

# CRD法による遊水地への越流計算

## OVERFLOW CALCULATION OF A RETARDING BASIN BY CRD SCHEMES

堀江克也<sup>1</sup>・森明巨<sup>2</sup>・平井康幸<sup>3</sup>・西本直史<sup>4</sup>  
Katsuyal HORIE, Akio MORI, Yasuyuki HIRAI, and Naoshi NISHIMOTO

- <sup>1</sup>正会員 工修 いであ株式会社 水圏事業部河川部 (〒154-8585 東京都世田谷区駒沢3-15-1)  
<sup>2</sup>正会員 工博 いであ株式会社 水圏事業部河川部 (〒060-0062 北海道札幌市中央区南二条西9-1-2)  
<sup>3</sup>正会員 博(工) 北海道開発局 網走開発建設部 (〒093-8544 北海道網走市新町2-6-1)  
<sup>4</sup>正会員 博(工) いであ株式会社 建設統括本部 (〒154-8585 東京都世田谷区駒沢3-15-1)

Authors have applied the CRD scheme to the open channel flow, and shown that the analysis results compared with the experimental values and the theoretical values are reasonable. However, the reproducibility of the overflow calculation of embankment is not sure. In this study, we carried out overflow calculation of a retarding basin by the CRD scheme, to confirm the reproducibility for the water level and the current direction and velocity and overflow rate of peripheral embankment. From these results, the CRD scheme is an integral analysis of the flood zone and the river, it was confirmed that have utility. Further, Calculated values of overflow rate are in good agreement with honma's formal 1.09 times. However, the upstream and downstream ends of the overflow embankment, showed that smaller than the honma's formal 1.09 times by influence in a wall.

**Key Words :** numerical computation, contour-integration-based residual distribution, retarding basin, overflow calculation

### 1. はじめに

現況堤防高を超える大規模洪水に対して、事前に越流危険箇所や越流量、堤防の安全性等を予測し、ハード・ソフト対策を講じていくことが重要となっている。このような問題に対し、近年、重枝らの研究<sup>1)</sup>を始め、二次元不定流モデルにより河道と氾濫域を一体的に解析するモデルが広がりつつあるが、堤防周辺の流れは遷移が生じるため、解析モデルの適用性を十分に確認する必要がある。しかし、堤防越流に対する計算の再現性の確認はこれまで正面越流を中心に行われており横越流を取り扱った事例は少ない。

著者らは、衝撃波など不連続解を持つ流れの計算法として開発されたContour-integral-based residual distribution (CRD) 法の開水路流れへの適用を研究している<sup>2) 3) 4)</sup>。CRD法は高速空気流でその優れた機能が示されており、Macormack法<sup>5)</sup>のように陽的に人口粘性を加える必要がなく、Residual Distribution (RD) 法<sup>7)</sup>のように複雑な線形化を必要としない計算法である。また、平面二次元計算では有限要素法のように非構造の三角形格子を用いるので複雑な地形の扱いが容易である。これまでの研

究により、二次元CRD法において支配断面や跳水などの遷移流れに対して水位の再現性を確認しており、河道と氾濫域の一体的な解析に有効と考えられるが、横越流に対する再現性は確認していない。そこで本研究では、既往の遊水地への越流実験結果を用いて、越流堤周辺の流れの検証を行い、二次元CRD法の適用性を調べることを目的とする。なお、水位の再現性に加えて治水・河道計画の検討において重要となる越流量、越流時の流向・流速についても検証し、本計算法が実用性を有していることを示す。

### 2. 計算法

CRD法の計算法は文献2)に示す以下の方法である。

式(1)の二次元一階双曲型偏微分方程式をガウスの発散定理を用いて式(2)、式(3)に書き換える(簡単のため $\Omega = 0$ とする)。

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{F} + \Omega = 0 \quad (1)$$

ここに、 $\phi$ は保存変量、 $\mathbf{F}$ は流束、 $\Omega$ は発生項・消滅項である。

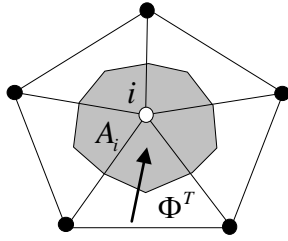


図-1 CRD法における計算点(三角形の頂点におく)

