

破堤氾濫解析における氾濫流量 の取り扱いに関する検討

ON THE EXAMINATION AND EVALUATION
OF BREACH DISCHARGE IN INUNDATION ANALYSIS

秋山 壽一郎¹・重枝 未玲²・岩本 浩明³

Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Hiroaki IWAMOTO

¹フェロー会員 Ph.D. 九州工業大学大学院教授 工学研究院建設社会工学研究系
(〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

²正会員 博士(工学) 九州工業大学大学院准教授 工学研究院建設社会工学研究系(同上)

³学生会員 九州工業大学大学院 工学府建設社会工学専攻(同上)

The breach discharge by overtopping flows is examined experimentally and numerically. The process of breach erosion is reproduced, employing laboratory-scale non-cohesive homogeneous embankments. The relationship between breach discharge and effective width of breach cross-section is identified by using experimental results. The relationship is compared with the one obtained from the on-site overflow experiments at Chiyoda conducted in 2010~2011. Breach discharge is calculated by the numerical model that simultaneously solves flood flows in a channel and inundation flows in a flood plain with the dynamic inundation model, which comprises the finite volume method on unstructured grid using FDS technique. It shows that breach discharge can be predicted comparatively by the use of the model with the h-q boundary condition and effective width of breach cross-section.

Key Words : dyke breach, breach discharge, inundation flow, experiment, numerical model

1. はじめに

破堤氾濫は、堤防背後地を中心に甚大な浸水被害をもたらす。特に氾濫流量の大小は浸水規模と直結するので、その的確な把握・評価は効果的なハード・ソフト対策を講じる上で極めて重要である。

破堤の原因には、越水、浸透、侵食あるいはそれらの複合的なものがある。その中で越水は破堤原因の約8割を占めるなどの理由から、その特性の解明が実験・数値解析の両面から活発に進められている。例えば、藤田ら¹⁾は、模型実験により砂質堤の正面越水拡幅過程に関する一連の先駆的研究を行い、その基本特性を明らかにしている。辻本ら²⁾は、藤田らの実験結果¹⁾を数値シミュレーションにより再現し、砂質堤の氾濫流量、拡幅幅、落堀の時系列変化等の主要な特性量について良好な結果を得ている。島田ら^{3),4),5)}は、千代田実験水路を用いた実スケールの越水破堤実験を行い、堤体の土質や断面サイズの違いによる拡幅過程や拡幅速度など、模型実験では得られない有益な知見を得ている。このような研究は、越水に対して決壊しづらい堤防や破堤プロセスの解明等

にとってたいへん有益かつ重要である。

さて、破堤には越水以外の原因があることは前述した。一方、破堤要因としては、築堤履歴に起因した堤体の土質構成、地形に起因した基礎地盤の土質構成、樋管等の埋設構造物の有無等の堤体・地盤に関する内的要因と、降雨や水位などの外的要因がある。また、過去の出水などによって堤体や基礎地盤等が脆弱化している場合もある。このため、破堤の原因と要因の因果関係を特定することは極めて難しい。加えて、全国109の1級水系の直轄河川堤防延長は1万km余もあり、また直轄河川ですら堤体や基礎地盤の土質構成等が詳細にわかっているわけではない。これらのことを総合すると、実河川において破堤箇所を特定したり、破堤原因を考慮して氾濫流量を予知したりすることは不可能に近い。

このような理由から、実務的な破堤の取り扱い⁶⁾では、完成堤防については水位がHWLに達した地点を破堤箇所とし、過去の破堤事例から得られた拡幅過程に関する知見と本間公式を用いて、氾濫流量を算定する方法が取られている。すなわち、瞬時に最終天端拡幅幅の1/2を決壊させ、その後1時間をかけて一定の速度で最終天端拡幅幅まで拡幅させている。なお、流量式については、

本間公式に模型実験から得られた横越流特性に関する補正を施した流量式も考案され、改善が図られている^{7,8)}。

この実務的な破堤の取り扱いには、堤防の設計外力を考慮した上で、前述した破堤に関する課題を巧みに回避しており、これによって洪水ハザードマップ作成等に必要不可欠な浸水想定区域の設定を可能としている。浸水予測の観点からすれば、この方法はたいへん合理的かつ実用的であり、著者らもこの方法を導入している⁹⁾。

ただし、この実務的な破堤の取り扱いには課題がある。すなわち、どのような方法で氾濫流量を評価するにせよ、氾濫流量の大小に決定的な影響を及ぼす最終天端拡幅幅が河道幅の関数として決められており、またそれに至る拡幅過程が極めて限られた決壊事例から推定されている、という問題である。このため、外水氾濫解析では氾濫流量が適切に評価されていない可能性が高く、しかもその程度は必ずしも明らかではない。

