

数値解析を用いた既設・未設遊水地の機能評価と施設計画の可能性

INVESTIGATIONS ON STAGE-DISCHARGE RELATIONSHIP OF RETARDING BASINS BY A NUMERICAL MODEL BASED ON FDS

秋山 壽一郎¹・重枝 未玲²・門田 竜祐³・田島 瑞規³
Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Ryosuke MONDEN
and Mizuki TASHIMA

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)

A retarding basin, that temporarily stores stormwater to reduce downstream flow rate, is one of the most effective countermeasures to mitigate existing downstream flooding problems. Effectiveness of the basin is strongly dependent on design of an overflow levee. Experimental works have been commonly employed for the overflow levee design, because the flows around the levee are very difficult to be handled by theoretical and/or numerical methods. The objective of this study is to demonstrate that the numerical model along with appropriate boundary conditions is effective to calculate the stage-discharge relationship, that solves simultaneously flood flows in a channel and inundation flows in a flood plain with the dynamic model, which comprises the finite volume method based on unstructured grid using FDS technique.

Key Words : flood control, retarding basin, overflow levee, numerical model, FDS, experiment

1. はじめに

2011年7月新潟・福島豪雨災害, 2012年7月九州北部豪雨災害などでみられたように, 気流や台風によって暖かく湿った空気が停滞前線に次々と流れ込み, 短時間集中豪雨が断続的に繰り返し発生する降雨パターンが近年顕在化している. そのような降雨パターンでは, 流量ハイドログラフの波形がシャープとなり, ピーク流量も大きく, 短時間で水位が急激に上昇する. このため, HWLを超えるような高水位によって堤防が危険な状態にさらされたり, 洪水到達時間も短いためにリアルタイム予測や避難計画等が機能し難くなる.

このような降雨パターンに対しては, ピーク流量・水位を下げる洪水調節が効果的である. 遊水地は, その代表的な施設であり, 一定水位に達した時点で洪水流量を越流堤から横越流させ洪水調節を行うものである. このため, 遊水地の計画諸元を決定するためには, 想定された洪水に対して, 越流堤付近の河道流況の把握, これを

踏まえた越流堤の配置(向き), 最適な洪水調整効果を得るための越流堤高さ等の越流特性の把握が必要となる.

しかしながら, 越流堤付近では3次元性の強い横越流状態となるため, 数値解析ではその再現が難しいとされている. また, 横越流流量を評価するための流量式も開発されてはいるものの¹⁾²⁾³⁾, 前述した越流堤付近の河道流況やそれに影響を及ぼす上下流の洪水流特性等が考慮されていないために, 具体的な施設計画に用いるには不安が残る. このような理由から, 通常, 1/20~1/40縮尺の大型模型実験を用いた準定常実験に基づき, 計画諸元が決定されているのが実情である⁴⁾.

しかし, 大型模型実験を用いた検討についても, ①福岡ら⁵⁾が指摘しているように, 定常流を前提とした越流公式や経験的に定められた流量係数の非定常流への適用性において曖昧さが残っていること, ② 想定された洪水に対して越流堤や遊水地の構造が定められるので, 想定とは大きく異なる洪水に対する効果がわからないこと, ③ 遊水地を建設して一定年経過後に計画諸元や構造の改善等の見直しの必要性が生じた場合に, 新たに模

型を作成しなければならない、などの課題がある。

さらに今後は、先述したような降雨外力の変化を受け、個別の治水施設の機能評価にとどまらず、水災適応策の観点から流域レベルでのトータルシステムとしての治水バランス評価が重要になりつつある⁶⁾。この治水バランス評価では、計画と異なる降雨パターンに対してどの程度の洪水調節効果が期待できるのか、また効果の発現のためにはどのような施設としたらよいのか、といった高度な評価・検討が求められてくる。もしそのような評価・検討を既設遊水地にとどまらず、河川整備計画期間に予定・計画されている未設遊水地について行うことができれば、バランスの取れた治水システムの検討が可能となるとともに、その実質化に一步近づけることになる。

本研究は、以上のような背景と、大型模型実験に頼らずに、既設遊水地の洪水調節効果および未設遊水地の洪水調節機能の評価・検討を行える手段が存在しないことを踏まえ、その手段の開発を目的としたものである。本報では、模型実験結果との比較検討に基づき、数値シミュレーションにより、これらの評価・検討が一定の精度で可能であることを明らかにする。