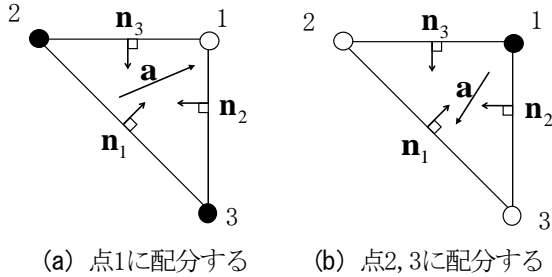


図-2 Residualの配分法-波動の伝播するaの方向に配分

$$\int_A \frac{\partial \phi}{\partial t} dA + \Phi^T = 0 \quad (2)$$

$$\Phi^T = \int_T \nabla \cdot \mathbf{F} dA = \oint_{\partial T} \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} \quad (3)$$

ここに、 $\Phi^T$ はResidualと呼ばれる。Aは計算点の支配面積、 $\mathbf{n}$ は計算領域の境界線に外向きの垂直ベクトル、Tは計算要素を表す。二次元CRD法では非構造の三角形格子を用いる。計算点を図-1のように三角形の頂点 (Cell-vertex) にとり、三角形内のResidual  $\Phi^T$ を計算し、式(4)に示す係数 $\beta_i^T$ に応じて計算点*i*へ配分する。

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - \frac{\Delta t}{A_i} \beta_i^T \Phi^T \quad (4)$$

ここに、 $n$ は時間ステップ、 $\sum_i \beta_i^T = 1$ である。このようにCRD法は一つの三角形格子ごとに独立して $\Phi^T$ を計算する。隣接格子点を共有しており保存性が良い。

式(4)に左固有ベクトルLを作用させて固有ベクトル空間に変換し、 $L\Phi^T$ をInflow parameter  $k_i = \mathbf{a} \cdot \mathbf{n}_i / 2$ の符号が正の方向に配分する(風上スキーム)。ここに、 $\mathbf{a}$ は波動の伝播速度、 $\mathbf{n}_i$ は辺に垂直で計算要素に内向きのベクトルである。図-2(a)のように $k_i > 0$ が1点の場合は点1に配分する。(b)のように2点に向かう場合は $k_i$ の比に応じて配分する(5)式の方法を用いる。得られた配分に右固有ベクトルRを作用させて元の空間に戻し、 $\Delta t$ 後の保存変量 $\phi$ を算定する。

$$\text{LDA-scheme}^8) \begin{cases} \beta_2 = k_2 / (k_2 + k_3) \\ \beta_3 = k_3 / (k_2 + k_3) \end{cases} \quad (5)$$

基礎方程式は(6)式に示す浅水方程式を用いる。

$$\phi = \begin{pmatrix} h \\ q_u \\ q_v \end{pmatrix}, \mathbf{F} = \begin{pmatrix} hv \\ q_u \mathbf{v} + g[h]H\mathbf{i} \\ q_v \mathbf{v} + g[h]H\mathbf{j} \end{pmatrix}, \Omega = \begin{pmatrix} 0 \\ fq_u \\ fq_v \end{pmatrix} \quad (6)$$

ここに、 $h$ は水深、 $\mathbf{v} = u\mathbf{i} + v\mathbf{j}$ 、 $u, v$ は $x, y$ 方向の水深平均流速、 $\mathbf{i}, \mathbf{j}$ は $x, y$ 方向の単位ベクトル、 $q_u = uh$ 、

