

砂川捷水路水理模型実験 (第3報)

竹本成行* 村崎 弘**

目 次

<p>I まえがき</p> <p>II これまでの経過</p> <p>1 固定床模型実験 (39年度)</p> <p>2 移動床 (砂床) 模型実験 (40年度)</p> <p>III 移動床 (石炭粉河床) 模型実験</p> <p>1 目 的</p> <p>2 実験の概要</p> <p>a 模型の概要</p> <p>b 水理条件</p> <p>c 相似律</p> <p>d 模型の検証</p> <p>e 実験の種類</p>	<p>3 実験の結果</p> <p>a 水位と流速分布</p> <p>b 流 向</p> <p>c 河床の変化</p> <p>4 河床変動に関する考察</p> <p>a 蛇行について</p> <p>b 新水路における局所洗掘について</p> <p>c 水位変化に伴う彎曲部の河床変動</p> <p>d 洗掘深について</p> <p>IV 結 論</p> <p>V あとがき</p> <p>参考文献</p>
---	--

I まえがき

石狩川の改修工事のうち、石狩川治水事業など5個年計画 (昭和40~44年) に基づく捷水路工事は、本流において、砂川地区の彎曲部を残して全部完了し、通水している。

種々の事情から遅れていた砂川地区についても、30年31年の相次ぐ大洪水の被害から早期着工が望まれ、図-1のように2つの彎曲部に第1新水路 (下流側)、第2新水路 (上流側) を開削して、現河道延長6.5 kmを3.5 kmに短縮する計画がたてられた。この計画に基づいて39年度に着工、43年度完成を目ざして開削工事が現在進められている。

新水路開削に伴う水理量の変化および河床の洗掘、堆積状態を調べ、維持計画の資料を得るために39年度から3年間にわたって模型実験を行ってきた。

本文は41年度に行なった、低水路に石炭粉を用いた移

路 (上流側) を開削して、現河道延長6.5 kmを3.5 kmに短縮する計画がたてられた。この計画に基づいて39年度に着工、43年度完成を目ざして開削工事が現在進められている。

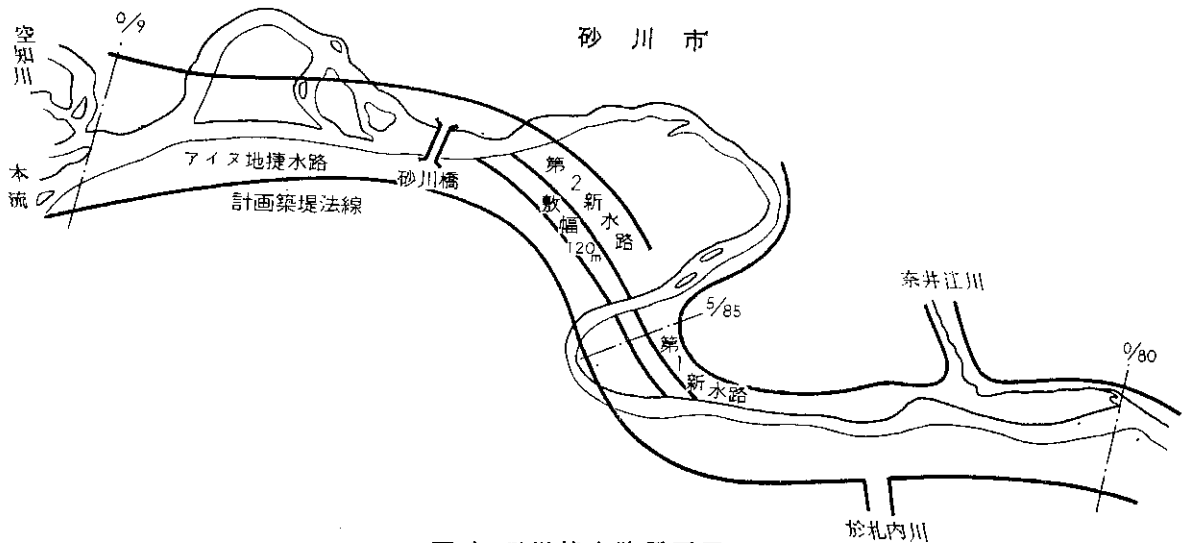


図-1 砂川捷水路平面図

* 河川研究室主任研究員 ** 同室

動床模型実験の結果をとりまとめたものである。

II これまでの経過

1 固定床模型実験 (39年度)