本研究は、以上の背景を踏まえ、浸水予測の精度向上の観点から、砂質堤を用いた横越流による越水破堤の模型実験を実施し、拡幅過程や氾濫流量等について知見を得るとともに、データが一般に公開されている「千代田実験水路」の越水破堤に関する実験結果³⁾(以下「千代田実験」という)も用いて、破堤氾濫流量の評価法について検討を加え、今後の課題を明らかにしたものである。

2. 実験の概要と結果

(1) 実験の概要

実験装置は、貯水槽部・河道部・堤防部・氾濫原部より構成されており、河道部の河床、堤防敷と氾濫原部は全て同じ高さに設定されている。実験装置と重要な諸量を図-1に示す。なお、図-1中の拡大図に示した、SEC1.5、SEC2およびSEC2.5はそれぞれ堤防表法肩、堤防天端中央および堤防裏法肩の各断面を示している。

河道部・堤防部は、矩形断面水路(長さ=3.8(m)、幅 $B=0.4$ (m)、勾配 $T=0$ 、粗度係数 $n=0.01$)の左岸側に法面勾配2割の堤防(高さ $D=0.05$ (m)、堤防敷幅 $T=0.25$ (m))を設置したもので、堤防部の一部の区間(長さ $S=0.80$ (m))に砂質堤を設けたものである。また、河道部下流端には水位調節のための刃形堰が設けられており、河道右岸側は壁面とし、越流しないようになっている。なお、堤体材料には粒径 $d=150\sim 300$ (μm)の豊浦標準砂を用い、含水比(14%)と質量(10kg)を一定に保った状態で、堤体形状の型枠に入れ、突き棒で突き固めて砂質堤部を作成した。

氾濫原部は、アクリル製の地盤(粗度係数 $n=0.01$)を水平に設置したもので、境界①は壁面、境界②は刃形堰(堰高 $s=0.03$ (m))から越流するようになっている。なお、この堰高 s は、破堤部での氾濫流が完全越流状態からもぐり越流状態に遷移することを予備実験で確認し設定した。また、流入流量 Q_{IN} は電磁流量計、流出流量 Q_{OUT} の

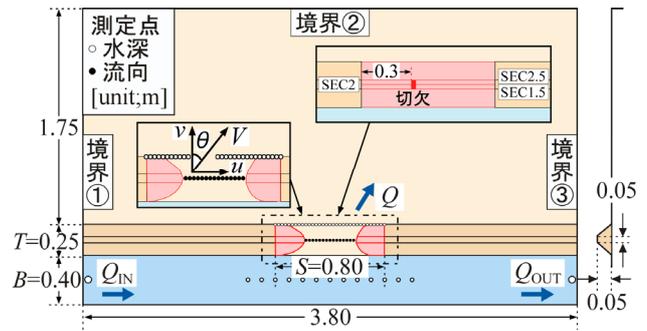


図-1 実験装置と重要な諸量

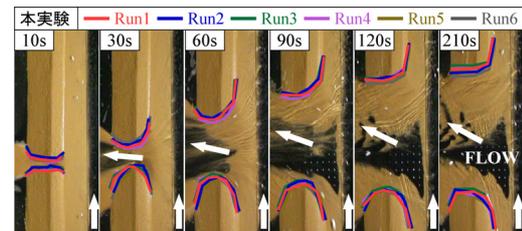


図-2 拡幅過程の経時変化

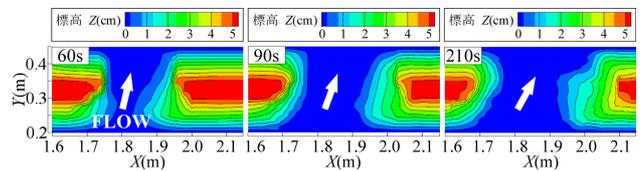


図-3 破堤口形状のコンター図

時系列は量水柵で計測できるようになっている。

実験は、図-1に示したように、砂質堤の天端に切欠(幅0.03(m))を設け、河道部上流から一定流量 $Q_{IN}(=0.0106$ (m^3/s))を通水し、完全越流～もぐり越流状態の越水破堤を再現した。また、同一条件下で6回の繰り返し実験を行い、再現性の確認を行った。なお、本実験では実堤との相似則は考慮していない。

測定項目は、氾濫流量の時系列 $Q(t)$ 、河道下流端水位の時系列 $h(t)$ 、図-1に示した氾濫流の流出角度の時系列 $\theta(t)$ 、越流状態(完全/もぐり)、平面的な拡幅過程、破堤口形状および破堤部近傍での堤内外水位である。

