

A Study on Hydraulic Model Experiment of the Watercourse Works in the Nobori River (the Shinano River System) (Second Report)

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2017-10-05 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: Takase, Nobutada, Nunomoto, Hiroshi, Tateishi, Akira メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.24517/00029584

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial-ShareAlike 3.0 International License.



登川流路工（信濃川水系）の水理 模型実験に関する研究（第2報）

高瀬信忠*・布本 博**・立石 晶***

A Study on Hydraulic Model Experiment of the Watercourse Works in the Nobori River (the Shinano River System) (Second Report)

Nobutada TAKASE, Hiroshi NUNOMOTO and Akira TATEISHI

Abstract

The Nobori River is a right branch river of the Uono River in the Shinano River System. Its drainage area is 93 km², the river course is 18.5 km long, and the river bed has steep grade: the average grade of the river course is about 1/16.

The Yuzawa-Sabo work office in the Ministry of Construction is presently planning to stabilize the river course by consolidation work.

Since the year 49 th of Showa, we have been investigating the stability by a hydraulic model experiment and studying all over the tendency in order to obtain the data of the most responsible watercourse works plan.

The results of investigation up to the 49 th of Showa were published in the First Report.

In this paper, we investigated the stability of consolidation work by using the model channel, which was reduced to 1/100 scale, of the 4.5 km section from Kanzawa Shinden to Shiozawa town, extending the experiment section for 3 km.

1. はじめに

登川は日本海に注ぐ信濃川本川と小千谷市で合流する魚野川の右支川で、群馬県と新潟県を二分し朝日岳（1,945 m）より発する流域面積 93.32 km², 流路延長 18.5 km, 平均河床勾配 1/16 の急峻な河川である。

建設省湯沢砂防工事事務所において流路工によって乱流, 土砂流, 浸食地帯を整流させて安定河

* 金沢大学工学部土木工学科, 日本海域研究所員

** 石川工業高等専門学校

*** KK 植木組（前工学部土木工学科専攻生）

道にする計画が進められているが、この計画流路工の安定性を検討すると共に合理的な流路工計画設計の資料を得んとして、昭和49年度を初年度として水理模型実験を行なっているものである。昭和49年度は計画流路工に相似した縮尺1/60の模型実験で、実験対象区域は蟹沢堰堤下流500m地点の蟹沢新田から約1.5kmの区間であったが、本実験は更に3km下流まで延長し、図-1に示すように蟹沢新田から塩沢町までの約4.5km区間で模型縮尺も1/100とした。

本実験では現在計画されている流路工が100年確率高水流量 $600\text{ m}^3/\text{s}$ 、支川合流後 $800\text{ m}^3/\text{s}$ に対して安定性が十分かどうか、護岸高、床固工前庭部、橋脚の安全性及び土砂の調節効果、支川合流部の水理特性等について検討したものである。

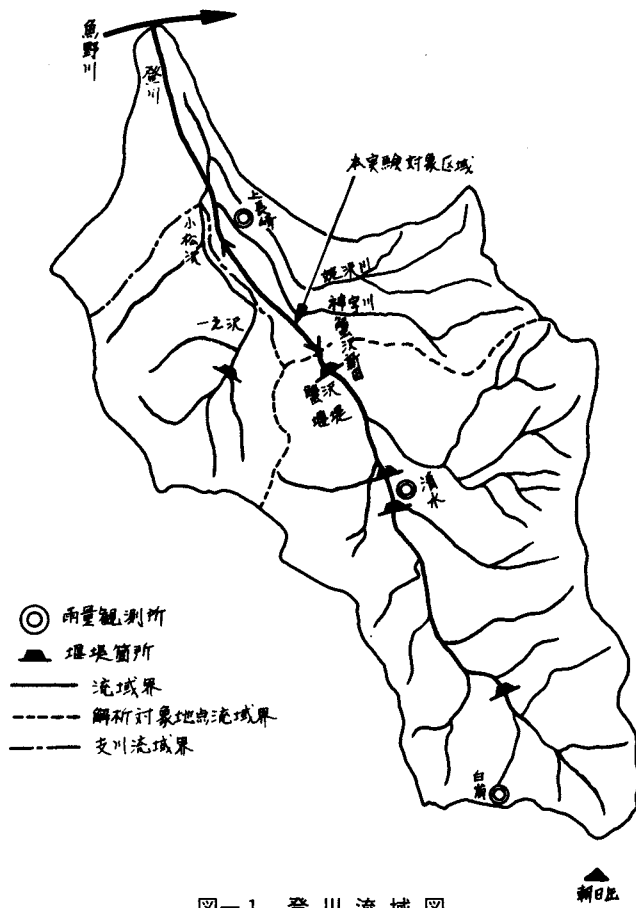
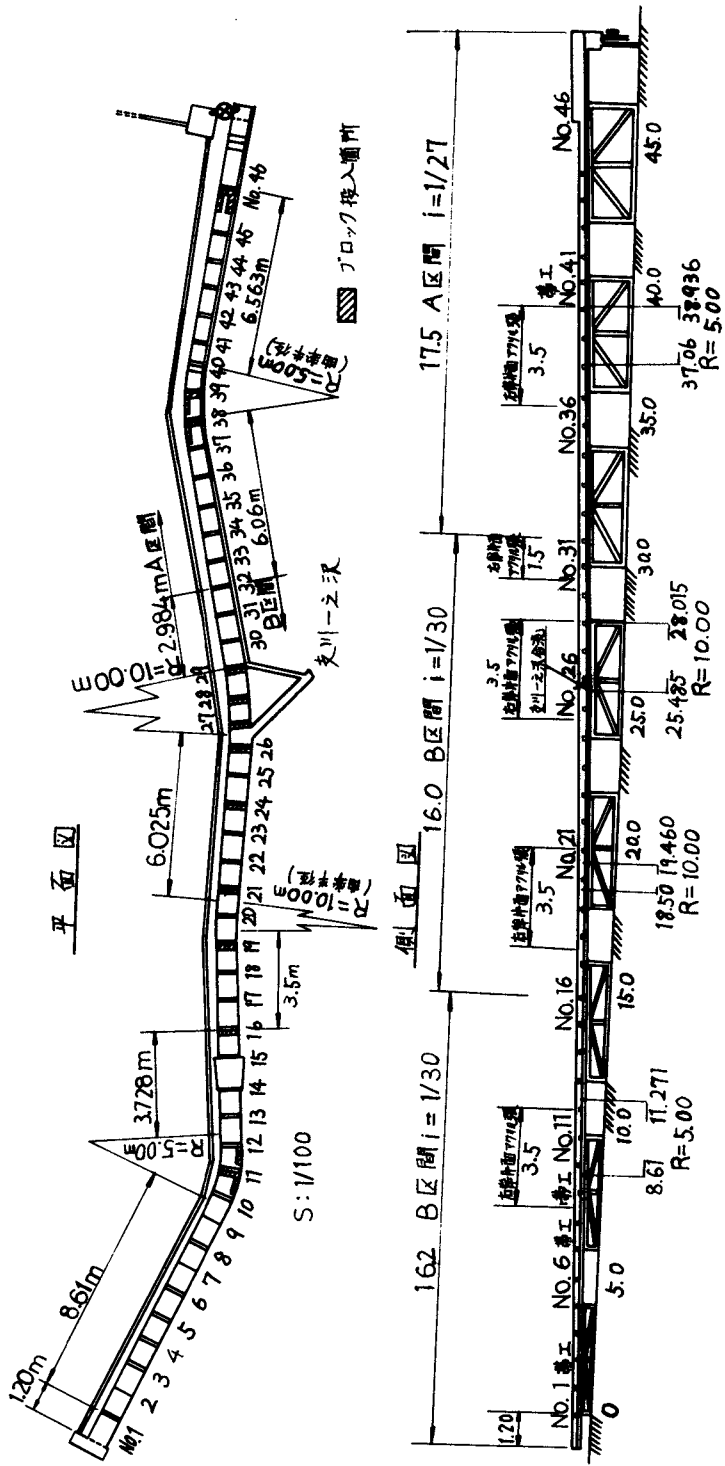


