

河床変動を考慮した設置型流速計による洪水流量観測手法に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 24～平 28

担当チーム：水工研究グループ水文チーム

研究担当者：笛田俊治、萬矢敦啓、小関博司

【要旨】

日本の河川での高水流量観測において、安全かつ効率良く流量観測するための手法の開発が強く望まれている。本研究では、様々な水理水文条件やニーズレベルに対応できる洪水流量観測技術として、洪水流量観測の無人（省人）化・高精度化技術を河床変動条件下でも運用し、かつ、適切に校正するための技術開発を行う。具体的には、1)リアルタイムに河積変化をモニタリングする技術、2)小規模河床波上の水面波・河床波・流況の同時計測による非接触型流速計（電波流速計）における流速補正係数評価手法の改良、3)CCTVカメラ画像による画像処理型流速計測システムの開発である。また、これらの技術の適用ガイドラインを作成し、それらの特長・適用範囲・精度も踏まえた役割分担方策と洪水流量観測技術の新たな体系化を図る。（332字）

キーワード：河床変動、河床波、流量観測、表面流速、流速補正係数

1. はじめに

河道計画や危機管理において流量は重要な情報とされ、約 80 年の間、国土の基礎情報として蓄積されてきた。流量観測としては、洪水時の浮子観測等による水表面流速の観測の他に、洪水前後の河床高測量が行われている。また、流量の算出方法は、主に区分求積法と DIEX 法がある。

区分求積法において流量 Q は次式より算出される。

$$Q = \sum \alpha_i \times U_{si} \times B_i \times h_i \text{ -----式 (1)}$$

ここで、 α_i は流速補正係数、 U_{si} は表面流速、 B_i は区分断面幅、 h_i は区分断面における平均水深、添字 i は区分断面の番号を表す（図-1）。平均流速は表面流速に流速補正係数を乗じて算出される。また、水深は洪水前後のどちらか流積が大きい方が採用され、区分断面毎に平均流速に乗じて合計し流量値を得る。一方、DIEX 法は断面内に分布する点もしくは線上

の流速分布を用いて、運動方程式が満足するように面的に流速分布を推定する方法¹⁾である。これらの算出方法においては洪水時の河床高（水深）、流速補正係数を一定と仮定しているが、特に大規模出水時には河床高の変化が発生し、それら算出方法との大きな乖離をもたらすことがある。

これまでの研究において、土木研究所は設置型流速計を用いた無人自動観測と橋上操作艇搭載 aDcp（超音波ドップラー流向流速計）を組み合わせた流量観測手法を提案してきた。一方、aDcp 観測は水面波高が高いときや流下物が多いとき等激しい流況において困難となる。また、そのような流況が発生する洪水においては観測員が観測地点に到達することが困難な場合もある。そのため、流量観測における省人化や安全への配慮の観点から非接触型センサー等による水位や流速の連続観測が導入され始めている。特に CCTV カメラ画像から浮子を追尾することで効率的に浮子流速を検出する方法（PTV-浮子法）が期待されている。さらに、浮子を投下することなく CCTV カメラ画像のみの情報から、さらに低コストで多くの地点で流量観測を可能とする技術が急速に期待を集めている。

本研究では、洪水流量観測の無人（省人）化・高精度化技術を河床変動条件下でも運用し、かつ、適切に校正するための技術を追加開発するとともに、CCTV カメラを活用した簡易型の流量把握手法を開発することで、様々な水理水文条件やニーズレベル

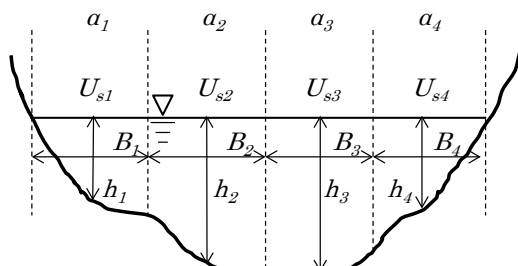


図-1 区分断面を用いた流量算出
(α_i : 流速補正係数、 U_{si} : 表面流速、 B_i : 区分断面幅、 h_i : 平均水深)

に対応できる次の4つの洪水流量観測技術を開発・検証することを目的とする。

- 1) リアルタイムに河積変化をモニタリングする技術
- 2) 小規模河床波上の水面波・河床波・流況の同時計測による非接触型流速計（電波流速計）における流速補正係数評価手法の改良
- 3) CCTVカメラ画像によるPTV（Particle Tracking Velocimetry）法と組み合わせた改良型浮子測法＝PTV-浮子法
- 4) CCTVカメラ画像のみによる実用的な画像処理型流量観測システム

これらの技術の適用ガイドラインを作成し、それらの特長・適用範囲・精度も踏まえた役割分担方策と洪水流量観測技術の新たな体系化を図る。

2. 河積の無人・自動リアルタイム観測技術の開発・検証

本検討では、二種類の音響測深機による観測結果を示す。一つは単周波による実河川における洪水時の河床変動の様子、もう一つは二周波による準実河川スケールにおける単周波や aDcp との比較観測である。

2. 1 単周波の音響測深機による観測

2. 1. 1 観測方法河床高自動計測システムの概要

本報告で提案する河床高自動計測システムは音響測深機、太陽電池、ロガー部、H形鋼で構成される。また計測結果の検証の一つとして音響測深機の照射域にリング法を実施した。システム全体の一例を図-1に示す。使用した音響測深機は指向角が6度、周波数が200 kHzのものであり、国土交通省の河川定期横断測量業務で使用されているものである。ここで用いる音響測深機に関しては、ページの都合上示さないが、1,000 ppm程度の高濁度環境下における計測を行い、安定的な計測が可能であることを確認している。次にシステム系統の一例を図-2に示す。同システムは太陽電池、補助として12Vバッテリー、充電コントローラ、リレー制御盤、デジタル用ロガー部、自記記録計、測深機部で構成される。自記記録計及び測深機は合計3台を1つの自記紙に記録できる多素子タイプのものを一部に採用した。またリレー制御盤を用いることで電力消費を抑えることができる。具体的には、観測は10分に1度、10秒間行われる。残りの9分50秒は電源を落として待機状態となる。1回の観測では音響測深機から50個の記

録が自記紙に描画される。このときロガーには5個のデータが保存される。上記のデータ記録間隔は維持管理の頻度、記録紙及びロガーの容量を鑑み決定した。また維持管理時には、センサー設置状態の確認、リング法の値の取得及び再設定、ロガー一部の記録・動作確認等を行った。また送受波器の下側にスタッフをあて、送受波器と河床との距離を計測した。

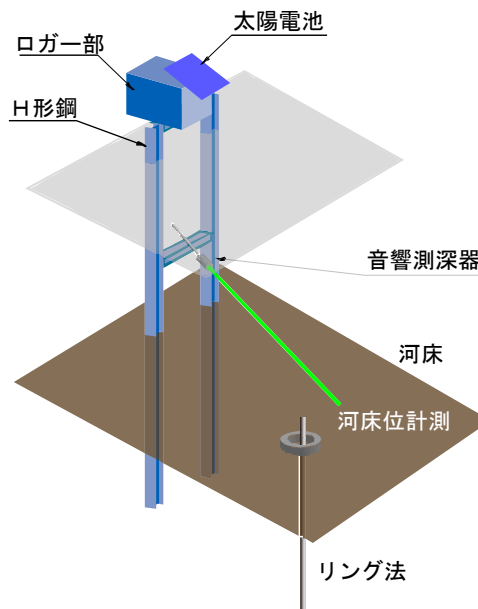


図-1 河床高自動計測システムの概念図

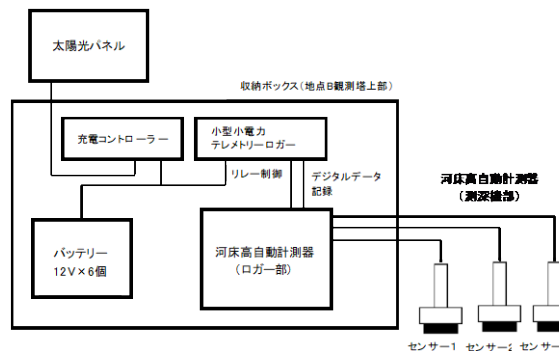


図-2 システム系統図

なお自記紙を用いたアナログ値とロガーを用いたデジタル値の両者を記録することでデータ整理の際、より正しい結果を判定することが期待される。またリング法の特徴に関しては参考文献²⁾を参照されたい。

2. 1. 2 設置位置

音響測深機は2つの水位流量観測地点にそれぞれ3つのセンサーを設置した。今後は観測地点A、Bに設置したそれぞれのセンサー番号として観測地点（observ.）A1～3、B1～3と表記する。設置位置は

澱筋の中心や砂州の上部など河床変動が起きやすい箇所、近辺に設置型流速計があれば同じ領域を照射することを鑑み配置した。

そのため音響測深機は aDcp 観測を実行するための橋の上流側約 30 m に位置している。音響測深機の仰角及び初期設置高に関しては表-1 を参照されたい。この表が示す H 形鋼に関して、水没は低水路に、非水没は高水敷に設定していることを示す。またセンサーに関して、水没は平水時でも常時計測をしていること、非水没は平水時には計測していないことを示す。これらの設置高は観測地点における洪水の頻度とそのときの水位を鑑み決定した。