2. 実験の概要

(1) 実験装置の概要

実験装置は、非常流量制御システム付きの可変勾配水路(長さ20.0m, 幅0.60m, 高さ1.00m)内に貯水槽部・河道部・堤防部・越流堤部を設け、可変勾配水路外に遊水地部を設けたもので、河道部が本川のみの場合をCASE A, CASE Aにおいて越流堤下流の河道部右岸側に不透水制(水制幅 $B_g=0.06(m)$, 水制長さ $L_g=0.30(m)$)を設けた場合をCASE Bとした。なお、同水制は、越流流量の増加を目的としたものであるが、本研究ではこのような局所的な構造物を考慮して、越流流量等を適切に評価できるか否かの検討も研究目的のひとつである。図-1に実験装置と重要な諸量を示す。

CASE Aの河道部・堤防部・越流堤部は、矩形断面水路(長さ=20.0(m), 幅 $B=0.30(m)$, 勾配 $I=1/1000$, 粗度係数 $n=0.01$)の左岸側に法面勾配1割の堤防(高さ $D=0.10(m)$, 堤防敷幅 $T=0.25(m)$)と越流堤(高さ $D_e=0.05(m)$, 越流堤幅 $L=0.30(m)$, 越流堤敷幅 $T_e=0.25(m)$, 越流堤天端幅 $0.05(m)$), 越流堤表法面勾配1割, 裏法面勾配3割)を河道部上流端から8.1~8.4(m)地点に、水位調節のための刃形堰(堰高 $s_1=0.015(m)$)を河道部下流端に設けたもので、河道部右岸側は越流しないように壁面としている。なお、越流堤の裏法勾配は、3~4割が多いことから⁷⁾、これを参考に3割とした。また、模型スケールは、佐賀県のM遊水地の越流堤高に基づき、1/70程度に設定した。

遊水地部は、アクリル製のボックス(長さ1.80(m), 幅1.85(m), 高さ0.20(m))を水平に設置したもので、ボック

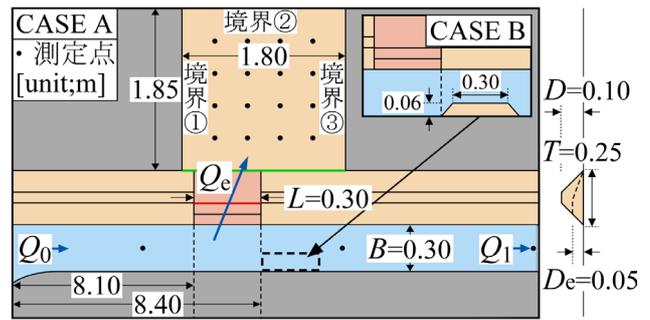


図-1 実験装置と重要な諸量

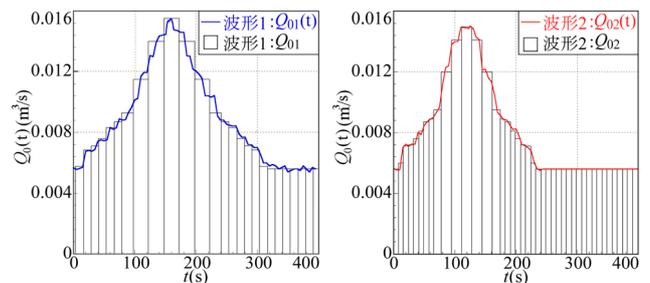


図-2 流入流量ハイドログラフ

ス底面の粗度係数は $n=0.01$ である。また、遊水地部には排水用バルブが設けられている。

(2) 実験の条件と方法

実験は、CASE AとCASE Bについて、河道流量が非常の場合(CASE U)と準非常の場合(CASE Q)を行った。なお、CASE Uでは、非常流量制御システムにより、図-2に示した波形1とそれより波形がシャープな波形2の流入流量ハイドログラフ $Q_0(t)$ を作成し、河道部上流端より流入させた。CASE Qでは、図-2に示したように、準非常状態の流入流量ハイドログラフ Q_0 を流入させた。

いずれも越流堤から越流しない程度の基底流量を通水させ、定常になった時点で所定の流量ハイドログラフあるいは定常流入流量となるように、流入流量を変化させ実験を行った。

