

国土舘大学審査学位論文

「固定設置型流速計を用いた自動流量観測システムの構築」

本永 良樹

国土館大学審査学位論文

固定設置型流速計を用いた  
自動流量観測システムの構築

平成 26 年 3 月

指導教員 山坂昌成

本永 良樹

## 目次

第1章	序論	1
1.1	はじめに	1
1.2	流量データに関して	3
1.3	流量観測の高度化	10
1.4	本論文の構成	14
第2章	水面勾配の効果を取り入れた流量算出手法の改善（HK曲線を用いた手法の提案）	18
2.1	水位から流量を換算する手法の現状について	18
2.2	HK曲線法についての検討内容	22
2.3	実測データによるHK曲線法の検証	30
2.4	水面勾配測定法について	33
2.5	第2章のまとめ	39
第3章	代表流速の測定について	41
3.1	固定設置型流速計について	41
3.2	観測データへの影響因子に関する検討	43
3.3	観測データからの風の影響の除去について	45
3.4	第3章のまとめ	57
第4章	流速補正係数の設定	62
4.1	流速補正係数について	62
4.2	流速補正係数のリアルタイム設定手法	66
4.3	流速補正係数の変動特性とリアルタイム設定手法の精度検証	73
4.4	河床変動と流れの内部構造の関係	82
4.5	第4章のまとめ	92
第5章	河床高のモニタリングについて	94
5.1	河床高モニタリングシステムについて	94
5.2	河床高モニタリングによる代表河床高測定についての検証方法	96
5.3	河床高モニタリングによる代表河床高測定についての検証結果	100
5.4	音響測深機による河床高自動モニタリングシステム例	103
5.5	第5章のまとめ	106
第6章	観測ランクに応じた流量計測の精度について	108

6.1	流量観測のランク分け .....	108
6.2	観測ランクの内容について .....	109
6.3	異なるランクによる観測の精度検証 .....	112
6.4	第6章のまとめ .....	114
第7章	結論 .....	115
謝辞	.....	117

## 第1章 序論

### 1.1. はじめに<sup>1),2),3),4)</sup>

我が国は細長い列島の中央部を急峻な脊梁山脈が縦断しているため、河川は急勾配である。またアジア・モンスーン地域に位置し、梅雨期や台風期に降雨が集中する特徴がある。そのため、洪水時に短時間に水が流下し、そのピーク流量が平常時に比べ極端に大きくなる。また中央構造線等多くの構造線に代表される地殻変動の影響を受けて脆弱な地盤が広く分布しているため、降雨・地形特性とあいまって土砂災害が発生しやすい。このように、我が国は洪水や土砂災害が非常に起こりやすい。

一方で、我が国の人口・資産は極めて高密度に集中していることが特徴である。国土面積の約10%に過ぎない沖積平野の想定氾濫区域内に人口の約50%、資産の約75%が集中している。このため一度洪水による氾濫が生じた場合、国の中枢に甚大な被害を与える。

図 1-1は我が国における明治初期以降、平成19年（2007年）に至る毎年の死者・行方不明者・被害額の推移である。この図より、日本列島が水害により毎年、相当数の死者と被害額を出していることがわかる。大型台風などが集中した年には特に被害が多く発生している。カスリーン台風（1947年）、伊勢湾台風（1959年）などが特に有名であろう。このように多発する水害による被災状況に対応するため、明治以降、近代国家を目指す過程から現在に至るまで治水は河川管理のとくに重要な項目であり続けた。

我が国においては河川法に基づき、国が直接管理する一級水系については、長期的な目標を定める河川整備基本方針と、それに沿って中期的な具体的な整備の内容を示す河川整備計画とからなる河川計画が定められる。河川計画においては治水・利水・環境のそれぞれの観点から、洪水防御計画、河川の適切な利用及び流水の正常な機能の維持、河川環境の整備と保全に関する事項が検討される。先述したように自然的条件、社会的条件の厳しい我が国の河川において、洪水防御計画に関する事項は特に重要であると本論文の著者は考える。洪水防御計画は、河川

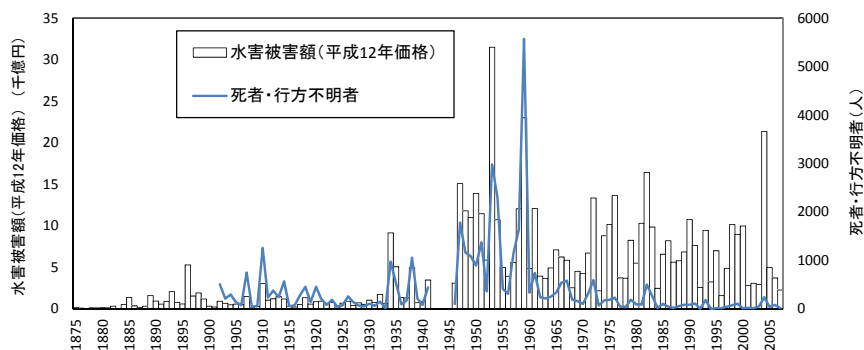


図 1-1 明治以降の水害被害額（平成12年価格）および死者・行方不明者数の推移<sup>5)</sup>

の洪水による災害を防止または軽減するため、計画基準点において計画の基本となるハイドログラフ（基本高水）を設定し、この基本高水に対してこの計画の目的とする洪水防御効果が確保されるように策定するものである。河川整備基本方針においては、計画基準点における基本高水のピーク流量とその河道及び洪水調節施設への配分、ならびに主要地点での計画高水流量を定め、河川整備計画においては、段階的に効果を発揮するよう目標年次を定め、一定規模の洪水の氾濫を防止し、必要に応じてそれを超える洪水に対する被害を軽減する計画とする。

我が国の洪水防御計画においては河川の重要度に応じて定められた計画規模に対して計画高水流量を求め、それを水系内でどのように分配するかを決定し、その分配に応じて堤防等河川構造物を建設する。この計画高水流量を求めるに際しては、それまでに蓄積した降雨、水位そして流量などの水文データが重要になる。これらの水文データの近代的な観測は明治初期には始められていた。（より古い例としては、水位については享保13年（1728年）中津藩で中津城北門鉄砲場において山国川の水位を測ったという記録がある。）水文観測の現在の体系の始まりは昭和12年（1937年）より当時の通信・内務・農林3省が合同で実施した河水統制事業調査である。これは昭和25年（1950年）から建設省による水理調査にひきつがれ、同省での水文観測体制の確立がはかられた。現在では河川法に規定された目的を達成するため水文観測の実施が必要とされ、それらの主な手続き事項が昭和41年（1966年）に「水文観測業務規程」<sup>6)</sup>の形で事務次官通達として制定された。これは平成8年（1996年）、平成14年（2002年）に観測技術の進歩や社会状況の変化を背景として改定がなされ、現在に至っている。観測を実際に行うための技術的な事項については、水文観測に用いる観測機器やその設置方法、観測方法、観測回数等について統一的な基準が「河川砂防技術基準（案）同解説 調査編」<sup>7)</sup>に示されている。同基準は昭和33年（1958年）に制定され、度々の改定を経ながら現在に至っている。最新の改定は平成24年（2012年）である。具体的な観測実施方法の細部にわたる手引書として昭和37年（1962年）には「水文観測」<sup>8)</sup>の初版が出版された。技術の進歩を取り入れながら改定がなされ現在に至っている。最新の改定は平成14年（2002年）である。このようにして我が国の水文観測は確立されてきた。現在では国土交通省管轄の水文観測所は雨量観測所2,886ヶ所、水位・流量観測所2,746ヶ所が設置され、水文観測を継続して実施している。

これまでに蓄積された貴重な水文データを基にして洪水防御計画は策定されているが、同計画において決められた河川構造物等の建設には多大な時間を要することが多く、その間にも都市化の進展、あるいは近年であれば地球温暖化などの影響により河川の流出特性などは変化することが想定され、これらの影響は逐次洪水防御計画にフィードバックされなければならない。これは治水のみでなく、利水、環境面からの河川管理についても同様のことが言える。そのため水文観測に関して、今後も技術の進歩を積極的に取り入れながら継続して実施し、データの蓄積を続けていくことが重要である。

## 1.2. 流量データに関して

洪水防御計画は先述した通り流域の都市化の進展や気候変動などの自然条件の変化に対応して、随時変更を加える柔軟性が要求される。そのため降雨、水位そして流量などの水文データは、洪水防御計画策定後も継続して観測し続けることが重要である。近年では集中豪雨に起因する急な出水への対応の必要性もあり、常時連続したモニタリングと必要に応じた情報の発信が求められている。

水文データのうち、降雨、水位に関しては直接測るものである。降雨に関しては降雨時に受水口のある容器内に一定時間にどの程度水がたまるかを測ればよいし、水位に関しては量水標を水面に差し込んで水面に位置する目盛を読めばよい。観測機器としては降雨量に関しては転倒柵式雨量計などの自記雨量計、水位に関してはフロート式、圧力式などの自記水位計があり、これらを設置することで無人かつ連続して計測することが可能である。

しかしながら流量データについては、実河川における連続・無人での観測というのは困難である。また流量に関しては使用目的に応じたデータの種類があり、その区別を明確にしておかないと以後の議論が混乱する懸念がある。以下、流量データの種類を説明し、その中で本論文において議論の対象とする流量データを明確にする。

### (1) 流量データの種類<sup>1),2),8),9)</sup>

上述したように、同じ「流量」とは言っても、使用目的に応じた種類が流量データにはある。はじめに観測により求める流量データがある。流量の観測方法については後程詳細に説明するが、従来一般的に用いられている手法では連続して観測データを得ることは困難であった。そのため次の段階として、それらの観測結果を基に作成されるHQ曲線により水位から換算して連続的に求められる流量データがある。水位は自記水位計により連続して測定できるので、この流量データは連続して算出することが可能である。この2種類の流量データを区別するための言葉は特に定められてはいないようだが、本論文においては前者を「観測流量」、後者を「HQ流量」と呼んで区別することとしたい。

HQ曲線式は毎年一年間定められた回数の流量観測を実施した上で作成されるので、当該年の河川流量をリアルタイムで算出することはできない。リアルタイムで河川の流量を知るためには、通常は前年作成したHQ曲線式を用いて速報値としてHQ流量を算出する。その後、必要回数の観測を実施しデータが揃ってから当該年のHQ曲線式を作成した上で一年間の毎正時の水位データから改めて毎正時のHQ流量を算出し、データ品質照査を得た後に確定値として公表している。データの公表は国土交通省のHP上における『水文・水質データベース』<sup>10)</sup>にてなされる。また毎年の日流量（自記水位計の場合は毎正時の水位より流量を求め1日の平均をとったもの）が流量年表<sup>11)</sup>として刊行される。（昭和13年、当時の内務省土木局から第一回の流量年表が発行された。現在は国土交通省河川局により編集され、社団法人日本河川協会から発行されている。

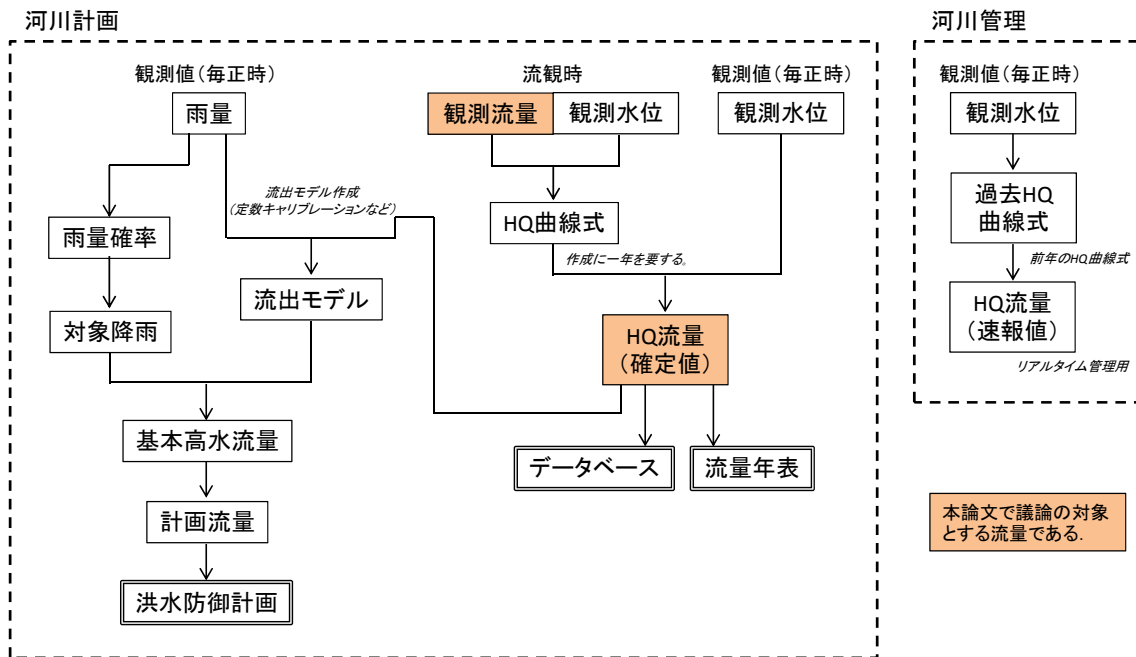


図 1-2 各種流量データの結びつき (参考文献9) 中の図を基に、一部を修正)

同協会のHPによると本論文執筆時点では平成22年度版が最新版である。)

観測流量，HQ流量について説明したが，洪水防御計画の策定に当たってはこれらの流量データが直接使用されるわけではない。洪水防御計画においては発生頻度のまれな，例えば100年に1回，あるいは200年に1回の確率で生起すると予想される洪水流量が対象となる。既往の流量資料の統計処理によって当該流量を求めることもできるが，流量データが不足することが多いため，実際には雨量データの統計処理によって得られる100年に1回，あるいは200年に1回の生起確率の降雨量（対象降雨という。）を求め，それを流量モデルに入れて当該生起確率の流量データを求めている。この手法で求められた流量データが「基本高水流量」である。基本高水流量の計算には，ダム，遊水地等の洪水調節施設は存在しないものとする。洪水防御計画においては，基本高水流量を合理的に河道，ダム等に配分して，主要地点の河道，ダムの計画の基本となる高水流量を決定する。これを「計画高水流量」という。この時利用される流出モデルの作成（例えば諸係数のキャリブレーションなど）にはHQ流量が用いられる。

このように流量と言っても複数の種類のデータがある。そのため流量について議論する際には，どの段階のデータについて議論しているのかを明確にしておく必要がある。

図 1-2は各種流量データの結びつきをまとめたものである。参考文献9)中の図面について，一部を修正した。図中，色で示したデータが本論文で議論の対象とするデータである。HQ流量（確定値）については第2章において現状の手法の課題を示し，その改善について検討する。観測流量については第3章～第6章において検討する。主に高水時における観測流量について，連続して観測するためのシステムの構築について議論する。



(2) 流量の観測方法<sup>4), 5)</sup>

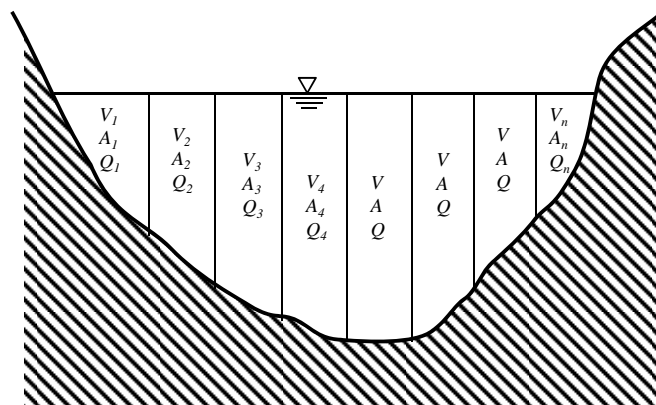
上述の通り，本論文で議論の対象とする流量データのの一つは観測流量である．流量の観測手法として，大別して次の2種類の方法がある．

1. 流速を測定し，これと水位観測から求めた断面積とから（流速）×（断面積）の計算を行って流量を求める方法．
2. 堰の越流水位を求め越流公式から流量を求める方法．

この中で1.の方法が一般的である．同手法を用いるにあたっては，最初に流量を測定したい断面を河床形状や植生の繁茂状況などに応じて区分わけし，区分断面ごとに平均流速 $V_i$ ，断面積 $A_i$ を求め， $Q_i=A_i \times V_i$ から各区分断面の通過流量を求める．これを横断方向に積分して断面通過流量 $Q$ とする．式で示すと以下のようなになる．

$$Q = \sum_i^n (A_i \times V_i) \quad (1)$$

ここに， $Q$ ：断面通過流量， $A_i$ ：各区分断面の断面積， $V_i$ ：各区分断面の断面平均流速， $i$ ：区分断面番号， $n$ ：区分断面総数，である．



$$\begin{aligned} Q &= Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n \\ &= A_1 \times V_1 + A_2 \times V_2 + A_3 \times V_3 + \dots + A_n \times V_n \end{aligned}$$

図 1-3 流量算出のイメージ図

図 1-3は(1)式のイメージ図である．図中の記号は(1)式に対応している．我が国における河川流量観測は洪水流量観測（高水流量観測）と低水流量観測に分けられる．（以降，それぞれを高水流観，低水流観と呼ぶ場合もある．）流速 $V$ を求めるにあたり，高水流観では浮子測法が，低水流観では可搬式流速計がそれぞれ用いられる．これは，我が国は降水量が多く，流域が急峻で急流河川が多いので，低水と高水では河川の流量に格段の差があり，同じ方法や機器では対応しがたいからである．

以下，低水流観，高水流観について，それぞれ説明をする．

## a) 低水流量観測

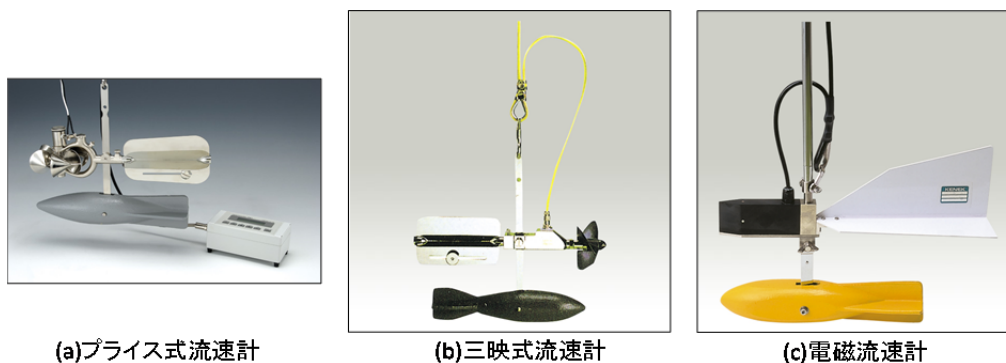
我が国の低水流量観測ではプライス式流速計などの可搬式流速計を用いる。（図 1-4参照）

低水流量観測に関しては測定断面において水面幅に応じた数の流速測線を設定することから始める。原則として測線は等間隔で設定する。また流速測線上および隣り合う流速測線の中央に水深測線を設ける。

観測する際には、測定断面の両岸にワイヤーを張りそれに沿ってボートで移動しながら各測線位置における水深、流速測定を実施する。水深、流速共に小さい地点においては直接徒歩で移動しながら測定を行うこともある。現地に適切な橋がある場合には、その橋上からロープ、ワイヤーあるいはロッド等により可搬式流速計を下ろして流速を測る場合もある。

横断方向へ移動しながら、各流速測線において鉛直方向に水深の2割、8割の位置を測点として可搬式流速計を用いて流速を測定する。これら2地点における流速の平均を当該測線上における平均流速とする。（水深が浅くこれによれない時は、水面より水深の6割の位置に選定する。この場合、同点の流速を平均流速とする。）また水深測線においてロッドなどを用いて水深を測定する。

隣り合う2つの水深測線間は台形として面積を求める。1つの流速測線の受け持つ断面積は、これと隣り合う両側の流速測線とのそれぞれの中央までとする。これにより各区分断面における流量を算出し、(1)式を用いて断面全体の流量を求める。



(a)プライス式流速計

(b)三映式流速計

(c)電磁流速計

図 1-4 可搬式流速計  
(株式会社ランドアートHPより)



図 1-5 低水流量観測の風景（橋上からの観測）



図 1-6 低水流量観測の風景（ボートによる観測）



図 1-7 低水流量観測の風景（徒歩観測）

#### b) 高水流量観測

高水流量観測に関しては浮子測法を実施する。海外においては高水流観においても可搬式流速計を使用する例もあるようである<sup>12)</sup>。しかしながら我が国の河川においては、高水時は流速が速く流況が激しくなることが多い。また流木などのゴミが大量に流れてくるため安全面からも可搬式流速計の使用は難しく、浮子測法を用いている。

高水流量観測では、河道断面を河床高等に応じて区分分割するところから始める。各々の区分断面の中央を流速測線とし、その線上における浮子流下速度から当該する区分断面内の平均流速を求める。浮子は棒浮子を用いることが基本である。浮子の吃水長さは水深に応じて定められている。断面において予め浮子表（当該断面に設定した各区分断面における任意の水深に対応した吃水長をまとめた表）を用意しておき、観測時の量水標の読み値から浮子の種類が選定される。投下した浮子は流速測線上を流れるものと仮定している。浮子流下区間は助走区間と計測区間に分けられる。助走区間は浮子投下地点から第一見通断面まで区間であり、この区間内で浮子と流水をなじませ、浮子が吃水を保持できるようにする。この区間長は30m以上取ることとされている。計測区間は第一見通断面から第二見通断面までの区間であり、浮子の流下時間を計測する区間である。原則として50m以上取ることとされている。著者の経験上、現状は50～100mが多いようである。



図 1-8 浮子投下時の風景

(写真提供：株式会社 福田水文センター)

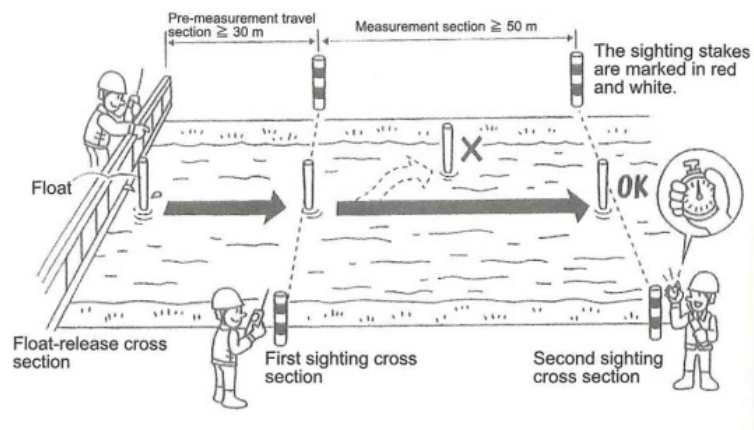


図 1-9 浮子測法のイメージ図<sup>13)</sup>

浮子の流下速度に乗じて各区分断面の平均流速に換算するための更正係数は、浮子の吃水長に応じて定められている。

断面平均流速に乗じる断面積について、出水中にその変動を測定することは困難である。そのため、出水の前後に横断面測量を実施し、水位と断面積の関係を調査し、その関係を基に水位に応じて断面積を求める。このとき出水前後においてそれぞれ横断面測量を実施し、河積の大きい方を採用している。

高水流量観測は、出水中毎正時観測することが原則である。また水位の上昇時からピーク水位時、減水時と出水中の全期間にわたって観測を実施することが望ましいとされる。

### c) HQ曲線による流量算出

低水流量観測、高水流量観測ともに複数の作業員が必要となるため、降雨や水位と違って連続して観測し続けることは難しい。そのため連続して流量を把握する場合には、通常は各観測地点において水位 $H$ と流量 $Q$ の関係式を予め求めておき、自記水位計により連続観測している水位をこの関係式に代入して水位 $H$ を流量 $Q$ に換算する方法が取られる。水位 $H$ と流量 $Q$ の関係式を決定するために、毎年定められた回数水位・流量観測を実施する。流量観測の回数については、国土交通省「河川砂防技術基準 同解説 調査編<sup>7)</sup>」によれば低水流量観測に関しては年36回以上、高水流量観測に関しては中規模の洪水も含めてできるだけ数多く観測する、と定められている。著者の経験では低水流観は月3回の実施、高水流観は年3出水に関して実施している例が多いようである。これらの観測により得られた水位、流量データから最小二乗法を用いて水位流量関係式を求める。この関係式をHQ曲線と呼んでいる。

### (3) 現状における課題

流量データに関する現状の課題を述べる。

観測流量に関しては、浮子測法による高水時のデータが問題になることが多い。

- ①浮子測法では、投下した浮子が測線上を直線的に流れることを前提としているが、実際には流心に引き寄せられるなどして真っ直ぐには流れないことがある。また高水敷では渦などの影響により途中で浮子が滞留したりすることもある。このような場合、浮子投下をやり直すことが原則であるが、実際には限度がある。
- ②浮子の更正係数は、実験水路での観測結果や水深方向の流速分布に対する数々の仮定に基づく理論的考察などから求められた式により定められている。実河川での流速鉛直分布について検証する技術がなかった時代に定められた数字が今も使用されている<sup>14)</sup>。
- ③出水中の河床変動がどの程度考慮されているのか明確でない。先述した通り、出水の前後で横断面測量を実施して河積の大きい方を採用することで河床変動に対しある程度考慮しているが、それで実際の河床変動の影響を十分に反映しているか不明である。

- ④ 上述した課題は浮子測法の技術的な側面におけるものである。その他にも観測地点が遠方のため観測態勢が間に合わず、出水の立ち上がり時の観測が間に合わない、場合によってはピーク流量を取り逃がすなどのヒューマン・エラーもある。
- ⑤ 流量観測業務の発注内容に高水流量観測の回数が指定されているため、なるべく規模の大きい出水を観測しようとする結果、中規模出水に対する流観がほとんど実施されていない。

HQ流量に関しては次に示すような課題がある。

出水時の立ち上がりからピーク時を経て減水時に至るまで流量観測を行えたとする。その場合、水位上昇時と減水時では水位と流量の関係が異なり、グラフで横軸を流量、縦軸を水位として観測結果をプロットすると、水位と流量の関係が逆ループを描く場合があることが知られている。これに対して最小自乗法を用いて二次曲線のHQ式を求めめるため、この場合、HQ流量が実際の流量と異なる。(水位上昇時には実際の流量よりも少なく、水位減水時には実際の流量よりも多く算出される。ただし、ピーク流量は変わらない。)

また中規模出水については実際には観測されないことが多いため、低水と高水の間について観測データが存在しない状態でHQ曲線式が作成されている場合もある。

これらの課題については、従来の技術では対応ができなかったものもある。しかしながら先述した通り、今後都市化のさらなる進展や地球温暖化などにより水文観測データの重要性がさらに増すことが考えられる。そうなれば観測精度について、より高いレベルが求められることになるであろう。これまでに確立された手法に留まるのではなく、技術の進歩に応じて、上に挙げた課題を解決し流量観測の精度を向上させていく努力が求められる。

### 1.3. 流量観測の高度化

#### (1) 高度化の概要

上述したような現況の流量観測についての課題に対応するために、独立行政法人土木研究所水災害・リスクマネジメント国際センター (International Centre for Water Hazard and Risk Management, ICHARM) では流量観測の高度化を提案している<sup>15),16)</sup>。著者は本組織の一員としてこの高度化流量観測の構築に従事している。ここでは従来の流量観測手法と比較して、流量観測の精度向上を図るという意味で「高度化」と呼んでいる。具体的には従来の技術では測定することのできなかった出水中の河道内の流れの鉛直・横断分布や河床高分布を把握し流量を測定するシステムの構築を提案している<sup>16)</sup>。

ICHARMが提案している高度化された流量観測の概要イメージを次図に示す。

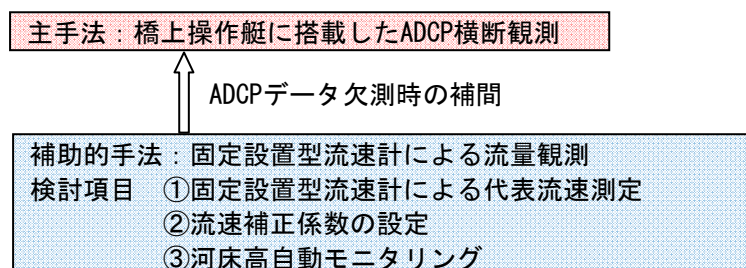


図 1-10 流量観測高度化の概要イメージ図

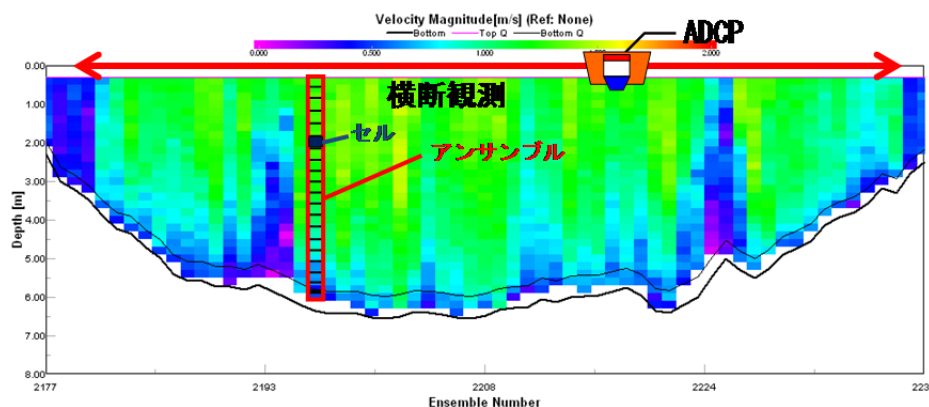
図 1-10に示したように、高度化した流量観測では橋上操作艇に搭載したADCPによる横断観測を主手法とし、ADCP横断観測の実施自体が困難な場合、あるいはADCPデータが多く欠測するような場合に備えて固定設置型流速計による流量観測を補助的に並行して実施するものである。高度化した流量観測においてはHQ曲線式を用いて水位を流量に換算する方法は考えず、連続して流量を測定し続けることになる。

この中で橋上操作艇に搭載したADCPによる横断観測についてはこれまでに多くの優れた研究がなされており、現時点で既に技術的に十分実用に資するレベルに達していると著者は考える。本研究においては高度化した流量観測においてADCPデータ欠測時の補間用に補助的に実施する固定設置型流速計による流量観測について、そのシステムの構築を目指すものである。

## (2) ADCP観測について

先述した通り、橋上操作艇に搭載したADCPによる横断観測については、これまでも多くの優れた研究がなされており、既に技術的に実用に資する段階に達している。ADCP観測に関しては、以下に機器の概要とこれまでの研究の流れについて簡単に説明するに止める。

ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) は米国のTeledyne RDI社の製品であり、超音波のドップラー効果を利用して河川内流速の鉛直・横断方向分布をプロファイル的に計測できる観測機器である。河川内において流れているプランクトンや微細土砂に向けて超音波を発射し、これらの散乱体からの反射波を捉えて流速を計測している。これによりADCPによる横断観測を実施すると、図 1-11に示すような河道断面内の面的な流速分布を得ることができる。河道断面内が複数のメッシュ（以下：セル）に分割され、各セル内の流速が色により表示されている。このとき、各セルの流速に各セルの面積を乗じることで各セルの流量を算出することができる。これを全セルについて合計したものが、ADCPにより計測された対象河道断面を通過する流量値である。さらに発射した超音波で河床高さもわかるため、河床断面形状も同時に測れる。この結果、断面内流況の変化に応じた精度の高い流量を測定することが可能となる。

図 1-11 ADCP横断観測イメージ<sup>16)</sup>

ADCPはもともと海洋における計測技術として開発された。橋上操作艇に搭載して河川における洪水流の観測に利用されるようになった歴史は比較的新しい。始めのうちは、出水時に安全かつ安定的にADCP観測を実施する技術に乏しかったこと、河床移動が生じる場合に正しく計測できないこと、などを理由として河川洪水観測にADCPが利用されることはなかった。しかしながら木下<sup>17)</sup>がラジコンボートを利用して洪水流量観測を実施して以降、多くの研究が実施されてきた。特に橋梁の上から作業員がロープを用いてADCPを搭載した橋上操作艇を操作する方法については、操作が比較的容易であること、安全性が高いこと、などの理由から重点的に研究が進められてきた。橋上操作艇に関しては、我が国に多く見られる急流河川のように流れが速く水面変動の激しい河川においてもボートの揺動が少なく安定してデータを取得できる形状に関して研究が進められてきた<sup>18)</sup>。またRTK-GPS、音響測深機、GPSコンパスなどの様々な周辺機器が開発<sup>16),19),20)</sup>され、ADCP橋上操作艇を用いて流量を測定する技術は我が国の河川において既に実用可能な段階にまで達したと認識されている。

上述したように既に様々な知見が積み重ねられているADCPによる観測であるが、万能とまでは言えず、観測が実施できない場合や、実施してもデータ欠測が多く生じる場合などがある。例えば山地急流河川においては中小規模の出水においても流速が速く水面振動が激しい場合があり、そのような場合には橋上操作艇自体が着水できない、あるいは（改良が施された橋上操作艇をもってしても）揺動が激しくデータが欠測する、などの事態が生じる。

また通常の河川でも大規模出水、あるいは出水のピーク付近においては、流速が速く水面振動が激しい場合の他に、流下物（流木、ゴミなど）が極端に多く流れてくることなどによりADCP観測自体が安全面の問題から実施できない場合もある。

これら以外にも観測態勢の遅れや観測機器の不具合等によるデータ欠測は常に考えられる。





図 1-12 ADCPおよび周辺機器を搭載した橋上操作艇



図 1-13 ADCP橋上操作艇による横断観測風景  
(写真提供：ハイドロシステム開発株式会社)

### (3) 固定設置型流速計による流量観測について

上述したようなADCP観測自体が実施できない場合、あるいはADCP観測を実施してもデータに欠測が多くなる場合を想定して、固定設置型流速計を用いた流量観測を補助的に実施し、ADCPデータに欠測が生じた場合には固定設置型流速計によるデータを用いて補完することを考える。

固定設置型流速計は無人で連続して河川の一部の流速（代表流速）を測定し続けることができる観測機器である。代表的な固定設置型流速計として、電波式流速計<sup>21)</sup>、画像解析手法<sup>22)</sup>などの非接触型流速計やH-ADCP<sup>23)</sup>、超音波式流速計<sup>24)</sup>などの接触型流速計がある。非接触型流速計は代表流速として河川表面流速を測定しており、接触型流速計は水中のセンサーが設置された高さにおける流速を測定している。この機器を用いて無人で流量を測定し続けるシステムを構築すれば、ADCPデータに欠測が生じる場合にもデータ補完が可能である。同システムはADCPによる観測とは違って流速の横断方向・鉛直方向分布形状や河床高の変動についてはそのままでは把握できない。そのためこれらの項目について別に設定する方法をシステム内に組み込む必要がある。例えば萬矢ら<sup>25)</sup>は、国内のX川Y観測所において、流速の横断方向分布につ

いては電波式流速計を橋梁に複数台取り付けすることで対応し、流速補正係数については河川表面流速に対して一般的に言われている0.85を使用し、河床高の変動についてADCP横断観測による結果を随時更新していく方法を採用した自動流量観測システムの構築を試み、その結果、電波式流速計の欠測値を適切に補完することができれば、ADCP横断観測による流量と固定設置型流速計を用いた流量観測システムによる流量との誤差が5%以内に収まったことを報告している。

流量観測の高度化において、固定設置型流速計による流量観測はADCP観測の補助的な手法としての位置付であるが、諸課題が解決できればADCP観測に代わる完全に無人化した流量の自動連続観測システムともなり得るものである。課題としては、①代表流速の測定、②流速補正係数の設定、③河床高のモニタリング、がある。本論文において固定設置型流速計による流量観測システムの構築について、上に挙げた課題に対して一つずつ取り組む形で以下に検討を進めていく。

#### 1.4. 本論文の構成

本論文の構成を示す。

第1章では我が国における流量観測の現状について説明し、その課題を述べた上で、それらの課題に対処するための流量観測の高度化について説明した。ここで流量観測の高度化のうち、本論文で検討する固定設置型流速計を用いた流量観測システムについて概要を説明し、同システム内において検討を要する項目を明確にした。

第2章では現在連続して流量を把握するために使用されているHQ曲線式を用いて水位から流量を換算する手法について、水面勾配の効果を取り込み、流量算出精度を向上する手法について検討する。流量観測の高度化については橋上操作艇に登載したADCPによる横断観測と固定設置型流速計による連続観測を併用することが原則となる。しかしながら、観測所の重要性や機器が高価であることなどを考えると、全ての観測所において完全な流量観測の高度化を一斉に実施することは現実的ではない。ここでは観測流量の精度自体はADCP観測などにより向上させるとした上で、固定設置型流速計による自動流量観測システムは採用せず、HQ曲線式を用いて水位から流量を換算する従来の手法を継続する場合における流量算出精度の向上について検討する。

第3章では代表流速の測定について検討する。機器の開発状況やこれまでの使用実績などから、著者は固定設置型流速計として電波式流速計が現時点では最も有力であると考え。この電波式流速計を使用する際の課題について説明し、その解決方法について現地における観測データを基にして検討する。

第4章では流速補正係数の設定について検討する。流速補正係数とは固定設置型流速計により測定した代表流速を断面平均流速に変換する係数である。本論文においては電波式流速計によ

り計測した河川表面流速に対する補正係数となる。ADCPにより測定した流速の鉛直方向分布を基にして流速補正係数を検討する。ここでは河床変動が生じている場合と生じていない場合について、どのように流速補正係数を設定すべきかについて検討する。

第5章では河床高変動のモニタリングについて検討する。音響測深機を用いた河床高自動モニタリングシステム自体はYorozuya et al.<sup>26)</sup>が既に構築しており、これを用いて富士川において河床波の通過と思われる河床変動を捉えた実績がある。同システムでは音響測深機によりある一地点における河床高の変動を把握する。固定設置型流速計による自動流量観測システムでは、各区分断面の平均的河床高を用いて区分断面積を求める。そのため音響測深機で計測する一地点の河床高が当該区分断面の平均的河床高となり得る地点があるか、検証が必要である。本章では河床高自動モニタリングシステムの概要について具体的に説明するとともに、一地点の河床高の把握から区分断面における平均的河床高を把握することの可能性について検証する。

第6章では固定設置型流速計による流量観測において、システムの設定レベルを変更した場合に、どの程度流量データに誤差が生じるかを検証する。観測所の重要度を考えると全ての観測所において一斉に完全な流量観測の高度化を実施することは現実的ではない。ADCP観測の補助的な位置付である固定設置型流速計による流量観測についても、観測所の重要度によってはシステムの設定レベルを下げることも考えられる。（例えば、流速補正係数は一定値とする、河床変動はモニタリングしない等）ADCPによる観測流量を“真値”とし、固定設置型流速計による観測流量との誤差が採用レベルの条件を変えることでどの程度変動するかを調べる。

第7章ではこれまでの章についてまとめ、流量観測高度化システムの構築に向けた提言を行う。

## 第1章の参考文献

- 1) 国土交通省河川局監修：国土交通省河川砂防技術基準 同解説 計画編，技法堂出版，pp.9-43, 2005.
- 2) 高橋裕：河川工学，東京大学出版会，pp.113-155, 1999.
- 3) 玉井信行：河川計画論，東京大学出版会，pp.3-34, 2004.
- 4) 福岡捷二：洪水の水理と河道の設計法，森北出版株式会社，pp.97-134, 2005.
- 5) 政府統計の総合窓口e-stat, <http://www.e-stat.go.jp/SG1/estat/eStatTopPortal.do>
- 6) 国土交通省河川局：水文観測業務規程関係集 平成17年10月改訂版，財団法人河川情報センター，2005.
- 7) 国土交通省河川局監修：国土交通省河川砂防技術基準 同解説 調査編，技法堂出版，pp.35-58, 1997.
- 8) 独立行政法人土木研究所編著：平成14年度版 水文観測，社団法人全日本建設技術協会，pp.94-157, 2002.
- 9) 木下武雄：流量観測の過去と未来，河川流量観測の新時代，第1巻，pp.13-18, 2010.
- 10) 国土交通省HP 水文・水質データベース <http://www1.river.go.jp/>
- 11) 例えば最新版として，国土交通省河川局編：平成22年流量年表（CD-ROM），日本河川協会，2013.
- 12) 中尾忠彦：河川流量観測の国際基準，河川流量観測の新時代，第3巻，pp.1-7, 2012.
- 13) International Centre for Water Hazard and Risk Management, Public Works Research Institute : Illustrated Guide to Hydrological Observation, 2006.
- 14) 江川太郎：河川工学入門，財団法人河川情報センター，pp.42-48, 1997.
- 15) 萬矢敦啓，本永良樹，深見和彦：無人自動流量観測システムの確立とその課題，河川流量観測の新時代，第3巻，pp.15-22, 2012.
- 16) 独立行政法人土木研究所 水災害・リスクマネジメント国際センター編著：流量観測の高度化マニュアル素案（高水流量観測編），Ver.1.0, 2013.  
[http://www.icharm.pwri.go.jp/ryukan/manual\\_1.0.pdf](http://www.icharm.pwri.go.jp/ryukan/manual_1.0.pdf)
- 17) 木下良作：河川下流部における洪水流量観測法に関する一提案，水文・水資源学会誌，Vol.11, No.5, pp.460-471, 1998.
- 18) 萬矢敦啓，岡田将治，橋田隆史，菅野裕也，深見和彦：高流速におけるADCP観測のための橋上操作艇に関する提案，河川技術論文集，第16巻，pp.59-64, 2010.
- 19) 萬矢敦啓，岡田将治，橋田隆史，深見和彦：日本におけるADCPを用いた高水流量観測手法，河川流量観測の新時代，第2巻，pp.34-41, 2011.
- 20) 菅野裕也，萬矢敦啓，深見和彦：外部コンパスを併用したADCP観測に関する提案，河川技術論文集，第17巻，pp.35-40, 2011.
- 21) 山口高志，新里邦生：電波式流速計による洪水流量観測，土木学会論文集，No.497/II-28, pp.41-50, 1994.
- 22) 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.
- 23) 岡田将治，森彰彦，海野修司，昆敏之，山田正：鶴見川感潮域におけるH-ADCPを用いた流量観測，河川技術論文集，第11巻，pp.245-248, 2005.
- 24) 木下武雄：超音波により連続的に観測された洪水・潮汐等の流量変化の不定流としての挙動，国立防災科学技術センター研究報告，第27号，pp.1-11, 1982.

