

# 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

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

秋山 壽一郎<sup>1</sup>・重枝 未玲<sup>2</sup>・松本 創次郎<sup>3</sup>・中上 竜吾<sup>3</sup>  
Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Sojiro MATSUMOTO and Ryugo NAKAUE

<sup>1</sup>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)

<sup>2</sup>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)

<sup>3</sup>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 and river channel, due to breach flows and overflows from river channel, outflows from open levee 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 with use of laboratory experimental data that the numerical model along with appropriate boundary conditions is effective to simulate the above mentioned complex lateral exchange of flood water, 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.

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

## 1. はじめに

近年、全国各地で計画の想定を上回る豪雨や計画では想定されていない局地的な短時間集中豪雨が頻発し、甚大な被害をもたらしている。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地下街の浸水などのように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<sup>1)</sup>。同様な課題が繰り返し指摘されていることが最大の教訓といえる。

このようなことが起こる背景には、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があると筆者は考えている。

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こともできるが、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。

先述した水災の教訓をこれからの水防災に活かし、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重要である。

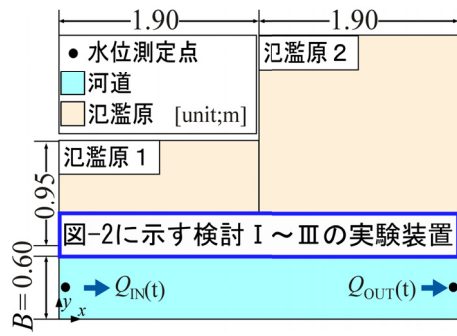


図-1 実験装置の概要と重要な諸量 (平面図)

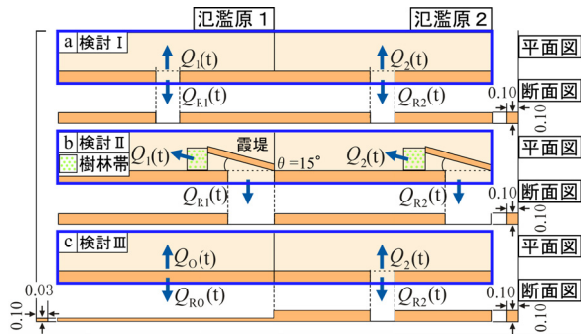


図-2 実験装置(a:検討Ⅰ, b:検討Ⅱ, c:検討Ⅲ) (平面図および断面図)

表-1 実験条件

CASE	破堤幅/河道幅比 $L/B$		霞堤	氾濫原2
	1	2		
検討Ⅰ	1	0.33	無	閉
	2			開
検討Ⅱ	1	0.67	有	閉
	2			開
検討Ⅲ	1	0.33	無	開

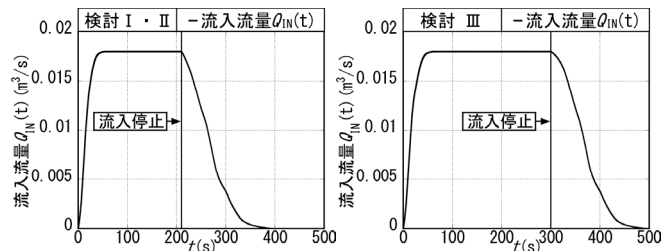


図-3 流入流量ハイドログラフ $Q_N(t)$  (左: 検討Ⅰ・Ⅱ, 右: 検討Ⅲ)

そのような考え方から、筆者は、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価でき、計画規模を超える豪雨や集中豪雨が発生した場合の内・外水の水災リスクを把握できるシミュレータの開発に取り組んでいる<sup>2),3),4),5)</sup>。

そのようなシミュレータでは、2004年7月の新潟福島豪雨災害時の信濃川水系、2012年7月の九州北部豪雨災害時の筑後川水系などのように、水系各所で同時多発的に発生する越水や破堤を適正に取り扱える必要がある。また以上のような上下流/本支川の問題は、流域単位で見れば内水/外水処理の問題を介して、内水の治水バランスや水災リスクとも関係する重要な問題である。