実験方法は、次のとおりである。 $Q(t)$ は $Q(t)=Q_{IN}-Q_{OUT}(t)$ より、 $h(t)$ は容量式波高計を用いて、それぞれ算定・計測した。 $\theta(t)$ は、直径約0.005(m)の発泡スチロール球の動きをdigital video cameraで撮影した動画をPTV解析し求めた。越流状態は、そこでの波紋より推定した。なお、この推定では、6回の繰り返し実験において、約5秒の差異が認められた。平面的な拡幅過程は、砂質堤上部よりdigital video cameraで撮影した動画を解析し把握した。破堤口形状は、経過時間 $t=40, 60, 80, 90, 210$ (s)で通水を止め、レーザー変位計を用いて3次元的に測定した。また、 $t=60, 90, 210$ (s)の各破堤形状をセメントスプレーで固め、この堤体を用いて定常状態の破堤氾濫流を再現し、破堤部近傍での堤内外水位をポイントゲージで求め、同時にそのときの Q を算定した。なお、 $t=60, 90, 210$ (s)での非定常と定常での Q の相対誤差は、それぞれ2.2, 1.6, 2.3%であり、顕著な違いは認められなかった。

(2) 実験結果

図-2と図-3は、それぞれ拡幅過程の経時変化と破堤口形状のコンター図の一例を示したものである。図-2中の色つきの実線からわかるように、実験の再現性は良好で、観察された拡幅過程は次のとおりである。

決壊断面近傍の上流側(図-2の下側)と下流側(図-2の上側)の裏法面・法肩が、流出水によって局所的に侵食されるとともに、決壊断面の両端でも侵食・崩落が起こり、拡幅が進行していく。これが主な破堤部拡幅のメカニズムである。このメカニズムに次のような拡幅に伴う流出水の流向変化が加わり、破堤口形状が変化していく。

$t=60(s)$ 程度までの破堤幅(図-1中のSEC2で $0.5B$ 程度)では、河川水はほぼ正面(堤防線形に垂直方向)流出する。このため、破堤口の形状は、表法側が開いた「八」の字形で、破堤形状は堤体裏法面側の拡幅が大きく表法面側が小さいほぼ左右対称形の「八」の字形となる。

拡幅につれて、堤防に沿った河道流の一部が流下方向の流速ベクトルを持って横流出するようになり、流出水の流向が河道下流方向へシフトしていく。このため、決壊断面下流側の表法面が侵食・流出し、決壊断面下流側の堤体横断面は表法側が開いた形状から、河道に対して垂直な形状へと変化していく。

$t=120(s)$ 以後は拡幅の進行が極めて緩やかになり、流出水はほぼ一定の流向でやや河道下流方向へ流出する。このため、決壊断面下流側の垂直な形状が維持される。

以上の～の拡幅過程は、図-2においてより明瞭に確認できる。またこのような拡幅過程は、千代田実験³⁾のCase4(砂礫堤)からも見て取れる。なお、著者らが行った破堤口形状が一定の矩形断面(非侵食性堤体)とした実験¹⁰⁾では、下流側の決壊断面に強い水あたりが見られたが、本実験では水あたり箇所が侵食され、流出水の流向と破堤口形状が変化していくことが観察された。

図-4は、図-1に示したSEC2における流出角度 $\theta(t)$ の経時変化を示したものである。これより、図-2で見たように、破堤口が拡幅していくにつれて流出角度が線形的に増加し、 $t=120(s)$ 以後はほぼ一定の流出角度で流出するようになることがわかる。

図-5は、SEC2における破堤口形状の経時変化を示したものである。また図-6は、SEC1.5、SEC2およびSEC2.5における破堤口形状を高さ方向については任意の地盤高 $Z(t)$ を堤防高 $D(t)$ で、縦断方向については $Z(t)$ での拡幅幅 $L_Z(t)$ を天端拡幅幅 $L(t)$ でそれぞれ無次元化して示したものである。このように、 $t=90(s)$ 以前の拡幅速度が大きく、またいずれの断面の破堤口形状も相似形で近似できる。また、 $t=60\sim 210(s)$ でSEC2が最小断面となっており、3断面のうちではSEC2が氾濫流量を規定する断面であることが確認された。これを踏まえ、以下ではSEC2の破堤口形状に基づき議論を進める。