図-1 登川流域図

2. 模型実験の概要

2.1. 模型装置

図-2は縮尺1/100の模型水路でNo.1~No.46は床固工及び帯工である。No.1~No.32は計画河床勾配1/45でB区間、No.32~No.46は計画河床勾配が1/40でA区間と呼称されている。床固工の間隔は模型水路においてA、B区間とも1m(実物では100m)で、No.26~No.27のほぼ中間に支川が流入角



単位: m S: 1/100
(縮尺)

図-2 模型水路図

度 41°で合流している。湾曲部は 4 箇所あり、No11, No39 付近の曲率半径 5 m(実物 500 m), No20, No28 付近の曲率半径 10 m (実物 1,000 m) である。水路は鋼製であるが側面から観察できるように右岸側壁の 4 箇所だけ透明なアクリル張りにしてある。No2, No7, No9, No41 は帯工で、その他は 1.2 ~4.0 m の落差をもつ床固工である。また床固工No32 下流に沢口橋の橋脚が 2 本、No15 床固工下流に滝谷橋の橋脚が 3 本あるが、A, B 区間の横断面図及び床固工の断面図を図-3 に示してある。

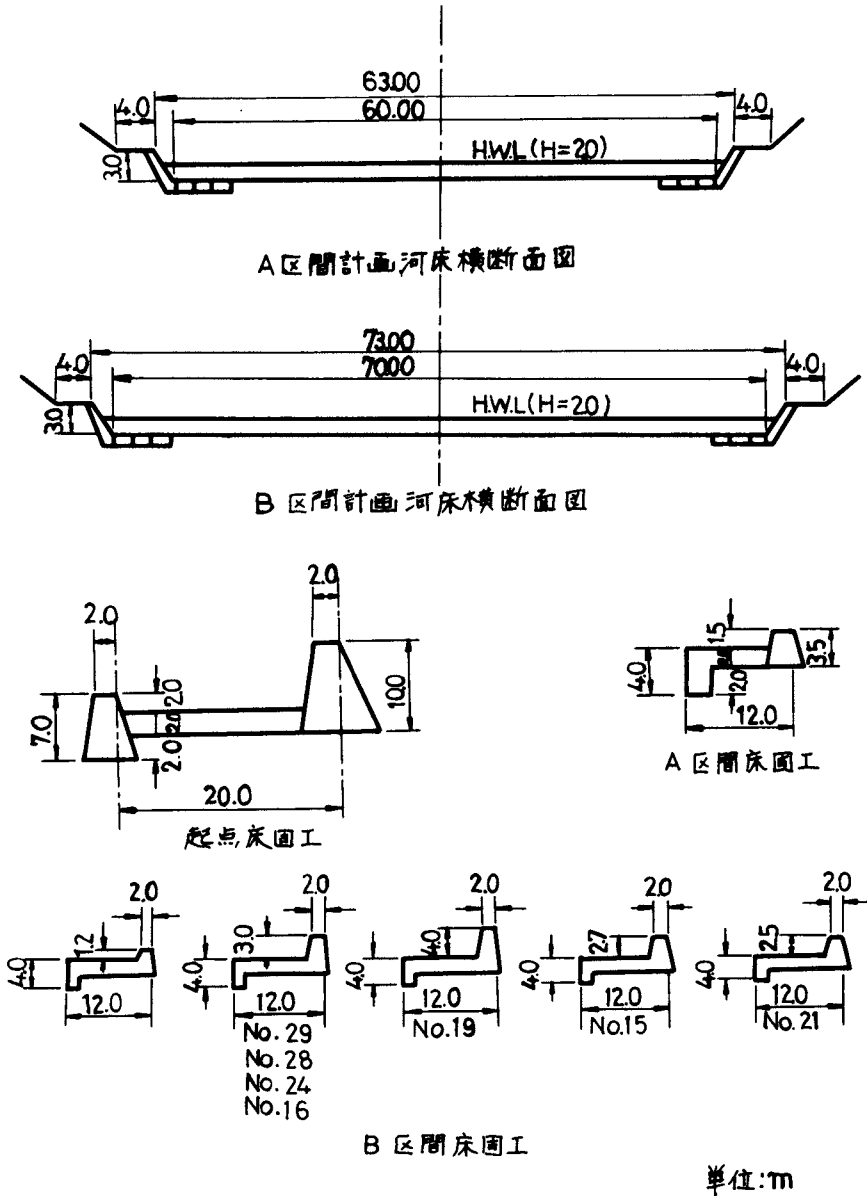


図-3 計画流路工断面図

2.2. ブ ロ ッ ク

根固工、護床工としてのコンクリートブロックは第1報¹⁾と同様に三脚Bブロックとし実重量6 ton、模型重量6 grで図-4に示す通りである。投入場所は図-2にも示してあるが、湾曲部外側の洗掘が大きいと思われる箇所及び床固工落差の大きい箇所に投入した。

2.3. 実 験 使 用 砂

登川の粒度分析資料によれば実験対象区間の上流部と下流部ではかなり粒径が異なっていることもあり、床固工No.27を境として上流部と下流部に分け、粒度分析資料より平均粒度を求めると上流部は、18.65 cm、下流部は14.75 cmである。実験使用砂は縮尺1/100に近い粒径のものをを用いることとし、上流部は2.5 mmフルイを通過し2.0 mmフルイに留まるものを、下流部は2.0 mmフルイを

