

数値解析を用いた複数箇所での氾濫・復流する洪水氾濫流の検討

九州工業大学大学院 学生会員 中上 竜吾
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 松本 創次郎

1. はじめに

本研究は、大規模水災で問題となる水系各所で氾濫（あるいは遊水）・復流する複雑な洪水氾濫流に対する減災型治水シミュレータ¹⁾の再現・予測能力を模型実験に基づき検討・検証したものである。

2. 実験の概要

実験装置は、矩形断面水路(長さ=3.8(m),幅 $B=0.6$ (m),粗度係数 $n=0.01$)の左岸側に堤防(堤防敷幅=0.1(m))を設け、氾濫原を上流側から氾濫原1, 2に分割したものである。以下では添字1, 2で氾濫原に対応する水理量を区別している。実験装置の概要を図-1, 2に示す。

検討Ⅰは破堤部を2箇所、検討Ⅱは上流側に越水部、下流側に破堤部を設けたもので、検討Ⅰでは氾濫原1のみ流入させた場合(CASE 1)、氾濫原1および2に流入させた場合(CASE 2)の2ケースを実施し、検討Ⅱでは氾濫原1および2に流入させた場合(CASE 1)を実施した。実験条件を表-1に示す。

各諸量の測定方法は次のとおりである。水位は測定点に複数の細い尺を設置し、デジタル画像から読み取った。河道への流入流量 $Q_{IN}(t)(m^3/s)$ は電磁流量計、河道下流端からの流出流量 $Q_{OUT}(t)(m^3/s)$ は量水柵で計測した。各検討での $Q_{IN}(t)$ を図-3に示す。また、氾濫流量 $Q_1(t)(m^3/s)$ は前述した方法により氾濫原1の水位から算定した。 $Q_2(t)(m^3/s)$ は、 $Q(t)=Q_{IN}-Q_1(t)-Q_{OUT}(t)$ より算定し、復流流量 $Q_R(t)$ 、越流流量 $Q_O(t)$ も同様に求めた。

3. 解析の概要

解析は減災型治水シミュレータ¹⁾の表面流解析モデルである“PSA-FUF-2DF modelによる河道氾濫原包括解析^{1),2)}”を用いた。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 $q(=hv)(m^2/s)$ を破堤幅 $L(m)$ で積分して求めた。

解析の境界条件は、河道上流端には流入流量 Q_{IN} を、河道下流端には実測水位ハイドログラフ $h(t)$ (以下「境界条件 1」という)、あるいは刃形堰の公式³⁾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)を与えた。ここで、「境界条件 1」は河道下流端水位が潮位あるいは実測水位のように、水位ハイドログラフが既知である場合の予測解析あるいは再現解析に適用するもので、「境界条件 2」は予測解析や任意の河道区間において一定レベルの氾濫を許容させる拠点防御や霞堤の減災効果の検討のように、水位ハイドログラフが未知の場合に適用するものである⁴⁾。

4. 実験結果

各実験結果と解析結果を図-4～13に示す。

(1) 検討Ⅰ (複数箇所からの破堤氾濫と復流)

CASE 1, 2のいずれも $Q_1(t)$, $Q_2(t)$ がピーク流量を取る時間に $h(t)$ は増加が緩やかになっている。これは、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。

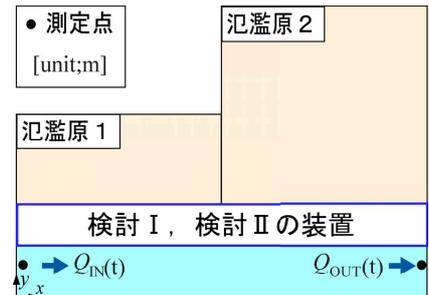


図-1 実験装置の概要



図-2 実験装置

表-1 実験条件

CASE	破堤幅/河道幅比 L/B	霞堤	氾濫原2
検討Ⅰ 複数箇所からの破堤氾濫と復流	1	無	閉
	2		開
検討Ⅱ 上流側での越水と復流 下流側での破堤氾濫と復流	1	無	開