図-7は、氾濫流量 $Q(t)$ の経時変化を示したものである。ややばらつきは認められるものの、実験の再現性は良好

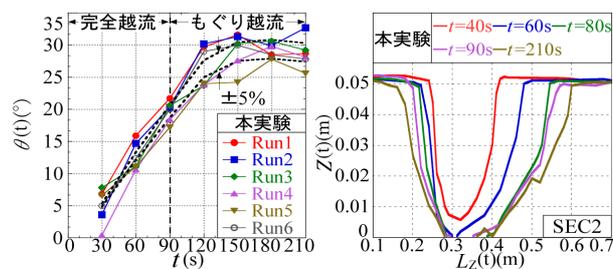


図-4 流出角度 $\theta(t)$

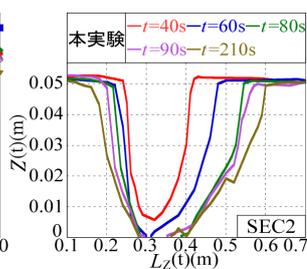


図-5 SEC2での拡幅過程

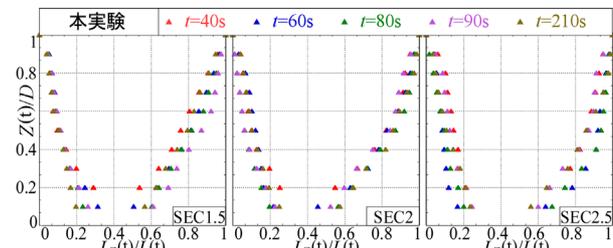


図-6 各断面における破堤口形状

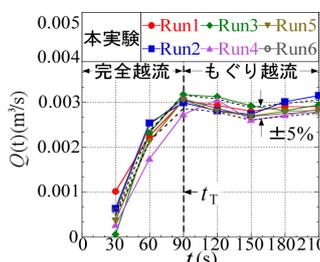


図-7 氾濫流量 $Q(t)$

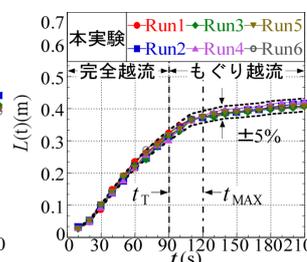


図-8 天端拡幅幅 $L(t)$

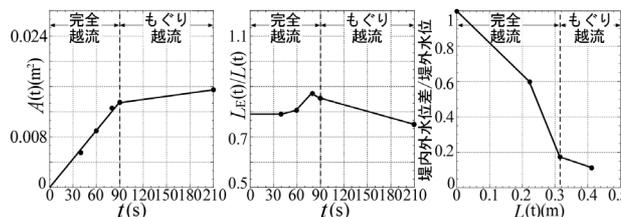


図-9 左: $A(t)$ の経時変化 中央: $L_e(t)/L(t)$ の経時変化 右: 堤内外水位差/堤外水位と $L(t)$ の関係

である。これより、完全越流状態では $Q(t)$ は時間とともにほぼ線形的に増加した後、 $Q(t)$ は $t=90(s)$ で最大値を取り、それ以降はほぼ一定流量となることがわかる。また、 $t=90(s)$ は流れの状態が完全越流からもぐり越流状態へと遷移する時間と一致していることが確認された。そこで以下ではこの流れの状態が遷移する時間を遷移時間 t_T 、 t_T における天端拡幅幅を「遷移天端拡幅幅 $L_{T(t)}$ 」と呼ぶ。

図-8は、堤防天端での拡幅幅 $L(t)$ の経時変化を示したものである。これより、 $L(t)$ は完全越流状態では経過時間に対してほぼ線形的に拡幅していき、もぐり越流状態に移行した後の $t=120(s)$ で傾向が変化し、その後は極めて緩やかに拡幅していくことが確認できる。なお、この傾向が変化する遷移時間は、 $t=120\pm 5(s)$ 程度であった。

このような傾向は、実破堤でも確認されている¹¹⁾。一方、島田ら⁵⁾が行った横越流破堤実験では、砂礫の多い堤体土質では水位差がほぼなくなった以降でも拡幅が進行したと報告されている。その原因については触れられていないが、本実験結果を勘案すると、砂質堤や砂礫堤

では流出水の流速が小さくなくても崩落により緩やかに拡幅が進行すると推察される．その理由から，以下では拡幅過程の傾向が大きく変化する時間を t_{MAX} ， t_{MAX} における $L(t)$ を「最終天端拡幅幅 $L(t)_{MAX}$ 」と定義する．

図-7と図-8のような $Q(t)$ と $L(t)$ の傾向や， $Q(t)$ が t_T で最大値を取り，それ以降で $Q(t)$ がほぼ一定となることや $L_T(t) < L(t)_{MAX}$ となることなどは，正面越流を対象とした砂質堤に関する藤田ら¹⁾の模型実験結果およびその再現を試みた辻本ら²⁾の数値解析による再現計算からも見て取れる．一般に $L(t)$ は堤体の土質構成によって変化すると考えられるが，砂質堤や砂礫堤であれば，このような挙動を取ると考えられる．また， $L_T(t)$ と $L(t)_{MAX}$ が大きく異なるわけではないので，最終天端拡幅幅に基づき氾濫流量を算定する方法⁶⁾はそれなりに理にかなっているとも言える．ただし， $L_T(t) < L(t)_{MAX}$ であることから，過大評価となっている可能性は高い．