- 25) 萬矢敦啓, 大平一典, 菅野裕也, 深見和彦 : 非接触型電波式流速計を用いた洪水流量自動観測手法の一考察, 河川技術論文集, 第16巻, pp.53-58, 2010.
- 26) Atushiro Yorozuya, Kazuhiko Fukami : Study about Velocity Index in Actual River during Flooding, *Proceeding of Third International Symposium on Shallow Flows*, Iowa City, Iowa USA, 2013.

## 第2章 水面勾配の効果を取り入れた流量算出手法の改善 (HK曲線を用いた手法の提案)

---

### 2.1. 水位から流量を換算する手法の改善について

我が国の河川流量の測定では一般的に高水流観では浮子測法が、低水流観では可搬式流速計が用いられる。これらの技術で流速を測定し、 $(\text{流量}) = (\text{流速}) \times (\text{断面積})$ の式を用いて流量を測定している。上述した浮子測法、可搬式流速計による方法では流速を時間的に連続して測定できない。そのため、河川流量を連続して測定することはこれらの方法では困難である。時間的に連続した流量を把握するために、河川の水位と流量の間には一定の関係があると考え、上述の方法で観測された流量および水位との関係を求め、この関係を用いて時々刻々の水位を流量に変換する手法が採用されている。この流量と水位の関係を示す式がHQ曲線式と呼ばれる。(Hが水位、Qが流量である。)

HQ曲線式を用いて水位を流量に換算する手法(以降、HQ曲線法と呼ぶ。)における課題は簡単に言えば流量を水位のみの関数としていることである。この考え方はある程度の河床勾配を有する河川においては有効であるが、比較的緩勾配の河川では同一水位でも水面勾配が異なる場合もあり、同手法が必ずしも適切とは言えない。本章においては新しく通水能 $K$ を用いて水位から流量を算出する手法を提案する。通水能 $K$ についての詳細は後述するが、水深に応じた粗度係数の変化を考慮したパラメータである。この手法では最初に、観測された流量と水面勾配から通水能 $K$ を求め、水位 $H$ と通水能 $K$ との関係を求めておく。この関係を示す式を本論文においてはHK曲線式と呼ぶこととする。この関係を用いて時々刻々の水位をその水位に対応する通水能 $K$ に変換し、その通水能 $K$ と時々刻々の水面勾配から流量 $Q$ を算出する。本章ではHQ曲線を用いる従来の手法と比較して、HK曲線式を用いるこの手法(以降、HK曲線法<sup>1)</sup>と呼ぶ。)がより有用であることを示す。

本論文全体においては固定設置型流速計を用いて流量を常時測定し続けるシステム、つまり固定設置型流速計による自動流量観測システムの構築について議論する。しかしながら自動流量観測システムを我が国の全ての水位流量観測所において一斉に適用することはコスト面などから考えて現実的ではない。そのためそれぞれの水位流量観測所にて得られる水文データの重要度や、あるいは観測所の環境などに応じて流量観測のレベルを変えることを検討する必要がある。この流量観測のレベルについては第6章で詳細に論じる。本章で議論するHK曲線法はこの自動流量観測システムとは異なる考え方であるが、そもそも自動流量観測システムを設置しないと判断された水位流量観測所において、現況のHQ曲線法が持つ課題をHK曲線法により改善し、連続して算出する流量データの精度を向上させることを目指す。

## (1) HQ曲線式の概要と課題

治水計画，利水計画の立案に資するために，水文データについて連続して毎正時に観測し続けることが求められる．雨量，水位については自記雨量計，自記水位計をそれぞれ設置することで連続して直接的な観測が可能となる．しかしながら堰がある場合などの一部の例を除き，流量は連続して測定することができない．そのため水位計により毎正時計測される水位を水位流量曲線式（HQ曲線式）に代入して毎正時の流量に換算するHQ曲線法が採用されている．HQ曲線式は年ごとに作成される．作成の際には対象となる水位流量観測所において流量観測を実施し，その実測水位 $H$ と実測流量 $Q$ から最小二乗法を用いて2次式の形で同式を求める．流量観測の回数は建設省河川砂防技術基準（案）同解説調査編<sup>2)</sup>によれば，低水流量観測が原則として年間36回以上（月3回程度），高水流量観測は中規模の洪水も含めてできるだけ数多く観測をする，と規定されている．（著者の経験としては高水については年間3出水について観測をするのが一般的なようである．）また年ごとの流量データの連続性の断絶をなくすために，HQ曲線式作成時のデータには当該年の前年の後期3か月分（10～12月分）および翌年の前期3か月分（1～3月分）のデータも用いられている．このようにHQ曲線式を作成するには1年分の観測データおよび当該年前後の数か月の観測データが必要であり，その年の流量をリアルタイムで求めるには間に合わない．そのためリアルタイムで流量を算出する場合は，通常は前年に作成したHQ曲線式を用いて速報値として流量を算出する．その後，必要な観測データが揃った上で改めて当該年のHQ曲線式を作成し，その式を用いて流量データを再計算し，その流量データについてデータ品質照査を実施した上で確定値としている．確定値化された流量データは水文・水質データベース<sup>3)</sup>あるいは流量年表<sup>4)</sup>などで公開されている．

国土交通省（旧建設省）において使用されているHQ曲線式は次式に示すように二次式の形で表される<sup>2),5)</sup>．

$$Q = a(H + b)^2 \quad (1)$$

ここで， $Q$ ：流量[m<sup>3</sup>/s]， $H$ ：水位[m]， $a$ ， $b$ ：定数である．この式は水位と流量が一对一の関係となること，つまり一価性の関数となることを前提として作成される．しかしながら縦断勾配が緩やかな河川においては(1)式には含まれない水面勾配の影響が無視できない．洪水時には出水の立ち上がり時と低減時で同一水位においても水面勾配が異なり，それにより流量値が異なる．つまり実際の出水時においては水位と流量の関係が二価性の関数となる場合がある．この場合，出水時の実測水位 $H$ （縦軸）と実測流量 $Q$ （横軸）の関係を図にプロットすると反時計回りのループを描く．木下<sup>6)</sup>は北上川登米観測所に設置された超音波流速計による洪水時の実測データを用いて出水時における水位と流量の関係が上述したような二価性を有することを示すとともに，河川を縦断方向に複数の区間に分割し各区間において上下流の流量の差し引きの分だけ水位が上昇するという河道モデルを用いて，そこに上流からsin曲線の洪水波が侵入してき

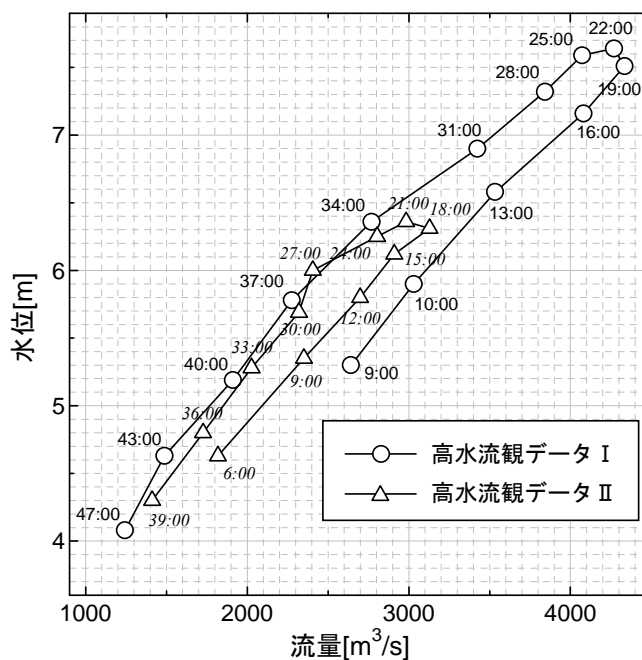


図 2-1 石狩大橋観測所（石狩川）における実測水位，実測流量のプロット図

たときに $H$ （縦軸）と $Q$ （横軸）の関係が反時計回りのループを描くことを示している．このような二価性を示すデータを用いてHQ曲線式を作成した場合，同式を用いて算出される流量と実際の観測流量との間に無視できない誤差が生じる可能性がある．

図 2-1は国内の一級河川である石狩川の石狩大橋観測所（河口から26.6KP地点に位置するが，本データ観測時は洪水期間中であり，潮汐の影響はない．）において出水時に2～3時間おきに測定された水位，流量データをプロットした図である．（流量データは浮子測法により求められている．）図 2-1より実際に国内の代表的な河川の一つにおける水位，流量の観測データのプロット点が反時計回りのループを描いていることが確認できる．つまり水位と流量の関係が二価性を有していることが実測データから示されている．



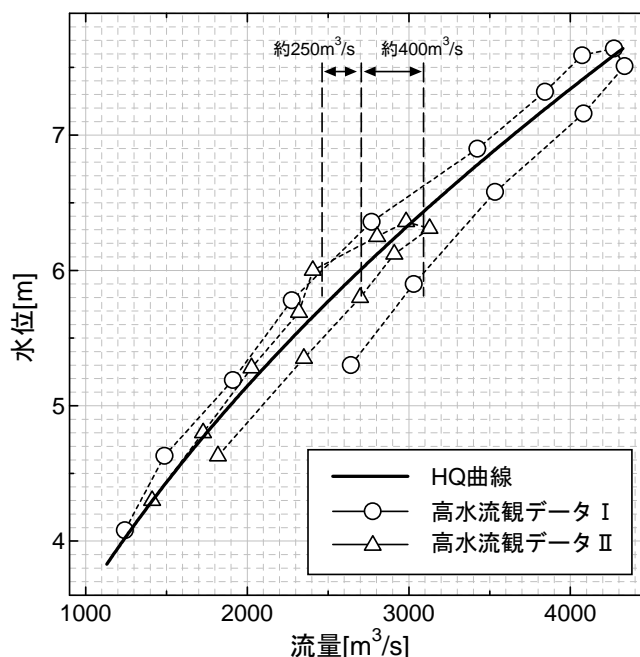


図 2-2 石狩大橋観測所（石狩川）において実際に使用されたHQ曲線

図 2-2は石狩大橋観測所において実際に作成されたHQ曲線を図 2-1に重ねた図である。図 2-1に示したHQ曲線を用いて算出する流量と実測流量を比較する。例えば図中の高水流観データ I に関して水位6mの場合について見ると、水位の立ち上がり時には流観データよりもHQ曲線で求める流量の方が約400m³/s小さく、逆に低減時には流観データよりもHQ曲線で求める流量の値が約250m³/s大きくなっている。これは河川管理において無視できない差であると考えられる。このように水面勾配を考慮しないことで流量の精度に問題が生じることが実際に起こりうる。ただし、出水時のピーク付近では流れはほぼ等流と見なせるため、ピーク流量に関しては、実際の流量とHQ曲線から求める流量はほぼ一致している。

(2) 現在のHQ曲線補正方法について<sup>1),5)</sup>

水面勾配を考慮した水位流量曲線の作成方法として、以下に示す方法が示されている。

$$Q_a/Q_m = (I_a/I_m)^{1/2} \quad (2)$$

ここに、 $Q$ ：流量[m³/s]、 $I$ ：水面勾配、添字 $a, m$  はそれぞれ実測値、定常状態（仮想）での諸量を示す。これによって

$$Q_a = Q_m (I_a/I_m)^{1/2} \quad (3)$$

となり、仮想流量 $Q_m$ から流量 $Q_a$ が求まる。よって実測水位 $H$ と仮想流量 $Q_m$ の関係式を先に作成しておき、実測水面勾配 $I_a$ を用いて流量に変換する。参考文献1),5)においては仮想水面勾配 $I_m$ として河川縦断方向の2地点における計画高水位の勾配を取っているが、実際には $Q_m, I_m$ をどのように与えるかについて明確には定められていない。また木下<sup>7)</sup>は国内T川H地点、T地点において

旧建設省が観測した高水時の水位-流量データに対して上述の手法を適用した結果、傾向としてはループ幅を狭めることができるが量的に十分でない場合があることを示した。木下は原因として、流量観測の誤差の可能性とともに河床粗度が流況に応じて変化している可能性についても言及している。本章では、水位から河川流量を算出する際に従来使用されているHQ曲線式法に代わり、これまでも検討されてきた水面勾配の効果のみでなく、その他、河川流量を決定するパラメータの変化をも取り込むことで、より精度の高い河川流量を算出する手法について検討し、新しい河川流量算出システムについて提案する。提案するシステムについては、使用するパラメータの物理的な意味が明確であるものを用い、それをどう与えるかについても明確に定める。

## 2.2. HK曲線法についての検討内容

HQ曲線式を用いる従来の手法に代わり、水面勾配、河床粗度あるいは断面形状の変化による効果などを取り込んで流量算出の精度を上げる手法について以下で検討する。結論から先に言うと、著者は通水能 $K$ を用いたHK曲線法の採用が最適であると考えている。

### (1) HK曲線法の概要

河川流れの一次元の運動方程式は次式で示される。

$$-i_0 + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{2g} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q}{A} \right)^2 + \frac{n^2}{R^{4/3}} \left( \frac{Q}{A} \right)^2 + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{Q}{A} \right) = 0 \quad (4)$$

ここに、 $i_0$ ：河床勾配、 $h$ ：水深[m]、 $x$ ：流下方向座標[m]、 $g$ ：重力加速度（=9.8m/s<sup>2</sup>）、 $Q$ ：流量[m<sup>3</sup>/s]、 $A$ ：断面積[m<sup>2</sup>]、 $n$ ：マンニングの粗度係数、 $R$ ：径深[m]である。洪水の水位変化は一般に緩やかであるので、流れを準定常流（quasi-steady flow）と仮定すると、(4)式の左辺第5項は消去できる。さらに、洪水波が非常にゆっくりと進むこと、波高が波長に比較して十分に低いことを考えれば流れを疑似的に等流とすることができ、(4)式の左辺第2、3項を消去できる。これをまとめると次式のようになる。

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} i^{1/2} \quad (5)$$

これはManningの平均流速公式である。流量は水位のみではなく水面勾配も影響することを表している。先に述べたように、(1)式に示すHQ曲線式から算出される流量と実際の流量に無視できない差が生じる場合があるが、これは水面勾配の影響が考慮されていないことによる。(5)式を用いて図 2-2に見られた同一水位であっても水位上昇時と通減時で流量が異なる現象の説明をすると、同一水位であっても水位上昇時には水面勾配が急であったため流量が多く、逆に水位通減時は水面勾配が緩やかであったため流量が少なかったと言える。米田<sup>8)</sup>は不定流の運動方程式を展開して水面勾配は水の慣性項と摩擦抵抗項との和と釣り合っていることを示し、

摩擦抵抗項は流速の二乗で表されるため常に正であるのに対し、慣性項は流速の時間変化で表されるので一般的に水位上昇時は正となり水位逋減時には負となることから、水面勾配は水位上昇時に急で水位逋減時に緩やかであると説明するとともに、実河川における縦断方向に離れた2観測所で水位の同時観測を実施し、先述した水位と水面勾配の関係を実データにより示した。

本研究においては水面勾配の効果を排除したパラメータである通水能 $K$ を用いて、HQ曲線に代わり、水位と通水能 $K$ の関係を示すHK曲線を作成する手法を提案する。

通水能 $K$ は次式で定義される<sup>9)</sup>。

$$Q = K \cdot i^{1/2} \quad (6)$$

(6)式を(5)式と比較すると次式のようになる。

$$K = \frac{A}{n} R^{2/3} \quad (7)$$

このパラメータは河道断面が持つ流下能力を表しており、物理的な意味は明確である。通水能 $K$ は実測流量 $Q$ と実測水面勾配 $i$ から求まる。先に水位 $H$ と通水能 $K$ の関係を示すHK曲線を作成しておけば、水位と水面勾配から流量が算出される。通水能 $K$ は水面勾配の影響を含んでいないパラメータであり、水位との関係は一価性を有すると考えられるため、HQ曲線式を用いた手法のような誤差は生じないと思われる。

実際の河川においては粗度係数 $n$ は定数ではなく、水深によって異なることが福岡ら<sup>10)</sup>によって報告されている。通水能 $K$ はこの水深による河床抵抗の変化をも含むパラメータである。

## (2) 数値計算によるHK曲線法の検証

河道における出水を想定した数値計算を実施し、その結果を基にHK曲線を用いた流量算出手法の有用性について検証する。

対象とする河道は国内の1級河川である荒川の河口から53.6KP～55.6KP区間とした。図 2-3 は荒川の河口から54.6KPおよび55.4KPにおける横断面形状である。荒川は複断面河道であるが、途中で濡筋が二股になるなど複雑な形状をしており、ここでHK曲線を用いた流量算出手法の妥当性が示されれば、HK曲線による流量算出手法は国内の河川において使用できると考えられる。

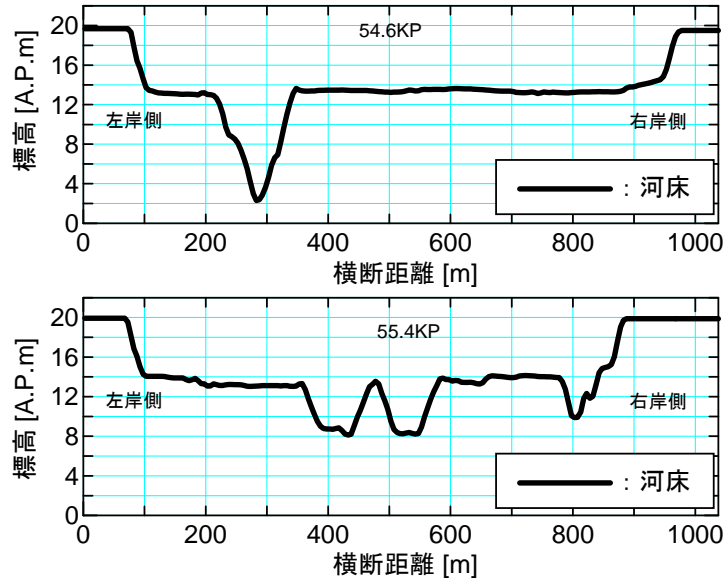


図 2-3 計算対象区間における横断面形状  
(荒川の河口から54.6KP地点および55.4KP地点)

数値計算手法としては平面2次元不定流計算を実施した．基礎式は以下に示す連続式と流下方向，横断方向の運動方程式である<sup>11)</sup>．

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (8)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \frac{\partial(vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{gn^2 M \sqrt{M^2 + N^2}}{h^{7/3}} + \varepsilon \left( \frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2} \right) \quad (9)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \frac{\partial(vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{gn^2 N \sqrt{M^2 + N^2}}{h^{7/3}} + \varepsilon \left( \frac{\partial^2 N}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N}{\partial y^2} \right) \quad (10)$$

ここに， $t$ :時間[sec]， $x$ :流下方向[m]， $y$ :横断方向[m]， $M, N$ : $x, y$ 方向の流量フラックス， $u, v$ : $x, y$ 方向流速[m/s]， $g$ :重力加速度[m<sup>2</sup>/s]， $h$ :水深[m]， $\eta$ :水位[m]， $n$ :Manningの粗度係数， $\varepsilon(=\kappa u_* h/6)$ :水平方向渦動粘性係数[m<sup>2</sup>/s]， $\kappa$ :カルマン定数(=0.4)， $u_*$ :摩擦速度[m/s]である．

計算対象区間の上流側・下流側にそれぞれ3kmの直線仮想水路を設け，上流端境界条件として流量ハイドログラフを，下流端境界条件として水位一定条件を与えた．Manningの粗度係数は低水路0.025，高水敷0.06とした．対象河道は直交座標によりメッシュ分割を行った．メッシュサイズは流下方向に40m，横断方向に20mとした．また計算時間格子幅は0.1secとした．

表 2-1 計算条件ケース

	ピーク流量 [m <sup>3</sup> /s]	洪水継続時間 [hr]	波形分布形状
ケース1	3760	48	ガウス分布
ケース2	3760	72	ガウス分布
ケース3	3760	96	ガウス分布

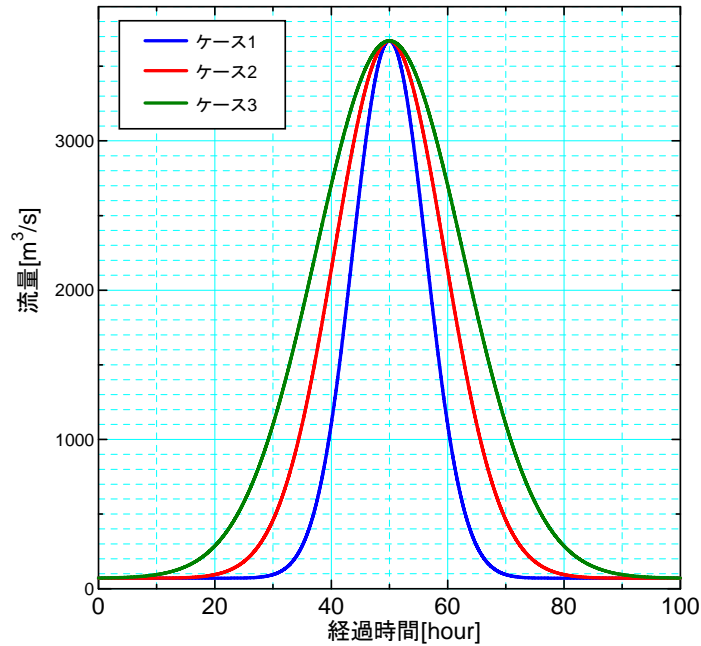


図 2-4 上流端境界条件（流量ヒドログラフ）  
（ヒドログラフの波形はガウス分布とした。）

上流端境界条件として与える流量ヒドログラフについては表 2-1および図 2-4に示す。計算条件として、同一のピーク流量で洪水継続時間の異なる複数の流量ヒドログラフを与えている。上流端境界条件として与える流量ヒドログラフの波形形状はガウス分布とし、流量のピーク時の前後で波形を前後対称とした。上流端における流量ヒドログラフの波形をガウス分布としたのは、流下に伴い流量ヒドログラフの波形がどのように変化するかをわかりやすくすることを目的としている。

(3) 数値計算の結果

荒川の河口から53.6KP～55.6KP区間を対象とした2次元不定流計算結果を基に、HK曲線法の有用性について以下で検証する。

図 2-5、図 2-6はそれぞれ54.6KP地点において2次元不定流計算により得られた流量と同地点の低水路最深部における水位のハイドログラフである。計算条件ケース1～3における計算結果を比較すると、上流端境界で与えた流量ハイドログラフと54.6KP地点における流量ハイドログラフのピーク流量がほぼ等しく、また全ての計算ケースにおいてピーク到達時刻がほぼ等しい。これは今回の対象河道が数kmと短いため、2次元不定流計算においては河道貯留の効果がほとんど現れてないことを示していると考えられる。

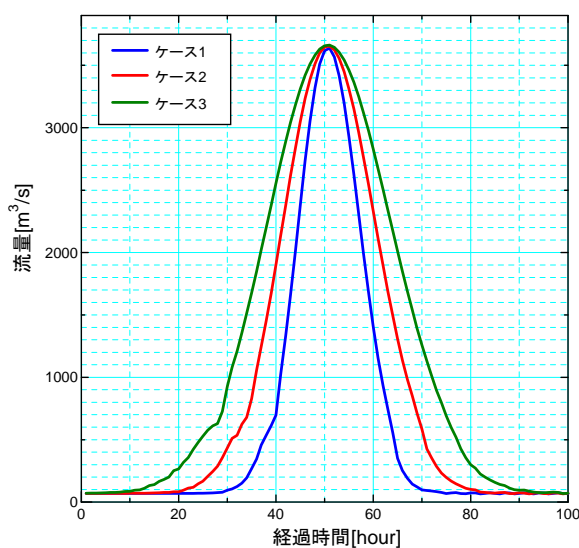


図 2-5 数値計算結果（全ケース）  
（54.6KP地点における流量ハイドログラフ）

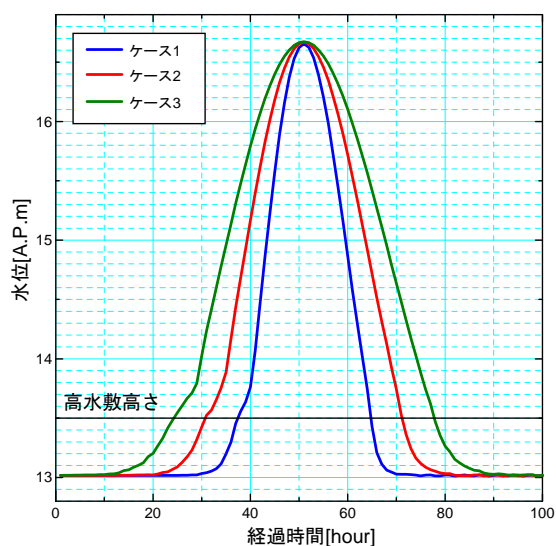


図 2-6 数値計算結果（全ケース）  
（54.6KP地点の低水路最深部における水位ハイドログラフ）

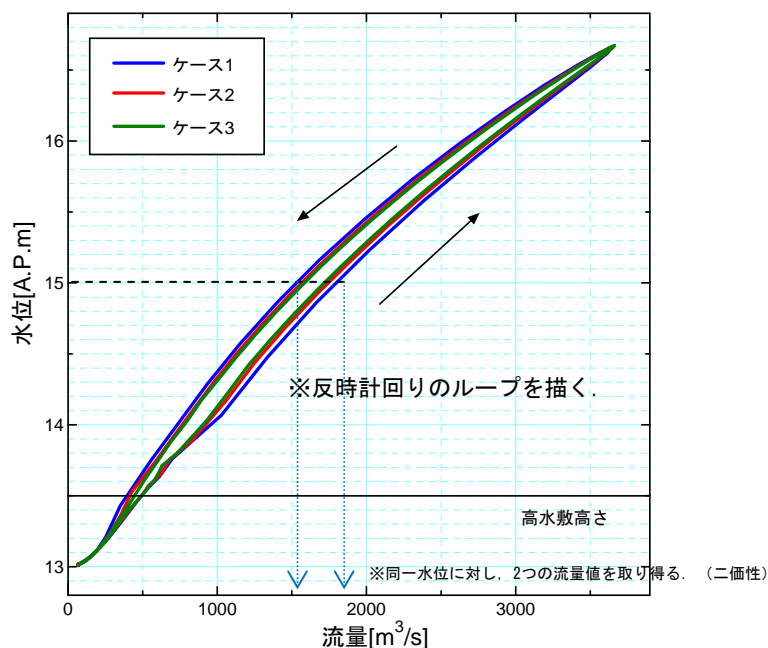


図 2-7 数値計算結果（全ケース）  
 (54.6KPにおける低水路最深部水位と流量の関係)

図 2-7は2次元不定流計算により得られた各計算ケースにおける54.6KPでの低水路最深部水位 $H$ と流量 $Q$ の関係である。水位 $H$ と流量 $Q$ の関係が反時計回りのループを描き、同一水位でも流量が二つの値を有する傾向、つまり二価性を有していることが示されている。また各計算ケースごとに異なる $H$ と $Q$ の関係が得られ、流量の時間変化率が大きいほどループ幅が大きくなる。

先述した通り、建設省河川砂防技術基準（案）同解説 調査編<sup>1)</sup>によれば高水流量観測は中規模の洪水も含めてできるだけ数多く観測をする、と規定されているが実際には年3出水程度について観測を行うのが一般的なようである。そのため、高水流観を実施しない出水もある。よってHQ曲線式により水位から流量を算出する現行の手法では実測水位と実測流量の関係が反時計回りのループを描くことから来る誤差の他に、観測対象として選定された出水が異なると導かれるHQ曲線式が異なることからくる誤差なども考えられる。

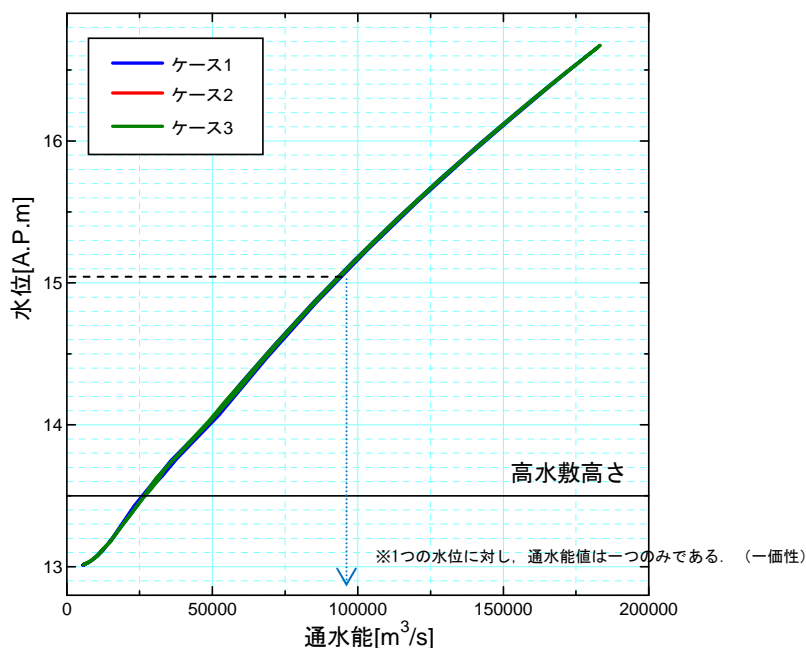


図 2-8 数値計算結果 (全ケース)

(54.6KPにおける低水路最深部水位と通水能Kの関係、水面勾配計算区間距離2km)

図 2-8は2次元不定流計算により得られた各計算ケースにおける54.6KP地点の低水路最深部での水位 $H$ と通水能 $K$ の関係である。通水能 $K$ は54.6KP地点における流量 $Q$ と水面勾配 $i$ を(5)式に代入して求める。水面勾配は53.6KP地点と55.6KP地点におけるそれぞれの低水路最深部間の水位差から求める。 $H$ と $Q$ の関係とは異なり $H$ と $K$ の関係は一对一の関係となっている。つまり $H$ と $K$ の関係は一価性である。また、上流端に与えた流量ハイドログラフの形状に係らず $H$ と $K$ の関係は一様である。このことは高水流量観測において全ての出水を捉えることができなくても同一のHK曲線を導ける可能性を示している。



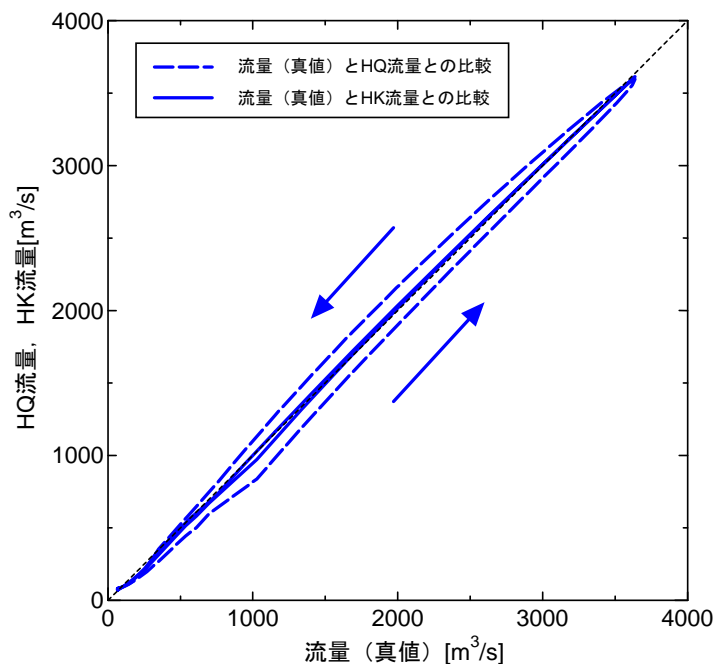


図 2-9 流量（真値）との比較  
 （ケース1の数値計算結果）  
 （数値計算による流量を“真値”とする。）

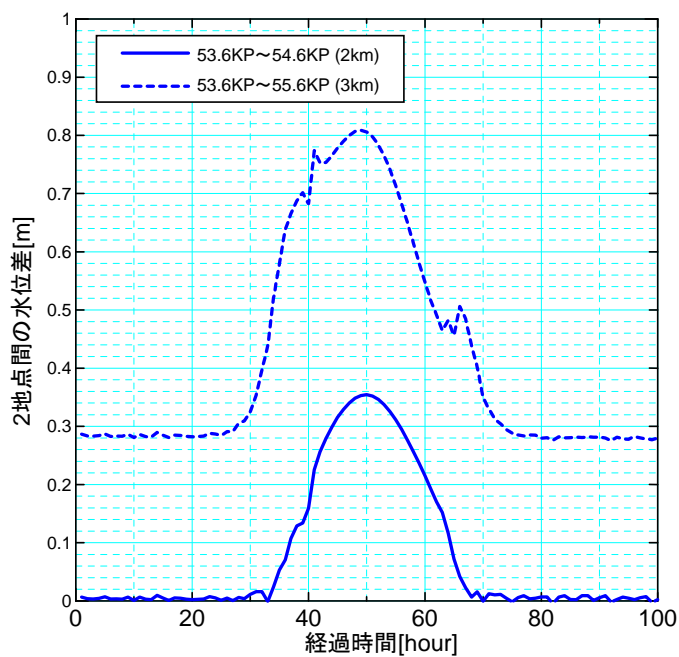


図 2-10 2地点間の水位差の時系列  
 （ケース1の数値計算結果）

図 2-9は2次元不定流計算により求められた54.6KP地点を通過する流量を“真値”として、HQ曲線式を用いて算出した流量（HQ流量）とHK曲線を用いて算出した流量（HK流量）との関係

を示している。HQ流量は真値との誤差が最大で約 $150\text{m}^3/\text{s}$ 生じているのに対し、HK流量は真値との誤差がほとんどない。これによりHK曲線を用いて流量を算出手法の有用性が示された。

図 2-10は水面勾配を求めるために設定した2地点間における水位差の時系列図である。53.6KPと54.6KP間、53.6KPと55.6KP間のそれぞれ低水路最深部間の水位差を求めている。2地点間の区間長が長くなるほど水位差が大きくなるため、水面勾配を計算しやすくなる。また流観時には各水位流量観測所に設置された量水標で水位を読み取るが、高水流観の際には水が激しく量水標に当たるため周辺が大きく波立ち、10cm以上水位が変動する場合も少なくない。この場合は量水標による読み値の最高と最低の平均を取るようになるが、これによる観測地の誤差も考えられる。2地点間の区間長を大きく取るとはこのような誤差の影響を相対的に小さくすることを意味する。このように水面勾配を精度良く求めるためには2地点間の区間長を大きく取ることが望ましい。

### 2.3. 実測データによるHK曲線法の検証

ここでは実測データを用いてHK曲線により水位、水面勾配から流量を算出手法の有効性を示す。実測データとして図 2-1に示した石狩大橋観測所における高水流観データ I を用いる。水面勾配については、石狩大橋観測所における水位データおよび同観測所の13.5km上流に位置する月形観測所の高水流観データ I の同時帯における水位データを用いて算出する。

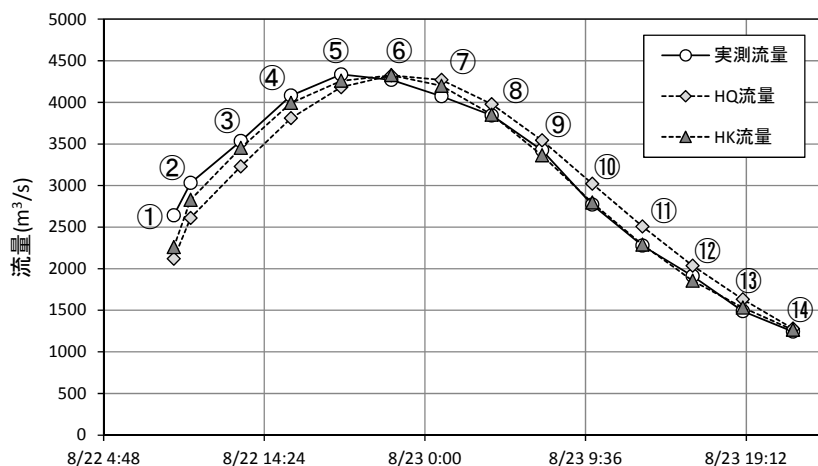


図 2-11 実測流量とHQ流量、HK流量の時系列図

(図 2-1中、高水流観データ I を使用)

図 2-11は石狩大橋観測所における観測流量とHQ流量、HK流量の時系列図である。図中、○数字は各観測回を表している。水位上昇時、低減時において、HK流量がHQ流量よりも観測流量に近い値を示している。(ピーク時には流れは等流状態と考えられ、HQ流量、HK流量どちらも観測流量とほぼ等しい。)

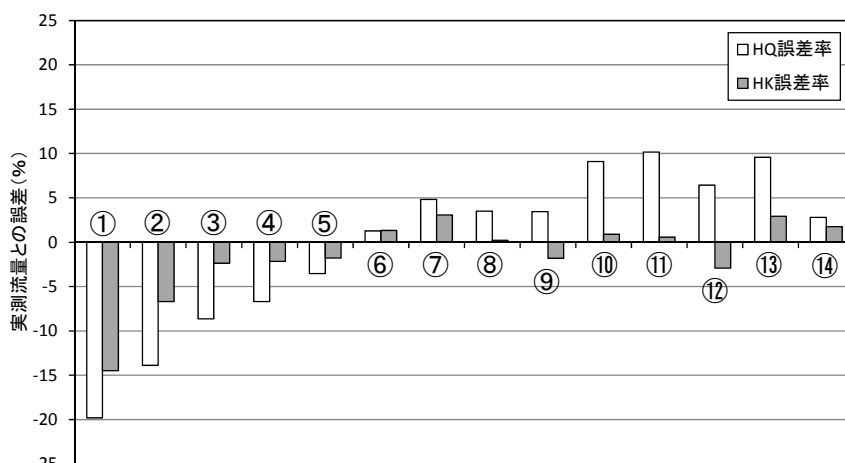


図 2-12 実測流量とHQ流量, HK流量の誤差率

(図 2-1中, 高水流観データ I を使用)

図 2-12はHQ流量, HK流量それぞれについて, 観測流量との誤差率を表している. 誤差率は次の(11)式で求める.

$$\text{実測流量との誤差率(\%)} = \frac{\text{HQ流量またはHK流量} - \text{実測流量}}{\text{実測流量}} \times 100 \quad (11)$$

図 2-12からもHK流量がHQ流量よりも, より観測流量を精度良く表していることがわかる. これらの検討結果から, 実測データからもHK曲線を用いて流量を算出する手法の有効性が示されたと考えられる. 石狩大橋観測所における水面勾配算出のために, ここでは同観測所から13.5km上流に位置する月形観測所の水位データを用いた. 国土交通省管轄の水位流量観測所では基準断面のみでなく第一見通断面, 第二見通断面にも量水標が設置され, 高水流量観測の際には両断面においても水位が計測されている. 観測流量表にはこれらを用いて算出した水面勾配が記録されている.

