

洪水流速計の実用化に関する研究

A Study of Flood Flow speedometer Aiming at Operational Use

高木 克英*

四俣 正俊**

TAKAGI, Katsuhide SHIDAWARA, Masatoshi

Abstract : A new type of fluid depth-velocity-meter using the principle of Henri de Pitot was examined in a river during high-water. Velocity distribution of a section just downstream of a bridge was obtained. The disturbance of flow velocity by the bridge pier was observed, as well as the river bed excavation during the flood. The difference of flow rates estimated by this measurement and by the popular method using floats was discussed.

1. はじめに

わが国における洪水時の河川の流量観測は、通常、浮子を投下し、その流下速度に更正係数を乗じることによって平均流速を求める方法がとられる。浮子による流量観測は広く用いられているが、その裏付けは明確でない。洪水時流量観測の信頼性を上げるためには、実測による流速分布の把握が必要である。

最近、ピトー管の原理を応用することにより、静圧から水深を、総圧と静圧の差圧より流速を求める水圧式水深流速計が開発され、実証観測が始まった。その観測結果がいくつか報告されている¹⁾。筆者らは、今回水圧式水深流速計を用いた洪水流量観測に参加する機会を得た。本研究では、水圧式水深流速計を用いた中出水時の水深、流速観測データの解析を行う。特に、橋脚が、流速分布に及ぼす影響を調べ、洪水流量観測精度の向上を目指す。

2. 高水流量観測

2.1 水圧式水深流速計

水圧式水深流速計は、ピトー管の原理を応用したもので、水深を静圧により検出し、流速は総圧と静圧の

差圧から検出する仕組みになっている。この流速計の原理図を図 1 に示す²⁾。この流速計を水面から河床まで下げると、測線上の水深一流速の関係（流速プロファイル）が測定できる。

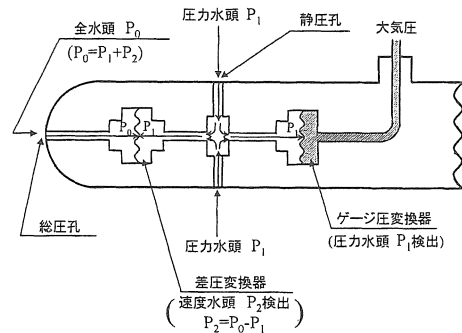


図 1 水圧式水深流速計の原理図

2.2 観測場所

建設省中部技術事務所と玉野総合コンサルタント(株)の観測に参加し、以下の場所で観測を行った。

- ・庄内川 志段味観測所 志段味橋
- ・長良川 忠節観測所 忠節橋
- ・長良川 芥見地点 藍川橋

本研究では、庄内川志段味橋、長良川忠節橋での観測結果を用いて検討を行った。

* 愛知工業大学 建設システム工学専攻

** 愛知工業大学 土木工学科 (豊田市)

2.3 観測方法

台風時の高水を対象に、水圧式水深流速計での観測と浮子観測を同時に行った。ここでは、庄内川志段味橋での観測方法を示す。

水圧式水深流速計を用いた観測では、図 2 に示す様に、河川の横断方向に、橋脚の位置、河床の変化点を留意して 10 測線を配置した。測線毎に橋上から、図 3 に示す様に、下流側に流速計をワイヤーで吊り下げ、連続降昇測定を行った。洪水時には流下物が多く、流下物がセンサーやワイヤーに接触することによって、センサー部分の破壊、ワイヤーの破断などが起こる可能性がある。そのため、橋の上流側に監視員を配置し、上流側の状況を把握しながら、観測を行った。

