

道路等の盛土構造物を考慮した流出・復流流量の予測とその検証

九州工業大学大学院 学生会員 ○ 竹下 大祐

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 正 会 員

重枝 未玲

九州工業大学大学院 学生会員

中上 竜吾

1. はじめに

本研究は、氾濫原が道路等の盛土構造物で分断されている場合に、各決壊口から流出・復流する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、堤防部の一部区間に開口幅水路幅比($L/B=0.33$)の開口部を上流側から開口部 1, 2 のように、2 箇所設けたものである。以下では、添字 1, 2 で各開口部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 A は氾濫原が道路等で分断されている場合、検討 B は氾濫原が道路等で分断されていないが、それを横断する構造物(以下「通路」という)が設けられている場合、検討 C は氾濫原が道路等で分断されていない場合について検討したものである。いずれの検討についても図-3 に示した $Q_{IN}(m^3/s)$ を河道上流端から流入させた。

各諸量の測定方法は次の通りである。下流端水位 $H(\text{m})$ および開口部天端中央の水位 $h(\text{m})$ は測定点に目盛り付の細い尺を設置し、デジタル画像から読み取った。 $Q_{\text{In}}(\text{m}^3/\text{s})$ は電磁流量計で計測した。表面流速 $v_p(\text{m/s})$ は、図-2 に示した赤枠内および両開口部で PTV 解析し求めた。流出流量 $Q_O(\text{m}^3/\text{s})$ 、復流流量 $Q_R(\text{m}^3/\text{s})$ は開口部を 4 等分し、各区間の h 、水深平均流速 $V_m(\text{m/s})$ より単位幅流量 $q_m(=h \times V_m)(\text{m}^2/\text{s})$ 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算出した。 V_m は、補正係数 $\alpha(=\text{水深平均流速 } V/\text{表面流速 } v_p)$ を用いて $V_m=\alpha \times v_p$ より算出した。なお、 α は別途実験を行い定めた。

3. 實驗結果

各実験結果と解析結果を図-4~8に示す。

(1)検討 A: 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し, $t=300(s)$ から急減し, $t=340(s)$ 以降は緩やかに低下する. H がこのような傾向を示すのは, $t=30\sim 300(s)$ 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, $t=340(s)$ 以降では両開口部から氾濫水が復流することで河道流量の減少が緩やかになるためである. なお, 検討 B, C の H の実験結果は, 検討 A とほぼ同様であったので, 割愛する.

Q_0 については、 Q_{01} 、 Q_{02} のいずれも $t = 40(\text{s})$ でピーク値を取る。 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であることによる。また、 Q_{02} のピーク値が Q_{01} より大きくなっているのは、開口部2では開口部1に比べて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ことで、開口部2から流出しやすくなるためである。

Q_R については、 $t = 310(\text{s})$ の Q_{R1} のピーク値が Q_{R2} より小さくなっている。これは、開口部1付近では開口部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。

(2)検討 B：以下，検討 A と比較して考察する． $t = 310(\text{s})$ の Q_{R1} と Q_{R2} のピーク値の差が小さくなっているのは，