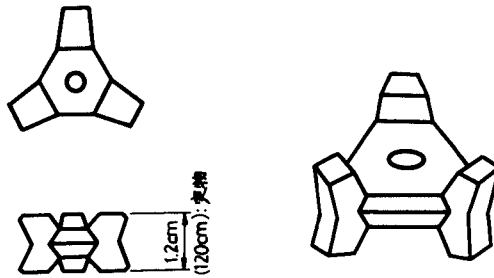


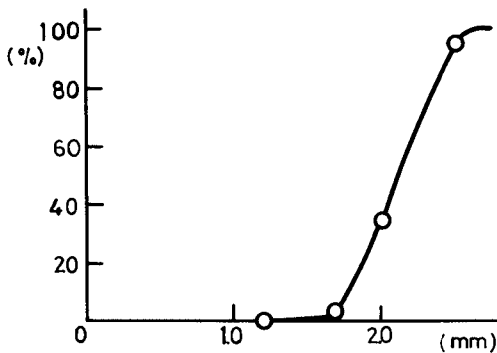
図-4 投入ブロック (三脚Bブロック)

P	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
d	120	170	199	196	225	213	222	230	238	246	254
\bar{d}	149	1.83	1.92	2.01	2.09	2.10	2.26	2.34	2.42	2.50	
Δp	149	183	192	201	209	219	226	234	242	250	

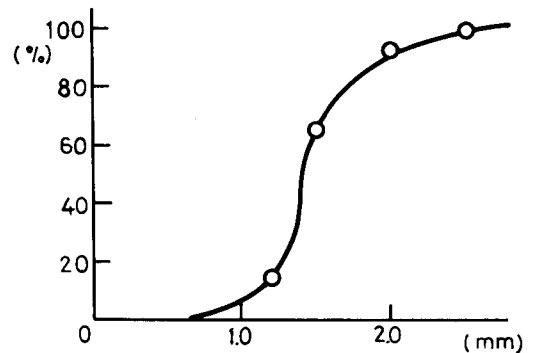
$$d_m = \frac{\sum \bar{d} \cdot \Delta p}{\sum \Delta p} = \frac{210.4}{100} = 2.104 \approx 2.10 \text{ (mm)}$$

P	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
d	0.50	1.07	1.27	1.36	1.40	1.42	1.46	1.54	1.66	1.91	2.60
\bar{d}	0.79	1.17	1.32	1.38	1.41	1.44	1.50	1.60	1.79	2.36	
Δp	79	117	132	138	141	144	146	149	160	179	236

$$d_m = \frac{\sum \bar{d} \cdot \Delta p}{\sum \Delta p} = \frac{147.6}{100} = 1.476 \approx 1.48 \text{ (mm)}$$



(A) 粒度分布曲線 (上・中流部)



(B) 粒度分布曲線 (下流部)

図-5 実験用砂礫の粒度分布図

通過し 1.2 mm フルイに留まるものを使用することにしたが、粒度分布曲線は図-5 に示され、上流部の平均粒径は 2.10 mm、下流部は 1.48 mm であった。

2.4. 相 似 律

実物と模型の幾何学的相似条件を満たし、かつ Froude の力学的相似律を満たすものとするとき流速 V 、流量 Q 、粗度係数 n 、時間 T 、縮尺 L_r の関係は、

$$\text{流速： } V_m/V_p = L_r^{1/2}, \quad \text{流量： } Q_m/Q_p = L_r^{5/2}$$

$$\text{粗度係数： } n_m/n_p = L_r^{1/6}$$

$$\text{時間： } T_m/T_p = L_r^{1/2}, \quad \text{重量： } W_m/W_p = L_r^3$$

である。添字 m 、 p はそれぞれ模型と実物の値を示し、縮尺 L_r は $\frac{1}{100}$ で、実物と模型の換算縮率の関係は表-1 に示す通りである。

表-1 実物と模型の換算縮率

<上流部>

実物と模型	流 量 (m^3/s)	流 速 (m/s)	粗度係数	時 間 (min)	平均粒径 (mm)	河床勾配	河 幅 (m)
縮 尺	$1/(100)^{5/2}$	$1/(100)^{1/2}$	$1/(100)^{1/6}$	$1/(100)^{1/2}$	1/100	1	1/100
実際河川	600	5.91	0.038	60	186.48	1/40	60
模型水路	0.006	0.591	0.01764	6	1.86	1/40	0.60

<中流部>

実物と模型	流 量 (m^3/s)	流 速 (m/s)	粗度係数	時 間 (min)	平均粒径 (mm)	河床勾配	河 幅 (m)
縮 尺	$1/(100)^{5/2}$	$1/(100)^{1/2}$	$1/(100)^{1/6}$	$1/(100)^{1/2}$	1/100	1	1/100
実際河川	800	5.36	0.038	60	147.50	1/45	70
模型水路	0.008	0.536	0.01764	6	1.48	1/45	0.70

<下流部>

実物と模型	流 量 (m^3/s)	流 速 (m/s)	粗度係数	時 間 (min)	平均粒径 (mm)	河床勾配	河 幅 (m)
縮 尺	$1/(100)^{5/2}$	$1/(100)^{1/2}$	$1/(100)^{1/6}$	$1/(100)^{1/2}$	1/100	1	1/100
実際河川	600	6.11	0.037	60	147.50	1/45	70
模型水路	0.006	0.611	0.01717	6	1.48	1/45	0.70

2.5. 流速と水深

模型水路の上流部 (No46～No32), 中流部 (No32～No27), 下流部 (No27～No1) の平均流速を求めるのに Conduct meterを用いて行なったが, これは濃度の高い食塩水を瞬時に投入し, 下流側で流水を汲み上げ濃度の時間的变化を調べて, 濃度の最大値を示す時間を平均流速で流れる時の到着時間として求めた。水深については河床変動が著しいことから, ポイントゲージによる測定は困難なこともあり連続の式より求めたが, 等流水深は, $h_o = \left(\frac{n^2 Q^2}{B^3 i}\right)^{\frac{3}{10}}$, 限界水深は $h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g B^2}}$ から求めたものが表-2 に示されている。

