

# 本川の水位変動を考慮した支川の小規模河床波の発達と水位上昇に関する研究 -小規模河床波の発達に対する 下流端水位の影響-

A STUDY ON THE DEVELOPMENT OF SAND WAVES AND WATER LEVEL RISE IN A TRIBUTARY RIVER CONSIDERING WATER LEVEL FLUCTUATION IN THE MAIN RIVER  
-EFFECT OF DOWNSTREAM WATER LEVEL ON SAND WAVES-

伊波友生<sup>1</sup>・吉川泰弘<sup>2</sup>・山口里実<sup>1</sup>・五十嵐晃之<sup>2</sup>  
Yu INAMI, Yasuhiro YOSHIKAWA, Satomi YAMAGUCHI and Kohji IKARASHI

<sup>1</sup>正会員 国立研究開発法人 土木研究所寒地土木研究所  
(〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号)

<sup>2</sup>正会員 北見工業大学 (〒090-8507 北海道北見市公園町165番地)

In recent years, tributary rivers that join major rivers have been frequently overflowed. The main river has been improved and strengthened so that it can withstand higher water levels than before. The high water level in the main river acts as a backwater and raises the water level in the tributary rivers, causing flooding at the confluence and in the tributary rivers. Therefore, it can be said that the potential risk of the tributary rivers is increasing. Therefore, it is an urgent issue from the perspective of disaster prevention to calculate the amount of water level rise in the tributaries caused by water level fluctuations in the main river. On the other hand, it is known that the water level at the time of runoff is affected by the development of small-scale riverbed waves. In the present study, we investigate the effect of water level changes in the downstream end of the main river on the development of small-scale riverbed waves. In this study, the downstream end water level is considered to be the water level at the confluence, and the objective is to understand the development of small-scale riverbed waves according to the downstream end water level and the characteristics of the longitudinal profile of the water level that may be affected by the waves.

**Key Words :** sand waves, back water, numerical simulation, flume experiment

## 1. はじめに

近年、大河川に合流する支川において越水氾濫等が多発している。本川の整備・強化は進んでいるため従来よりも高い水位に耐えることができるようになっている。その一方で、支川の整備は必ずしも十分とは言えず、本川の高水位がバックウォーターとなり支川の水位を上昇

させることで、合流点や支川部での氾濫を引き起こしていると推察される。そのため、支川が潜在的に有するリスクは上昇していると言える。したがって、本川の水位変動に起因する支川での水位上昇量を算定することは防災の観点から喫緊の課題である。

他方で、出水時の水位は小規模河床波の発達状況に影響を受けることが従来知られている<sup>1)2)</sup>(図-1)。本川の水位によって支川における小規模河床波の形成・消失状

