

破堤氾濫流への河道・氾濫域包括解析の適用性の検討

九州工業大学大学院 学生会員 ○ 山尾 匡人
九州工業大学大学院 正 会 員 重枝 未玲

九州工業大学大学院	フェロー会員	秋山 壽一郎
九州工業大学大学院	学 生 会 員	門田 竜祐

1. はじめに

本研究は、直線あるいは蛇行河道での完全・もぐり越流状態の破堤氾濫流の予測について、有限体積法・非構造格子・FDSに基づく平面2次元自由表面流モデル(SA-FUF-2DF MODEL)を用いた河道・氾濫域包括解析¹⁾(以下「本解析法」という)の適用性を検討したものである。

2. 実験の概要

図-1の直線河道(CASE A)と蛇行河道(CASE B)において、氾濫流量に関する実験と全体的な流況把握に関する実験を実施した。

実験装置の水路床、堤防敷および氾濫原部は全てアクリル板（透明）で、床面摩擦係数 $n=0.01$ で、全て同じ高さで水平に設定されている。

実験条件は、表-1に示すように、完全・もぐり越流状態においてCASE Aでは破堤幅水路幅比 L/B 、CASE Bでは破堤箇所をそれぞれ3通りに変化させた。いずれのCASEも氾濫原部の境界と壁面境界は完全越流では段落とし、もぐり越流では刃形堰(CASE A:堰高 $s=0.03\text{m}$ 、CASE B: $s=0.025\text{m}$)から越流するようになっている。なお、表中の F_r は河道部上流側のFroude数 $F_r=(Q_{IN}/B)/(gh^3)^{1/2}$ 、OとSはそれぞれ完全越流ともぐり越流であることを示している。

測定項目は、図-1に●で示した測定点の水深 h と表面流速ベクトル U_s 、河道部での流入流量 Q_{IN} および流出流量 Q_{OUT} である。汜濫流量 Q_{EXP} は、 $Q_{EXP}=Q_{IN}-Q_{OUT}$ より求めた。水深平均流速 $U_M(u_M, v_M)$ は、PTV解析より求めた U_s から等流の関係式($U_M=0.9U_s$)より算定した。

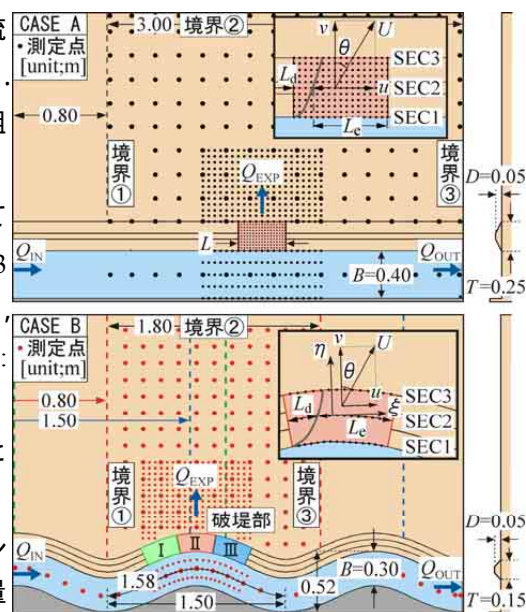


図-1 実験装置と重要な諸量

表-1 実験条件

CASE		F_r	L/B	破堤部	流入流量 $Q_{in}(m^3/s)$
A-1	O1-O4	0.56-0.33	2.0		0.0181-0.0083
	S1-S4	0.52-0.25			0.0181-0.0081
A-2	O1-O4	0.41-0.22	1.0		0.0139-0.0056
	S1-S4	0.38-0.24			0.0139-0.0075
A-3	O1-O4	0.35-0.25	0.5		0.0133-0.0078
	S1-S4	0.33-0.22			0.0125-0.0069
B-1	O1-O3	0.54-0.38	1.0	0.0125-0.0069	
	S1-S3	0.53-0.39		0.0139-0.0083	
B-2	O1-O3	0.54-0.37		0.0124-0.0069	
	S1-S3	0.53-0.38		0.0139-0.0083	
B-3	O1-O3	0.55-0.39		0.0125-0.0069	
	S1-S3	0.56-0.38		0.0139-0.0083	

