

直線河道における破堤氾濫流の横越流特性と流量式の改善

九州工業大学工学部 学生会員 ○岩本 浩明
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 大庭 康平

1. はじめに

破堤氾濫流量は、通常、本間公式で評価される。しかし、横越流特性が考慮されていないため、過大な流量を与える¹⁾。本研究では、(1)破堤部近傍の流れの3次元性の検討、(2)破堤氾濫流の横越流特性の評価および(3)本間公式に横越流特性を考慮した改良流量式の開発とその予測精度の検証を行った。

2. 実験の概要

実験装置は、水平の矩形断面水路(河道幅 B 、粗度係数 $n=0.01$)の左岸側に破堤幅 L の破堤部を有する法面勾配2割の堤防(堤防高 $D=0.05m$ 、堤防敷幅 $T=0.25m$)(CASE B)あるいは0割の堤防($D=T=0.20m$)(CASE A)を設け、左岸側を氾濫原部としたものである。氾濫原部の境界は、CASE Bでは境界①(壁面)、境界②と③(完全越流では段落ち、もぐり越流では刃形堰を越流)とし、CASE Aでは境界③も壁面とした。実験装置と実験条件をそれぞれ図-1と表-1に示す。表中の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、河道部・破堤部・氾濫原部での水深 h 、表面流速ベクトル $U_s(u_s, v_s)$ 、3次元流速ベクトル $U(u, v, w)$ 、破堤部での死水域の特定および河道部の上流端での流入流量 Q_{IN} と下流端での流出流量 Q_{OUT} である。

水深 h は、図-1中に○あるいは●で示した測点で計測した。 $U_s(u_s, v_s)$ は、直径約0.005mの発泡スチロール球をPTV解析し求めた。水深平均流速 $U_M(u_M, v_M)$ は、 $U_s(u_s, v_s)$ を対数則($U_M=0.9U_s$)で変換し求めた。破堤部の死水域幅 L_d は、画像から発泡スチロール球の動きを読み取った。CASE Aでは、 $U_s(u_s, v_s)$ の測定に加え、I型とL型電磁流速計を用いて、図-1中の○で示した測点の $U(u, v, w)$ を計測し、水深平均平面流速 $U_M^*(u_M^*, v_M^*)$ と水深平均鉛直流速 W_M^* を求めた。氾濫流量 Q_{EXP} は、 $Q_{EXP}=Q_{IN}-Q_{OUT}$ から求めた。

3. 結果と考察

1) 破堤部での流れの3次元性：図-2は、CASE Aより得られた破堤部のSEC1(堤防表法尻)、SEC2(堤防中央)およびSEC3(堤防裏法尻)における W_M^*/U_M^* の空間分布を示したものである。縦断平均的に見ると、SEC1~SEC3における W_M^*/U_M^* は、 $L/B=2.0$ では両越流状態とも0.03~0.05、 $L/B=1.0$ では完全越流で0.05~0.06、もぐり越流で0.03~0.06であった。これより、 $L/B=1.0\sim 2.0$ の破堤部での水深平均流れは平面2次元流として近似できると考えられる。

2) 破堤部の流況と横越流特性：直線河道における破堤氾濫流の横越流特性は、有効疎通率 α (=有効破堤幅 $L_e(=L-L_d)$ /破堤幅 L)と流出角度 θ である。本研究では、横越流特性に影響を及ぼす支配因子のうち、河道断面形状、水路床勾配 I および堤防法面勾配 m は一定、また堤内地の水位 h_2 はほぼ一定であることを踏まえ、 θ 、 α とFroude数 $F_r(=(Q_{IN}/B)/(gh^3)^{1/2})$ 、破堤幅河道幅比 L/B との関係について調べた。ここで、 h は破堤部より上流の河道部水位である。

図-3は、破堤部近傍での流況と表面流速ベクトル U_s の一例(CASE B-1, CASE B-2)を示したものである。図

表-1 実験条件

CASE	破堤幅/河道幅比 L/B	流入流量	氾濫流量
		$Q_{IN}(m^3/s)$	$Q_{EXP}(m^3/s)$
A-1	O1	0.0160	0.0147
	S1	0.0140	0.0069
A-2	O1	0.0150	0.0096
	S1	0.0150	0.0067
B-1	O1~O3	0.0139~0.0082	0.0076~0.0047
	S1~S3	0.0139~0.0081	0.0050~0.0017
B-2	O1~O3	0.0139~0.0081	0.0053~0.0033
	S1~S3	0.0139~0.0081	0.0039~0.0015
B-3	O1~O3	0.0110~0.0055	0.0027~0.0013
	S1~S3	0.0112~0.0055	0.0026~0.0007
B-4	O1~O3	0.0113~0.0055	0.0019~0.0010
	S1~S3	0.0113~0.0055	0.0019~0.0005