表-2 各因子の値

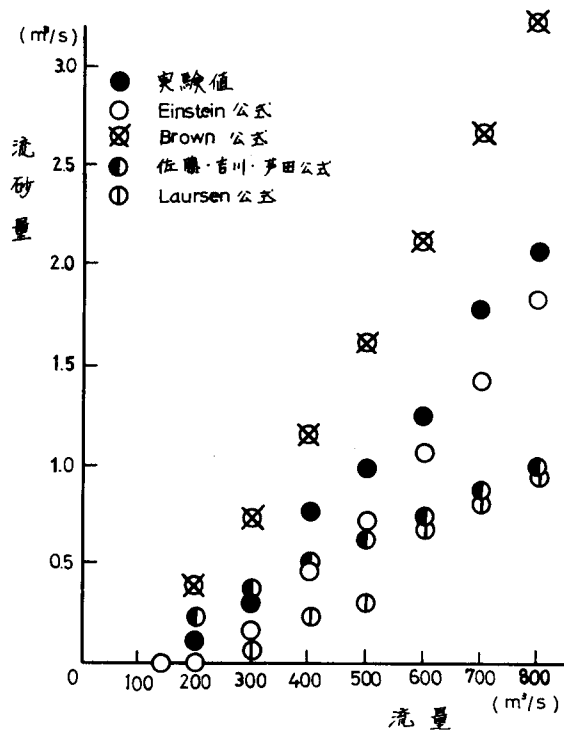
位置	流速(m/s)	水深(m)	フルード数	等流水深(m)	限界水深(m)
上流部	4.91	2.04	1.10	1.69	2.17
中流部	5.08	1.69	1.25	1.60	1.96
下流部	4.90	2.33	1.03	1.87	2.37

2.6. 流砂量

上流部 (No46～No32), 中流部 (No32～No27), 下流部 (No27～No1) の3区間はそれぞれ水理条件が異なるため, 各区間について流砂量を計測した。水理条件及び流砂量は表-3 に示されているが, これより中流部では堆積の傾向, 下流部では洗掘の傾向があることがわかる。下流部について流量が 200～800m³/s の各流量における流砂量を計測し, また Einstein 公式, Brown 公式, 佐藤・吉川・芦田公式, Laursen 公式と比較したのが, 図-6 である。実験値は Einstein 公式に最も近似した値となっている。

表-3 水理条件及び流砂量

位置	流量(m ³ /s)	流路工幅 (m)	計画河床勾配	流砂量 (m ³ /s)
上流部	600	60	1/40	1.423
中流部	600	70	1/45	0.651
下流部	800	70	1/45	2.057



図一六 下流部の流砂量

3. 河床状況

流水後の河床状況をポイントゲージで縦・横断 10 cm 間隔で測定し給砂 (5%) した場合及び無給砂の場合のみお筋と 1 m 以上 (実物) の流掘, 堆積箇所をみたのが図一七 (a), (b) である。これより蛇行形状はよく現われており, 波長は 300~600 m 位で蛇行形態は単蛇行, 八の字形の蛇行がよくみられる。

3.1. 湾曲部の主流線

床固工No.40~No.38 付近の曲線部と床固工No.12~No.10 付近の曲線部は何れも半径 500 m であるが外壁に沿うような主流線と凸部をかすめるような主流線で湾曲部外壁で合流して水衝部が生じる。また湾曲部始点あたりでは内壁の洗掘が大きく, 流下するに従って外壁の洗掘が大きくなるが, 湾曲部外側で洗掘された砂は, その下流の内岸側に成長しつつある砂礫堆に向かって流下している。そして湾曲部下流の直線部では, 何れも蛇行傾向が助長されていることがわかるが, 同じく支川合流部以下も蛇行が明確になっている。これら水理学的に性質の変化する部分があると, その下流部の直線部分では蛇行傾向が増すことがわかるが, 湾曲部下流側の凹岸の水衝部を流下した主流線は, その下流で二手に分かれる傾向を有するようである。

3.2. 水衝部について

一般に前述したように湾曲部においては水衝部を生ずるが, その主流線の集中によって強い水衝

部となっている箇所をあげると、次のようである。

床固工	No.38	右岸直下
〃	No.34	左岸直下
〃	No.28	右岸直下
〃	No.27	左岸直下
〃	No.24	右岸直下
〃	No.23	右岸やや下流
〃	No.21	左岸直下
〃	No.20	右岸やや下流
〃	No.18	左岸直下
〃	No.16	右岸直下
〃	No.9	左岸直下

これからもわかるように何れも床固工水たたき直下、あるいは、やや下流であることから、主流線の集中と共に、床固工落差による水流のエネルギーが床固工水たたき直下を洗掘することとなったためと思われる。このような部分は適当な安全率を見込んで護岸の根入れを十分とると共に、強固にしないと危険であるが、このような部分には護床工や根固工を設け、洗掘に対処する必要がある。

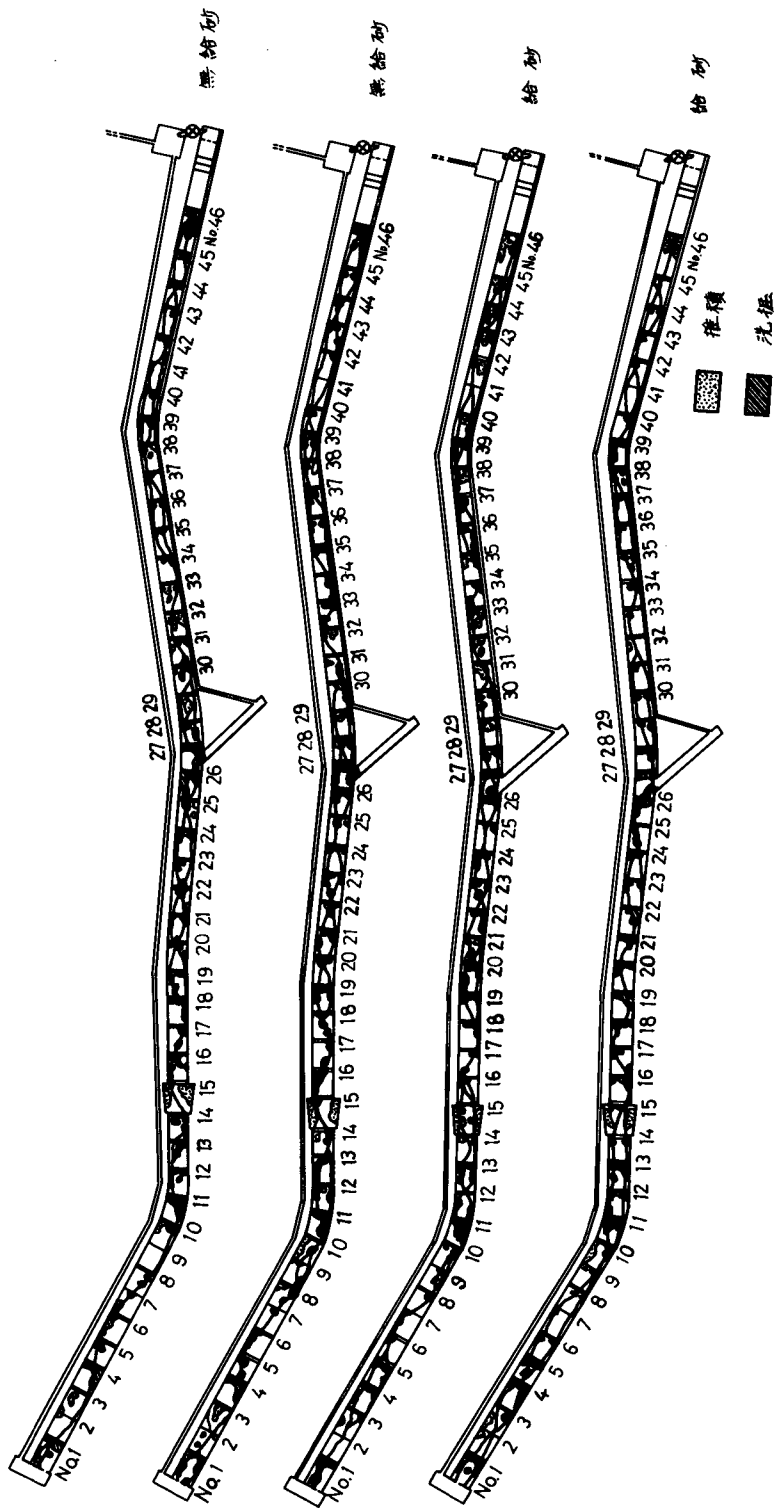
護床工、根固工を入れた場合、護床工については、床固工直下の洗掘が護床工直下に移動して床固工下部は安全となるが護床工下部は洗掘が激しく、護床工の下面へもぐり込むように洗掘されているところも多くみられた。