以上のような理由から、降雨外力と本川下流端水位を所与の条件として、本川上流あるいは支川での越水/破堤、下流での越水/破堤といった状況や、閉鎖型や直下型の氾濫では氾濫水が河道に復流し、下流の洪水流量に影響を及ぼすような状況を取り扱える必要がある。また同様のことは、霞堤、拠点防御などの一定レベルの氾濫を許容させ、自然流下で復流するような施設、対策についても当てはまる。しかし、そのような検討は筆者も含めてこれまで全くなされていない。

本研究は、以上を踏まえ、①複数箇所からの破堤氾濫と復流、②霞堤からの流出と復流、③上流側での越流と復流、下流側での破堤氾濫と復流の3つのパターンについて、前述したシミュレータを構成する自由表面流モデル<sup>2)</sup>の再現・予測能力について、模型実験に基づき検討を加えたものである。

## 2. 実験の概要

次の3つの検討を行った。検討Ⅰは上下流2箇所で破堤氾濫と復流が起こる場合、検討Ⅱは霞堤から流出と復流が起こる場合、検討Ⅲは上流側で越流、下流側で破堤氾濫が起こる場合である。実験条件を表-1に示す。

まず検討Ⅰ～Ⅲで共通する実験装置と計測法について述べる。実験装置は貯水槽部・河道部・堤防部・氾濫原部より構成されている(図-1)。河道部および氾濫原部は同じ地盤高に設定されており、河道部・堤防部は矩形断面水路(長さ=3.8(m), 幅 $B=0.6$ (m), 勾配 $I=0$ , 粗度係数 $n=0.01$ )の左岸側に堤防(高さ $z=0.10$ (m), 堤防敷幅 $T=0.10$ (m))を設置し、堤防部の一部の区間に開口部を設けたもの、あるいは堤防高を下げて越流させたものである。河道部下流端には水位調節のための刃形堰が設けられており、河道部右岸側は壁面で越流しないようになっている。氾濫原は上流側から氾濫原1(面積=1.8(m<sup>2</sup>)), 氾濫原2(3.6(m<sup>2</sup>))とし、各々に関する流量や水位等の水理量には、添え字1, 2を付けて以下では区別している。各検討で共通した実験装置の概要を図-1に示す。なお、図-2は、図-1に示した青枠で囲った部分に対応する各検討で用いた実験装置をそれぞれ示したものである。

河道への流入流量ハイドログラフ $Q_N(t)$ (m<sup>3</sup>/s)は電磁流量計、河道下流端から流出する流量ハイドログラフ $Q_{OUT}(t)$ (m<sup>3</sup>/s)は量水枡で計測した。また氾濫流と復流の流量ハイドログラフについては、氾濫原1の氾濫流量 $Q_1(t)$ (m<sup>3</sup>/s)、復流流量 $Q_{R1}(t)$ (m<sup>3</sup>/s)および越流流量 $Q_O(t)$ (m<sup>3</sup>/s)いずれについても氾濫原1に目盛り付きの細い尺を20本設置し、デジタル画像から水位の変化を読み取ることで求め、 $Q_2(t)$ (m<sup>3</sup>/s)は $Q_2(t)=Q_N(t)-Q_{OUT}(t)-Q_1(t)$ のように算定した。復流流量と越流流量についても同様である。いずれのCASEも同一条件下で繰り返し実験を行い、

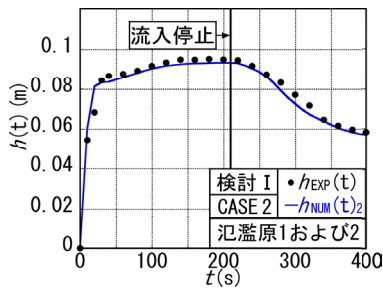
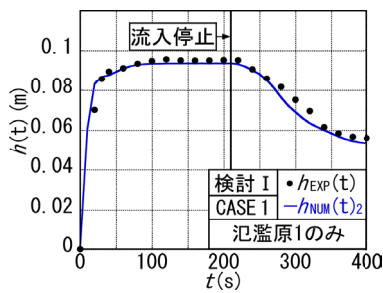


図-4 下流端水位ハイドログラフ $h(t)$   
(検討 I) (上: CASE 1, 下: CASE 2)