O : 完全越流状態 S : 半、1/2越流状態

0: 完全越流状態, S: もぐり越流状態

3. 本解析法の概要と結果

本解析法では、破堤氾濫流量 Q_{NUM} は、破堤部での解析値(h, v)より単位幅流量 $q(=h \cdot v)$ を求め、これを破堤幅 L で積分することで算定される。このため、(h, v)を取る断面を定める必要があり、ここではSEC2をその断面としている。なお、図-1中のSEC2~SEC3の範囲であれば同様な Q_{NUM} が得られることが確認されている。また、解析に用いた計算メッシュは、河道部では0.05m、堤防では0.02m、氾濫原部では0.05mを基準にした三角形メッシュで、その総数は15481個である。

図-2は、解析値 Q_{NUM} と実験値 Q_{EXP} を比較したものである。表-2は、 Q_{NUM}/Q_{EXP} の越流状態別の平均値と、越流状態と破堤条件別の平均値を示したものである。これらから確認できるように、越流状態、河道形状および破堤条件(直線では L/B 、蛇行では破堤箇所)にかかわらず、 Q_{NUM} はほぼ正確に予測されている。

図-3と図-4は、それぞれ各越流状態と各河道の全体的な流況の実験結果と解析結果を比較した一例である。これらから確認できるように、破堤氾濫では、破堤部で偏流・縮流、破堤部右端へ衝突した流出水は、主に堤防線形に対して右斜め方向に流出し、氾濫流となる。水深は、上記の偏流・縮流・衝突のため、破堤部とその近傍の氾濫原部で大きくなる。洪水流は、いずれの越流状態、河道形状においても、破堤部からその下流側にかけて水位の上昇が見られる。また、蛇行河道では水衝部での水位上昇、水裏部での水位低下が見られる。一方、解析結果については、 $L/B=2.0$ と破堤部における完全越流での氾濫流の広がりや、もぐ

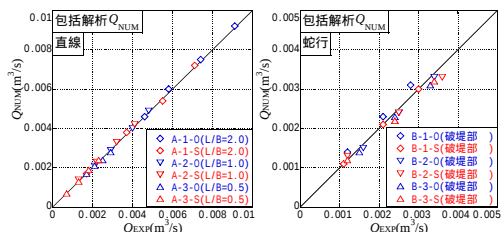


図-2 Q_{NUM} と Q_{EXP} との関係

表-2 Q_{NUM}/Q_{EXP} の値

CASE	L/B	破堤部	Q_{EXP} (m³/s)	Q_{NUM}/Q_{EXP}	Q_{NUM}/Q_{EXP}
直線 (A)	完全 (O)	2.0	0.0091~0.0046	1.02(±0.01)	1.00(±0.03)
	1.0		0.0048~0.0021	1.00(±0.02)	
	0.5		0.0029~0.0017	0.97(±0.01)	
	もぐり (S)	2.0	0.0071~0.0017	0.99(±0.02)	
	1.0		0.0040~0.0011	1.03(±0.04)	
	0.5		0.0023~0.0007	1.02(±0.02)	
蛇行 (B)	完全 (O)		0.0028~0.0012	1.12(±0.03)	1.00(±0.09)
			0.0034~0.0017	0.96(±0.03)	
			0.0033~0.0015	0.95(±0.02)	
	もぐり (S)		0.0030~0.0011	1.02(±0.01)	
			0.0036~0.0012	1.01(±0.10)	
			0.0034~0.0012	0.96(±0.05)	

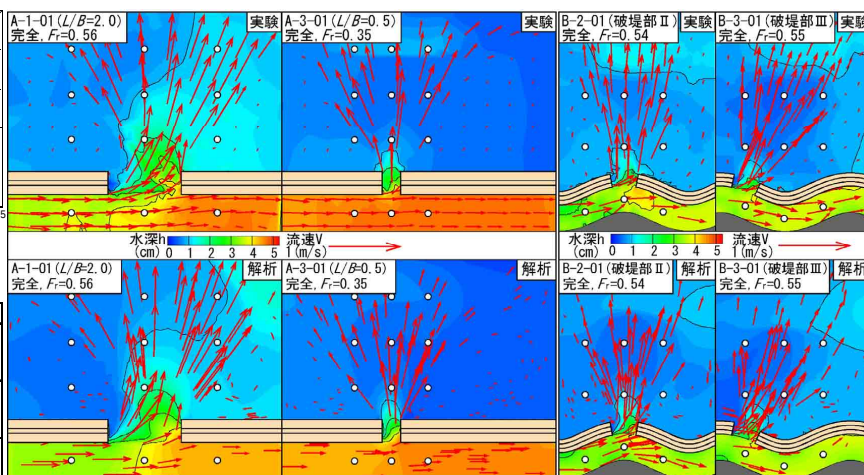


図-3 完全越流状態の氾濫流の流況(上段：実験結果，下段：解析結果)