図-9は，破堤口断面積 $A(t)$ ， $A(t)$ と断面積が等価な矩形破堤口形状の天端拡幅幅 $L_E(t)$ ($=A(t)/D$) (以下「等価天端拡幅幅」という)と天端拡幅幅 $L(t)$ との比 $L_E(t)/L(t)$ の経時変化，および堤内外水位差/堤外水位と $L(t)$ との関係を示したものである．なお， $A(t)$ はレーザー変位計による計測，水位差はセメントスプレーで固めた堤体を用いて得られたものである．これより，いずれも t_T 付近で傾向が大きく変化していることが確認できる．なお， $L_E(t)/L(t)$ が t_T 以前で傾向が変化しているのは， t_T 以前($t = 80$ (s))では $A(t)$ の増加率に比べて $L(t)$ の増加率の方が小さいために $L_E(t)/L(t)$ が増加し，またそれ以降では逆の理由で $L_E(t)/L(t)$ が減少しているからである．ここで重要なことは， $L(t)=0 \sim L(t)_{MAX}$ における $L_E(t)/L(t)$ の変化は小さく，0.80~0.87の値を取っていることである．

3. 数値解析^{9),10)}と本間公式を用いた検討

(1) 解析の概要

著者らは，氾濫流量と氾濫流が河道特性(線形，勾配，樹木群など)，堤内地の特性(地形起伏，盛り土構造物，樹林帯など)の影響を受けることを踏まえ，有限体積法・非構造格子・流束差分法(FDS)に基づく平面2次元不定流モデルを用いて，洪水流と氾濫流を包括的に解析する外水氾濫解析法(以下「本解析法」という)を開発し，実氾濫等の再現・予知を行ってきた^{9),10)}．

本研究は浸水予測の観点から，氾濫流量の評価法の検討を目的としていることから，ここでも本解析法を用いることとする．本解析法では，破堤部における水深 $h(t)$ と流速 $v(t)$ より単位幅流量 $q(h, v)$ を求め，これを天端拡幅幅 $L(t)$ で積分することで，破堤氾濫流量 $Q_p(t)$ を予想するという方法を取る．このため， (h, v) の断面を定める必要があるが，前述した理由から，SEC2を採用する．

また，浸水予測の観点から，河道下流端境界条件には，

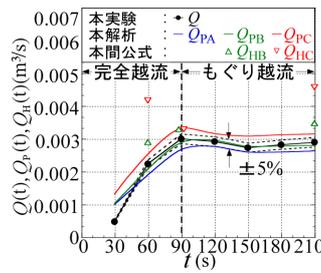


図-10 $Q(t)$ と予測結果 $Q_p(t)$

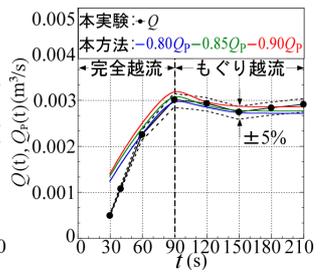


図-11 本方法による $Q_p(t)$

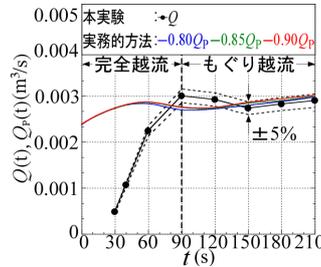


図-12 実務的方法による $Q_p(t)$

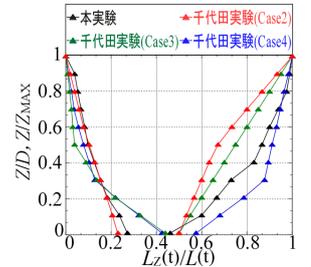


図-13 最終破堤形状の比較

既往の研究²⁾のように実験で得られた水位ではなく，刃形堰の公式¹²⁾を用いて，水位 h ~単位幅流量 q の関係(以下「 h - q 境界条件」という)を与えている．なお，解析に用いた計算メッシュは，河道部では0.04(m)，堤防では0.02(m)，破堤部では0.01(m)，氾濫原部では0.08(m)を基準にした三角形メッシュで，その総数は20912個である．

(2) 氾濫流量の予測法と予測結果

図-10は，本解析法と h - q 境界条件を用いて算定された氾濫流量の予測結果 Q_p を本実験結果 Q と比較したものである．図中で Q_{PA} は本実験より得られた実測断面形を， Q_{PB} は等価天端拡幅幅 $L_E(t)$ の矩形断面形($=L_E(t)*D$)を， Q_{PC} は天端拡幅幅 $L(t)$ の矩形断面形($=L(t)*D$)をそれぞれ用いて計算した予測結果である．また， Q_{HB} と Q_{HC} は，本間公式を用いた予測結果である．なお，計算にあたっては， Q_{PA} は図-6に示した相似形と図-8に示した $L(t)$ を， Q_{PB} と Q_{PC} はそれぞれ実測断面形から算出された $L_E(t)$ と図-8の $L(t)$ を用いた．一方， Q_{HB} と Q_{HC} は，式(1)を用いて単位幅流量 q_0 (m^2/s)を求め，次に各々に $L_E(t)$ と $L(t)$ を乗じることで算定した．

$$\text{完全越流状態}(h_2/h_1 < 2/3) : q_0 = C_1 h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (1)$$

$$\text{もぐり越流状態}(h_2/h_1 \geq 2/3) : q_0 = C_2 h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$$