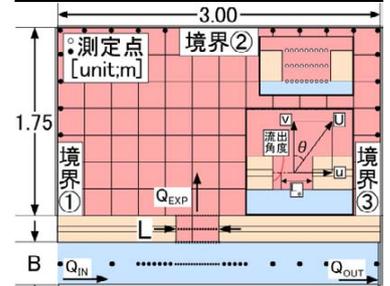


図-1 実験装置の概要と重要な諸量

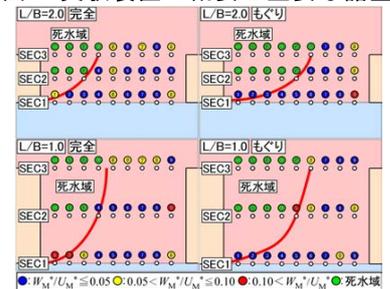


図-2 破堤部の W_M^*/U_M^* の関係

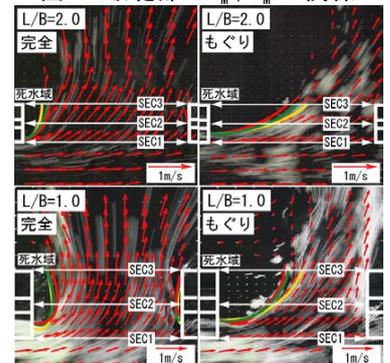


図-3 破堤部の流況と流速ベクトル

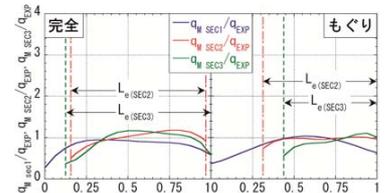


図-4 破堤部縦断面の単位幅流量 q

中の実線(黄色： $F_r=0.23\sim0.33$ ，緑色： $F_r=0.30\sim0.41$ ，赤色： $F_r=0.35\sim0.47$)は、各CASEの死水域を示している．これから明らかなように、(1)死水域の大小やその発生箇所は、 F_r と L/B に依存する．(2) θ と L_d は破堤区間で縦断・横断方向にかなり変化する．(3)全体的に見れば、 θ と L_d は F_r と L/B に対して増加する．

3)横越流特性の定量化：図-4は、各SECでの単位幅氾濫流量 $q_M(=U_Mh)$ の分布を無次元表示したもの(例CASE B-2)である．ここに、 $q_{EXP}=Q_{EXP}/L_e$ である． q_M を L_e で積分して得られた各SECでの Q_M と Q_{EXP} との流量比 Q_M/Q_{EXP} は、完全越流では $Q_M/Q_{EXP}=0.83$ (SEC1)，1.01(SEC2)，0.95(SEC3)であり、もぐり越流では0.81(SEC1)，0.97(SEC2)，0.92(SEC3)であった．また、他のCASEでもほぼ同様な傾向であった．以上より、SEC2をもって L_e を定める断面(以下「最適断面」という)と定義する．

図-3で見たように、最適断面が決まれば、 α は自動的に定まる．一方、 θ についてはその断面での代表流出角度 θ を求める必要がある．

図-5と図-6は、それぞれ α の F_r あるいは L/B に対する依存性を調べたものである．これからわかるように、(1)完全越流状態では、 $\alpha_0 \approx 0.84(\pm 0.03)$ 程度の値をとる．(2)もぐり越流状態では、 $\alpha_s \sim (F_r)^m$ ， $\alpha_s \sim (L/B)^n$ の関係が認められ、 $m \approx 0.5$ ， $n \approx 0.1$ 程度の値となる．

図-7と図-8は、それぞれ代表流出角度 θ の F_r あるいは L/B に対する依存性を調べたものである．代表流出角度 θ は $\theta = \Sigma(q_M \cdot \theta) / \Sigma q_M$ のように、単位幅流量 q_M の重み付き平均として算定し、 $\theta \sim (F_r)^m$ ， $\theta \sim (L/B)^n$ の関係について調べた．その結果、完全越流では $m \approx 2.4$ ， $n \approx 1.3$ 程度、もぐり越流では $m \approx 1.8$ ， $n \approx 1.1$ 程度の値を取ることがわかった．

いま、 $\alpha \sim (F_r)^m \cdot (L/B)^n$ ， $\theta \sim (F_r)^m \cdot (L/B)^n$ のように仮定すると、図-9と図-10および表-2に示したように、横越流特性(α, θ)は、完全越流状態では式(1)と式(2)、もぐり越流状態では式(3)と式(4)のように定量化できる．