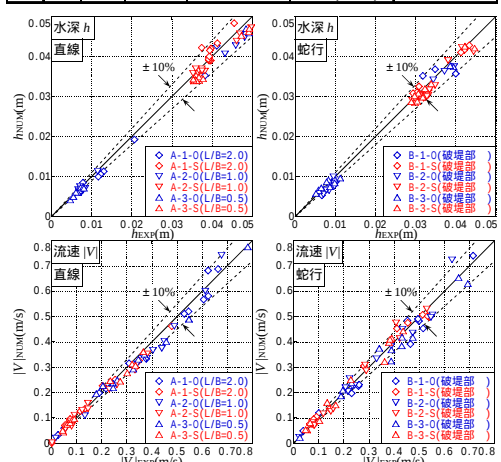


図-5 水深(上)と流速(下)の予測精度

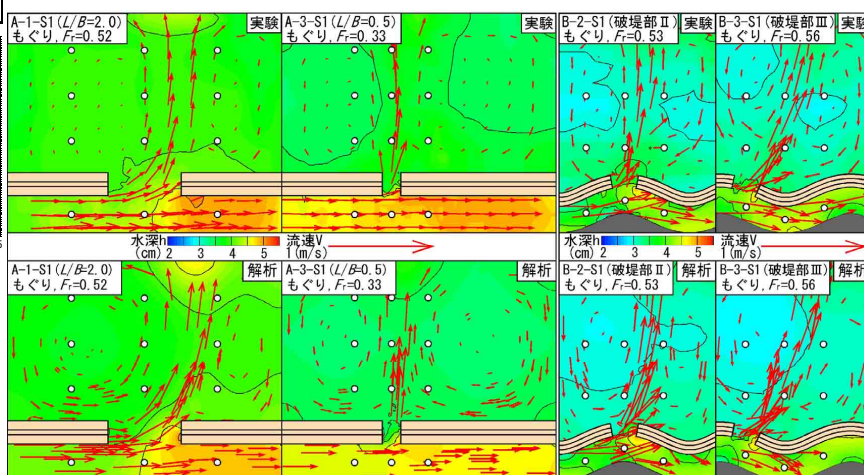


図-4 もぐり越流状態の氾濫流の流況(上段：実験結果，下段：解析結果)

り越流での流出水の流出角度などにやや相違が見られたものの，上記のような破堤氾濫流特有の流況が良好に再現されている．

図-5は，図-3と図-4中に○で示した各点での洪水流と氾濫流の水深と流速の絶対値をそれぞれ比較したものである．これから確認できるように，水深と流速は，河道形状，越流形態，破堤条件による再現精度の差異は特に認められず，水深と流速のいずれも概ね±10%程度の誤差の範囲に収まっている．

解析誤差は，全体的に水深よりも流速の方がやや大きく，蛇行河道の完全越流でやや予測精度が低い．解析誤差が大きくなっているのは，いずれも破堤部において生じた偏流・縮流・衝突の影響を受けた3次元性の強い流出水が氾濫流に影響を及ぼした箇所や，水深が極めて小さいために測定誤差が相対的に大きくなった箇所である．

本解析法が以上のような高い再現精度を有しているのは，本平面2次元不定流モデルの再現能力だけではなく，包括解析に拠るところが大きい．すなわち，包括解析では，洪水・氾濫流の特性が河道・氾濫原における境界条件と破堤形状の3条件から決定され，またそれ故にほぼ正確に氾濫流量を評価できるからである．

4．まとめ

破堤氾濫流に対する本解析法の適用性について検討した．その結果，越流状態(完全，もぐり越流)と破堤条件(直線ではL/B，蛇行では破堤箇所)に関らず，本解析法は，直線河道では±5%以内，蛇行河道では±10%以内の精度で破堤氾濫流量を予測可能であり，洪水流と破堤氾濫流の全体的な流況も必要十分な精度で再現可能であることが確認された．

参考文献：1) 秋山壽一郎，重枝末玲：河道・氾濫域包括氾濫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．