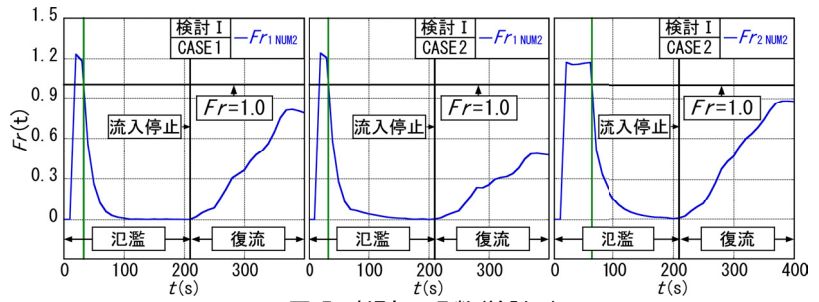


図-5 破堤部の $Fr$ 数(検討 I)

(左: CASE 1  $Fr_1$ , 中央: CASE 2  $Fr_1$ , 右: CASE 2  $Fr_2$ )

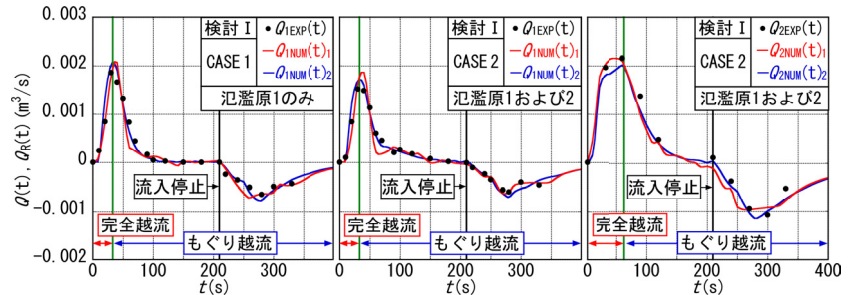


図-6 氾濫流量ハイドログラフ $Q(t)$ (検討 I)

(左: CASE 1  $Q_1$ , 中央: CASE 2  $Q_1$ , 右: CASE 2  $Q_2$ )

その平均値をもって実験結果とした。なお、各CASEの $Q_{IN}(t)$ は検討の目的、実験装置の制約、流量計測の精度などを考慮した予備実験に基づき設定した。

流出流、復流のフルード数 $Fr(=V/((gh)^{1/2}))$ は後述する境界条件2を用いた解析結果より得られる開口部あるいは堤防の天端中央における水位 $h(t)(m)$ 、堤防に垂直方向の水深平均流速 $V(m/s)$ を用いて算定した。

### (1) 検討 I (複数箇所からの破堤氾濫と復流)

図-2aに示した破堤氾濫流を模した実験装置を使用し、河道上流端から流入流量 $Q_{IN}(t)(m^3/s)$ (図-3)を流入させ、氾濫原1のみに破堤氾濫流として流入させた場合(CASE 1)、氾濫原1と2に破堤氾濫流として流入させた場合(CASE 2)の2ケースを実施した。

### (2) 検討 II (霞堤からの流出と復流)

図-2bに示した霞堤を模した実験装置を使用し、河道上流端から $Q_{IN}(t)(m^3/s)$ (図-3)を流入させ、氾濫原1のみに流入・遊水させた場合(CASE 1)、氾濫原1と2に流入・遊水させた場合(CASE 2)の2ケースを実施した。

霞堤では復流時の土砂の河川への流入を防ぐ目的で樹林帯が設けられることが多いことから<sup>9)</sup>、この影響も含めて検討した。霞堤の設置角度 $\theta$ (図-2b)は、Googleマップを用いて調べた結果、亀岡盆地で $\theta=10^\circ$ 、黒部川で $20^\circ$ であったことから、その中間の $\theta=15^\circ$ とした。

模型樹林帯は模型樹木群としてよく用いられるプラスチック製の多孔体(透過係数 $K_T=0.38(m/s)$ 、空隙率91%)を用い、図-2bに示したように設置した。なお、模型と実スケールに添え字 $m$ と $p$ を付して表すと、フルードの相似則( $K_p=K_m \times (L_p/L_m)^{1/2}$ )より、実スケールの $K_T$ は $3.8(m/s)$ となる<sup>7)</sup>。