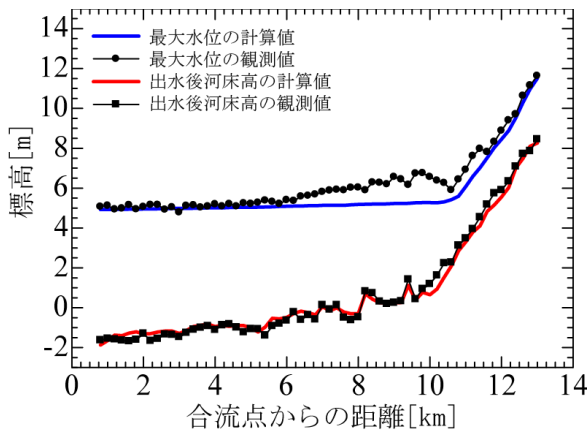


図-1 痕跡水位と洪水後の河床高の観測値と計算値の比較<sup>2)</sup>

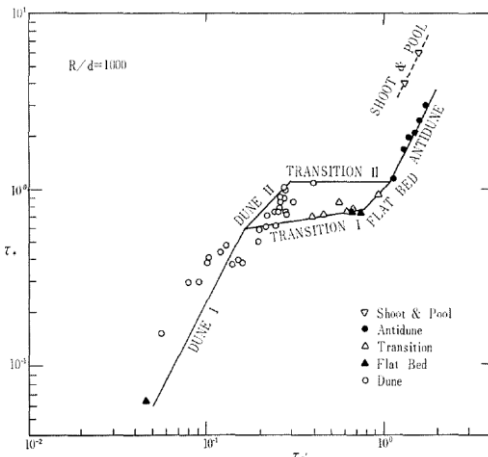


図-2 河床剪断力 $\tau^*$ と粒子剪断力 $\tau^*$ 'との関係<sup>3)</sup>

況が異なり、それが支川の水位縦断形状に影響する可能性があるものの、そのような本川の水位変動に起因する支川の小規模河床波の発達状況やそれに伴う水位上昇については十分に検討されていない。

本研究では下流端水位を合流点での水位とみなして、下流端水位に応じた小規模河床波の発達状況やその影響で起こり得る水位縦断形状の特性を把握することを目的とする。水量量に応じて小規模河床波の抵抗則<sup>3)</sup>(図-2)より算定した粗度係数を用い、1次元不等流計算において水位の値が収束するまで繰り返し計算し、水位縦断形状を求めた。加えて、河床波の影響が最も大きく現れる位置やその時の水位上昇率が下流端水位に応じてどのように異なるのか等の特性を検討した。最後に、背水区間を再現した水理実験と比較し、本計算手法の妥当性を検討した。

## 2. 基礎式

小規模河床波が十分に発達していた場合における水位縦断形状を求めるために、本研究では1次元不等流計算に対し水量量に応じて小規模河床波の抵抗則<sup>3)</sup>より算定

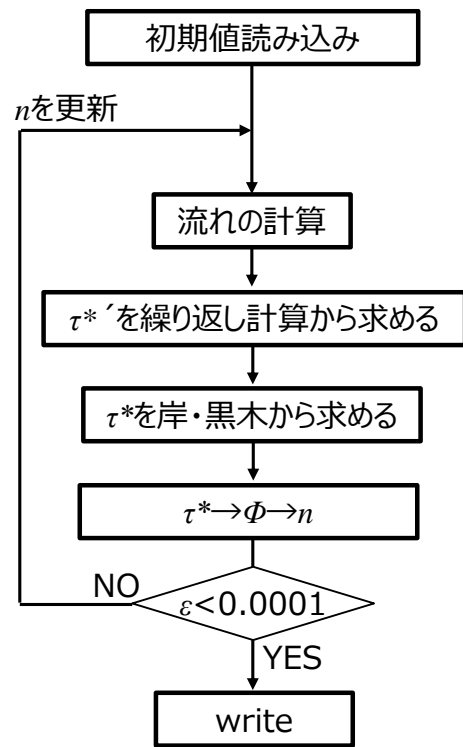


図-3 水位計算のフロー

した粗度係数を適用し、水位の値が収束するまで繰り返し計算し、水位縦断形状を求めた。水位計算のフローを図-3に示す。

1次元不等流における運動方程式と平均流速式は以下である。

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{V^2}{2g} \right) + i_e = 0 \quad (1)$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} i_e^{1/2} \quad (2)$$

ここに、 $H$  (m) : 水位,  $V$  (m/s) : 断面平均流速,  $g$  (m/s<sup>2</sup>) : 重力加速度,  $i_e$  (-) : エネルギー勾配,  $n$  (m<sup>-1/3</sup>/s) : マニングの粗度係数,  $R$  (m) : 径深である。

初めに、初期値として与えたマニングの粗度係数(本研究では0.015とした)を用いて1次元不等流計算を行い、水位を求める。この初期水位はマニングの粗度係数から算出されているため、水位算出時点における河床波の形状抵抗は考慮されていない。次に、河床波による影響を考慮するため、既往論文<sup>3)</sup>を参照し、以下の式から $R'$ を算出した。

$$V = \sqrt{gR'I} \left[ 6.0 + 5.75 \log_{10} \left( \frac{R'}{2d} \right) \right] \quad (3)$$