4)越流公式の改善性の検討：図-11はそれぞれ氾濫流量の実験結果 Q_{EXP} と本間公式による予測結果(Q_0, Q_1)を比較したものである． Q_0 は、式(5)と式(6)(表-2)より単位幅氾濫流量 q_0 を求めた後に、破堤幅 L を乗じたものである． Q_1 は式(1)~式(4)の横越流特性(α, θ)を用いて、 Q_0 を $Q_1 = \alpha Q_0 \cos \theta$ のように補正したものである．これより次のことが確認できた．(1) Q_0 は、全体的に過大評価する傾向があり、完全越流では最大で約35%過大に、もぐり越流では最大で約100%過大に予測する．また、もぐり越流では L/B が大きくなると、過大評価の傾向が強くなる．(2) Q_1 は、完全越流ではほぼ $\pm 10\%$ 以内の精度で予測しているが、 L/B が大きいと過小評価する傾向が強くなる．もぐり越流では全体的に過小評価する傾向が認められ、 $L/B=2.0$ では最大で約30%過小評価するが、それ以外の L/B では、 Q_0 より大幅に予測値が改善する．なお、本実験条件より F_r が小さい場合は破堤部に対して正面越流に近い状態で流出すると考えてよいので、本流量式は $L/B=0.3\sim 2.0$ の直線河道あるいはほぼ直線の河道区間に対して、完全越流では $F_r \leq 0.47$ ，もぐり越流では $F_r \leq 0.39$ の範囲で適用できると考えられる．

4. まとめ

本研究より次のような知見が得られた．(1) $L/B=1.0\sim 2.0$ の破堤部での流れの3次元性は、水深平均した場合には顕著ではなく、平面2次元流れとして十分近似できる．(2)横越流特性(α, θ)を F_r と L/B の関数として評価し、改良流量式 $Q_1 = \alpha Q_0 \cos \theta$ を提案した．(3)改良流量式では、いずれの越流状態の破堤氾濫流量も過小評価する傾向にあるものの、概ね予測可能であることを示した．

参考文献：1) 栗城稔ら：横越流特性を考慮した破堤氾濫流量公式の検討，土木技術資料，Vol.38，No.11，1996．

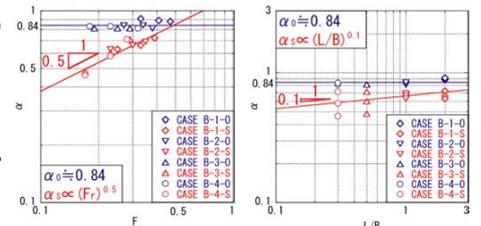


図-5 α と F_r

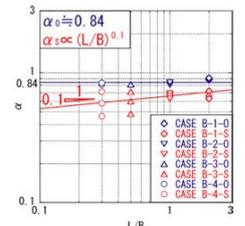


図-6 α と L/B

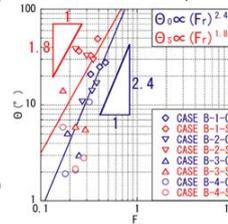


図-7 θ と F_r

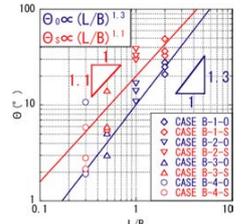


図-8 θ と L/B

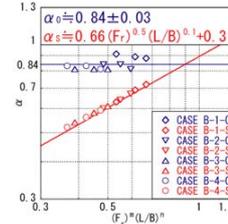


図-9 α と $(F_r)^m \cdot (L/B)^n$

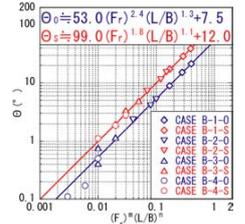


図-10 θ と $(F_r)^m \cdot (L/B)^n$

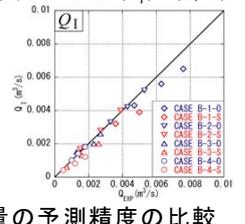
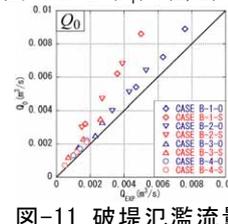


図-11 破堤氾濫流量の予測精度の比較
表-2 横越流特性(α, θ)と氾濫流量式

完全越流状態($h_2/h_1 < 2/3$)	もぐり越流状態($h_2/h_1 \geq 2/3$)
$\alpha_0 \approx 0.84(\pm 0.03)$ (1)	$\alpha_s \approx 0.66(F_r)^{0.5}(L/B)^{0.1} + 0.3$ (3)
$\theta_0 \approx 53.0(F_r)^{2.4}(L/B)^{1.3} + 7.5$ (2)	$\theta_s \approx 99.0(F_r)^{1.8}(L/B)^{1.1} + 12.0$ (4)
$q = 0.35h_1\sqrt{2gh_1}$ (5)	$q = 0.91h_2\sqrt{2g(h_1-h_2)}$ (6)

h_1 : 破堤区間における河道部中央の平均水位
 h_2 : 破堤区間における堤防裏法尻部の平均水位