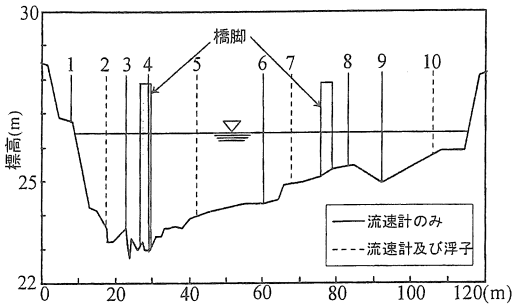


図 2 庄内川志段味橋の測線配置図

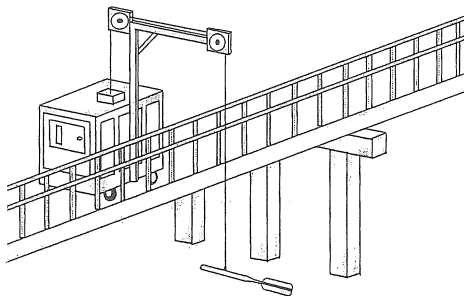


図 3 水圧式水深流速計による観測の模式図

水圧式水深流速計による観測と同時に浮子による観測を行った。浮子観測では、図 2 の破線で示す位置に 4 測線を配置した。表 1 の様な条件のもとで、各測線における水深に応じた浮子を選定し、橋上から浮子を投下した。表 2 に各測線で用いた浮子の種類を示す。投下した浮子が、橋から約 70m 下流に位置する第 1 見通断面から、更に 100m 下流に位置する第 2 見通断面に

流れるのに要した時間を測定し、流速を算出した(図 4)³⁾。

表 1 浮子の選定

水深(m)	0.7以下	0.7~1.3	1.3~2.6	2.6~5.2	5.2以上
浮子の吃水(m)	表面浮子	0.5	1.0	2.0	4.0
更正係数	0.85	0.88	0.91	0.94	0.96

表 2 各測線で用いた浮子の種類

測線	2	5	7	10
浮子の吃水(m)	2.0	1.0	1.0	表面浮子

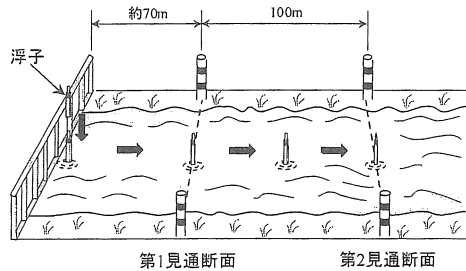


図 4 浮子を用いた観測方法

2.4 流量算出方法

2.4.1 水圧式水深流速計を用いた場合

図 5 に示す様に、1つの測線の受け持つ区分断面積を、これと相隣り合う両側の測線とのそれぞれの中央までとした。但し、最外側の測線にあつては、水際(死水域のあるときは流水域との境)まで全部受け持つものとした。この断面積と各測線毎の鉛直平均流速との積を、各区分断面の流量とし、これを全測線について合計したものを、全流量として算出した⁴⁾。

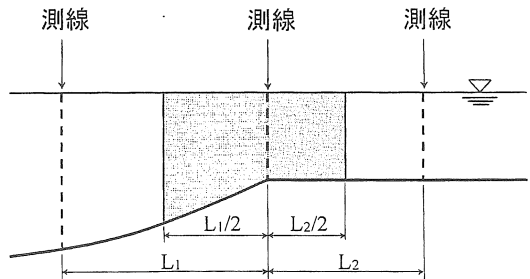


図 5 水圧式水深流速計を用いた場合の区分流量断面の算出方法

2.4.2 浮子観測の場合

図5に示す様に、橋から約70m下流に位置する第1見通断面と、更に下流100mに位置する第2見通断面において、1つの流速測線の受け持つ区分断面を求め、両見通断面において各対応する区分断面の面積の平均値を、その流速測線の受け持つ区分断面積とした。また流速は、両見通断面間の距離を、各測線で投下した浮子が、第1見通断面から、100m下流に位置する第2見通断面に流れるのに要した時間で割って浮子の流下速度を求め、それに修正係数を掛けて算出した。この流速と各区分断面積との積を全測線について合計して全流量を算出した⁵⁾。

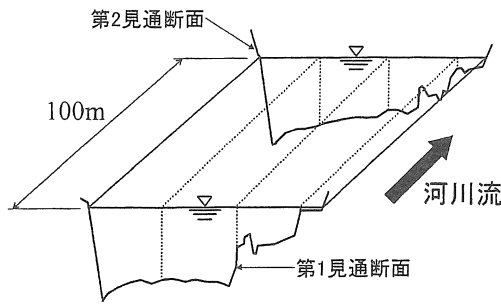


図6 浮子観測での区分断面流量の算出方法

2.5 観測結果

1999年9月15日の出水時の、庄内川志段味橋での第1サイクルにおける水圧式水深流速計による観測及び浮子観測の結果から、それぞれの流量を算出した。結果を表3に示す。