根固工については、床固工No.39～No.37をみると主流線は根固工側面をほうように流下するものと、床固工No.38からNo.37左岸へかけて流下するものがあり、床固工No.37の左岸、右岸とも激しい洗掘を受けている。同様に床固工No.12～No.10にかけての部分については、根固工を過ぎた床固工No.9左岸直下に強い流線の集中を受け大きな洗掘を生じているが、これは注目すべきことで、根固工を設置した場合、その下流部に激しい洗掘を受ける部分の生ずることがわかる。結局、根固工によって洗掘箇所を下流へ移すことになるから根固工は部分的に設けても効果が少なく、従って連続的に設ける必要があるように思われる。ブロック投入後も主流線は蛇行しており、波長は投入前とほとんど変わりはないが、蛇行形態としては床固工No.37以下の主流線が明確化し、床固工No.26以下の直線部においても主流線は明確化している。しかし洗掘深はブロックの直ぐ下流で増す他は、他の部分は投入前と大して変わりはないことから、ブロックを投入した場合は、その直ぐ下流における洗掘が問題となるように思われる。

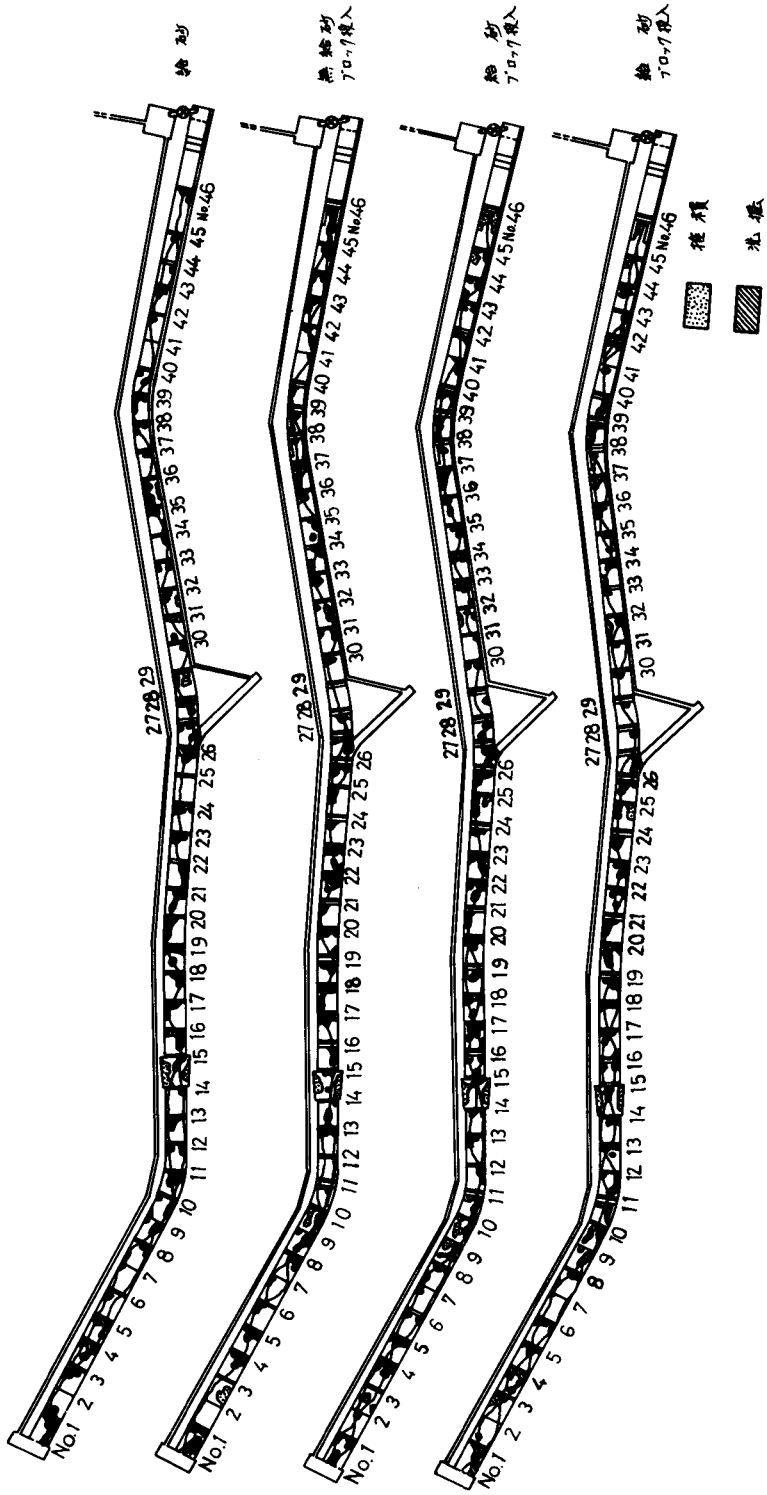
4. 湾曲部の水理特性

4.1. 湾曲部の水面形状

流路工計画において実物の曲率半径 500 m, 1,000 m の湾曲部が各 2 箇所あり、湾曲部においては当然内壁と外壁の水面高は違うものと考えられるので、A 区間の半径 500 m の湾曲部における水面



図一7(a) 主流線と1m以上(実物)の洗掘、堆積箇所



図一7(b) 主流線と1 m以上(実物)の洗掘, 堆積箇所

高を測定した。これより湾曲部始点付近においては内側の水面が高く、この最高水面高となる地点は床固工No.39の下流約30mの地点であるが、ブロックを投入した場合の実験もほぼ同様となった。