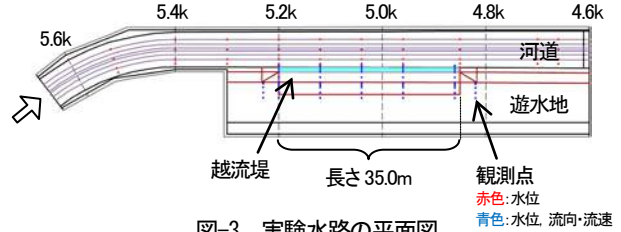


図-3 実験水路の平面図

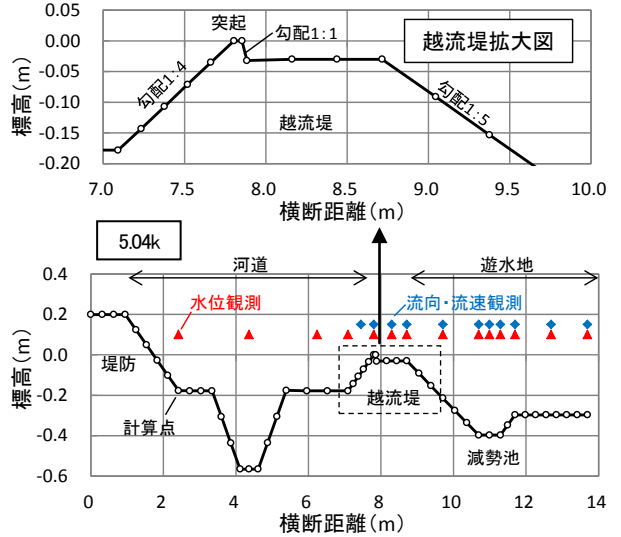


図-4 実験水路の横断面図と観測位置

$q_v = vh$ 、 $g$ は重力加速度、 $H$ は水位、 $f = gn^2 q / h^{7/3}$ 、 $n$ はマンニングの粗度係数、 $q$ は単位幅流量である。なお、 $[\ ]$ は計算要素の平均を表し定数として扱う。抵抗項については、水深がゼロに近く流速が速い場合、非物理的な値となるため、 $\Delta t$ 後の保存変量 $\phi^{n+1}$ を算出する際に式(7)のように陰的に取り扱う。

$$\begin{pmatrix} h \\ (1 + f\Delta t)q_u \\ (1 + f\Delta t)q_v \end{pmatrix}^{n+1} = \begin{pmatrix} h \\ q_u \\ q_v \end{pmatrix}^n - \frac{\Delta t}{A_i} \beta_i^T \Phi^T \quad (7)$$

上下流端境界においては、所定の境界値となるように計算領域外から特性波 $\partial\phi(=R\partial\omega)$ を与える。壁面条件については、流速の向きを壁面に沿う向きに補正する運動学的条件とし、ドライ・ウェットの境界条件については三角形要素の1点がドライ、2点がウェットで、かつドライの点の河床高にHmin(ここでは0.001m)を加えた高さ以上にウェットの水位が高い場合にResidualを計算する<sup>5)</sup>。また、支配断面における膨張衝撃波を除去するため、文献4)に示す流れのみの計算に流砂の連続式を加えて計算する方法(フルード数=1で特性速度がゼロとなることを回避する方法)を用いる。

### 3. 遊水地水理模型実験への適用

#### (1) 実験水路の概要

千歳川の支川嶮淵川における右岸地区の遊水地水理模

表-1 計算ケース

ケース	上流端流量 (m <sup>3</sup> /s)	実験-越流水深 (m)	実験-越流量 (m <sup>3</sup> /s)
1-1	0.645	0.0305	0.294
1-2	0.645	0.0344	0.358
1-3	0.645	0.0404	0.467
1-4	0.645	0.0493	0.645
2-1	0.518	0.0285	0.272
2-2	0.518	0.0351	0.367
2-3	0.518	0.0438	0.518

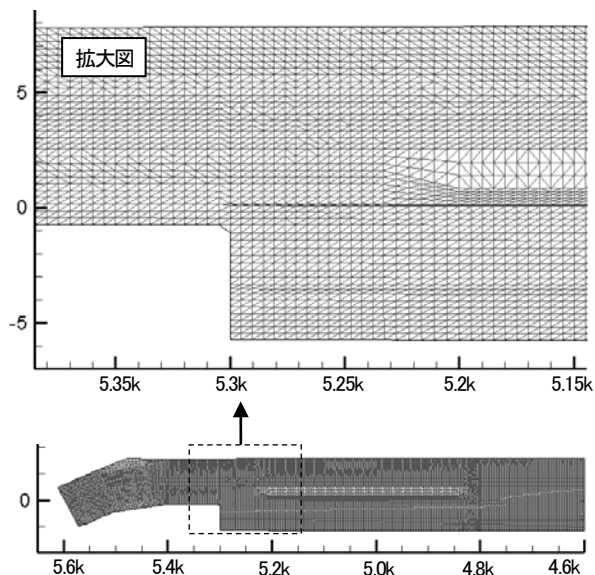


図-5 計算メッシュ図

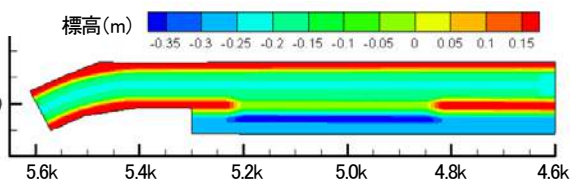


図-6 河床高コンター図

型実験結果<sup>9)</sup>を対象とした。模型実験は1/10スケールで行われ、河床勾配は約1/1,720、川幅は約7.0mで複断面形状を有しており、湾曲部下流側の直線部に越流堤長35.0mの遊水地が設置されている(図-3)。また、越流堤は台形断面であるが法肩に高さ0.03mの突起が設置されている。越流堤の勾配は川表側4割、川裏側5割となっており、遊水地には底幅0.6mの減勢池がある(図-4)。模型実験では河道、越流堤及び遊水地における水位、流向・流速の多点観測が行われており、本研究ではこれらの水理量とCRD法による計算結果とを比較しモデルの適用性を検討した。なお、実験流速は水深方向に1点(中)又は3点(上・中・下)を電磁流速計により計測した値であり、3点の場合は平均値を用いた。