測定項目は、河道部下流端の地盤高を基準(0(m))とした河道部水位 $H(t)$ と越流流量 $Q_e(t)$ である。 $H(t)$ は、図-1中に●で示した河道部上流端から7m, 14mの地点および河道部下流端に設けられた刃形堰の地点で容量式波高計を用いて計測した。サンプリング間隔は0.05秒である。 $Q_e(t)$ は、CASE Uでは遊水地の水位を計測し、遊水地に流入した水の単位時間あたりの増加量から求めた。CASE Qでは遊水地に設けた排水用バルブからの排水量を量水計で計測し求めた。なお、河道への流入流量 $Q_0(t)$ あるいは Q_0 は電磁流量計で設定した。

3. 解析の概要

(1) 解析法

解析は、有限体積法・非構造格子・FDSに基づく高精

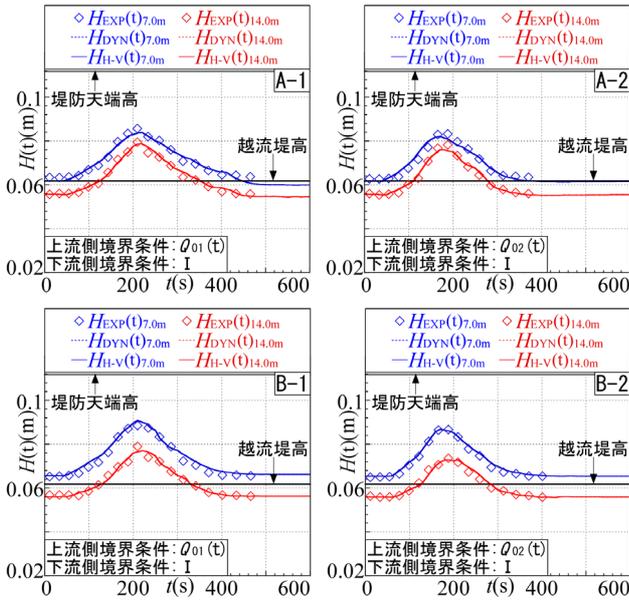


図-3 水位ハイドログラフ

(上段：水制無，下段：水制有 左：波形1，右：波形2)

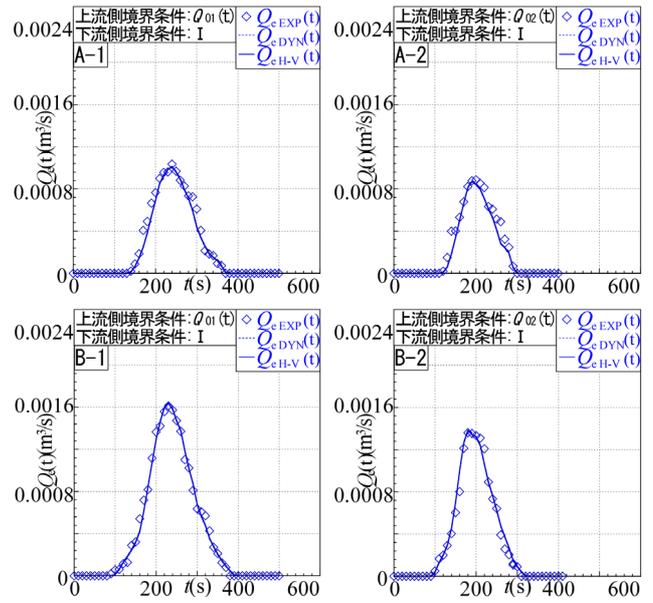


図-4 越流流量ハイドログラフ

(上段：水制無，下段：水制有 左：波形1，右：波形2)

度平面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方法⁸⁾(以下「本解析法」という)を用いた。本解析法の基礎方程式である2次元浅水方程式の連続の式と運動方程式は、次に示す通りである。