2. 1. 3 観測概要

観測地点 A は河床勾配が約 1/950、河道幅が約 800m、セグメント 2-1 である。また同様に観測地点 B は河床勾配が 1/200 程度、川幅約 250m、セグメント 1-H の河道特性を持つ。また観測地点 B は総合土砂管理等で議論の対象になる河川で、土砂供給量の比較的多い河川である。

観測地点 A では合計 23 ヶ月間観測を実行した。その間、A1 が水没する水位に到達した出水が一回、A3 が水没する水位に到達した出水は数回程度であった。また観測地点 B においては合計 20 ヶ月間観測を実行した。その間、B1 及び B2 が水没する水位に到達した出水が十数回あった。

全期間ではないが、同時に aDcp による観測を行った。観測地点 B においては洪水中の水面振動が激しいことが想定された。aDcp 観測を遂行するにあたりそれに耐えうると考えられる橋上操作艇³⁾を使用した。さらに早い河床面移動速度が想定されたため VTG 情報を取得できる RTK-GPS を併用している。これらの使用方法に関しては参考文献⁴⁾を参照されたい。また同観測は常に橋の下流側を計測するが、測線は下流から 10m 付近を目指している。しかしながら橋上操作艇の操作が難しくなる場合は、下流から 0~20m 程度まで動くことがあり、測線を一定にすることはほぼ不可能に近い。これもまた急流河川で計測することのむずかしさである。最後に観測時に使用した aDcp のコマンドを表-2 に示す。

2. 1. 4 観測結果

1) リング法を用いた比較

図-3 は音響測深機とリング法の比較を示す。両軸はリング法及び音響測深機から得られた最大洗掘深である。それぞれのデータはリング法が計測されている結果のみをプロットしているため、点数はあま

り多くはない。リング法は河床高自動計測システムの定期的な維持管理と同時に行われているが、その間に複数の出水があった場合計測値が不明瞭になる

表-1 音響測深機の仰角及び初期設置高

	A1	A2	A3	B1	B2	B3
仰角, °	33.9	34.4	43.0	54.0	50.4	52.8
設置高, m	1.21	2.8	1.6	1.4	2.1	1.25
H形鋼	非水没	水没	非水没	水没	水没	非水没
センサー	非水没	水没	非水没	非水没	非水没	非水没

表-2 aDcp 設定コマンド

入力コマンド	コマンド内容
BM5	ボトムトラックは通常観測モード
BP3	ボトムピングのピング数は3
WP3	ウォータピングのピング数は3
WB0	ブロードバンドモード
WF25	ブランク距離25cm
WM12	ハイスピードモード
WN40	鉛直方向測定層数
WS25	層厚25cm
WO5,0	WM12の詳細設定
WV205	Ambiguity速度が205cm/s
BX150	最大探地深度15m

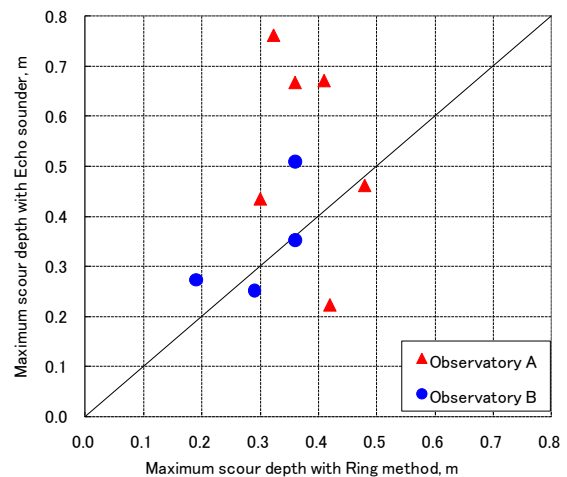


図-3 リング法と音響測深機の比較

こと、維持管理に入ったとしても水位が高く確認できない場合など、リング法の正当な結果を得ることはそれほど簡単でない。それにしても両者は一対一の関係にあるとは言いがたいが、良い比例関係にあることは理解できる。図-3 から得られた音響測深機による最大洗掘深は 0.8 m 程度であるが、実際にはそれ以上の洗掘深も観測されている。これ以降の章では音響測深機から得られた時系列の計測結果の一例を

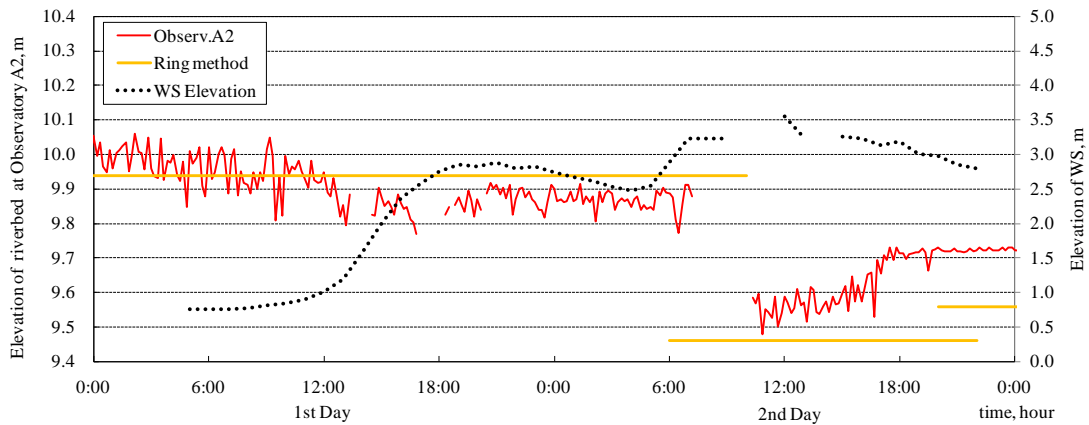


図-4 河床高 (observ. A2), 水位の時間変化とリング法の比較 (ただしリング法の時系列値は無効)

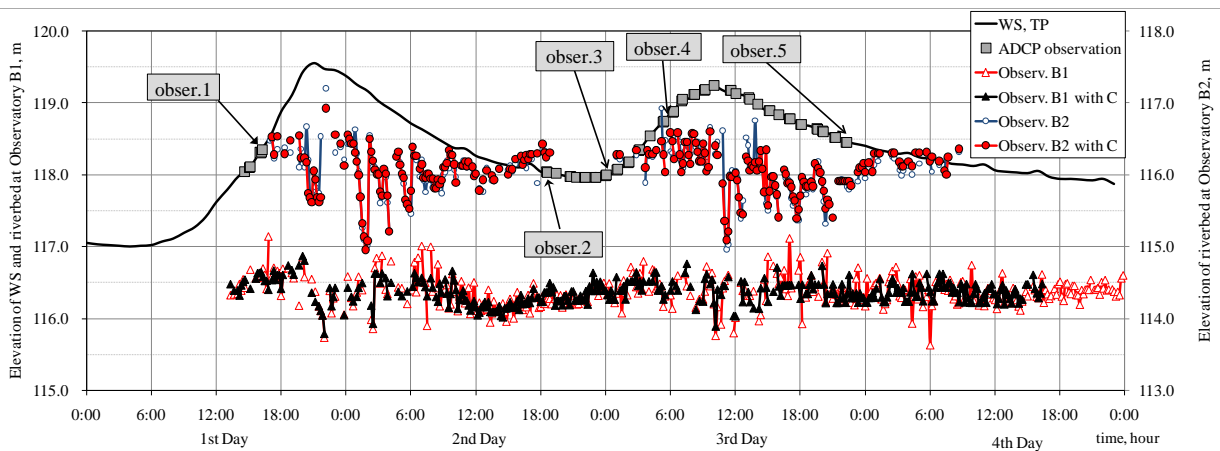


図-5 河床高 (observ. B1, B2), 水位の時間変化とそのときの aDcp 観測の時刻

示す。

2) 河床高自動観測の時系列結果

図-4 は observ. A2 で計測した河床高自動計測の観測結果とそのときの水位変化及びリング法の結果の一例であり、左縦軸を河床高、右縦軸は水位を示す。この図が示す 1 日目 6 時頃の水位はこの時期の低水時と比較すると 0.3m 程度高い。その後 12 時前から水位が徐々に上昇を始め、18 時頃には 2m 程度の水位上昇となる。これとほぼ同時に河床高は下がり始め平均で 0.15m 程度下がる。その後、2 日目 6 時頃になると急激に水位が上昇することになるが、この間、落雷の影響から水位データの欠損とその後も不連続な観測地が見られる。同時に音響測深機もデータ欠損となるが記録では最大で 9.5 m まで下がる。その後水位が上昇すると共に河床高も戻り、0.2 m の埋め戻しの結果、9.7 m 程度まで戻った。そのときのリング法の最大洗掘深は 0.48 m、0.1 m の埋め戻しが確認されている。ここで興味深いのは水位が高いときに河床変化が観測されるのではなく、水位変化が大きいときに河床変化が大きくなることである。

またこのときの河床高は 5 cm 程度の振動をするが、この程度の振動は河床変化がない場合でも起きる。図ではリング法についても時系列データとして表示されているが、実際にはこのような記録はなく、単純に最大洗掘深と埋め戻し厚だけが得られた値である。なおこのときの流量は 4,000 m³/s 程度である。