### (3) 検討 III (越流と破堤氾濫流)

図-2cに示した越流と破堤氾濫流を模した実験装置を使用し、河道上流端から $Q_{IN}(t)(m^3/s)$ (図-3)を流入させ、氾濫原1に越水、氾濫原2に破堤氾濫流として流入させたケースを実施した。

## 3. 解析の概要

### (1) 解析方法の概要

解析モデルは、常射混在流が取り扱えるPSA-FUF-2DF modelを用い、洪水流と氾濫流を包括的に取り扱う河道氾濫原包括ダイナミック解析<sup>8)</sup>である。流出流量 $Q_{NUM}(t)$ 、復流流量 $Q_{RNUM}(t)$ は、天端中央における単位幅流量 $q(=hv)(m^2/s)$ を求め、破堤幅 $L(m)$ で積分して算定した。

### (2) 解析の境界条件

河道上流端には流入流量 $Q_{IN}(t)(m^3/s)$ (図-3)を与えた。河道下流端の境界条件には、実流域を対象とした解析では河道下流端水位として潮位を与えるが<sup>9),10)</sup>、本研究では、河道下流端の境界条件として、①本実験で計測された河道下流端の水位ハイドログラフ $h(t)$ (以下「境界条件1」という)、②刃形堰の公式<sup>11)</sup>を用いて $h$ - $q$ 関係を算出し、下流端の $q$ から求めた水位ハイドログラフ $h(t)$ (以下「境界条件2」という)の2通りを与えた。なお、実流域を対象とした解析では潮位は既知であるので、これに代替するものが「境界条件1」であり、拠点防御、霞堤などのように一定レベルの氾濫を許容させる場合の計画段階での検討のように、水位ハイドログラフが既知ではない場

合に適用するものが、「境界条件 2」である<sup>12)</sup>。

解析の計算メッシュは、河道部・堤防部は0.03(m)、破堤部は0.01(m)、氾濫原部は0.05(m)を基準にした三角形非構造格子で、その総数は検討Ⅰでは17499(CASE 1)、30296(CASE 2)、検討Ⅱでは12328(CASE 1)、18771(CASE 2)、検討Ⅲでは32027である。

#### 4. 実験結果と解析結果の考察

図-4~12は各検討の実験結果と解析結果を示したものである。図中の黒色の点は実験結果、赤色の実線は境界条件 1を用いた解析（以下「再現解析」という）、青色の実線は境界条件 2を用いた解析（以下「予測解析」という）の結果をそれぞれ示している。なお、水位は河道の河床高を基準(0(m))とし、河道下流端から越流を開始した時刻を $t=0$ (s)としている。また、図中の緑の縦線は $Fr=1.0$ となる時刻、黒の縦線は流入流量 $Q_{in}(t)$ を停止させた時刻、黒の横線は $Fr=1.0$ をそれぞれ示しており、越流状態は $Fr$ 数より判断した。

##### (1) 検討Ⅰ（複数箇所からの破堤氾濫流と復流）

図-4は河道下流端の水位ハイドログラフ $h(t)$ を示したものである。上がCASE 1、下がCASE 2である。 $h(t)$ は境界条件であるが、境界条件 2の妥当性を確認したものが、図中に示した $h_{NUM}(t)_2$ である。図-5は破堤部における $Fr$ 数の時系列の解析結果を示したもので、左がCASE 1の $Fr_1(t)$ 、中央がCASE 2の $Fr_1(t)$ 、右がCASE 2の $Fr_2(t)$ である。

図-6は氾濫流量のハイドログラフ $Q(t)$ を示したもので、左からそれぞれCASE 1の $Q_1(t)$ 、CASE 2の $Q_1(t)$ 、 $Q_2(t)$ の実験結果と解析結果を比較したものである。

まず実験結果について考察する。下流端水位 $h(t)$ については、CASE 1、2のいずれも $h(t)$ は $t=30$ (s)で増加が緩やかになっているが、これは、この時刻が $Q_1(t)$ 、 $Q_2(t)$ がピーク流量を取る時刻と一致していることからわかるように、河道水位の上昇が氾濫による流出によって抑制されるためである。なお、この傾向は氾濫原の容量が大きいCASE 2の方が顕著である。

