

破堤実験への適用による氾濫解析モデルの検証

広島大学大学院 学生会員 ○伊藤 康
 広島大学大学院 フェロー会員 河原能久

広島大学大学院
 和歌山県

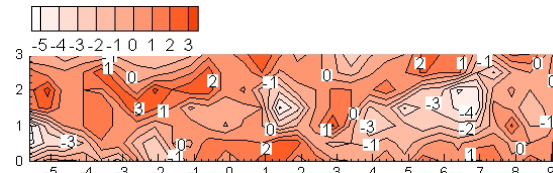
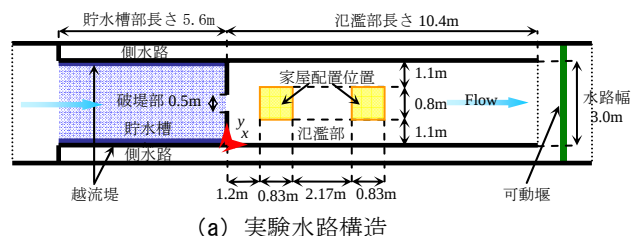
正会員 内田龍彦
 正会員 戎 忠則

1. 序論

近年、集中豪雨や台風によって、主として中小河川において破堤洪水氾濫が頻発しており、ソフトとハードの一体化した減災体制の構築が求められている。このためには、氾濫解析が必要不可欠であり、信頼性の高い氾濫解析モデルの構築のためには、氾濫流の挙動特性を十分理解し、適切にモデル化する事が重要である。著者らは地盤高等のデータ整備環境であるデカルト座標系において、地盤の起伏、様々な土地利用に応じた底面粗度係数の分布、樹木などの抵抗体・建造物などの不透過物の配置を表現し得る氾濫解析モデルを検討してきた¹⁾。しかし水理実験との比較は行われておらず、解析モデルの妥当性の検証は十分とは言えない。本研究では、破堤氾濫流に関する大型水理実験を行い、詳細な水位時系列実験データを得るとともに、氾濫水の挙動特性の検討と氾濫解析モデルの検証を目的としている。

2. 破堤氾濫流大型水理実験概要

図-1 に実験水路を示す。水路勾配は 1/625, マニングの粗度係数は $n=0.011$ である。貯水槽両側に高さ約 0.9cm の越流堤を設けている。また氾濫部に 0.83m(縦断)×0.80m(横断)の家屋配置区画を上流, 下流の二箇所設ける。ここで、座標軸は破堤断面の右岸際を原点とし、流下方向を x , 左岸方向を y と定義する。河床高は実験水路下流端において $z=0.014$ cm としている。実験水路床高は図-1 (b) に示すように、小さな凹凸を有しており、二次元解析には図-1 (b) の河床形状を与えている。実験条件を表-1 に示す。家屋配置には図-2 に示す整列配置(建物占有率 56.9%)と千鳥配置(建物占有率 50.6%)を用いた。本実験では破堤部のゲートを瞬間的に開放することにより、ダムブレイク流れを発生させ、水位をサーボ式波高計によって連続的に計測する。計測時間は 70 秒、計測間隔は 0.1 秒である。ゲートの開放は水位計測開始から 10 秒に手動で行うが、各実験の時間軸のずれは固定点水位計測点 A($x=-2.0$, $y=1.5$) の水位時系列データを用いて補正している。