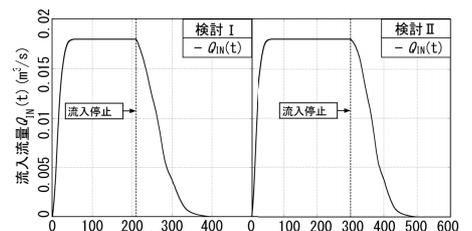


図-3 流入流量の経時変化 (左: 検討Ⅰ, 右: 検討Ⅱ)

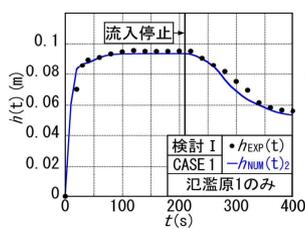


図-4 下流端水位
(検討 I, CASE 1)

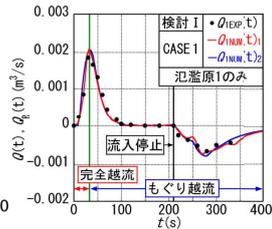


図-5 氾濫流量
(検討 I, CASE 1)

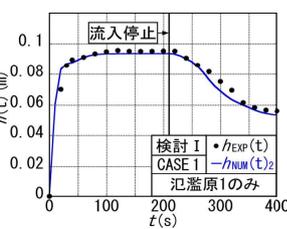


図-6 下流端水位
(検討 I, CASE 2)

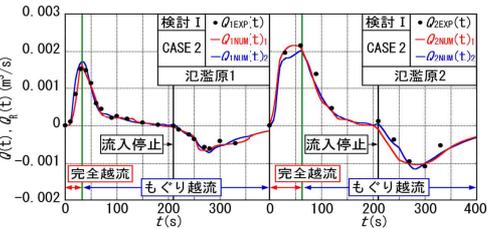


図-7 氾濫流量
(検討 I, CASE 2)

氾濫流量 $Q(t)$ について、 $Q_2(t)$ 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、氾濫原1への流入が抑制されるためである。

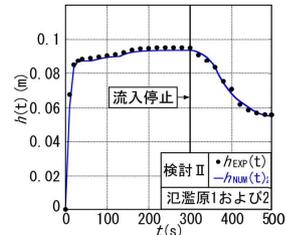


図-8 下流端水位 (検討 II)

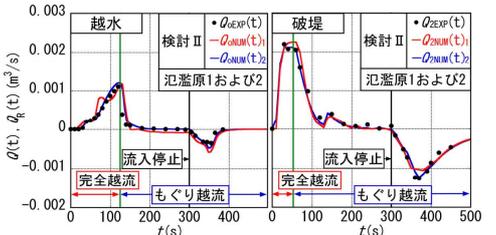


図-13 氾濫流量 (検討 II)

河道への復流流量 $Q_R(t)$ については、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 $Q_{R1}(t)$ のピーク流量がCASE 1と比較して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。

(2) 検討 II (越流と破堤氾濫)

氾濫流量 $Q(t)$ については、 $Q_2(t)$ 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 $t = 125(s)$ で急減するが、その後、 $t = 130(s)$ で再び増加している。これは $Q_0(t)$ がピークとなった $t = 125(s)$ 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、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、 $Q_R(t)$ 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。

5. 解析結果

図-4～13より、再現計算と予測計算のいずれも氾濫流量ハイドログラフ $Q(t)$ を精度よく解析できていることが確認できる。なお、ピーク流量については再現計算の方がやや精度が高くなっているが、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ためである。また、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も誤差を生じた理由として考えられる。

6. まとめ

模型実験結果との比較により、PSA-FUF-2DF modelを用いた河道氾濫原包括解析が、流入流量ハイドロと下流端水位を所与の条件として複数箇所での氾濫・復流する複雑な洪水氾濫流を適正に取り扱えることを明らかにした。

参考文献：1) 秋山ら：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, 2015(掲載予定)。2) 例えば，秋山ら：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。3) 例えば，樗東一郎：水理学，森北出版，pp.193, 1973。4) 秋山ら：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。