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial y} + S = 0 \quad (1)$$

$$U = (h, uh, vh)^T; E = (uh, u^2h + 1/2gh^2, uvh)^T;$$

$$F = (vh, uvh, v^2h + 1/2gh^2)^T;$$

$$S = (q_r, -gh(S_{ox} - S_{fx}) + F_x, -gh(S_{oy} - S_{fy}) + F_y)^T$$

ここに、 U =保存量ベクトル、 E 、 F = x 、 y 方向の流束ベクトル、 S =発生項・消滅項ベクトル、 h =水深、 u 、 v = x 、 y 方向の流速、 g =重力加速度、 q_r =単位面積当りの流入流量、 S_{ox} 、 S_{oy} = x 、 y 方向の河床勾配、 S_{fx} 、 S_{fy} = x 、 y 方向の摩擦勾配、 F_x 、 F_y =計算メッシュ内に樹木などの物体群が含まれる場合に付加される x 、 y 方向の流体力項である。摩擦勾配は、Manningの公式、流体力項は抵抗係数 C_d を用いた式で計算される。時間積分にはEulerの陽解法、空間積分には流束差分法を用いている。

本解析法を用いて、次の2通りの方法で越流流量 $Q_c(t)$ を評価した。

① 河道と遊水地の流れを包括的にダイナミック解析する方法(以下「DYN解析」という)。

② 任意の遊水地を想定し、そこへ流入した流量より遊水地内の水位 $H_i(t)$ を計算し、越流堤裏法尻および遊水地が存在する区間の堤防裏法尻(図-1中の緑線)に与え、遊水地境界条件としてフィードバックする方法(以下

表-1 計算時間比

下流端境界条件	計算時間比H-V/ DYN			
	A-1	A-2	B-1	B-2
境界条件 I	0.786	0.787	0.811	0.803
境界条件 II	0.773	0.773	0.782	0.789

「H-V解析」という)。

「DYN解析」は、著者ら⁸⁾が氾濫解析で用いた解析法と同一である。したがって、遊水地の洪水調節機能のみならず、遊水地内の水理特性(水深、流速ベクトル)を把握できる。このため、そこでの侵食対策等を検討したい場合に有効な方法である。一方、「H-V解析」は、洪水調節のみを対象として、効率的にその機能を評価したい場合に有効な方法である。

(2) 下流端境界条件

河道部下流端の境界条件は、次の2通りに設定した。

① 河道部下流端に設けられた刃形堰の地点で得られた水位ハイドログラフ $H(t)$ (以下「境界条件 I」という)。

② 刃形堰の地点で刃形堰の公式⁹⁾を用いて H - q (単位幅流量)の関係を与える条件(以下「境界条件 II」という)。

以下では、準定常状態の場合はそれぞれ「境界条件 I S」, 「境界条件 II S」のように、 S をつけて区別する。

「境界条件 I」は、越流堤下流側の水位ハイドログラフが観測されており、実績洪水に対する洪水調節効果の評価・検討を行いたい場合や、越流堤下流側での河道の流下能力等に基づいて水位ハイドログラフを想定し、洪水調節機能の評価・検討を行いたい場合等に適用するものである。福岡ら⁹⁾は、平面2次元解析と上下流の観測水位を用いて、解析水面形を実績水面形と合わせることで、遊水地への越流流量を評価しているが、越流堤下流側の

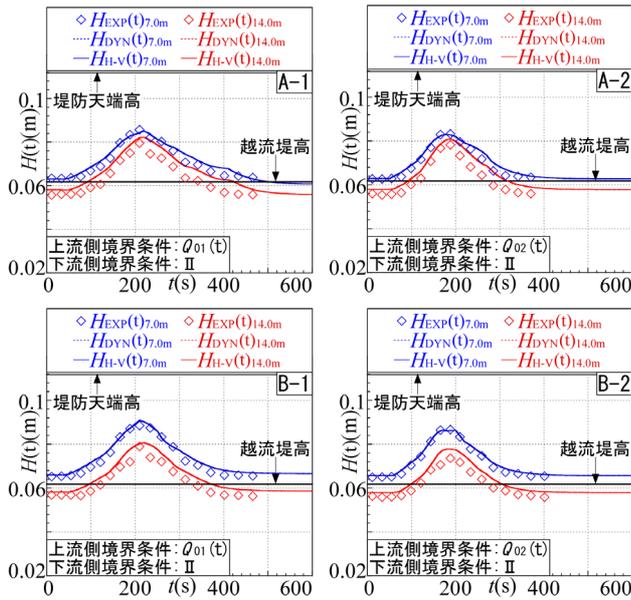


図-5 水位ハイドログラフ

(上段：水制無，下段：水制有 左：波形1，右：波形2)