ここに， h_1 と h_2 はそれぞれ堤防天端を基準として高い方と低い方の水位(m)であり，流量係数の標準値は $C_1=0.35$ と $C_2=0.91$ である⁶⁾．本研究でも流量係数は標準値を用い， h_1 と h_2 はそれぞれ実験から得られた河道部中央と堤防裏法尻での各水位とした．

同図から確認できるように， Q_{PA} と Q_{PB} は t 約50(s)で若干過大評価されているものの，ほぼ正確に氾濫流量を予測している．これと比較すると， Q_{PC} は10%程度過大評価となっている．一方，本間公式を用いた評価では，

Q_{HB} は約30%, Q_{HC} は約90%過大評価されている。このように、本間公式は氾濫流量を過大評価する傾向にある⁸⁾。ここで重要なことは、氾濫流量の評価において破堤形状は必ずしも重要ではなく、それと等価な断面積を有する矩形断面で氾濫流量を評価できるということである。

図-11は、破堤口形状を矩形断面形($L_E(t)*D$)とし、 $L_T(t)$ まで一定速度で拡幅させた後に拡幅幅を $L_T(t)$ の一定とするとともに、 $L_E(t)/L(t)$ (以下「等価天端幅比」という)を一定値に保って氾濫流量を評価する方法(以下「本方法」という)から得られた Q_p と Q とを比較したものである。これから、 $L_E(t)/L(t)=0.80\sim 0.90$ の範囲であれば Q_p に大きな違いはなく、また $t < 60(s)$ でわずかに過大評価しているものの、それ以後は Q_{PA} や Q_{PB} と同程度に予測できることが確認できる。

図-12は、実務的な破堤の取り扱い⁹⁾に準じ、 $L(t)_{MAX}$ の1/2を初期天端拡幅幅とし、それから $L(t)_{MAX}$ まで一定速度で拡幅させて評価する方法(以下「実務的方法」という)で得られた Q_p を示したものである。この方法では、 t_T 以後では良好に予測できるが、それ以前では過大評価することがわかる。

ここで重要なことは、 t_T と $L_T(t)$ が適切に与えられれば、本方法で $L_E(t)/L(t)=0.80\sim 0.90$ の一定値とすれば氾濫流量を適切に評価できること、この $L_E(t)/L(t)$ の値は、著者ら⁸⁾が得た破堤口形状が矩形の場合(非侵食性堤体)の横越流破堤実験の知見、すなわち完全越流状態では破堤部での死水域幅 L_d を差し引いた有効破堤幅 $L-L_d$ と L との比である有効疎通率 $(L-L_d)/L$ が、 $0.84(\pm 0.03)$ 程度の一定値を取ることと整合していることである。この理由は、砂質堤では崩落による破堤形状の一時的な変化は生じるものの、図-2で見たように全体的には流出水の侵食により破堤口形状が変化し、最小断面となっているSEC2では矩形破堤口のような顕著な死水域が生じないためだと考えられる。

(3) 千代田実験^{3),4),5)}についての検討

千代田実験の法面勾配2割の横越流破堤のCase2(砂礫堤体)、Case3(細粒分の多い堤体)およびCase4(砂礫堤体、天端幅がCase2とCase3の2倍)のデータを用いて、本方法と実務的方法の適用性について検討する。なお、検討は河道への供給流量が一定となる時間帯以降について行った。またこの理由から、供給流量が連続的に変化しているCase1は検討から除外した。

図-13は、破堤口の最終形状を比較したものである。これからわかるように、Case4が本実験結果と最も近い破堤口形状となっている。なお、千代田実験では加速度センサーを用いて破堤口形状を計測しており、流出したセンサーもあることから、ある程度の誤差を有していることを勘案して比較する必要がある。