表3 流量計算結果

測線	水圧式水深流速計			浮子		
	鉛直平均流速 (m/s)	断面積 (m ²)	区分流量 (m ³ /s)	修正流速 (m/s)	断面積 (m ²)	区分流量 (m ³ /s)
1	-	-	-	-	-	-
2	2.20	26	58	2.62	81	213
3	1.93	21	40	-	-	-
4	1.51	30	45	-	-	-
5	1.99	40	80	2.30	84	193
6	1.84	25	46	-	-	-
7	1.05	19	20	1.48	44	65
8	0.08	11	1	-	-	-
9	0.01	12	0	-	-	-
10	0.00	7	0	0.69	3	2
		全断面積 191m ²	全流量 290m ³ /s		全断面積 212m ²	全流量 473m ³ /s

表3の結果から、水圧式水深流速計と浮子では、断面積が異なるのは、対象とする断面積が違うためである。

2.6 流速分布、修正係数及び測線の配置について

水圧式水深流速計による観測と、浮子観測で算出した流量には、大きな差が生じた。

図7-bは、測線毎の水圧式によって得られた鉛直平均流速と水面から浮子の砲水部分に対応する深さまでの平均流速の比と、浮子の修正係数を比較したものである。前者は、いわば水圧式水深流速計による流速プロファイルから算出した修正係数ともと言えるものである。水圧式水深流速計は、水面から0.1mの深さまでの流速が、正確に測定できないため、表面浮子を用いて観測を行った測線10での比較は困難であったため、測線2、5、7で比較を行った。

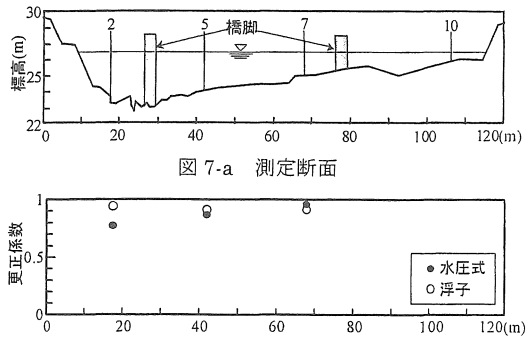


図7-b 修正係数の比較

図7-bの結果から、測線2で20%程度、測線5で5%程度浮子の方が大きく、測線7で5%程度水圧式の方が大きい結果が得られた。流速の大きい測線で、大きい差が出ている。

次に、測線の配置、数についてみる。浮子観測を行う際の測線のみ(測線2、5、7、10の4測線)での水圧式水深流速計による観測値を用いて算出した流量と、全測線の観測値を用いた流量とを比較した。表4に示す。

表4 流量計算結果

測線	全測線の観測値			4測線の観測値		
	鉛直平均流速 (m/s)	断面積 (m ²)	区分流量 (m ³ /s)	鉛直平均流速 (m/s)	断面積 (m ²)	区分流量 (m ³ /s)
1	-	-	-	-	-	-
2	2.20	26	58	2.20	81	179
3	1.93	21	40	-	-	-
4	1.51	30	45	-	-	-
5	1.99	40	80	1.99	84	167
6	1.84	25	46	-	-	-
7	1.05	19	20	1.05	44	46
8	0.08	11	1	-	-	-
9	0.01	12	0	-	-	-
10	0.00	7	0	0.00	3	0
		全断面積 191m ²	全流量 290m ³ /s		全断面積 211m ²	全流量 392m ³ /s

表4の結果より、全測線の観測値を用いた場合と、浮子観測を行った測線のみで観測値を用いて算出した流量を比較すると、25%程度の差が生じた。

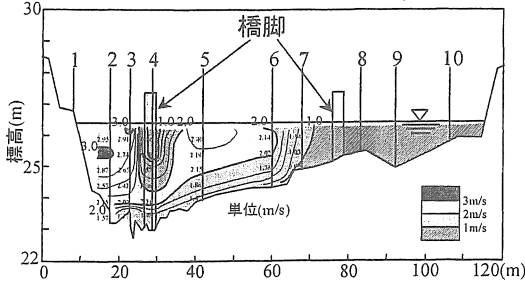


図8 等速線図

図8は、水圧式水深流速計による観測結果を用いて描いた等速線図である。橋脚の影響を受けて、かなり複雑な流速分布をしていることが分かる。今回の浮子観測と水圧式水深流速計による観測による流量の差は、この流速分布の複雑さに起因することが大きいと思われる。

