

# 洪水時に背水の影響を受ける区間での水位予測に関する研究

研究予算：運営費交付金  
研究期間：平 28～令 2  
担当チーム：寒地河川チーム  
研究担当者：矢部浩規、大串弘哉  
川村里実、伊波友生

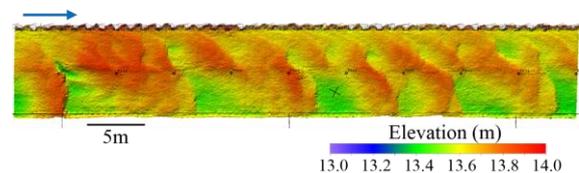
## 【要旨】

近年、大河川に合流する支川で越水氾濫等が多発しており、支川の水位上昇の予測は重要な課題である。出水時の水位は流量規模に加え、小規模河床形態と呼ばれる河床波の影響を受けることが知られているが、支川下流部のような本川の背水の影響を受ける区間では、本川の水位によって河床波の発生状況が異なり、それが水位縦断形状に影響する可能性がある。しかし、そのような背水区間での下流側の水位変動に応じた河床波の発達特性やそれに伴う水位上昇について十分に検討されていない。本研究では、現地観測、水理実験、計算モデルの構築を行い、背水区間での河床波の発達現象把握とそれによる水位上昇を考慮した水位縦断形状の予測を試みた。  
キーワード：河床波、背水、水位予測、水理実験、数値計算

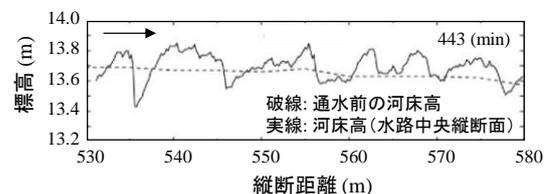
## 1. はじめに

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。本川では整備・強化が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きている。その一方で、支川は整備が必ずしも十分とは言えず、本川の水位に応じたバックウォーター(背水)が支川の水位を上昇させる等の影響で、合流点や支川部での氾濫が発生していると推察される。このように支川の潜在的なリスクが上昇している現状において、本川の水位変動に起因する支川での水位上昇量を予測することは防災の観点から喫緊の課題である。

出水時の水位は流量規模に加え、小規模河床形態と呼ばれる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)3)4)</sup>。図-1に示す河床形状は、千代田実験水路で通水中の小規模河床形態(河床波)の発達を観測した一例である<sup>4)</sup>。このような河床波が発達する場では、流れに対する抵抗が大きくなり、水位の上昇が生じるため、河床波の形状抵抗またはそれを考慮した河道粗度に基づいて水位を評価しなければならない。しかし、支川下流部のような本川の背水の影響を受ける区間では、本川の水位によって河床波の形成・消失状況が異なり、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河床波の発達特性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。そこで、本研究では、背水の影響を受ける区間における河床波の発達と水位上昇の特性を把握した上で、背水区間での水位予測手法を提案することを目的とする。



(a) 河床平面形状 (陰影図)



(b) 河床縦断形状

図-1 千代田実験水路 (2012年6月通水) で観測された小規模河床形態 (河床波)<sup>4)</sup>

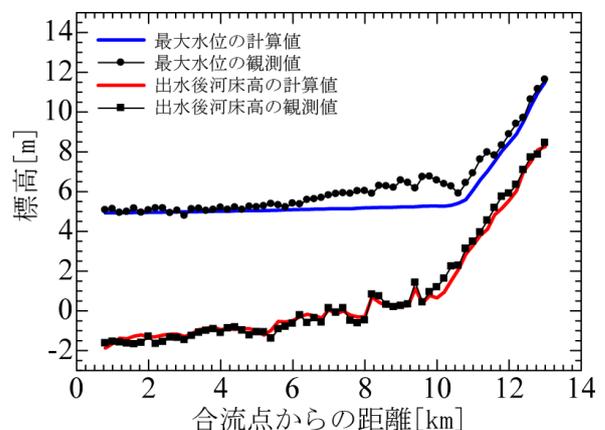


図-2 痕跡水位と洪水後の河床高の観測値と計算値の比較<sup>2)</sup>

本研究では、まず実河川の背水区間における洪水時の河床波の発達と水位上昇の現象を調査するために、豊平川の背水区間を対象とした現地観測を実施した。図-2 は豊平川の 2011 年出水を対象とした吉川・渡邊<sup>2)</sup>による検討結果である。河道の粗度係数を一定とした計算値（青線）と観測値（黒丸）を比較すると、背水区間の一部（KP6～KP11）において計算値が観測値を最大で約 2m も過小評価していることがわかる。これは、この区間で河床波が発生しているためと考えられており、このような水位上昇を予測するためには河床波の発生箇所においてそれに応じた形状抵抗を考慮する必要性が示されている<sup>2)</sup>。本研究では、豊平川の背水区間において河床波による水位上昇が示された KP6～KP11（図-2）の間に位置する雁来大橋（KP7）付近を対象として、洪水時の河床波の発達と水位上昇の現象を把握するための現地実験を試みた。この現地観測について第 2 章に記す。しかしながら、第 2 章で後述するように、当研究期間において、明確に水位上昇が確認できるほどの規模の出水が発生しなかった。出水時の河床観測データが得られたのみであった。

そこで、本研究では、室内水理実験で背水区間の河床波の発生と水位上昇を再現・計測し、その現象把握を試みた。実施した実験では、下流端水位を合流点での本川水位とみなして、背水の影響区間において下流端水位が異なる場の河床波の発達状況と縦断的な水位形状を計測した。本実験については第 3 章に示す。本実験結果より、背水区間における河床波の発達特性と水位上昇過程の特徴を定性的に明らかにしている。

また、河床波の発達の影響による水位上昇を考慮した水位縦断形状を予測するための数値モデルの構築を行った。構築したモデルについては第 4 章に示す。従来の河床波に関する知見を適用してモデルを構築することによって、背水区間での河床波発達の影響で起こり得る水位縦断形状について下流端水位に応じた特性を把握することを目的とする。当モデルを利用して、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。また、背水区間を再現した第 3 章の水理実験結果と比較し、本研究で提案した計算手法の妥当性を検証した。

## 2. 実河川における現地観測

出水時における河床形状の観測は容易ではないため、実河川における観測事例は少ない。特に背水区間を対象とした観測はほとんどないため、本研究では前

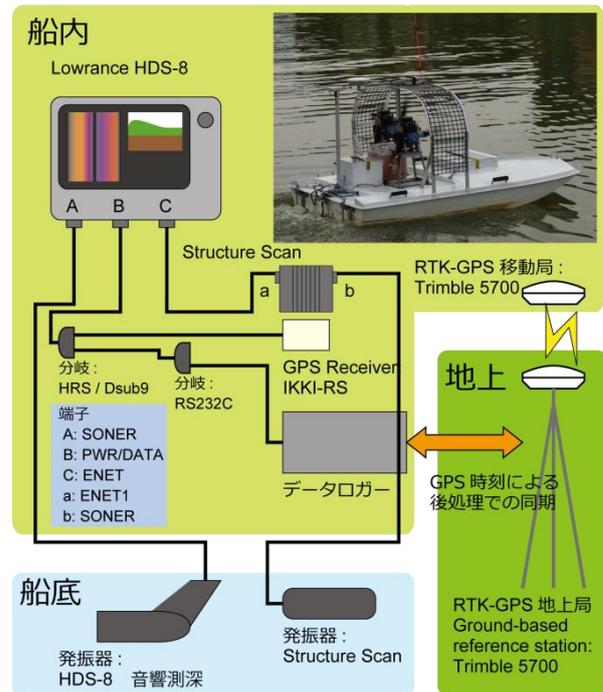


図-3 河床形状観測システム構成概略図<sup>6)</sup>

述のように豊平川の背水区間において出水時の河床形状と水位縦断形状に関する現地観測を実施した。

### 2. 1 観測手法

従来、河川防災上の重要な課題として出水時の河床形態の変遷を把握する試みが継続的に行われてきた<sup>5)</sup>。近年ではマルチビームソナー等の高度な面的観測手法を用いた河床形態の検討例も見られるが<sup>6)</sup>、経済的、人的リスクへの対応が困難な事から、洪水時の適用には至っていない。当寒地河川チームは、これまでに市販の魚群探知機を応用した音響測深システムをラジコンボート上に構築することで、安価で低リスクの河床形態観測手法を提案している<sup>7)</sup>。同手法で留萌川河口部を対象に観測を行い、マルチビームソナーによる河床形状観測の結果と比較した上でその有効性を確認している。本研究でも同様の手法で出水時の河床形状の観測を実施した。

寒地土木研究所所有のエアボート型のラジコンボート上に図-3 に示すような魚群探知機を中心とした音響測深システムを構築し、河床形状の観測を行った。用いた観測機器の構成は船内に設置された市販の魚群探知機（Lowrance 製 HDS-8）を中心としており、HDS-8 の端子から、船底に取り付ける音響測深用発振器（50/200kHz スキマー型振動子）、簡易的な可視化ソナーの Structure Scan システム、観測情報記録用のデータロガー（ハイドロシステム製）が接続されている。データロガーには、観測中の測深データと GPS 時刻等



