以内の誤差で良好に再現可能であることを実証した。

①各開口部からもぐり越流状態で流出あるいは復流が生じる状況では、検討A, B, C, Dの順に Q_{O1} 、 Q_{R2} が増加し、両開口部から復流開始以降は各開口部からの復流のピーク値の差が小さくなる。氾濫原が道路等で完全に分断された場合は、氾濫原湛水時には開口部から流出あるいは復流は当然生じないが、道路等の通路や低地盤高区間等を介して氾濫原間で氾濫水の流動が生じる場合は、氾濫原湛水時でももぐり越流状態で上流側開口部から流出し、下流側開口部から復流が生じる。また、氾濫原間で氾濫水の流動が生じる場合には、検討B, C, Dの順に、各開口部での流出あるいは復流流量が大きくなる。

②各開口部から完全越流状態で流出する状況では、検討A~Cの各開口部からの流出流のピーク値の差はほぼ同様であるが、氾濫原が分断されていない検討Dでは上流側開口部からの流出水が早期に下流側開口部に影響を及ぼし、流出流のピーク値の差が小さくなる。

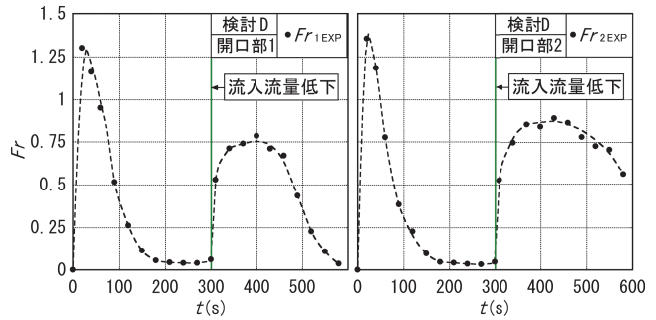


図-16 検討Dの開口部のFr (左: Fr_1 , 右: Fr_2)

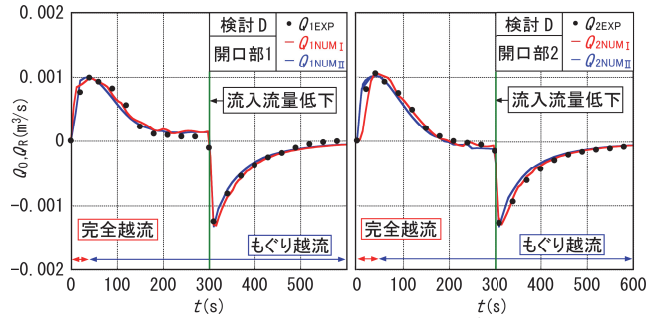


図-17 検討Dの流出、復流流量ハイドログラフ Q_0 、 Q_R
(左: Q_1 , 右: Q_2)

参考文献

- 1) 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。
- 2) 例えば，秋山壽一郎，重枝未玲，草野浩之：都市域浸水・減災対策検討シミュレータによる飯塚市街地の浸水被害評価，土木学会論文集B1(水工学)，vol.68, No.4, I_1036-I_1068, 2012。
- 3) 秋山壽一郎，重枝未玲，野村心平：数値シミュレーションに基づく短時間豪雨に対する速賀川流域の洪水と飯塚市街地の浸水特性の検討，土木学会論文集B1(水工学)，vol.69, No.4, I_1579-I_1584, 2013。
- 4) 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，水工学論文集，第55巻，pp.943-948, 2011。
- 5) 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。
- 6) 秋山壽一郎，重枝未玲，松本創次郎，中上竜吾：複数箇所での氾濫・復流する洪水氾濫流の数値解析とその検証，土木学会論文集B1(水工学)，vol.71, No.4, I_1477-I_1482, 2015。
- 7) 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量式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。
- 8) 秋山壽一郎，重枝未玲，大庭康平，山尾匡人，門田竜祐：直線・蛇行河道における破堤氾濫流の特性とその予測，土木学会論文集B1(水工学)，vol.68, No.4, I_1021-I_1026, 2012。

(2015. 9. 30受付)