3. 橋脚の影響量調査

3.1 観測方法

橋脚付近では、流速の変動が、特に著しいと考えられる。そのため、図9-aの測定断面に示す様に、左岸側の橋脚の中央と、中央から2m間隔で、左に3測線、右に4測線の8測線を配置し、各測線毎に連続降下昇降測定を1999年9月15日の出水において実施した。また、連続降下昇降測定とは別に、各測線における水面から1mおよび2mの深さの位置(同図●印)において、水圧式水深流速計を停止させて、それぞれ3分間の連続測定を行った。

3.2 観測結果1-速度分布

図9-b~hは、水面から深さ0.5mおきに、同じ深さの流速(上下各0.2m厚内の平均値)を横断方向にプロットしたものである。図9-b~hの中の●印は、高水流量観測を行った時の各測線における流速の平均値であり、■印は、橋脚の中央から2m間隔で配置した、各測線における流速の平均値を示す。これらの図から、表面近くでは、橋脚の影響によって、流速が極端に落ちていることがはっきり分かる。ところが、深くなるにつれて、橋脚の下流で流速が落ちているようには見えない。

図10-a~dに、測線2~5における流速の鉛直プロフ

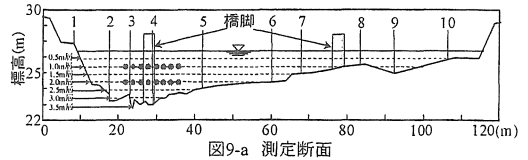


図9-a 測定断面

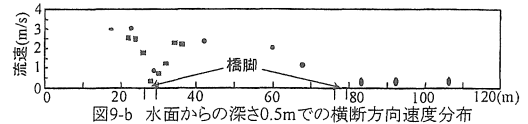


図9-b 水面からの深さ0.5mでの横断方向速度分布

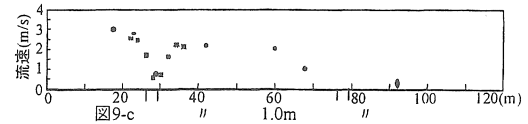


図9-c // 1.0m //

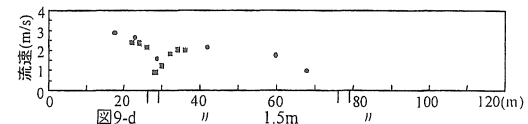


図9-d // 1.5m //

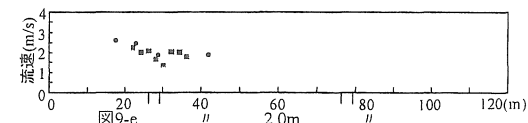


図9-e // 2.0m //

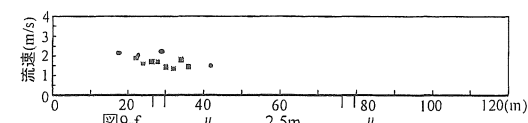


図9-f // 2.5m //

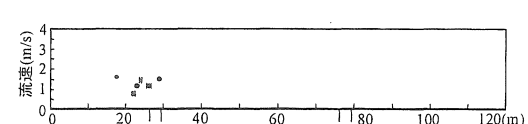


図9-g // 3.0m //

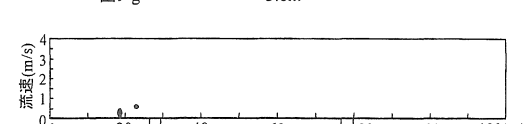


図9-h // 3.5m //

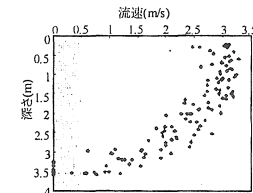


図10-a 測線2

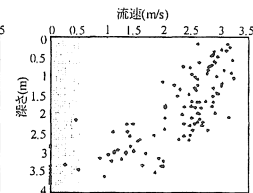


図10-b 測線3

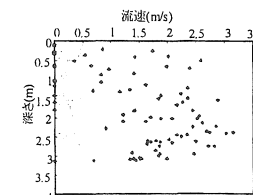


図10-c 測線4

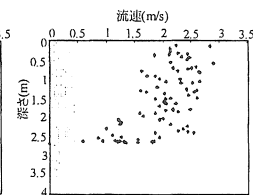


図10-d 測線5

ァイルを示す。測線 2 では、水面付近で流速が速く、深くなるにつれて徐々に流速が遅くなっていることがわかる。一方、測線 4 (橋脚の付近) では、流速プロファイルが乱れており、特に水面近くでその傾向が強い。深くなると、乱れが少し減ると同時に、平均流速が水面付近よりも大きくなっている。これは、先ほどの図 9 の結果と対応する。