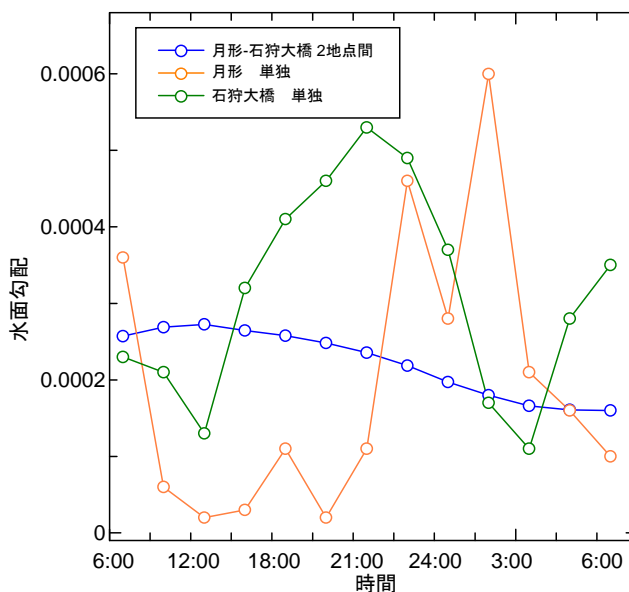


図 2-13 水面勾配時系列

(図 2-1中, 高水流観データ I を使用)

図 2-13は石狩大橋観測所, 月形観測所2地点間の水位差より算出した水面勾配と, 両観測所それぞれにおける第一見通断面, 第二見通断面間の水位差より算出した水面勾配の時系列図である。同図より2観測所間の水位差より求めた水面勾配と比較して1観測所内での水位差により求めた水面勾配は振動が激しく, HK曲線を求めるのに適していない。これは第一見通断面～第二見通断面間距離が通常50m～100mと短く, また出水時には流れが激しいため量水標周りの水面が振動しているため, 目視による量水標読み取りの誤差が大きく影響するためと考えられる。このことは図 2-10から得られる結論が実測データにおいても言えることを示している。

## 2.4. 水面勾配測定法について

先述の通り、水面勾配を精度良く求めるためには水位計間の距離 $L$ を長く取ることが望ましいが、実際の河川においては数km離れていると、その間で河川が蛇行していたり、または支川が合流したりする場合もある。また河川縦断方向に適切な水位観測所が並んでいない場合は、新たに水位観測所を設置する必要も生じる。

最も簡単に水面勾配を求めるには、水位流量観測所に設置されている第一見通し杭、第二見通し杭に取り付けられている量水標を用いることが考えられるが、これは2.3で説明した通り、第一見通し杭～第二見通し杭間は50～100m程度しか離れておらず、その間における水位差は目視で読み取るのが困難なほど小さい。

水面勾配を測定することの重要性については以前から指摘されている。木村<sup>12)</sup>によれば昭和10年頃に制定された旧内務省土木局の「河川流量規程」の第3章 流量観測 第46条において「流量測量箇所の上流には量水標を設置し、其の距離長大なときは中間にも之を設け、測量中は其の終始の水位を観測するは勿論、その中間にありても適宜観測すべし。」と述べられている。この条文には水面勾配という言葉は使われていないが、この条文は水面勾配測定のためのものであると思われる。また同じ参考文献12)の中で木村は「建設省では、著者（木村）が入省した昭和26年当時もそうであったが、流量観測地点の上下流断面に基準量水標の外に設ける量水標を勾配量水標といっている。」と述べているが、この勾配量水標というものについて本論文の著者は見たことはない。このように水面勾配を測定することの重要性に対する認識は古くからあり、このような認識を踏まえ水面勾配の測定技術に関していくつかの優れた研究がなされてきた。例えば木村<sup>12)</sup>は、河川縦断方向に離れた2地点における水位を測定してその差を求めるよりも、この水位差を直接求める方が有利であるという考えの下に、導水管で上下流地点から中央地点に水を導水して一か所に測定すべき水位差を作り、差圧計で検知する方法を採用した水位・水面勾配計を開発した。また森ら<sup>13)</sup>は反射板を取り付けた表面浮子を河川に流し、時々刻々と移動する浮子の物理座標 ( $X, Y, Z$ ) を3Dレーザスキャナを用いて測定することで水面勾配を算出する手法を考案し、平水時の中小都市河川において水面勾配の測定を試みている。3Dレーザスキャナの使用に関しては角田ら<sup>14)</sup>がフラッシング排砂時に水が高濁度化したダム湖において同機器により直接水面分布を計測している例があり、これは出水時の河川にも応用できる可能性がある。これらは優れた技術であると思われるが、参考文献12),13),14)以降続報がなく、現在使用されているという事例も聞かない。技術的に何らかの課題が残されているかと推定される。

現在は計測単位が1mmの簡易水位計が比較的安価で販売されている。これを用いれば1km程度の水位計間距離でも有意な水位差が測定でき、水面勾配を測定することが可能である。実際にYorozuya et al.<sup>15)</sup>、本永ら<sup>16)</sup>、Motonaga et al.<sup>17)</sup>はこの方法で国内の様々な河川での出水時にお

ける水位ならびに水面勾配の変動を測定することを試みている。

ここでは水面勾配の計測をより容易にするため、2地点間の水位差から水面勾配を求める方法（以下、2点法と呼ぶ。）ではなく、1地点における水位変動から水面勾配を算出する方法（以下、1点法と呼ぶ。）について検討する。

(1)1点法の導出

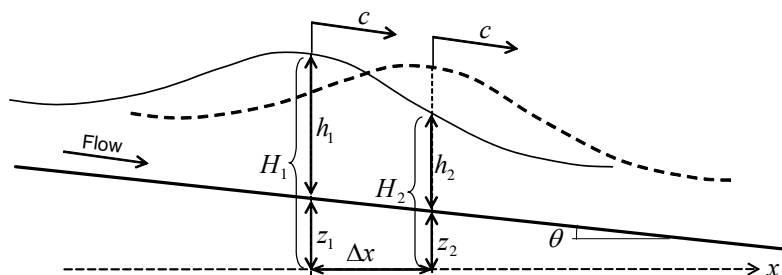


図 2-14 洪水波の模式図

図 2-14は洪水波の模式図である。図中、 $\Delta x$ 区間においては洪水波形が崩れずに下流に伝播するとする。この区間において水面勾配*i*は次の(12)式で表される。

$$i = \frac{H_1 - H_2}{\Delta x} = -\frac{\partial H}{\partial x} \quad (12)$$

洪水の水位変動は緩やかであることが多く、準定常流と仮定する。さらに擬似的に等流であるとすると、流れの運動方程式はマンギの平均流速式で表せる。これと連続式を合わせると、キネマティック・ウェーブ理論により、連続の式は(13)式のように移流方程式の形で表される<sup>18)</sup>。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + c \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (13)$$

ここに*c*：洪水伝播速度である。水深*h*=*H*-*z*を(13)式に代入すると、(14)式のように表される。

$$\frac{\partial H}{\partial t} + c \cdot \left( \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\partial z}{\partial x} \right) = 0 \quad (14)$$

(12)式を(14)式に代入し、河床勾配を*i*<sub>0</sub>とすると、水面勾配*i*は(15)式のように書き表される。

$$i = i_0 + \frac{1}{c} \cdot \frac{\partial H}{\partial t} \quad (15)$$

ここに*i*：水面勾配，*i*<sub>0</sub>：河床勾配，*c*：洪水伝播速度，*v*：平均流速，*H*：水位，*t*：時間である。(15)式より、当該地点における河床勾配をあらかじめ測定しておけば、キネマティック・ウェーブ理論に基づき、Kleitz-Seddonの法則より*c*=5*v*/3と表すことで、一地点の流速と水位の時間変化から当該地点における水面勾配の算出が可能であることがわかる。

(2) 数値計算による一点法の検証

表 2-2 開水路諸元

	断面形状	水路幅 [m]	高水敷高さ [m]	河床勾配	粗度係数
I	矩形	500	-	1/1000	0.025
II	矩形	500	-	1/10000	0.025
III	両側複断面	低水路幅 400 片側高水敷幅 50	3	1/1000	低水路 0.025 高水敷 0.04
IV	両側複断面	低水路幅 400 片側高水敷幅 50	6	1/10000	低水路 0.025 高水敷 0.04

1点法の検証を行うに当たり、議論を簡単にするために、表 2-2に示した I ~ IVの仮想的な直線開水路における出水を想定し、同水路を対象として2次元不定流計算を実施した。使用する基礎式は(8)~(10)式と同じである。水路延長はいずれも50kmである。I ~ IVの上流端に与える流量ハイドログラフの波形はガウス分布とし、洪水継続時間48時間、ピーク流量8000m<sup>3</sup>/sとした。直交座標を用いてメッシュ分割を実施した。メッシュサイズは流下方向、横断方向ともに25mである。また計算時間格子幅は0.1secとした。

それぞれの開水路の上流端から25km流下した断面の水路横断中心部における水面勾配を1点法と2点法でそれぞれ求め比較する。2点法における水位差を求める2地点間の距離は1kmとする。1点法においては洪水伝播速度（波速） $c$ を求める必要がある。洪水流の波速 $c$ は一般的には洪水流を洪水流をキネマティック・ウェーブと見なして導くことができる。本論文では幅広矩形断面を対象としたKleitz-Seddonの式 ( $c=5v/3$ ) および複断面河道を対象とした福岡ら<sup>19)</sup>の式を用いて、それぞれについて波速 $c$ を求めることを試みる。福岡らの式を次式に示す。

$$\frac{c}{v} = \frac{\frac{5 b_{mc}}{3 B} \cdot u_{mc} + \left( \frac{5 b_{fpl}}{3 B} - \frac{2 R_{fpl}}{3 B} \right) \cdot u_{fpl} + \left( \frac{5 b_{fpr}}{3 B} - \frac{2 R_{fpr}}{3 B} \right) \cdot u_{fpr}}{\frac{A_{mc} \cdot u_{mc} + A_{fpl} \cdot u_{fpl} + A_{fpr} \cdot u_{fpr}}{A_{mc} + A_{fpl} + A_{fpr}}} \quad (16)$$

ここに、 $R$ ：径深[m]， $B$ ：水路全幅[m]， $b$ ：水路幅[m]， $A$ ：断面積[m<sup>2</sup>]， $u$ ：平均流速[m/s]である。添え字 $mc$ ， $fpl$ ， $fpr$ はそれぞれ低水路，左岸高水敷，右岸高水敷を表す。径深は $R_{mc}=(b_{mc} \cdot H)/(h_{fpl}+h_{fpr}+b_{mc})$ ， $R_{fpl}=(H-h_{fpl}) \cdot b_{fpl}/(H-h_{fpl}+b_{fpl})$ ， $R_{fpr}=(H-h_{fpr}) \cdot b_{fpr}/(H-h_{fpr}+b_{fpr})$ で定義される。 $H$ は水深， $h$ は高水敷高さである。本研究において対象とした複断面開水路は左右対称であるため(16)式は多少簡略化できる。Kleitz-Seddonの式 ( $c=5v/3$ ) および(16)式に示す福岡らの式それぞれにおいて、 $v$ は断面平均流速であり不定流計算の結果から $v=Q/A$ で求まる。（ $A$ ：河積）

図 2-15～図 2-18は表 2-2に示したそれぞれのタイプの開水路において2次元不定流計算を実施し、それぞれの開水路における1点法と2点法による水面勾配時系列の比較図である。図 2-15、図 2-16はそれぞれ矩形断面開水路（開水路Ⅰ、Ⅱ）における計算結果である。開水路Ⅰ、Ⅱはそれぞれ河床勾配が1/1000、1/10000であり、水路幅、河床粗度係数は等しい。これらの図より、開水路Ⅰにおいては1点法と2点法による水面勾配がほぼ一致しているのに対し、開水路Ⅱにおいては水面勾配がピーク値を取って以降、1点法と2点法による水面勾配は顕著な差を示している。1点法による水面勾配は2点法による水面勾配よりも緩やかである。これは(15)式はキネマティック・ウェーブが成立しているとの仮定に基づき導かれているが、開水路Ⅱでは河床勾配が緩やかなため水面勾配の影響が無視しえなくなり、キネマティック・ウェーブが成立していないことによると考えられる。

図 2-17、図 2-18はそれぞれ複断面開水路（開水路Ⅲ、Ⅳ）における計算結果である。開水路Ⅲ、Ⅳはそれぞれ河床勾配が1/1000、1/10000、また高水敷高さが3m、6mである。水路幅、低水路と高水敷の河床粗度係数は等しい。複断面開水路においても同様に河床勾配が急な方が1点法と2点法それぞれによる水面勾配がよく一致している。水位が高水敷高さを超える時間帯および高水敷高さを下回る時間帯に時間帯において水面勾配が一時的に緩やかになる傾向が見られる。これは水位が高水敷高さを超える際には高水敷上に水が拡がるため、また水位が高水敷高さを下回る際には高水敷上に残っている水が低水路に流れ込むために水位の上昇率・下降率が一時的に緩やかになるためと考えられる。図 2-17より河床勾配の急な開水路Ⅲにおいて1点法と2点法それぞれによる水面勾配は良く一致する傾向が見られるが、水位が高水敷高さを超えている時間帯において福岡の式を用いて波速 $c$ を求めた方がKleitz-Seddonの式を用いるよりも、より良く一致していることがわかる。

これらの結果から急勾配河川においては1点法による水面勾配測定が有効であると考えられる。急勾配の程度については本論文内では議論しないが、例えば橋本・藤田<sup>20)</sup>は河床勾配が1/2000以上であればキネマティック・ウェーブが成立することを示している。また山田・豊田<sup>21)</sup>は、流域面積4000km<sup>2</sup>以下の河道地点までの洪水流はキネマティック・ウェーブで説明できることを示している。緩勾配河川における1点法の適用については検討が必要であるが、我が国の主要河川は急勾配であることが多いため、少なくとも我が国での適用については1点法による水位測定は有効であると思われる。



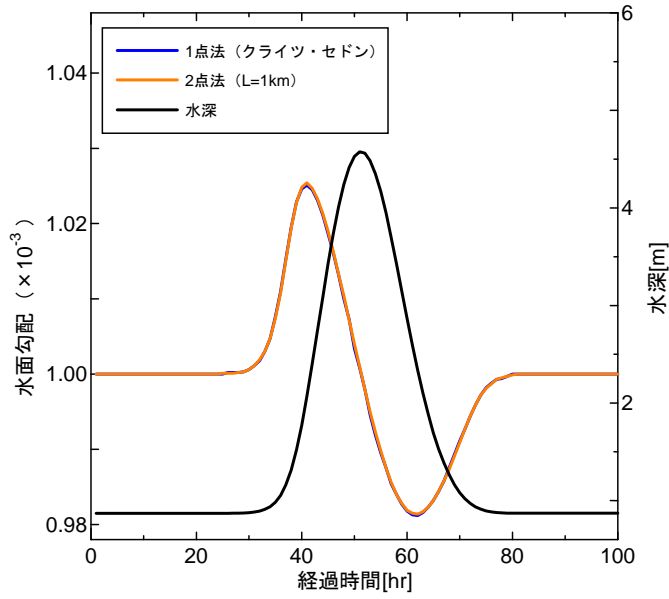


図 2-15 1点法と2点法による水面勾配の比較 (開水路Ⅰ)  
(上流端から25km流下した断面の水路横断中心部)

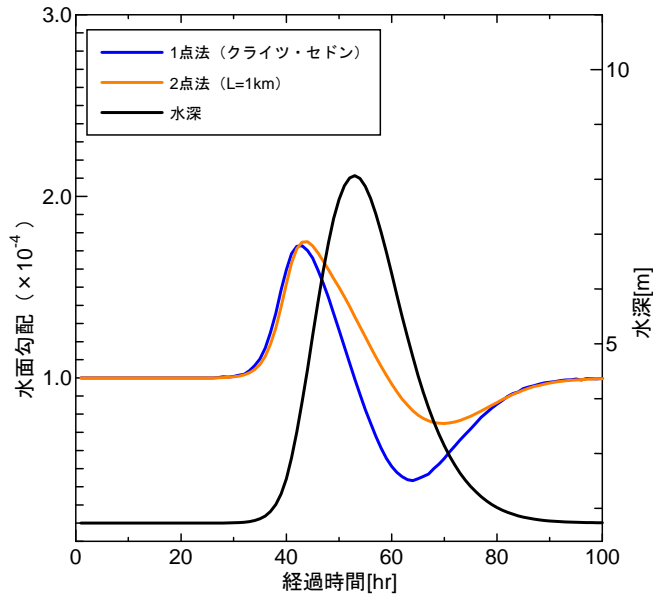


図 2-16 1点法と2点法による水面勾配の比較 (開水路Ⅱ)  
(上流端から25km流下した断面の水路横断中心部)

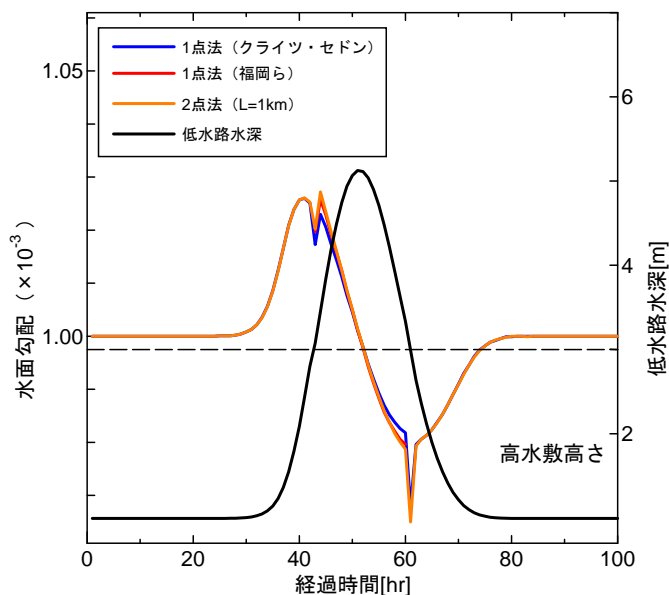


図 2-17 1点法と2点法による水面勾配の比較（開水路Ⅲ）  
（上流端から25km流下した断面の水路横断中心部）  
（1点法にはクライツ・セドンの式と福岡らの式を用いた。）

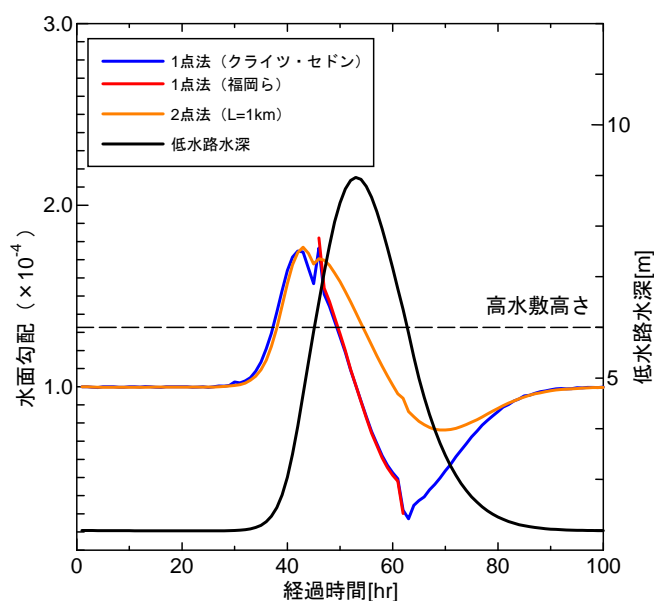


図 2-18 1点法と2点法による水面勾配の比較（開水路Ⅳ）  
（上流端から25km流下した断面の水路横断中心部）  
（1点法にはクライツ・セドンの式と福岡らの式を用いた。）

## 2.5. 第2章のまとめ

本章において得られた知見を以下にまとめる.

- (1) HQ曲線式を用いて水位から流量を算出する現在の方法に代わり、物理的な意味が明確で、かつ求め方も明確に定められる通水能 $K$ を用いて水面勾配だけでなく河床粗度の影響をも考慮したHK曲線式を作成し、同式を用いて水位および水面勾配から流量を算出する手法を示した.
- (2) 出水時の水位 $H$ と通水能 $K$ の関係は一価性を有すること、また同一河道であれば出水時の流量ハイドログラフの形状によらず一様な関係を示すことから、HK曲線式には実際の $H$ と $K$ の関係との誤差が非常に小さくなると考えられる.
- (3) 2次元不定流計算の結果から、HK曲線式を用いて算出した流量は実際の流量とほぼ等しい値を示した.
- (4) 実際に縦断方向に離れた2地点における流量観測データを用いてHK曲線式を作成し流量を算出したところ、従来のHQ曲線式を用いた方法よりも精度が高いことを示せた.
- (5) HK曲線式を求める際、水位計測地点間距離 $L$ は現場の状況にもよるが数km取るのが望ましい. これは $L$ が短いと有意な水位差が得られないためである.
- (6) 1点法による水面勾配測定を試みた. 我が国に多く見られる急勾配河川では1点法により精度良く水面勾配を算出できる. 河道断面形状が矩形断面か複断面かには寄らない. 複断面河道において1点法を適用する場合には、波速 $c$ について福岡らの式を用いることが有効である.

第2章の参考文献

- 1) 本永良樹, 銭潮潮, 山田正, 山坂昌成: 水位-通水能曲線 (HK曲線) を利用した新しい流量算出手法, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.68, No.4, pp.1357-1362, 2012.
- 2) 建設省河川局監修: 建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説調査編, 山海堂, pp.40-59, 1997.
- 3) 国土交通省HP 水文・水質データベース <http://www1.river.go.jp/>
- 4) 例えば最新版として, 国土交通省河川局編: 平成22年流量年表 (CD-ROM), 日本河川協会, 2013.
- 5) 国土交通省河川局監修: 平成14年度版水文観測, (社) 全日本建設技術協会, pp.92-240, 2002.
- 6) 木下武雄: 超音波により連続的に観測された洪水・潮汐等の流量変化の不定流としての挙動, 国立防災科学技術センター研究報告, 第27巻, pp.1-11, 1982.
- 7) 木下武雄: 洪水の水位流量曲線の意味, 第28回水理講演会論文集, pp.197-200, 1984.
- 8) 米田正文: 洪水特性論, 土木雑誌社, pp.12-88, 1953.
- 9) V.T. Chow: Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill Company, pp.128-129, 1959.
- 10) 福岡捷二, 藤田光一: 複断面河道の抵抗予測と河道計画への応用, 土木学会論文集, 第411号/II-12, pp.63-72, 1969.
- 11) 武内慶了, 本永良樹, 海野修司, 山田正: 複断面開水路流れにおける大規模水平渦の発生と発達, 水工学論文集, 第47巻, pp.475-480, 2003.
- 12) 木村俊晃: 水面勾配による河川流量の自動観測, 第30回水理講演会論文集, pp.403-407, 1986.
- 13) 森彰彦, 清水真人, 岡田将治, 山田正: 3Dレーザースキャナを用いた河川表面流速と水面勾配計測, 土木学会年次学術講演会講演概要集第2部, 59巻, pp.593-594, 2004.
- 14) 角哲也, 村崎充弘, 藤永清和, 名倉裕, 玉置晴朗: フラッシング排砂時における貯水池堆砂の侵食・堆積過程計測に関する研究, 水工学論文集, 第48巻, pp.1147-1152, 2004.
- 15) Yorozuya, A., Fukami, K.: Study about Velocity Index in Actual River during Flooding, *Proceeding of Third International Symposium on Shallow Flows*, Iowa City, Iowa USA, 2012.
- 16) 本永良樹, 萬矢敦啓, 深見和彦, 山坂昌成: 異なる河床変動特性に応じた流速補正係数に関する考察, 河川技術論文集, Vol.19, pp.195-198, 2013.
- 17) Yoshiki MOTONAGA, Atsuhiko YOROZUYA, Kazuhiko FUKAMI, Masashige YAMASAKA: Characteristic of Velocity Index in Rivers with Riverbed Fluctuation during Flood, *Proceedings of the 35th IAHR World Congress(USB)*, Chengdu, China, 2013.
- 18) Lighthill, M.J. and Whitham, G.B.: On Kinematic Waves. I. Flood Movement in Long Rivers, *Proc. Roy. Soc. A*, pp.281-316, 1995.
- 19) 福岡捷二, 佐藤宏明, 出口桂輔: 洪水流の非定常準二次元解析法の研究, 土木学会論文集B, Vol.65, No.2, pp.95-105, 2009.
- 20) 橋本宏, 藤田光一: 洪水追跡法 (その1) —河道及び洪水流の特性と追跡モデル—, 土木技術資料, 第28巻, 第6号, pp.50-56, 1986.
- 21) 山田正, 豊田康嗣: 洪水におけるハイドログラフの特性とその形成過程に関する研究, 水工学論文集, 第35巻, pp.143-148, 1991.

## 第3章 代表流速の測定について

---

### 3.1. 固定設置型流速計について

本論文では固定設置型流速計を用いた流量連続観測システムの構築について検討している。本章においては固定設置型流速計の概要について説明するとともに、測定機器の選定を行い、実際に代表流速を測定するに当たっての課題の抽出とその解決方法について検討する。（このシステムは参考文献1)において提案している流量観測の高度化において、主たる方法として採用しているADCP橋上操作艇を用いた流量の連続観測に対し、ADCP計測が困難な場合、あるいはADCPデータに欠測が多く生じる場合に備えデータ補完のために補助的に設置し、ADCP観測と並行して連続でデータを計測するものである。）

#### (1) 測定機器の選定

河川において断面流量を計測するためには、まず始めに河川の代表流速を測る必要がある。我が国で高水流量観測において主に使用される浮子測法では、浮子の流下速度を代表流速としている。先述した通り、この手法では連続して流量を測定することは困難である。また浮子が真っ直ぐ流下しない場合がある等の課題を有している。

これらを解決するために河川の代表流速を連続して測定できる固定設置型流速計を用いる。固定設置型流速計としては、多くの測定機器や測定手法が研究、開発されてきた。例えば測定機器としては電波式流速計<sup>2)-7)</sup>、超音波式流速計<sup>8)-14)</sup>、H-ADCP<sup>15)-21)</sup>などがある。電波式流速計は電波のドップラー効果を利用して河川の表面流速（正確には河川表面の位相速度）道を測定する機器である。超音波流速計は水中で斜めに向かい合うように対岸に超音波の送受波器を設置し、流れに乗る方向と流れに逆らう方向に発射した超音波の速度の違いから送受波器設置高さにおける平均流速を求めている。H-ADCPは水中でセンサーが横断方向を向くように河岸付近に設置し、超音波のドップラー効果を利用してセンサー設置高さにおける流速の横断方向分布を測定する機器である。また測定手法としてはビデオカメラにより撮影した河川表面の動画を解析して河川表面流速を測定する方法が開発されてきた。本も実験室における水路流れの解析を対象としたPIV、PTVなどの手法があったが、藤田ら<sup>22)-36)</sup>はこれらを実河川に適用できるLSPIV、STIVなどの手法に発展させてきた。

上述した各機器、手法の中で本研究において代表流速測定に用いるものについて検討する。上述した方法はいずれも万能ではなく、それぞれが観測に適した状況が存在する。例えば電波式流速計であれば流速が遅く河川表面が鏡面のような場合にはセンサーから発射した電波が水面で反射して帰ってこないため河川表面流速が測定されない。電波式流速計のメーカーによれば、その閾値は0.5m/sとのことであるが、本論文の著者の経験によれば1.0m/s程度であっても河

川表面が鏡面のようになり、電波式流速計により表面流速が測定できない場合がある。また画像解析では、水面がフラットであるという前提の元に画像変換が行われているため、うねりが大きい、あるいは撮影されている範囲内の水面に顕著な勾配がある場合には観測精度が保障されない。超音波式流速計やH-ADCPはセンサーが水中に設置されているため、出水中に発生したゴミ、流木などによりセンサーが損傷を受ける可能性がある。また出水時の高濁度時には超音波が減衰し、センサーから離れた地点における流速が測定できなくなることもある。

それぞれの手法には上述したような問題はあがるが、本研究の目的は高水時における流量観測システムの構築であるため、安全面から非接触型の方法であることが望ましい。また現時点における技術的な条件などから判断し、本研究では、現時点で最も適用範囲が広いと思われる電波式流速計を用いた観測手法について検討する。先述した通り電波式流速計は河川表面の位相の移動速度をドップラー効果を利用して求めているが、このような移動速度が河川水の表面流速を代表し得るということは無風時において画像解析とADCPの同時観測を検討したFujita et al.<sup>34)</sup>により初めて明確に示された。

## (2) 電波式流速計についての課題

電波式流速計は本質的には河川表面における位相の移動速度を測っている機器である。そのため強風により河川表面に風波が発生すれば、河川の自流の流速に風波の影響が加算されて計測される。これは流れそのものを変化させているのではないが、電波式流速計による測定精度に影響を与える要因であり、電波式流速計による代表流速の測定精度を高めるためには除去する必要がある。

強風が電波式流速計による代表流速測定精度に及ぼす影響については以前より知られていた<sup>5)</sup>。大手・深見ら<sup>4)</sup>は風洞を設置した実験水路を用いて、強風によりどの程度の風波が発生し、それが電波式流速計による計測データにどのような影響を与えるかについて調べた。その結果、強風により風速の1.6%程度の伝播速度を持つ風波が発生し、電波式流速計がこの風波を捉えるため、この分が実際の表面流速に加算されて計測されることが報告されている。しかしながら、これは延長50mの水路における実験結果であり、数100m～数kmの吹送距離を有する場合もある実河川で成り立つ知見かどうかについての検証はされていない。

河川表面流速に影響を与える要因としては河床変動もある。これは河床変動により川底の変化に起因する流速の鉛直分布が変化し、その影響が河川表面にまで及ぶものである。これらは実際の河川流れに及ぶ影響なので電波式流速計による代表流速測定に際し除去する必要はない。ただ現象として知っておくことは、現地において観測データの適切さについて判断する必要が生じた際に役立つ。

河床変動の影響については、Yorozuya et al.<sup>37)</sup>が山地急流河川において出水中にADCP横断観測で計測した河床高変動と電波式流速計で計測した表面流速変動を比較した結果から、出水中

表 3-1 各観測地点諸元

観測地点名	I	H	U
水系／河川	T川水系／K川	S川水系／U川	S川水系／S川
観測期間	2011年9月2日~9月3日	2012年4月20日~22日 2013年4月19日~21日	2012年10月1日 2012年11月15日
出水状況	台風12号による出水	融雪出水	2012年10月1日： 台風17号による出水 2012年11月15日： 低気圧性降雨による出水
河床勾配	1/300	1/430	1/13000
水面幅	約80m	約140m	約100m
観測時の河床変動の有無	あり.	なし	なし
観測時の風の状況	台風12号により風が強い状況. 風向は常に河川流れ逆流方向であった.	無風または弱風	2012年10月1日： 台風17号により風が強い状況. なお, 観測期間中に風向が河川流れ順流方向から逆流方向へ変化した. 2012年11月15日： 低気圧の影響により風が強い状況. 風向は常に河川流れ順流方向であった.

に河床波と思われる河床高変動が始まるのとほぼ同時に、電波式流速計による表面流速にも河床高変動に対応するような振動が現れることを示した。河床波が通過する場合には、河床波の位置に応じた流速の鉛直分布形状が変化することが言われており、Yorozuya et al.<sup>37)</sup>が捉えた河床高と表面流速の連動した変動はこの現象を捉えていると考えられる。

このように強風、河床変動による影響については個々に研究がされているが、実際の河川においては、出水時に強風、河床変動が同時に生じていることもある。本研究においては既往の研究に引き続き、実際の現場にて風の状況、河床変動の状況が異なる条件下において出水時の風、表面流速、河床変動を計測し、それぞれにおいて計測される河川表面流速の特性を調べる。それとともに、電波式流速計による表面流速データに対して強風が与える影響の除去方法について観測データを基に議論する。

### 3.2. 観測データへの影響因子に関する検討

本研究では電波式流速計を用いて代表流速として河川表面流速を測定することを決定した。先述した通り強風の影響により電波式流速計で計測したデータに実際の河川表面流速とは異なる誤差が含まれる。また河床高変動の影響は実際の表面流速を変動させる要因である。そこで観測地点として、強風および河床変動の有無に基づいて、表 3-1に示すI観測地点（K川）、H観測地点（U川）、U観測地点（S川）の3つのフィールドを選定した。

それぞれの観測地点において、以下に示す観測を実施した。

流量測定断面上に河床形状等に応じて複数の測線を設定し、各測線上において橋上から可搬式電波式流速計（横河電子機器(株)製 ポータブル電波式流速計RYUKAN™）を用いて河川表面

流速を測定した。俯角は40°とし、河川横断面に対して電波照射方向が垂直になるように設置した。データの出力はI地点については2秒毎、H、U地点については1秒毎に行った。橋上操作艇に搭載したADCPを用いて断面内流速分布と河床高分布について横断観測を実施した。

風向・風速についてはU地点ならびに平成24年4月のH地点に関しては現地に風向・風速計を設置し1分毎にデータを出力した。I地点、平成25年4月のH地点に関しては、それぞれの観測地点について最寄りの気象庁の観測所における10分平均データ（観測時刻前10分間における平均値）を利用した。I地点についてはU観測所（I地点から約10km離れた位置）、H地点についてはK観測所（H地点から約3km離れた位置）のデータを利用した。

本研究においては電波式流速計を用いて計測した表面流速の精度について検討するために、電波式流速計データとの比較用データとして、ADCP観測結果から推定した河川表面流速を用いる。ADCPで観測した場合、水面直下にデータの欠損領域（以降、上層不感帯と呼ぶ。）が生じる。この部分では流速データを何らかの方法で外挿する。データを水表面まで外挿した値がADCPにより推定される河川表面流速（以降、推定表面流速と呼ぶ。）である。この値を河川表面流速の“真値”と仮定して、電波式流速計で測定した表面流速と比較することで、電波式流速計データに影響を与える要因について考察する。ADCP観測における上層不感帯のデータ外挿方法として、次表に示す4手法が提案されている。

表 3-2 ADCP上層不感帯データ外挿手法

	外挿手法	内容
手法1)	log法	流速実測値について対数則の近似式を当てはめ、それより外挿する <sup>6)</sup> 。
手法2)	power法	流速実測値についてべき乗則の近似式を当てはめ、それより外挿する <sup>38)</sup> 。
手法3)	3points法	計測している表層3層のデータから直線近似式を求め、それより外挿する <sup>38)</sup> 。
手法4)	constant法	計測している表層第一層のデータを一様に外挿する <sup>38),39)</sup> 。

表 3-2に示したそれぞれのデータ外挿方法の適性等について現時点で明確な基準はない。そこで本研究においては、電波式流速計データとの比較・検証の段階では、上記の手法1)~4)それぞれにより推定される河川表面流速の平均値を推定表面流速とする。以降、この手法を「**4手法平均**」と呼ぶ。4手法平均はFujita et al.<sup>34)</sup>により、弱風かつ河床変動が顕著でない場合には、LSPIV等の画像処理法により算定された表面流速と良く一致していることが示されている。Fujita et al.の用いたデータからADCPにより推定した表面流速について、4手法平均と手法1)~4)それぞれの比較を示したのが図 3-1である。



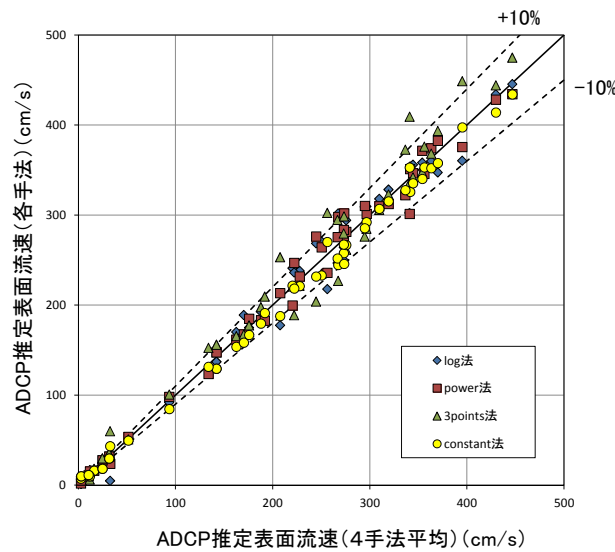


図 3-1 ADCPによる推定表面流速：4手法平均と各手法の比較  
(T川前橋観測所下流，無風時における観測結果)

4手法平均によるデータの±10%以内に各手法のデータが収まっている。このことは4手法平均が手法1)~4)のうち一つに引きずられるような不安定な指標ではないことを示している。このことから4手法平均によって推定した河川表面流速を“真値”と仮定することが適切であると考えられる。

上記のようにして得られた電波式流速計およびADCPによる表面流速，河床高，風向・風速を基に，強風，河床変動の影響がどのように表れるかを把握するとともに，電波式流速計の計測値から風による誤差要因を除去する方法について検討する。

### 3.3. 観測データからの影響の除去について

各観測所における観測期間中の風の状況についてまとめる。I地点，H地点（平成24年4月観測時）に関しては観測現場に風向・風速計が設置されていなかったため，最寄りの気象庁観測所における風向・風速の10分平均データを用いて現場における観測期間中の風の状況を調べた。

図 3-2，図 3-3はそれぞれI地点と気象庁U観測所の位置関係，H地点と気象庁K観測所の位置関係である。



図 3-2 I地点と気象庁U観測所位置関係  
(Google mapを基に作成)



図 3-3 H地点と気象庁K観測所位置関係  
(Google mapを基に作成)

図 3-2よりI地点～気象庁U観測所間では約10km離れているが、両者は同じ平野内にあることがわかる。I地点における観測期間中は台風12号により同平野内では広い範囲で強風となっていたため、気象庁観測所における風の状況がI地点でもほぼ同じであったと推定される。実際図 3-2に示した同平野内のU観測所以外の気象庁の観測所においても観測期間中は河川流下方向の逆流向きに強風が卓越していることを気象庁アメダスデータにより確認している。図 3-3よりH地点のあるU川は山間部の幅1km未満の狭い平地を流れており、気象庁K観測所は同平地内の約3km上流に位置していることがわかる。そのため気象庁K観測所で無風または弱風状態であればH地点においても同様の風況であったと推定される。実際現地観測時の体感でもH地点（平成24年4月観測時）ではほとんど風はなかった。またH地点（平成25年4月観測時）、U地点については、現地に設置した風向・風速計により観測期間中の風の状況を計測した。

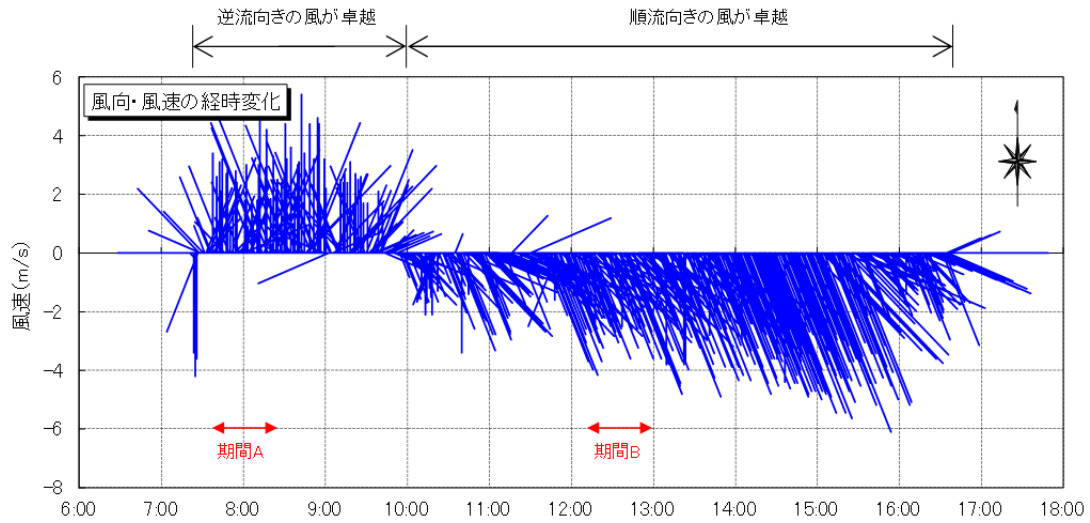


図 3-4 風向・風速時系列 (U地点, 2012/10/1)

(U地点にて風向・風速計で計測)

(図中に示した期間A, 期間Bにおける現場の状況を図 3-8にて示す.)