図-4 観測領域（豊平川雁来大橋付近航空写真<sup>9)</sup>）

表-1 観測実施日時と雁来水位観測所での水位

	実施日時	水位 (m)	
		観測時	ピーク時
第1回 観測	2018/7/6 9:00	5.51	7.63 (7/5 13:00)
第2回 観測	2018/9/5 8:30	6.23	6.99 (9/5 5:00)
第3回 観測	2018/11/1 10:30	4.66	平水時観測

が記録される。河床形状の空間的特徴を精度良く取得することを目的に、RTK-GPS システムを併用した（Nikon 製 Trimble5700）。RTK-GPS では、地上に設置した基地局とボート上に設置した移動局が通信を行うことで、移動局の基準局に対する相対的な位置情報を精度良く取得する。その際に、既知の位置情報を有する地点を基準点とすることで（本研究では豊平川右岸 KP6.8 の距離標を基準点とした）、取得した相対位置からボートの絶対的な位置情報を得るものである。本システムでは HDS-8 を中心とした測深システムと RTK-GPS システムは直接的な接続を行ってはいないが、後処理の際にデータロガーに蓄積された HDS-8 の測深情報と RTK-GPS 側の位置情報を両者の GPS 時刻によって同期を取ること、測深結果に正確な位置情報を付与している。また本研究では出水時の状況下で安全かつ高速な観測を可能とすることを目的としたため、エアボート型の船体を選定した<sup>8),9)</sup>。

HDS-8 に搭載された測深システムはシングルビーム

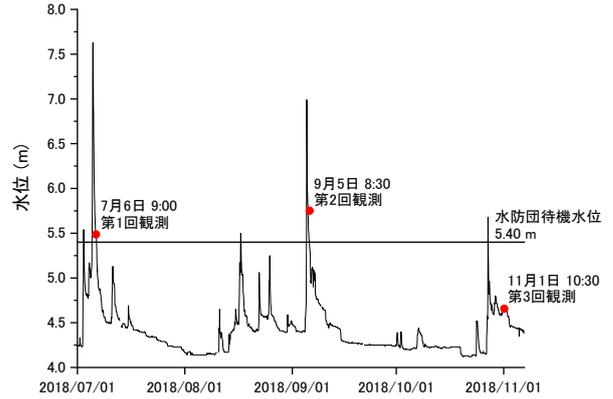


図-5 観測期間における水位（雁来水位観測所）

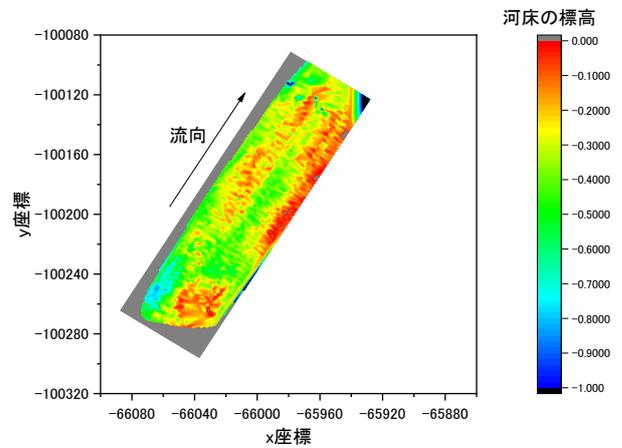


図-6 河床形状三次元画像（第2回観測 9/5）

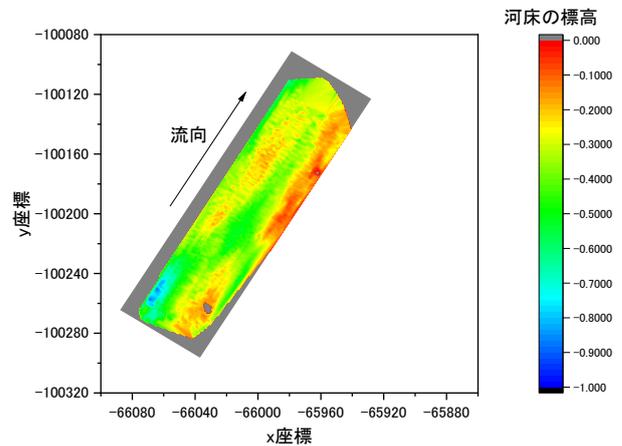


図-7 河床形状三次元画像(第3回観測 11/1)

として測深情報の取得を行うため、直線上にボートを移動させて観測を行った場合には水深情報が1次元的に並んだ結果しか得られない。このため、本研究ではラジコンボートを複数回縦断方向に往復させることで、走査的に深度情報を取得し、面的な河床形状の把握を試みた。

このように得られた水深の情報を、RTK-GPSによって得られた水平方向と水位の情報で処理することで、河床の標高を平面的に取得した。ここで河床標高は、「RTK-GPS から得られた GPS アンテナ標高値－(HDS-8による測深結果+喫水から発振器までの距離+GPS アンテナから喫水までの高さ)」となる。

また、豊平川 KP1～KP11 の間に約 1km ピッチで簡易水位計を設置し、下記出水期間中の水位を観測した。

## 2. 2 観測領域および観測期間

観測領域は豊平川下流部 KP 7.0 地点に位置する雁来大橋から下流約 150m の範囲である(図-4)。前述のとおり出水時には河床波の発生とそれに伴う水位上昇が示唆される区間である。観測は 2018 年 7 月 6 日 9:00、9 月 5 日 8:30、11 月 1 日 10:30 の 3 回行った(表-1)。図-5 に観測待機期間中の雁来水位観測所 (KP11.1) における水位を示す。1、2 回目の観測は出水時の観測であり、3 回目の観測は平水時の観測である。

## 2. 3 観測結果

第 2 回観測 (9/5 実施) で得られた河床形状三次元画像を図-6 に示す。この出水時に河床波が形成されていたことが分かる。このとき、波長はおよそ 10m、波高はおよそ 0.2m であった。なお、第 1 回観測 (7/6 実施) においてもほぼ同程度の波長と波高を有する河床形状が形成されていた。

第 3 回観測 (11/1 実施) で得られた河床形状三次元画像を図-7 に示す。平水時においては、河床波の波長と波高が減少し、ほぼ平坦河床となっていた。

以上の結果から、豊平川下流部ではピーク水位が雁来観測所においておよそ 7m を超えるような場合に、当該区間に河床波が形成されるという知見が得られた。しかしながら、出水はいずれも水防団待機水位を一時的に若干上回る程度の小規模なものであり、河床波発達による水位上昇の現象を明確に捉えることができなかった。実河川において比較的大規模な出水時の観測データの取得については今後の課題である。

## 3. 水理実験

本川の背水の影響を受ける支川区間を想定し、合流地点の水位変動に起因する支川の河床波の発達過程と

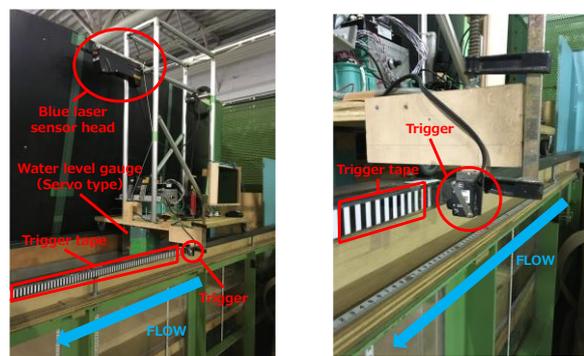
水位縦断変化を検討するための水理実験を実施した。本実験では、下流端水位を合流地点での水位とみなして、その背水の影響区間において下流端水位が異なる条件下での河床波の発達状況と縦断的な水位特性を把握することを目的としている。

### 3. 1 実験概要および実験条件

実験は、長さ 34 m (そのうち移動床区間 27.0 m)、幅 0.5 m、両岸ともにアクリル製側壁を有する水路を用いて実施した(図-8)。実験条件を表-2 に示す。両ケース共通して、流量：30 L/s、粒径：0.515 mm、河床勾配：1 / 500、初期河床の敷厚：0.15 m である。実験条件は水面形がせき上げ背水となるケース 1 と低下背水となるケース 2 を実施した。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水路下流端に設置した。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/s) を行い、水路上流の水位を安定させた後に実験条件に応じた通水を開始した。通水は 4 時間実施した。



図-8 実験水路 (x = 17.3 m ~ 21.3 m)



(a) ブルーレーザを設置した架台 (b) トリガーとトリガーテープ

図-9 ブルーレーザ計測の構成

表-2 実験条件

	流量	粒径	河床勾配	敷厚	水路長	水路幅	通水時間	下流端水位
ケース 1	30.0 L/s	0.515 mm	1 / 500	0.15 m	27.0 m	0.5 m	240 分	0.12 m (せき上げ)
ケース 2	30.0 L/s	0.515 mm	1 / 500	0.15 m	27.0 m	0.5 m	240 分	0.072 m (低下背水)