3.3 観測結果2—流速の時間変動

図 11 は、水圧式水深流速計を一定時間停止させて測定した流速の時間変動を示す。観測点は、図 8-a に●印で示してある。深さ 1m 層での測定値 (実線) を見て、まず分かるのは、橋脚の左岸側 6m の点での流速 (図 11-a) は、変動が少ないが、左 2m (図 11-c)、橋脚の真後ろ (図 11-d)、右 2m (図 11-e)、右 4m (図 11-f) の点の流速は、ゼロの値も含んでかなり激しく変動していることである。これについては後述する。一方、深さ 2m 層 (破線) でも同様の傾向はあるが、1m 層ほど顕著ではない。この傾向は、図 10、図 11 とも対応している。

橋脚近くの流速変動について検討する。橋脚は円柱で、レイノルズ数は 6×10^6 程度になる。これは、安定なカルマン渦の発生する領域であり、自由流速を 2m/s 強として計算すると周期は約 5 秒になる。図 11-c から流速変動の周期を読み取ると、これにほぼ等しいと見ることが出来る。したがって、この測定された流速の変動はカルマン渦の影響であることが推測される⁶⁾。

3.4 観測結果3—河床変動

左岸側の橋脚付近の 8 測線における、既往の横断面図から求めた河床の深さと、(低水時の河床位置)と、出水中に水圧式水深流速計で測定された水深 (出水時の河床位置) を、図 12 に示す。