ここに、 $I$  (-) : 勾配,  $d$  (m) : 粒径である。なお、勾配にはエネルギー勾配を用いた。

$\tau^*$ 'は既往論文<sup>3)</sup>を参照し、以下の式から算出した。

表-1 計算条件

	流量 (L/s)	勾配	粒径 (mm)	下流端の条件	下流端における水深 (m)	経路
Run 1	30	1/500	0.515	等流水深	0.096	経路①
Run 2	30	1/500	0.515	低下背水	0.072	経路①
Run 3	30	1/500	0.515	せき上げ	0.12	経路①
Run 4	30	1/500	0.515	等流水深	0.096	経路②
Run 5	30	1/500	0.515	低下背水	0.072	経路②
Run 6	30	1/500	0.515	せき上げ	0.12	経路②

$$\tau *' = \frac{R'I}{sd} \quad (4)$$

既往論文<sup>3)</sup>を参照して、 $\tau*$ と $\varphi$ を以下の式から算出した。この時、 $\tau*$ と $\tau*'$ の関係は2通りの経路を取りうる事が知られている。そこでそれぞれの経路について検討した。

(1) 経路①

経路①は $\tau*'$ が大きくなるにつれて「砂堆河床Ⅰ」→「遷移河床Ⅰ」→「平坦河床」→「反砂堆河床」と変化する経路である (図-2)。

砂堆河床Ⅰ

$$\tau * = \left( \frac{\tau *'}{0.21} \right)^2 \quad (5)$$

$$\varphi = 2.4 \left( \frac{R}{d} \right)^{1/6} \tau *^{-1/3} \quad (6)$$

遷移河床Ⅰ

$$\tau * = \left( \frac{\tau *'}{6.5 \cdot 10^7 \left( \frac{R}{d} \right)^{-5/2}} \right)^{2/11} \quad (7)$$

$$\varphi = 1.1 \cdot 10^6 \left( \frac{R}{d} \right)^{-3/2} \tau *^3 \quad (8)$$

平坦河床

$$\tau * = \tau *' \quad (9)$$

$$\varphi = 6.9 \left( \frac{R}{d} \right)^{1/6} \quad (10)$$

反砂堆河床

$$\tau * = \left( \frac{\tau *'}{0.264 \left( \frac{R}{d} \right)^{1/5}} \right)^2 \quad (11)$$

$$\varphi = 2.8 \left( \frac{R}{d} \right)^{3/10} \tau *^{-1/3} \quad (12)$$

(2) 経路②

経路②は $\tau*'$ が大きくなるにつれて「砂堆河床Ⅰ」→「砂堆河床Ⅱ」→「遷移河床Ⅱ」→「反砂堆河床」と変化する経路である (図-2)。

砂堆河床Ⅰ

$$\tau * = \left( \frac{\tau *'}{0.21} \right)^2 \quad (13)$$

$$\varphi = 2.4 \left( \frac{R}{d} \right)^{1/6} \tau *^{-1/3} \quad (14)$$

砂堆河床Ⅱ

$$\tau * = \left( \frac{\tau *'}{1.49 \left( \frac{R}{d} \right)^{-1/4}} \right) \quad (15)$$

$$\varphi = 8.90 \quad (16)$$

遷移河床Ⅱ

$$\tau * = 0.07 \left( \frac{R}{d} \right)^{2/5} \quad (17)$$

$$\varphi = 7.66 \left( \frac{R}{2d} \right)^{1/6} \left( \frac{\tau *'}{\tau *} \right)^{2/3} \quad (18)$$

反砂堆河床

$$\tau * = \left( \frac{\tau *'}{0.264 \left( \frac{R}{d} \right)^{1/5}} \right)^2 \quad (19)$$

$$\varphi = 2.8 \left( \frac{R}{d} \right)^{3/10} \tau *^{-1/3} \quad (20)$$

マンニングの粗度係数  $n$  は以下の式から算出した。

$$n = \frac{R^{1/6}}{\varphi g^{1/2}} \quad (21)$$

得られたマンニングの粗度係数  $n$  を更新し、新たに水位を求める。水位が許容誤差0.0001以下に収束するまで同様の計算を繰り返すことで、水位縦断形状とマンニングの粗度係数の縦断分布を求めた。