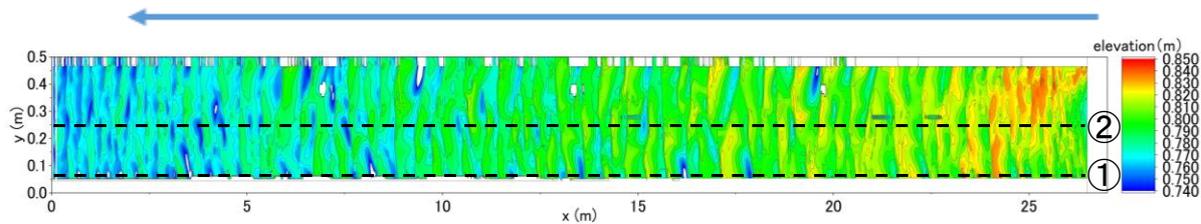


図-10 河床高 ケース1 せき上げ 30分後

### 3. 2 計測方法

#### 3. 2. 1 目視による計測

通水中、実験水路の左岸側面（図-8）の水位と河床高をおよそ 1 m 間隔で 30 分ごとに目視で計測した。目視での計測は誤差が無い反面、計測の間隔が粗くなることや、左岸側面での計測のため横断方向に一律で無い河床形状特性は計測できない。本実験では、この目視による計測結果を後述のブルーレーザ計測と比較することで、ブルーレーザによる計測方法を検証する。

#### 3. 2. 2 側面からの撮影

水路左岸脇に 5 台のカメラを配置し、通水中、左岸側面からの撮影を実施した。カメラ 5 台で全延長が撮影できるように配置し、通水中の状況を記録した。

#### 3. 2. 3 ブルーレーザによる計測

##### 1) ブルーレーザを用いた河床計測の試行

本実験では、河床を面的かつ縦断方向に長い延長を計測することが必要となる。近年は、実河川や大型実験であればマルチビーム<sup>10)</sup>による観測や前出の音響測深による観測方法が適用されるようになり、室内実験水路においては水面と河床を非接触で計測する動的光切断法<sup>11),12)</sup>などが提案されている。しかし、いずれの方法も室内実験水路において長い延長を効率良く計測するには適さない。そこで著者らは水面下の河床が計測可能とされているブルーレーザを用いた河床計測を試行した。ブルーレーザを滑車付きの架台に取り付け、流下方向に移動させながら連続的に河床を計測することで、縦断方向に長い延長における非接触かつ面的な河床計測を行った。一度の測定で横断方向 70 cm ほどの河床高を取得できるため、流下方向の測定解像度の設定次第で河床波の波高や波長も捉えることが可能であると考えられる。加えて、本機器は水面および水中の河床面を同時に計測できる計器であり、通水中の河床形状の時間変化を断続的かつ効率的に把握し得る手法として期待される。しかし、河床波のような移動床実験におけるこれらの観測の妥当性や有用性は明らかでない。ブルーレーザを用いた非接触の面的な河床計測を試行し、まずはその妥当性を検証した。

ブルーレーザ変位計（Keyence 製 超高精細インラインプロファイル測定器 LJ-X8900）をレーザ光線が鉛直下向きに照射するように滑車付きの架台に取り付けた（図-9 (a)）。水路側面には白黒各 5 mm 間隔のトリガーテープを張った（図-9 (b)）。架台を流下方向に移動させるとトリガーがトリガーテープを読み取り、トリガーテープが白から黒に切り替わった時にレーザが照射され計測を実行する。河床横断方向に線的な河床計測を流下方向に 10 mm 間隔で連続して実施し、それらを結合させることで、3 次元河床データの作成を試みた。なお予備実験から、通水中におけるブルーレーザ変位計での河床計測は困難であることが分かった。用いたブルーレーザ変位計は反射波のうち強いもの 2 つを受信する仕様となっている。通水中においては砂堆のクレストから浮遊砂が生じていることを目視で観測しており、水面で反射したものと浮遊砂層で反射したものを受信したためと考えられる。

通水しながらの計測が困難であったため、本実験では、河床を崩さないように静かに湛水し、静水中でブルーレーザを照射することで河床を面的に計測することとした。ブルーレーザを用いた河床計測は通水 30 分後（静水中）、60 分後（静水中）、240 分後（静水中）、240 分後（空气中）の合計 4 回実施した。

静水状態でのブルーレーザによる河床計測では水面で屈折が生じるため、静水中で計測した河床高の値を実際の河床高（空气中で計測した時の河床高）に補正する必要がある。通水終了後の河床において河床を崩さないように水位を上昇させ、計 5 パターンの水位 ( $h = 0.07 \text{ m}, 0.09 \text{ m}, 0.11 \text{ m}, 0.13 \text{ m}, 0.145 \text{ m}$ ) に対して静水中での河床計測を行うことで、水位に応じた静水中の河床高と実際の河床高との相関関係を得た。この相関関係から各水位に応じた勾配と切片を取得し、それぞれに対し回帰分析を行うことで、補正式の勾配と切片を水位の関数の形で得た。以上より、式 (1) のように補正式を得た。

$$GL_{dry} = (-1.059 \cdot 10^{-4} \cdot h + 1.435) \cdot GL_{water} + (-2.656 \cdot 10^{-1} \cdot h - 69.191) \quad (1)$$

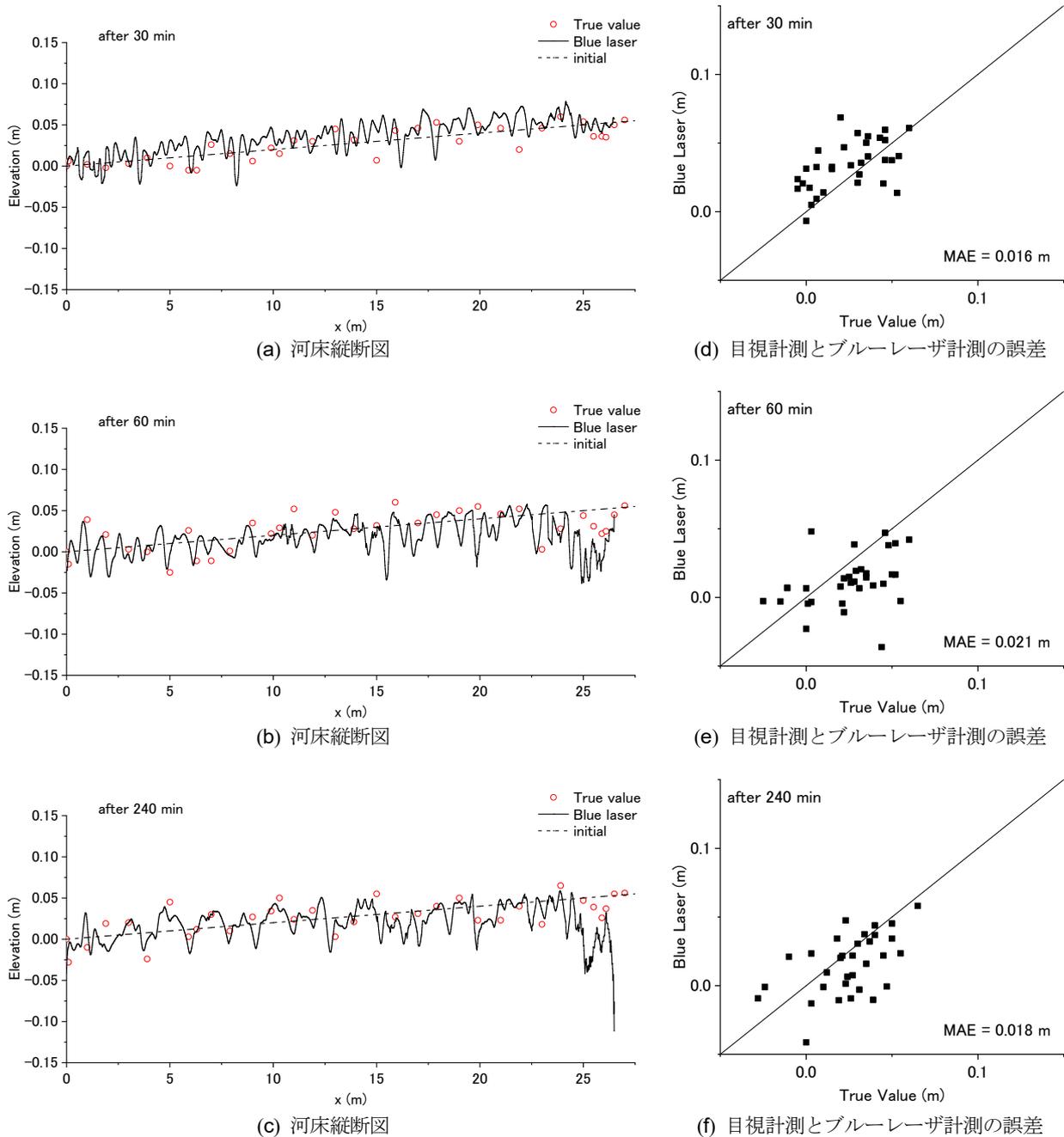


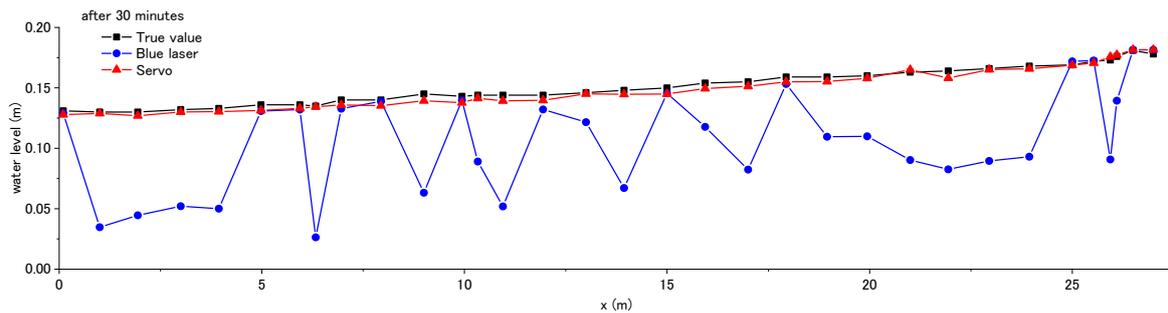
図-11 目視計測から得られた河床高とブルーレーザ計測から得られた河床高の比較

この時、 $GL_{dry}$ ：実際の河床高（空气中で計測した時の河床高）(mm)、 $h$ ：水位 (mm)、 $GL_{water}$ ：静水中で計測した時の河床高 (mm) である。