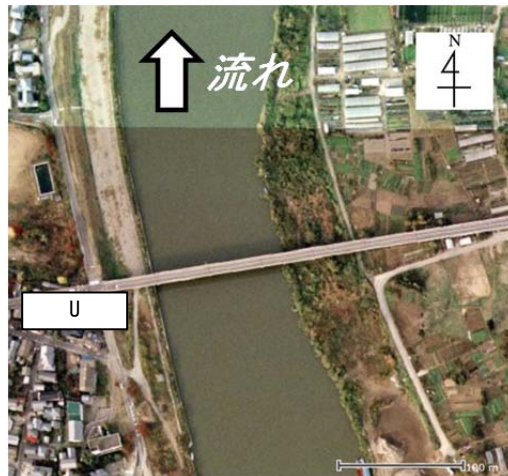


図 3-5 U地点周辺の様子 (Google mapを基に作成)  
(流れはほぼ真北を向いている。)

これらのデータから、I地点においては観測期間中河川流れの逆流向きに6~10m/sの風が常時卓越していることが分かった。H地点においては平成24年4月観測時、平成25年4月観測時ともに観測期間中ほぼ無風状態、あるいは1m/s程度の弱風状態であった。またU地点においては、平成24年10月1日の観測時には図 3-4に示す通り10:00頃を境に観測期間中に風が南風から北風に変化していることがわかる。図 3-5はU地点周辺の様子である。これよりU地点では流れはほぼ北向きであることがわかる。つまり図 3-4では10:00頃を境にして風向が河川流れ順流向きから逆流向きへ変化したことを意味する。同年11月15日の観測期間中は河川流れ順流向きに3~6m/s程度の風が常時卓越していた。(図 3-4中、赤い両矢印で示した期間A, 期間Bは、それぞれ図 3-7 (後述) 中の(c), (d)にそれぞれ対応している。)

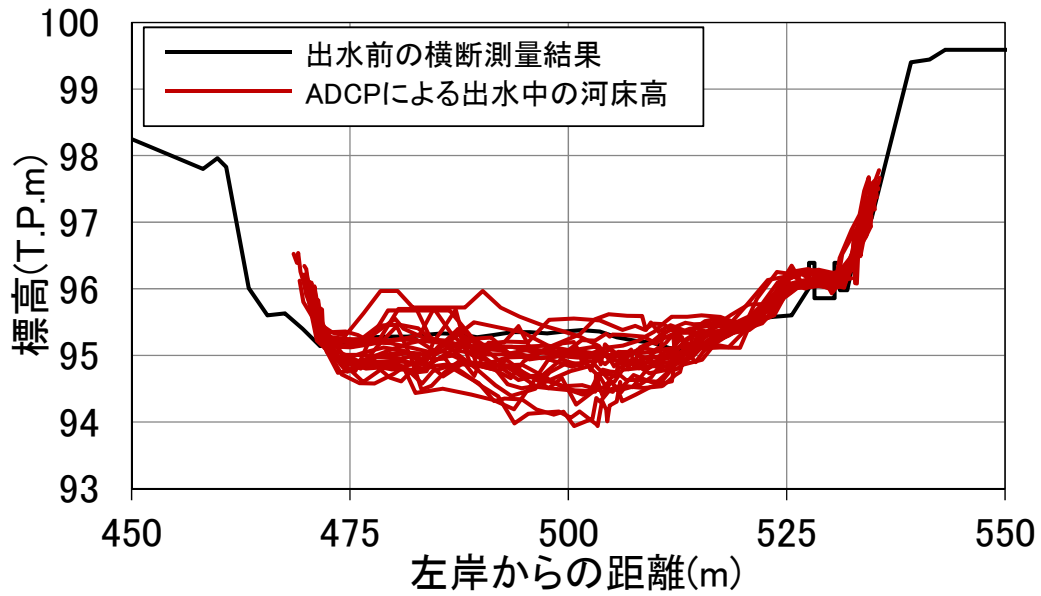


図 3-6 ADCP観測により得られた河床高横断分布 (I地点)  
(河道中央部では約1.5mの河床低下が見られた。)

図 3-6はI地点においてADCP横断観測により得られた河床高の横断分布を全て重ねた図である。この図から分かる通り、I地点においては台風による出水中であった観測期間中、顕著な河床変動が生じている。特に横断面中心付近においては最大で約1.5m程度の急激な変動が生じていることが分かった。なおH地点では融雪出水期であった観測期間中、河床変動はほとんど生じていなかった。U地点においては台風あるいは低気圧性降雨による出水ではあったが規模がそれほど大きくないこともあり、河床変動は生じていなかった。

以降において、本研究により得られた結果を示し、それに対して考察を行う。

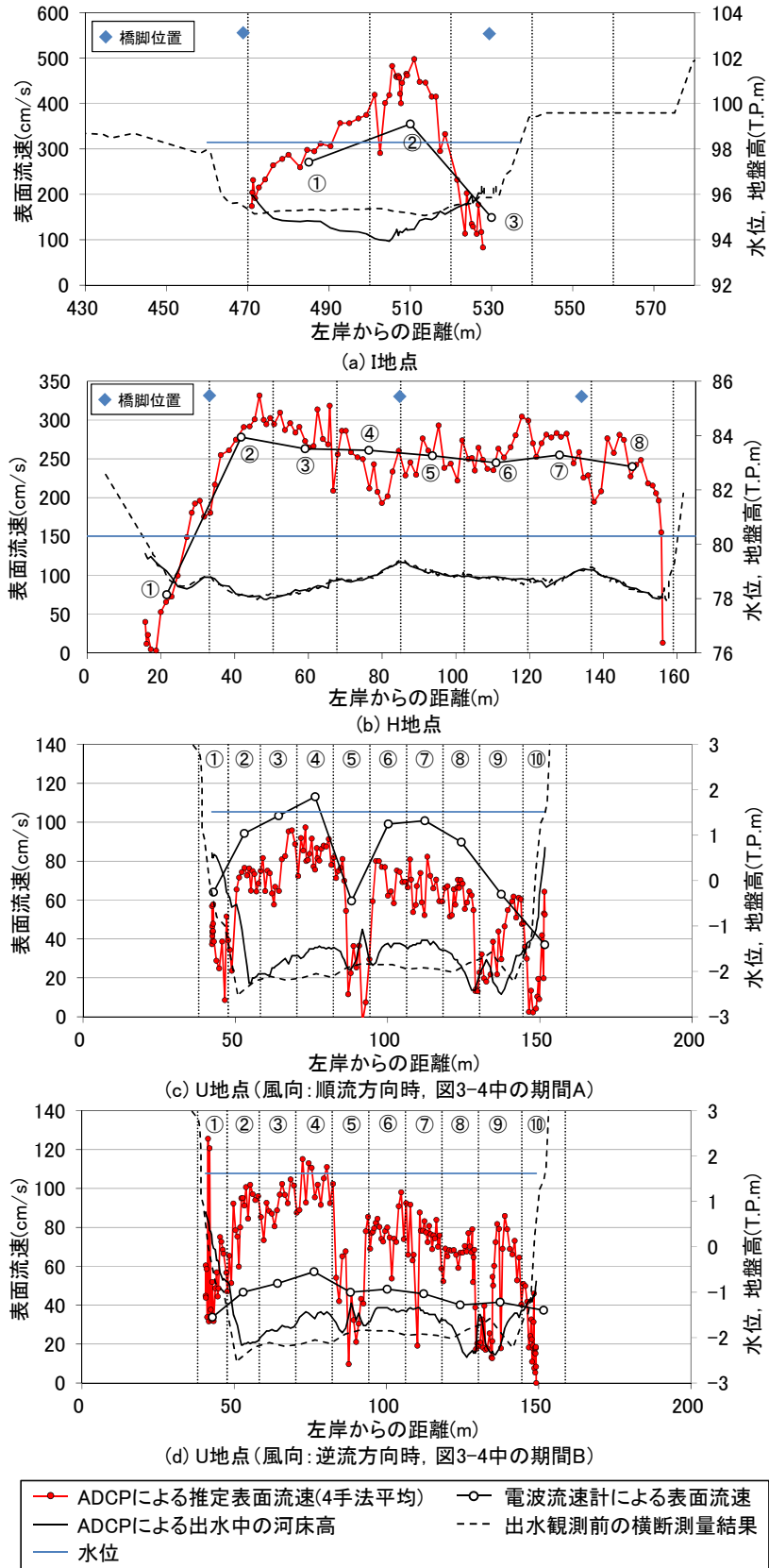


図 3-7 各観測地点における電波式流速計とADCPによる表面流速横断分布例 (U地点 (2012年10月1日観測時) については風向が順流時・逆流時を示した。)

## (1) 表面流速に現れる強風の影響

図 3-7(a), (b), (c), (d) はそれぞれ I 地点, H 地点, U 地点 (平成24年10月1日) における電波式流速計および ADCP による推定表面流速の横断分布の一例である。U 地点における観測データを示した図 3-7(c), (d) はそれぞれ図 3-4 に示した風向が河川流れに対し順流方向時, 逆流方向時の観測結果である。図中, ○ 数字は電波式流速計により計測した表面流速を振り分ける区分断面の番号である。これらの図より, 電波流速計と ADCP により計測された表面流速横断分布形状はほぼ同様の傾向を示していると考えられる。しかしながら流速値の大きさに着目すると I 地点に関しては, 流心において電波流速計による表面流速が ADCP による推定表面流速より若干低く測定されている。また U 地点においては, 風向が河川流れに対して順流時には電波式流速計による表面流速が ADCP による推定表面流速よりも速く測定されおり, 風向が逆流時には電波式流速計による表面流速が ADCP による推定表面流速よりも遅く測定されている。

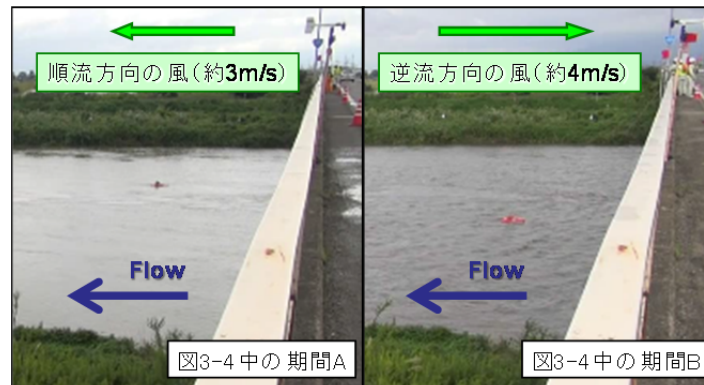


図 3-8 観測期間中の河川表面流速の状況  
(U地点, 2012年10月1日観測)

図 3-8 は U 地点 (平成24年10月1日観測時) において図 3-4 に示した風向が順流方向時, 逆流方向時それぞれの現地の河川表面の写真である。U 地点では現地において風向が順流方向時には下流向きの, 逆流方向時には上流向きの風波が発生しているのを目視により確認している。

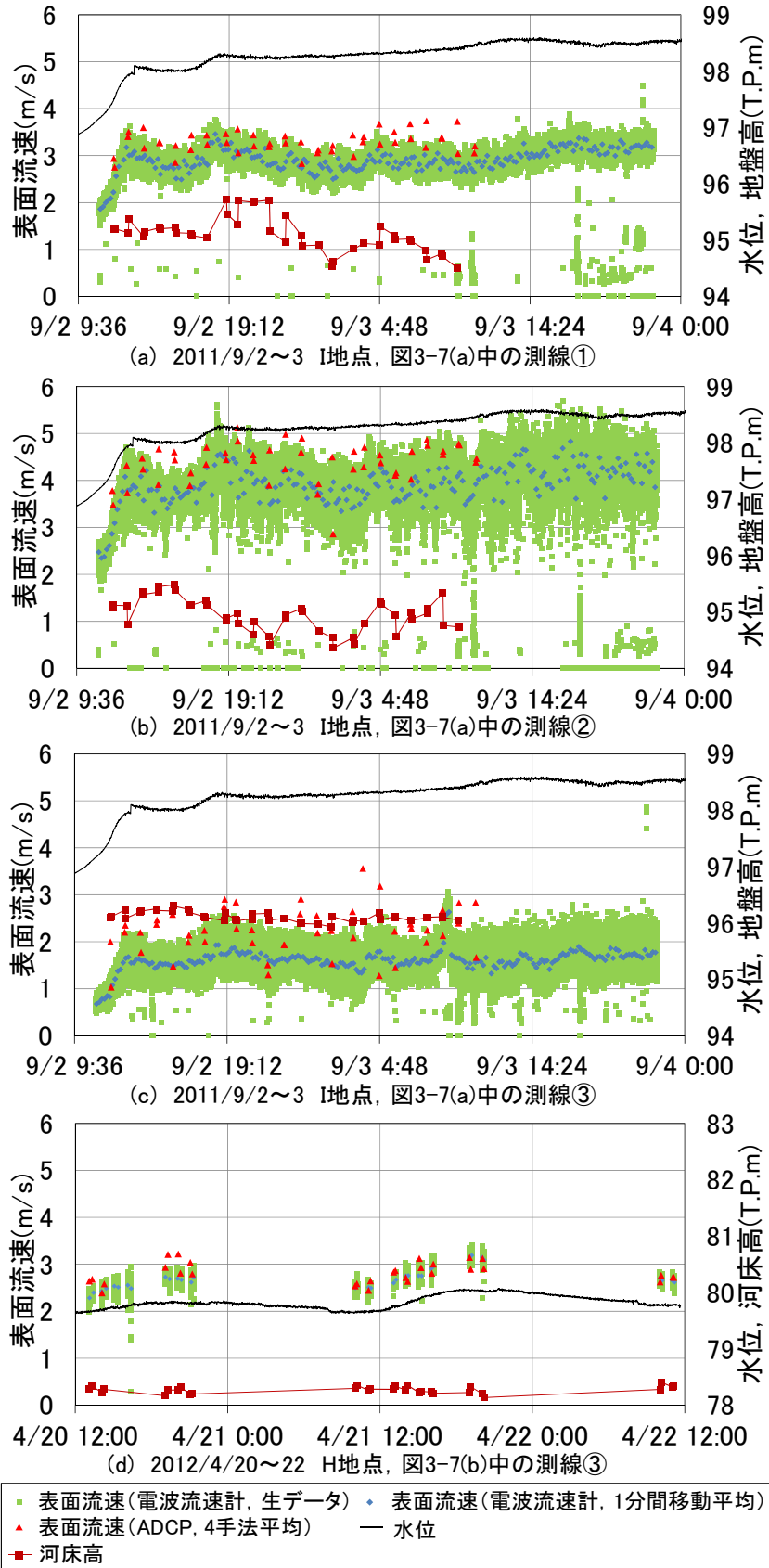


図 3-9 表面流速, 水位, 河床高の時系列 (I地点, H地点)

図 3-9 (a), (b), (c), (d) はそれぞれI地点の測線①, 測線②, 測線③およびH地点の測線③における電波流速計による生データ (I地点では2秒毎, H地点では1秒毎に出力), その平均データ (前方1分間移動平均値), ADCPによる推定表面流速および水位と河床高の時系列図である。I地点では測線②, H地点では測線③がそれぞれ流心に当たる。(各測線位置については図 3-7 (a), (b) を参照。) 電波流速計の生データについては明らかな異常値と思われるデータについても観測全期間で見れば少数なのでそのまま図化している。電波流速計の平均値を求める際には, このような異常値と推定されるデータは除去した上で前方1分間移動平均を施した。

図 3-9 から電波流速計の生データは両観測地点において顕著な振動を示していることがわかる。電波流速計は河川表面における凹凸の移動する速度を計測しており, そこには河道流れに存在する様々なスケールの擾乱が影響要因としてあると考えられるため, このデータの振動要因を一意的に論ずることはできない。しかしながらI地点, H地点の結果を比較すると, 強風時の観測であったI地点の方が弱風時の観測であったH地点よりも電波流速計生データの振動幅が大きいことから, この生データの振動には風の影響が強く含まれていることがわかる。

電波流速計の生データにはこのように0.5~2.0m/s程度の幅を持つ顕著な振動が含まれるため, 実際に表面流速データとして利用する場合には何らかの平均値を取る必要がある。移動平均時間については明確な基準は定められていない。

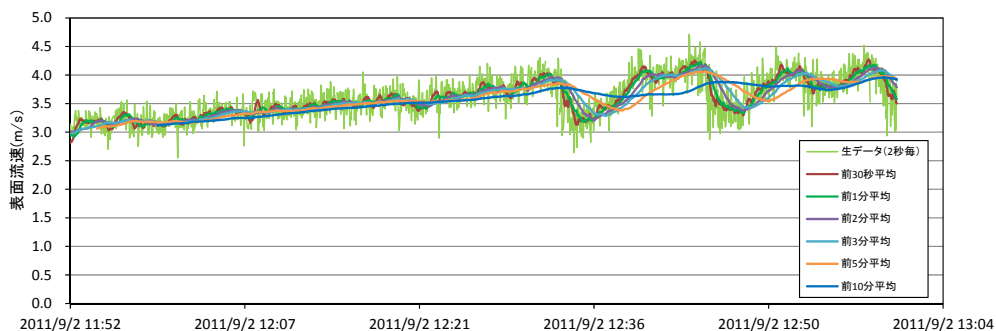


図 3-10 電波式流速計データの時系列図  
(生データと各移動平均データの比較例)

そこで図 3-10 に示すように, 電波式流速計データの移動平均時間を様々に変化させてみた。その結果, 1分間の移動平均が最も適切であると判断した。この電波式流速計の平均値をADCPによる推定表面流速と比較した場合, 変動の傾向は良く一致しているように見えるものの, ADCPデータの方が電波流速計データよりも大きく示される傾向が見られる。このことから風の影響は電波流速計の計測値に誤差として現れ, 実際の表面流速と異なる値が計測されるため, その除去が必要であることが言える。具体的な風の影響の除去については後述する。

I地点での観測については, 観測開始初期に出水の影響により短時間で急激に水位が上昇する



が電波流速計， ADCPによる表面流速もそれに合わせて急激に増加しているのが分かる． また融雪出水期に観測を実施したH地点では， 微小ではあるが水位に関して12:00頃から上昇し18:00頃から逡減し始めるという日周期での変動があるように見える． これは一日の日照量の変動に従っていると思われる． この時， データ数が少ないものの， この日周期の水位変動に合わせて表面流速も変動しているように見える． すなわち， 水位が上昇すれば表面流速も加速し， 水位が逡減すれば表面流速も減速している．

### (2) 表面流速に現れる河床変動の影響

図 3-9 (a), (b) より， I地点においては台風12号による出水で水位が急に上昇すると， 測線①， 測線②で河床高の変動が顕著になることがわかる． しかしながら図 3-9 (c) より， 測線③においては河床高に目立った変動は見られない． 図 3-6からもわかる通り， 出水による河床高変動は河道内で平均的に生じるのではなく， 顕著に変動する区分断面と， そうでない区分断面とがあることが実際の観測データから示された． 図 3-9 (d) より， H地点においては観測期間中を通して河床変動は見られなかった． (図 3-9 (d)には流心である測線③のデータのみを示したが他測線でも同様の傾向であった．) これはH地点での観測は融雪出水期に実施されたため， 台風による出水に比べ， 出水の規模が小さかったためと考えられる．

I地点の測線①， 測線②では河床高変動に合わせて， 電波流速計による表面流速のデータ（平均値）が変動しているように見える． 図 3-9 (a), (b)からは河床高上昇時には表面流速が加速し， 河床高下降時には表面流速が減速しているように見える． 逆に河床変動が見られなかったI地点の測線③（図 3-9 (c)）およびH地点（図 3-9 (d)）では表面流速の変動は見られなかった． これらのことから出水中に河床高が変動している場合には， 河床の増加， 低減に合わせて表面流速が加速， 減速していると考えられる．

### (3) 表面流速計測値に現れる風の影響の除去

先述した通り， 強風の影響は電波流速計による河川表面流速の計測値に誤差として現れるため， これの除去が必要である． 電波流速計で計測した表面流速の平均値とADCPによる推定表面流速を比較すると， I地点では全測線においてADCP推定表面流速の方が電波流速計平均値よりも大きくなる傾向が見られる． H地点においてはADCP推定表面流速と電波流速計平均値が概ね一致している． これは先述の通り， I地点での観測期間中は， 現場では台風の影響により逆流向きの強風が卓越していたため， 逆流向きの風波等が発生し電波流速計では表面流速が実際よりも遅く計測されたと考えられる． また， H地点については弱風状態であったため表面流速には風による大きな影響がなかったと考えられる．

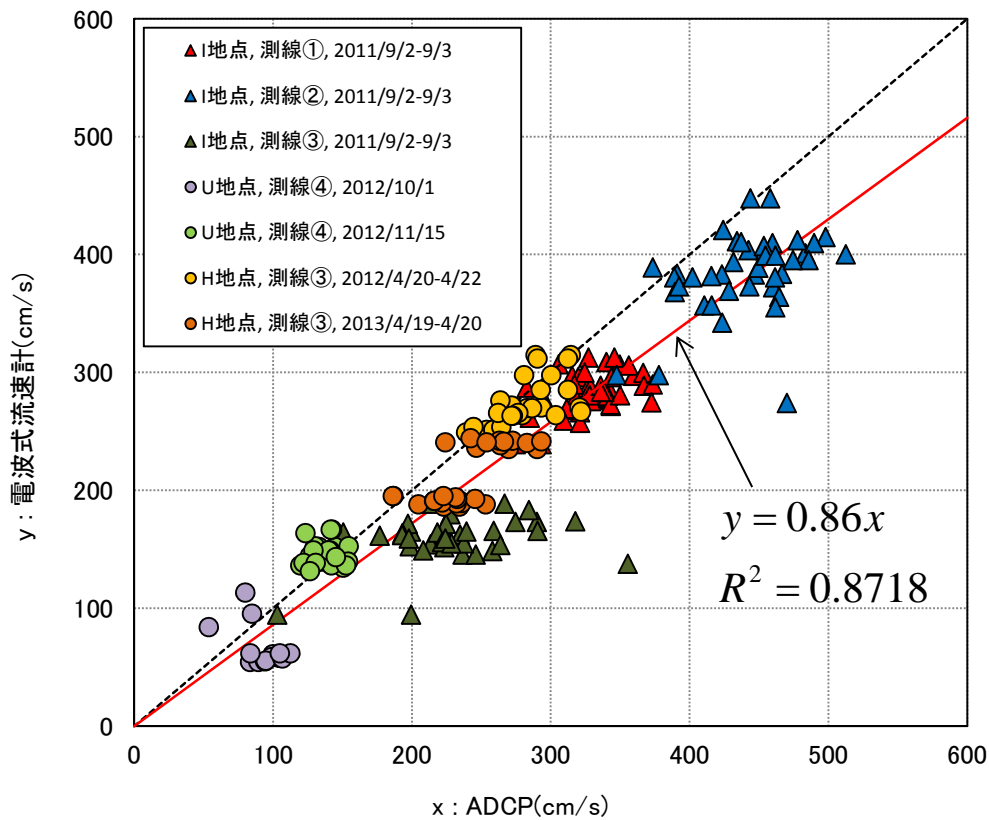


図 3-11 ADCPと電波式流速計（風の影響を除去前）の相関図

図 3-11に電波式流速計による表面流速とADCPによる推定表面流速の相関図を示す。ADCPのデータは4手法平均である。強風時のデータとしてI地点およびU地点における観測データを使用している。また弱風時のデータとしてH地点における観測データを使用している。I地点については全測線におけるデータを示す。U地点、H地点については代表としてそれぞれ流心に該当する測線④、測線③のみのデータを示すが、この2地点の他全測線でも同様の傾向が見られた。図 3-9(d)より弱風時には電波式流速計により測定した表面流速と4手法平均によるADCPの推定表面流速がよく一致していることがわかる。この結果より、弱風時にはADCPの上層不感帯の外挿法には4手法平均を適用できることが分かった。図 3-9(a), (b), (c)に示したK川I地点における観測結果から、同地点では観測時には、ADCPデータが電波式流速計データより大きめに測定されることが分かった。先述した通り、これはI地点の現地において河川流れに対して常時逆流向きの風向の風が卓越しており、その影響であると考えられる。そこでADCPによる推定表面流速を“真値”と仮定し、電波流速計データから風の影響を除去して真値に変換する手法について検討する。

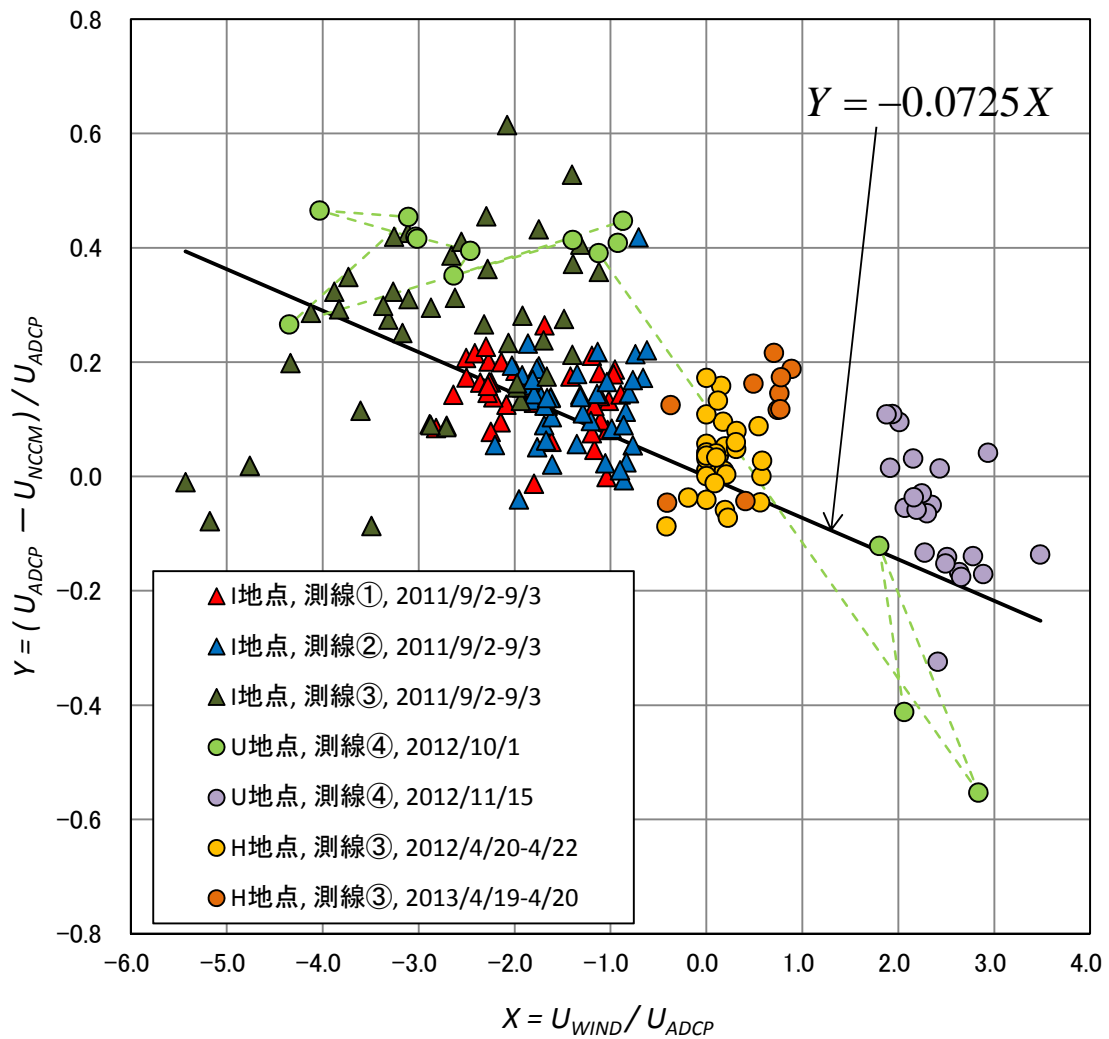


図 3-12 無次元化風速と無次元化表面流速差の相関図

(XとYの相関式を求める。)

図 3-12はI地点, U地点およびH地点での観測において得られた風とADCP推定表面流速と電波流速計表面流速の差の相関図である。表面流速差, 風速ともにADCPによる推定表面流速によって無次元化している。風のデータはI地点, H地点においては現場より数km離れた気象庁の観測所における風向・風速データからそれぞれの地点における河川流向方向成分を抽出している。U地点の風のデータは現地にて風向・風速計を設置し測定した。表面流速および風ともに河川の順流方向を正としている。ここに,  $U_{WIND}$ : 風速の河川流向成分,  $U_{ADCP}$ : ADCPによる推定表面流速 (4手法平均),  $U_{RCM}$ : 電波流速計による表面流速である。

先述の通り, I地点では観測期間中は河川流れに対して常に逆流向きの風が卓越しており, その影響で電波流速計の値がADCPの値より小さくなる傾向が全体的に見られた。しかしながら図 3-12から分かる通り, 一部に電波流速計データがADCPデータよりも大きくなるケースも見られる。このようなデータのいくつかについては, ADCPデータを詳細に見ると当該している

アンサンブルのみ両隣のアンサンブルより急激に流速が減少しているようなノイズ的なデータに見られたり、あるいは逆流向きの風が強すぎて流速の鉛直方向分布が上層部で逆勾配を示しているような4手法平均で表面流速を推定するには適しないようなデータであったりした。図 3-12からはこのようなデータは既に除去しているが、まだそのようなデータが若干残っている。これに関しては今後の検討課題としたい。（図 3-11および後述する図 3-13においても図 3-12で除去したデータに該当するデータは既に削除してある。）いずれにせよ残ったデータにおいてADCPによる推定表面流速を“真値”と仮定し、風と二つの表面流速データの差の関係を算定する。この時、風速が0m/sの時には理論的にADCP推定表面流速と電波式流速計による表面流速の差はないと考えてXとYの関係式を導いた。その関係式は図 3-12中に示した通り $Y = -0.0725 \times X$ となるが、これを展開すると次式のような電波流速計データから風の影響を除去する式が導かれる。

$$U_{WS} = U_{RCM} - 0.0725 U_{WIND} \quad (1)$$

ここで $U_{WS}$ は電波流速計による表面流速から風の影響を除去したデータである。この式は風速の約7.3%が表面流速に加算されることを意味している。電波流式流速計に関する既存の研究<sup>4),5)</sup>では風速の1.6%が表面流速に加算されると報告されており、今回の結果からは表面流速に与える風の影響は従来考えられているよりも数倍程度大きいと言える。既往の研究は延長50mの水路での実験結果であるが、今回観測対象としたI地点を含むK川の区間は南北方向に10km以上ほぼ直線的な河道となっており、吹送流がより卓越したため既往の研究よりも風の影響が大きく表れたと考えられる。

いずれにせよ、まだデータ数が十分なのかどうかわからない段階なので、今後、順流方向に風が卓越する場合、逆流方向に風が卓越する場合それぞれにおける観測を継続し、より多くの知見を蓄積することが必要である。また本論文ではI地点、H地点について観測現場から数km離れた地点での風のデータを用いて各観測地点における電波式流速計データを補正することを試みたが、今後はU地点のように実際に現地に風向・風速計を取り付け、電波流速計に与える風の場の影響とその除去方法についてより詳細に議論していくことが必要である。

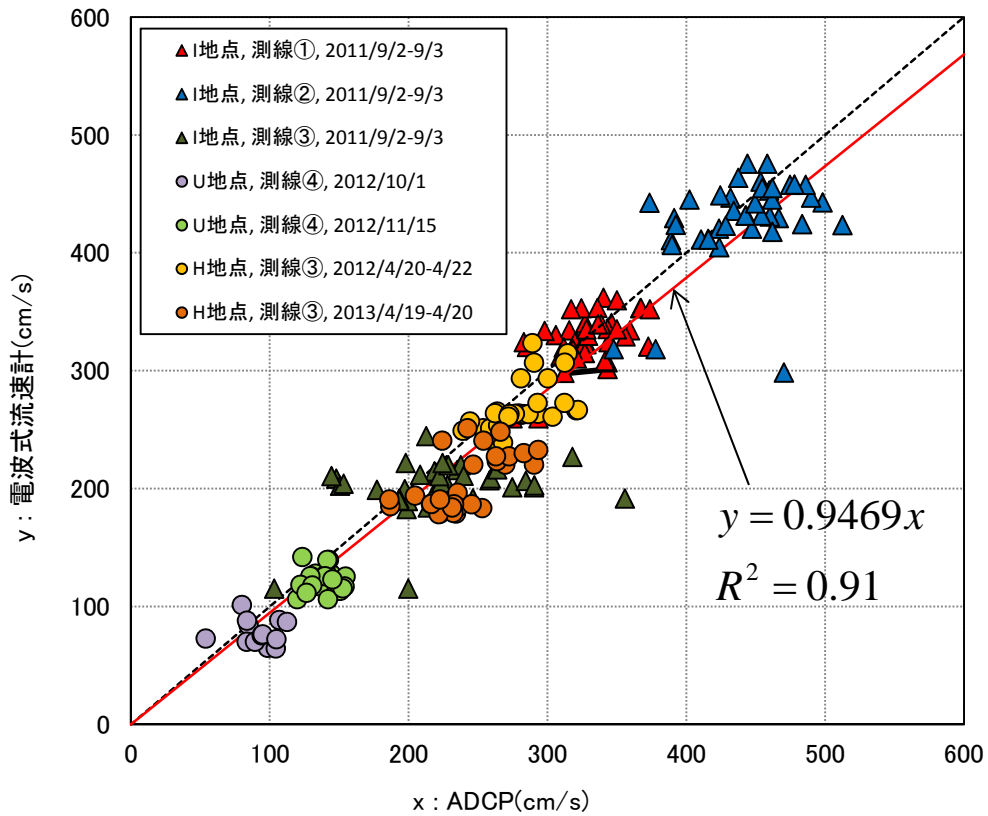


図 3-13 ADCPと電波式流速計（風の影響を除去後）の相関図

図 3-13は図 3-11で示したI地点，U地点およびH点での観測データについて，電波流速計から(1)式を用いて風の影響を除去した補正值とADCPの相関図である．図 3-11，図 3-13にはそれぞれ風の影響を除去する前後について電波式流速計による表面流速とADCPによる推定表面流速の相関係数を載せているが，風の除去により相関係数が0.87から0.91へ改善されているのがわかる．このように風の影響を除去することで，電波流速計データとADCPデータの相関がよくなることが分かった．図 3-13にはADCPの方が電波流速計より無視できない程度に大きくなるデータも数点見られるが，これらの取り扱いについては今後の課題とする．

### 3.4. 第3章のまとめ

本研究において得られた知見を以下にまとめる．

- 1) 4手法平均はADCPデータの上層不感帯におけるデータ外挿手法として適切である．
- 2) 強風時には河川表面に発生する風波によって電波式流速計により計測された表面流速に風の影響が強く作用する．具体的には風向が河川流れの順流方向時には下流向きの風波が発生するため電波式流速計による流速値は速くなり，風向が逆流方向時には上流向きの風波が発生するため電波式流速計による流速値は遅くなる．実河川において出水時に計測したデータを解析し

た結果、既往の研究による知見よりも風の影響が数倍程度強くなることが示された。この結果を踏まえた電波式流速計による計測値から風の影響を除去する式を示した。

- 3)出水時に河床高変動が生じている際には、その変動に応じて表面流速も変動している。具体的には河床高上昇時には表面流速は加速し、河床高下降時には表面流速は低減する。

第3章の参考文献

- 1) 独立行政法人土木研究所 水災害・リスクマネジメント国際センター編著：流量観測の高度化マニュアル素案（高水流量観測編），2013.
- 2) 山口高志，新里邦生：電波式流速計による洪水流量観測，土木学会論文集，No.497/II-28，pp.41-50，1994
- 3) 山口高志，斎藤秀晴，森修一，森田正人，岩本理恵：電波式流速計による河川脈動流の観測，水工学論文集，第52巻，pp.883-888，2008.
- 4) 大手方如，深見和彦，吉谷純一，東高德，田村正秀，和田信昭，淀川巳之助，中島洋一，小松朗，小林範之，佐藤健次：非接触型流速計測法の開発，土木技術資料，Vol.45，No.2，pp.36-45，2003.
- 5) 深見和彦，今村仁紀，田代洋一，児玉勇人，中島洋一，後藤啓介：ドップラー式非接触型流速計（電波・超音波）を用いた洪水流量の連続観測手法の現地検証～浮子測法との比較～，河川技術論文集，第14巻，pp.307-312，2008.
- 6) 萬矢敦啓，大平一典，菅野裕也，深見和彦：非接触型電波式流速計を用いた洪水流量自動観測手法の一考察，河川技術論文集，第16巻，pp.53-58，2010.
- 7) 本永良樹，萬矢敦啓，深見和彦：河床変動及び強風を伴う河川表面流速の特性と風による影響の補正に関する検討，土木学会論文集B1（水工学），Vol.69，No.4，pp.745-750，2013.
- 8) 木下武雄：超音波により連続的に観測された洪水・潮汐等の流量変化の不定流としての挙動，国立防災科学技術センター研究報告，第27号，pp.1-11，1982.
- 9) 木下武雄，渡辺一夫：超音波流速計の洪水観測への応用，河川技術論文集，第9巻，pp.225-229，2003.
- 10) 中川一，小野正人，小田将広，西島真也：横断平均流速の測定と流速分布の数値シミュレーションを組み合わせた流量測定技術の開発と大河川での実地検証，水工学論文集，第50巻，pp.709-714，2006.
- 11) 川西澄，大庭尚史，金子新，水野雅光：感潮河川における音波の横断伝播特性と次世代超音波流速計による横断平均流速の測定，水工学論文集，第52巻，pp.939-942，2008.
- 12) 川西澄，Mahdi Razaz，渡辺聡，金子新：次世代超音波流速計による感潮域の流量と水温・塩分の連続モニタリング，水工学論文集，第53巻，pp.1015-1020，2009
- 13) 川西澄，Mahdi Razaz，渡辺聡，金子新，阿部徹：次世代超音波流速計による感潮河川流量の長期連続モニタリング，河川技術論文集，第15巻，pp.489-494，2009.
- 14) 川西澄，Mahdi Razaz，渡辺聡，金子新，阿部徹：河川音響トモグラフィーによる太田川放水路の洪水流量と断面平均塩分の連続測定，水工学論文集，第54巻，pp.1081-1086，2010.
- 15) 岡田将治，森彰彦，海野修司，昆敏之，山田正：鶴見川感潮域におけるH-ADCPを用いた流量観測，河川技術論文集，Vol.11，pp.243-248，2005.
- 16) 二瓶泰雄，北山秀飛，江端萌奈美，色川有：江戸川におけるH-ADCPの流速連続モニタリング，河川技術論文集，第12巻，pp.139-144，2006.
- 17) 木水啓，二瓶泰雄，北山秀飛：H-ADCPとDIEX法を用いた河川流量計測法の洪水流量観測への適用，水工学論文集，第51巻，pp.1057-1062，2007.
- 18) 二瓶泰雄，北山秀飛，木水啓，原田靖生：H-ADCP計測と数値解析を組み合わせた浮遊土砂輸送量計測システムの提案，河川技術論文集，第13巻，pp.225-230，2007.