図-14~図-17はそれぞれ、 $L(t)$ 、 $A(t)$ 、 $Q(t)$ および $L_E(t)$ について、本実験結果と千代田実験結果とを比較したもの

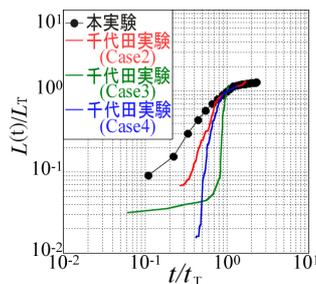


図-14 $L(t)/L_T$ と t/t_T の関係

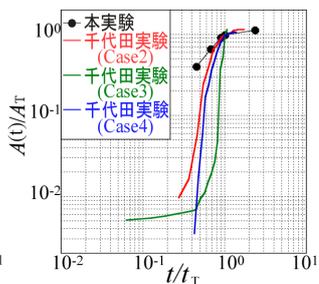


図-15 $A(t)/A_T$ と t/t_T の関係

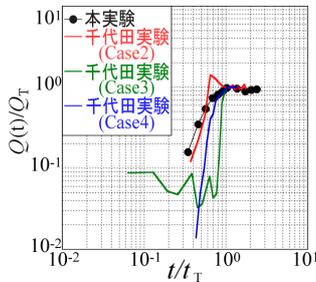


図-16 $Q(t)/Q_T$ と t/t_T の関係

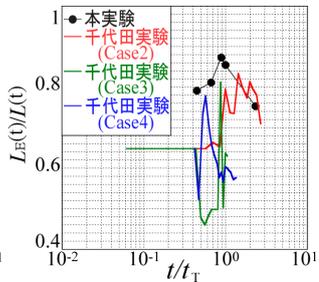


図-17 $L_E(t)/L(t)$ と t/t_T の関係

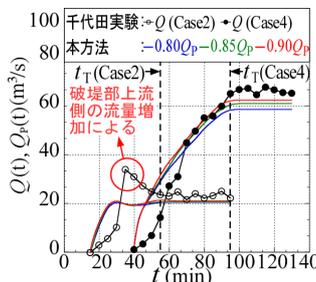


図-18 本方法による $Q_p(t)$

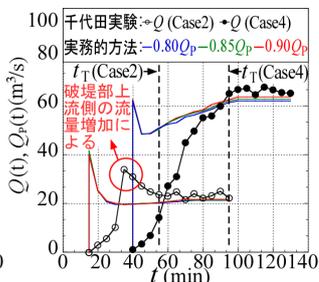


図-19 実務的方法による $Q_p(t)$

である。なお、千代田実験では越流状態が不明なため、図-7で見たように氾濫流量 $Q(t)$ が増加から一定に転じる時間がそれと一致することを踏まえ、その時間を t_T としている。同図では、 t をこの t_T で、各特性量は t_T における値で正規化し、 $L(t)/L_T$ 、 $A(t)/A_T$ 、 $Q(t)/Q_T$ を t/t_T の関係として表している。なお、Case2でも河道への供給流量は一定であるが、参考文献³⁾によれば、供給流量が一定となった直後に破堤部上流側での流量が増加している。この理由は不明であるが、ここでは $Q(t)$ が一定となった直後の時間を t_T とした。このため、Case2で $Q(t)/Q_T > 1.0$ となっている。これからわかるように、

$L(t)/L_T$ 、 $A(t)/A_T$ 、 $Q(t)/Q_T$ のいずれも $t/t_T = 1.0$ で傾向が急変することが確認できる。

本実験結果は、砂礫堤(Case2と4)と類似した傾向を示し、細粒分の多いCase3は全く異なった傾向を示しており、 $L(t)/L_T$ 、 $A(t)/A_T$ および $Q(t)/Q_T$ のいずれも t/t_T がある一定時間まで大きく変化せず、それを超えると急激に増加している。これより、堤防の粘り強さが同われる。

$L_E(t)/L(t)$ については、前述した理由からCase2で t/t_T のズレが生じているが、 $L_E(t)/L(t)$ の最大値は、Case2で約0.84、Case3で約0.81およびCase4で約0.78となっている。したがって、今後より詳細な検討が必要なものの、やはり $L_E(t)/L(t)=0.80\sim 0.90$ の値を取ると推察される。

図-18と図-19は、それぞれ砂礫堤であるCase2とCase4

の予測結果を示したものである。実務的方法では、瞬時に $L(t)_{MAX}$ の1/2を決壊させ、 $L(t)_{MAX}$ まで1時間かけて一定速度で拡幅させている。Case4は供給流量等の実験条件も比較的安定しているが、Case2は前述したように供給流量が一定となった直後に破堤部上流側での流量が増加しているために、 $Q(t)$ も急増していると推察される。

これより、本方法と実務的方法のいずれも、本実験結果と同様な傾向を示していることが確認できる。まずCase4については、本方法では、 t_T 以後で Q_p が若干過小評価されている。この理由は、何らかの要因から堤内外の水位差がさほど下がっていないことがデータより確認されており、この水位差によって拡幅がある程度の速度で進行しているためであると考えられる。一方、実務的方法では、本方法と同様な理由から t_T 以後で若干過小評価されており、それ以前ではかなり過大評価されている。なお、 $t=40(\text{min})$ で Q_p が大きくなっているのは、瞬時に $L(t)_{MAX}$ の1/2を決壊させたことによる。