## (2) 計算条件

CRD法による計算は模型実験と同様に1/10スケールで行った。粗度係数は実スケールの低水路粗度0.025、高

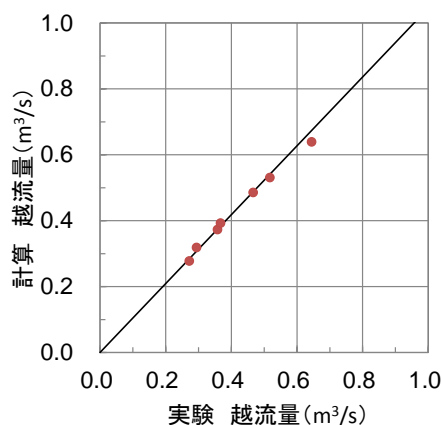


図-7 越流量の比較

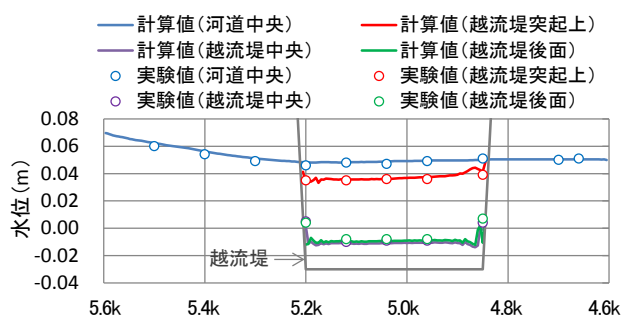


図-8 水位縦断面図(河道、越流堤)

水敷粗度0.050に対するフルード相似則を適用した。遊水地(モルタル整形)については模型実験で粗度調整が行われていないため、実験水位との比較により0.010を採用した。計算格子は堤防・低水路肩や法尻など地形変化点に三角形格子の頂点が来るように与え、越流堤突起部(高さ0.03m、天端幅0.05m)の微地形についても表現した(図-4の○は計算点)。計算格子数は17,323個、平均的な三角形格子の大きさは一辺0.3m程度である。計算メッシュ図、河床高コンター図を図-5、図-6に示す。実験報告書では、越流堤長、上流端流量などを変えた複数の実験が行われているが、本研究では表-1に示す実験ケースを対象とした。なお、模型実験と同様に5.0kの越流水深が実験値となるよう下流端水位を調節した。

## (3) 計算値と実験値との比較

各計算ケースにおいて水位が安定した15分後から30分後までの平均値を出力した。越流量についての計算値と実験値との比較結果を図-7に示す。全ての計算ケースにおいて計算値と実験値は同程度となっており、越流量についての計算の再現性を確認できた。

以下にケース1-4についての詳細な比較結果を示す。

### a) 縦断水位

河道及び越流堤(突起上、中央、後面)における縦断水位についての計算値と実験値の比較結果を図-8に示す。河道水位は5.2k付近から水面勾配が変化していること、越流堤上下流端付近の水位がやや高くなっていることな