- 19) 二瓶泰雄, 木水啓 : H-ADCP観測と河川流計算を融合した新しい河川流量モニタリングシステムの構築, 土木学会論文集B, Vol.643, No.4, pp.295-310, 2007.
- 20) 原田靖生, 二瓶泰雄, 北山秀飛, 高崎忠勝 : H-ADCP計測と数値計算に基づく感潮域の河川流量モニタリング～隅田川を例として～, 水工学論文集, 第52巻, pp.943-948, 2008.
- 21) 二瓶泰雄, 岩本演崇, 谷古宇洋介 : H-ADCPの有効計測範囲の検討, 水工学論文集, 第54巻, pp.1099-1104, 2010.
- 22) 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.
- 23) 綾史郎, 藤田一郎, 柳生光彦 : 画像解析を用いた河川の洪水時の流れの観測, 水工学論文集, 第39巻, pp.447-452, 1995.
- 24) 藤田一郎 : トレーサを利用した実河川水制周辺流れのビデオ画像解析, 水工学論文集, 第42巻, pp.505-510, 1998.
- 25) 藤田一郎, 原基樹, 森本貴生, 大西努 : PIV技術の実河川表面流計測への応用, 第4回河道の水理と環境に関するシンポジウム論文集, 第4巻, pp.41-46, 1998.
- 26) 綾史郎, 露口肇, 柿木理史, 室田有紀, 藤田一郎 : 淀川下流部におけるPIVを用いた洪水時の流速観測, 水工学論文集, 第44巻, pp.455-460, 2000.
- 27) 小林範之, 金目達弥, 藤田一郎 : PIVによる洪水時河川流量観測装置の開発, 河川技術論文集, 第8巻, pp.455-458, 2002.
- 28) 江藤剛治, 竹原幸生, 高野保英, 藤田一郎, 酒井信行, 綾史郎, 玉井昌宏, 宮本仁志, 武藤裕則 : 赤外線ビデオカメラを用いた河川表面流のPTV計測, 河川技術論文集, 第8巻, pp.465-470, 2002.
- 29) 野村昌生, 綾史郎, 武藤裕則, 藤田一郎 : 淀川水系におけるLSPIVの利用に関する研究—ITV画像の利用を目指して—, 河川技術論文集, 第8巻, pp.471-476, 2002.
- 30) M. Muste, I. Fujita, A. Hauet : Large-scale particle image velocimetry for measurements in riverine environments, *WATER RESOURCES RESEARCH*, Vol.44, W00D19, 2008.
- 31) 藤田一郎, 安藤敬済, 堤志帆, 岡部建士 : 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, 第53巻, pp.1003-1008, 2009.
- 32) 原浩気, 藤田一郎 : 時空間画像を用いた河川表面流解析における二次元高速フーリエ変換の適用, 水工学論文集, 第54巻, pp.1105-1110, 2010.
- 33) 藤田一郎, 原浩気, 萬矢敦啓 : 河川モニタリング動画を用いた非接触型流量計測法の精度検証と準リアルタイム計測システムの構築, 水工学論文集, 第55巻, pp.1177-1182, 2011.
- 34) Fujita, I., Hara, H., Yorozuya, A. : Evaluation of imaging technique accuracy for discharge measurement and development of real time system for surface flow measurement, *Journal of Hydroscience and Hydraulic Eng.*, No.30-1, pp.15-28, 2012.
- 35) 藤田一郎, 小阪純史, 萬矢敦啓, 本永良樹 : 遠赤外線カメラを用いた融雪洪水の昼夜間表面流画像計測, 土木学会論文集B1 (水工学), Vol.69, No.4, pp.703-708, 2013.
- 36) 藤田一郎, 霜野充, 本田将人, 小阪純史, 萬矢敦啓, 本永良樹 : 河川流速計測の汎用化に向けたSTIVシステムの精度検証, 河川技術論文集, 第19巻, pp.141-146, 2013.
- 37) Yorozuya, A., Fukami, K. : Study about Velocity Index in Actual River during Flooding, *Proceeding of Third International Symposium on Shallow Flows*, Iowa City, Iowa USA, 2012.



- 38) Muste, M., Yu, K., Spasojevic, M. : Practical aspects of ADCP data use for quantification of mean river flow characteristics; part I : Moving-vessel measurements, *Flow Measurement and Instrumentation*, Vol.15, No.1, pp.1-16, 2004.
- 39) 二瓶泰雄, 酒井雅弘 : 実河川洪水流における浮子の更正係数, 土木学会論文集B, Vol.66/No.2, pp.104-118, 2010.係数について, 土木学会誌, Vol.18, No.1, pp.105-129, 1932.

## 第4章 流速補正係数の設定

---

### 4.1. 流速補正係数について

本研究では固定設置型流速計を用いて河川流量を連続的に測定するシステムの構築を目指している。河川流量を測定する際には流量を測定したい断面において、「流量＝断面平均流速×断面積」の式により流量を算出することが基本である。この時、固定設置型流速計で測れるのは河川の一部の流速である代表流速のみであり、断面を通過する流量を算出するためにはこれを断面平均流速に変換しなければならない。この場合、代表流速にある係数を乗じて断面平均流速に変換することが一般的である。第3章で述べた通り、本論文においては固定設置型流速計として電波式流速計を選択する。電波式流速計は各区分断面に設置され代表流速として河川表面の流速を測っているが、これらの河川表面流速に乗じて平均流速に変換する係数が必要となる。この係数を $\alpha$ とおくと、区分断面ごとに代表流速（本論文では河川表面流速）を断面平均流速に変換する式は次式の通りである。

$$V_{ave} = \alpha \times V_{rep} \quad (1)$$

ここに、 $V_{ave}$ ：断面平均流速、 $V_{rep}$ ：代表流速、である。この式から係数 $\alpha$ は断面平均流速と代表流速の比であることがわかる。

我が国の高水流量観測時にて主に用いられる浮子測法では、川中に投下した浮子の流下速度を代表流速とし、それに乗じて当該区分断面内の平均流速を求める係数が浮子の吃水長に応じて既に定められている<sup>1),2)</sup>。この係数は「更正係数」と呼ばれる。上述した係数 $\alpha$ については、この浮子測法において定められた浮子の更正係数と混同することを避けるため、「**流速補正係数**」という言葉を用いることとする。これは代表流速に乗じて断面平均流速を算出するために用いる係数一般について適用する言葉であり、浮子測法における更正係数もこの範疇に含まれるものである。

#### (1) 流速補正係数に関する既往の検討

我が国において高水時の流量観測には浮子測法が用いられてきた。この測法においては、測定断面において地形などに応じて定めた区分断面ごとに浮子を投下し、その浮子が一定区間を流下するのに要した時間から浮子の流下速度を求め、これに定められた係数を乗じて当該区分断面における平均流速とする。この時に用いられる係数が浮子に対する更正係数と呼ばれる。この更正係数は流量の算出に重要な係数であり、従来多くの実験的、理論的研究が行われてきた。以下にその一部を示す。

①Francisの式<sup>3)</sup>

水路の実験により求めた実験式である。

$$\alpha = 1.012 - 0.116 \sqrt{1 - \frac{l}{h}} \quad (2)$$

ここで、 $\alpha$ ：浮子の更正係数、 $l$ ：浮子の吃水長、 $h$ ：水深である。これらは以下に紹介する式でも同様とする。(2)式は浮子の吃水比 ( $l/h$ ) のみを用いて浮子の更正係数を算出していることが特徴である。

②物部の式<sup>4)</sup>

実測に基づく実験式である。

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{12}{C} \left\{ 1 - 2.5 \left( \frac{l}{h} - 0.3 \right)^2 \right\}} \quad (3)$$

ここで、 $C$ ：シェジー係数である。

③安芸の式<sup>5)</sup>

安芸は渦動粘性係数が鉛直方向に一樣であるとして放物型の流速鉛直分布式を導出した。

$$u = \sqrt{Ih} \left\{ C + \frac{20}{3} - 20a + 40a \frac{z}{h} - 20 \left( \frac{z}{h} \right)^2 \right\} \quad (4)$$

ここで、 $u$ ：主流方向流速、 $I$ ：水面勾配、 $z$ ：水面からの深さ、 $a$ ：水面から最大流速点までの深さと水深の比である。この式より以下の更正係数が導かれる。

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{20}{3C} (1 - 3a + 3am - m^2)} \quad (5)$$

ここで、 $m$ ：浮子の速さと水流の速さが一致する位置までの水面からの深さの水深に対する比である。(3)式、(5)式には水路の壁面粗度の効果が $C$ を介して組み込まれていることが特徴である。また(5)式には最大流速点の相対的な深さ $a$ が導入されているという特徴がある。

④国土交通省の浮子更正係数<sup>1), 2), 6)</sup>

浮子測法による高水流量観測を全国統一して実施するために国土交通省（旧建設省）が定めた。浮子測法における更正係数は流れの種々の条件で決まってくるものであり、洪水時の流れについて流速の鉛直分布などが明らかになるまで、簡易な一定数を用いることとして、安芸の式に基づき実用的な係数を定めている。将来、流速の鉛直分布の概要が明らかになればより正しい流速補正係数に訂正されることを前提としているが、未だに決定当時の値が使用されている。

表 4-1 国土交通省（旧建設省）の更正係数

$h(m)$	$l(m)$	$A$
0.7以下	表面浮子	0.85
0.7~1.3	0.5	0.88
1.3~2.6	1.0	0.91
2.6~5.2	2.0	0.94
5.2以上	4.0	0.96

表 4-1に示した浮子の更正係数は河川における水面下の流れの流速鉛直方向分布が安芸の式に基づくということを前提にして定められた数字である。この前提は実際の河川における観測結果により裏付けられたものではなかった。この前提が用いられてきたのは、従来出水中における水中の流速分布を測定する機器が存在しなかったからである。しかしながら第1章で説明した通り現在ではADCPの開発・発展およびその関連機器が充実したことにより、我が国に多く見られる急流河川においても出水中の流況観測が可能になってきている。これらの新技術を用いて実河川を対象とした浮子更正係数の検討が現在実施されるようになってきた。

我が国においてADCPを用いて実河川における浮子更正係数を測定することを最初に試みたのは二瓶ら<sup>7)</sup>である。二瓶ら<sup>7)</sup>は江戸川、荒川、多摩川および筑後川、白川における中小規模の出水を対象としてADCPによる計測を実施し、実河川における流速鉛直方向分布に関するデータを数多く収集して、それらから適正な浮子における更正係数を算出することを試みた。この中で二瓶らは実河川での流速鉛直方向分布は安芸式<sup>5)</sup>よりも対数分布則とより一致することを定量的に示した。この試みは画期的であったが、それ以前の浮子更正係数についての検討と同じく、河床変動が生じていない流れを対象とした検討であった。

電波式流速計により測定される河川表面流速に対する流速補正係数としては、現在の一般的な知見に基づくのであれば表 4-1に示した表面浮子に対する更正係数0.85を選択することになるであろう。この数字は海外においても河川表面流速に対する流速補正係数として一般的に用いられているようである。中尾<sup>8)</sup>の調査によればWMO（World Meteorological Organization, 世界気象機関）が作成したマニュアル<sup>9)</sup>には“A coefficient of about 0.85 is commonly used to convert surface velocity to mean velocity.”と記されている。また、Costa et al.<sup>10)</sup>は米国のSkagit Riverを対象として、河川表面流速に対する流速補正係数を0.85と仮定して電波式流速計を用いて計測した河川流量が、HQカーブあるいはADCPにより得られた流量値とほぼ等しいことを示し、これにより電波式流速計等の非接触型流速計を用いた河川流量観測が可能であることを示した。Muste et al.<sup>11)</sup>はCosta et al.<sup>10)</sup>の示した知見を踏まえて、河川表面流速に対する流速補正係数0.85という数字は水理学のコミュニティ（hydraulic community）内では一般的に認められていると述べ、この値を用いてLSPIVによる断面通過流量を求めることを試みている。さらにはUSGS（U.S. Geological Survey, 米国地質調査所）<sup>12)</sup>においても河川表面流速に対する流速補正係数と

して0.85が用いられている。このように0.85という数字は国内外において一般的に用いられている数字であるが、河床変動が生じていないという前提条件におけるものである。

河床変動が生じている河川における流速補正係数を実際に調べた研究として、Polatel<sup>13)</sup>は室内実験において、固定した滑面、粗面それぞれの水路床における流れについて流速補正係数を求めた。この時、粗面については様々な河床波を想定した形状の固定式水路床を用いている。この実験において、滑面では流速補正係数は0.659～0.910、粗面では0.850～0.908であることを示した。この実験は河床波を想定した縦断形状を持つ固定床水路内での実験であり、実際に時間的に河床が変動する中での実験ではない。実際の河川において河床波発生時に流速補正係数の変動を調べたのはYorozuya et al.<sup>14)</sup>である。彼らは国内の山地急流河川において河道内に建設したH鋼に固定設置した音響測深機による出水中の河床高モニタリングを行い、出水中に河床波の通過を示すと考えられる河床の変動を捉えた。この時、同時並行して実施していた橋上操作艇に搭載したADCPによる横断観測の結果から、河床波の通過による河床高の振動が生じている際に流速補正係数が大きく変動することを示した。特に流速補正係数の変動が顕著であった例として、出水の立ち上がり時の河床変動が生じる前の段階においては河川表面流速に対する流速補正係数はほぼ一定であったが、水位のピーク時付近において河床波の通過と思われる河床変動が発生してからは流速補正係数が0.73から1.1の間で激しく変動するという結果を報告している。これらの既存の研究からも実河川における流速補正係数についてはまだ議論の余地があることがいえる。

## (2) 自動流量観測システムにおける流速補正係数の設定について

高度化した流量観測においては流速鉛直方向分布の実測データを考慮して流量を算出する。主たる方法として採用するADCP横断観測では流速鉛直方向分布を直接測定しているが、ADCPデータ補間用に補助的に並行して実施する固定設置型流速計による流量観測では流速の鉛直方向分布を測定することはできない。このため河川ごとにADCP観測データを基にして流速補正係数を予め求めておくことが考えられる。また実際の河川においては河床変動の影響により流速補正係数が変動していることも考えられる。そのためADCPを用いなくてもリアルタイムで流速補正係数を算出する方法についても検討する。これらは河床変動がある河川流れとない河川流れそれぞれにおいて実河川における観測結果を基に考察する。

## 4.2. 流速補正係数のリアルタイム設定手法

実河川において出水時にADCP橋上操作艇を用いて流速の鉛直方向分布および水深の変動を測定し、その結果を基にして流速補正係数を求め、その変動の特徴について調べる。特に出水時の河床変動がない場合と河床変動がある場合の違いについて重点的に議論する。

本研究で観測対象とした河川およびその諸元を表 4-2に示す。対象となったのはK川（I観測地点）、I川（HA観測地点）、S川（U観測地点）、U川（HO観測地点）である。U川はS川の支川である。河川の特徴としてK川が出水時の顕著な河床変動が確認された河川、それ以外は出水時に顕著な河床変動が確認されなかった河川である。

表 4-2 各観測地点諸元

観測地点名	I	HA	U	HO
水系／河川	T川水系／K川	I川水系／I川	S川水系／S川	S川水系／U川
観測期間	2011年9月2日～9月3日	2013年5月2日～3日	2012年10月1日 2012年11月15日	2012年4月20日～22日 2013年4月19日～21日
出水状況	台風12号による出水	融雪出水	2012年10月1日： 台風17号による出水 2012年11月15日： 低気圧性降雨による出水	融雪出水
河床勾配	1/300	1/1200	1/13000	1/430
水面幅	約80m	約100m	約100m	約140m
観測時の河床変動の有無	あり。 河床変動幅は最大で約1.5m.	なし	なし	なし
観測時の風の状況	台風12号により風が強い状況。風向は常に河川流れ逆流方向であった。	無風または弱風	2012年10月1日： 台風17号により風が強い状況。なお、観測期間中に風向が河川流れ順流方向から逆流方向へ変化した。 2012年11月15日： 低気圧の影響により風が強い状況。風向は常に河川流れ順流方向であった。	無風または弱風

## (1) 観測内容

各観測地点において出水時にADCPを搭載した橋上操作艇による横断観測を実施した。これにより横断方向にアンサンブル毎の流速鉛直方向分布、河床高が求まる。流速鉛直方向分布については各アンサンブルについて最小二乗法により対数則の近似式を与えた。ADCPではトランスデューサーから発射する超音波のサイドローブの影響により原理上河床付近に不感帯が生じ、この不感帯の内部では流速データは計測されない。しかしながら時折下層不感帯内において流速データが出力される場合がある。このようなデータについては採用しない。下層不感帯の厚さは理論的には水深の7%となるが、本研究においては念のため、河床から水深×0.1の高さまでの範囲を下層不感帯として取り扱い、各アンサンブルにおいて下層不感帯内に出力されるデータは除去した上で最小二乗法による対数則近似式を算出した。

上層不感帯、下層不感帯内の流速についてはこの対数則近似式を延長して与えた。河川表面流速は同近似式を水面まで延長して与えた。同近似式を水深積分して鉛直平均流速を求め、鉛直平均流速／河川表面流速特性として流速補正係数を求めた。ADCP横断観測を実施した横断

面は図 4-1に例を示すように河床形状等に応じて区分断面に分割する。図 4-1中、赤丸が ADCPによる推定表面流速（4手法平均<sup>15)</sup>を用いる。）、白丸が電波式流速計による表面流速、黒破線が観測前の河床断面形状、黒実線がADCPによる観測中の河床断面形状である。他観測地点についても同様に断面形状等に応じて区分断面を設定している。上述したアンサンブル毎の流速補正係数、河床高については各区分断面内で平均し、各区分断面を代表する流速補正係数、河床高とする。以降、流速補正係数、河床高と言った場合、特に断らない限り、これらの区分断面ごとの平均値とする。

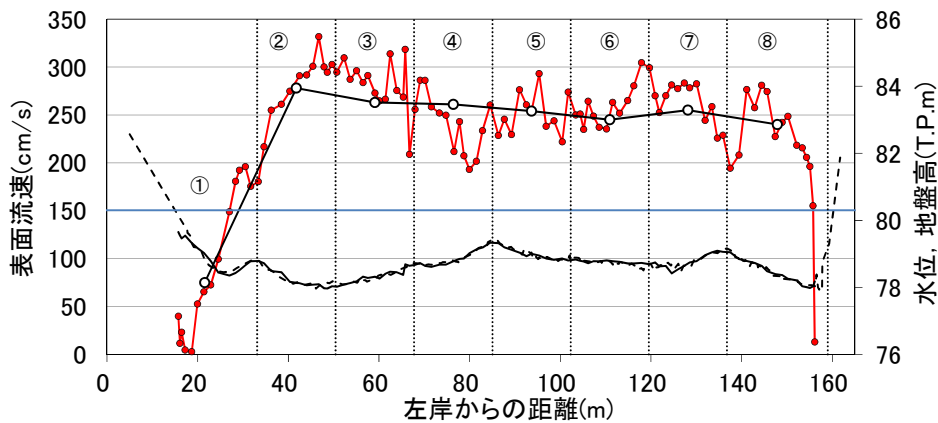


図 4-1 区分断面 (UJIHO地点)

測定断面の上流側，下流側の水際に水位，水面勾配を測定することを目的として左右岸いずれかの水際に沿って縦断方向に複数の水位計を並べて設置した。基本的な並べ方は測定断面の直上流，直下流および上流側，下流側それぞれ500m程度離れた地点である。この間隔であれば有意な水位差が求められると考えられる。縦断的に設置した複数の水位計における水位データから最小二乗法により水位縦断分布を直線近似し，その直線の勾配を水面勾配とする。水位についてはADCP観測断面に最も近い地点の水位計データを用いる。水位計データは1分毎に出力した。

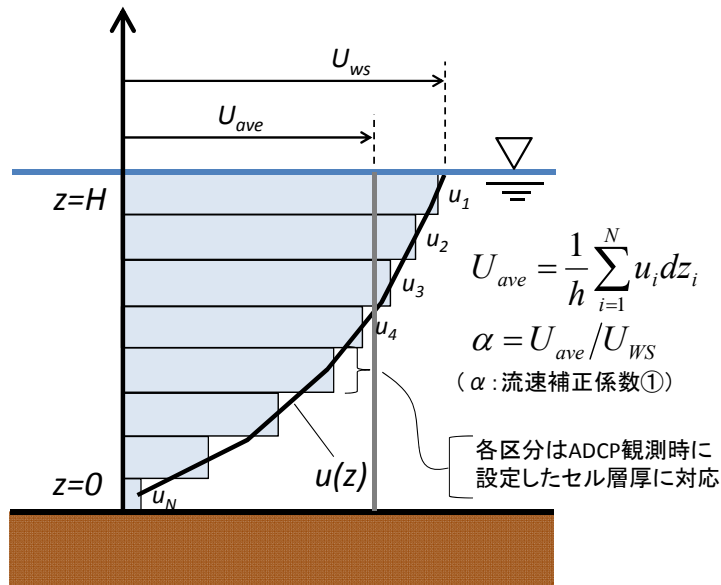
各区分断面の横断中央を流速測線とし，橋梁上から下流側へ向けた電波式水位計により各測線上の表面流速を測定した。電波式流速計のデータは1秒毎に出力した。

(2) 比較・検証用の流速補正係数

流速補正係数をリアルタイムで設定する手法について検討するに当たり，同手法で設定した係数の精度について，比較・検証するための基本となる流速補正係数が必要である。ADCP横断観測により横断方向にアンサンブル毎の流速補正係数が求まる。鉛直平均流速を算出するに当たり，各アンサンブルの流速鉛直方向分布について最小二乗法により対数則の近似式を与えた。上層不感帯，下層不感帯については同近似式を延長して与えた。アンサンブルごとに図

4-2に示すように対数則近似式を鉛直方向に数値積分し水深で割って鉛直平均流速を求めた。この時ADCP観測時に設定したセル層厚に従って鉛直方向に区分分割を行った。上層不感帯、下層不感帯については実測領域との境界位置からセル層厚に応じて分割し、余った部分についてはそれぞれ最上層、最下層の分割区間とした。対数則近似式は数学的には河床のごく近傍で $\infty$ となるが、本解析では基本的にADCP観測のセル層厚に従って分割するため河床から10～20cm程度の高さまでしか検討対象とせず、下層不感帯へ対数則近似式を延長しても問題はないと考える。また図 4-2に示すように河川表面流速は同近似式を水面まで延長して与えた。これらにより流速補正係数（＝鉛直平均流速／河川表面流速）を求めた。上述したアンサンブル毎の流速補正係数については各区分断面内で平均し、各区分断面を代表する流速補正係数とする。ここで求めた流速補正係数は**流速補正係数①**とする。これは流速補正係数を定義通りに求めた値であり、後述するリアルタイムで設定する流速補正係数の精度を検証する際に比較・検証のために用いる。ここでは各アンサンブルの流速データから対数則を用いて流速鉛直分布の近似式を求めたが、ADCPによる観測結果では実測流速データが鉛直方向にほぼ垂直になる場合（図 4-3）や河床付近で実測流速データが負値を示す場合（図 4-4）があり、これらに対数分布則で近似することについては本来議論が必要と思われる。このような流速の鉛直分布形状は先述した通り河床変動と密接な関係があると考えられるがそれについて議論するためのデータがまだ十分とは言えず、また図 4-3、図 4-4のような実測流速データを示すアンサンブルは著者らが実施したADCPによる横断観測の結果内では比較的少数の事例であったことなどから、現時点ではあえて対数測を当てはめるものとする。今後もADCPによる観測を継続的に実施し、河床変動と流速鉛直分布の関係についての知見が蓄積される中で詳細な検討が可能になると考えている。





$U_{ave}$ : 鉛直平均流速  $U_{ws}$ : 河川表面流速  
 $u(z)$ : 流速鉛直分布の対数則近似式

図 4-2 流速補正係数①の算出方法概念図

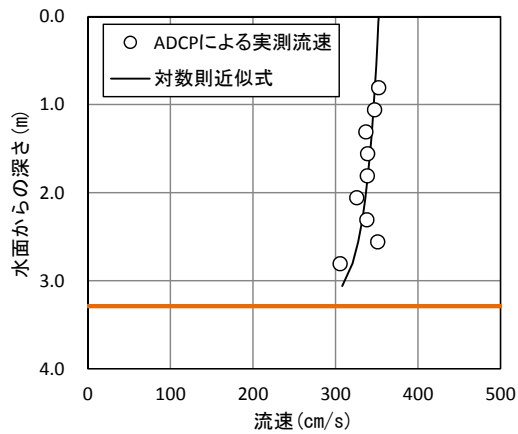


図 4-3 ほぼ垂直に近い流速実測値の鉛直分布例

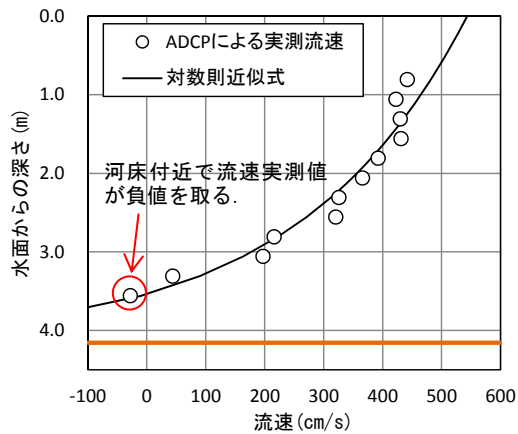


図 4-4 河床付近で負値を取る流速実測値の鉛直分布例

(3) 流速補正係数のリアルタイム設定法の考え方

流速補正係数が顕著に変動する流れ場を対象として流量の自動観測を実施するため、流速補正係数をリアルタイムで算出する方法をについて説明する。(2)で説明した流速補正係数①は ADCP観測データを基にしているため自動算出することはできない。ここでは萬矢ら<sup>16)</sup>により開発された方法を用いる。

流速鉛直分布の近似式は、次式に示す古典的な粗面流れの対数分布測であるとする。

$$\frac{u(z)}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{k_s}\right) + A_r \quad (6)$$

ここで、 $u(z)$  : 水深 $z$ における流速、 $u_*$  : 摩擦速度、 $\kappa$  : カルマン定数 (=0.4)、 $k_s$  : 相当粗度高さ、 $A_r$  : 普遍定数 (=8.5) である。

ここではある水深 $\beta h$ において計測された流速 $U_{\beta h}$  ( $\beta$ は0~1の数字を取り、 $\beta=1$ のとき表面流速を意味する) を真値であると仮定して(6)式を以下のように展開する。

$$\begin{aligned} \frac{U_{\beta h}}{u_*} &= \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{\beta h}{k_s}\right) + A_r \\ A_r &= \frac{U_{\beta h}}{u_*} - \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{\beta h}{k_s}\right) \end{aligned} \quad (7)$$

式(7)を式(6)に代入する。

$$\begin{aligned} \frac{u(z)}{u_*} &= \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{k_s}\right) + \frac{U_{\beta h}}{u_*} - \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{\beta h}{k_s}\right) \\ \frac{u(z)}{u_*} &= \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{k_s} \cdot \frac{k_s}{\beta h}\right) + \frac{U_{\beta h}}{u_*} \\ \frac{u(z)}{u_*} &= \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{\beta h}\right) + \frac{U_{\beta h}}{u_*} \end{aligned} \quad (8)$$

(8)式はカルマン定数を除き全て計測値で構成されている。理論的には式(6)と式(8)が等しいことになる。

今、式(8)を河床から水面まで積分すると

$$\text{(左辺)} = \int_0^h \frac{u(z)}{u_*} dz = \frac{1}{u_*} \int_0^h u(z) dz = \frac{1}{u_*} \cdot U \cdot h \quad (9)$$

ここで、 $U$  : 鉛直平均流速である。

$$\text{(右辺)} = \frac{1}{\kappa} \left\{ \int_0^h \ln z dz - \int_0^h \ln \beta h dz \right\} + \int_0^h \frac{U_{\beta h}}{u_*} dz = \frac{1}{\kappa} (h \cdot \ln h - h - h \cdot \ln \beta h) + \frac{U_{\beta h}}{u_*} \cdot h$$

$$= \frac{h}{\kappa} (\ln h - 1 - \ln \beta h) + \frac{U_{\beta h}}{u_*} \cdot h = \frac{h}{\kappa} \left( \ln \frac{h}{\beta h} - 1 \right) + \frac{U_{\beta h}}{u_*} \cdot h \quad (10)$$

(9) = (10)より

$$\frac{h}{u_*} \cdot U = -\frac{h}{\kappa} (\ln \beta + 1) + \frac{U_{\beta h}}{u_*} \cdot h \quad (11)$$

式(11)の両辺に  $u_*/h \cdot U_{\beta h}$  を乗じると,

$$\begin{aligned} \frac{h}{u_*} U \cdot \frac{u_*}{h U_{\beta h}} &= -\frac{h}{\kappa} (\ln \beta + 1) \frac{u_*}{h U_{\beta h}} + \frac{U_{\beta h}}{u_*} h \cdot \frac{u_*}{h U_{\beta h}} \\ \frac{U}{U_{\beta h}} &= -\frac{u_* (\ln \beta + 1)}{\kappa U_{\beta h}} + 1 \\ \alpha = \frac{U}{U_{\beta h}} &= 1 - \frac{(\ln \beta + 1)}{\kappa U_{\beta h}} \cdot u_* \end{aligned} \quad (12)$$

ここで  $I$ : 水面勾配である。本研究においては電波式流速計を用いて河川表面流速を測定するため、 $\beta=1$ である。よって(12)式は次式のようになる。

$$\alpha = 1 - \frac{1}{\kappa U_h} \cdot u_* \quad (13)$$

ここで、 $U_h$ : 河川表面流速である。(13)式が示すように、各区分断面において河川表面流速と摩擦速度が計測できれば流速補正係数は決まることがわかる。河川表面流速は電波式流速計により計測される。後は摩擦速度  $u_*$  をどのように与えるかが課題である。

#### (4) 摩擦速度の算出方法

(13)式に代入する摩擦速度  $u_*$  の算出方法について以下に2種類を示す。

一つはADCPによる流速実測データを基に算出した流速鉛直方向分布の近似式から理論的に算出する方法である。先述の通り流速鉛直分布が対数分布則に従うと仮定し、実測データに対して最小二乗法により流速鉛直方向分布の近似式が次式の形で表せる。

$$u(z) = C_A \cdot \ln(z) + C_B \quad (14)$$

ここで  $C_A, C_B$  は係数である。(14)式と(6)式を係数比較すると、摩擦速度が次式で求まる。

$$u_* = 0.4 \times C_A \quad (15)$$

(15)式から求まる摩擦速度はADCP実測データを基にして求めているので流速補正係数のリアルタイム算出には使用できない。しかしながらADCP実測データに対する流速鉛直分布の対数則近似式から理論的に算出しているため、これを(13)式に代入して得られた流速補正係数は流速補正係数①とほぼ等しくなると考えられる。これが示せば適切な摩擦速度をリアルタイムで与えれば(13)式を用いて流速補正係数もリアルタイム算出できることを示せる。(15)式による摩擦速度を(13)式に代入して求める流速補正係数を流速補正係数②と呼ぶ。もう一つの方法は

以下の式で摩擦速度 $u_*$ を算出するものである。

$$u_* = \sqrt{ghI} \tag{16}$$

ここで、 $g$ ：重力加速度（ $=9.8\text{m/s}^2$ ）， $h$ ：水深(m)， $I$ ：水面勾配である。水面勾配 $I$ は縦断方向に複数並べて設置した水位計のデータによりリアルタイムで求まる。水深 $h$ は河床高自動モニタリングシステム（後述する、**第5章**参照）によりリアルタイムで求まる。（実際には同システムは本研究では実用が間に合わなかったため、ADCPにより観測した水深で代用する。）よって(16)式を用いればリアルタイムで摩擦速度 $u_*$ が求まり、それを(13)式に代入することでリアルタイムに流速補正係数が求まる。(16)式で求まる摩擦速度を(13)式に代入して求まる流速補正係数を**流速補正係数③**とする。

ここまで述べた3種類の流速補正係数の内容について、次表にまとめる。

表 4-3 各流速補正係数のまとめ

係数の種類	内容
流速補正係数①	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ ADCP実測データにおける流速の鉛直分布に対数分布速による近似式を与える。</li> <li>・ 同近似式に対し積分平均を実施し鉛直平均流速を求め、また同近似式を水面まで延長して河川表面流速とする。</li> <li>・ （鉛直平均流速／河川表面流速）で算出する。（図 4-2参照）</li> <li>・ <b>リアルタイム算出した流速補正係数との比較・検証用の係数である。</b></li> </ul>
流速補正係数②	<p>(13)式、(15)式より求める流速補正係数。ただし、(15)式の摩擦速度はADCP実測データより求めるためリアルタイムでの計算には使えない。<b>流速補正係数②が流速補正係数①と一致すれば、適切な摩擦速度を与えることができ、(13)式を用いてリアルタイムでの流速補正係数算出が可能であることを示せる。</b></p>
流速補正係数③	<p>(13)式、(16)式より求める流速補正係数。<b>水面勾配、河床高のモニタリングを実施することで、リアルタイムで算出できる。</b></p>

### 4.3. 流速補正係数の変動特性とリアルタイム設定手法の精度検証

#### (1) 河床変動と流速補正係数の関係

図 4-5～図 4-10は表 4-2に示した各観測地点の流心に該当する区分断面における流速補正係数①，当該区分断面内で平均した河床高（以降，河床高と呼ぶ。）および水位の時系列図である。図中，○印は流速補正係数①，△印は河床高を表す。赤破線は観測期間中の流速補正係数の平均を表している。黄破線は観測期間中の流速補正係数±標準偏差を示している。

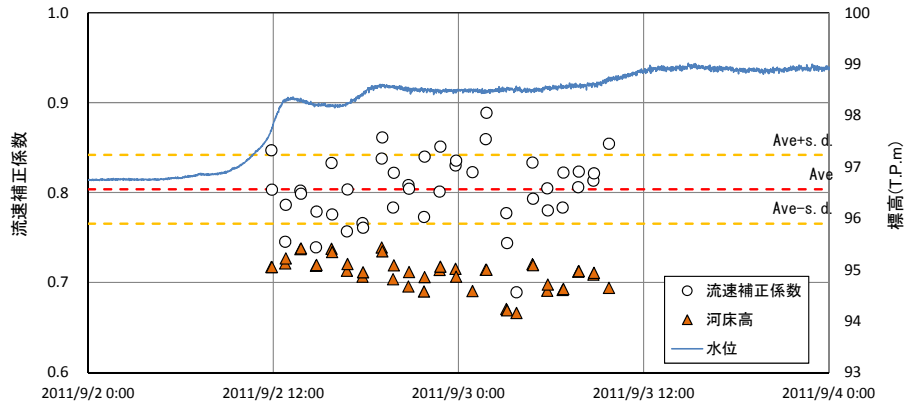


図 4-5 流速補正係数①，河床高（区分断面②）および水位の時系列図  
I地点（K川，2011/9/2 - 9/3）のデータ

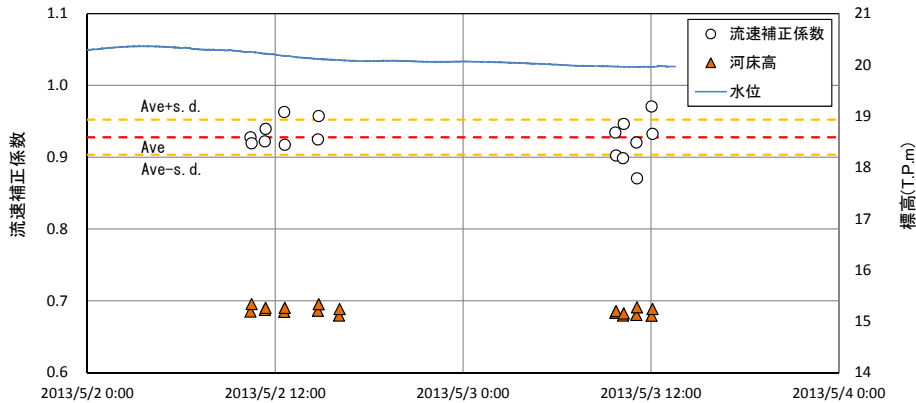


図 4-6 流速補正係数①，河床高（区分断面④）および水位の時系列図  
HA地点（I川，2013/5/2 - 5/3）のデータ

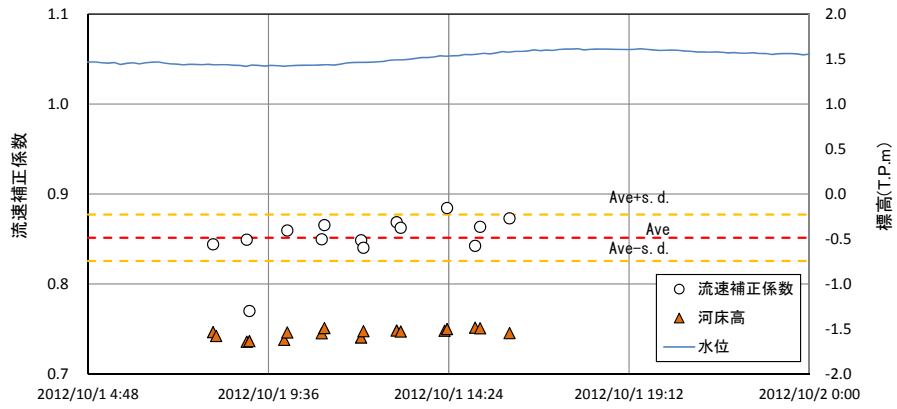


図 4-7 流速補正係数①, 河床高 (区分断面④) および水位の時系列図  
U地点 (S川, 2012/10/1) のデータ

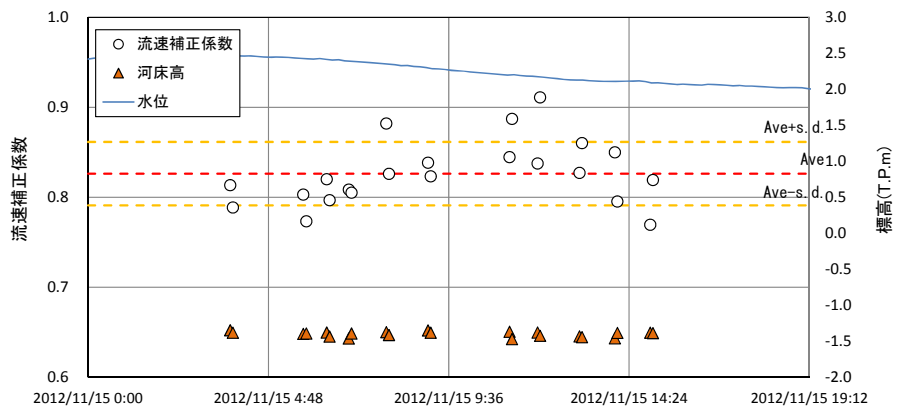


図 4-8 流速補正係数, 河床高 (区分断面④) および水位の時系列図  
U地点 (S川, 2012/11/15) のデータ

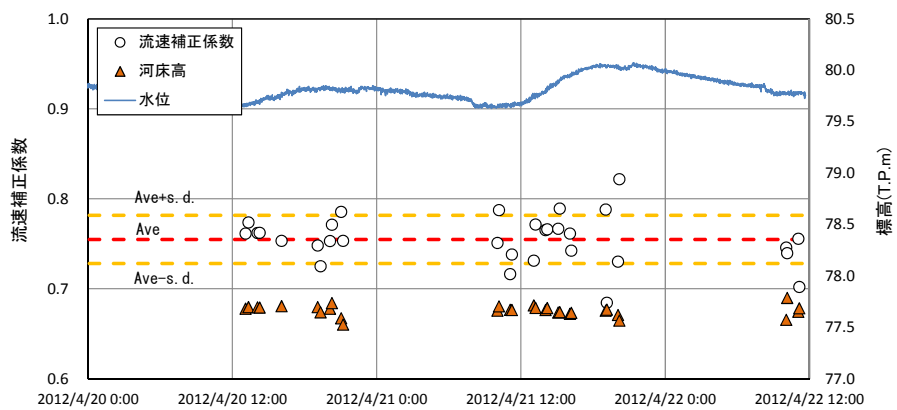


図 4-9 流速補正係数, 河床高 (区分断面③) および水位の時系列図  
H0地点 (U川, 2012/4/20 - 4/22) のデータ

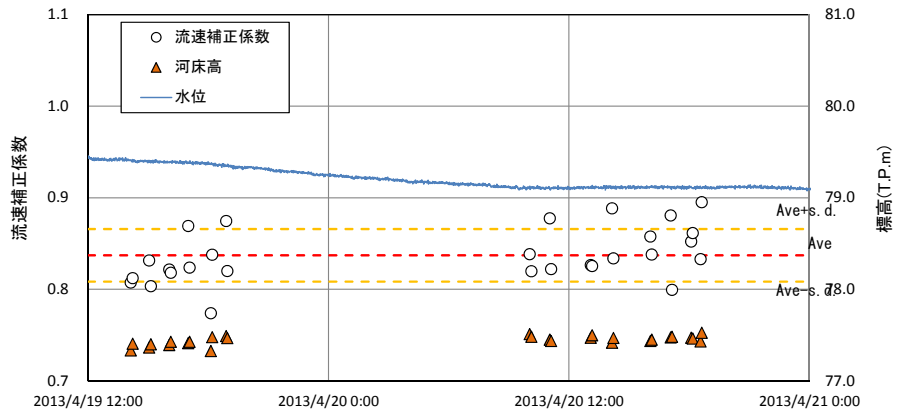


図 4-10 流速補正係数，河床高（区分断面③）および水位の時系列図  
HO地点（U川，2013/4/19 - 4/20）のデータ

K川I地点における観測では出水中に河床が顕著に変動していることがわかる。その他の観測地点においては顕著な河床変動は見られない。流速補正係数①について見ると、顕著な河床変動を伴うK川においては、観測期間中、0.69～0.89の間で激しく変動しているのがわかる。特に9/3 2:00～5:00にかけて河床が約1.5m低下し、その後すぐに埋め戻されるという急な変動が見られるが、この時流速補正係数①は0.89から0.69へと急激に低下するという変動が見られた。このように流速補正係数①は河床変動と連動して変動していると考えられる。K川以外の河床変動が顕著でない河川においては、目視では流速補正係数①は比較的ばらつきが小さい。表 4-4には図 4-5～図 4-10中に示した流速補正係数①の平均値，標準偏差値および観測期間中の最大値・最小値の差をまとめる。