次にCase2については、 Q の急増が確認できるが、この急増は、前述したように破堤部上流側での流量増加の影響と考えられる。本方法では、破堤部上流側での流量が公開されていないので、一定の河道供給流量を用いて予測を行っている。このため、 t_T 以前で大きく異なっているが、それ以後では Q_p は若干過小評価されているものの、妥当に評価している。実務的方法で Q_p が大きくなっているのは、Case4と同じ理由からである。

4. まとめ

本研究では、浸水予測の観点から破堤氾濫流量の評価法について検討を加えた。以下に具体的な結論を述べる。

(1) 少なくとも砂質堤や砂礫堤では、破堤口形状そのものは氾濫流量の評価において必ずしも重要ではなく、本解析法のように横越流特性が一定精度で評価できる解析法と実測値を必要としない境界条件を用いれば、破堤口形状をそれと等価な断面積を有する矩形断面($L_E(t)*D$)で置き換え、 $L_E(t)/L(t)=0.80\sim 0.90$ とすることで、氾濫流量を妥当に予測することができる。

ただし、 t_T と $L_T(t)$ を知る必要があり、これが今後の課題である。なお、千代田実験の結果は、堤体の土質構成によって L_T 等が変化することを示唆しており、堤体の土質構成を考慮して、 t_T とそのときの $L_T(t)$ および $L_E(t)/L(t)$ を明らかにしていく必要がある。

(2) 実務的方法は、完全越流状態の氾濫流量を大幅に過大評価する。また流量式に本間公式を用いると、過大評価が増幅される。

(3) $L_E(t)/L(t)=0.80\sim 0.90$ であるので、本方法において、 t_T と $L_T(t)$ の代わりに最終天端拡幅 $L(t)_{MAX}$ とそのときの t_{MAX} を用いることも有効である。ただし、実務的方法ほどではないが、過大評価される。本実験結果では10%程

度の過大評価であるが、過大評価の程度は $L_T(t)$ と $L(t)_{MAX}$ の違いによるので、今後の検討が必要である。

(4) 氾濫流量の予測精度の向上の観点から、 t_T 、 L_T および L_E に関する知見を蓄積していくことが重要である。またその代替法として、 t_{MAX} と $L(t)_{MAX}$ に関する知見の蓄積も重要となる。その方法としては、実破堤や千代田実験のような実スケールのデータのみならず、その再現が適切にできる数値実験による検討が有効と考えられる。

謝辞：本研究を行うに当たり、独立行政法人寒地土木研究所より貴重な実験データの提供を受けた。また、本学学部4年生和田浩輔君、余田正敏君の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 例えば、藤田裕一郎、田村多佳志、村本嘉雄：河川堤防の決壊に伴う外水と土砂の流入について、京都大学防災研究所年報、3082, pp.527-549, 1987.
- 2) 辻本哲郎、北村忠紀、岸本雅彦：砂質堤防の破堤口拡大過程のシミュレーションと破堤水理、河川技術論文集、第8巻、pp.31-36, 2002.
- 3) 島田友典、柿沼孝治、三宅 洋：千代田実験水路における越水破堤拡幅メカニズム検討、http://www.hkd.mlit.go.jp/topics/gijyutu/giken/h23_pre_intra/pdf_files/aa/aa-33.pdf
- 4) 島田友典、横山 洋、平井康幸、三宅 洋：千代田実験水路における氾濫域を含む越水破堤実験、水工学論文集、第55巻、pp.S_841-S_846, 2011.
- 5) 島田友典、平井康幸、辻 珠希：千代田実験水路における越水破堤実験、水工学論文集、第54巻、pp.811-816, 2010.
- 6) 栗城 稔、末次忠司、海野 仁、田中義人、小林裕明：氾濫シミュレーション・マニュアル(案)、土研資料第3400号、1996.
- 7) 栗城 稔、末次忠司、小林裕明ほか：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.
- 8) 秋山壽一郎、重枝未玲、大庭康平：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、水工学論文集、第55巻、pp.901-906, 2011.
- 9) 例えば、秋山壽一郎、重枝未玲：河道・氾濫原包括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.
- 10) 秋山壽一郎、重枝未玲、大庭康平、山尾匡人、門田竜祐：直線・蛇行河道における破堤氾濫流の特性とその予測、土木学会論文集B1(水工学)、Vol.68, No.4, I_1021-I_1026, 2012.
- 11) 末次忠司：河川技術ハンドブック、鹿島出版会、pp.246, 2010.
- 12) 椿 東一郎：水理学、森北出版、pp.193, 1973.

(2012.9.30受付)