計算条件を表-1に示す。いずれのケースも流量、粒径、勾配は一定であり、下流端における水深と経路を変化させた。下流端水位の影響が及ばない領域までを検討する目的で、計算領域は100 m (区間距離  $dx=0.5$  m, 計算断面数は200) とした。川幅は後述の水理実験と合わせて0.5 mとした。

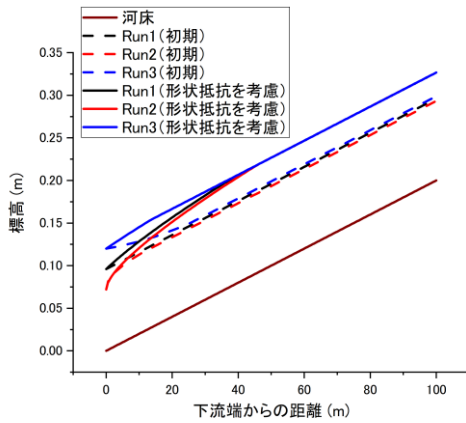


図-4 水位の縦断面図，経路①

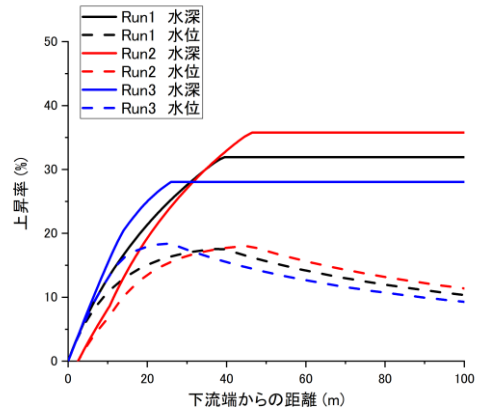


図-6 水深と水位の上昇率の縦断面図，経路①

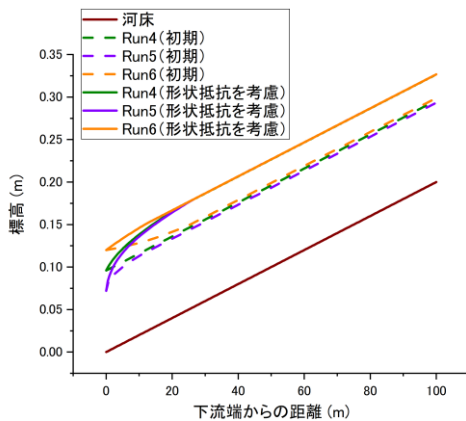


図-5 水位の縦断面図，経路②

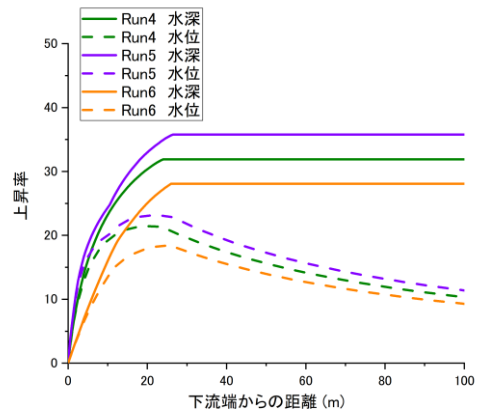


図-7 水深と水位の上昇率の縦断面図，経路②

### 3. 結果と考察

#### (1) 水面形

図-4, 5に水位の縦断面図を示す。初期水面形を破線で，形状抵抗を考慮した水面形を実線で示した。ここで初期水面形とは，初期値として与えたマンニングの粗度係数（本研究では0.015）における1次元不等流計算で得られた水面形である。形状抵抗を考慮した水面形とは，2章で述べた計算から得られた，小規模河床波の形状抵抗を考慮した時に算出された水面形である。これらの水面形を比較し，小規模河床波が発達していないときに対して，十分に発達している場合にはどの程度水位が上昇するかを縦断的に把握した。形状抵抗を考慮した水面形に着目すると，Run 1, Run 2, Run 3, Run 4, Run 5, Run 6いずれのケースにおいても最上流端である下流端から100.0 m地点の水位はおよそ0.33 mであり，下流端水位によらなかった。また，いずれのケースにおいても上流域は砂堆河床Ⅰ領域にあった。一方で下流域においては，経路②は経路①に対して水位上昇が急激であり，より下流側で水位上昇のピークを得ていることが分かる。下流域は，経路①のケースでは遷移河床Ⅰ領域に，経路②の