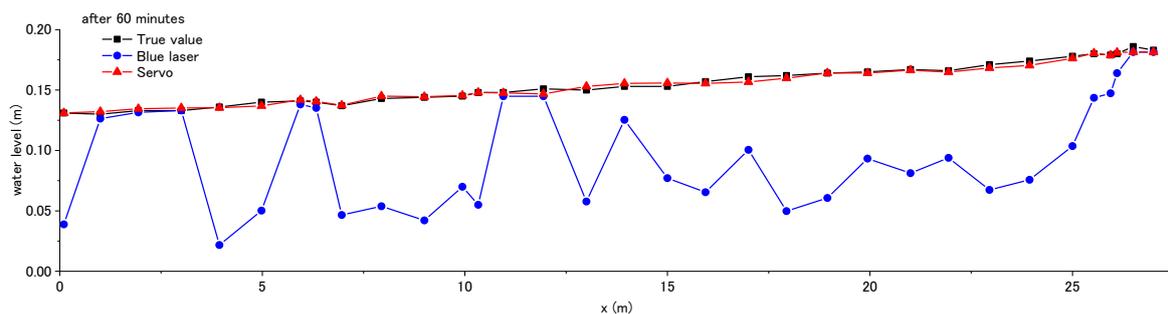
式 (1) を用いて補正した河床高を図-10 に示す。なお、下流端 ( $x=0$  m) での初期河床の高さを 0 m とした。河床波は 3 次元的に形成されており、横断方向に一樣でないことが分かる。そこで、次節以降の検討において、水路左岸側面の値として図-10 中の破線①上の値を、水路中央の値として図-10 中の破線②上の値を用いる。

## 2) ブルーレーザを用いた水面形計測の試行

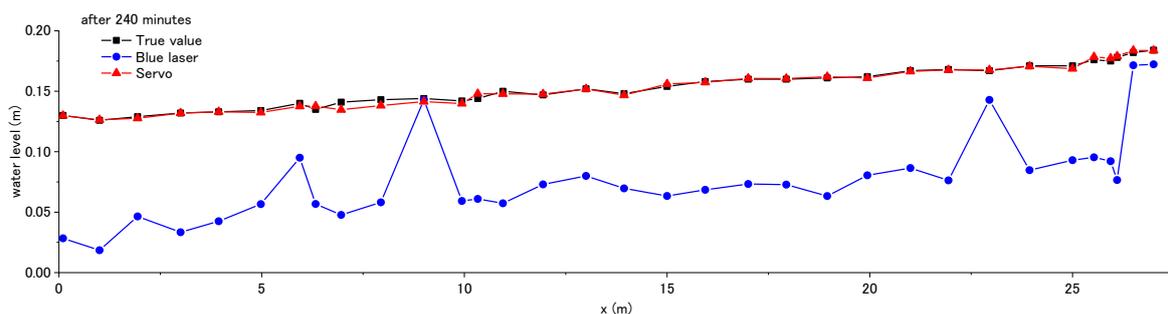
使用したブルーレーザ変位計が取り付けられた架台を通水中に流下方向に移動させることで、通水中における面的な水面形の計測を試みた。この時、架台にはサーボ式水位計 (KENEK 製 本体部 NS-101N 型、検出部 NST-10 型) も取り付けられた。本来、サーボ式水位計は定点で水位を断続的に計測することを想定している機器であるが、架台とともに流下方向に移動させることで、水路中央の 1 側線の水面形を計測した。また、本研究ではブルーレーザ変位計と計測タイミングを同期



(a) 30分後



(b) 60分後



(c) 240分後

図-12 目視計測，ブルーレーザ計測，サーボ式水位計から得られた水面形の比較

するように改造することで水面形の同時計測を可能とした。

### 3) ブルーレーザを用いた計測の精度検証

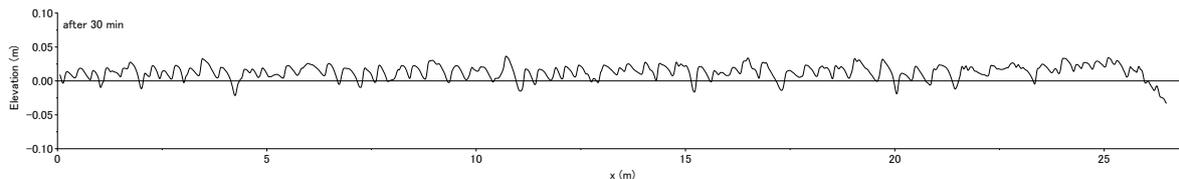
#### a. 河床計測

目視計測から得られた河床高を真値とし、ブルーレーザを用いた河床計測の精度を検証した。図-11 (a)~(c)に通水 30 分後、通水 60 分後、通水 240 分後における目視計測から得られた水路左岸側面における河床高とブルーレーザ計測から得られた水路左岸側面における河床高を示す。ブルーレーザは河床の全体的な傾向のみならず河床波スケールの起伏や、河床波スケール以下の起伏まで密に計測できることが分かる。目視計測と比較すると、河床高の傾向は概ね捉えていることが分かる。

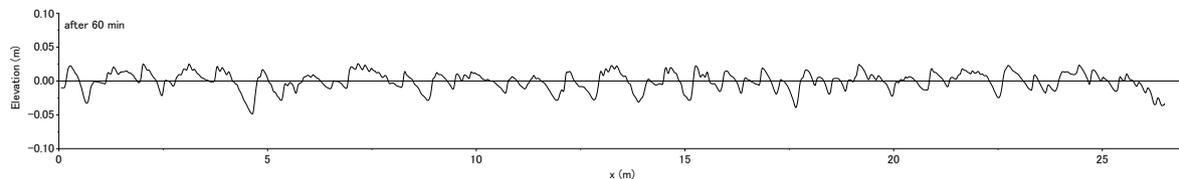
図-11 (d)~(f)に目視計測とブルーレーザ計測の誤差を示す。平均絶対誤差 MAE は 30 分後において 0.016 m、60 分後において 0.021 m、240 分後において 0.018 m であり、ブルーレーザを用いた計測が実用に十分耐えうることが示唆された。

河床波スケールの計測精度に着目すると、ブルーレーザ計測から得られた砂堆の平均波長は 0.68 m、平均波高は 0.03 m であった。一方で、水路左岸側面から撮影した画像を用いて抽出した砂堆の平均波長は 0.67 m、平均波高は 0.030 m であり、ほぼ一致した。したがって、河床波の形状も良好に計測できることが分かった。

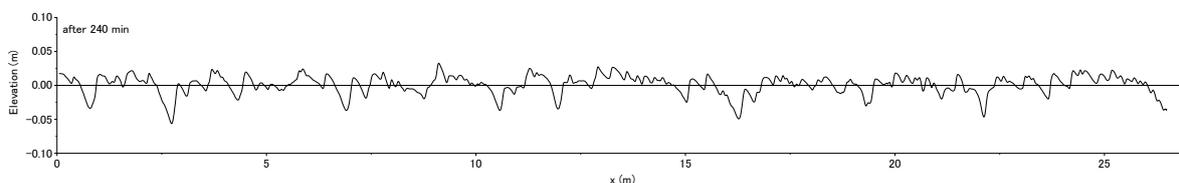
本手法は、通水を止めた状態ではあるものの、3次元河床形状を断続的に非接触で計測することができた。