図-5 は観測地点 B で計測した河床高自動計測の観測値とそのときの水位変化の一例である。左縦軸は水位と observ. B1 の河床高の計測結果 (△)、右縦軸は observ. B2 の計測結果 (○) である。またそれぞれの河床高に関して自記紙から目視で読み出した値 (B1; ▲、B2; ●) も同様に示す。またこのときの aDcp による横断観測が実行された時刻を水位データとともに ■ として表示した。図が示すように一日目 6 時頃から水位が上昇を始め最大で通常よりも 2.5m 程度高い値を観測し、24 時間程度かけて下がった。その後 3 日目 0 時頃から上昇し、前日同様の水位を記録した。このときの流量は、最初のピーク時で約 1,000 m³/s、次のピーク時で約 800 m³/s 程度であった。この間、observ. B1 及び B2 の音響測深機は観測を開

始するが、途中水位が下がると B2 は計測しなくなる。その後水位が上昇すると計測を始めている。また B1 (▲、△) 及び B2 (●、○) の結果が示すように自記紙から得たアナログ値とロガー内のデジタル値を比較してみると、デジタル値がかなり大きく振動していることに対して、アナログ値は比較的振動幅が少ない。このような傾向は特に B1 に頻繁にみられる。これはデジタル値が散発的にデータを記録することに対して、アナログ値は連続的に記録結果があり、それを目視で傾向全体としてトレースするため、計測結果に対してより信頼性が高い。B2 では後述のような大きな河床変動がみられるが、アナログ値も同様に大きく変動している。このことから両者を見ても、一つの値だけが極大又は極小値を持つときは少し注意が必要だが、複数の時系列値が同じような値をとるとき、その値通り河床高が変動していると理解することができる。以後、音響測深機が計測した河床高に関してはアナログ値 (▲及び●； observ. B# with C) を用いて議論を進める。

B1 は水位が上昇するにつれて計測を開始する。その後水位のピークまで堆積傾向が続き水位のピークを過ぎると河床高は 1 m のオーダーで低下し、その後 1 m 程度の範囲内で大きく振動する。その後徐々に水位が下がり掃流力が落ちると、河床高の振動幅も同様に小さくなる。その後 2 日目の 12 時頃から 12 時間程度の時間をかけ、振動はあまり大きくはないが、40~50 cm 程度の埋め戻し後、ほぼ初期河床に戻ることが確認できる。さらに次の洪水波が来ると同様に河床高の振動幅が大きくなり、掃流力の減少とともに河床高の変動幅が小さくなり、初期河床高に戻る。次に B2 が計測した結果に着目する。水位と河床変動の関係は B1 とほぼ同様の傾向が見られる。B2 の結果は B1 と比較すると振動幅が大きく最大でも 1.5 m に及ぶことが特徴的である。B1 及び B2 に共通するのは洪水波のピーク時に最低河床高を示すのではなく、水位が徐々に下がり始めたころ (例えば B2 の 2 日目の 1 時前頃) に河床高が最低になることが明確に確認できる。

この節では観測地点 A 及び B におけるそれぞれの河床変動を説明した。これらは以下のように比較できる。図-4 は既往の知見を説明している。すなわち出水中に河床高が下がり、その後埋め戻しにより河

床高が戻る。最深河床高は洪水中のピーク付近にあると思われる。このとき戻った河床高は必ずしも初期河床と一致するわけではない。一方、図-5 から同様の知見は認められるが、河床波の波形はもう少し複雑となり、洪水中であっても河床高の上昇と下降が両方とも混在することが確認された。洪水規模や河道特性が違うために単純に両者の違いを説明することはできないが、明瞭な違いが確認された。

3) aDcp 横断観測結果を用いた比較

図-6 は aDcp で観測した河床高の横断分布、平水時に計測された横断測量の結果 (observation before flooding) を示す。ただしこの測量結果は必ずしも aDcp 観測を行った洪水時に計測されたものではないため、この結果と aDcp の結果を比較することにはあまり意味はない。このとき aDcp の計測番号 (obser. #) は図-5 の計測番号 (obser. #) に対応する。さらに河床高計測の横断方向の位置を observ. B1 及び B2 として表示している。observ. B1、2 の位置はこの測線から 40 m 程度上流側に位置している。また幅 7.2 m 程度の橋脚がこの断面内に 2 本存在し、その位置を P1 及び P2 として示す。この流量観測地点の河道幅は約 250 m であり、この図の右側 (120~250 m) は高水敷となる。またこの図の縦軸は標高値であるが、図-5 と共通の座標を使用している。横断観測時の水位は図-5 の水位及びそれに対応する観測番号を参照されたい。また図が示すように P1 の背後には砂州があり、P2 の背後には深掘れが存在する。紙面の都合上示さないが、この両者の河床高は aDcp の計測断面が上下流に動くと同様に 0.5 m 程度の変化がみられる。この変化は空間的な変動である可能性が高いため、ここではこれ以上の議論はしない。これ以降は、時間的な河床高の変動に着目するため、横軸で言うところの 25~50 m、65~90 m の範囲に限り着目することとする。

■(obser. 1)は図-5 が示す洪水の第一波が通過する前の河床高である。その後 aDcp 観測は●(obser. 2)である 24 時間後まで計測されなかった。■と比較すると●の左岸側は 0.5~1 m 程度高く、右岸側にはそれほど大きな変化はなかった。またその後 obser. 2~3 の間に数回の観測結果 (一) が示されているが、この間には大きな河床変動は存在しない。ここで再度図-5 を見直すと、同様の傾向がみられる。

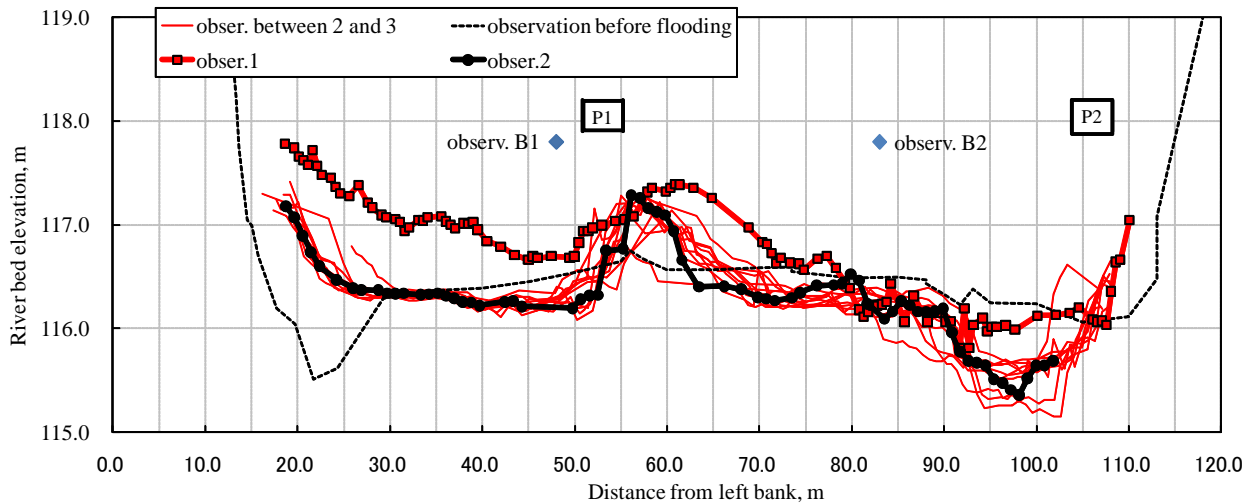


図-6 aDcp で観測した河床高の横断分布

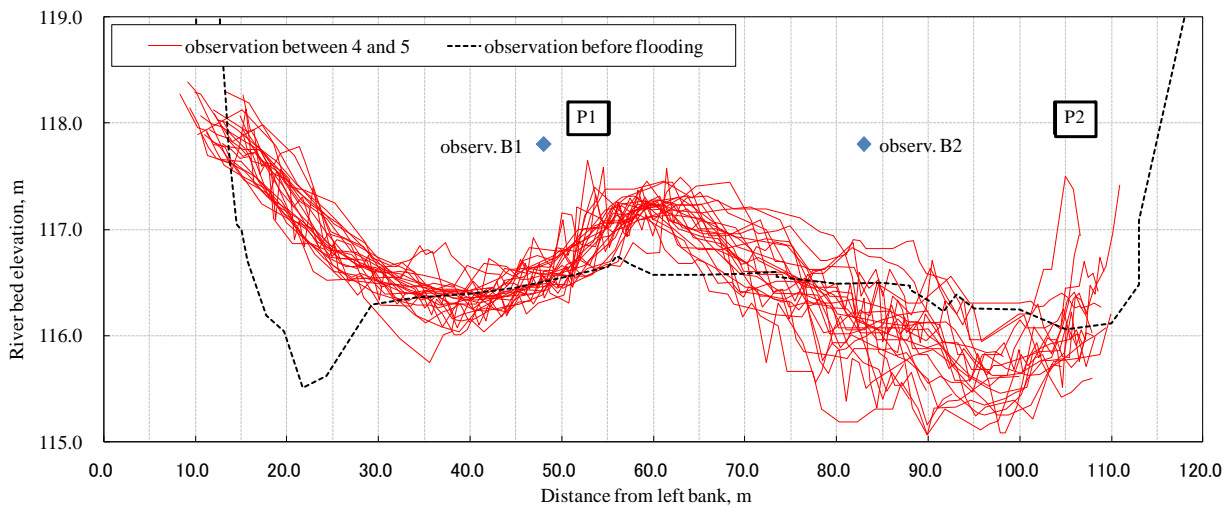


図-7 aDcp で観測した河床高の横断分布

図-7 は図-6 と同じ形式の図である。aDcp による観測は obser. 4～5 の間の 17 回程度実施され、その計測結果を図に示す。ただしこの間の水面変動は激しく計測条件が必ずしも良いとは言えない。そのためなのか、そもその河床形状がそうなのか、局所的な凸凹や河床高が若干ギザギザしているように見えるが何れにしても他に比較できないため判断がつかない。そのような制約があるなかで言えることは、左岸側の河床変動の幅が 0.5 m 程度あること、右岸側の河床変動幅は 1～1.5 m であることである。図-5 が示すように、このような傾向は上流側の音響測深機でも同様に計測されている。aDcp の観測地点と音響測深機の計測地点は縦断方向に 40 m 程度離れているため詳細に両者を比較することはあまり意味がない。しかしながら、音響測深機が示した大まかな傾向は aDcp が計測した結果でも説明できることが理解できた。