ケースでは砂堆河床Ⅱ領域にあり，抵抗則の違いが水位上昇に影響を与えたことが分かる。

#### (2) 水深と水位上昇率

図-6～図-7に各ケースにおける水深と水位の上昇率を示す。ここで上昇率とは，初期水位（水深）に対する形状抵抗を考慮した水位（水深）の比を百分率で示したものである。

図-6に経路①における水深と水位の上昇率を示す。水深の上昇率のピーク位置はRun 1の時には $x=39.5$  m, Run 2の時には $x=46.5$  m, Run 3の時には $x=26.0$  mであり，下流端の水位が高いほどピーク位置が下流側にシフトすることが分かる。水位の上昇率のピーク位置はRun 1の時には $x=38.0$  m, Run 2の時には $x=44.5$  m, Run 3の時には $x=26.0$  mであり，水深のピーク位置と同様に，下流端の水位が高いほどピーク位置が下流側にシフトした。水深の上昇率のピーク値に着目すると，Run 1の時には31.9%，Run 2の時には35.8%，Run 3の時には28.0%に収束し，下流端水位が高いほど水深の上昇率が小さくなることが分かった。水位の上昇率のピーク値に着目すると，Run 1の時には17.6%，Run 2の時には18.0%，Run 3の時には18.4%であり，下流端水位によらずほぼ同程度であった。