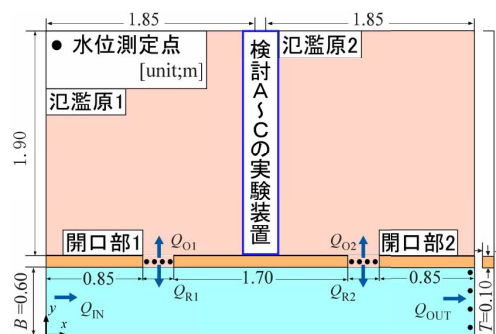


図-1 実験装置の概要

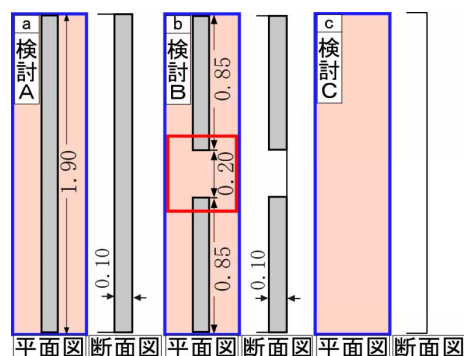


図-2 実験装置

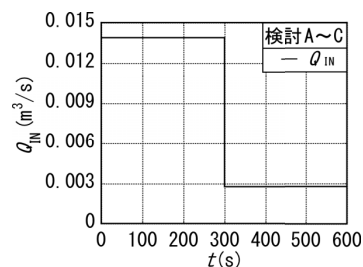


図-3 流入流量の経時変化

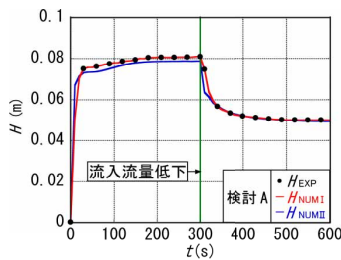


図-4 検討 A の下流端水位

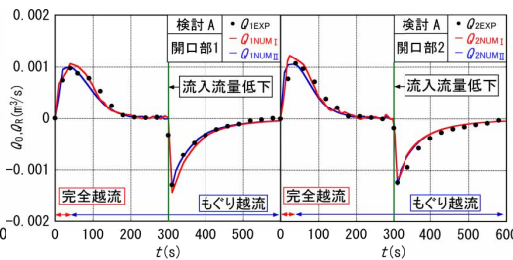


図-5 検討 A の流出・復流流量

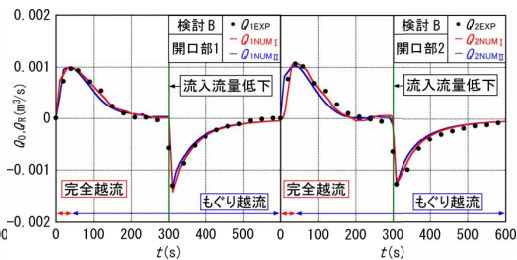


図-6 検討 B の流出・復流流量

図-7 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} が増加するためである。

(3)検討 C：検討 A、B に比べて、 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流動し、 Q_{O1} が流出し続けるためである。 $t = 180 \sim 300(s)$ の Q_{R2} の違いは Q_{O1} と同様である。また、 $t = 310(s)$ の Q_{R1} と Q_{R2} の違いは、 $t = 300(s)$ 以降では氾濫水が氾濫原下流側から上流側へ流動し、 Q_{R1} が増加するためである。

検討 A～C を俯瞰すれば、本実験条件下では、流出あるいは復流流動について、() 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 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。() 各開口部から完全越流状態で流出する状況では、検討 A、B 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、検討 C では流出流のピーク値の差が小さくなることがわかる。

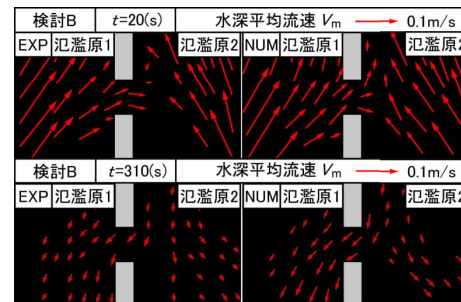


図-7 検討 B の通路近傍の流況

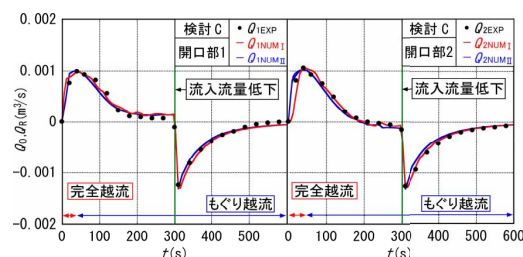


図-8 検討 C の流出・復流流量

4. 解析の概要と結果

(1)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、減災型治水シミュレータの地表流モデルである“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 $Q_{ONUM}(m^3/s)$ 、復流流量 $Q_{RNUM}(m^3/s)$ は、天端中央における単位幅流量 $q_{NUM}(=h_{NUM} \times V_{NUM})(m^2/s)$ を破堤幅 $L(m)$ で積分して求めた。

境界条件は、河道上流端には流入流量 Q_{IN} を、下流端には下流端で測定した H (以下「境界条件」という)、刃形堰の公式を用いて $H-q$ 関係を算出し、下流端の q から求めた H (以下「境界条件」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下流端境界条件に与える潮位のように、水位ハイドログラフが既知の場合に適用するものが「境界条件」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するものが「境界条件」である³⁾。

(2)解析結果：図-4～8 より、再現計算と予測計算のいずれも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ことがわかる。なお、 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のは、PTV 解析による v_p の測定誤差による。

5. まとめ

模型実験結果との比較により、減災型治水シミュレータの地表流モデル^{1), 2)}が、検討 A～C 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 箇所の決壊口から非定常状態で流出・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，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.72，2016(掲載予定) 2) 秋山ら：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 3) 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