2. 2 二周波の音響測深機による観測

上記までは単周波の音響測深機による計測結果について述べてきたが、ここでは、二周波の音響測深機による計測結果について示す。一般的に音響測深機は周波数が低くなるほど濁度に強い傾向がある。そのため、本検討では、二周波それぞれの計測結果を用いて洪水時の層流砂層表面と理論河床を検出し、その差から河床変動可能層厚を推定する。

2. 2. 1 観測方法

使用した音響測深機は Teledyne Odom 社製 CVM (以下、CVM) で 200kHz と 33kHz の二種類の周波数を有しており、それぞれの周波数における水深を同時に計測することが可能である。真値の観測のために用いた音響測深機は千本電機社製の PDR-1300 で、周波数は 200kHz のみである。CVM は橋上操作艇の中心に艀装され、PDR-1300 は操作艇の船尾に CVM と同じ喫水深さになるように艀装されている。

観測地点は千代田実験水路であり、後述する河床波の観測よりも上流側で行われている。千代田実験水路の詳細については次章を参照されたい。

2. 2. 2 観測結果

図-8 に観測結果を示す。CVM1 (200 kHz) は PRD1300 (200 kHz) とほぼ同じ時系列変化を示している。また、参考値として aDcp(600kHz)による計測結果を示しており、これら2つの音響測深機による観測結果よりも浅い値が示されているが、その差は平均して 0.08m 程度であるため、ほとんど同じ水深を計測している。aDcp による観測は CVM 等を艀装した橋上操作艇の約 1.8m 左岸側で行われている。後述するように、この観測において小規模河床波が発生しており、河床高が縦断方向に周期的に変化し、横断方向には一様に分布しているため、aDcp による計測結果は同じ河床波を計測していると考えられる。一方、CVM2 (33kHz) はこれら3つの計測値よりも大きな値を示している。これは、流動層表面よりも深い位置を計測していると考えられ、潜在的な最深河床高と言える。

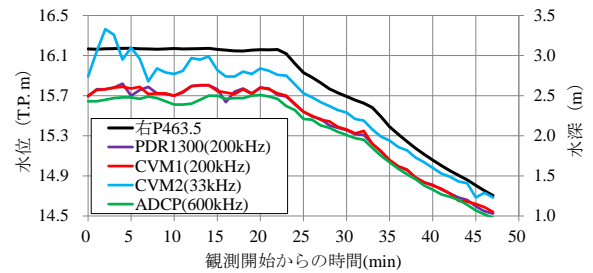


図-8 二周波の音響測深機の計測結果の比較

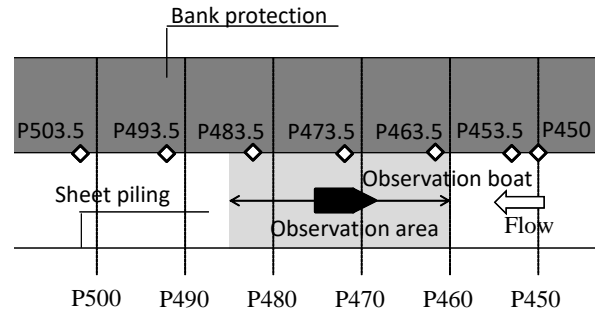


図-9 実験水路の概況

3. 非接触型流速計（電波流速計）における流速補正係数評価手法の改良

3. 1 実験水路及び実験条件

本検討では北海道開発局帯広開発建設部が実施している十勝川千代田放水路における水路実験の一部を使用している。図-9 にその概要を示す。流れは右から左であり、左岸側は鋼矢板、右岸側はコンクリートブロックで 1:2 の勾配を持つ斜面となる。実験水路の本来の全幅は 30 m であるが、実験水量の制約から河道を鋼矢板で区切り、水面幅 16 m の実験区画で実施した。なお移動床は低水路部の 8 m であり、水深は最大で 4 m を確保することが可能である。図の P#### は最上部からの距離を m 単位で示す。また◇の位置には合計 7 個の簡易水位計を設置し、水面勾配の観測を実施している。またこのときの河床材料は d50 が 16mm、均等係数 (d60/d10) は 8 である。

観測機器は、マルチビームソナーと aDcp を組み合わせたもので、流況と平面的な河床高分布の同時計測を行うシステムである。観測機器の詳細については参考文献 5) を参照されたい。この観測システムを図-9 中に“Observation area”で示す範囲において上下流に動かし、小規模河床波の観測を行った。

本実験施設は上流端に稼動堰を設け、その開度により流量を調整している。本観測では通水開始から

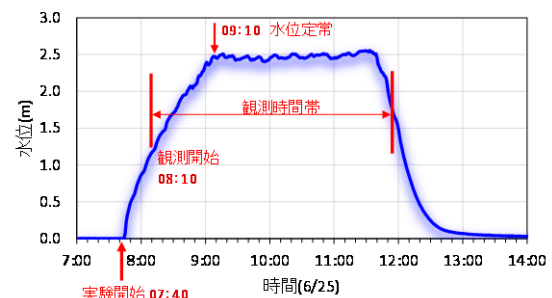


図-10 水位ハイドログラフ(計測位置 : P473.5)

1 時間 30 分でピーク水位に到達し、その後 2 時間半程度定期的に通水し、同様に一時間半程度の時間をかけて通水を停止させている。このときのピーク水位は 2.5 m、ピーク流量は 100 m³/s であった。図-9 に示す P473.5 で計測した水位ハイドログラフと観測時間帯を図-10 に示す。水位が 1.2m を越えた辺りから観測を開始し、図-9 に示す縦断方向 25m の範囲内において、側岸から重機のアームを伸ばして舟艇を係留し、重機を移動させることによって上下流方向に観測を行った。縦断片道 1 回あたりの観測は 2 ~ 3 分程度を要し、往復合わせて合計 63 回実施した。当該システムの計測限界はボートの耐用流速に依存するため具体的な性能は未検証であるが、流速 4.0 m/s 程度が限界と推定される。

3. 2 観測結果

3. 2. 1 鉛直流速分布、平面河床高分布

図-11に10:25分頃実施した観測結果の一例を示す。上図が aDcp で得られた縦断流速分布(縦断図)、下図がマルチビームにより得られた河床形状(平面図)であり、高さは実験開始時を起点とした標高で示した。流れは図の左から右向きであり、流速値は流下軸にそった成分を用いた。aDcp の河床形状はマルチビームの測深結果をあてはめている。aDcp、マルチビーム共に同じ形状の Dune が形成されていることがわかる。ここでは二波長程度の波が計測されており、波高が 0.6 m 程度、波長が 10 m 程度である。流速分布に関しては、上層付近で最大 3.6 m/s の流速が計測されている。また河床付近の流速を見ると、トラフ部分では流速が遅く、クレストの上部あたりは流速が早い傾向にあり、これは全ての観測結果に共通して見られた。

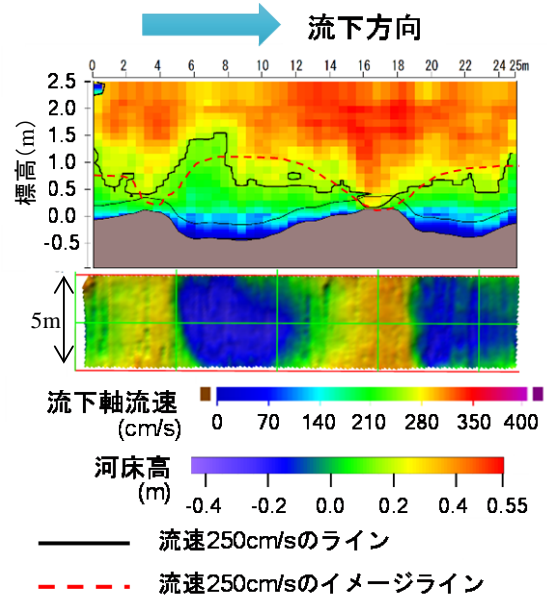


図-11 得られた観測結果の一例
(上図：aDcp 流速，下図：マルチビーム河床高)

3. 2. 2 一次元縦断水位・河床高分布

上記で得られた結果を用いて、図-12 に流速補正係数、河床面移動速度、RTK-GNSS より得られた水面高、河床高を示した。本項では、水位・河床高分布について示し、他の観測結果については次項意向で示す。

水面波高は 0.1m 程度で波長が 10m 程度であった。河床高と比較すると同じ波長で逆位相であることがわかる。これは Dune が水面波形と逆位相で出現するとされる既往の知見と整合する。