表 4-4 流速補正係数①の平均値，標準偏差値

観測地点名 (河川)	I (K川)	HA (I川)	HO (U川)		U (S川)	
観測期間	2011年9月2日 ～9月3日	2013年5月2日 ～5月3日	2012年 4月20日～22日	2013年 4月19日～21日	2012年 10月1日	2012年 11月15日
流速補正係数① 平均値	0.80	0.93	0.75	0.84	0.85	0.83
流速補正係数① 標準偏差	0.038	0.024	0.027	0.029	0.026	0.035
観測期間中 最大・最小の差	0.20	0.10	0.12	0.12	0.11	0.14
河床勾配	1/300	1/1200	1/430	1/430	1/13000	1/13000
観測時の 河床変動の 有無	あり。 河床変動幅は最大 で約1.5m.	なし	なし	なし	なし	なし

流速補正係数①の平均値を見ると、河床変動の顕著でない河川においては河川表面流速に対して一般的に使用されている流速補正係数0.85とほぼ等しい値を示している河川もある。一方で河床変動が顕著でないにもかかわらず0.93と一般的な流速補正係数に比較して大きい値を示すI川，0.75と小さい値を示すU川（2012年観測データ）などもあり、一概に河床変動がないか

らと言って一般的な流速補正係数0.85が無条件で適用できるわけではないことを示している。特にU川の流速補正係数①については、2012年4月には0.75、2013年4月には0.84と同一地点での観測にもかかわらず値が顕著に異なる。

流速補正係数のバラツキ具合、つまり変動の激しさを見るために、観測期間中における標準偏差値および観測期間中の流速補正係数の最大値・最小値の差を調べた。河床変動が生じることで流速補正係数が顕著に振動しているK川において比較的大きな値を示しているが、他河川においても標準偏差の大きいところがある。S川（2012年11月15日）の標準偏差値は、河床変動が生じていないにもかかわらず0.035と大きい値を示している。図 4-8でこの時の流速補正係数の変動を見ると、細かいバラツキは少ないものの、それとは別の大きな傾向として、観測開始時から流速補正係数が増大し続け、12:00頃に最大となった後、減少に転じるという変動を示しているように見える。これが水理学的に理由のある現象なのかについては現時点では判断の材料が乏しいが、標準偏差のみから流速補正係数の変動の激しさを表すことは難しいことがわかった。最大・最小値の差について見ると、K川は0.20、他河川は0.10～0.14となっており、河床変動の顕著な河川の方がそうでない河川に比較して1.4～2.0倍ほどの大きさになっている。このことは流速補正係数の最大・最小の差により流速補正係数の変動の激しさがわかることを示しているが、河川によっては流速補正係数の1データのみが大きく値が異なっている例も見られ、これも流速補正係数のバラツキ具合を示すうえで最適なパラメータとは言えない。流速補正係数の変動具合をどのように表すかについては今後さらにデータを蓄積して議論を進めていく必要がある。いずれにせよ河床変動の顕著な河川では流速補正係数が顕著に変動し、河床変動のない河川では流速補正係数がほぼ一定値を示していることが分かった。

流速補正係数の平均値とデータのばらつき具合から、河川は河床変動が生じない範囲においては基準となる流速補正係数を有していることがわかる。これらの値は一般的に言われている流速補正係数0.85で表せることが多いが、河川によってはそうではない場合もあり、定期的なADCP観測により調査する必要がある。特に2012年4月と2013年4月のU川のように同じ河川において河床形状が大きく変化したわけではないにもかかわらず流速補正係数に0.1程度の差が生じている場合もある。さらにデータを蓄積して解析を進める必要がある。河床変動の生じている河川においては流速補正係数には基準となる値はなく、この変動を時々刻々追いかける必要がある。

## (2) 流速補正係数①と流速補正係数②の比較・検討

図 4-11は流速補正係数①と流速補正係数②の比較図である。先述した通り、理論的には両者はほぼ一致することが予想されたが、この図からは流速補正係数が0.85以下になると流速補正係数②が若干小さくなる傾向が見られる。これは鉛直流速分布の近似式として利用した対数分布則は数学的には河床のごく近傍で $-\infty$ になるが、流速補正係数①はその対数近似式を



ADCP観測のセル層厚で区分分割し数値積分しているため、河床のごく近傍での対数近似式を考慮していないのに対し、流速補正係数②の算出にあたっては河床のごく近傍の対数近似式による流速値が大きな負値を示す領域も考慮に入れているため、流速補正係数①が流速補正係数②よりも若干大きくなっていると考えられる。流速補正係数が約0.85以上の場合において両者が一致する傾向が見られるのは、流速補正係数が大きい場合には流速鉛直分布形状が垂直に近くなっており、対数近似式が負値を示す領域が狭くなるため、相対的にこの領域の影響が少なくなるからと考えられる。実現象としては河床では流速に関してNo-Slip条件が成立しており、流速補正係数①の方が適切である。これらのことから図 4-11に示した程度の差異であれば流速補正係数②は概ね妥当な値を示していると言える。また、この結果より適切な摩擦速度が求まるのであれば、(13)式を用いて流速補正係数をリアルタイムで算出する手法は有効であると言える。

### (3) 流速補正係数①と流速補正係数③の比較・検討

図 4-12は流速補正係数①と流速補正係数③の比較図である。同図には萬矢ら<sup>16)</sup>が2009年7月に国内のT川K地点で実施した観測結果を基に算出した流速補正係数①、流速補正係数③のデータも載せている。図 4-12から流速補正係数①と流速補正係数③の関係には、2つのグループ（A群、B群とする。）が存在するように見える。図中、A群は流速補正係数③が流速補正係数①とほぼ等しいか、または若干大きい傾向を示している。B群は流速補正係数③が流速補正係数①とほぼ等しいか、または若干小さい傾向を示している。U川HO地点の観測結果は観測時期によりA群とB群に分かれている。U川HO地点での両観測期間における流量規模に大きな差はなく、また先述した通り、両観測期間において観測実施断面の横断形状にほとんど変化はなかった。U川の河川管理者に確認したところ、2度の観測の間に同河川において河道掘削を伴うような河川整備工事は実施されておらず、実際2012年4月～2013年4月に実施されたU川の定期横断測量結果を見ても河床変動は生じておらず、河床勾配に関しても両観測期間において変化はないことが分かった。このように現時点では流速補正係数がA群、B群に分かれる理由は不明である。これについては今後の課題としたい。いずれにせよ、A群においては、流速補正係数③を利用して最終的に流量を求める際、得られる流量値は流量の真値とほぼ等しい、もしくは若干大きめの値を取ることになる。これは流量を“危険側”に評価していることになり、実際の河川管理において著しい不具合はないと思われる。逆にB群においては流量を“安全側”に評価しているため安全面上好ましくない。このことからA群に属する河川については電波式流速計、水位計のデータを利用してリアルタイムで流速補正係数を設定する手法が有効であると言える。B群に属する河川については高度化した流量観測の中で主な手法とするADCP横断観測結果について、自動流量観測システムによるデータ補間が必要なADCPデータ欠測時において、データ欠測時直近のADCP観測結果から算出した流速補正係数を使用することが当面は考えられてよ

い。これらについては今後も出水時のADCP観測を続けて知見を蓄積し、流速補正係数について河川が2種類の群に分けられる理由の解明も含めて、リアルタイムでの流速補正係数の算出手法の開発を進めていくべきあると考える。また、U川の例に見られるように流速補正係数の傾向が変わる場合もあるため、適時ADCP横断観測を実施し、流速補正係数の設定に関して検証を続けていく必要がある。

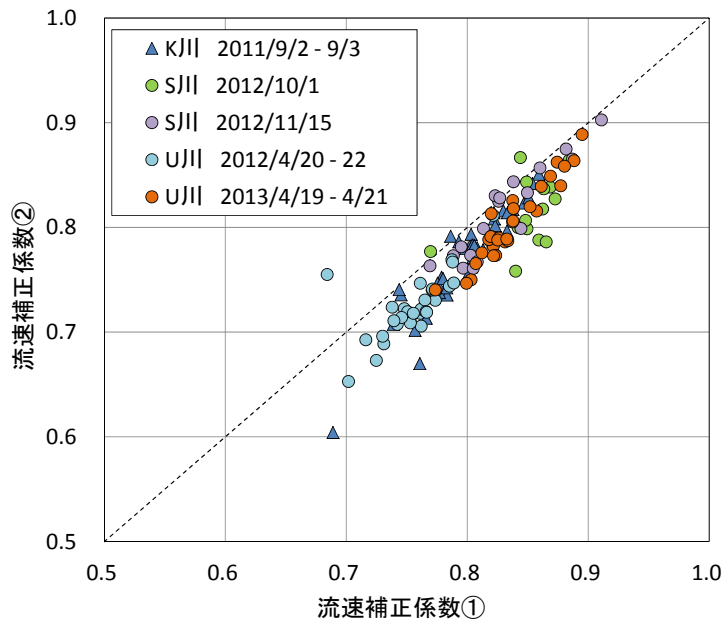


図 4-11 流速補正係数①と流速補正係数②の比較

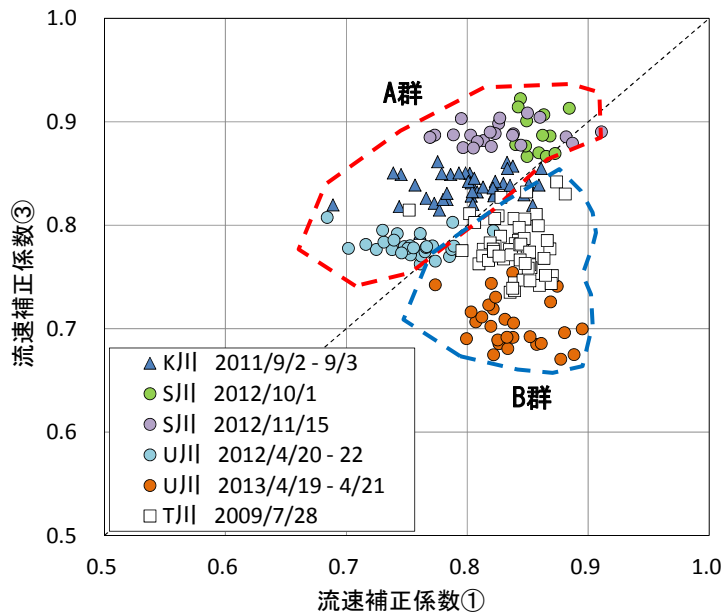


図 4-12 流速補正係数①と流速補正係数③の比較

(4) その他のパラメータと流速補正係数の関係

電波式流速計による河川表面流速と複数水位計による水面勾配および水深から求める摩擦速度から(13)式を用いてリアルタイムで流速補正係数を算出する手法の妥当性について示した。ここではその他のリアルタイムで求めることのできるパラメータで流速補正係数を求める可能性について検討する。ここでは流速補正係数①について検討する。

図 4-13は水面勾配と流速補正係数の相関図である。水面勾配が数百～数千分の一のオーダーにおいては水面勾配が緩くなるほど流速補正係数が増大し、数万分の一のオーダーでは平均して0.85程度で一定値となっているように見える。

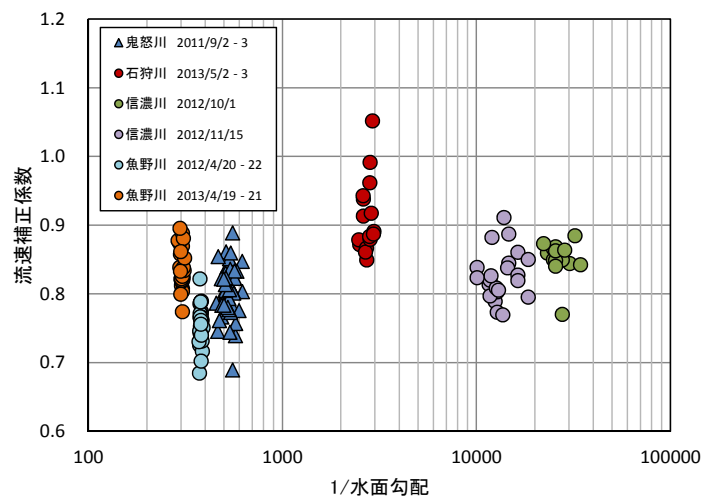


図 4-13 水面勾配と流速補正係数の相関

図 4-14は水位変動率 (m/min) と流速補正係数の相関図である。水位変動率は分単位の水位データについてADCP横断観測を実施時間の前後10分間のデータから1分間当たりの水位変動 (m) を求めた。水位変動率のばらつきが大きいほど流速補正係数が小さくなるように見える。

図 4-5に示したK川では出水による増水が長時間継続し不規則な水位変動をしている。図 4-9に示した2012年4月のU川は融雪期の出水による水位変動であり昼夜のサイクルに合わせて規則的な水位変動をしている。それぞれ異なる理由により水位が連続的に上昇・低下し続けているために水位変動率がばらついている。河床変動の有無も含め出水の形態、規模が異なっても同程度の水位変動率のばらつきを示すこと、それによって流速補正係数が同程度の値にまで低下していることなどが興味深い。

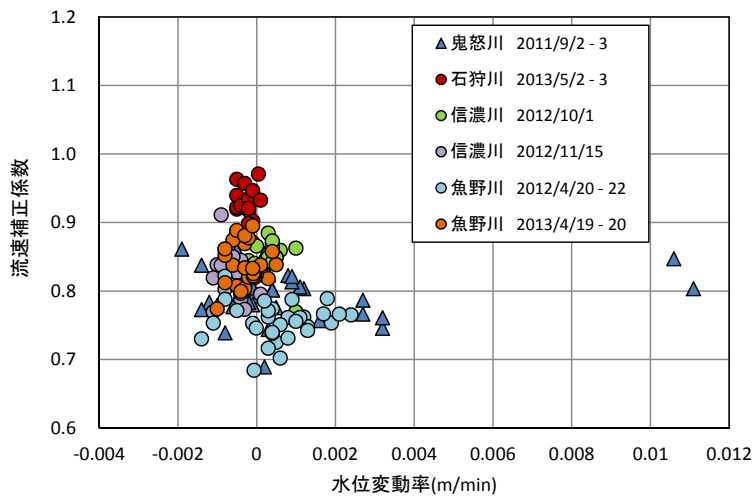


図 4-14 水面変動率 (m/min) と流速補正係数の相関

図 4-15は観測対象となった各河川における無次元掃流力と流速補正係数の相関図である。一見して無次元掃流力と流速補正係数に明確な相関は示されていない。U川のデータを見ると、2012年観測時と2013年観測時で無次元掃流力はほぼ同程度、つまり出水規模は同じであったのに流速補正係数が0.1程度異なっている。U川において顕著な河床変動等が生じていないと思われるにもかかわらず同一地点におけるADCP横断観測の結果異なる流速補正係数が得られた理由について、出水規模では説明がつかない。今後も観測データを蓄積し、検討を重ねていくことが求められる。

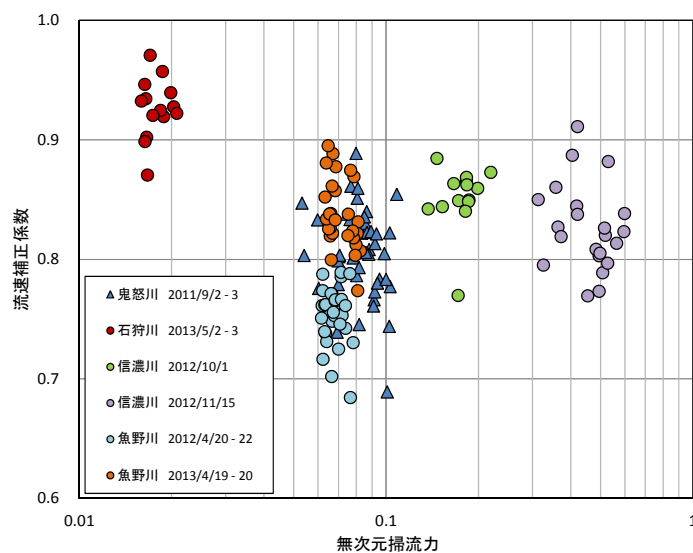


図 4-15 無次元掃流力と流速補正係数の相関

これらの結果から水位をモニタリングし続けることである程度流速補正係数の値を決定でき

る可能性はあるのではないかと推定されるが、データ量が十分ではなく、明確なことが言える段階ではない。今後もデータを蓄積していくことで、水位から流速補正係数を設定する方法について検討を加えていくべきである。

#### (5) 実際の流速補正係数の設定について

先述した通り、リアルタイムで流速補正係数を設定する手法は、**図 4-12**に示したA群に属する河川の管理において利用するには著しい問題は生じない。しかしB群に属する河川に対する適用については更なる検討が必要である。

そのため流速補正係数の設定に関しては現時点では以下に示す通りに実施することが適切であると思われる。

まず低水時の流速補正係数については、低水時には河床変動は生じていないと考えられることから河川ごとに固定値を用いる。表面流速に対する流速補正係数0.85とは異なる係数を有する河川もあるのでADCP横断観測を実際に実施して係数を決定することが必要である。また出水等大きなイベントがあった場合にはこの係数が変化していることも考えられるので出水毎のADCP観測が必要である。

高水時の流速補正係数については、元々本論文で検討している自動流量観測システムは著者らが提案している流量観測の高度化<sup>17)</sup>の一環であり、ADCP横断観測に欠測等が生じた場合のデータ補間用を実施しているものであることから直近のADCP観測結果から算出することを基本とする。**図 4-12**のA群、B群いずれの河川についても並行してリアルタイムでの流速補正係数の算出を実施し、先のADCP観測結果から算出する係数と比較しながら、より多くの知見を蓄積し、将来的な解決を目指すことが課題である。

## 4.4. 河床変動と流れの内部構造の関係

河床変動を伴う出水において、流速補正係数が顕著な変動を示すのは、河床変動により流れの内部構造が影響を受け流速鉛直分布形状が変化するためである。

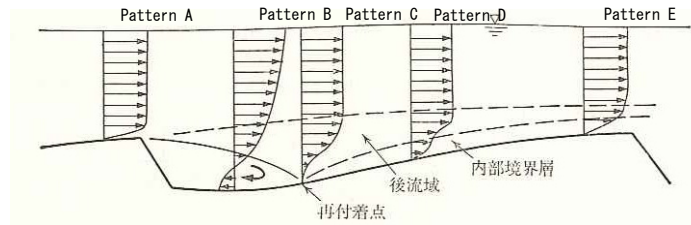


図 4-16 砂堆上の流れの構造（出典：参考文献18）

図 4-16は砂堆が生じている河川における流れの構造の模式図である。砂堆のCrest部で剥離した流れは波高の5倍程度の距離で河床に再付着する。Crest部で剥離してから再付着までの区間（砂堆のTrough付近）においては河床付近で逆流が生じ、勾配の緩い流速鉛直分布形状を示す。この状況において流速補正係数は小さい値を示す。流れが河床に再付着する断面では流速が大きく欠損し河床上流速はゼロである。それゆえ底面せん断力も（ほとんど）ゼロである。さらに下流に行くにつれて速度の欠損が減少するとともに流れが縮流して加速される。縮流の結果、Crest部において流速鉛直分布形状がほぼ垂直になり、この状態においては流速補正係数は1に近い値を示す。

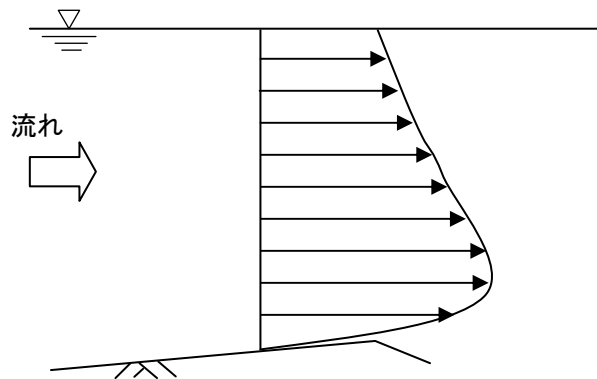


図 4-17 砂堆Crest部付近での流速鉛直分布形状の一例（概念図）

図 4-17はCrest部付近における流れの一例を示す。これはCrest部に向けて縮流が進み河床付近の流速が表層付近の流速よりも大きくなった流速分布形状である。この場合、流速補正係数は1より大きくなる。

実際に、Yorozuya et al<sup>14)</sup>は国内F川を対象として音響測深機を用いた河床高自動モニタリングとADCPによる横断観測を並行して実施した結果、出水中に河床波の通過と思われる河床振動

を捉え、この時流速補正係数が1を超える現象を報告している。この報告によれば、出水による水位上昇前には河床変動は見られなかったが、水位が上昇し始めると最初に堆積傾向が見られ、その後出水のピーク直前あたりから河床高が振動を開始した。この変動は河床波の通過を示していると考えられ、水位上昇前の河床高一定時には流速補正係数は約0.8でほぼ一定であったが、河床高の堆積傾向が終了する辺りにおいて急に1.1を超えた。本永ら<sup>20)</sup>は流速補正係数が約0.8で一定の時と1.1を超えた時の当該区分断面における全アンサンブルデータを確認し、流速補正係数が約0.8で一定の時は河床から表層に向かうほど流速が速くなる流速分布形状を示すが、1.1を超える時には図 4-17に示すように河床付近での流速が表層流速よりも大きくなるような流速形状を示すアンサンブル数が増えることを示した。この結果からF川で見られた河床高の堆積傾向の終了時は河床波のCrest部が通過したことを示しており、その結果流れが縮流し上述したような流速鉛直分布になったと考えられることを示した。

このように流速補正係数が極端な値を示す場合、流れ内部のプロファイル的な流速分布の形状が特徴的な形を示していることがある。同様に出水中に河床変動を示しているK川において、河床変動に連動して流速補正係数がどのように変動しているかについて調べる。

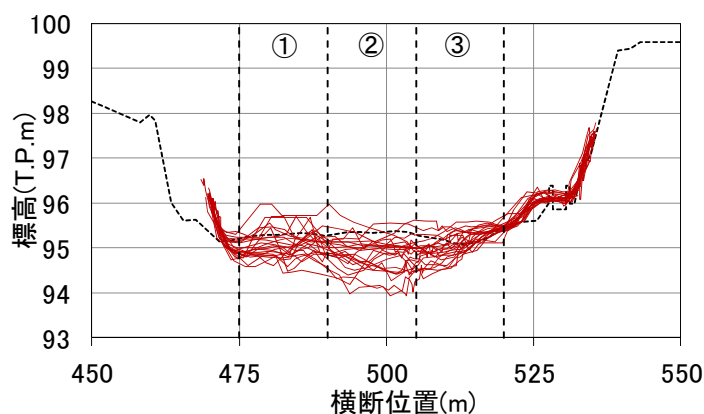


図 4-18 ADCP観測により得られた河床高横断分布 (K川)  
(河道中央付近で最大で約1.5mの河床低下が見られた。)

図 4-18はK川地点においてADCP横断観測により得られた河床高横断分布を重ねた図である。観測対象とした横断面は河床変動幅に応じて図に示すように区分断面①～③に分割している。K川では河床高の変動が激しく、河道中央付近では最大で約1.5mの河床低下が生じていることがわかる。

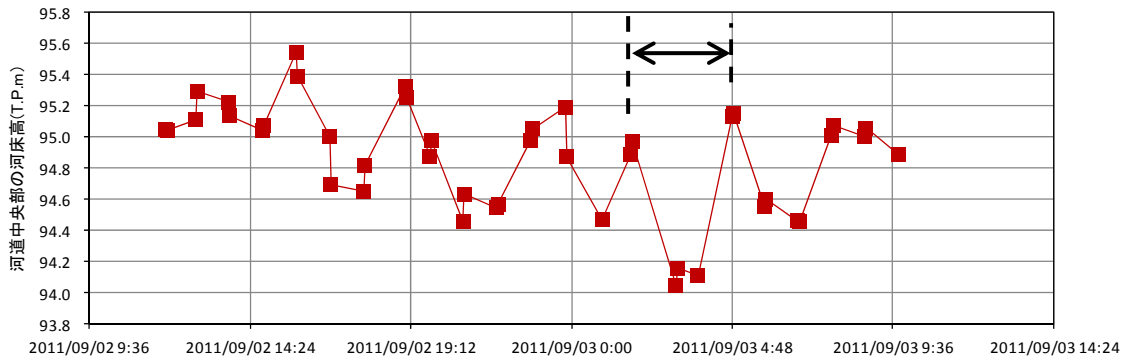


図 4-19 河道中央部（横断距離500m）における河床高時系列図

（図中、両矢印で示した時間帯（約3時間）において約1.5m河床が低下し、また埋め戻されている。）

図 4-19はK川地点において図 4-18から最も河床高変動幅が大きいと推定される河川中央部（横断距離500m地点）における河床高の時系列図である。図中、両矢印で示した9月3日2:00~5:00あたりの3時間程度の時間帯において河川中央付近において1.5m程度の急激な河床高低下が生じ、その後、すぐに元の高さに戻るという挙動を示している。このような河床変動が生じている河川において、鉛直方向流速分布と流速補正係数がどのように変化するかを以下で調べる。



図 4-20～図 4-22は図 4-18に示した各区分断面①～③それぞれにおける全アンサンブルのデータを平均した流速補正係数、河床高および水位の時系列図である。図 4-19では河道中央部（横断距離500m地点）における河床高が急激に低下し、その後すぐに埋め戻されていることを示したが、図 4-21から区分断面②内の平均河床高で同様の傾向が見られる。それ以外の時間帯においても不規則な河床変動が続いているものの、変動幅は大きくはない。流速補正係数については出水期間中変動し続けており、最小約0.7～最大約0.9の間で約0.2程度の変動幅を持っている。流速補正係数の変動は河床高の変動に応答しているようにも見えるが、特に河床高が急激な低下→短時間での埋戻しを示す3時間程度の時間帯において、最大値0.89を示した流速補正係数が急激に低下し0.69にまで落ちた後、また0.8程度にまで戻るといった特徴的な変動を示している。このような変動が生じている理由を調べるために、図 4-21に示したデータから特徴的なものを選出し、それぞれの流速鉛直方向分布について調べた。選出したデータは図中の赤丸で囲んだA,B,C,Dである。Aは流速補正係数が急激に低下する前の時間帯において流速補正係数が全体平均値の0.80に近い値を示した時のデータである。Bは流速補正係数の急激な低下が開始する直前の流速補正係数が最大値（0.89）を示した時のデータである。Cは観測期間中流速補正係数が最低値（0.69）を示した時のデータである。Dは河床が埋め戻された後、流速補正係数が全体平均値0.80に近い値を示した時のデータである。

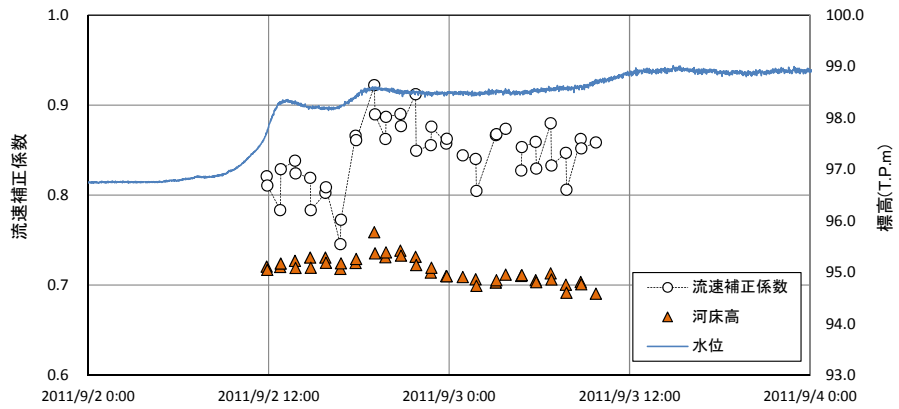


図 4-20 平均流速補正係数，平均河床高，水位の時系列（KJII地点）  
 （流速補正係数，河床高は区分断面①内の全アンサンブルデータの平均値）

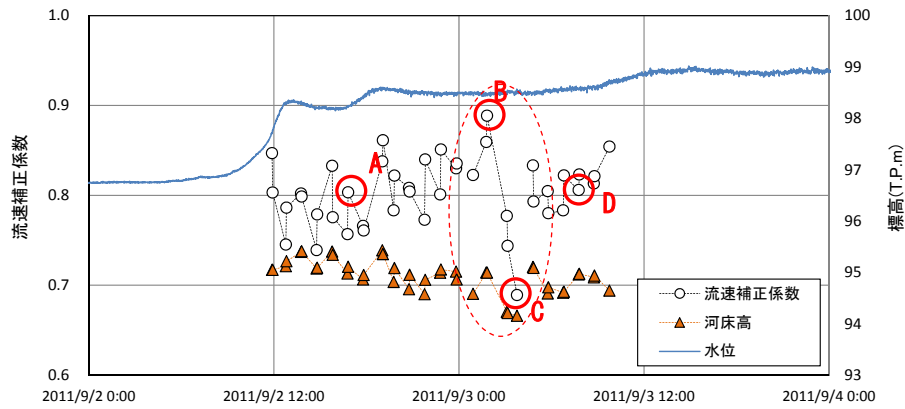


図 4-21 平均流速補正係数，平均河床高，水位の時系列（KJII地点）  
 （流速補正係数，河床高は区分断面②内の全アンサンブルデータの平均値）

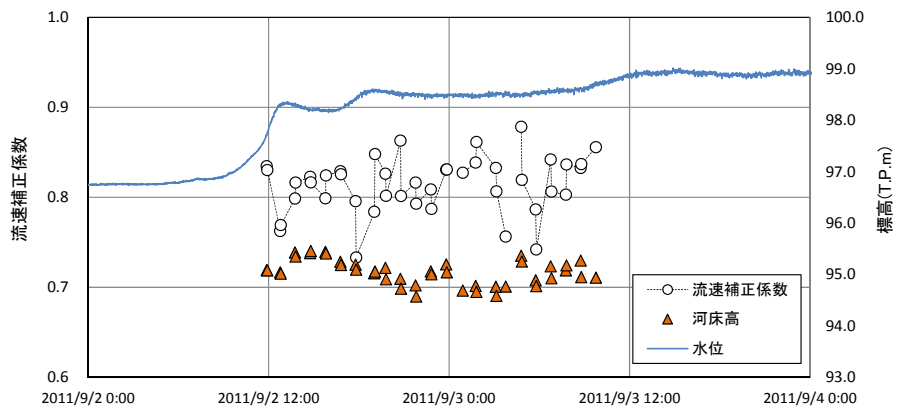


図 4-22 平均流速補正係数，平均河床高，水位の時系列（KJII地点）  
 （流速補正係数，河床高は区分断面③内の全アンサンブルデータの平均値）

図 4-23～図 4-26は図 4-21中に示したデータA, B, C, Dそれぞれにおいて区分断面②内の全アンサンブルにおける流速鉛直分布を示した図である。ADCPによる実測値を対数分布則により近似している。各図のキャプションにある $x$ はアンサンブルの横断位置である。（横断座標については図 4-18を参照。）各アンサンブルにおいて対数分布則により得られた近似式を水面まで延ばし、水表面の流速を算出している。対数分布則を水面から河床まで水深積分平均した値を各アンサンブルの平均流速を算出している。各アンサンブルにおける流速補正係数は（平均流速）／（表面流速）で求まる。図 4-23～図 4-26中、 $a$ は各アンサンブルにおける流速補正係数の区分断面②内における平均値である。

これらの図中において対数近似式が河床付近で負値になるデータが見られ、そのような場合に当該アンサンブルにおける流速補正係数が小さくなる。データA, Dにおいては対数近似式が河床付近で負値を取るアンサンブルは少なく、データBにおいてはそのようなアンサンブルは存在しない。データBでは流速鉛直分布の実測データが全アンサンブルでほぼ垂直になっており、各アンサンブルの流速補正係数が0.83～0.96と高い値を示している。図 4-21においてデータB時において河床高はその直前のデータと比較して約50cm上昇している。そのような変化は他にも見られるが、先述した流速鉛直分布の実測データが全アンサンブルでほぼ垂直、つまり図 4-16に示したパターンAのような分布形状を示していることと併せて考えると、この時間には河床波のCrestに相当するような河床波形が通過したと推定される。データCにおいては河床付近で対数近似式が負値を示すアンサンブルが多く、実測値も河床付近で小さい値を示す傾向がある。図 4-25(f)においては流速の実測値自体が河床付近で負値を示している。これは図 4-16に示したパターンBのような流速鉛直分布形状を示しており、このようなアンサンブルが多くなること、そして河床高が急激に低下していることを併せて考えると、この時間には河床波のTroughに相当するような河床波形が通過したと推定される。このことから図 4-19あるいは図 4-21に見られる9月3日 2:00～5:00あたりの3時間程度の時間帯においてK川の河道横断中央付近において1.5m程度の急激な河床高低下が生じ、すぐに埋め戻されるという河床変動は単発的な河床波が通過したことを示すと考えられる。

区分断面②の両隣の区分断面①および③においても流速補正係数は河床変動に対応して変動しているように見受けられ、河床高変動が急な時点において流速補正係数も大きく変動しているように見える。

このように流速補正係数は河床高の変動に応じて流速鉛直分布形状が影響を受けることで変化することが示された。このことから後述する河床高自動モニタリングシステムが完成すれば流速補正係数の変動をある程度推定できると考えられる。河床変動と流速補正係数変動の間の大まかな関係については把握することができたが、定量的に評価できるようにするためには、引き続き様々な条件における観測を続け、データを蓄積していく必要がある。

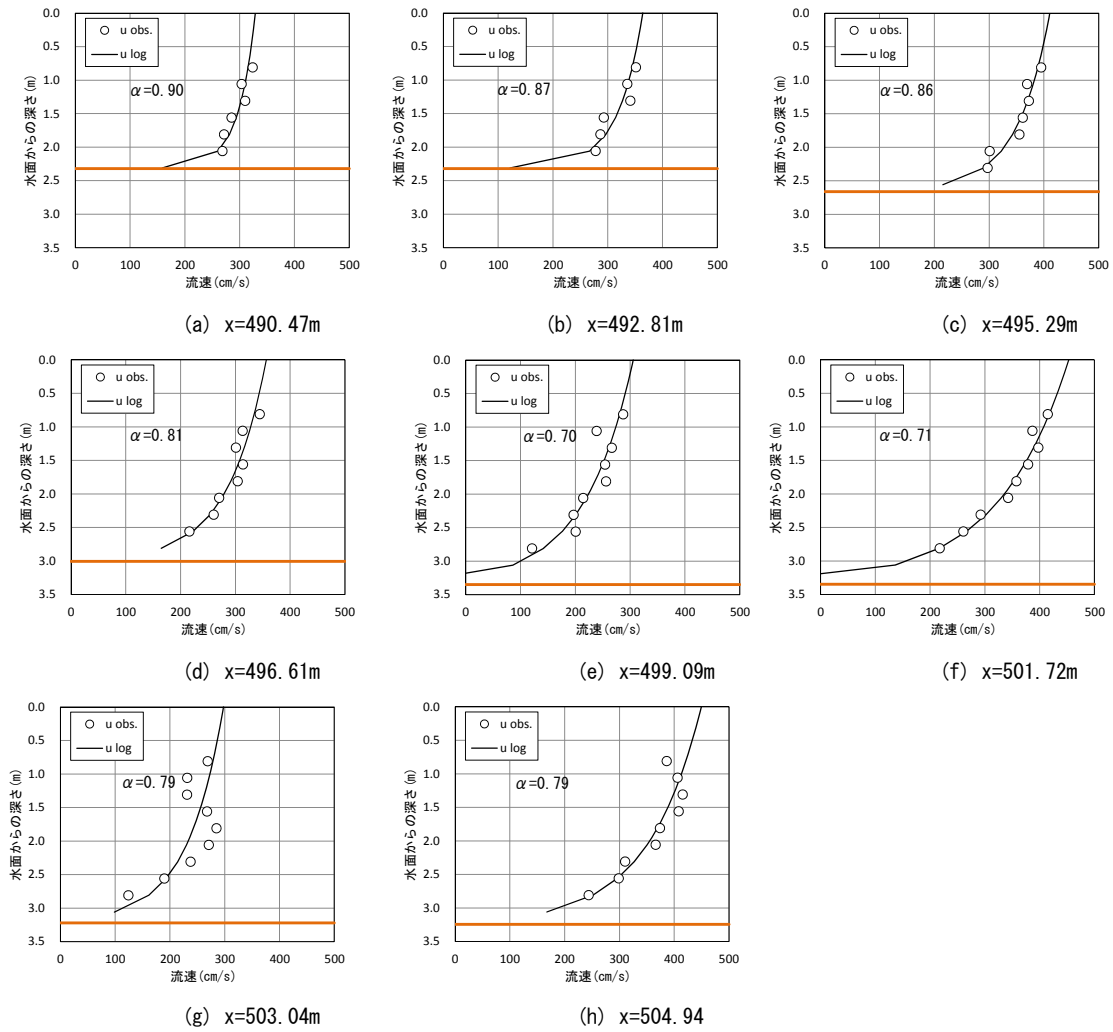


図 4-23 区分断面積②内の全アンサンブルにおける流速鉛直分布データ (図 4-21中, データA)