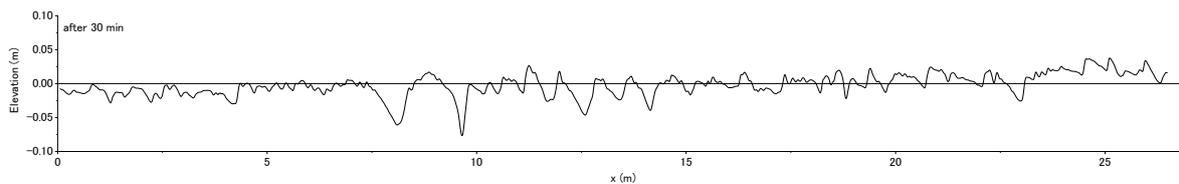
(a) ケース 1 せき上げ 30分後



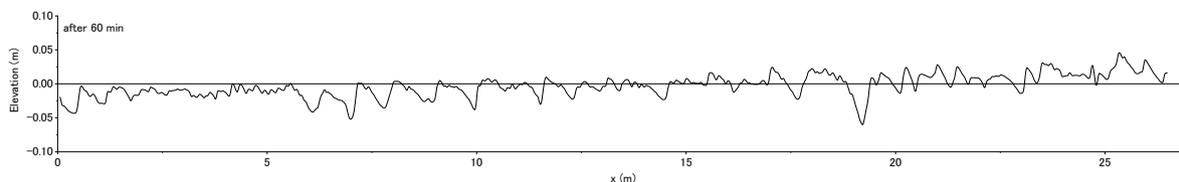
(b) ケース 1 せき上げ 60分後



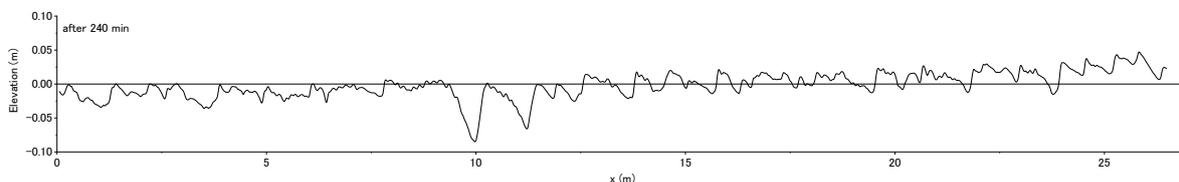
(c) ケース 1 せき上げ 240分後



(d) ケース 2 低下背水 30分後



(e) ケース 2 低下背水 60分後



(f) ケース 2 低下背水 240分後

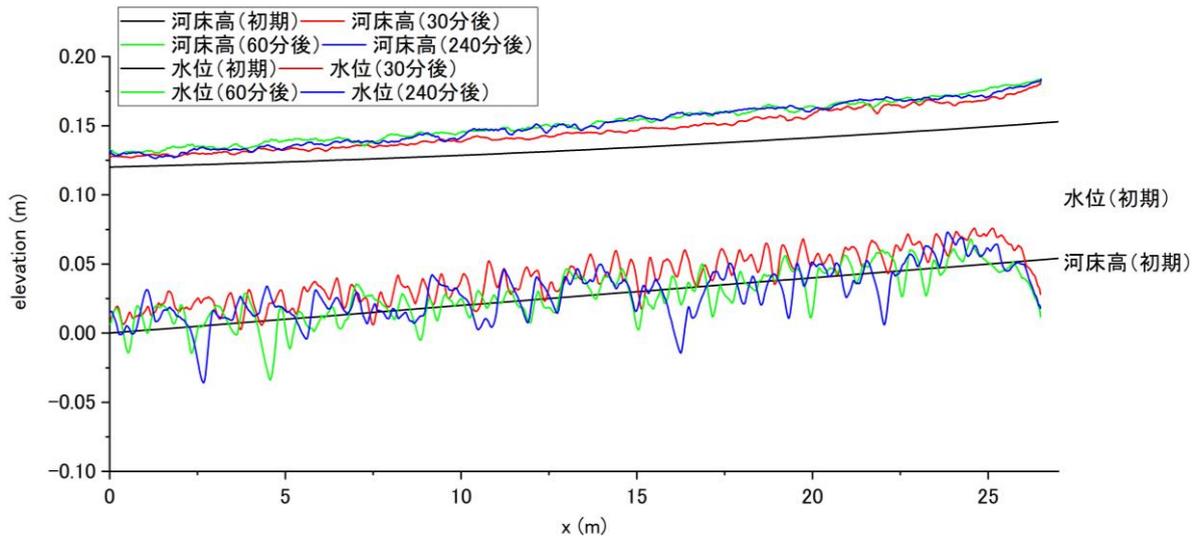
図-13 初期河床を基準とする河床縦断形 (ブルーレーザ)

一方、ブルーレーザを用いた通水中における河床計測は今後の課題である。

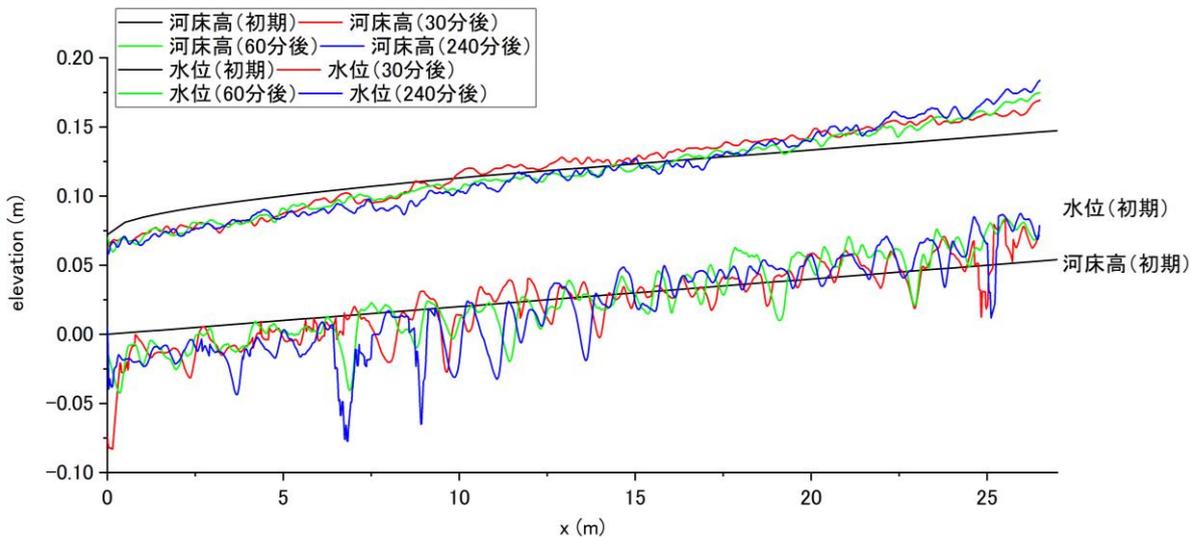
#### b. 水面形計測

目視計測から得られた水面形を真値とし、ブルーレーザを用いた水面形計測とサーボ式水位計を用いた

水面形計測の精度を検証した。図-12(a)~(c)に通水 30分後、通水 60分後、通水 240分後における目視計測から得られた水路左岸側面における水面形、ブルーレーザ計測から得られた水路左岸側面における水面形、サーボ式水位計から得られた水路中央における水面形



(a) ケース1 せき上げ



(b) ケース2 低下背水

図-14 河床高（ブルーレーザ）と水位（サーボ式水位計）の時間変化

を示す。

サーボ式水位計で得られた水位は目視計測から得られた水位と縦断的にほぼ一致した。したがって、架台に取り付けたサーボ式水位計をトリガーと同期させつつ移動させることで、1 側線の水面形を通水中に精度よく計測できることが分かった。一方で、ブルーレーザで得られた水位は目視計測から得られた水位とよく一致するものと大きく外れるものとに分かれた。2 章 2 節で先述したように、通水中においては砂堆のクレストから浮遊砂が生じており、水面を透過したレーザが浮遊砂層や河床面で反射したためと考えられる。

### 3. 3 実験結果

#### 3. 3. 1 ケース1（せき上げ）

ケース1における初期河床を基準とする河床縦断形を図-13 (a)~(c)に示す。ここで初期河床を基準とする河床縦断形とは各時間における水路中央での河床高から初期の河床高を引いた値である。ケース1においては水路全域で河床波が形成され、通水 30 分後には平均波長 0.666 m、平均波高 0.038 m、通水 60 分後には平均波長 0.843 m、平均波高 0.037 m、通水 240 分後には平均波長 0.803 m、平均波高 0.040 m であり、時間とともに河床波が発達し、維持されることがわかる。ま

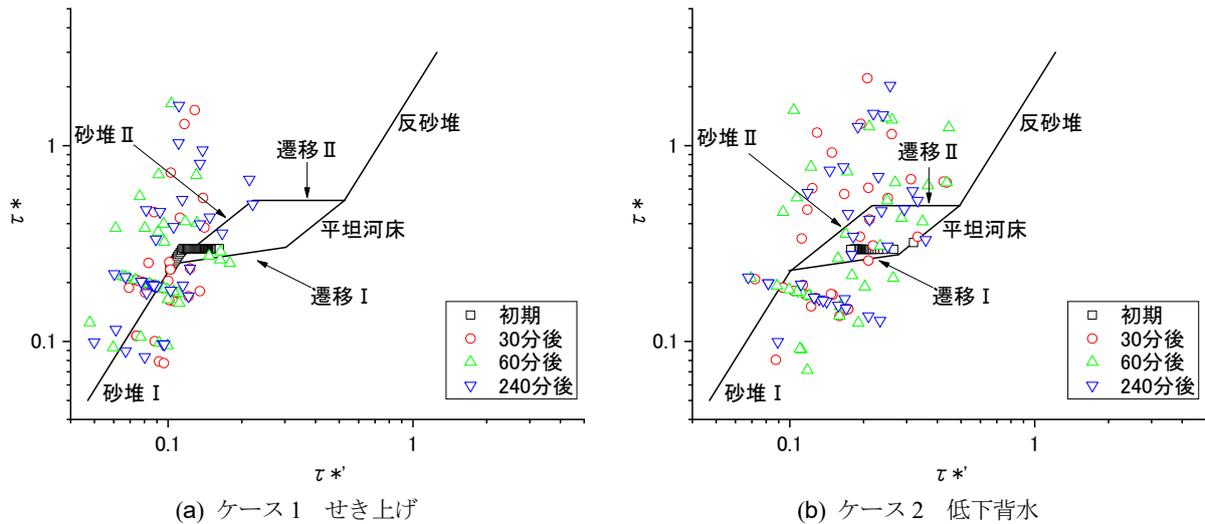


図-15 河床剪断力  $\tau_b^*$  と粒子剪断力  $\tau_p^*$  との関係 (岸・黒木<sup>12)</sup>の抵抗則と実験結果)