3. 2. 3 流速補正係数

流速補正係数は表面流速と鉛直方向の平均流速の比であり、aDcp による計測結果から計算している。なお、aDcp の第 1 観測層は水面下 27cm となるため、表面流速値は対数則で外挿補完を行った。

クレストの上 (X=14~16) 近傍では 0.9 から 1.1 程度の値となり、トラフの上 (X=5~7) 近傍では 0.75 から 0.8 程度、河床波の背 (X=9~14) 近傍では 0.80~0.90 の範囲において徐々に値が大きくなる。X>16 が示す隣の河床波上の流れや、他の実験ケースにおいても数値に若干の違いがあるものの、これらの結果は河床波上の流況から派生する流速補正係数の特性を体系的に説明しているものとする。このような傾向は、これまで解明されてきた開水路における河床波上の鉛直流速分布、例えば吉川⁹⁾が紹介したクレストとトラフそれぞれの特徴と一致することから、本観測結果は理論的にも整合の取れた結果であると著者らは考える。

3. 2. 4 河床面移動速度

河床面移動速度は aDcp のボトムトラックと

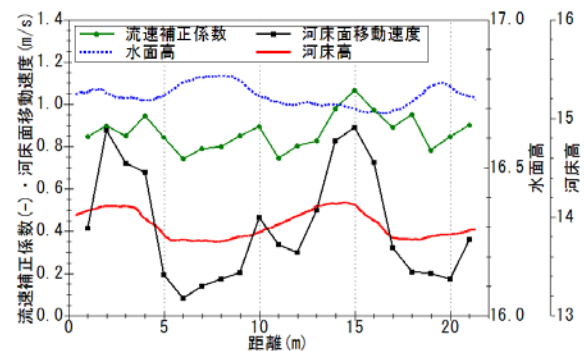


図-12 得られた観測結果の一例
(流速補正係数，河床面移動速度，水面高，河床高)

RTK-GNSS の差分から算出した。河床面移動速度に関しては、クレスト付近では値が大きく、最大で 0.9 m/s 程度となる。またトラフ近辺では最小で 0.1 cm/s 程度となる。このような傾向は萬矢ら⁷⁾の主張と整合する。

本報では紙面の都合上すべての結果を示すことができないが、観測された全ての結果において、ここで示したような水面高と河床高の逆位相関係、および河床面移動速度と河床波の縦断位置関係について、同様の結果が得られている。これらは実験水路などで得られた既往の知見と整合するが、実河川の中規模洪水クラスにおいて実証できたことは意義が大きい。

4. CCTV カメラ画像を活用した実用的な流量観測技術の開発・検証

4. 1 流速計測に適したカメラの選定に関する検討

4. 1. 1 高水流量観測に適した CCTV カメラの選定

九州地方整備局管内の直轄 20 水系には、河川の空間・施設監視を目的とした 513 基の CCTV カメラが設置されている。このうち、①流量観測所近傍にあり、②旋回・ズーム機能を具備する、の両条件を満足する機器を抽出したところ、高水流量観測に活用が可能な CCTV カメラとして、75 基が選定された。選定した CCTV カメラについて STIV による高水流量観測を図-13 に示す実施手順により観測・解析を行った。

4. 1. 2 CCTV カメラのプリセット

CCTV カメラは河川空間・施設監視を標準の目的とするため、画角も上記の目的に応じた形でプリセットされている(以下、標準プリセットと称する)。そのため、画像処理型流速測定法の撮影装置として CCTV カメラを用いるにあたっては、同手法に最適化された専用画角をプリセットする必要がある(以下、画像解析プリセットと称する)。画像解析プリセットは、本研究で採用する PTV や STIV の特性や観測対象洪水規模、実運用における簡便性などを考慮し、①流速観測精度の向上のため河道の横断方向を望む、②対岸の計測精度の向上のため俯角を極力大きくとる、③画像解析に必要な水面状況を出来る限り撮影でき、かつ、太陽光の直射等による白飛び・黒つぶれを防止するために空を画角に含まない、④計画規模を越える大出水でも計測できるように左右岸水面際までを画角に含む、⑤流量算出に必要な水位計測地点の基準断面あるいは第一見通断面・第二見通断面のいずれかを画角内に含む、といった点に留意して設定した(図-14)。画像解析プリセットの一例を図-15 に示す。

4. 1. 3 CCTV 動画の録画準備

既設 CCTV カメラは録画機能を有していない機器も多い。また、録画機能を有する場合でも、録画容量の制約から、1~2 週間程度で古いデータから上書きされることが多い。そのため、対象機器の録画機能について確認を行い、洪水後のデータ回収方法を事前に把握した。

4. 1. 4 標定点の設置と 3 次元測量

ピクセルと時間の情報しか持たない CCTV 撮影画像から流速 (m/s) を算出するためには、同画像中に 3 次元空間座標が既知の標定点が存在する必要がある。また、標定点は既往の研究事例など^{8)~10)}から、①少なくとも 6 点以上、②流速計測範囲の周辺に水

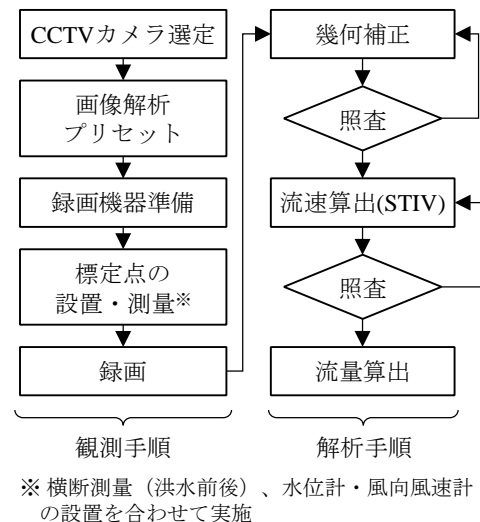


図-13 CCTV カメラと STIV による高水流量観測の実施手順

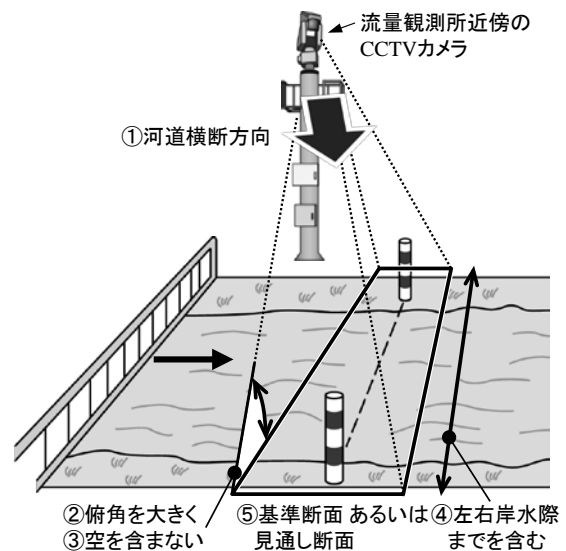


図-14 高水流量観測に適した CCTV カメラの配置および画像解析プリセットの模式図

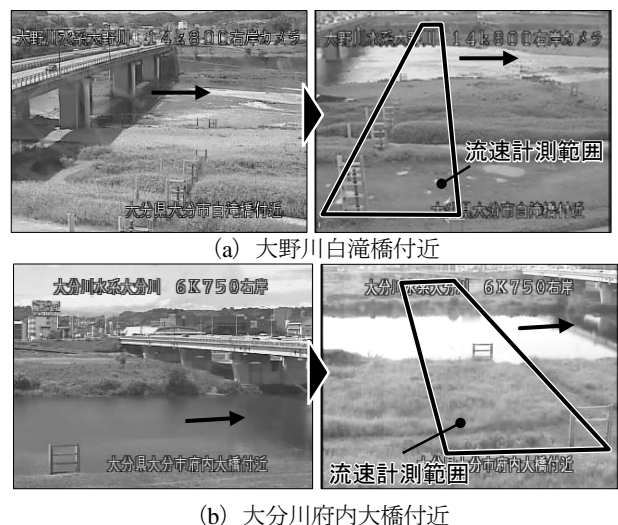


図-15 画像解析プリセットの事例(左:標準プリセット, 右:画像解析プリセット)

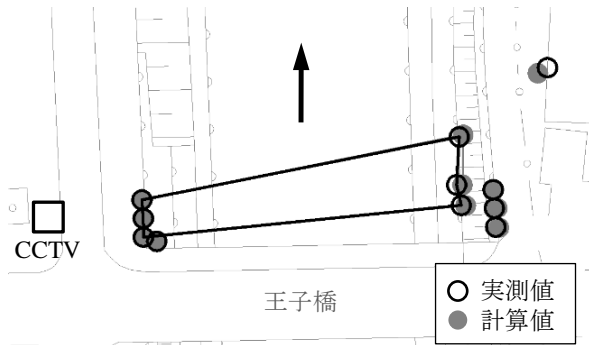


図-16 幾何補正精度のチェック（王子橋）

表-3 遠赤外線カメラによる流量観測システムの構成
(山国川水系山国川 柿坂観測所)

機器	仕様
遠赤外線カメラ	VGA, 焦点距離 16mm
スタビライザー	風によるブレ防止
エンコーダー	H.264, MPEG-4 への変換
画像録画装置	500GB, リムーバブルディスク
風向風速計	表面流速補正用
カプセル型水位計	STIV 計測断面水位の計測