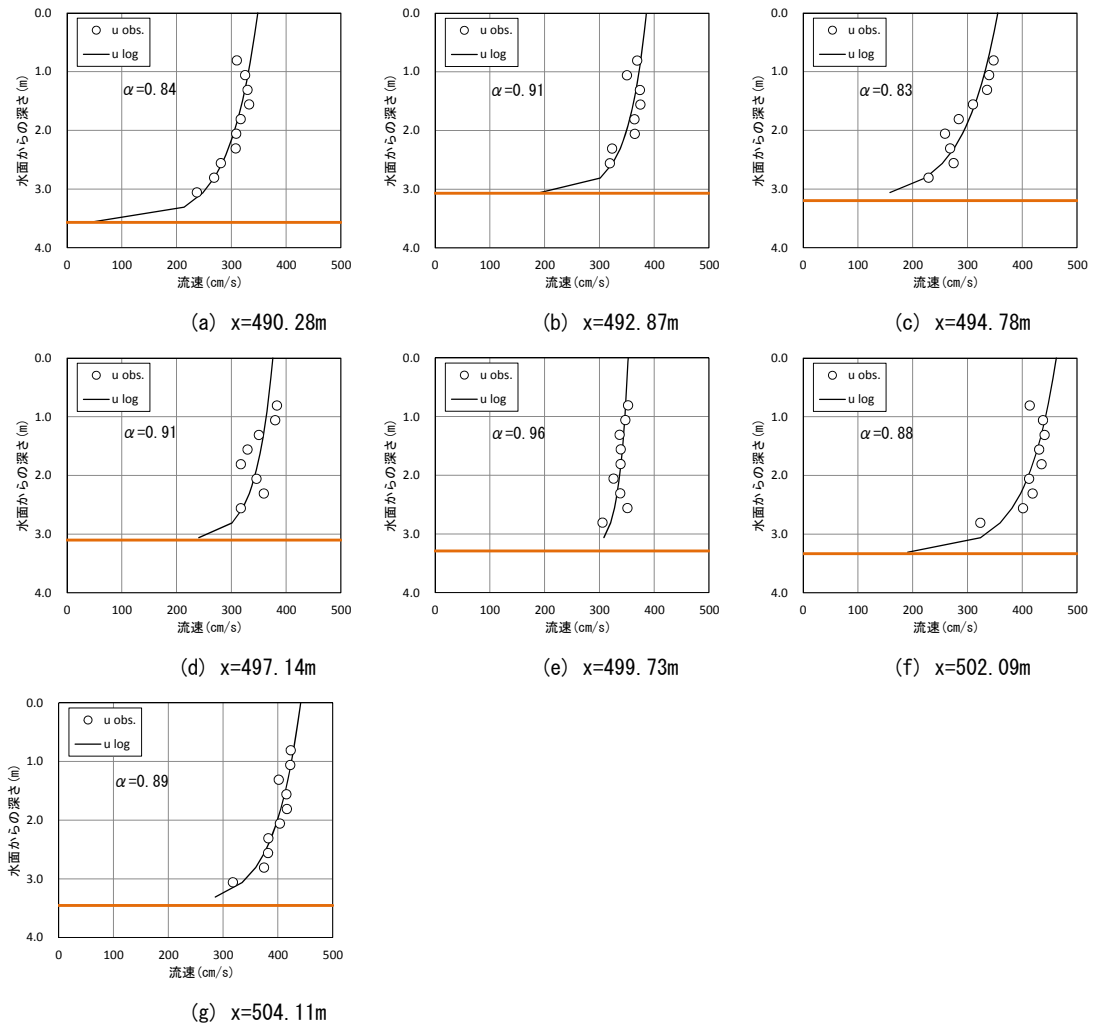


図 4-24 区分断面積②内の全アンサンブルにおける流速鉛直分布データ (図 4-21中, データB)

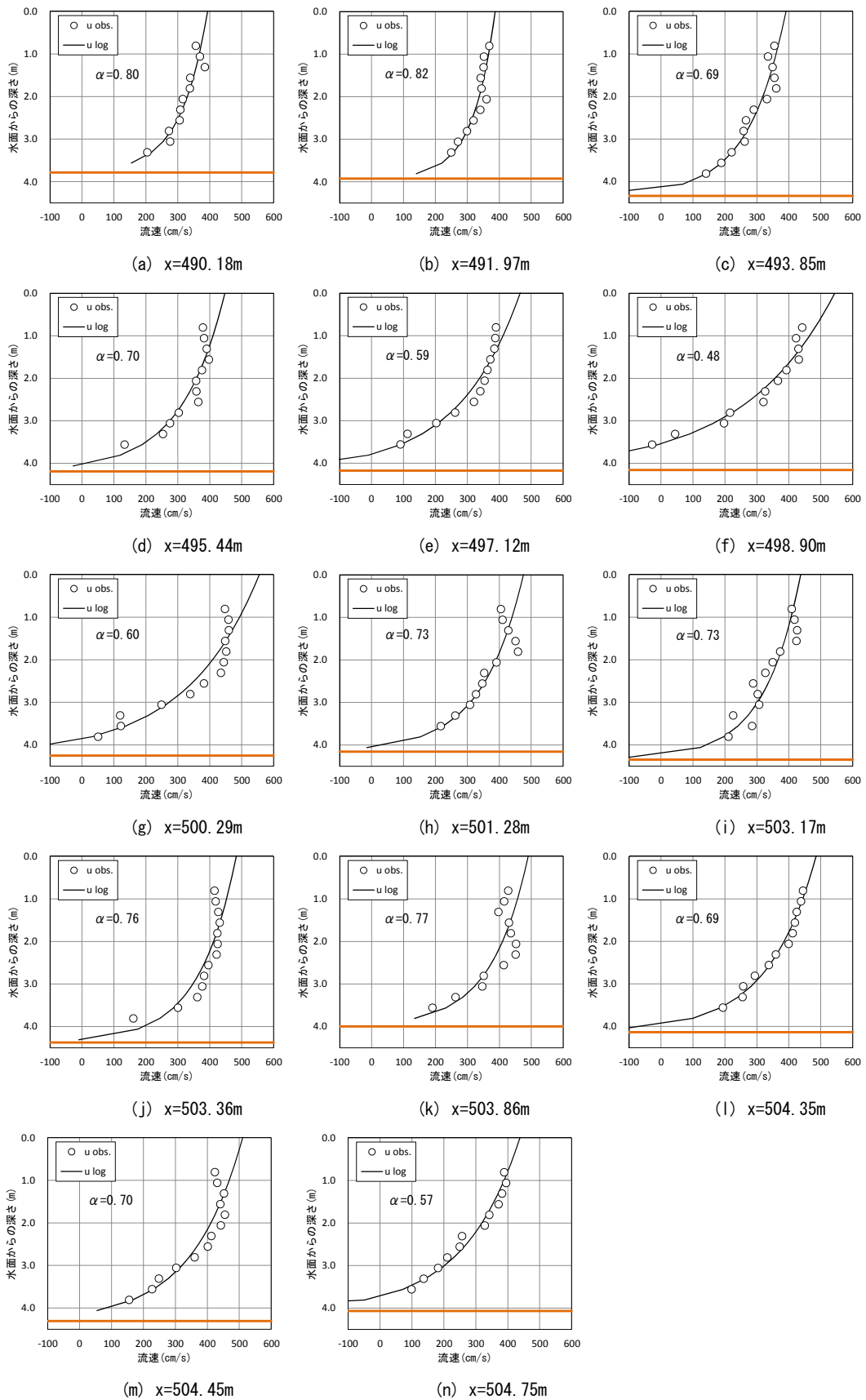


図 4-25 区分断面積②内の全アンサンブルにおける流速鉛直分布データ (図 4-21中, データC)

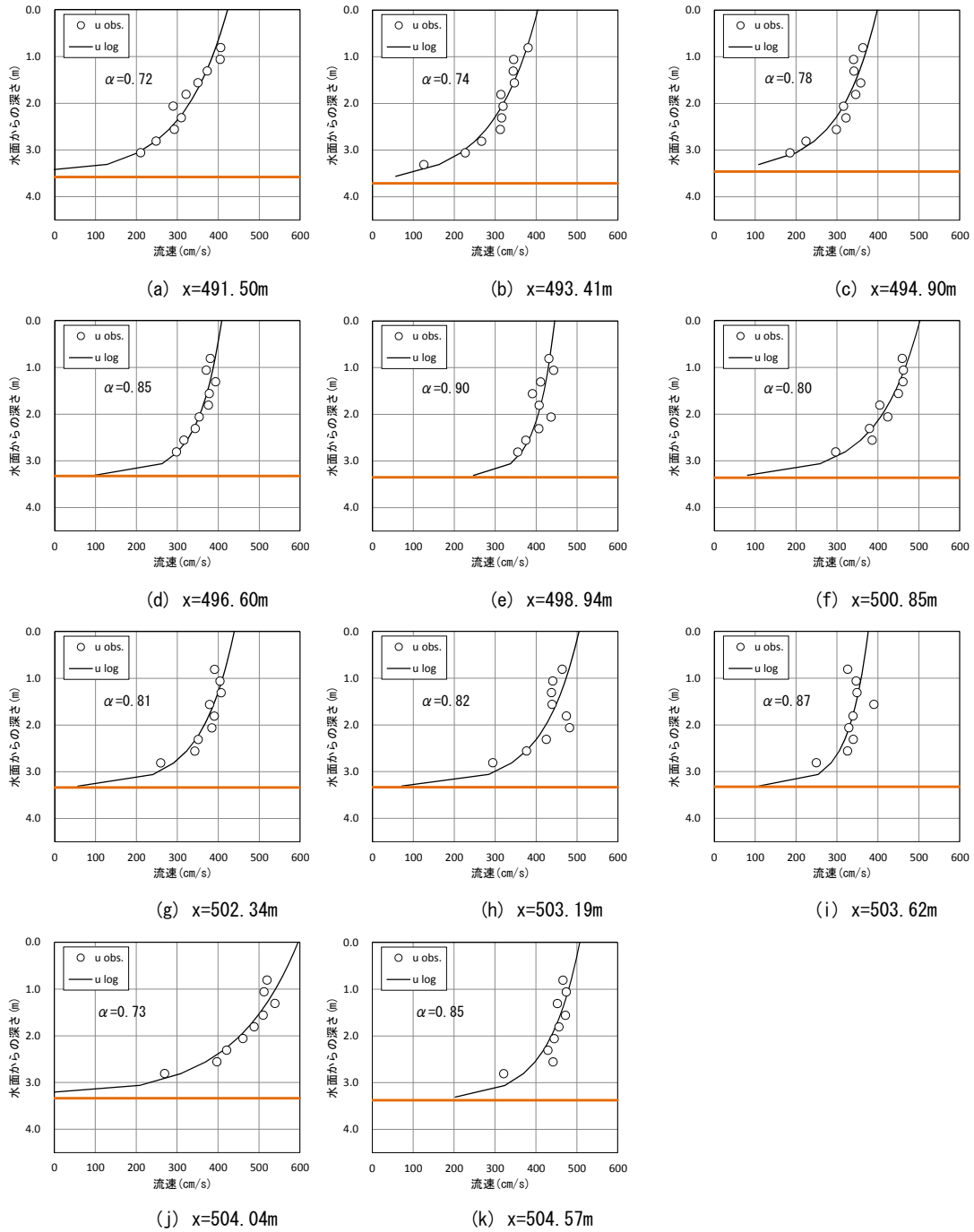


図 4-26 区分断面面積②内の全アンサンブルにおける流速鉛直分布データ (図 4-21中, データD)

#### 4.5. 第4章のまとめ

本章において得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 出水中に河床変動を伴わない河川において流速補正係数はほぼ一定値を示す。逆に明確な河床変動を伴う河川においては流速補正係数が顕著な変動を示す。
- 2) 河床変動が現れない限りにおいて、河川ごとに基準的な流速補正係数が存在する。表面流速に対する流速補正係数として一般的に用いられる0.85を使用することができる河川も多いが、 $\pm 0.1$ 程度異なる場合もある。特に同一河川であっても流速補正係数が時間経過とともに変化している例も見られるため、出水などのイベントが生じた場合にはADCP横断観測を実施し係数の再計算を行う必要がある。
- 3) 河床変動が発生している場合、電波式流速計による河川表面流速と複数水位計による水面勾配、および河床高自動モニタリングシステム（後述）による水深を用いて、リアルタイムで流速補正係数を算出するシステムを提示した。このシステムにより算出する流速補正係数は流速の鉛直方向分布から求まる流速補正係数と比較して、大きくなる河川と小さくなる河川がある。2つの流速補正係数が一致しない理由や2種類の河川グループがあることの原因、および解消方法については今後の検討課題である。リアルタイムで求まる流速補正係数が実際の係数より大きく評価される河川（A群）においては、最終的に算出される流量を“危険側”に求めているということであり、河川管理上大きな問題はないと考えられる。
- 4) リアルタイムで求まる流速補正係数が実際の係数より小さく評価される河川（B群）については、リアルタイムでの流速補正係数算出について更なる検討が必要である。当面はB群の河川については流量観測の高度化の中で主な手法として採用されるADCP横断観測のうち、データ欠測時の直近の観測データを用いて計算することが考えられる。
- 5) その他のリアルタイムで求めることのできるパラメータ、例えば水面勾配、水位変動率および無次元掃流力などは流速補正係数との間に明確な相関は見られなかった。
- 6) 河床変動に伴う流速補正係数の変動について、流速の鉛直方向分布データを基にして物理的に説明できることを示した。



## 第4章の参考文献

- 1) 国土交通省河川局監修：国土交通省河川砂防技術基準 同解説 計画編，技法堂出版，pp.46-48, 1997.
- 2) 独立行政法人土木研究所編著：平成14年度版 水文観測，社団法人全日本建設技術協会，pp.94-157, 2002.
- 3) Francis, L. B. : *Lowell Hydraulic Experiments*, pp.146-208, 1909.
- 4) 物部長穂：水理学，pp.341-349，岩波書店，1933.
- 5) 安芸皎一：浮子特に竿浮子による観測流速の更正係数について，土木学会誌，Vol.18, No.1, pp.105-129, 1932.
- 6) 竹内俊雄，江川太郎：浮子の更正係数，土木技術資料，Vol.5, No.1, pp.18-21, 1963.
- 7) 二瓶泰雄，酒井雄弘：実河川洪水流における浮子の更正係数，土木学会論文集B，Vol.66/No.2, pp.104-118, 2010.
- 8) 中尾忠彦：河川流量観測の国際基準，河川流量観測の新時代，第3巻，pp.1-7, 2012.
- 9) World Meteorological Organization : *Manual on Stream Gauging Volume I. Fieldwork*, WMO-No.1044, p.I.8-3, 2010.
- 10) J. E. Costa, K. R. Spicer, R. T. Cheng, F. P. Haeni, N. B. Melcher, E. M. Thurman, W. J. Plant, and W. C. Keller, W.C., 2000, Measuring stream discharge by non-contact methods –a proof-of-concept experiment: *Geophys. Res. Let.* V.27, no.4, pp.553-556.
- 11) M. Muste, I. Fujita, A. Hauet: Large-scale particle image velocimetry for measurements in riverine environments, *Water Resources Research*, Vol.44, W00D19, doi:10.1029/2008WR006950, 2008.
- 12) Rantz, S. E. : *Measurement and computation of streamflow : Volume 1. Measurement of stage and discharge*, U. S. *Geological Survey Water-Supply Paper 2175*, pp.261-262, 1982.
- 13) Ceyda Polatel: Large-scale roughness effect of free-surface and bulk flow characteristics in open channel flows, Ph.D. thesis, Univ. of Iowa, Iowa City, Iowa, 2006.
- 14) Yorozuya, A., Fukami, K.: Study about Velocity Index in Actual River during Flooding, *Proceeding of Third International Symposium on Shallow Flows*, Iowa City, Iowa USA, 2012.
- 15) 本永良樹，萬矢敦啓，深見和彦：河床変動及び強風を伴う河川表面流速の特性と風による影響の補正に関する検討，土木学会論文集B1（水工学），Vol.69, No.4, pp.745-750, 2013.
- 16) 独立行政法人土木研究所 水災害・リスクマネジメント国際センター編著：流量観測の高度化マニュアル素案（高水流量観測編），2013.
- 17) 萬矢敦啓，大平一典，菅野裕也，深見和彦：非接触型電波式流速計を用いた洪水流量自動観測手法の一考察，河川技術論文集，第16巻，pp.53-58, 2010.
- 18) 吉川秀夫編著：流砂の水理学，丸善株式会社，p.209, 1985.
- 19) 本永良樹，萬矢敦啓，深見和彦，山坂昌成：異なる河床変動特性に応じた流速補正係数に関する考察，河川技術論文集，Vol.19, pp.195-198, 2013.
- 20) Yoshiki MOTONAGA, Atsuhiko YOROZUYA, Kazuhiko FUKAMI, Masashige YAMASAKA : Characteristic of Velocity Index in Rivers with Riverbed Fluctuation during Flood, *Proceedings of the 35th IAHR World Congress(USB)*, Chengdu, China, 2013.
- 21) 本永良樹，萬矢敦啓，岩見洋一，山坂昌成：河床変動を伴う河川における流速補正係数のリアルタイム設定手法に関する研究，土木学会論文集B1（水工学），Vol.70, pp.643-648, 2014.

## 第5章 河床高のモニタリングについて

---

### 5.1. 河床高モニタリングシステムについて

#### (1) 河床高自動モニタリングの必要性

河道断面を通過する流量を求める際には測定断面を河道特性に応じて複数の区分断面に分割することから始める。各区分断面において断面平均流速、断面積を求め、それらをかけ合わせることで区分断面毎の通過流量を求め、それを断面全体で積分して全断面の流量としている。断面平均流速については低水流観であればプライス式流速計などの可搬式流速計で河道断面内の空間的な流速分布を求め、その結果を基に算出する。高水流観であれば浮子測法により代表流速を求め、それに流速補正係数（第4章参照）を乗じることで区分断面毎の断面平均流速が算出される。このように従来の低水・高水流観いずれにおいても区分断面毎の断面平均流速を測定することができた。しかしながら断面積については、低水流観であればロッド等で水深の横断方向分布を測ることで求めることができるが、高水時には水中に沈めて河床高を測ることのできる機器が存在せず、断面積の測定は困難であった。

実際の河川においては出水中に河床が洗掘されるなどして出水の前後で河床が変動していることがあることは昔から知られていた。江川<sup>1)</sup>は神流川の渡戸地点（河床勾配約1/300）において流量観測用の吊り籠からロッドを用いて洪水中の河床高を測定し、比較的大きい時には2m以上の洗掘深を記録したことを報告している。また、同じく江川<sup>1)</sup>は豊川の当古地点（河床勾配約1/1000）において右岸に存在する寄り州に低水時に数mボーリングしてその中に炭の粉を詰め、周辺堤防の3ヵ所からの距離を測っておいて位置を確認できるようにしておき、洪水後に掘り出して調べたところ、洪水後の河床高はさほど変わらないのに約2m分の炭が流出していたことを報告している。このように出水中に河床が洗掘され、水位遡減時にまた埋め戻されているという河床変動現象が知られていたのだが、先述した通り出水期間中にその変動を測定する技術が存在しなかったため、従来の浮子測法においては出水前後の横断測量を実施し、横断面形状が変化した時には出水の初期に河床の洗掘が起こったと仮定して、測量結果のうち河積の大きくなる結果を採用して、洪水中の洗掘による断面積の過小評価を緩和するようにしている<sup>2)3)</sup>。しかしながら第1章で述べた通り、地球温暖化の進展などに伴い今後は水文観測の重要性はますます高まり、データの精度に対する要求も高まると思われる。その中で出水中の河床変動も把握したより高い精度の流量観測が求められると考えられる。技術的にも近年はADCPをはじめ音響測深機など出水中でも河床形状を測定することが可能な機器が開発されている。本論文で議論の対象としている固定設置型流速計を用いた流量自動観測システムにおいてもこれらの技術を利用して出水中の河床高を自動モニタリングし、出水中の断面積の変動を把握できるようにする。

## (2) 出水中の河床変動測定についての既存の研究

出水中の河床高の洗掘深と埋戻しを把握する手法として、先述した江川の例<sup>1)</sup>以外にも、以前から用いられている手法としてリング法がある。これは予め河床に差し込んだ金属杭にリングを通しておき、出水後に河床高とリングの潜り深さを計測することで、出水間の河床の洗掘量及び埋戻し量を把握する方法である<sup>4),5)</sup>。ただしこの手法は出水後、杭が砂礫に埋没し発見できなかつたり、大規模出水時に杭が流出するなどの問題が指摘されている。また本質的に出水後に最大洗掘深と埋戻し量がわかる方法であって、出水中の河床変動を捉える方法ではない。出水中の河床変動を連続的に把握する機器として光電式砂面計がある。砂面計は棒状のセンサー部に数cm間隔で発光部・受光部が一体となった光学式センサーが取り付けられており、砂、泥などで光が遮断されると回路がオフになる。そのセンサー位置がロガーに記録され河床高の変化が計測できる。この方法は河道内に垂直に建てたH鋼に沿ってセンサー部を取り付けるためH鋼周りの洗掘が計測されることになり、洗掘深が過大評価される可能性も指摘されている。この機器を用いて出水中の洗掘から埋戻しまでの過程が、大河川である富士川、安倍川<sup>6)</sup>あるいは中小河川である保倉川、雪谷川<sup>7)</sup>で観測された実績がある。参考文献で示されている砂面計はデータをロガーに記録し出水後にデータ回収するタイプのものであるためリアルタイムでの河積把握には使用できないと思われる。出水中の河床高横断分布の変化を把握する方法としてはADCP橋上操作艇による河床高の横断観測<sup>8)</sup>もあるが、これは人力が必要となるのでリアルタイム計測には適さない。音響測深機を用いて水面下の地盤高を測定する先行的な研究事例としては、山田ら<sup>9)</sup>が網走湖において音響測深機を設置した有人船を縦断方向に走らせ、網走湖の湖床形状を測定している。国土交通省河川局の河川定期縦横断測量業務における深淺測量では周波数200kHzの音響測深機が用いられているようであるが、これは上述したADCPよりも超音波が減衰に対して強いことから出水中の高濁度条件下でも河床高の計測が可能であると考えられる。(例えばTeledyne RD社製 Workhorse ADCPは周波数1200kHzである。)

## (3) 河床高自動モニタリングシステムの概要と検討内容

これらの従来の河床高測定手法における長所・短所を検討した結果、本論文で議論している固定設置型流速計を用いた流量自動観測システム内における河床高の自動モニタリングシステムは音響測深機を用いるものを選んだ。これは橋脚あるいは河道内に設置したH鋼に音響測深機を取り付けるものであるが、この時音響測深機を真下ではなく斜めに向けて取り付けることとする。これにより橋脚あるいはH鋼周辺の河床変動の影響がおよばない地点の洗掘・埋戻しを測定することができる。この方法では高いところにつけるほど橋脚あるいはH鋼から遠い地点が計測できるが、センサーが水につかないと超音波が伝播しないため、高すぎる位置につけると通常規模の出水では水位がそこまで上がらず、結果として河床高を測定できていないことも考えられるため注意が必要である。このシステムはYorozuya et al.<sup>10)</sup>により国内のF川において

実施された実績がある。この時、同システムにて出水ハイドログラフの到達前には河床が変動しないが、出水ハイドログラフ到達時に河床高が激しく振動しているのが捉えられた。彼らはこの時、F川の約30m下流の橋梁でADCP横断観測を同時に実施しており、それにより求めた河床高データと比較して、この河床高の振動が河床波の通過であることを示した。

音響測深機で河床高が計測できるのは超音波が照射される一点のみであり、ADCP横断観測のように河床高分布を空間的に詳細に計測できるわけではない。（厳密に言えば超音波は広がりがあるので、一点ではなく、ある程度の範囲内における平均的な河床高を測っていることになるのだが、川幅に比べ狭い範囲なのでその広がりについては考慮しない。）流量自動モニタリングシステムにおいては各区分断面において断面平均流速と平均河床高を求め、それらを利用して区分断面流量を計測する。河床の一点に向けて固定設置した音響測深機ではADCPなどのように区分断面内の河床高の空間分布を測定して平均河床高を算出することができない。そのため音響測深機を斜めに向けて設置する際の角度は、測定している地点における河床高が概ね当該区分断面内の代表河床高（ここでは平均河床高）と一致するように設定する必要がある。以下において、音響測深機を用いて一地点の河床高を測定する場合、どのようにしてその位置を調べるかについて述べる。

## 5.2 河床高モニタリングによる代表河床高測定についての検証方法

2011年9月2日～3日にかけて台風12号の影響によりK川観測所において比較的規模の大きい高水が生じた。この時、同観測地点においてADCP搭載橋上操作艇による連続観測を実施した。この期間において同観測地点で顕著な河床変動が生じていたことは先述した。

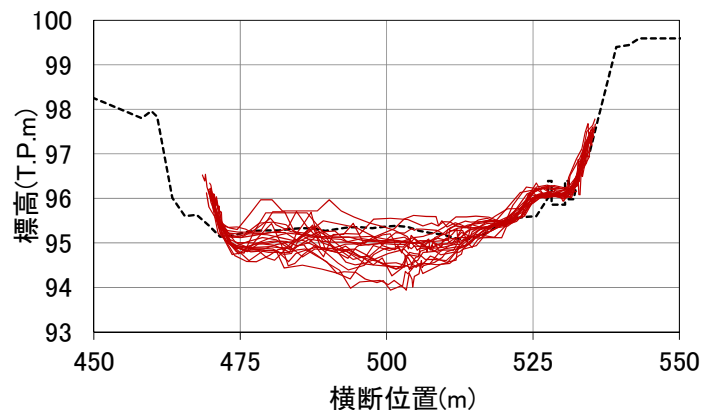


図 5-1 ADCP観測により得られた河床高横断分布 (K川I地点)  
(河道中央付近で最大で約1.5mの河床低下が見られた。)

図 5-1はK川I地点においてADCP横断観測により得られた河床高横断分布を重ねた図である。同地点においては出水中の河床高の変動が激しく、河道中央付近では振動幅が約1.5mにも達した。

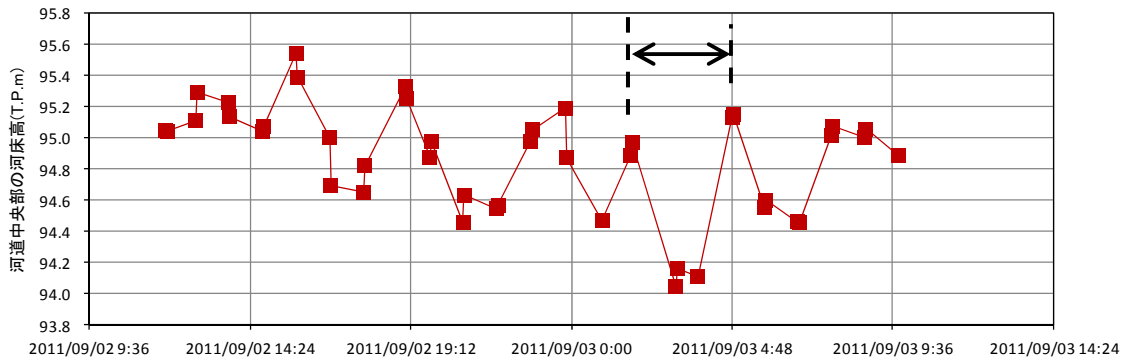


図 5-2 河道中央部（横断距離500m）における河床高時系列図

（图中，両矢印で示した時間帯（約3時間）において約1.5m河床が低下し，また元の高さに埋め戻されている．）

図 5-2はK川I地点において図 5-1から最も河床高変動幅が大きいと推定される河川中央部（横断距離500m地点）における河床高の時系列図である．图中，両矢印で示した9月3日2:00~5:00あたりの3時間程度の時間帯において河川中央付近において1.5m程度の急激な河床高低下が生じ，その後，すぐに元の高さに戻るという挙動を示している．これは先述した神流川や姫川での河床変動事例と同様の傾向を示している．第4章の検討において，この変動は単発的な河床波が通過したのではないかと推定した．

固定設置型流速計による流量観測システムを現地に設置するに際し，当該地点における観測断面を複数の区分断面に分割することから始める．それらの区分断面ごとに固定設置型流速計（本研究では電波式流速計），超音波音響測深機を設置する．これらの区分断面の数や幅等については河床変動特性に応じて考えることが妥当と思われる．音響測深機については，各区分断面内において超音波照射地点をどこに設定するかも重要である．

図 5-3~図 5-5は図 5-1に示したK川I地点の横断面をそれぞれ1断面に分割した例（区分断面①），2断面に分割した例（区分断面②，③），3断面に分割した例（区分断面④，⑤，⑥）を示している．区分断面①の左端位置と区分断面④の左端位置，区分断面①の右端位置と区分断面⑥の右端位置はそれぞれ等しい．区分断面①の左端より左岸側の領域および区分断面①の右端より右岸側の領域については，ADCP横断観測結果から河床がほとんど変動していないことがわかるので，本研究においては検討対象外とした．①~⑥の各区分断面内にはそれぞれ音響測深機により地盤高を測定することを想定する測線が設置される．それぞれの測線は図 5-3~図 5-5中に①-I，①-II，①-III，②-I，……⑥-II，⑥-IIIとして示されている．各区分断面内において測線間隔は等しく取ってある．図 5-3~図 5-5中における各区分断面内での平均河床高を，当該区分断面内の各測線位置における河床高と比較する．ADCP横断観測による河床高測定の精度の高さは岡田ら<sup>11)</sup>によって確認されている．

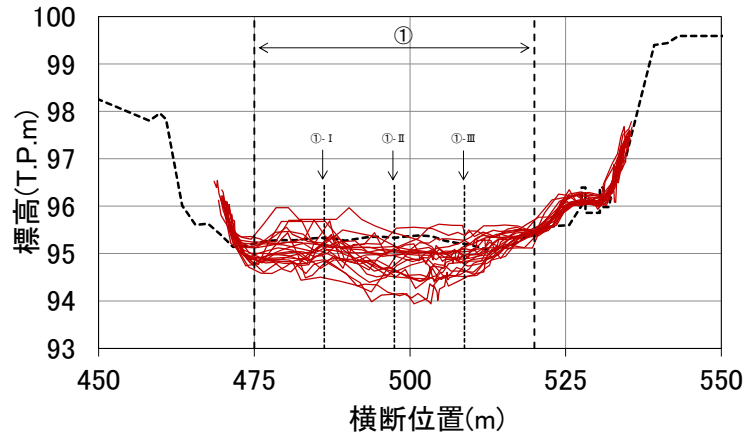


図 5-3 K川I地点における区分断面分割例（区分断面1つの場合）

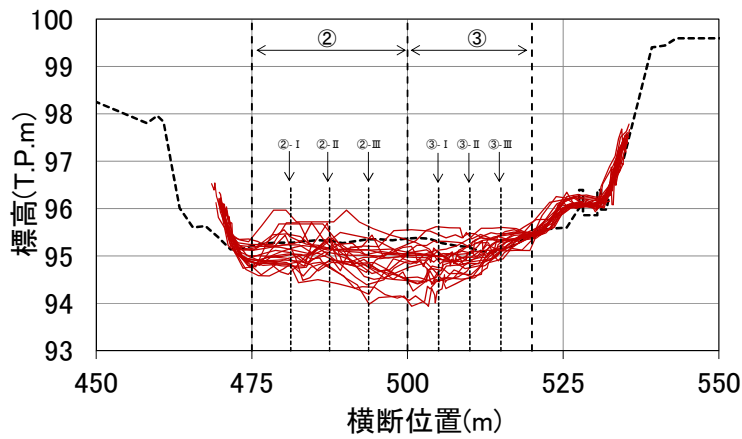


図 5-4 K川I地点における区分断面分割例（区分断面2つの場合）

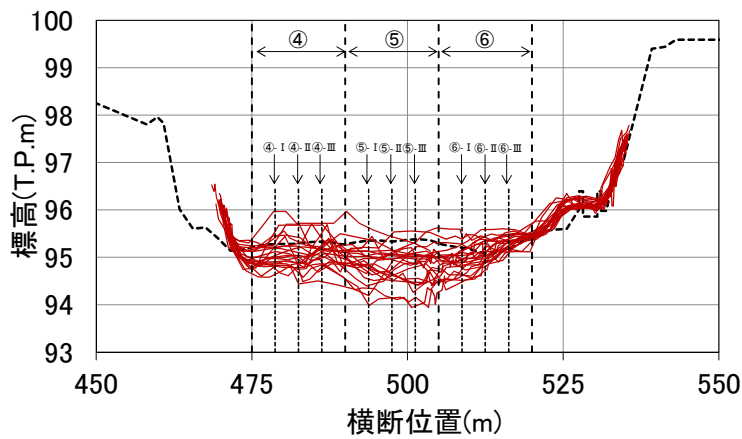


図 5-5 K川I地点における区分断面分割例（区分断面3つの場合）

各区分断面の平均河床高はADCP横断観測により得られた河床高分布を区分断面内で平均して求める。各測線における河床高は本来であれば音響測深機により測定することを想定していたが、今回の観測においては出水期までに機器の設置が間に合わなかったためADCP横断観測

における測線位置のアンサンブルの河床高データによって代用した。

最後に実際に河川現場に音響測深機を設置して構築した河床高の自動モニタリングシステムの概要について示す。

5.3. 河床高モニタリングによる代表河床高測定についての検証結果

設定した①-I～⑥-IIIまでの計18測線上における河床高と当該区分断面における平均河床高の比較を以下の図 5-6～図 5-11にそれぞれ示す。

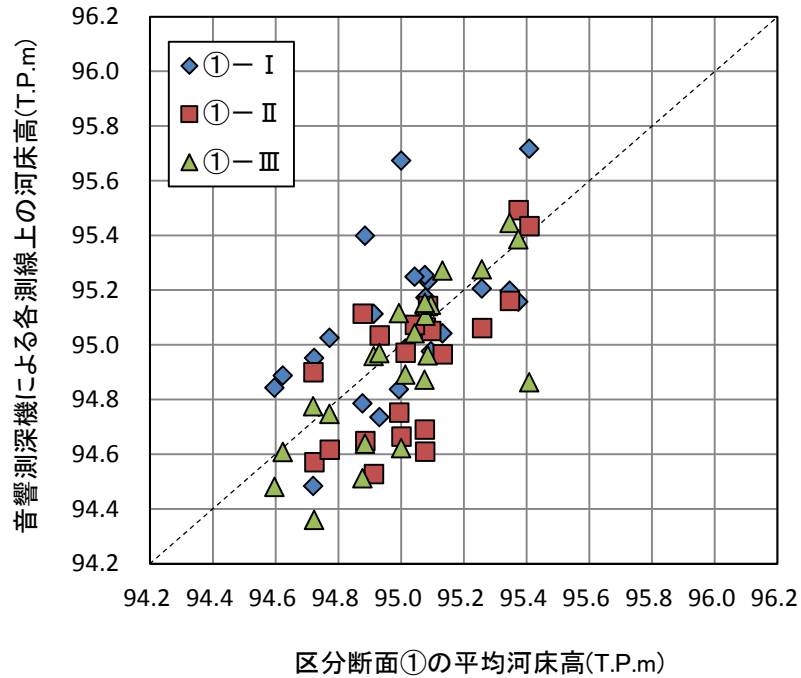


図 5-6 平均河床高と各測線上の河床高の相関（区分断面①）

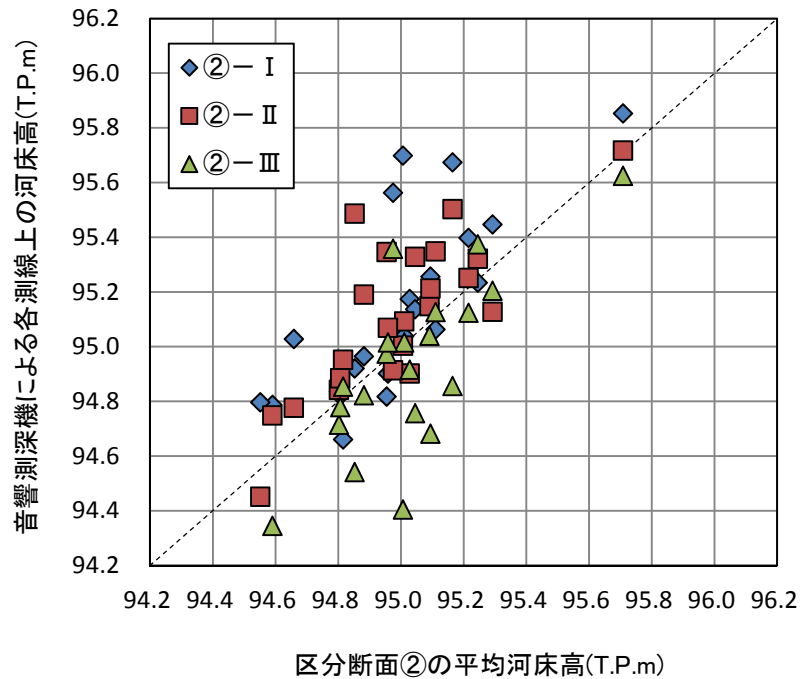


図 5-7 平均河床高と各測線上の河床高の相関（区分断面②）



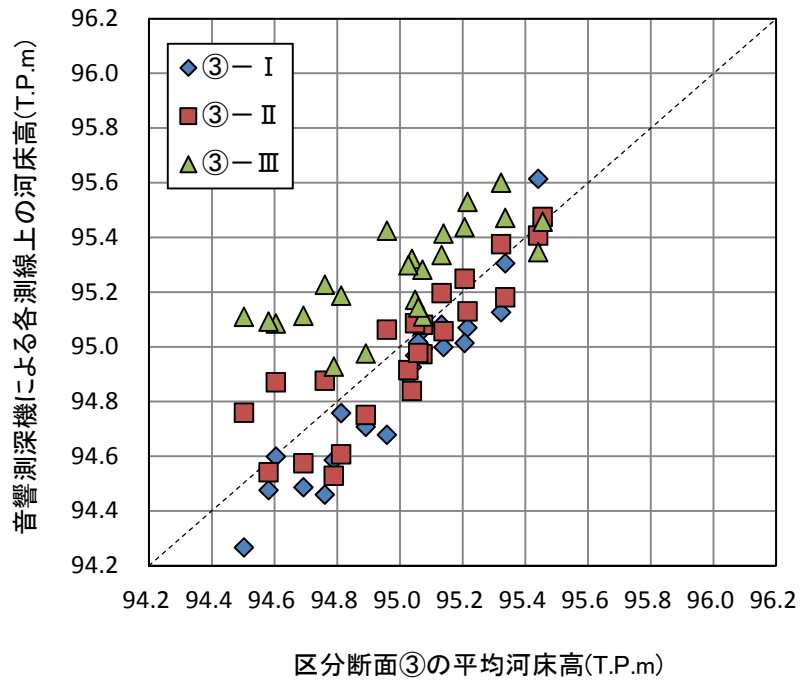


図 5-8 平均河床高と各測線上の河床高の相関（区断面③）

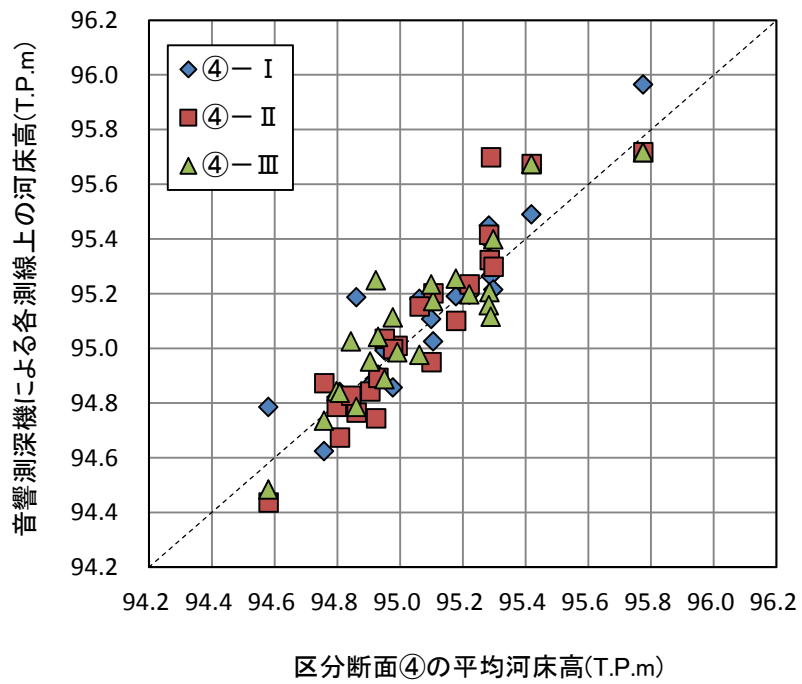


図 5-9 平均河床高と各測線上の河床高の相関（区断面④）

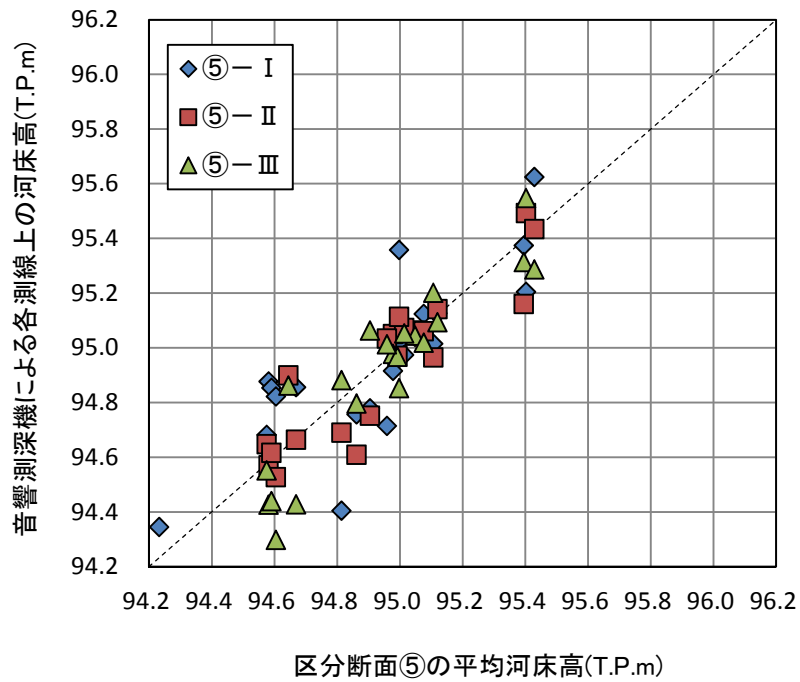


図 5-10 平均河床高と各測線上の河床高の相関（区断面⑤）

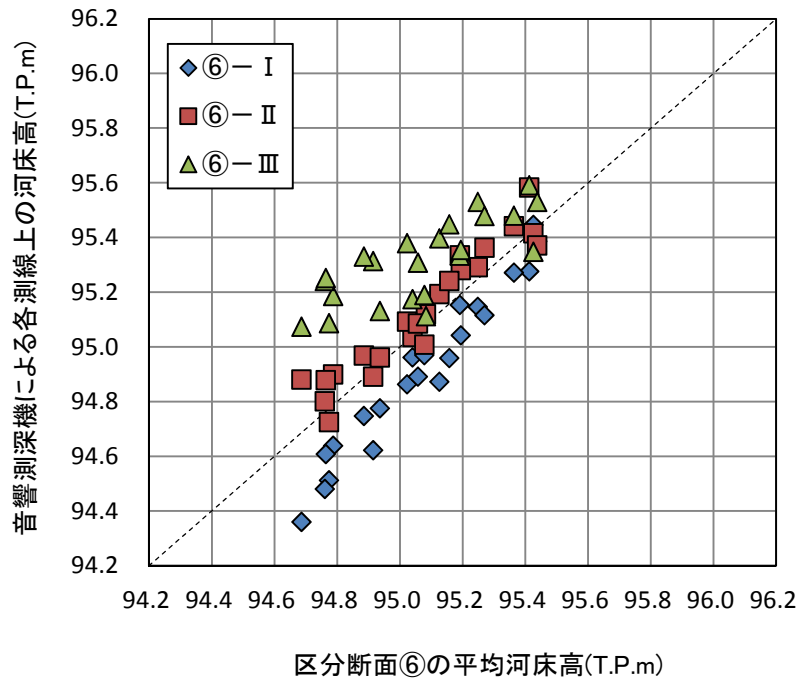


図 5-11 平均河床高と各測線上の河床高の相関（区断面⑥）

図 5-6～図 5-11はそれぞれ区断面①～区断面⑥内において、区断面内の平均河床高と測線における河床高の相関図である。先述の通り、各測線位置における河床高は本来であれば音響測深機で測定するが、本研究においてはADCP横断観測データにて代用している。