4.2. 湾曲部の洗掘

図-8は湾曲部の河床状況についてブロックを投入した場合と比較したもので、ブロック投入の効果が十分現われている。図-9は図-8の(1)、(2)……(8)地点の河床横断面図である。

5. 河床変動機構

流路工の直線区間の平均的な河床変動機構をみるため、上流部(No.46～No.32)、中流部(No.32～No.27)、下流部(No.27～No.0)に分け横断面の測定値を平均し、更に各区間の値を平均して二次元的にみたのが図-10で、 h は洗掘深、 h_0 は最大洗掘深、 X は流下距離である。これより h/h_0 の最大値は無給砂の場合、上流部と中流部は約0.5、下流部は0、給砂の場合、上流部は0.8、中流部は1.8、下流部は0で、下流部の河床形状は無給砂と給砂の場合には余り相違がないようで、上・中流部は最大洗掘深の位置が下流へ移動しており、また、ある区間において堆積の傾向がみられる。ブロックを投入した場合には図-11であるが、これも同様に最大洗掘の生ずる位置は下流へ移行するけれども河床形態はそれ程の変化はみられない。床固工落差は通常1.2mと1.5mであるが、No.24、No.16は3m、No.19は4mもあるので、この床固工下流部についてみたのが図-12である。落差が大きいだけに洗

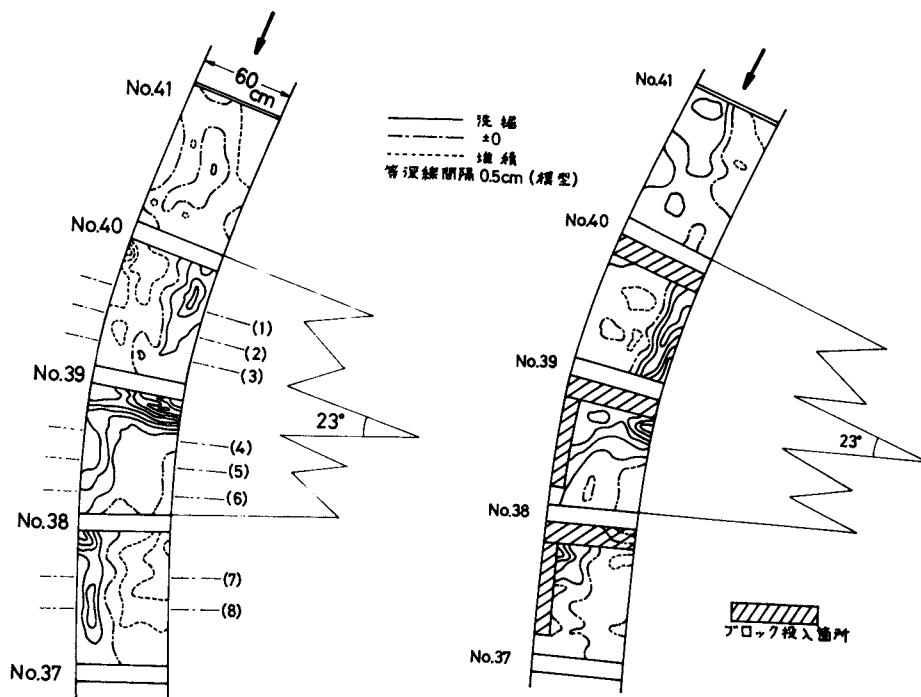
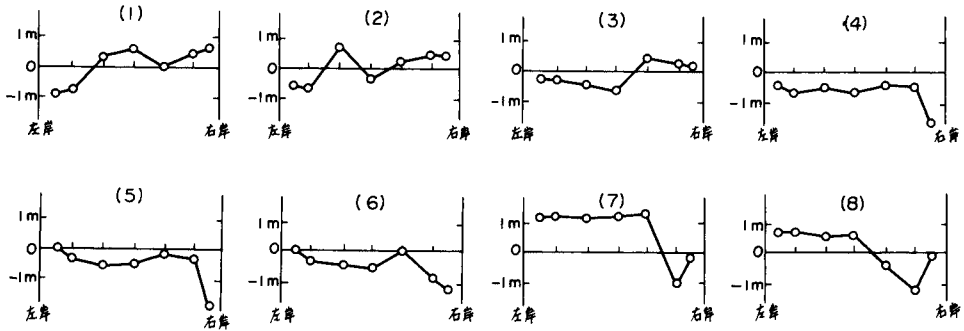


図-8 湾曲部の河床状況

掘深がやや大きく最大洗掘深は水たたき工の末端付近で生じているが、ブロックを投入した場合には最大洗掘が生ずる位置は x/h_0 が 10~18 付近である。

床固工下部の洗掘状況が流水中どのように変動するかをみるため側面がアクリルで透明な場所No.12を選び、カメラを据付けて側面から撮影し考察した。流水初期は洗掘は次第に大きくなり、2分(実物で20分)位で最大に達するが、その時の洗掘深は4.5cm(実物で4.5m)、位置は床固工下流20cm(実物で20m)であった。5分(実物で50分)後には砂礫堆の通過で洗掘はみられなくなった。



図上の番号は 図-8 の番号に対応する

図-9 湾曲部の河床横断面図

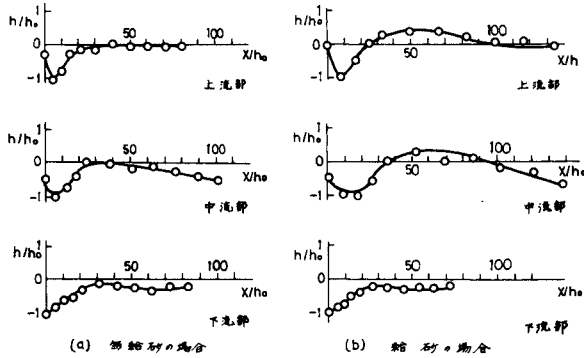


図-10 河床変動機構

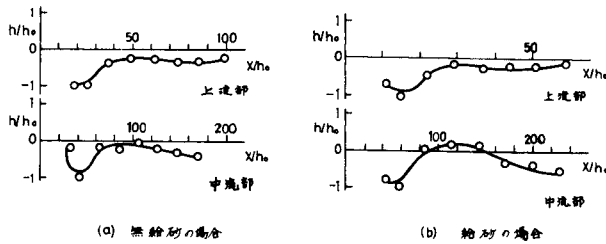


図-11 ブロックを投入した場合の河床変動機構

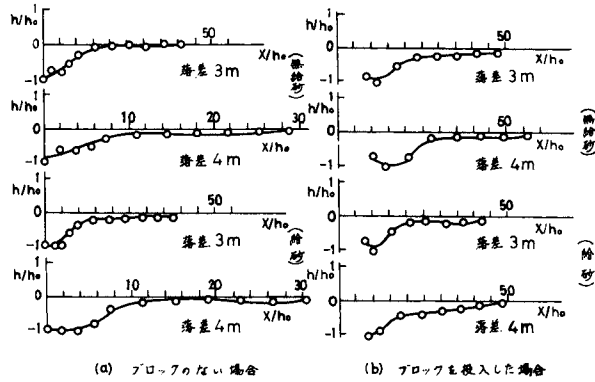


図-12 床固工の落差高の違いによる河床変動機構

6. 支川合流部の水理特性

支川の勢力が本川に匹敵するような場合には砂礫の混合状態に変化をきたし、河床砂の移動と水の流れ方に関連して複雑な形態を生じるが合流点での流れの特性として、以下の点があげられる。