氾濫流量 $Q(t)$ については、図-5の $Fr$ 数から確認できるように、CASE 1では $Q_1(t)$ はピーク流量となる $t=30$ (s)までは完全越流状態で増加し、それ以降はもぐり越流状態で減少し、CASE 2では $Q_1(t)$ 、 $Q_2(t)$ はそれぞれピーク流量となる $t=30$ (s)、60(s)までは完全越流状態で増加し、それ以降はもぐり越流状態で減少する。なお、 $Q_2(t)$ のピーク流量到達時刻は $Q_1(t)$ と比べると、30(s)程度遅くなっている。これは、氾濫原1が湛水した時刻でも氾濫原2が湛水しておらず、氾濫原2に $Q_2(t)$ で流入し続けるためである。また、CASE 2における $Q_1(t)$ のピーク流量は、CASE 1と比較して17%程度小さく、 $Q_2(t)$ のピーク流量は

$Q_1(t)$ のピーク流量と比較して20%程度大きくなっている。これは、氾濫原2への流入量がより大きいために、氾濫原1への流入が抑制されるためである。

河道への復流流量 $Q_R(t)$ については、CASE 1では流入流量を停止した $t=210$ (s)から $h(t)$ が低下し始め、河道への復流が生じるが、図-5の $Fr$ 数から確認できるように、 $Q_{R1}(t)$ 、 $Q_{R2}(t)$ のいずれももぐり越流状態で復流している。また、CASE 2の $Q_{R1}(t)$ のピーク流量は、CASE 1と比較して8%程度しか減少しておらず、その差が20%程度の氾濫流量 $Q(t)$ より小さい。これは、流入流量を停止した時刻ではCASE 1、2の氾濫原の水位が同じなので、復流流量が河道水位の低下に伴って氾濫原から河道へ自然復流するためである。またCASE 2の $Q_{R1}(t)$ がCASE 1よりも8%程度減少しているのは、氾濫原2からの復流により河道水位の低下が抑制されているためである。

次に解析結果について述べる。図-6からわかるように、再現解析、予測解析ともに氾濫流量のハイドログラフ $Q(t)$ を精度よく再現・予測していることが確認できる。ただし、ピーク流量については再現解析の方がやや精度が高い。これは、予測解析で用いた刃形堰の流量係数が定常流に関するものであることが大きな理由である。

$Q_1(t)$ 、 $Q_2(t)$ のピーク流量の相対誤差は、CASE 1では $Q_1(t)$ が6.1%、CASE 2では $Q_1(t)$ が5.6%、 $Q_2(t)$ が3.4%程度であった。また $Q_{R1}(t)$ のピーク流量の相対誤差は、CASE 1では $Q_{R1}(t)$ が18.9%、CASE 2では $Q_{R1}(t)$ が18.9%、 $Q_{R2}(t)$ が7.2%程度であった。復流流量の相対誤差が大きくなっているのは、絶対量が小さいためである。

以上から、本自由表面流モデルは実験における測定誤差もあって復流時のピーク流量の誤差は若干大きいものの、複数の破堤箇所から氾濫し、氾濫原から復流する洪水氾濫流を十分な精度で取り扱えることが確認できる。

##### (2) 検討Ⅱ（霞堤からの流出と復流）

図-7は河道下流端の $h(t)$ を示したものである。上がCASE 1、下がCASE 2である。図中の $h_{NUM}(t)_2$ の目的は検討Ⅰと同様である。図-8は左がCASE 1の $Fr_1(t)$ 、中央がCASE 2の $Fr_1(t)$ 、右がCASE 2の $Fr_2(t)$ の解析結果である。図-9は左からそれぞれCASE 1の $Q_1(t)$ 、CASE 2の $Q_1(t)$ 、 $Q_2(t)$ の実験結果と解析結果を比較したものである。

まず実験結果について考察する。 $h(t)$ についてはCASE 1、2のいずれも $h(t)$ は $t=40\sim 150$ (s)では緩やかに上昇し、流出と河道水位の上昇が並行して進む。これは、霞堤の設置角度に応じて流出水の流向が大きく変化することと、樹林帯により流出水の流勢が抑制され、流出流量が減少し、氾濫原が湛水するまでに時間を要するからである。