水位ハイドログラフを必要とする方法であるので、その用途は「境界条件Ⅰ」を用いた場合と同様である。

一方、「境界条件Ⅱ」は、水位ハイドログラフが不明あるいは想定できない場合に適用するものである。すなわち、任意の流量ハイドログラフを河道上流側に与え、未設遊水地の洪水調節機能の評価・検討や、河道・遊水地より構成される治水システムの治水バランスの評価・検討を行いたい場合に適用するものである。

4. 洪水調節機能の評価検討

本解析法では、越流流量 $Q_{c,DYN}$ と $Q_{c,H-V}$ のいずれも、越流堤部における水深 h と流速 v から単位幅越流流量 $q_c(h, v)$ を求め、これを越流堤幅 L で積分することで算定される。このため、越流堤部において、 (h, v) を求める断面を定める必要がある。ここでは、越流堤裏法肩(図-1中の赤線)をその断面としている。

解析に用いた計算格子は、全体では0.05(m)、越流堤部では0.025(m)を基準とした三角形メッシュで、その総数はCASE Aで「DYN解析」で18074個、「H-V解析」で14396個である。両者の差は遊水地に配したメッシュ数の違いである。表-1は、「DYN解析」と「H-V解析」との計算時間比(=H-V解析の計算時間/DYN解析の計算時間)を示したものである。この比は、あくまでも本実験の模型遊水地の有無による解析時間の短縮率であり、実遊水地の規模は本実験の模型遊水地の比ではないので、「H-V解析」の方がはるかに計算効率が高い。

以下では、再現解析と予測解析に分け、CASE AとCASE Bの実験結果に基づき、「DYN解析」と「H-V解析」の結果について検討を加える。なお、各諸量に付し

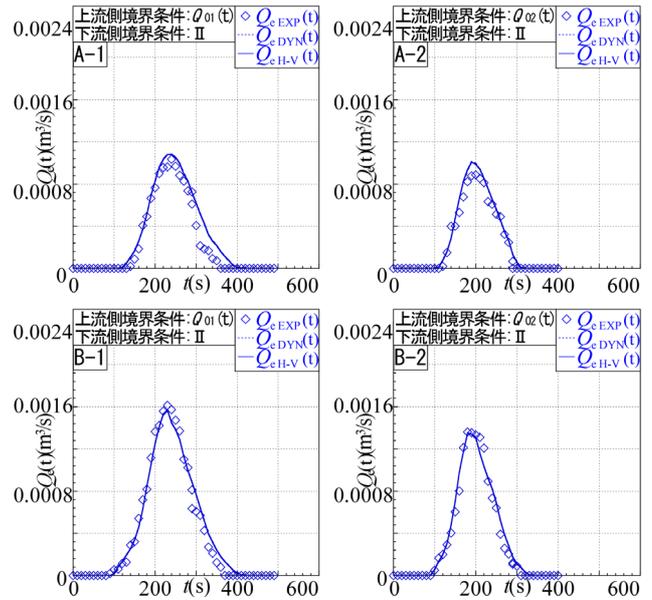


図-6 越流流量ハイドログラフ

(上段：水制無，下段：水制有 左：波形1，右：波形2)

た添字DYNとH-Vは、それぞれ「DYN解析」、「H-V解析」の結果であることを示している。

(1) 「境界条件Ⅰ」を用いた再現

図-3と図-4は、それぞれ「境界条件Ⅰ」を用いた解析から得られた越流堤上下流の水位ハイドログラフ $H(t)$ と越流流量ハイドログラフ $Q_c(t)$ の再現結果と実験結果を比較したものである。

CASE AとCASE Bのいずれについても、2通りの流入流量ハイドログラフ $Q_0(t)$ に対して、越流堤上下流の $H(t)$ 、越流流量ハイドログラフ $Q_c(t)$ は良好に再現されている。また、「DYN解析」と「H-V解析」の解析結果に違いは認められない。CASE Aでは、実験装置の制約から越流堤部の区間長が短いために、ピークカットが完全になされているわけではなく、このため越流堤上下流の水位はあまり変化していない。一方、CASE Bでは、水制により越流堤上流側での水位が全体的に上昇し、それに対応して $Q_c(t)$ も増加する様子などが見て取れる。

以上から明らかなように、完全・不完全越流状態では越流堤下流側における1断面の水位ハイドログラフを与えるだけで(境界条件Ⅰ)、越流堤付近に設けられた水制のような局所的な構造物の影響も含めて、越流堤上下流の水位ハイドログラフ $H(t)$ と越流流量ハイドログラフ $Q_c(t)$ を良好に再現できる。