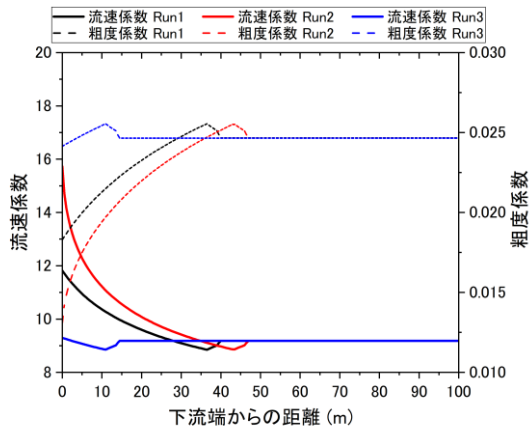


図-8 流速係数とマンニングの粗度係数の縦断面図，経路①

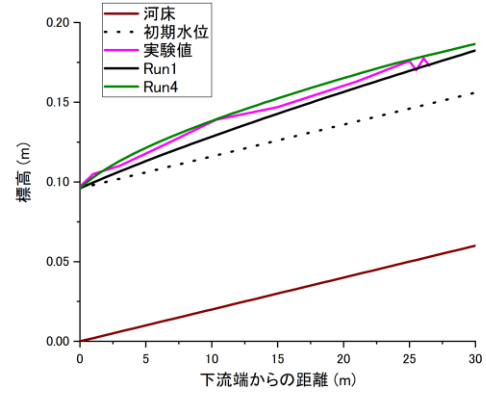


図-10 実験値と計算値の比較，等流水深

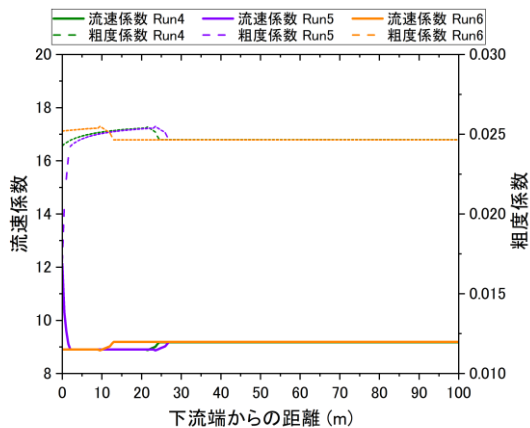


図-9 流速係数とマンニングの粗度係数の縦断面図，経路②

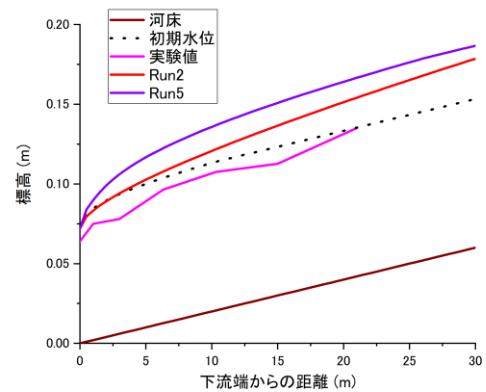


図-11 実験値と計算値の比較，低下背水

また、いずれのケースもピーク値を取ったのち上流に向かうにつれて約10.3%に収束した。

図-7に経路②における水深と水位の上昇率を示す。水深の上昇率のピーク位置はRun 4の時には $x=24.0\text{ m}$ ，Run 5の時には $x=26.5\text{ m}$ ，Run 6の時には $x=26.0\text{ m}$ であり，下流端の水位によらずピーク位置はほぼ同地点であった。水位の上昇率のピーク位置はRun 4の時には $x=20.5\text{ m}$ ，Run 5の時には $x=22.0\text{ m}$ ，Run 6の時には $x=26.0\text{ m}$ であり，下流端の水位によらずピーク位置はほぼ同地点であった。水深の上昇率のピーク値に着目すると，Run 4の時には31.9%，Run 5の時には35.8%，Run 6の時には28.1%に収束し，下流端水位が高いほど水深の上昇率が小さくなるのが分かった。水位の上昇率のピーク値に着目すると，Run 4の時には21.4%，Run 5の時には23.1%，Run 6の時には18.4%であり，下流端水位が高いほど水深の上昇率が小さくなるのが分かった。また、いずれのケースもピーク値を取ったのち上流に向かうにつれて約10.3%に収束した。

### (3) 流速係数とマンニングの粗度係数の縦断分布

図-8に経路①における流速係数とマンニングの粗度係数の縦断面図を示す。流速係数のピーク位置に着目すると、

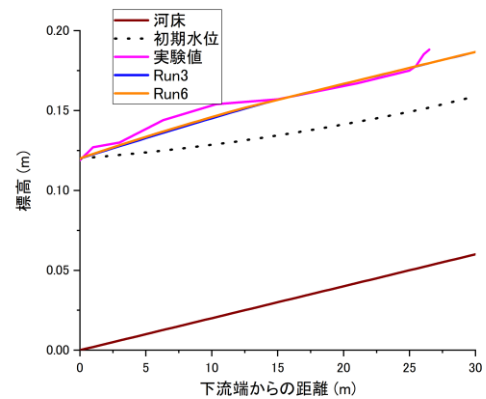


図-12 実験値と計算値の比較，せき上げ

Run 1の時には $x=36.5\text{ m}$ ，Run 2の時には $x=43.5\text{ m}$ ，Run 3の時には $x=11.0\text{ m}$ であった。図-9に経路②における流速係数とマンニングの粗度係数の縦断面図を示す。流速係数のピーク位置に着目すると，Run 4の時には $x=21.5\text{ m}$ ，Run 5の時には $x=23.5\text{ m}$ ，Run 6の時には $x=9.5\text{ m}$ であった。したがって，経路によらず下流端水位が高いほどピーク位置が下流側シフトすることが分かった。流速係数のピーク値はいずれのケースも約8.86であった。マンニングの粗度係数のピーク値はいずれのケースも約0.0255

であり、初期のマニングの粗度係数0.015に対して70.0 % 上昇した。上流域においてはいずれのケースもマニングの粗度係数は約0.0247に収束した（初期のマニングの粗度係数0.015に対して64.7 % 上昇）。経路に着目すると、下流端の条件が同じであっても経路②のほうが経路①よりもピーク位置が下流側に存在した。3章2節で示したように、経路②のほうが経路①よりも下流側で水深の上昇率、水位の上昇率のピークを得ており、これらの結果とも符合する。