遊水流量 $Q(t)$ については、図-8の $Fr$ 数から確認できるように、前述した樹林帯の流勢抑制効果などの影響により $Q(t)$ が抑制され、CASE 1、2のいずれも常にもぐり越流状態となっていることがわかる。なお、 $Q_2(t)$ のピーク流量の到達時刻は $Q_1(t)$ と比べると、10(s)程度早くなって

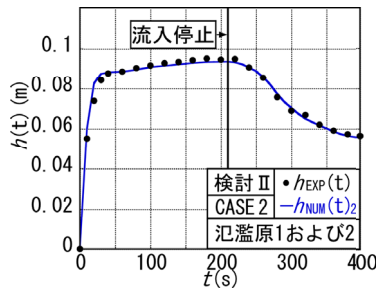
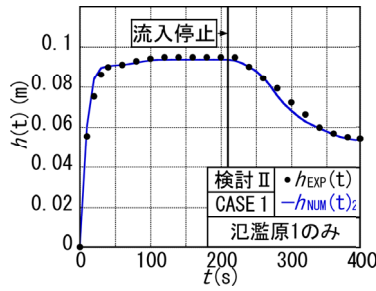


図-7 下流端水位ハイドログラフ $h(t)$   
(検討Ⅱ) (上: CASE 1, 下: CASE 2)

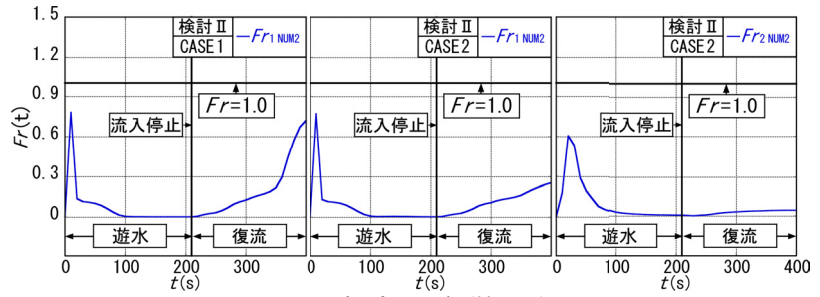


図-8 破堤部の $Fr$ 数(検討Ⅱ)  
(左: CASE 1  $Fr_1$ , 中央: CASE 2  $Fr_1$ , 右: CASE 2  $Fr_2$ )

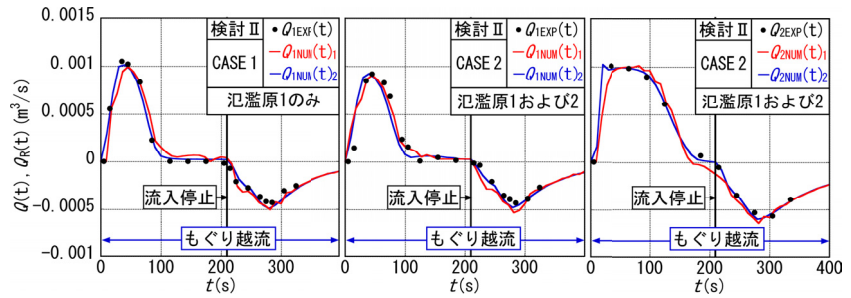


図-9 遊水流量ハイドログラフ $Q(t)$ (検討Ⅱ)  
(左: CASE 1  $Q_1$ , 中央: CASE 2  $Q_1$ , 右: CASE 2  $Q_2$ )

いる。また、CASE 2における $Q_1(t)$ のピーク流量は、CASE 1と比較して16%程度小さく、 $Q_2(t)$ のピーク流量は $Q_1(t)$ のピーク流量と比較して10%程度大きくなっている。これは、氾濫原2への流入量がより大きいために、氾濫原1への流入が抑制されるためである。

河道への復流流量 $Q_R(t)$ については、CASE 1, 2のいずれも流入流量を停止した $t \div 210(s)$ から下流端水位 $h(t)$ が低下し始め、図-8の $Fr$ 数から確認できるように、 $Q_{R1}(t)$ ,  $Q_{R2}(t)$ のいずれももぐり越流状態で復流する。また、CASE 2の $Q_{R1}(t)$ のピーク流量はCASE 1と比較して2.7%程度しか減少しておらず、その差が16%程度の遊水流量 $Q(t)$ より小さい。 $Q_{R2}(t)$ が $Q_{R1}(t)$ よりも20%程度増加している理由は検討Ⅰと同様である。