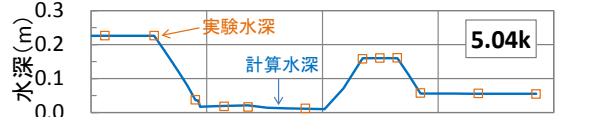
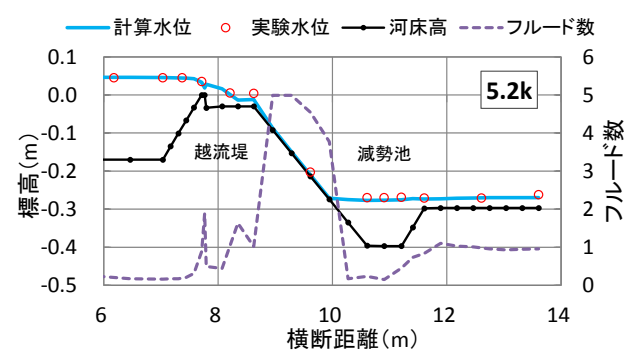
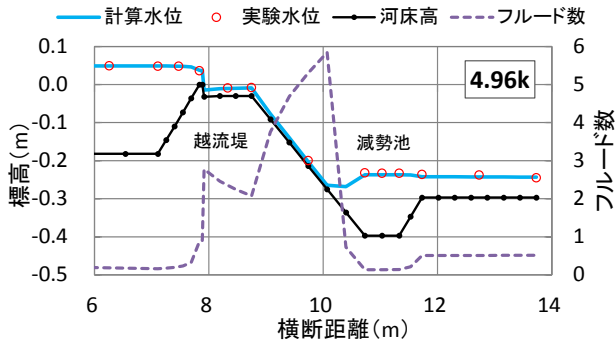
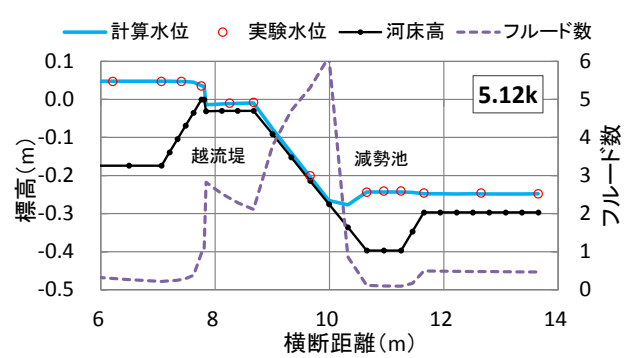
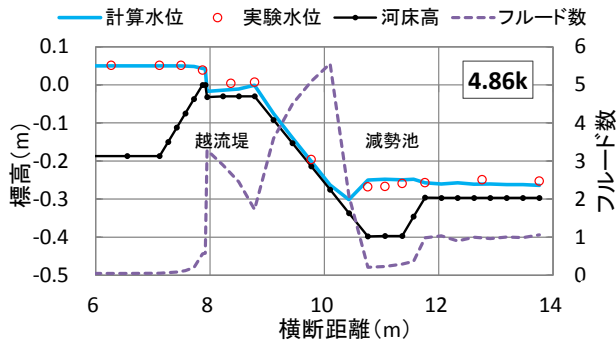


図-9(2) 水位の横断分布の比較 (5.12k, 5.2k)

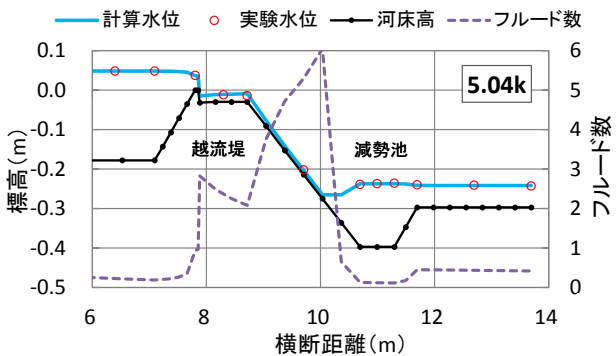


図-9(1) 水位の横断分布の比較 (4.86k, 4.96k, 5.04k)

ど、実験水位の縦断形の特徴を捉えており実験水位を良く再現している。

b) 水位の横断分布

越流堤における水位の横断分布を図-9(1)(2)に示す。越流堤突起部周辺で支配断面となり、天端から川裏法面を射流で流下する。最大フルード数は約6.0である。その後、減勢池で跳水が発生し遊水地内の流れとなるが、このような常射流混在流における水位を良く再現している。越流堤上下流端付近(4.86k, 5.2k)では天端の水位がやや高くなっているが、その傾向も捉えている。

c) 流速の横断分布

越流堤における流速の横断分布を図-10(1)(2)に示す。越流堤突起部周辺の常流から射流への遷移流れ、川裏法面上の射流、減勢池における跳水など複雑な流れ場においても実験流速との再現性は良好である。5.2kが他の観測点と比べて流速が遅いという特徴についても良く捉えている。なお、5.04kの川裏法面については乖離が見ら