いずれのケースにおいても流速係数は一度ピーク値を得るとその上流では約9.18に収束する。この時、水深の上昇率も同様に一度ピーク値を得るとその上流では約10.3 % に収束しており、最上流域においても初期水位を上回ったままである。このことから、河床波の形成によって水位（水深）が上昇すると、その地点の上昇した水位が起算水位となり、背水の影響が上流にまで及ぶこととなる。

#### (4) 水理実験との比較

実験は長さ34 m（そのうち移動床区間27.0 m）、幅0.5 mの兩岸ともにアクリル製側壁を有する水路にて実施した。実験条件は「Run 1またはRun 4」、「Run 2またはRun 5」、「Run 3またはRun 6」に相当する3ケース実施した。下流端の水位を一定に保つために観音開き式のゲートを下流端に設置した。事前にゲート開度とそれによって得られる下流端の水位との関係をキャリブレーションし、ゲート開度を決定した。通水は、十分な湿潤状態から開始するために通水開始前に湛水（0.3 L/sec）を行い、水路の上流の水位が安定した後実験を開始した。通水は4時間実施した。

図-10に下流端条件が等流水深であるときの水位の実験値と計算値を示す。水理実験で生じていた水位縦断形状をRun 1, Run 4ともに良好に再現していることが分かる。本計算手法は計算領域全域に河床波が十分形成されているとして水位縦断形状を求めている。実験においても波長0.5 m～0.75 m、波高0.015 m～0.086 mの砂堆が実験水路全域に形成されており、計算条件と同じ状況下にあったため良好に水位縦断形状を再現したと考えられる。

図-11に下流端条件が低下背水であるときの水位の実験値と計算値を示す。Run 2, Run 5ともに水位を過大評価していることが分かる。その原因として、実験において下流端部では河床波がフラッシュされるとともに河床が低下していた点が挙げられる。水路上流側では通水後すぐに河床波が形成され水位が上昇している一方で、下流端の水位は低く抑えられているため、下流端部では水面勾配が大きくなる。すると、河床波が消失する領域へ

とよりシフトし、通水中は河床波が形成されなかった。本計算手法はこのような河床波自体の形成・消失機構は考慮されておらず、今後の課題である。また、実河川においても、洪水時の河床波形成のみならず、消失する条件や範囲を把握する必要がある。

図-12に下流端条件がせき上げであるときの水位の実験値と計算値を示す。水理実験で生じていた水位縦断形状をRun 3, Run 6ともにおおむね良好に再現していることが分かる。水路約5 m地点～約15 m地点における局所的な水位上昇は、土砂の堆積が生じたためと考えられる。せき上げ時に河床波の形成によってさらに水位が上昇すると流速が小さくなり、それに伴い土砂の堆積が進行する。このような事例は実河川においても合流部などで発生しており問題となっている。今後は合流点付近における複雑な土砂動態に関してさらに検討する必要がある。

## 4. 結論

水理量に応じて小規模河床波の抵抗則<sup>9)</sup>より算定した粗度係数を用い、水位の値が収束するまで繰り返し計算し、水位縦断形状を求めた。その結果、下流端水位によって水深の上昇率のピーク位置やピーク値が変化することが明らかになった。また、河床波の形成によって水位（水深）が上昇すると、その地点の上昇した水位が起算水位となり、背水の影響が上流にまで及ぶことが示唆された。しかし、これらは数値計算による検討に留まっており、水理実験を通し検証する必要がある。

最後に、背水区間を再現した水理実験と比較し、本計算手法の妥当性を検討した。本計算手法は水理実験で生じた水位縦断形状を良好に再現した。一方で、合流点付近における複雑な土砂動態に関してさらに検討する必要がある。

### 参考文献

- 1) 岡村誠司, 福岡捷二: 利根川河口区間における河床波の形成・発達・消滅過程と洪水時の河床波抵抗の評価, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.69, No.2, pp.83-100, 2013.
- 2) 吉川泰弘, 渡邊康玄: 1次元不定流混合粒径河床変動計算におけるマニングの粗度係数と交換層厚の検討, 寒地土木研究所月報, No.662, 2008.
- 3) 岸力, 黒木幹男: 移動床流における河床形状と流体抵抗 (I), 北海道大学工学部研究報告, 第67号, pp.1-23, 1973.

(2021. 4. 2受付)