た、河床波の大きさの縦断的な特徴に着目すると、地点によらず大きさはほぼ同程度であった。

図-14 (a)にケース 1 の河床縦断形状 (ブルーレーザによる計測結果) と水位縦断形状 (サーボ式水位計による計測結果) の時間変化を示す。ここで、初期水位は不等流計算から得られた水面形とした。水路最上流端である  $x = 27.0\text{m}$  地点における水位上昇に着目すると、初期水位  $0.153\text{ m}$  (初期水深  $0.1\text{m}$ ) に対し、30 分後の水位は  $0.178\text{ m}$  (初期水深に対して  $26.4\%$  上昇)、60 分後の水位は  $0.183\text{ m}$  (初期水深に対して  $31.4\%$  上昇)、240 分後の水位は  $0.184\text{ m}$  (初期水深に対して  $32.4\%$  上昇) であり、河床波の発達に伴って水位が上昇したことがわかる。上流側の方がより水位が上昇しており、通水初期においてせき上げていた水面形が低下背水に近い傾向となった。また、河床形状をみると水路全体に河床波が発達したことがわかる。

せき上げ背水の影響を受ける区間では、流速の低下とともに有効掃流力が低下するため、せき上げの影響が大きいほど河床材料は動きにくくなり河床波が発達しないかまたは発達が遅くなる。しかし、この実験ケースでは、上流側の方がより水位が上昇したことで下流側でも水面勾配が増加し、水路全域にわたって流速や掃流力が維持されて河床波の形成が促進されたと推察される。水路の各断面における無次元掃流力  $\tau^*$  と無次元有効掃流力  $\tau^*$  を算出し、既往論文<sup>13)</sup>を参照し整理した (図-15(a))。水路の多くの区間が砂堆河床 I、砂堆河床 II、遷移河床 I のいずれかの領域にあったことがわかり、河床波が形成されたこととも符合する。

以上から、ケース 1 (せき上げ背水) において次の

ような河床波発達特性が考察される。せき上げ背水の影響が比較的小さい上流側ほど有効掃流力の低下が少なく河床波が発達しやすく水位が上昇しやすい。上流側の方でより水位が上昇して水路全体の水面勾配が増加することによって、せき上げ背水の影響が大きい下流側でも流速や掃流力が維持されて河床波の形成が促進された。また、通水中、時間が経過しても水位の上昇が継続していた。等流状態であれば水位が増大すると有効掃流力が低下するが、下流端水位を一定とした本実験では、河床波の発達により水路内の水位が上昇することで水面勾配が増加し、流速ともに有効掃流力が增大または維持されたためにその後も河床波の発達が継続したのではないかと考えられる。

### 3. 3. 2 ケース 2 (低下背水)

ケース 2 における初期河床を基準とする河床縦断断形を図-13(d)~(f)に示す。およそ  $x = 7.5\text{ m} \sim 15.0\text{ m}$  の区間では河床波が形成されている一方で、その他の区間では河床波の形成が不明瞭であった。60 分後、240 分後においても同様におよそ  $x = 7.5\text{ m} \sim 15.0\text{ m}$  の区間以外では河床波は明瞭には形成されなかった。河床波が形成されている区間においては、通水 30 分後には平均波長  $0.911\text{ m}$ 、平均波高  $0.058\text{ m}$ 、通水 60 分後には平均波長  $0.965\text{ m}$ 、平均波高  $0.047\text{ m}$ 、通水 240 分後には平均波長  $0.844\text{ m}$ 、平均波高  $0.047\text{ m}$  であった。また、河床波の大きさの縦断的な特徴に着目すると、地点によって大きさが異なることが分かる。

図-14 (b)にケース 2 の河床縦断断形 (ブルーレーザによる計測結果) と水位縦断断形 (サーボ式水位計による計測結果) の時間変化を示す。水路最上流計測地

点である  $x = 26.5$  m 地点における水位に着目すると、初期水位 0.146 m (初期水深 0.0943m) に対し、30 分後の水位は 0.179 m (初期水深に対して 35.0%上昇)、60 分後の水位は 0.183 m (初期水深に対して 39.3%上昇)、240 分後の水位は 0.189 m (初期の水深に対して 45.7% 上昇) であり、河床波の発達に伴って水位が上昇したことがわかる。水位が上昇したことにより、通水初期において低下背水であった水面形がさらに水面勾配の大きな低下背水となった。

低下背水の影響を受ける区間では、流速の増加にともない有効掃流力が著しく増大するため、低下背水の影響が大きいと河床波がフラッシュされ平坦河床に遷移することが知られている<sup>5)</sup>。このケースでも、低下背水の影響が大きい下流端付近では、時間の経過とともに河床が平坦化しつつあり、水位も低くなっていることがわかる。しかし、そのすぐ上流側  $x=7\text{m}\sim 14\text{m}$  の区間で明らかに大きな波高の河床波が発達しているのがわかる。また、この区間で水位が初期水位まで回復し、その上流側では初期よりも水位が上昇する結果となった。

水路の各断面における無次元掃流力  $\tau^*$  と無次元有効掃流力  $\tau^{*'}$  を算出し、既往論文<sup>13)</sup>を参照し整理した(図-15(b))。せき上げのケース 1 と比較すると、水路全区間において平坦河床領域側にシフトしており、多くの区間が砂堆河床 II、遷移河床 I、遷移河床 II、平坦河床の領域にプロットされた。したがって、ケース 2 においては有効掃流力(粒子せん断力)が大きくなり増大することによって、河床波が形成される水理条件と河床が平坦化する水理条件とが混在することが示されており、前述の結果とも符号する。

以上から、ケース 2 において次のような河床波発達特性が考察される。低下背水の影響が大きい下流端付近では有効掃流力が著しく増大することで河床波がフラッシュされて平坦河床へと遷移する。一方で、そのすぐ上流側の  $x=7\text{m}\sim 14\text{m}$  の区間で波高の大きい河床波が発達することによって大きな形状抵抗が働き、この区間で水位が上昇する。この区間で水位が上昇することにより、それより上流部では低下背水の影響はあまり及ばず、case1 と同様に河床波の発達により水位が上昇する。

波高の大きい河床波が発達する区間 ( $x=7\text{m}\sim 14\text{m}$ ) は、低下背水の過程で流れが加速する箇所と考えられ、このような流れが加速する状況下において河床波の発達が促進されるという現象が示された。この現象により、低下背水の影響で河床波がフラッシュされ水位が低下

する範囲は下流端付近に限定されるということも同時に示された。したがって、低下背水の影響区間においては、今後、河床波の発達が促進される条件等を把握し、どの区間で水位が上昇するのかを予測する必要がある。

### 3. 4 水理実験のまとめ

本水理実験は、下流端水位の異なる場での河床波の発達状況と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して実施した。また、通水中の河床形状を断続的に把握するために、ブルーレーザを用いて非接触で水中の河床計測を実施し、その妥当性や有用性を議論した。

ブルーレーザ計測は、静水中においては水中の河床形状を非接触で計測することができ、一時的に湛水することによって河床形状の 3 次元的な時間変化を効率良く計測することができた。

下流端水位が高く通水開始時の水面形がせき上げているケースでは、通水中は水路全区間において河床波が発達または維持されたため、有効掃流力も発達または維持されたと考えられる。このとき、水位の上昇も継続していた。等流状態であれば水位が増大すると有効掃流力が低下するが、下流端水位を一定とした本実験では、河床波発達により水路内の水位が上昇すると水面勾配が増加するため、有効掃流力が発達されるかまたは維持したと考えられる。

下流端水位が低く通水開始時の水面形が低下背水のケースでは、低下背水の過程で流れが加速する区間において明らかに波高の大きい河床波の発達が見られた。この区間で大きな形状抵抗が働いて水位が上昇してしまうため、低下背水の影響で河床波がフラッシュされ水位が低下する範囲は下流端付近に限定されることが示された。したがって、低下背水の影響区間の水位予測においては、今後、河床波の発達が促進される条件等を把握し、どの区間で水位が上昇するのかを予測する必要がある。

### 4. 計算モデルの構築と水位縦断形状の検討

河床波の発達の影響による水位上昇を考慮した水位縦断形状を予測するための数値モデルの構築を行った。水理量に応じた河床波の発生による抵抗則<sup>13)</sup>(図-16)が従来提案されている。この抵抗則によりその場の水理量に応じた粗度係数を算出し直し、その粗度係数を 1 次元不等流計算に適用することによって、河床波による水位上昇の影響が計算される水位縦断形状に反映される。