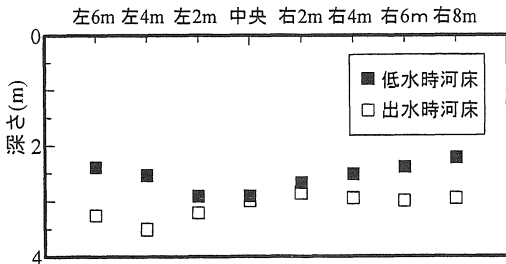


図 12 橋脚付近の 8 測線における
低水時の河床位置と出水時の河床位置の比較

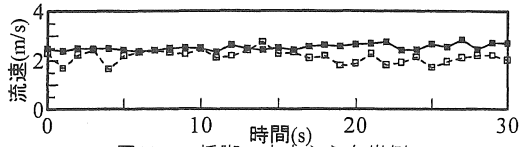


図 11-a 橋脚の中央から左岸側へ6m

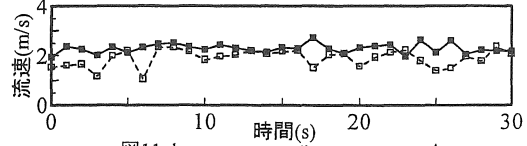


図 11-b 4m

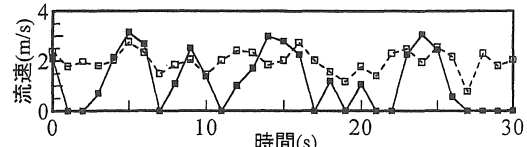


図 11-c 2m

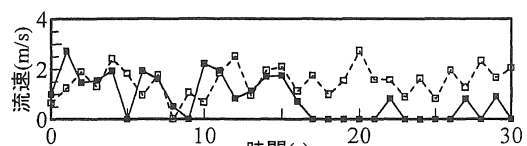


図 11-d 橋脚の中央

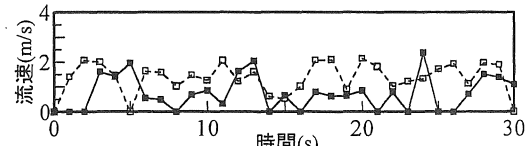


図 11-e 橋脚の中央から右岸側へ2m

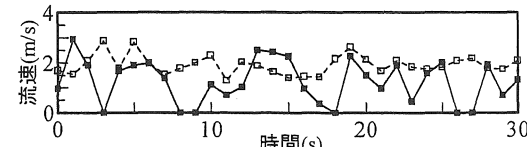


図 11-f 4m

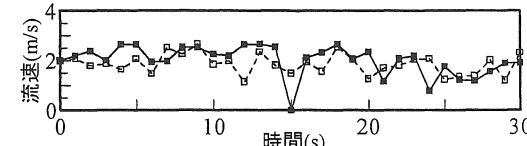


図 11-g 6m

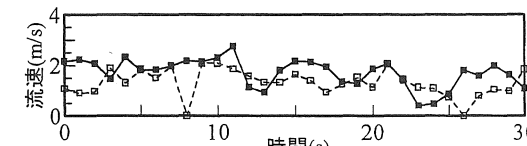


図 11-h 8m

図 12 の結果から、全て測線において、出水時の計測水深の方が深くなっていることから、橋脚周辺では、洗堀の可能性が考えられる。橋脚の中央では、洗堀深小さく、外側に向かうに従って、その差が、徐々に大きくなっている傾向が見られた。

3. 5 観測結果4—流量計算結果

図 13 示すように、河川の横断方向に 10 測線（図中実線）を配置した場合での第 2 サイクルの観測結果に、その後後に橋脚付近に 8 測線（図中破線）を配置して行った、橋脚付近の観測結果を合わせて流量を算出した結果と、第 2 サイクルの観測のみで得られた結果を用いて流量を算出した結果とを比較した。但し、図 10 に示す各測線における鉛直速度分布と、図 11 に示す流速の時間変動から、橋脚の中央から左岸側に 4m、右岸側に 6m 程度までであると考えるため、第 2 サイクルの観測のみで得られた結果を用いて流量を算出する際には、影響範囲内である測線 4 を省いて流量を算出した。

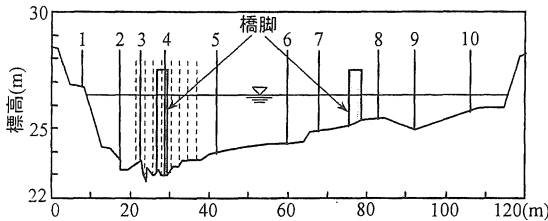


図 13 測定断面

表 5 流量計算結果

測線	橋脚の影響範囲内に 複数測線を配置した場合			橋脚の影響範囲内に 測線を配置しない場合		
	鉛直平均流速 (m/s)	断面積 (m ²)	区分流量 (m ³ /s)	鉛直平均流速 (m/s)	断面積 (m ²)	区分流量 (m ³ /s)
1	-	-	-	-	-	-
2	2.01	22	45	2.01	22	45
左6m	1.99	9	17	-	-	-
3	2.20	3	7	2.20	41	90
左4m	1.76	6	10	-	-	-
左2m	1.69	6	11	-	-	-
中央	0.98	4	4	-	-	-
4	1.44	5	7	-	-	-
右2m	0.99	5	5	-	-	-
右4m	1.49	6	9	-	-	-
右6m	1.94	6	12	-	-	-
右8m	1.73	11	19	-	-	-
5	2.04	27	56	2.04	43	88
6	1.86	22	41	1.86	22	41
7	0.52	18	9	0.52	18	9
8	0.05	10	1	0.05	10	1
9	0.01	11	0	0.01	11	0
10	0.00	6	0	0.00	6	0
	全断面積 179m ²	全流量 253m ³ /s		全断面積 175m ²	全流量 275m ³ /s	

表 5 の結果から、橋脚の影響範囲内に複数測線を配置した場合の流量を算出してみると、影響範囲内に測

線を配置しない場合の流量 275m³/s に対し、差は 8% 程度であった。

4. 観測可能な水深

1999 年 9 月 22 日の出水時における、長良川忠節橋での観測で、水圧式水深流速計で測定できた最大水深と既往の横断面図から読み取った河床位置を図 15 に、測線 1、2、4~7 における流速の鉛直プロファイルを図 16 に示す。図 14 に示すように、10 測線配置したが、測線 3 は橋脚への衝突の可能性が高かったため、観測を行わず、残りの 9 測線で観測を行った。なお、図 16 に示す横断面線は既往の横断面図から読み取った河床位置を示す。