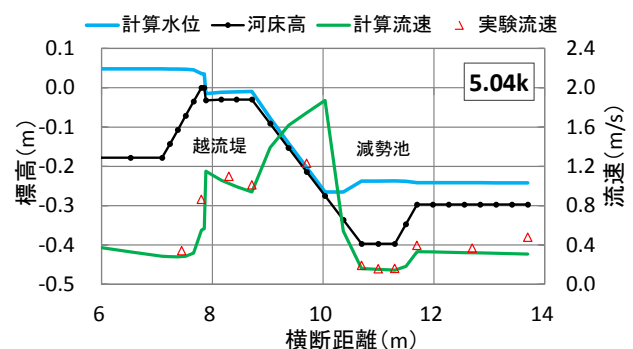
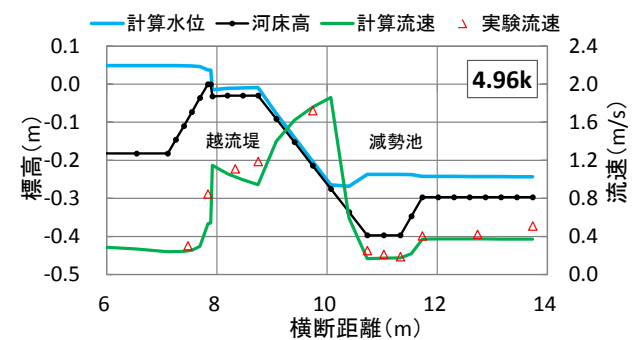
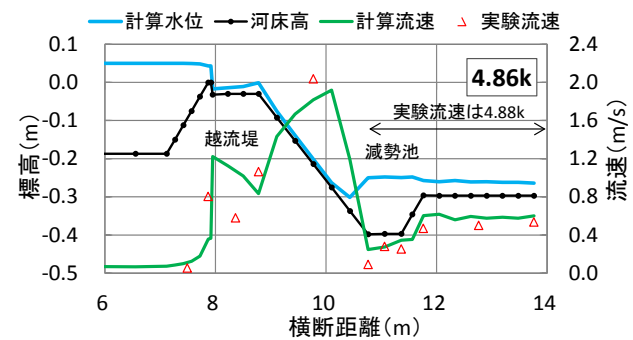


図-10(1) 流速の横断分布の比較 (4.86k, 4.96k, 5.04k)



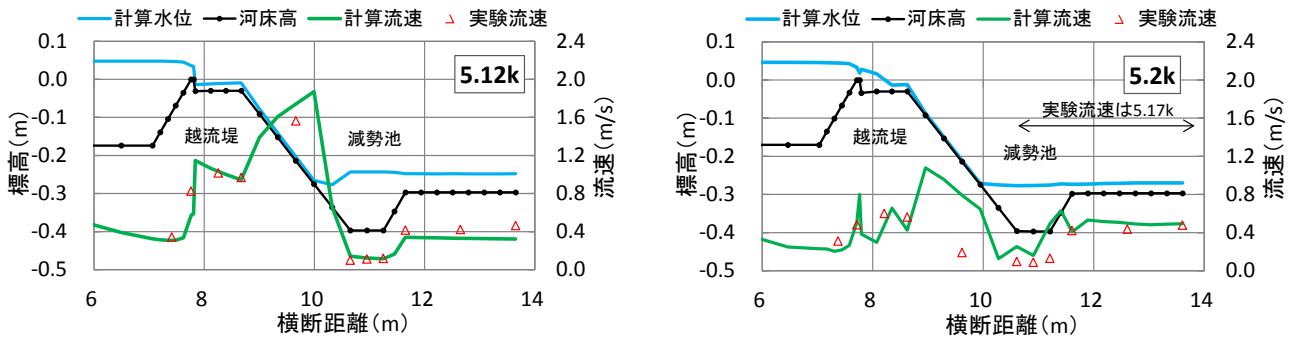


図-10(2) 流速の横断分布の比較 (5.12k, 5.2k)