図-17 遠赤外線カメラによる流量観測システム
(山国川水系山国川 柿坂観測所)

平・鉛直方向ともに満遍なく必要で、③既設構造物の活用、④確実に視認可能な色や大きさで配置し、測量を実施した。また、標定点と合わせて、CCTVカメラレンズの位置の測量も実施した。

4. 1. 5 幾何補正精度

幾何補正は画像処理型流速測定法に不可欠な手順のひとつであり、幾何補正精度が PTV や STIV による流速観測精度に与える影響は大きい。本研究では、幾何補正精度の検証として、標定点座標の計算誤差

を評価しており、その際には平面座標の実測値と座標変換値の差を算出した。図-16 に肝属川王子橋観測所における標定点の実測値・座標変換値の平面分布を示す。同図から、CCTV の対岸側で標定点の実測値と座標変換値にややズレが認められる結果となった。さらに、定量評価として、縦断・横断方向の標定点間距離の誤差、全体の画角に対する検証のため多角形の面積誤差も合わせ算出した。縦断・横断方向の誤差はそれぞれ 2.2%、1.9%、解析エリア周辺の面積の誤差は 3.7% と十分に小さかった。河道幅が大きい場合などは、対岸側での標定点の視認性が低く、画面上での標定点の位置設定に誤差が生じ、幾何補正に誤差が生じる場合がある。このため、幾何補正精度の管理を適切に行い、十分な精度が確保できない場合には、画面上での標定点位置を見直すといった調整を行う必要がある。

4. 1. 6 遠赤外線カメラを用いた高水流量観測の概要

CCTV カメラは、既存ストックの活用により低廉なシステム構築が可能な点で優れている一方で、光量が不足する夜間の撮影では、動画像による画像解析が困難である。そこで、夜間でも明瞭な撮影が可能な遠赤外線カメラによる流量観測システムを山国川柿坂観測所に設置し、平成 26 年 4 月より連続モニタリングを行っている。同観測システムは、表-3 に示す機器により構成されており、図-17 に示す様に現地に施工されている。遠赤外線カメラの画角は、第一見通～第二見通区間の全域を撮影域に設定することが困難であったため、第二見通断面での STIV 解析を想定した画角設定を行い、機器を固定した。さらに、STIV の解析対象である表面流速に作用する風の影響を考慮するため風向風速計を設置し、連続モニタリングを実施している。標定点の設置や画像処理による流速測定、流量算出の手順は CCTV カメラと同様である。

4. 2 CCTV カメラの適用にあたっての課題

4. 2. 1 CCTV カメラの画像解析プリセット

九州地方整備局管内の水位観測所近傍に設置されている CCTV カメラ 75 基の CCTV に対し、画像解析プリセットの設定を試みたところ、概ね 8 割については良好な画角設定が可能であった（図-18）。一方で、良好な画像解析プリセットが困難であった理由としては、①CCTV カメラが河川のごく近傍に位置し、横断方向では水面が捉えきれず、上下流方向に画角設定を行わなければならなかった場合や、②

CCTV カメラ前面の樹木・橋梁などにより適切な画角設定が困難な場合が見られた。

撮影方向を上下流方向とした場合には、図-19に示すように、標定点の設置が困難で、流速解析エリアが遠方で低俯角となるために、十分な流速算出精度を保持するために必要な検査線解像度を確保することが困難となる。

4. 2. 2 標定点設置について

幾何補正に必要な標定点設置にあたっては、現地環境や CCTV カメラの性能から、設置が困難、または、設置しても視認が困難となるケースがあった。前者は、山付きの河道や樹木繁茂で標定設置箇所にアプローチができない場合が多く、後者は堤間幅が広い河道で対岸までの距離が長く標定点の視認性が困難となった。

標定点の設置が困難な場合には、河道内の岩などを標定点として代用することが可能であり、その際には、類似物との取り違えに注意した。標定点の視認が困難な場合には、対象物の着色により視認性の向上が可能であった。また、両問題への解決策として、カメラの設置角度を計測することで、幾何補正に必要な標定点数を減じる手法¹¹⁾も提案されており、これらの組み合わせにより必要十分な標定点データを得ることが可能となる。

4. 3 浮子-PTV法の適用性の検討

4. 3. 1 観測結果

平成 25 年度の秋松橋水位流量観測所における画像解析法と浮子測法による高水流量観測は、H25/8/25 及び H25/8/30 の出水時に実施した。H25/8/25 は 5 回、H25/8/30 は 3 回の観測を実施しており、本研究では H25/8/30 の観測結果を示す。画像解析法による浮子流下速度は、第 1 から第 2 見通断面区間の流下区間長を浮子の流下時間で除することで算出し、その際、第 2 見通断面まで浮子を視認できなかった場合には浮子流下速度は欠測と見なした。流量算出は、従来からの浮子測法に準じ、浮子流下速度に更正係数を乗じることで水深平均流速を算出し、区分求積法により流量を算出した。

図-20に H25/8/30 の第 1 回目 (16:12) と第 3 回目 (23:31) における浮子測法と画像解析法 (浮子 PTV 法) による浮子流下速度横断分布図を示す。画像解析法により浮子流下速度を算出できた場合は、従来の浮子測法と画像解析法による浮子流下速度が良好に一致していることが分かる。図-21 に、浮子測法と浮子 PTV 法による測線毎の浮子流下速度の相関

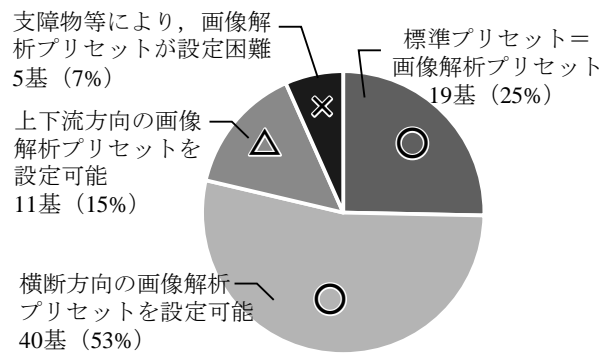


図-18 CCTV カメラの画像解析プリセット結果

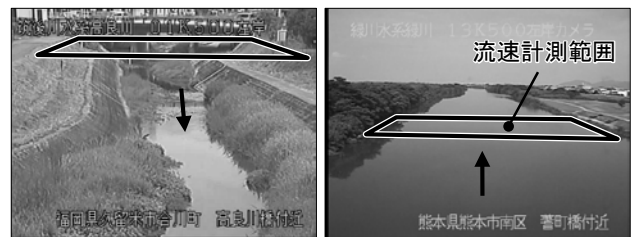


図-19 上下流方向の画像解析プリセットの一例

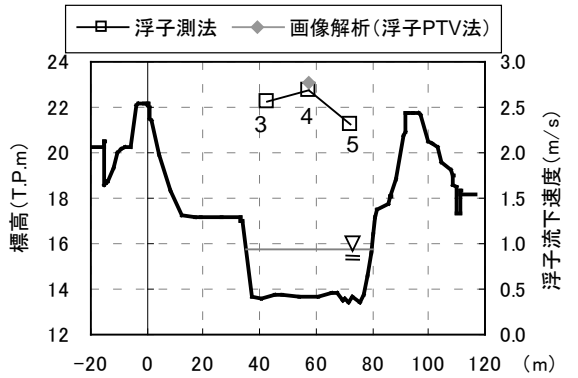
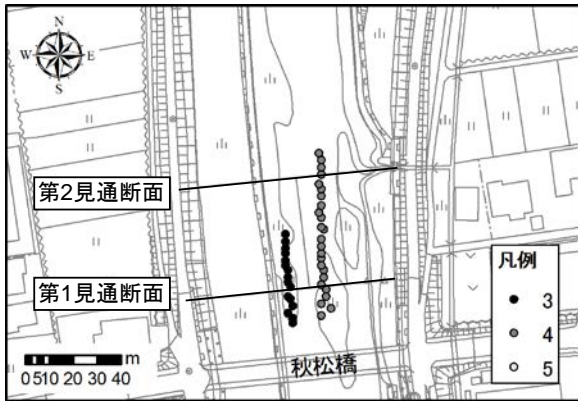
図を示す。これより、浮子 PTV 法と浮子測法でその誤差のほとんどは 5% 以内であることが分かる。

図-22 に H25/8/25 及び H25/8/30 での高水流量観測の浮子測法と画像解析 (浮子 PTV 法) による流量の相関図を示す。ここでは、3 つの測線全てについて見通し区間全体を視認できた 2 回の流量値のみを示している。これより、画像解析 (浮子 PTV 法) により全ての浮子流下速度を解析できた場合は、両者の流量が良好に一致しており、浮子測法に対する相対誤差は 1% 未満と極めて小さい。