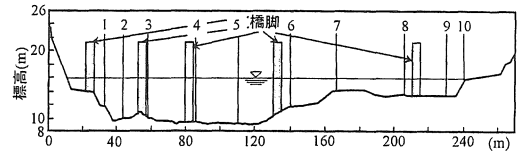


図 14 忠節橋の測定断面図

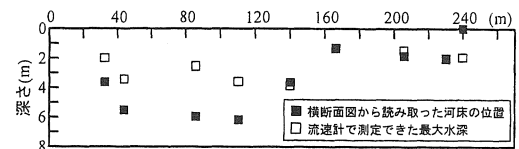


図 15 横断面図から読み取った河床の位置と
流速計で測定できた最大水深

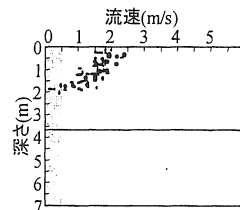


図 16-a 測線 1

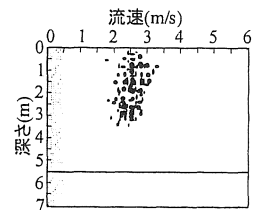


図 16-b 測線 2

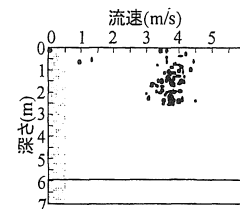


図 16-c 測線 4

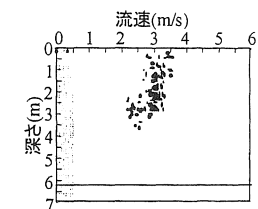


図 16-d 測線 5

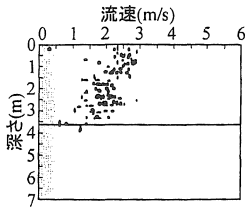


図 16-e 測線 6

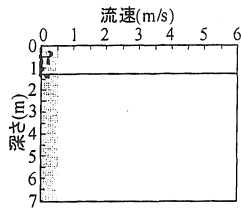


図 16-f 測線 7

通常、センサーの着底はワイヤーの緩みで判断することになっているが、測線 1、2、4、5 では、流速が速くワイヤーの傾角が大きく、ワイヤーの緩みでは判断することが不可能であったため、モニター上の水深値が最大となった時点で着底と判断し、センサーを巻き上げた。しかし、図 15、16 の結果から、測線 1、2、4、5 で、既往の横断面図から読み取った河床位置より、水圧式水深流速計で測定できた最大水深の方が浅くなっており、計測機器が河床に着底していなかったと判断される。流速 3~4m/s の時センサーは、水面から 3~4m しか降下せずに、下流に流されてしまっていると考えられる。下流に流されるのを防ぐためには、ワイヤーの径、センサーの径を細くすることにより、計測機器が受ける抵抗力を小さくし、センサーの水中重量を重くするなどの改良を加える必要があると考えられる。

5. まとめ

- ・水圧式水深流速計による観測と、浮子観測によって

算出した流量に、大きな差が生じたのは、橋脚下流での流速分布の複雑さに大きな要因があったと考えられる。

- ・橋脚の後ろでは、流速が橋脚の影響を受けて小さくなり、カルマン渦の影響と思われる流速の激しい変動が観測された。

- ・橋脚の影響範囲内に複数測線を配置した場合と、影響範囲内に測線を配置しない場合で、流量を算出した結果、8%程度の差が生じた。

- ・流速 3~4m/s 程度以上の時、センサーは水面から 3~4m しか降下せずに、下流に流されてしまっていると思われる。大きな出水を観測するためには、計測機器の改良が必要である。

参考文献

- 1) 福田ら：水圧式水深流速計による洪水流速観測、土木学会年次学術講演会、1999
- 2) 江川太郎：水圧式洪水流速計の実用化に関する研究、河川情報センター研究助成報告書 pp1-8、1995
- 3) 建設省水文研究会：水文観測、社団法人建設技術協会
- 4) 建設省河川局：建設省河川砂防技術基準調査編、pp31-43、1986
- 5) 土木学会：水理公式集 pp36-37、1985
- 6) 宮井善弘、木田輝彦、中谷仁志：水力学、pp151-153、1983
- 7) 永井武文：流れの力学、pp136-137、1974

(受理 平成12年 3月18日)