(2) 「境界条件Ⅱ」を用いた予測

図-5と図-6は、それぞれ「境界条件Ⅱ」を用いた解析から得られた越流堤上下流の $H(t)$ と $Q_c(t)$ の予測結果と実験結果を比較したものである。

CASE Aについては、越流堤上流側の $H(t)$ の予測精度は「境界条件Ⅰ」と大きく変わらないものの、下流側の

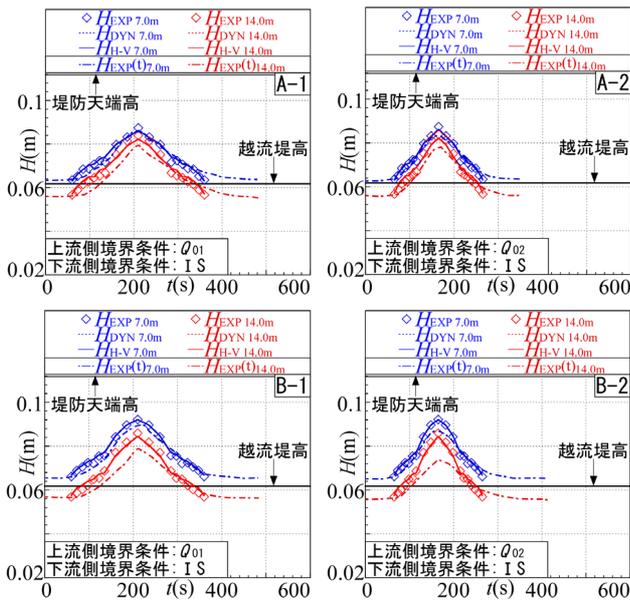


図-7 水位ハイドログラフ

(上段：水制無，下段：水制有 左：波形1，右：波形2)

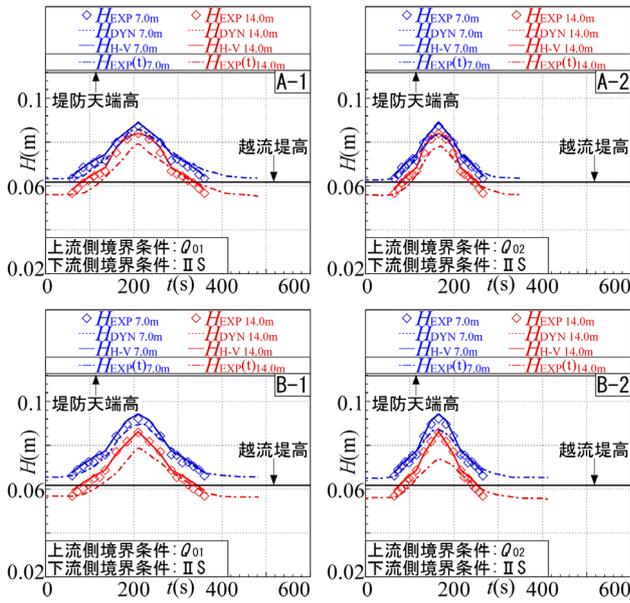


図-9 水位ハイドログラフ

(上段：水制無，下段：水制有 左：波形1，右：波形2)

$H(t)$ の予測精度はやや低下している。また、 $Q_c(t)$ についてもピーク流量がやや過大に評価されており、下降期の $Q_c(t)$ についてもやや実験結果とのずれが見られる。しかし、CASE Bの越流堤下流側の $H(t)$ と $Q_c(t)$ には、CASE Aほどの顕著な差異は生じていない。また、 $Q_0(t)$ の波形や、「DYN解析」と「H-V解析」による違いも認められない。

以上のように、 $H(t)$ と $Q_c(t)$ のいずれについても、全体的に見れば「境界条件I」ほどの精度は得られていない。

これは、本解析法で用いられている不定流モデルが平面2次元モデルであることに起因している。また、CASE BでCASE Aほどの顕著な差異を生じていない理由は、水制を設置することで水制上流側の水位が上昇し、結果的に3次元性が弱い流れになったためであると推察され