次に、解析結果について述べる。実験結果と予測解析の結果を比較すると、 $Q_1(t)$ ,  $Q_2(t)$ のピーク流量の相対誤差は、CASE 1では $Q_1(t)$ が-7.4%、CASE 2では $Q_1(t)$ が1%以下、 $Q_2(t)$ が-1.8%程度であった。また $Q_{R1}(t)$ のピーク流量の相対誤差は、CASE 1では $Q_{R1}(t)$ が13%、CASE 2では $Q_{R1}(t)$ が12%、 $Q_{R2}(t)$ が6.1%程度であった。復流流量の相対誤差が大きくなっているのは、検討Ⅰと同様の理由からである。

以上より、本自由表面流モデルは、検討Ⅰと同様に復流時のピーク流量の誤差は若干大きいものの、複数の霞堤から流出・遊水し、復流する洪水氾濫流を十分な精度で取り扱えることが確認できる。

### (3) 検討Ⅲ (越流と破堤氾濫流)

図-10は、河道下流端の $h(t)$ の実験結果を示したものである。図中に示した $h_{NUM}(t)_2$ の目的は検討Ⅰと同様である。図-11は左が $Fr_1(t)$ 、右が $Fr_2(t)$ の解析結果である。こ

こで、 $Fr_1(t)$ については越流堤上流側を $Fr_{1U}(t)$ 、中央を $Fr_{1M}(t)$ 、下流側を $Fr_{1L}(t)$ とし、これらの平均値を $Fr_{1AVE}(t)$ として、 $Fr_{1AVE}(t)=1.0$ となる時刻を図中に示している。

図-12は左が $Q_0(t)$ 、右が $Q_2(t)$ の実験結果と解析結果を比較したものである。

まず実験結果について考察する。下流端水位 $h(t)$ については、 $t \div 30 \sim 130(s)$ で緩やかに上昇を続ける。これは、この時間帯ではいずれの氾濫原も湛水しておらず、 $t \div 30(s)$ 以降も氾濫原への流入と河道水位の上昇が同時に進行するためである。また、 $Q_2(t)$ は $t \div 125(s)$ 以降、一時的に増加する。これは、 $t \div 125(s)$ を境にもぐり越流状態となり、 $Q_0(t)$ が急減するためである。

氾濫流量 $Q(t)$ については、図-11の $Fr$ 数から確認できるように、 $Q_0(t)$ ,  $Q_2(t)$ がそれぞれピーク流量となる $t \div 125(s)$ ,  $50(s)$ までは完全越流状態で増加し、それ以降はもぐり越流状態で急減する。ただし、 $Q_2(t)$ がピークとなる時刻でも越流流量 $Q_0(t)$ は増加し続けている。 $Q_2(t)$ は $Q_0(t)$ がピーク流量を取る $t \div 125(s)$ で急減するが、その後、 $t \div 130(s)$ で再び増加している。これは $Q_0(t)$ がピークとなった $t \div 125(s)$ においても氾濫原2が湛水しておらず、氾濫原1が湛水したことで再び氾濫原2への流入が開始されるからである。また $Q_2(t)$ のピーク流量は $Q_0(t)$ と比較して2倍程度になっている。これは、氾濫原2への流入量がより大きいために、氾濫原1への流入が抑制されるためである。

河道への復流流量 $Q_R(t)$ については、流入流量を停止した $t \div 300(s)$ から下流端水位 $h(t)$ は低下し始め、河道への復流が生じるが、図-11の $Fr$ 数から確認できるように、 $Q_{R0}(t)$ ,  $Q_{R2}(t)$ のいずれももぐり越流状態で復流する。また、 $Q_R(t)$ のピーク流量は $Q_{R2}(t)$ が $Q_{R0}(t)$ よりも2.5倍程度

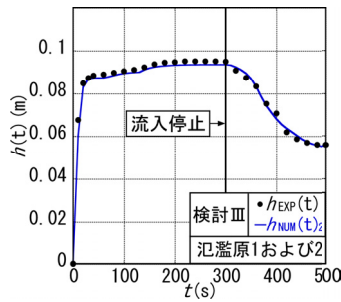


図-10 下流端水位ハイドログラフ $h(t)$  (検討Ⅲ)