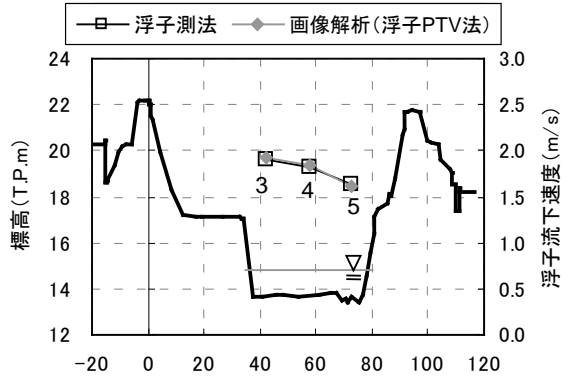
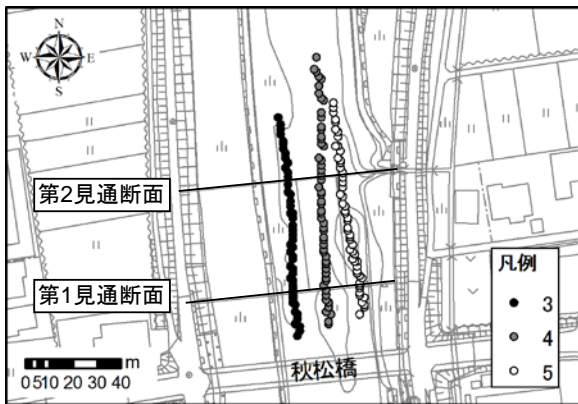
4. 3. 2 留意事項

浮子の流下状況をビデオカメラ画像上で視認できても、画像解析法により浮子流下速度を算出できない場合がある。浮子流下速度を算出できなかった理由として、①レンズに雨滴が付着することで生じた視認不能範囲を浮子が流下する場合があります。②旗の向きによっては撮影画像上の投影面積が小さく視認が困難、③河道中央部では視認が概ね容易であったが河岸近傍の影になっている範囲や植生の付近では視認が困難、が挙げられる。浮子流下状況を視認できないことへの対応策としては、第 1 見通断面近傍の浮子流下速度を算出し、第 1 見通断面での流量のみを算出することで画像解析法による流量算出が可能になるものと考えられる。

4. 4 STIV 法の適用性の検討



(a) 8/30 16:21



(b) 8/30 23:31

図-20 ビデオカメラ動画を用いた浮子 PTV 法例

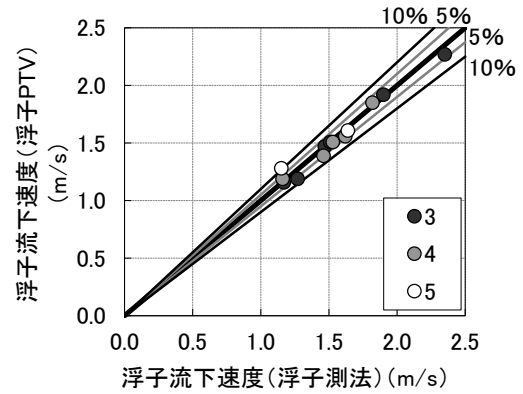


図-21 浮子測法と浮子 PTV 法の浮子流下速度比較図

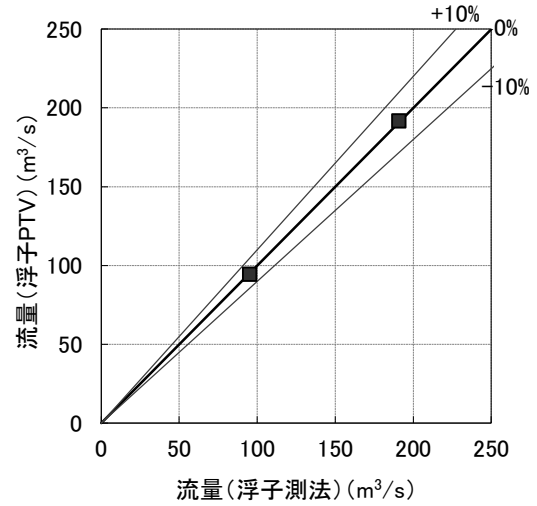
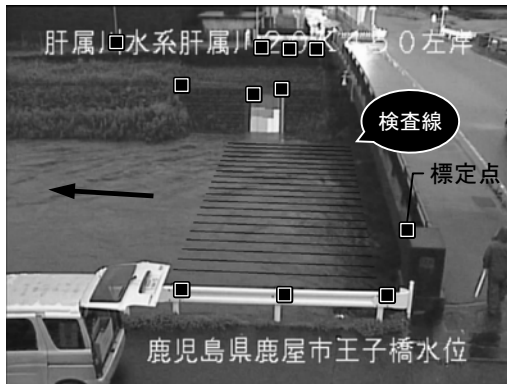


図-22 流量比較図

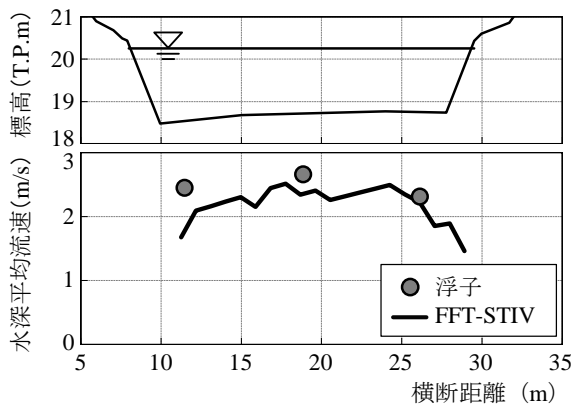
75 観測所のうち、今年度出水記録のあった 15 観測所映像を対象に STIV 解析を行った事例を以下に示す。解析に使用したソフトウェアは KU-STIV (株式会社ビーシステム製) であり、特別な記述がない限り、ノイズ除去および流速検出を自動的に行う FFT-STIV¹²⁾を用いた。ここで、STIV の流速観測精度の検証において、参照データとして浮子観測値を用いているが、STIV 解析エリアと浮子流下区間には空間的なズレがあり、また、双方とも更正係数を乗じることにより水深平均化処理を施していることに注意されたい。以下には、肝属川王子橋観測所 (平成 26 年 6 月 27 日)、大淀川岳下観測所 (同上)、山国川柿坂観測所 (平成 26 年 7 月 3 日) の結果を例示する。

- 1) 肝属川王子橋観測所 (CCTV、日中)

4. 4. 1 STIV 解析による流速解析結果



(a) 解析対象画像



(b) 流速横断分布

図-23 肝属川王子橋観測所 (6月27日 19:38)

はん濫注意水位程度の洪水における解析対象画像と STIV による流速解析結果を図-23 に示す。同図には、浮子測法の結果を合わせて示した。これより、本地点において、浮子と STIV の流速は概ね良好に一致している。

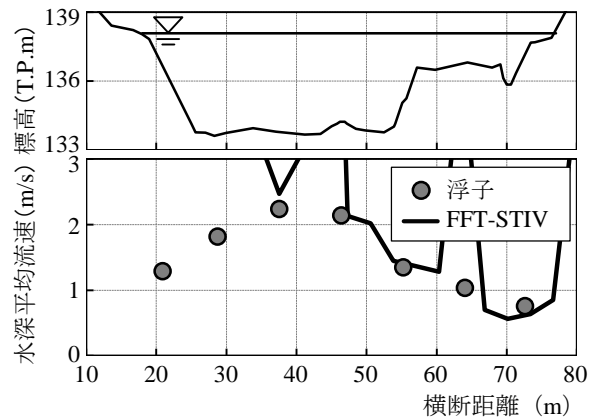
2) 大淀川岳下観測所 (CCTV、夜間)

はん濫注意水位程度の出水における解析対象画像と STIV による流速解析結果を図-24 に示す。ここでも、浮子観測結果を合わせて図示した。なお、出水のピークが夜間であったため、橋梁の街路灯を光源として解析を行った。流速横断分布は、CCTV カメラが設置されている右岸側では STIV 流速値は浮子測法と概ね一致するが、対岸側を中心に過大評価となる。STI を見ると、カメラ近傍側では明瞭な斜め模様が視認できるが、カメラ対岸側では視認困難であり、かつ、CCTV カメラの露出調整と推察される横方向の縞模様が卓越している。

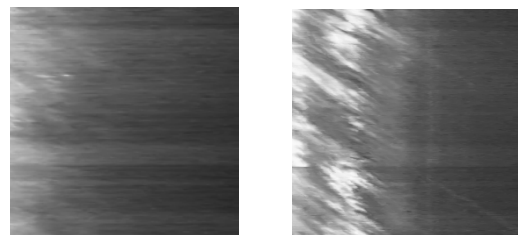
以上に示すように、夜間などの特異な環境下においては、ノイズ等によって、STIV 流速値に異常が含まれる可能性がある。このため、解析結果の照査として、元画像および STI の品質・状態チェックによ



(a) 解析対象画像



(b) 流速横断分布



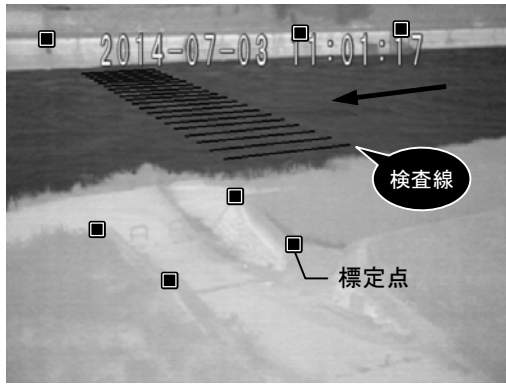
(c) STI (左から、y=25m、y=64m)

図-24 大淀川岳下観測所 (6月27日 20:41)