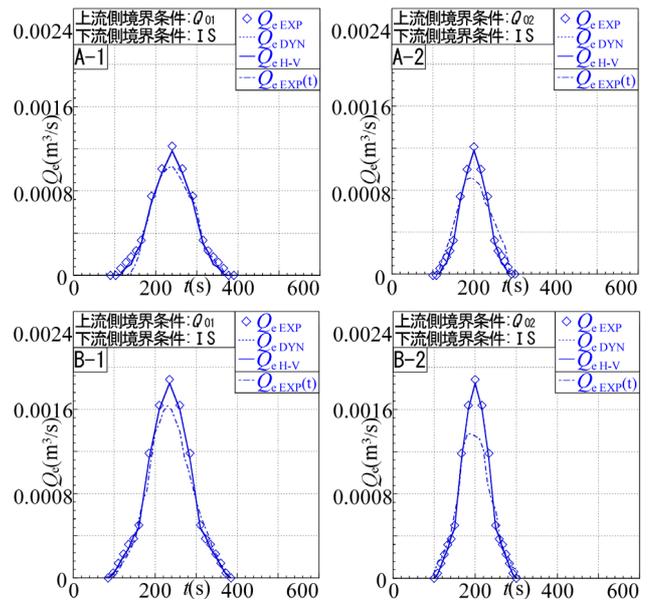


図-8 越流流量ハイドログラフ

(上段：水制無，下段：水制有 左：波形1，右：波形2)

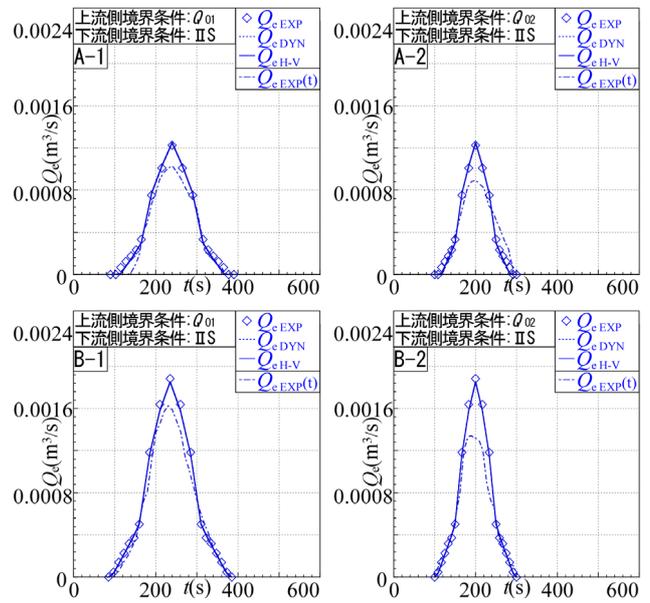


図-10 越流流量ハイドログラフ

(上段：水制無，下段：水制有 左：波形1，右：波形2)

るが、今後の検討が必要である。

「境界条件II」を用いた解析結果と実験結果の $H(t)$ と $Q_c(t)$ の誤差は、ピーク値で見ると、 $H(t)$ は越流堤上流側ではほぼ無視できる程度で、下流側では波形1に対して約3%、波形2に対して約3%となっている。また $Q_c(t)$ は波形1に対して約4%、波形2に対して約13%である。このように、現状でも一定の予測精度は確保されているものの、改善の余地が認められる。

(3) 「境界条件IS」を用いた再現と「境界条件IIS」を用いた予測

図-7と図-8は、「境界条件IS」を用いた解析から得られた越流堤上下流の H と Q_c の再現結果と実験結果を比

較したものである。図中に示した一点鎖線は、実験より得られた非定常の $H_{EXP}(t)$ と $Q_{c,EXP}(t)$ である。

これから確認できるように、流入流量ハイドログラフ Q_0 の波形や解析法による違いは認められず、準定常状態の H と Q_c を良好に再現できる。しかしながら、図-2に示した準定常状態の流入流量ハイドログラフ Q_0 を与えて得られた実験結果 H_{EXP} は、 $Q_0(t)$ を与えたときの $H_{EXP}(t)$ より全体的に大きくなっていることがわかる。

図-9と図-10は、「境界条件ⅡS」を用いた解析から得られた越流堤上下流の H と Q_c の予測結果と実験結果を比較したものである。図中に示した一点鎖線は、実験より得られた非定常の $H_{EXP}(t)$ と $Q_{c,EXP}(t)$ である。結果は、「境界条件ⅠS」とほぼ同様である。