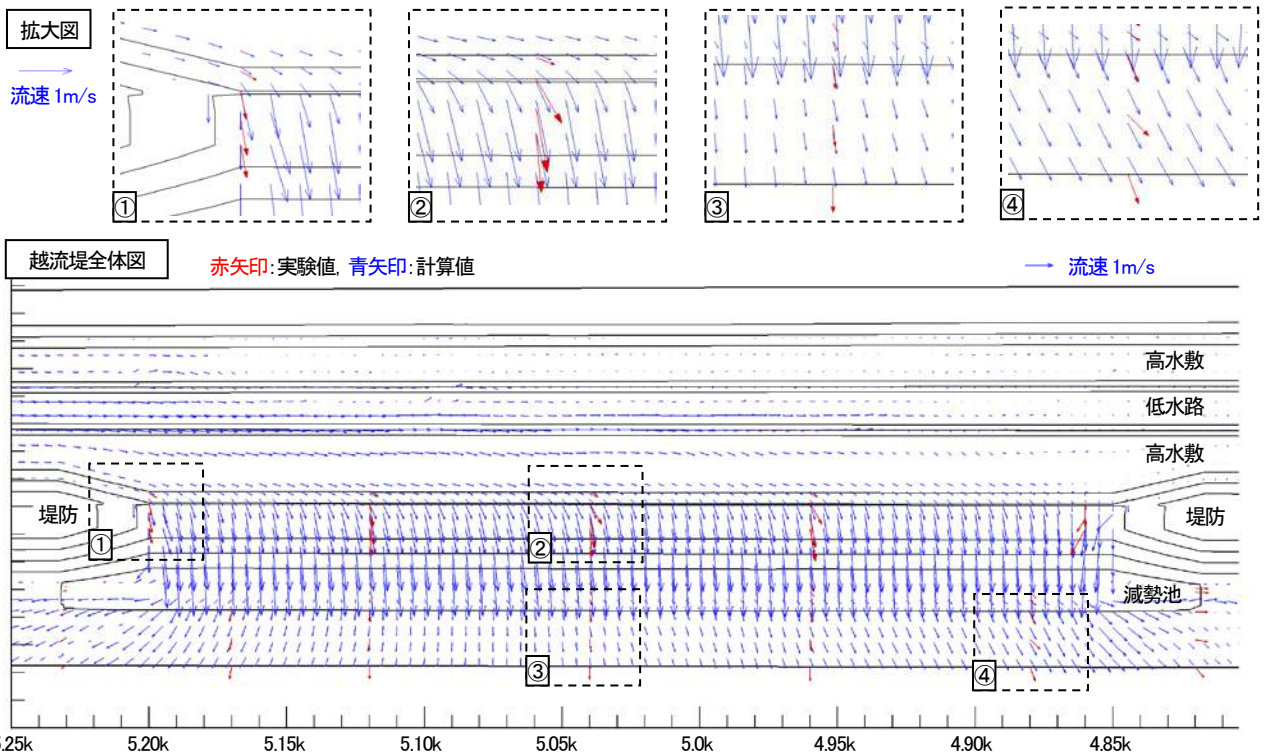


図-11 流速ベクトルの比較 (越流堤周辺)

れるが、上下流 (4.96k, 5.12k) と比べて実験の流速が明らかに小さいことから観測誤差の可能性が考えられる。

#### d) 流向・流速

越流堤周辺の流速ベクトルの比較結果を図-11に示す。越流堤中央付近 (4.96k, 5.04k, 5.12k) については、河道から越流堤に向かい約 $20^\circ$ の角度で流入し、越流堤突起上で約 $60^\circ$ 、越流堤後面で約 $80^\circ$ と徐々に河道に対して直角方向に流れを変えるが、これらの特徴及び流向・流速を良く再現している。また、越流堤下流端付近 (4.86k) における越流堤上の逆向きの流れ、遊水地における流下方向の流れ、越流堤上流端付近 (5.23k) の逆向きの流れについても再現している。越流堤上流端付近 (5.2k) の越流堤上の流向についてはやや再現性が低いが、これは壁面条件により流向を壁面に沿う流れとなるよう計算しているためである。ただし、この壁面条件の影響を小さくするためには壁面周辺の計算格子を密にすることで改善が可能である。

#### (4) 越流公式との比較

計算結果の越流量について、実験値、本間の越流公式 (完全越流、流量係数 $\mu=0.35$ ) 及び横越流公式 (栗城等の河床勾配から設定する方法)<sup>10)</sup>を用いて算出した越流量との比較を行った (表-2, 図-12)。ここで越流水深については、一般的な越流量の算定方法との比較を行うため、代表測線 (5.0k) における越流堤前面の水深 (計算値) を用いた。計算値は実験値と同程度の越流量であるが、本間の越流公式による越流量は実験値と比べて約9%小さく、横越流公式では約23%小さくなり、実験の越流量を過小に評価する。また、本間の越流公式に9%の補正を行い、その結果を計算結果の単位幅越流量と比較した (図-13)。本間の越流公式に9%の補正をすることにより、縦断的に越流量が概ね一致するが、越流堤の上下流端付近では、壁面の影響で流速が低下するため越流量が小さくなる。その影響は特に下流側で大きく、本ケースにおける影響範囲は越流堤長に対して下流側

表-2 越流量の比較 (ケース1-4)

	越流水深 (m)	越流量 (m <sup>3</sup> /s)	実験値との差 (%)
実験値	0.0493	0.645	-
計算値	0.0490	0.639	-1
本間の越流公式	0.0490	0.588	-9
横越流公式	0.0490	0.498	-23

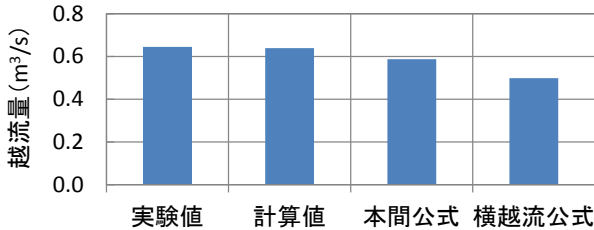


図-12 越流量の比較 (ケース1-4)