になっている。これは、氾濫原1の堤防により貯留水が河道へ復流しないためである。

次に解析結果について述べる。実験結果と予測解析の結果を比較すると、 $Q_0(t)$ 、 $Q_2(t)$ のピーク流量の相対誤差は、 $Q_0(t)$ が9.2%、 $Q_2(t)$ が-3.6%程度であった。また、 $Q_R(t)$ のピーク流量の相対誤差は $Q_{R0}(t)$ が19%程度、 $Q_{R2}(t)$ が1%以下であった。復流流量の相対誤差が大きくなっているのは、検討Ⅰと同様の理由からである。なお、予測解析の結果が再現解析よりも悪くなっている場合が認められるが、いずれの検討も2箇所での流出・復流という流量測定が難しい実験であることがその主な理由であると考えられる。

以上より、検討Ⅰと同様に復流時のピーク流量の誤差は若干大きいものの、本自由表面流モデルは上流側で越流と復流、下流側で破堤氾濫と復流する洪水氾濫流を十分な精度で取り扱えることが確認できる。

## 5. まとめ

本研究より以下のような知見が得られた。

上下流2箇所破堤と復流が起こる場合、霞堤から流出と復流が起こる場合、上流側で越流し下流側で破堤氾濫が起こる場合の3つの洪水・氾濫あるいは洪水・遊水パターンについて、境界条件1と境界条件2の2通りを与えた解析を行い、実験値との比較によりその再現精度の検証を行った。その結果、本自由表面流モデルはそのような複雑な洪水氾濫流を適正に取り扱える能力を備えており、したがって降雨外力と本川下流端水位を所与の条件として、水系としての治水バランスの評価と水災リスク把握が可能な手段であることが明らかとなった。

### 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

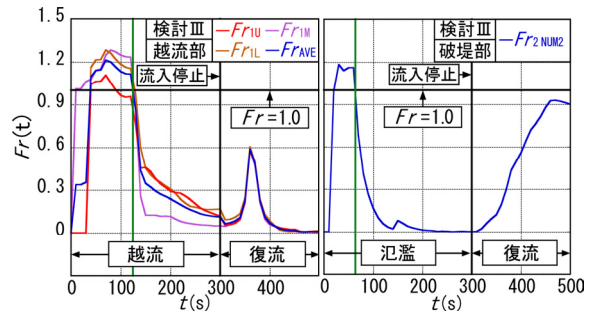


図-11 越流部および破堤部の $Fr$ 数(検討Ⅲ)

(左:  $Fr_1$ , 右:  $Fr_2$ )

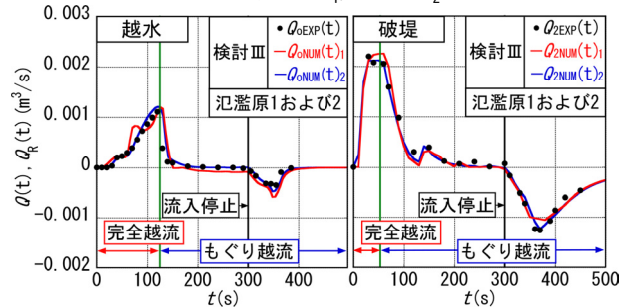


図-12 氾濫流量ハイドログラフ $Q(t)$  (検討Ⅲ) (左:  $Q_0$ , 右:  $Q_2$ )

に基づく短時間豪雨に対する遠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) 河川財団：堤防に沿った樹林帯の手引き、山海堂、2001。
- 7) 秋山壽一郎、重枝未玲、岡村賢治、和田浩輔：拡張プロセスを考慮した破堤氾濫流に対する水防林の防災効果、土木学会論文集B1(水工学)、vol.70, No.4, I\_1531-I\_1536, 2014。
- 8) 例えば、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。
- 9) 例えば、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遠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。
- 10) 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、水工学論文集、第55巻、pp.943-948, 2011。
- 11) 例えば、椿東一郎：水理学Ⅰ、森北出版、pp.193, 1973。
- 12) 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。

(2014. 9. 30受付)