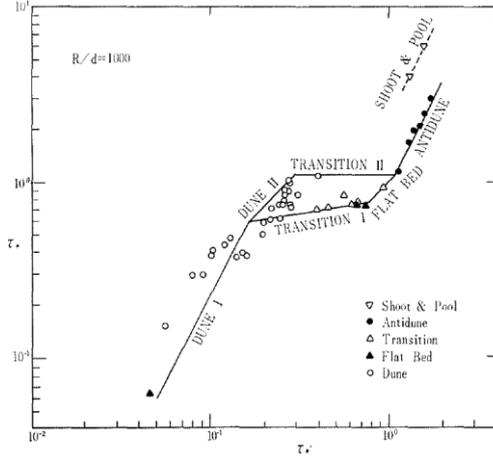


図-16 小規模河床形態による河床抵抗（河床剪断力  $\tau^*$  と粒子剪断力  $\tau^{*'}$  との関係<sup>12)</sup>

当モデルを利用して検討することによって、背水区間での河床波発達の影響で起こり得る水位縦断形状について下流端水位に応じた特性を把握することを目的とする。本研究では下流端水位を合流点での水位とみなして、背水区間におい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。また、背水区間を再現した第3章の水理実験結果と比較し、本計算手法の妥当性を検証した。

#### 4. 1 基礎式

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理量に応じて河床波の抵抗則<sup>13)</sup>より算定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-17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。

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

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

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>13)</sup>を参照し、以下の式から $R'$ を算出した。

$$V = \sqrt{gR'I} \left[ 6.0 + 5.75 \log_{10} \left( \frac{R'}{2d} \right) \right] \quad (4)$$

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>13)</sup>を参照し、以下の式から算出した。

$$\tau^{*'} = \frac{R'I}{sd} \quad (5)$$

既往論文<sup>13)</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。

#### 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-16)。

#### 砂堆河床 I

$$\tau^* = \left( \frac{\tau^{*'}}{0.21} \right)^2 \quad (6)$$

$$\varphi = 2.4 \left( \frac{R}{d} \right)^{1/6} \tau^{*-1/3} \quad (7)$$

#### 遷移河床 I

$$\tau^* = \left( \frac{\tau^{*'}}{6.5 \cdot 10^7 \left( \frac{R}{d} \right)^{-5/2}} \right)^{2/11} \quad (8)$$

$$\varphi = 1.1 \cdot 10^6 \left( \frac{R}{d} \right)^{-3/2} \tau^{*3} \quad (9)$$

#### 平坦河床

$$\tau^* = \tau^{*'} \quad (10)$$

$$\varphi = 6.9 \left( \frac{R}{d} \right)^{1/6} \quad (11)$$

表-3 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

反砂堆河床

$$\tau^* = \left( \frac{\tau^{*'}}{0.264 \left(\frac{R}{d}\right)^{1/5}} \right)^2 \quad (12)$$

$$\phi = 2.8 \left(\frac{R}{d}\right)^{3/10} \tau^{*-1/3} \quad (13)$$

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-16)。

砂堆河床Ⅰ

$$\tau^* = \left( \frac{\tau^{*'}}{0.21} \right)^2 \quad (14)$$

$$\phi = 2.4 \left(\frac{R}{d}\right)^{1/6} \tau^{*-1/3} \quad (15)$$

砂堆河床Ⅱ

$$\tau^* = \left( \frac{\tau^{*'}}{1.49 \left(\frac{R}{d}\right)^{-1/4}} \right)^2 \quad (16)$$

$$\phi = 8.90 \quad (17)$$

遷移河床Ⅱ

$$\tau^* = 0.07 \left(\frac{R}{d}\right)^{2/5} \quad (18)$$

$$\phi = 7.66 \left(\frac{R}{2d}\right)^{1/6} \left(\frac{\tau^{*'}}{\tau^*}\right)^{2/3} \quad (19)$$

反砂堆河床

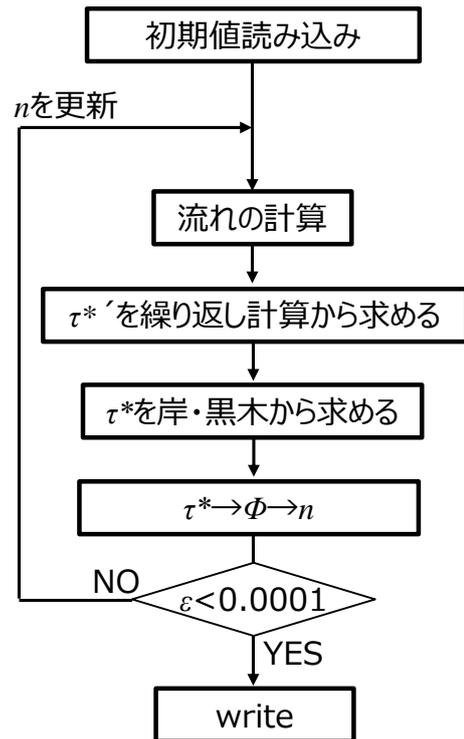


図-17 水位計算のフロー

$$\tau^* = \left( \frac{\tau^{*'}}{0.264 \left(\frac{R}{d}\right)^{1/5}} \right)^2 \quad (20)$$

$$\phi = 2.8 \left(\frac{R}{d}\right)^{3/10} \tau^{*-1/3} \quad (21)$$

マンニングの粗度係数  $n$  は以下の式から算出した。

$$n = \frac{R^{1/6}}{\phi g^{1/2}} \quad (22)$$

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。

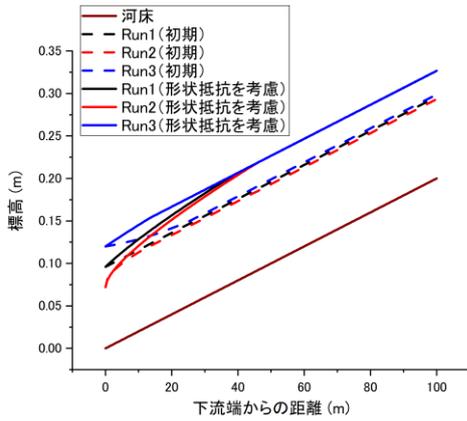


図-18 水位の縦断面図，経路①

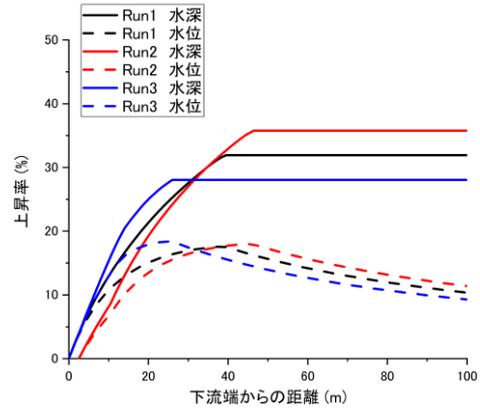


図-20 水深と水位の上昇率の縦断面図，経路①

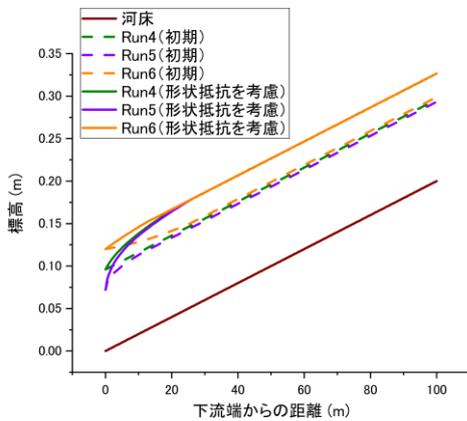


図-19 水位の縦断面図，経路②

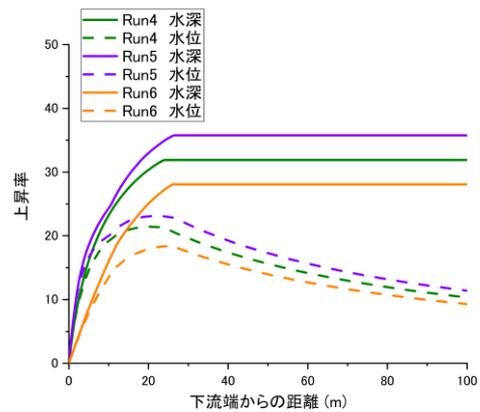


図-21 水深と水位の上昇率の縦断面図，経路②

計算条件を表-3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。川幅は後述の水利実験と合わせて0.5 mとした。

## 4. 2 結果と考察

### 4. 2. 1 水位縦断面形状

図-18、図-19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、当モデルの計算から得られた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、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の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。

### 4. 2. 2 水深と水位上昇率

図-20～図-21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-20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

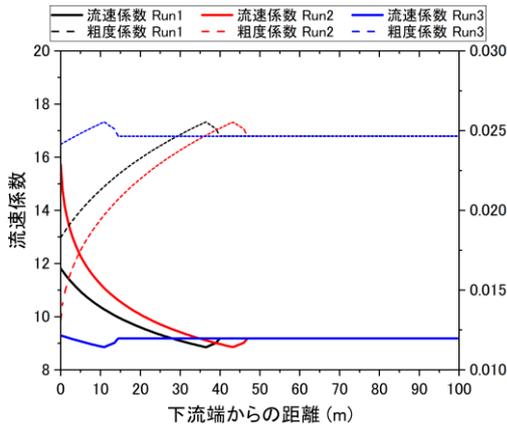


図-22 流速係数とマンニングの粗度係数の縦断図，経路①

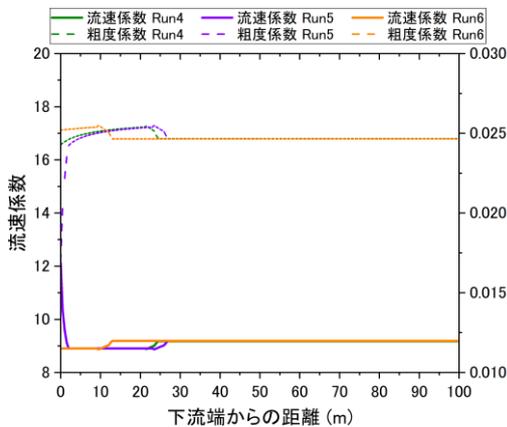


図-23 流速係数とマンニングの粗度係数の縦断図，経路②

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。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-21 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  $x = 24.0$  m、Run 5 の時には  $x = 26.5$  m、Run 6 の時には  $x = 26.0$  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  $x = 20.5$  m、Run 5 の時には  $x = 22.0$  m、Run 6 の時には  $x = 26.0$  m であり、下流端の水位によらずピー