14%, 上流側6%程度である。越流堤長が短い場合は越流量に対する影響が大きくなると考えられる。

#### 4. おわりに

本研究では、二次元CRD法の横越流に対する再現性の確認を行うため、遊水地への越流計算を行い、越流堤周辺の遷移流れの水位、流向・流速、越流量について実験値を良く再現することがわかった。越流堤上に設置された微小突起上の支配断面周辺の細部の再現も良好であり、CRD法を用いた二次元不定流計算は河道と氾濫域の一体的な解析において実用性を有することを示した。また、一般に使用されている本間の越流公式では実験値との越流量の差は大きく、壁面の影響を受ける越流堤上下流端付近についても越流量の差が大きくなることを示した。

本研究では破堤現象は取り扱っていないが、洪水時の越流開始箇所、越流時の堤防上の流速、越流後の広がり方などの評価が可能である。横越流量は壁面などの堤防の起伏に影響を受けるため、堤防の縦横断の地形変化を押さえた計算格子を用いる必要がある。CRD法は三角形の非構造格子であり細かい地形変化を表現しやすいこと、三角形頂点に水位と流速の計算点があり説明がしやすいこと、常射流混在流の解析が可能で堤防周辺の遷移流れを解析できることから、河道と氾濫域の一体的な解析への活用が期待できる。

**謝辞:** 本研究を実施するにあたり、貴重なデータを提供して頂いた北海道開発局札幌開発建設部千歳川河川事務所に対し、ここに深く謝意を表します。

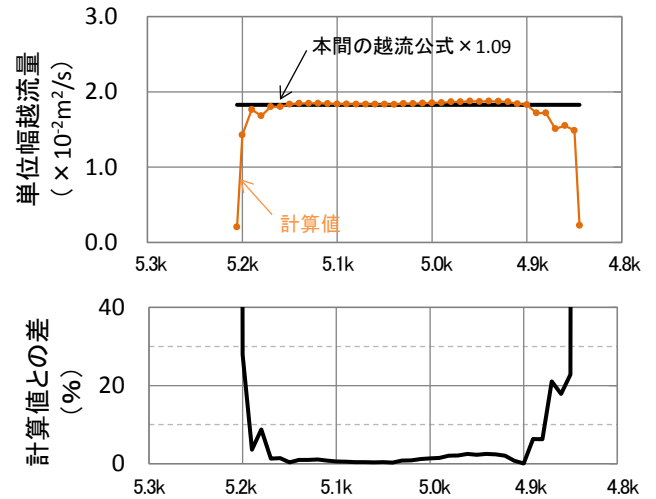


図-13 単位幅越流量の計算値との差

#### 参考文献

- 1) 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.224-237,2007.8
- 2) 堀江克也,岡村誠司,小林雄介,兵藤誠,樋田祥久,西本直史,森明巨:CRD法を用いた常流・射流混在流れの数値解析,水工学論文集,第55巻,pp.1189-1194,2011.
- 3) 堀江克也, 森明巨, 平井康幸, 西本直史:急勾配河川におけるCRD法の適用性, 水工学論文集, 第56巻, pp.1231-1236, 2012.
- 4) 堀江克也, 森明巨, 西本直史:急勾配河川にCRD法を適用する場合のドライ・ウェットの境界条件と流量誤差, 水工学論文集, 第57巻, pp.I\_649-I\_654, 2013.
- 5) 堀江克也, 森明巨, 西本直史:急勾配河川のドライ・ウェットの境界条件と流量誤差, 土木学会論文集B1 (水工学), 70(4), pp.I\_739-I\_744, 2014.
- 6) 例えば崇田徳彦, 清水康行, 渡邊康玄: MacCormack法を用いた常・射流計算, 北海道開発局開発土木研究所月報, No.448, pp.23-32, 1990.
- 7) 西本直史, 森明巨, 板倉忠興, 金澤克己: FDS法による1次元開水路流れの数値解析, 土木学会論文集, No.670/II-54, pp.25-36, 2001.
- 8) H.Paillere, and H.Deconinck.: Compact Cell Vertex Schemes on Unstructured Meshes. In "Euler and Navier-Stokes Solvers Using Multi-Dimensional Upwind Schemes and Multigrid Acceleration" Edited by Herman Deconinck and Barry Koren, Vieweg, 1997
- 9) 平成21年度嶮淵右岸地区遊水地水理模型実験解析業務報告書,平成22年1月
- 10) 河川砂防技術基準調査編, 平成24年6月改定, 第7章第3節-6

(2016. 4. 4受付)