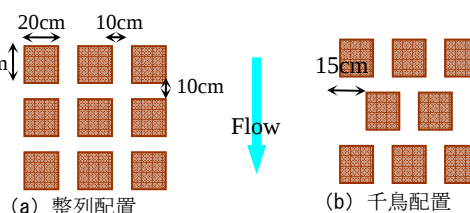
(a) 実験水路構造

(b) 水路床高偏差コンター

図-1 実験水路

3. 氾濫解析モデルと計算方法

本研究では、近年提案された保存型 CIP 法を応用した著者らの二次元浅水流解析モデルを用いる¹⁾。計算で用いるメッシュ間隔は $dx=dy=5.0$ cm であり、時間刻みは $dt=0.01$ sec. とする。個々の家屋は各メッシュで流体占有率を与えることにより直接考慮しているが、実用面を考慮し、配置を考慮せず家屋群の平均的な建物占有率から流体占有率を家屋配置に一樣に与え、個々の家屋の形状抵抗を抗力係数が表わす計算を行っている。このとき、抗力係数には末次ら²⁾の値を用いる。下流端境界条件は、初期氾濫部水位を固定した。上流水槽の境界条件には、貯水槽上流端 ($x=-5.6$ m) において流入流量(40.0 l/s)を与え、側面の境界では越流堤を越える水位を越流させている。



(a) 整列配置

(b) 千鳥配置

図-2 家屋配置

表-1 実験条件

	流量 (ℓ/s)	初期貯水槽 水位 (cm)	初期氾濫部 水位 (cm)	家屋配置
Case A	40 ^{*1}	14.0	4.0	無
Case B			6.0	
Case C1			4.0	整列上流
Case C2				千鳥上流
Case C3				整列下流

*1) 流量 40 ℓ/s では両側水路へ水が越流し氾濫部への流量は 40 ℓ/s ではない。

キーワード 破堤, 非定常流, 詳細かつ高精度の実験データ, 大型水路, 二次元浅水流モデル

連絡先 広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻 〒739-8527 広島県東広島市鏡山 1-4-1 Tel/Fax 082-424-7847

4. 実験結果及び解析結果とその考察

図-3 に Case A の貯水槽内の点 A($x = -2.0, y = 1.5$)における水位の時間変化を示す。計算結果は破堤直後において良好に実験結果を再現しているが、破堤後約 8 秒以降においてやや再現性が低下している。しかし、その差は水深に比べて僅かであり、また後述する氾濫部の解析で検討する時間においてはその影響は伝わらないため、実験の貯水槽水位の波形が適切に与えられていると見なせる。図-4 に Case A, Case C1 の破堤 3 秒後における水面形の実験結果と計算結果を示す。計算結果は、フロント位置や形、跳水や水路壁からの反射等を概ね再現できている。表-2 にフロント平均速度の実験値、理論値、計算値を示す。一次元的な簡易な方法で求めた理論値³⁾は、実験結果の氾濫部初期水深による段波の伝達速度の違いを説明できているが破堤初期の二次元性の強い流れを考慮していないため、実験値よりも伝達速度がやや小さい。この差異は二次元解析を行うことによってほぼ改善され、計算結果と実験結果はほぼ一致している。図-5 に Case C1, Case C3 の定常状態における水路中央断面における縦断水面形と家屋群前面における横断水面形をそれぞれ示す。家屋個別評価の計算結果では、射流部に家屋群が設置される Case C1 は実験結果に比べて家屋群前面の水深が大きい。この差異は、静水圧分布を仮定した二次元解析では、射流の高速流が壁面に衝突した際に生じる短い跳水現象において、動圧力による圧力上昇を考慮できない分、水位上昇量が大きく計算されると考えられる。しかし、この点を除いて、本解析モデルによる解析結果は家屋群周辺の複雑な水面形においても、実験結果と概ね一致しており、Case C3 においては横断、縦断ともに概ね計算結果は実験結果と一致している。以上より本モデルでは、建物等の障害物を含む常射流混在場の非定常流の解析に適用可能と言える。縦断面水位をみると、他の点では概ね水面形を捉えている。一方、群評価の計算結果は、Case C1 の家屋群周辺の水面形について、個別評価と同様に複雑な水面形が形成されているが、実験結果や個別評価の計算結果との差異が大きい。しかし、家屋群が常流部に配置される Case C3 では、概ね実験結果を再現できていると言える。