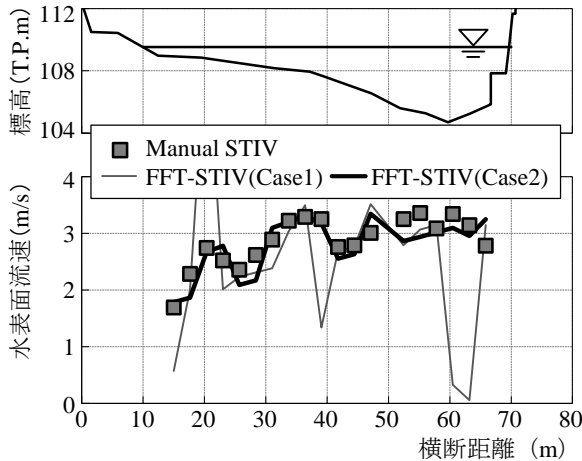
り、STIV 解析異常値を棄却する必要がある。また、必要に応じて手動解析 (Manual-STIV) を実施する。さらに、欠測データ数が多く、十分な精度で流量算出が困難な場合などは、DIEX 法りなどの流速内外挿手法を併用することで横断面全体の流速および流量を算出することが必要となる。

3) 山国川柿坂観測所 (遠赤外線カメラ)

水防団待機水位を超過し平成 26 年度最高水位を記録した 7 月 3 日洪水ピーク時における解析対象画像と STIV による流速解析結果を図-25 に示す。STIV 解析結果としては、Manual-STIV と FFT-STIV の結果を示しており、後者については、検査線長・検査時間を変化させて 2 ケース解析を行い、その結果の STI 画像を図-26 に示す。検査線長 10m、検査時間 60 秒とした Case1 では、流速分布に大きな乱れが認められた。一方で、検査線長 18m、検査時間 15 秒



(a) 解析対象画像



(b) 流速横断分布

図-25 山国川柿坂観測所 (7月3日 11:01)

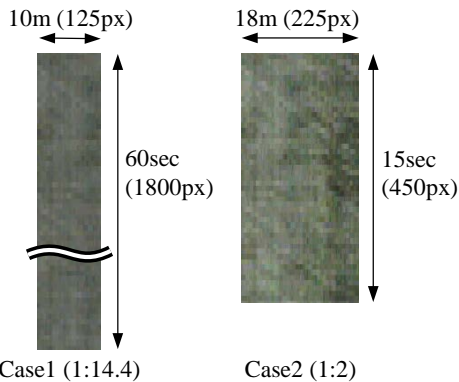


図-26 山国川柿坂観測所における STI の形状

とした Case2 では、FFT-STIV の解析結果は Manual-STIV と良好に一致した。Case1、2 では、STI の縦横比がそれぞれ 14.4、2.0 であり、極端に縦横比が大きい場合には自動解析が正常に行われなことが示唆された。なお、出水規模が小さかったため浮子観測は実施されておらず流速値の検証はできない。

4. 4. 2 浮子測法との流量比較

CCTV カメラと浮子による同時観測に成功した 4 観測所を対象に、STIV による流速計測値から流量を

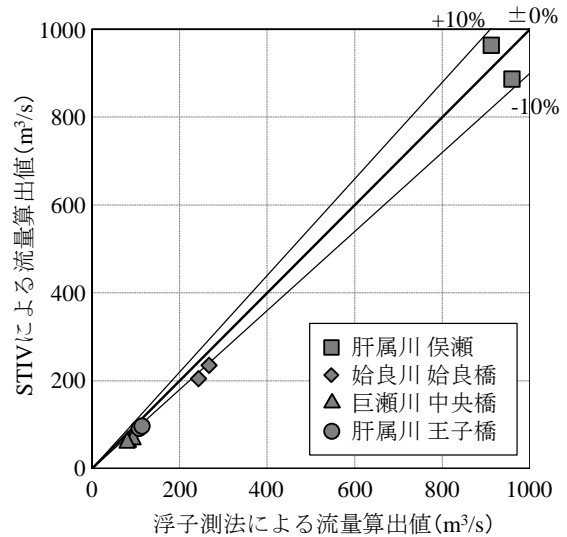


図-27 STIV と浮子測法の流量比較

区分求積で算出した結果を図-27 に示す。浮子測法と STIV による流量算出値は概ね一致している。流量規模が $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度では、数 m^3/s の流量誤差が比較的大きな相対誤差として現れる。浮子測法の流量値は、浮子流下軌跡や更正係数による誤差が含まれるため、参考値として評価されたい。

5. 設置型流量観測技術の総合的な技術活用ガイドライン (案) の提案

本ガイドラインは「流量観測の高度化マニュアル (高水流量観測編)」として 2013 年 10 月よりオンライン上に公開されており、2016 年 6 月までに 2 度修正を行っている¹³⁾。初版の内容とその後の修正内容は次の通りである。

5. 1 ver1.0 (H25.10 発行)

初版では、aDcp、固定設置型流速計 (H-aDcp、固定式電波式流速計、画像解析)、可搬型電波式流速計に関する概要や計測値を用いた流量算定の手法を示した。

5. 2 ver1.1 (H27.8 発行)

ver1.0 から大きな加筆は無いが、頂いたご意見や、現場での実装事例を参考にしながら、表現の修正を行った。

5. 3 ver1.2 (H28.6 発行)

画像解析に関する章を新たに追加した。この章は、九州地方整備局・北陸地方整備局の業務によって作成されたガイドラインに基づくものである。

流量観測の高度化マニュアル

(高水流量観測編)

Ver1.2

国立研究開発法人土木研究所

水工研究グループ 水文チーム

図-28 「流量観測の高度化マニュアル（高水流量観測編）ver1.2」の表紙

参考文献

- 1) 二瓶泰雄、木水啓：新しいデータ同化手法に基づく河川流速・流量推定法の提案、土木学会論文集、No.803、II-73、pp.155-160、2005年
- 2) 植木真生、福島雅紀、末次忠司：河道内への砂礫の敷設供給が下流河川の河床状態に与える影響、河川技術論文集、第12巻、pp.415-420、2006年
- 3) 萬矢敦啓、岡田将治、橘田隆史、菅野裕也、深見和彦：高速流におけるaDcp観測のための橋上操作艇に関する提案、土木学会河川技術論文集、第16巻、pp.59-64、2010年6月
- 4) 萬矢敦啓、菅野裕也、深見和彦：河川実務者の観点から見たaDcpによる流量観測技術開発の論点、河川流量観測の新時代、pp.46-55、2010年
- 5) 橘田隆史、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）、Vol. 73、No. 4、I_535-I_540、2017年3月
- 6) 吉川秀夫：流砂の水理学、丸善株式会社、pp.66、1985.
- 7) 萬矢敦啓、岡田将治、江島敬三、菅野裕也、深見和彦：aDcpを用いた摩擦速度と掃流砂量の算定手法、水工学論文集、第54巻、pp.1093-1098、2010年
- 8) 藤田一郎、河村三郎：ビデオ画像解析による河川表面流計測の試み、水工学論文集、第38巻、pp.733-738、1994年
- 9) Fujita, I., Watanabe, H. and Tsubaki, R. : Development of a nonintrusive and efficient flow monitoring technique: The space time image velocimetry (STIV), International Journal of River Basin Management, Vol.5, No.2, pp.105-114, 2007.
- 10) 藤田一郎、安藤敬済、堤志帆、岡部健士：STIVによる劣悪な撮影条件での河川洪水流計測、水工学論文集、Vol.53、pp.1003~1008、2009年
- 11) 島本重寿、藤田一郎、萬矢敦啓、柏田仁、浜口憲一郎、山崎裕介：画像処理型流速測定法を用いた流量観測技術の実用化に向けた検討、河川技術論文集、Vol.20、pp.37-42、2014年6月
- 12) 秋田紘征、藤田一郎：河川流画像計測に傾斜計を導入した実用的な幾何補正とSTIVの計測精度の評価、土木学会論文集B1（水工学）Vol.71、No.4、pp.I_847-I_852、2015年3月
- 13) 国立研究開発法人土木研究所水工研究グループ水文チーム：流量観測の高度化マニュアル（高水流量観測編）ver1.2、2016年6月
(https://www.pwri.go.jp/team/hydro_eng/manual.htm)
- 14) A. Yorozuya, K. Fukami : “Study about Velocity Index in Actual River during Flooding”, 3rd Int. Symp. on Shallow Flows, Iowa City, USA, June 4-6, 2012.
- 15) 梅田真吾、柏田仁、島本重寿、宮谷綾子、浜口憲一郎、山崎裕介、萬矢敦啓：CCTVカメラと遠赤外線カメラを用いた画像処理型流速測定法の実用化、河川技術論文集、第21巻、pp.99-104、2015年6月

A STUDY ABOUT WATER DISCHARGE MEASUREMENT SYSTEM WITH FIXED TYPE DEVICES INCLUDING RIVER BED EVOLUTION

Research Period : FY2012-2016

Research Team : Hydraulic Engineering
Research Group

(Hydrologic Engineering Research)

Author : FUETA Toshiharu

YOROZUYA Atsuhiko

KOSEKI Hiroshi

Abstract : Regarding to flood flow observations in Japanese rivers, our research group have focused on developing a water discharge measurement system applying new technologies. Main focus of this study is developing the automatic measurement system. For this purposes, the authors developed the method to measure the river bed elevation change during flood. Also the authors study about the method to estimate the velocity index with meso-scale bed form. Additionally, the authors clarified the technical subject regarding to implementation of techniques about video image velocimetry. Finally, authors edited the manual how to use the developed technologies. (94 words)

Key words : river bed fluctuation, sand waves, discharge measurement, water surface velocity, velocity index