- 1) 合流点直下で水面が低下する。その量は流量の大なる程、大きくなる。
- 2) 合流角度が大きい程、合流点直下の水面が上昇する。
- 3) 本川と支川の境界面において渦流が発生し、その領域は合流角度が大きくなる程、広がる。
- 4) 合流点下流において、合流点反対側に深掘れを生じ、流入側に堆積を生じる。

その量は支川流量の増加と共に大きくなる。

本実験では流路工計画によって床固工が入っているので、ブロック投入によって局所洗掘が防がれるという点についてブロックの効果を調べ、また本川と支川の流量比を変えることで、本川と支川の合流面に発生する局所的な流速、流線の乱れが洗掘にどのような影響をもたらしているかを調べる。

床固工No.27 下流端にブロック投入の有無及び給砂の有無による河床状況をみたのが図-13である。これよりNo.27 床固工下流左岸の洗掘が大きいので、護床ブロック、護岸ブロックの投入が必要と思われる。

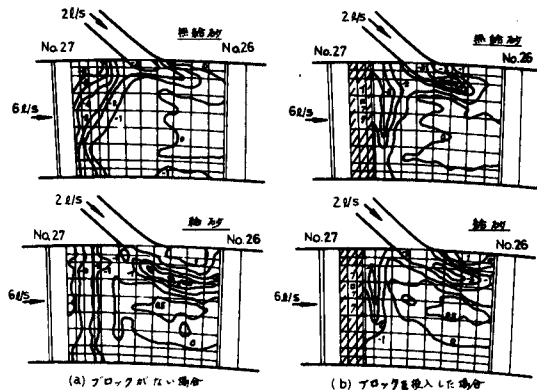


図-13 合流点付近の河床状況

流線の境界面と明らかに支川の影響によるものと考えられる局部的洗掘を図-14に示した。この図より推測されることは、流量比が小さくなる程、すなわち合流点において本川に対して支川の及ぼす影響が大きくなる程、境界面は右岸に近づき、局部的洗掘の平面的な範囲が広がり、局部的洗掘深さは小さくなっていることである。一方、通水時間に着目してみると、通水後6分で測定した境界面位置が3分のそれより右岸により近づいているのが観測された。

ポイントゲージを用いて通水前の河床を基準として測定した水面高さは図-14(d)で、本川と支川の流水の境界面で水面の上昇がみられた。合流点付近の流れの観察により支川からの流入によって本川の主流線が右岸に寄せられる傾向があり、床固工No.26下流右岸の洗掘が著しい。また合流点直下左岸には死水域が生じ1.0~1.5 m位の堆積となるが、護岸高さには問題はないように思われる。

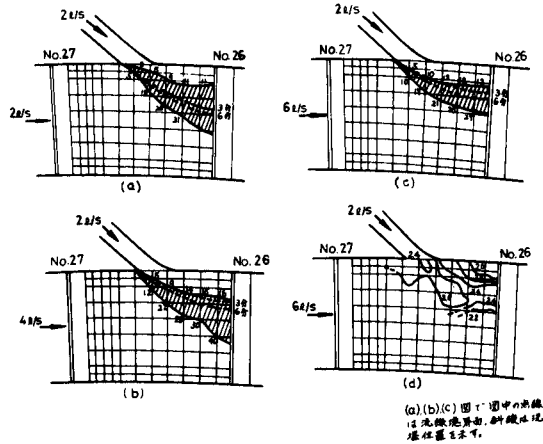


図-14 合流点付近の水理特性

7. 断面急拡部（床固工No.15）の河床状況

床固工No.15~No.14の区間は急拡部になっており滝谷橋の橋脚が3本あるが、この拡幅部の表面流をみるためアルミ粉末を流して観察し、図-15のようになっていることがわかった。急拡部の後流

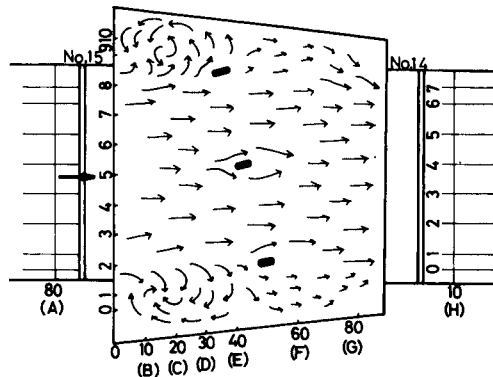


図-15 断面急拡部における流れ

域には異常堆積が起り 3 m 近い堆積もみられるので、この異常堆積地点の護岸はもう少し高くする必要もあるようにも思われる。図-15 に示す地点の横断方向の河床形状をみたのが図-16 である。

8. 計画河床勾配の検討

計画河床勾配は A 区間は 1/40, B 区間は 1/45 となっており、何れも流れは射流状態であるが、河床勾配を 1/50, 1/60 と変化させた場合、フルード数, 流速等がどのように変化するかを予測するため、A 区間については、等流水深 $h_0 = \left(\frac{n^2 Q^2}{B^3} \right)^{\frac{3}{10}}$ より求め、図-17 のような関係を得た。これより河床勾配が 1/60 になっても流れは射流で、これ以上の緩勾配は無理と思われるので、河床勾配によって流れを常流に変えることはできないように考えられる。