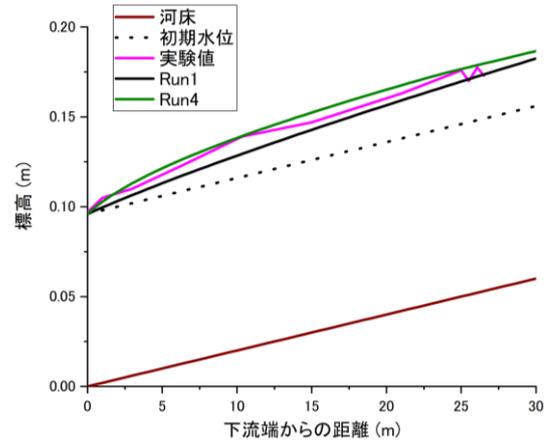


図-24 実験値と計算値の比較，等流水深

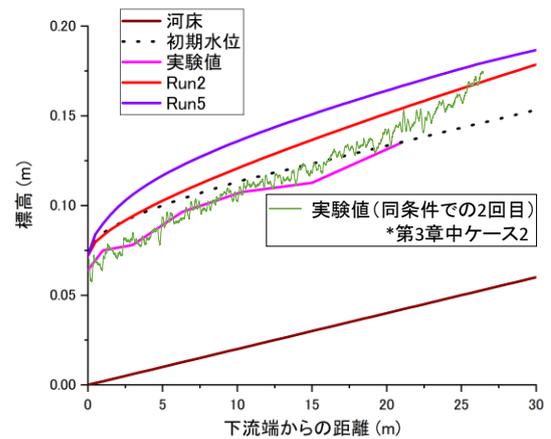


図-25 実験値と計算値の比較，低下背水

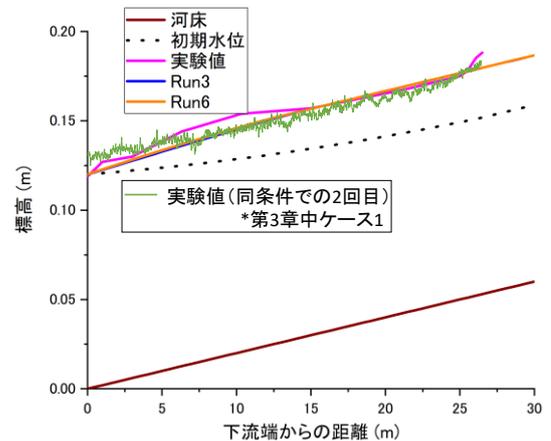


図-26 実験値と計算値の比較，せき上げ

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 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ことが分かった。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。

#### 4. 2. 3 流速係数とマンニングの粗度係数の縦断分布

図-22 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図を示す。流速係数のピーク位置に着目すると、Run 1 の時には  $x = 36.5$  m、Run 2 の時には  $x = 43.5$  m、Run 3 の時には  $x = 11.0$  m であった。図-23 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  $x = 21.5$  m、Run 5 の時には  $x = 23.5$  m、Run 6 の時には  $x = 9.5$  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、初期のマンニングの粗度係数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ンニングの粗度係数は約0.0247に収束した(初期のマンニングの粗度係数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. 2. 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の両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、水路上流の水位が安定した後に

実験を開始した。通水は4時間実施した。なお、第3章で示したケース1とケース2は、それぞれ「Run 3 または Run 6」(せき上げ)と「Run 1 または Run 4」(低下背水)の実験条件と同じ条件で再度実施(実験2回目)したものである。せき上げや低下背水の条件下では上流端からの給砂条件として平衡流砂量の判断が難しく、実験の再現性を確認するために同じ条件下で2回実施した。また、2回目の実施時には、第3章に示したようなブルーレーザとサーボ式水位計による詳細計測を実施しているが、それ以外の実験(1回目)では詳細計測は実施しておらず、側壁面から目視で計測した結果となっている。

図-24 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-25 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-26 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. 3 計算モデルの構築に関するまとめ

本研究で構築した計算モデルは、従来提案されている水理量に応じた河床波の抵抗則<sup>13)</sup>より算定された粗度係数を用い、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することによって水位縦断形状を求めるものである。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。

#### 5. 結論

本研究では、背水区間における河床波の発達現象の把握とそれによる水位上昇を考慮した水位縦断形状の予測を目的として、現地観測、水理実験、計算モデルの構築を実施した。

豊平川下流部における現地観測では、背水区間において河床波の発達による水位上昇が示唆される区間において出水に河床波が発達することを明らかにした。

本研究で実施した水理実験では、下流端水位の条件がせき上げ背水となるケースと低下背水となるケースについて、背水区間における河床波の発達状況とその影響で起こり得る水位縦断形状の特性を明らかにした。

本研究で構築した計算モデルは、従来提案されている河床波の抵抗則より粗度係数を算定し、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することによって水位縦断形状を求めるものである。流れが加速する場での河床波の発達条件など詳細な物理現象の解明や複雑な土砂動態の把握などの課題はあるものの、提案した計算モデルを適用することによって、背水区間での水位縦断形状の特性を良好に再現することができることが示された。

#### 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), 69(2), 83-100, 2013.

- 2) 吉川泰弘, 渡邊康玄: 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) Inami, Y., Yamaguchi, S.: Experiments on the Longitudinal Profile of Water Level Influenced by Dunes in Backwater Section, Proceedings of the 11th IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics, 2019.
- 4) 飛田大輔, 柿沼孝治, 武田淳史: 千代田実験水路における河床変動特性の観測, 平成 24 年度北海道開発技術研究発表会, 技 15, 2013.
- 5) 木下良作: 洪水時の砂床形態の変化, 水理講演会論文集, 第 33 巻, pp.439-444, 1989.
- 6) Akahori, R., Shimizu, Y.: Bedforms in the Kushiro River: wavenumber analysis of a high-resolution DEM obtained from a multi-beam survey, Proceedings of the 7th IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics, pp.1987-460, 2011.
- 7) 赤堀良介, 平井康幸, 近藤峰男: 小型音響測深システムによる留萌川下流部河床形状の観測調査, 河川技術論文集, 第 18 巻, pp.137-142, 2012.
- 8) 木下良作: 洪水河床音響調査用 RC エアーボートの開発, 河道の水理と河川環境シンポジウム論文集, 1 巻, pp.215-220, 1993.
- 9) 金高州吾, 井出康郎, 渡邊康玄: 豊平川小規模出水時における河床波を用いた掃流砂観測, 土木学会第 50 回 年次学術講演会講演概要集, pp.95-96, 1995.
- 10) 橋田隆史, 萬矢敦啓, 小関博司, 吉川世里子, 岡田将治, 工藤俊: 流況河床高同時観測システムの構築と観測から得られた河床波の挙動, 土木学会論文集 B1 (水工学), 73(4), I\_535-I\_540, 2017.
- 11) 星野剛, 安田浩保: レーザーシートを用いた水位・河床位の時空間連続計測手法の開発, 土木学会論文集 A2 (応用力学), 70.2: I\_841-I\_850, 2014.
- 12) 星野剛, 安田浩保, 利根川明弘: 動的な光切断法を用いた河床波形成過程における水面・水底面の幾何学形状の計測, 土木学会論文集 B1 (水工学), 2016, 72.4: I\_883-I\_888, 2016.
- 13) 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.

# A STUDY ON THE PREDICTION OF WATER LEVEL IN THE SECTION AFFECTED BY BACKWATER DURING FLOODS

Research Period : FY2016-2020

Research Team : Cold Region Hydraulic  
and Aquatic Environment  
Engineering Research Group  
(River Engineering)

Author : OGUSHI Hiroya

YABE Hiroki

KAWAMURA Satomi

INAMI Yu

**Abstract** : In recent years, inundation has frequently occurred in tributaries where join large rivers, and prediction of the rise in water level of tributaries is an important issue. It is known that the water level during flood is affected by the dunes that is small-scale river bedforms in addition to the discharge. However, in the downstream reach of the tributary where is affected by the backwater of the main river, the development of bedforms differs depending on the water level of the main river, which may affect the water level of the tributary. However, the characteristics of bedform developments in such backwater sections on the downstream reach and the change in water level have not been fully investigated. In this study, we conducted field observations, hydraulic experiments, and calculations by our proposed model, in order to grasp the characteristics of bedform development in the backwater section and to predict the longitudinal water level profile there.

**Key words** : bedforms, back water, water level prediction, hydraulic experiments, numerical calculations