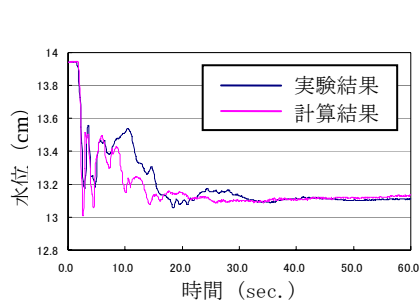


図-3 Case A における点 A の水位変化

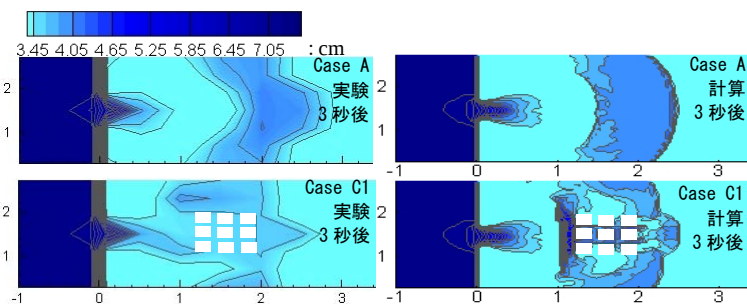


図-4 Case A, Case C1 の水面形状の比較

表-3 各 Case におけるフロント平均速度

	フロント平均速度 (m/s)		
	実験値	計算値	理論値
Case A	0.74	0.73	0.70
Case B	0.84	0.81	0.80
Case C-1	0.67	0.70 (0.72)	-
Case C-2	0.66	0.73 (0.74)	-
Case C-3	0.71	0.69 (0.73)	-

※(数字)は家屋を群として評価した場合である。

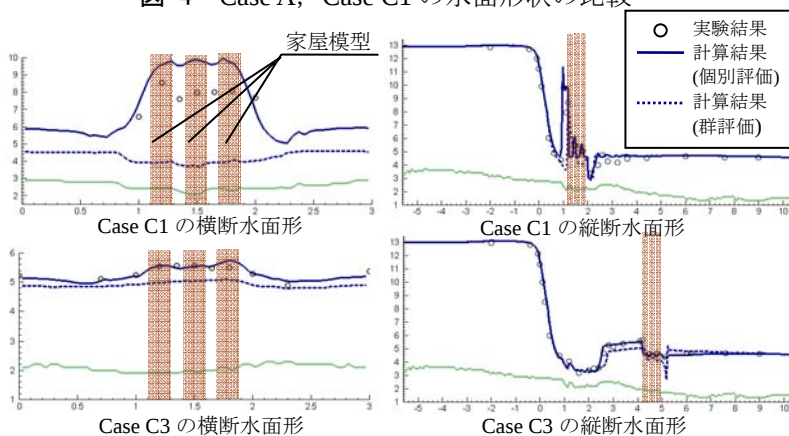


図-5 定常状態における断面水面形の比較

5. 結論

本研究では大型水理実験水路を用いた破堤氾濫流に関する基礎的な実験を行い、非定常流を二次元的に捉える事ができる精度の高い水位時系列データを得た。そして、著者らが提案した二次元浅水流モデルによる計算結果と実験結果を比較し、計算結果の妥当性について詳しく検討した。個別の家屋を評価せず、家屋を群として取り扱う方法は、破堤部付近にある家屋群周辺の解析には適さないが、破堤部から離れた場所においては目的によっては適用できることを示した。

参考文献 1)内田龍彦, 河原能久, 木梨行宏, 伊藤康: デカルト座標系を用いた市街地氾濫シミュレータの構築と竹原市の高潮氾濫への適用, 水工学論文集, 第 51 巻, pp517-522, 2007. 2) 末次忠司, 栗城稔: 改良した氾濫モデルによる氾濫流の再現と防災への応用に関する研究, 土木学会論文集 No.593/II-43, pp.41-50, 1998. 3) 戎忠則, 内田龍彦, 河原能久, 伊藤康, 破堤による氾濫水の挙動に関する基礎的実験, 第 59 回土木学会中国支部研究発表会発表概要集, 2007.