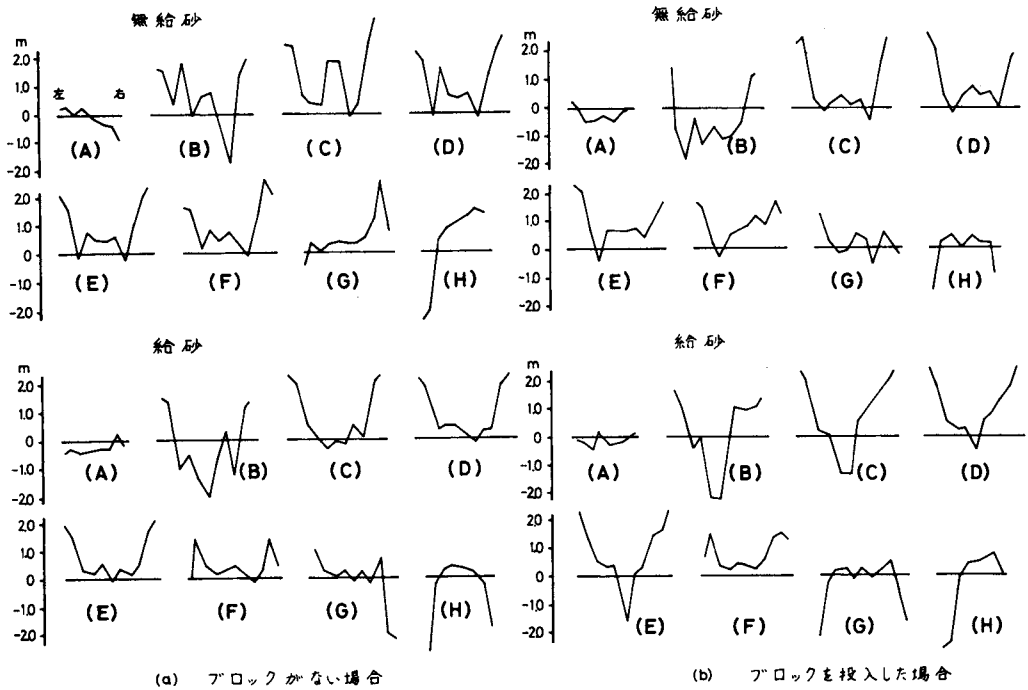
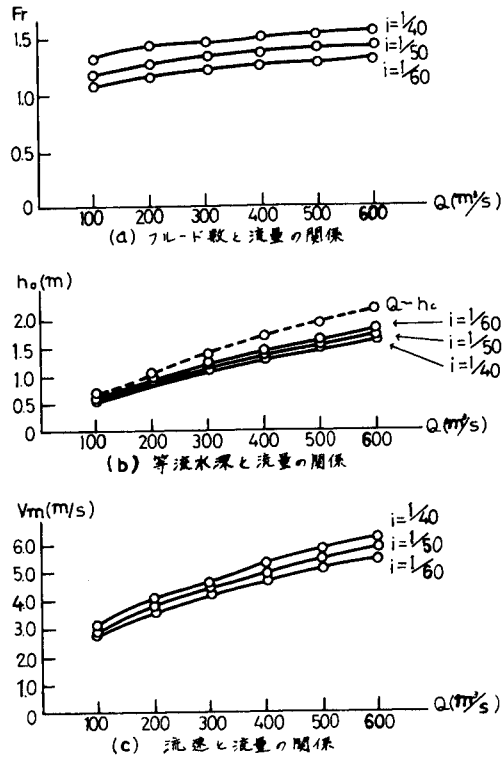


図-16 断面拡幅部の横断形状 (注) (A), (B)……(H)は図-15 と対応する。



図一17 計画河床勾配の検討

9. 結 論

信濃川支川登川の蟹沢新田から塩沢町までの計画流路工 (4.5 km 区間) の水理模型実験で 100 年確率高水流量 $600\text{m}^3/\text{s}$ 、支川合流後 $800\text{m}^3/\text{s}$ に対して安定性を検討した結果、次のことが認められた。

9.1. 計画護岸高 3 m の検討

1) 湾曲部の護岸高

湾曲部は曲率半径が実物 (以下同じ) で 500 m, 1,000 m の各 2 箇所あり, 半径 500 m の湾曲部については湾曲部始点の内側護岸及び始点より 100~200 m 下流の外側護岸の水面高さは 3 m 近くにも達することから, この付近の護岸をもう少し高くするか, もしくは湾曲部の流路幅を拡幅する必要があるように思われる。

2) 床固工下流の跳水箇所における護岸高

流水中の写真撮影より断定すると, この箇所の最大水面高は 3 m 以上になることもあり, 護岸高を少なくとも現計画より 0.5 m 以上は高くする必要がある。

3) 断面急拡部 (床固工No.15~No.14) における護岸高

断面の急拡領域形成により大きな堆積をみるようであるが、堆積高は最大3m位であり、すべての実験において2m位の堆積をみた。最大堆積の発生するのは床固工No15の下流30m付近であり、床固工No15から下流50m位までは0.5mほど護岸高さを現計画より高くするのが望ましいように思われる。

4) 支川合流部の下流左岸の護岸高

支川合流部の下流左岸には、支川、本川の流れによって死水域が形成され、この部分に堆積が起こり河床高が上昇するが、河床上昇は、1.0~1.5m位である。この部分は、水深はほとんどなく1m以下位である。従って水面高は2m位であるため護岸高は計画どおりでよいものと思われる。

9.2. 護岸根入れ深の検討

1) 湾曲部の護岸根入れ深

湾曲流入部の内側護岸及びこの箇所より100m付近の洗掘が大ききようであるが、この箇所も1時間（実物の現地時間）流水の値であり、時間が変化した場合、どのようになるかは問題が残るであろう。根固工ブロックを投入しない場合、床固工No38~No37の右岸及び床固工No39~No38左岸において4m位の洗掘をみたが、他の湾曲部においても同程度の洗掘がみられたようである。

2) 床固工下流の局所洗掘によるもの

床固工下流の局所洗掘により護岸の根入れ深さが問題になるが、この値も5m近い箇所があり、根入れを担当深く考える必要があるように思われる。実験では洗掘が大ききと思われる箇所に護床工、根固工ブロックを投入して行なったが、全川にわたって投入すればより安全性が増すことになろう。

9.3. 床固工による土砂調節効果

現河床における流砂量をEinstein公式、佐藤・吉川・芦田公式、Brown公式、Laursen公式から算出した平均値と計画流路工の模型実験から求めた流砂量を比較してみると後者は前者のほぼ1/4となるが、このような計算値と実測値を一概に比較することはできないけれども、床固工によりかなりの土砂調節効果があるものと思われる。

9.4. 床固工前庭部の安全性

計画された床固工前庭部の根入れ深さは4mの根入れ深さでほとんどの箇所では安全といえるが、蛇行の水衝部となる箇所では局所的に5m以上の洗掘をみていることから、床固工下部には全川にわたって護床工を入れることが望ましいようである。

最後に本研究において、資料の収集及び解析に当って全面的な御援助を受けた建設省北陸地方建設局、とくに湯沢砂防工事事務所の担当者各位、並びに実験や計算に当って御協力願った当時4年生の伊藤秀生、小野晴也、長屋龍三、松下昌己の四君に対して深甚の謝意を表する次第です。

参 考 文 献

- 1) 高瀬信忠、布本 博、能登勇二：登川流路工（信濃川水系）の水理模型実験に関する研究（第1報）、金沢大学日本海域研究所報告、第8号、1976年12月。