以上のように、CASE AとBのいずれについても、2通りの準定常状態の流入流量ハイドログラフ Q_0 に対して、越流堤上下流の H 、越流流量ハイドログラフ Q_c は良好に再現されており、解析法による違いも認められない。また、非定常の場合と異なり、「境界条件ⅠS」と「境界条件ⅡS」による違いはほとんど認められない。この理由は、定常流であるために、解析において河道部下流端の境界条件が非定常流のように効いてこないためである。

問題は、準定常の流入流量ハイドログラフ Q_0 を与えて得られた実験結果 H_{EXP} は、 $Q_0(t)$ を与えたときの $H_{EXP}(t)$ より全体的に大きくなっていることである。このことは、 $Q_{c,EXP}$ についても同様である。ピーク値で見ると、例えばCASE Aについては、 H_{EXP} は越流堤上流側では波形1に対して約2%、波形2に対して約5%、下流側では波形1に対して約6%、波形2に対して約7%大きくなっている。また $Q_{c,EXP}$ は波形1に対して約19%、波形2に対して約38%のように相当異なっている。これは、CASE Uでは下流端の堰上げの影響が越流堤付近まで及んでいないためである。このことは、本実験のように $Q_0(t)$ の波形が比較的シャープな場合には、流入流量ハイドログラフを準定常化した模型実験では、妥当な越流流量が得られない可能性があることを示唆している。

5. まとめ

既設遊水地の洪水調節効果および設置が予定・計画されている未設遊水地の機能の評価・検討手段の確立を目的として、使用目的に応じた解析法(DYN解析、H-V解析)と境界条件(境界条件Ⅰ、境界条件Ⅱ)を提示するとともに、それらの再現・予測精度について検討を加え、次のような知見が得られた。

(1) 越流堤下流側の1断面での水位ハイドログラフがわかっている場合は、それを下流側境界条件とすることで、越流堤上下流の水位と越流流量のハイドログラフを良好に再現できる。また、越流堤近くに不透水制を設けた場合も同様に良好に再現できる。なお、「DYN解析」

と「H-V解析」に再現結果の違いは認められないので、用途に応じた使い分けが可能である。

(2) 越流堤下流側における水位ハイドログラフが不明な場合は、「境界条件Ⅱ」を用いて、(1)で再現された諸量を最大約13%の誤差で予測可能であるが、「境界条件Ⅰ」ほどの精度は得られておらず、今後の検討が必要である。具体的には、越流堤近傍では準3次元解析、それ以外では本平面2次元解析を適用する解析法等が有効と考えられ、これについて今後検討する予定である。

(3) 本実験結果によれば、流入流量ハイドログラフを準定常化した模型実験では、越流堤上下流水位および越流流量のハイドログラフが正しく得られない可能性が示唆された。この点については、流入流量ハイドログラフの波形のシャープさ等への依存性も十分考えられるので、今後の検討が必要と考えられる。

(4) 以上は小型の模型実験に基づく検討結果であるため、大型模型実験あるいは実遊水地データに基づく検討を今後行う予定である。

謝辞：本研究において、本学学部4年生久家孝仁君の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 鬼束幸樹, 秋山壽一郎, 井田千尋, 俣賀 円：台形断面水路に設置された横越流堰の流量式および流量係数, 応用力学学論文集, Vol.10, pp.675~pp.682, 2007.
- 3) 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.
- 4) 例えば, 馬場洋二, 松浦茂樹, 谷本光司, 小栗幸雄：鶴見川多目的遊水地水理模型実験(その2), 土研資料第2179号, 1985.
- 5) 福岡捷二, 昆 敏之, 岡村誠司：鶴見川多目的遊水地の洪水調節効果の評価, 土木学会論文集B, Vol.63, No.3, pp.238-248, 2007.
- 6) 例えば, 国土交通省, 今後の治水対策のあり方に関する有識者会議：今後の治水対策のあり方について中間とりまとめ, 2010.
- 7) 国土交通省 国土技術政策総合研究所 河川研究室：分散型保水・遊水機能の活用による治水方式 - 遊水地の計画・設計・管理のための技術的・社会的視点 -, 2005.
- 8) 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.
- 9) 椿 東一郎：水理学Ⅰ, 森北出版, pp.193, 1973.

(20**9.30受付)