これらの図より区断面の分割数が多いほどデータのばらつきは少ないように見える。

表 5-1 各区分断面内の平均河床高と各測線位置の河床高との相関係数

		I	II	III	平均
区分断面1つ	①	0.57	0.80	0.78	0.72
区分断面2つ	②	0.76	0.78	0.81	0.78
	③	0.96	0.87	0.74	0.86
区分断面3つ	④	0.93	0.93	0.90	0.92
	⑤	0.83	0.94	0.95	0.91
	⑥	0.97	0.95	0.77	0.90

表 5-1には各区分断面内の平均河床高と各測線位置における河床高との相関係数をまとめてある。区分断面①～⑥において測線 I, II, IIIにおける上記の相関係数を見ると, IあるいはIIIにおける相関係数が最も高い場合もあるが, 全体的に見た時, 区分断面の中心を表す測線IIにおける相関係数が安定して0.80以上を示していることがわかる。また, 区分断面①について見ると, 測線 I において相関係数が顕著に低くなっている。今回の検討結果からは, 区分断面の分割数をいくつにしても各区分断面の中心地点に音響測深機を設置すれば安定して代表河床高が得られることになるが, 当然ながら現場の状況によっては常に区分断面内の中心に音響測深機を設置できるわけではない。そのため, ある程度中心から位置がずれても平均河床高と音響測深機による河床高が高い相関を示していることが求められるため, 区分断面は2つ以上で設定することが望ましいと思われる。実際, 各区分断面のそれぞれの測線位置における相関係数の平均を見ると, 区分断面数の多い方が相関が高くなっている。

これらの結果から, 固定設置型流速計による自動流量観測システム内における河床高モニタリングのための音響測深器設置位置について, 次のことが言える。音響測深機を設置するに当たり対象断面をいくつかの区分断面に分割する。分割数はADCP横断観測結果を基に決定する。今回対象としたK川I地点においては2つ以上の区分断面数を取れば大きな問題はなかったが, より川幅の広い河川においては更に区分断面分割数を増やすことが考えられる。各区分断面において中心付近に音響測深機を設置すれば, 当該区分断面内の平均河床高と相関の高い河床高データが得られる。これはK川での結果であり普遍的に成立するかは現時点では不明であるが, 少なくとも音響測深機の最適な設置位置を調べる方法は示せたと考える。

#### 5.4. 音響測深機による河床高自動モニタリングシステム例

ここでは実際に著者の考えている河床高自動モニタリングシステムの概要を説明する。

河床高自動モニタリングシステムでは音響測深機を斜めに向けて固定設置する。この方法であれば, 超音波照射域近傍の流況を乱すことなく局所洗掘を把握することが期待できる。Yorozuya et al.<sup>10)</sup>は河道内にH鋼を建てて, そこに音響測深機を取り付けたが, この方法はコストが高く全ての河川で実施することは容易ではない。そこで本論文においては橋脚を利用し, そこに音響測深機を取り付けた。音響測深機のセンサーは, 当然高い位置に設置するほど橋脚

等による乱れの影響が及んでいない領域の河床高を測れるが、音響測深機のセンサーが水についていないと超音波が伝播しないため、センサー設置位置が高過ぎると通常規模の出水ではセンサーが水に浸からず河床が測れない可能性がある。そのため音響測深機設置高さについては注意が必要である。著者は2台の音響測深機を高さを変えて橋脚に取り付け、規模の小さい出水時には低い位置のセンサーで測定を行い、規模の大きい出水時には高い位置のセンサーで橋脚による流況の乱れの影響が届かないより遠い地点の河床高を測定できるようにした。今回用いた音響測深機は周波数200kHzのタイプであり、高濁度時も超音波が減衰することなく河床高を測定できると推定される。

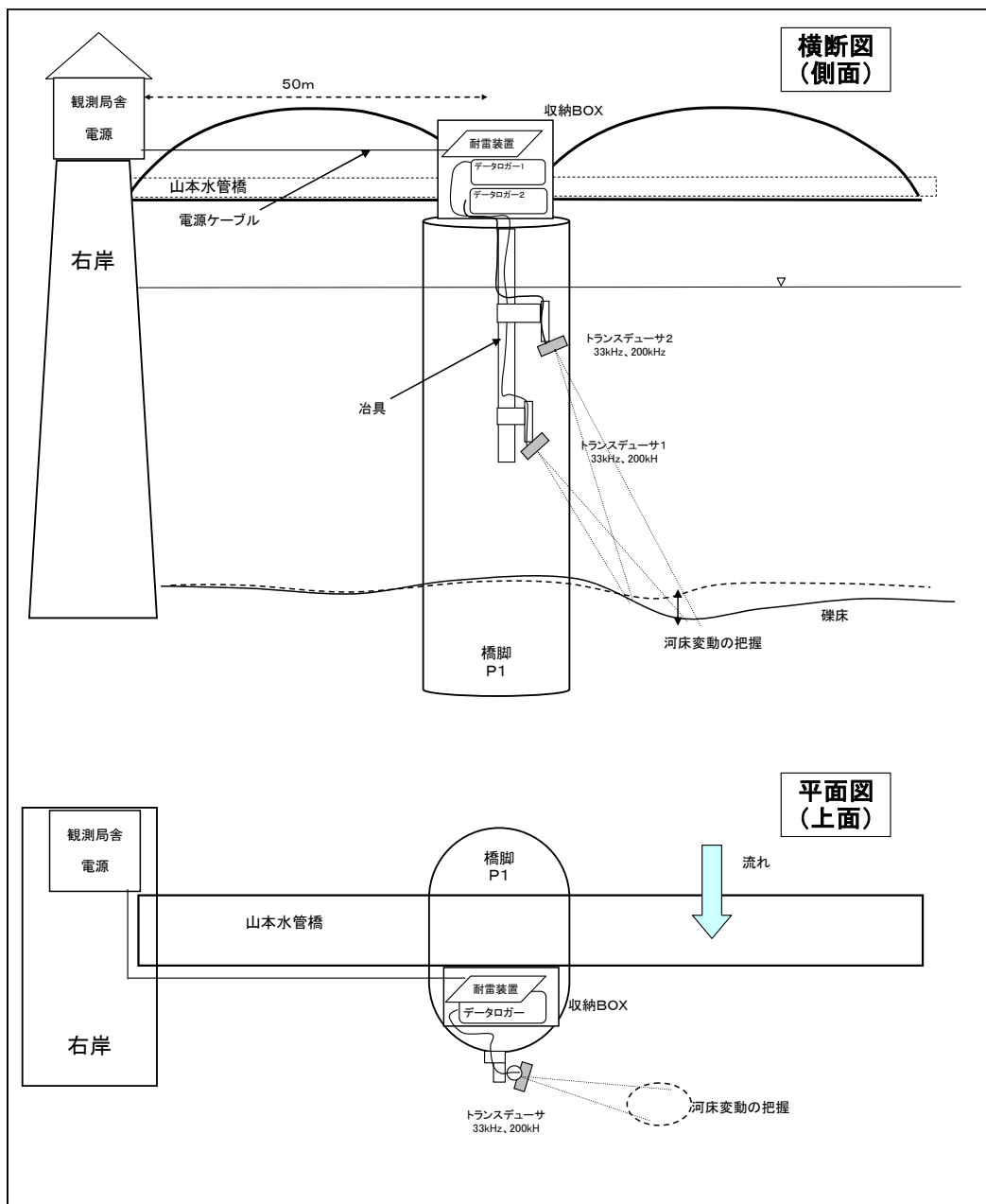


図 5-12 河床高自動モニタリングシステムのイメージ図<sup>12)</sup>

図 5-12 には実際の河床高自動モニタリングシステムのイメージ図を示す。音響測深機センサーの設置高さは、観測地点における過去の河床変動および水位、河川構造物の位置等も踏まえて定めた。最終的には、現場での設置の際に微調整している。今回は橋脚上部にデータロガーを取り付け、定期的にデータを回収する方法を取ったが、実用時までにはケーブルあるいは無線等によってデータをユーザの元まで届け、リアルタイムで河床の変動を把握できるようにする必要がある。



図 5-13 音響測深機による河床高自動モニタリングシステムの実例  
(H川観測所地点、水管橋の橋脚に音響測深機を設置)

図 5-13 は実際の河床高自動モニタリングシステムの写真である。観測地点に架かる水道橋橋脚を利用して音響測深機を設置している。出水時に流されてくる土砂、礫等によってセンサーが破壊されるのを防ぐため、橋脚の下流側に設置している。

## 5.5. 第5章のまとめ

音響測深機を用いた河床高自動モニタリングシステムの概要について紹介した。

これを用いることで、測定断面において設定した区分断面内における代表河床高（平均河床高）を出水中も連続して測定できる可能性が高いことを示した。

本システムを用いることで、流量観測高度化内に定めた固定設置型流速計を利用した流量自動観測が高い観測精度を持って実現可能となるとともに、出水中の河床変動の物理的な解明に向けて一助となるデータが蓄積されることを期待したい。

第5章の参考文献

- 1) 江川太朗：河川工学入門，財団法人河川情報センター，pp.46-48, 1997
- 2) 国土交通省河川局監修：国土交通省河川砂防技術基準 同解説 計画編，技法堂出版，pp.46-48, 1997.
- 3) 独立行政法人土木研究所編著：平成14年度版 水文観測，社団法人全日本建設技術協会，pp.142-157, 2002.
- 4) 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形状に与える影響，河川技術論文集，第12巻，pp.415-420, 2006.
- 5) 大沼克弘・藤田光一・望月貴文・天野邦彦：太田川放水路を事例とした河口干潟の設計・管理方法の枠組みに関する研究，河川技術論文集，第17巻，2011.
- 6) 末次忠司・日下部隆昭・坊野聡子：土砂管理施策のためのキーノート～土砂動態の時空間的不連続性を考慮した流域管理に向けて～，国土技術政策総合研究所資料，第231号，2005.
- 7) 原田芳朗・福岡捷二・田中浩史・黒田勇一・戸谷三知郎：河床洗掘深，洗掘速度に及ぼす洪水波形・河道特性の影響—中小河川と大河川の比較—，水工学論文集，第54巻，pp.775-780, 2010.
- 8) 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，河川技術論文集，第16巻，pp.59-64, 2010.
- 9) 池永均・山田正・向山公人・大島伸介・内島邦秀：網走湖の塩水化の機構と塩淡二成層の長期変動特性に関する研究，土木学会論文集，No.600/II-44, pp.85-104, 1998.
- 10) Yorozuya, A., Fukami, K.: Study about Velocity Index in Actual River during Flooding, *Proceeding of Third International Symposium on Shallow Flows*, Iowa City, Iowa USA, 2012.
- 11) 岡田将治・萬矢敦啓・橘田隆史：ADCP搭載ボートの観測時の揺動が流速分布および水深計測値に及ぼす影響，水工学論文集，第54巻，pp.1087-1092, 2010.
- 12) 独立行政法人土木研究所 水災害・リスクマネジメント国際センター：河床高自動計測設置・維持管理業務報告書，2013.

## 第6章 観測ランクに応じた流量観測の精度について

---

### 6.1. 流量観測のランク分け

著者が本論文で提案する流量観測の高度化とは、ADCP橋上操作艇による横断観測を主たる観測手法として採用すると同時に、ADCPデータ欠測時にデータを補完するために固定設置型流速計を用いた流量観測システムを補助的に並行して実施するというものである<sup>1)</sup>。ADCPによる観測については既に多くの優れた研究がなされているため、本論文においては固定設置型流速計を用いた自動流量観測システムの構築について検討してきた。これまで、固定設置型流速計による自動流量観測システムにおいて検討が必要な項目である、1)固定設置型流速計による代表流速の測定、2)流速補正係数の設定、3)河床高の自動モニタリング、について議論を進めてきた。固定設置型流速計については、本論文では電波式流速計を選定し代表流速として河川表面流速の測定を行った。この時、電波式流速計による計測データに含まれる風の影響について、実際の風向・風速データを用いて除去する方法を示した。流速補正係数については河床変動の生じない河川についてはADCP観測結果を基にして河川の固有的な流速補正係数を求め、河床変動の生じている河川については電波式流速計による河川表面流速、複数水位計による水面勾配、河床高自動モニタリングによる水深を用いてリアルタイムで流速補正係数を算出するシステムを提案した。河床高の自動モニタリングに関しては、橋梁あるいは河道内に設置したH鋼構造物に音響測深機を斜めに向けて固定設置し、それを用いて区分断面内における平均的な河床高とほぼ河床高が等しくなるような地点を探して測定することを提案した。

この自動流量観測システムは従来の浮子測法においては把握していなかった水面下の鉛直流速分布や河床高の変動を把握することで、流量観測の精度が向上している。しかしながら一読してわかる通り決して簡単なシステムではなく、また提示したシステムを完全な形で設置するにはコスト的に高価になる。こういったことを考えると、我が国の全ての河川・流量観測所において本論文で提案する完全な流量観測の高度化を一斉に実施することは現実的とは言えない。

そこで当該観測地点で取得されるデータに求められる観測精度の重要性に応じて、固定設置型流速計による流量観測についてランク分けを実施することを考える。ここでいうデータに求められる観測精度の重要性が高い場合とは、例えば河川計画上重要な地点（基準地点）である、ダム計画上必要なデータである、などの場合である。重要性の高さに応じて、「代表流速の測定、流速補正係数の測定、河床高の自動モニタリングの全てを実施する」「代表流速の測定、河床高の自動モニタリングを実施する」「代表流速のみを測定する」など自動流量観測システムによる流量観測のランクを変える。場合によっては固定設置型流速計による自動流量観測システム自体を導入しないことを決定する可能性も当然あり、そのような場合については**第2章**に示したような方法を用いて水位から流量を換算する手法の精度向上が検討されてもよい。



## 6.2. 観測ランクの内容について

当該観測地点で取得されるデータの重要度に応じて、固定設置型流速計による自動流量観測システムにおける観測レベルのランクを変えることを提案した。この時、ランクを変更することによって得られるデータの観測精度にどの程度の誤差が含まれるかを予め検討しておくことが必要である。観測精度の誤差とは“真値”からのズレ具合という意味である。しかしながら流量の真値は分からないため、ここではADCP横断観測による流量値を基準値として、ランク分けをした自動流量観測システムによる観測データとの比較・検証用として用いる。以下において実用上考えられるランク分けを実施した自動流量観測システムの内容についてまとめる。

表 6-1 ランクに応じた自動流量観測システムの内容

ランク	自動流量観測システムの内容		
	代表流速の自動測定	流速補正係数のリアルタイム設定	河床高変動のモニタリング
A	○	○	○
B	○	×	○
C	○	×	×

(○：実施，×：実施せず)

ここではランクAが水面下の流況、河床高を実際に把握し、最も観測精度の良い場合であると考えている。以下、ランクB、ランクCとランクが下がるにつれて、自動流量観測システムによる流量値の観測精度が下がると予想される。以下では同一の観測地点に表 6-1に示すそれぞれのランクを適用した場合、自動流量観測システムによる観測精度に誤差がどの程度生じるかを検討する。得られた観測データを用いて各ランクの内容に応じて流量を算出し、それをADCPデータと比較することで観測精度の誤差を検討する。対象とする観測データは、河床変動が生じていない河川としては2012年4月20日～22日にかけて実施したU川HO地点における観測データを、河床変動が生じている河川としては2011年9月2日～3日にかけて実施したK川I地点における観測データをそれぞれ使用する。

表 6-1に示した自動流量観測システム内の各観測項目について以下に説明する。

「代表流速の自動測定」はランクA～Cにおいて共通して固定設置した電波式流速計により河川表面流速を自動測定する。この時、電波式流速計により得られるデータについて、必要に応じて第3章で示した風の影響除去処理を施す。「流速補正係数の設定」については観測ランクAにおいては第4章に示したリアルタイムで流速補正係数を算出する手法を適用する。流速補正係数のリアルタイム算出においては、水面勾配は河川縦断方向に設置した複数の水位計から求める。ランクB、ランクCにおいて流速補正係数は一定値を使用する。これらの一定値としては、第4章表 4-4にて示したそれぞれの河川における複数回のADCP観測により得られる流速補正

係数の平均値を用いる。ランクCでの流速補正係数は、U川HO地点では0.75、K川I地点では0.80である。「河床高変動のモニタリング」はランクA、ランクBにおいて実施する。これは本来であれば第5章に示した河床高自動モニタリングシステムを用いて測定するものであるが、本研究において実施した現地観測では同システムの設置が間に合わなかったため、ADCP横断観測により得られた河床高データを用いて、対象とする区分断面内の平均河床高を求め、これを使用する。ランクCにおける河床高については、観測開始前の測量結果における対象区分断面内の平均河床高を観測期間中一定として与える。各ランクにおける観測実施項目の具体的内容について表 6-2にまとめる。

表 6-2 各ランクにおける測定項目の具体的内容

	代表流速の測定	流速補正係数 $\alpha$ の設定	河床高変動のモニタリング
ランク A	電波式流速計による河川表面流速 $U_{sw}$ の自動測定。 風の影響を除去。	$\alpha = 1 - \sqrt{ghl} / (\kappa \cdot U_{sw})$ 水深 $h$ : 河床高自動モニタリングシステム（実際にはADCPデータを使用） 水面勾配 $l$ : 縦断方向に設置した複数水位計より算出	河床高自動モニタリングシステム（実際にはADCPデータを使用）
ランク B	電波式流速計による河川表面流速 $U_{sw}$ の自動測定。 風の影響を除去。	ADCP横断観測結果から求めた流速補正係数の平均値。	河床高自動モニタリングシステム（実際にはADCPデータを使用）
ランク C	電波式流速計による河川表面流速 $U_{sw}$ の自動測定。 風の影響を除去。	ADCP横断観測結果から求めた流速補正係数の平均値。	観測開始前の測量結果を使用。

表 6-2に示したそれぞれのランクに応じた流量観測システムにより得られた流量をADCPにより観測された流量と比較することで、各ランクによってどの程度観測精度に差が生じるかを以下で検討する。

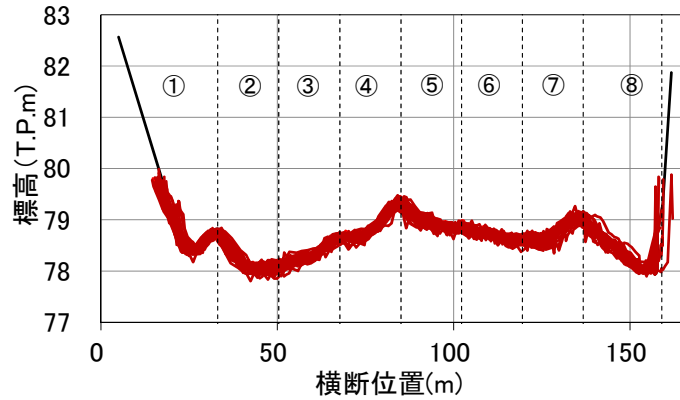


図 6-1 U川HO地点における区分断面積例（8断面に分割した例）

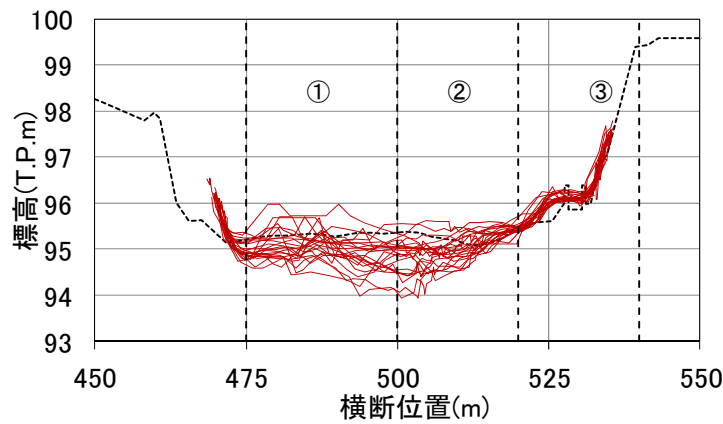


図 6-2 K川I地点における区分断面分割例（3断面に分割した例）

本章における検討は、河床変動が生じていない河川、河床変動が生じている河川を対象として実施する。河床変動が生じていない河川としてはU川HO地点（2012年4月観測実施）、河床変動が生じている河川としてはK川I地点（2011年9月観測実施）をそれぞれ対象とする。図 6-1、図 6-2はそれぞれU川HO地点、K川I地点において実施したADCPによる河床高横断分布データを全て重ねた図である。U川HO地点では出水期間中河床変動は生じていないことがわかる。逆にK川I地点では出水期間中顕著な河床変動が生じており、河道中央部では約1.5mの変動幅がある。U川HO地点については区分断面幅がほぼ等しくなるように8つの区分断面を定めた。K川I地点については河床高変動特性に応じて流量測定断面を3つの区分断面に分けている。ランクに応じた自動流量観測システムによる流量値とADCPによる流量値の比較は、U川HO地点については流心に該当する区分断面③を、K川I地点については河床変動が最も激しい区分断面②をそれぞれ対象として実施する。誤差は（誤差）＝（各ランクにおける自動流量観測システムによる流量－ADCP流量）／（ADCP流量）×100（％）で算出した。

### 6.3. 異なるランクによる観測の精度検証

U川HO地点における区分断面③（図 6-1参照），K川I地点における区分断面②（図 6-2参照）それぞれを対象として自動流量観測システムによる流量観測を実施した際，先に提示した観測ランクに応じたデータ観測精度の時系列をそれぞれ以下の図 6-3，図 6-4に示す。

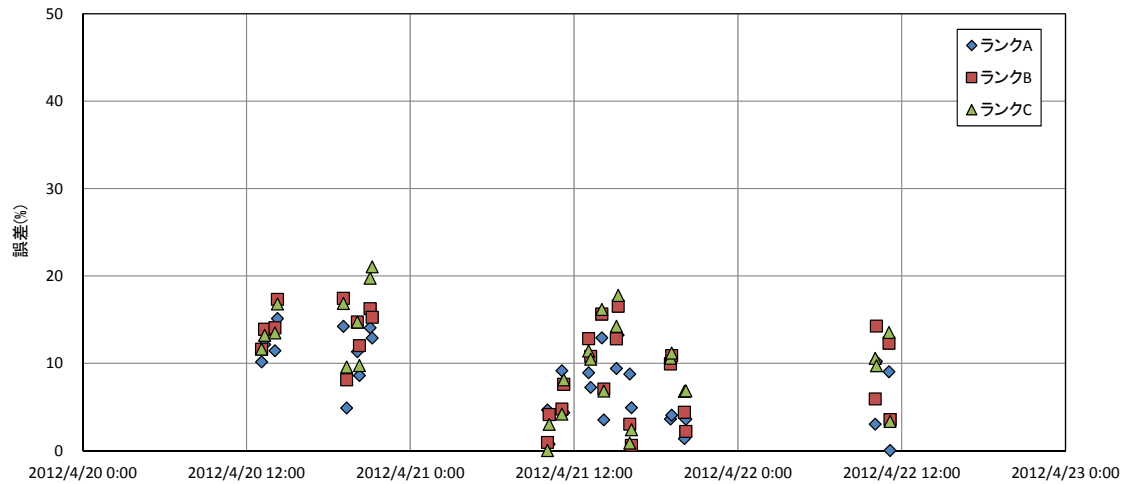


図 6-3 各ランクに応じた自動流量観測システムによる流量観測の誤差の時系列  
(2012年4月20日～22日 U川HO観測地点)

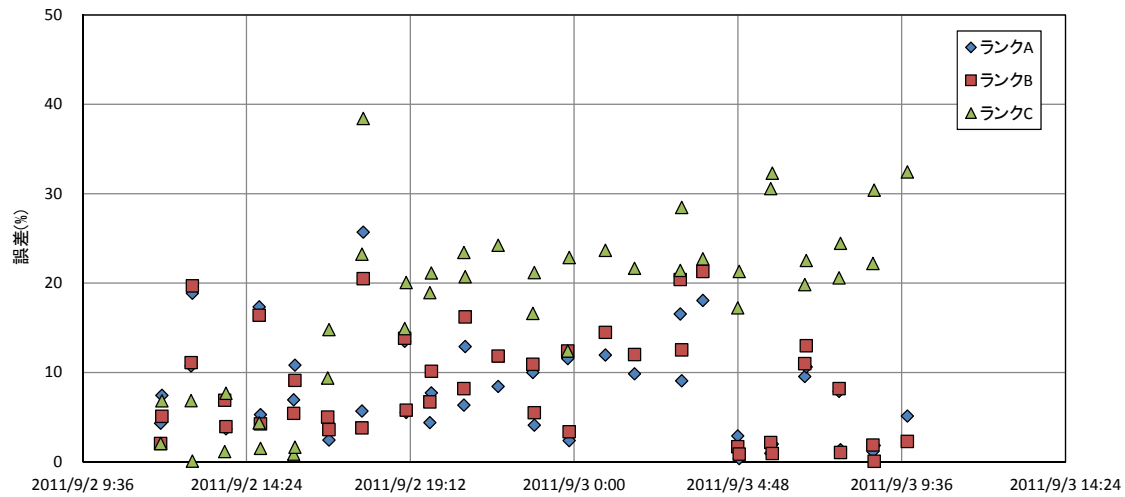


図 6-4 各ランクに応じた自動流量観測システムによる流量観測の誤差の時系列  
(2011年9月2日～3日 K川I観測地点)

U川HO地点においては，観測期間中に河床変動はほとんど生じていなかった．図 6-3を見ると，このような場合には観測ランクに応じた観測データの誤差の違いは顕著ではない．K川I地点においては，観測期間中河床変動が顕著であった．図 6-4を見ると，このような流れにおいて河床高のリアルタイムデータを用いないランクCによる観測データの誤差はランクA，ランク

Bのそれと比較して顕著に大きくなる傾向にある。ランクCによる流量観測精度の誤差は最大で約38%にまで達する。U川HO地点，K川I地点におけるADCPによる観測流量と各ランクにおける観測流量の比較を図 6-5に示す。

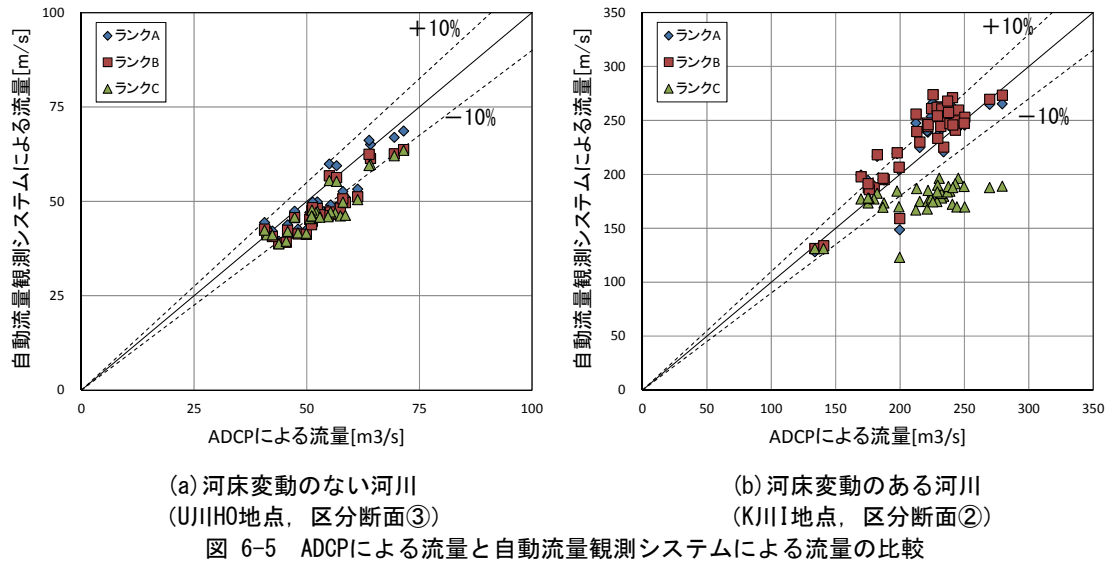


図 6-5には誤差±10%を示す線も記入している。U川HO地点，K川I地点ともにランクCについては誤差10%の範囲に収まらないデータが多く，観測精度が良くないことがわかる。しかしながらランクA，ランクBに関しては観測精度の差が図からは判別が難しい。そこでそれぞれのランクについて流量観測誤差の平均を取った。その結果を表 6-3にまとめる。

表 6-3 各ランクにおける誤差の平均値

	U川HO地点 区分断面③ 平均誤差 (%)	K川I地点 区分断面② 平均誤差 (%)
ランクA	7.91	7.96
ランクB	10.02	8.42
ランクC	10.48	17.72

表 6-3から若干ではあるがランクAの方がランクBよりも観測精度が良いという結果が得られた。K川I地点でのランクA，ランクBの差が小さいが，これはランクAにおける流速補正係数が流速補正係数③（第4章参照）に相当しており，これが第4章 図 4-12で示した通りADCPデータにより求める流速補正係数①（第4章参照）と一致しないことに原因があると考えられる。K川I地点でのランクAの観測において流速補正係数①を用いると，平均誤差が5.72%となった。流速補正係数①を用いると自動流量観測とはならないため採用しないが，このことから流速補正係数の算出手法については更に検討を進める必要があると言える。

#### 6.4. 第6章のまとめ

河床変動が生じない流れ（U川HO地点），河床変動が生じる流れ（K川I地点）それぞれを対象として，観測のランク分けに応じた自動流量観測システムの観測精度を求めた．河床変動が生じない流れにおいてはランクの違いによる観測精度に大きな差は見られなかった．河床変動が生じる流れにおいては，ランクCの誤差は顕著に大きくなる．ランクAとランクBを比較した場合，若干ながらランクAの方がランクBに比較して観測精度が良いという結果が得られた．いずれにせよ，ランクA，Bであれば平均して観測誤差を10%以内に抑えられることが分かった．一般に浮子が含む誤差も10%程度と言われており，おおむね妥当な精度が得られていると考えられる．河床高の変動を測定しないランクCでは最大で約38%と大きな誤差が生じた．河床変動が生じている場合にはランクCの適用は難しいと言える．

本研究においてはランクAによる観測精度が最も良いことが示されたが，ランクAにおいて使用する流速補正係数の算出手法については更なる検討を要する．

#### 第6章の参考文献

- 1) 独立行政法人土木研究所 水災害・リスクマネジメント国際センター編著：流量観測の高度化マニュアル（高水流量観測編），2013.
- 2) M. Muste, I. Fujita, A. Hauet : Large-scale particle image velocimetry for measurements in riverine environments, *Water Resources Research*, Vol.44, W00D19, doi:10.1029/2008WR006950, 2008.

## 第7章 結論

---

本論文においては、固定設置型流速計を用いた自動流量観測システムの構築に向けて、必要となる項目について検討した。

**第1章**では我が国の高水流量観測において用いられている浮子測法の課題を整理した上で、それらに対応するために流量観測の高度化を行うことを提案した。流量観測の高度化はADCPによる横断観測を主たる手法として採用し、ADCPデータ欠測時のデータ補間用に固定設置型流速計による自動流量観測を補助的に並行して実施するものである。この中においてADCP観測については既に多くの優れた研究がなされているため、流量観測の高度化を完成させる上で本研究において検討しなければならないことは自動流量観測システムの構築であることを述べた。また同システムを構築する上で本論文において検討する必要がある3つの項目、1)代表流速の測定、2)流速補正係数の設定、3)河床高の計測、を挙げた。

**第2章**では現状のHQ曲線式を用いた水位から流量を算出する手法において、 $H$ および $Q$ の実測値がループを描くことにより実際の流量とHQ曲線式による流量との間に誤差が生じるという問題について実データを用いて始めに説明した。その上で、水面勾配などの影響も考慮した通水能 $K$ を用いて作成したHK曲線式を利用することで、精度の高い流量を算出できることを示した。本論文で提案した自動流量観測システムは全ての観測地点において一斉に、かつ完全に実施するのは現実的ではないと考えられる。その場合、同システムを設置しないことを決定する観測地点もあると予想されるが、そのような場合においても本章で検討したHK曲線式法によって流量を従来よりも精度良く算出できることを示した。

**第3章**では電波式流速計による河川表面流速の計測データに現地における風が影響を与えており、その影響の度合いは既存の研究で言われているよりも数倍程度大きいことを示した。その上で風向・風速の実測データを用いて、電波式流速計のデータから風の影響を除去する式を導いた。これにより電波式流速計によるデータの精度を大幅に向上できることを示した。

**第4章**では流速補正係数の設定に関して検討した。観測データを基に、河床変動の生じていない河川においては河川固有の流速補正係数が存在すること、河床変動の生じている河川においては流速補正係数が顕著に変動することを示した。本研究において実施した観測においては、流速補正係数の変動を、河床波の変動とそれによる流速の鉛直方向分布形状の変化から説明できることを示した。また流速補正係数が変動する流れ場を対象として、現地にて連続観測を実施する水面勾配、水深データを利用してリアルタイムで流速補正係数を算出する手法を示した。これとは別にADCPによる流速の鉛直分布から求める流速補正係数を“真値”として示し、リアルタイムで算出した流速補正係数は“真値”とほぼ等しい、あるいは若干(0.1程度)大きく

なる傾向があることを示した。その上で流速補正係数が大きめに算出されるということは最終的に求められる流量を“危険側”に判断しているということであり、河川管理上大きな問題とはならないことを述べた。

**第5章**では河床高の自動モニタリングシステムについて説明した。河床高自動モニタリングシステムは橋脚あるいは河道内に設置したH鋼に音響測深機を斜めに取り付け、構造物による流れの乱れの影響を受けない地点の河床変動を測るシステムを示した。自動流量観測システムにおいては流量測定断面を河床形状等に応じて複数の区分断面に分割し、その区分断面内での平均河床高を用いて通過流量を計算する。この時、音響測深機で測定する一地点の河床高が当該区分断面の代表河床高（平均河床高）と乖離していると精度の良い流量観測が実施できない。そのためADCP横断観測における河床高横断データを用いて、区分断面内の平均河床高と音響測深機の設置を想定している地点の河床高を比較することで、適切な音響測深機設置位置を調べる方法を提示した。

**第6章**では流量観測地点におけるデータの重要度に応じて自動流量観測システムの観測ランクを分けることを提言した。先述しているためここでは詳細は省略するが、ランクA、B、Cの3ランクに分けることを提案した。その上で、各ランクに応じて観測データに生じる精度の誤差について検討した。その結果、ランクA、ランクBであれば河床変動の有無にかかわらず観測データの精度誤差は約10%以下に抑えられることを示した。河床が変動しない場合であれば、河床高を計測しないランクCでも誤差は約10%程度に抑えられることを示した。河床変動が生じている河川においてランクCを適用した場合、最大で約38%の誤差が生じるが、平均的に見れば18%程度であることを示した。

本論文を通じて固定設置型流速計を用いた自動流量観測システムの構築において重要な項目に関し、それぞれ適切な手法を示せた。その結果、同システムにより求められる流量データの精度についてもその高さを示すことができた。以上のことから、本論文において検討した固定設置型流速計を用いた自動流量観測システムを十分に実用に資する段階にあると認められる。



## 謝辞

本研究を進めるにあたり、山坂昌成先生（国土館大学理工学部教授）には終始一貫して貴重なご指導とご助言を賜りました。また研究の進行、論文の執筆が予定通りに進まない中、常に暖かく励ましていただきました。ここに深甚な謝意を表します。

岡田勝也先生、川口直能先生（ともに国土館大学理工学部教授）、清水義彦先生（群馬大学大学院理工学府教授）におかれましては、お忙しい中にもかかわらず、本学位論文の副査をお引き受けいただき、貴重なご意見をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

山田正先生（中央大学理工学部教授）におかれましては、私の中央大学大学院在学中から現在に至るまで公私にわたり貴重なご指導、ご助言を賜りました。本論文をまとめるまで時間が長くなってしまうしましたが、その間、常に励ましのお言葉をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

また、本研究の遂行にあたり、職場へ大変ご迷惑おかけしているにも関わらず、温かく見守り続けていただいた独立行政法人土木研究所水災害・リスクマネジメント国際センター（ICHARM）の皆様には心より感謝申し上げます。特に萬矢敦啓博士（土木研究所ICHARM 研究員）には本研究に直接関係する業務を通じ、常に前向きな刺激と貴重なご指導をいただきました。また深見和彦氏（現 国土交通省国土技術政策総合研究所河川部 水防災システム研究官、前 土木研究所ICHARM 上席研究員）、岩見洋一氏（土木研究所ICHARM 上席研究員）、江頭進治先生（土木研究所ICHARM 研究・研修指導監）におかれましては、研究のマネジメントについて学ばせていただくと同時に多くの助言をいただきました。心から感謝申し上げます。

最後に、このような素晴らしい機会を与えていただいた両親、そして常に支えていただいた妻 かおりに感謝し、結びといたします。