この時点で得られた現地河道形状の資料は、35年度測量の成果であったが、新水路部分の横断図が不足していたためコンター図を使って模型を作製した。新水路の計画敷高と35年度の横断測量成果と比較すると、新水路の下流端では計画敷高と現河床最深部とはほぼ一致しているが、上流端の料標0/87付近では計画敷高より約2m高い。このことから実験は次の4種の河道状態について行なった。

イ) 現況河道

ロ) 捷水路〔I〕 (敷幅120m 河床〔I〕)

ハ) 捷水路〔II〕 (敷幅120m 河床〔II〕)

ニ) 捷水路〔III〕 (敷幅90m 河床〔I〕)

ここに河床〔I〕は、捷水路上流端の河床を現河床最深部にすりつけ、下流端の河床は計画河床高としてこの間を一定勾配で掘削した状態、河床〔II〕は計画河床の状態、すなわち捷水路上流端の河床高を計画河床高まで掘り込んだ状態を指す。

実験ニ)については、計画敷幅は120mであるが、捷水路の掘削工程を2期に分割した場合を想定し1期工事として敷幅90mで閉削した場合を実験して、敷幅120mの場合と比較したものである。

なお、模型の規模は水平縮尺1/200、垂直縮尺1/50(歪度4)で行なわれた。また境界条件となる水理量は、奈井江大橋における37、38年の実測値より決定した。実験流量は1,000 m³/S、1,500 m³/S、2,000 m³/S、2,500 m³/S、および給水施設の最大能力である5,300 m³/S(すべて現地流量)の5種類である。

実験の結果、次の諸点が明らかにされた。

イ) 捷水路〔I〕では流量2,500 m³/Sのときも全流量が低水路を流れ、第2新水路上流部の水面勾配が大きくなり、呑口左岸に渦が発生して流入を阻害する。流量5,300 m³/Sのときは高水敷は一部を除いて冠水するが流量は小さく、大部分が低水路を流れる。

ロ) 捷水路〔II〕では流量2,500 m³/Sのとき、全流量は低水路を流れるが、第2新水路上流部の水面勾配は緩やかで平均流速も捷水路〔I〕の場合に比べて小さい。

ハ) 捷水路〔III〕では低水路断面積が不足で第2新水路の水面勾配は非常に大きくなり捷水路より上流の現河道水位はせきあげられ、著しく上昇する。流量5,300 m³/Sのときは高水敷は全部冠水し、流況は良

好であるが水位が高く、料標0/87の水位は改修計画流量6,680 m³/Sに対する水位にまで上昇する。

ニ) 捷水路上流端の料標0/87において $H-\sqrt{Q}$ 曲線を延長して流量6,680 m³/Sに対する水位を推定した結果、改修計画水位より捷水路〔I〕では0.2m程度高くなり、捷水路〔II〕では0.3m程度低くなる。流量2,500 m³/S以下の実験と現河道における不等流計算の結果と比較しても同じ傾向にある。したがって、捷水路上流端河床を現河床最深部より下げて施工すれば現状より水位を上昇させないですむ。

ホ) 捷水路部分は全般に高水敷が高く、低水路の流量負担が大き過ぎるようである。河道維持の観点から高水敷のすぎとり、あるいは復々断面とすることが望ましい。

2 移動床(砂床)模型実験(40年度)

39年度に新水路計画区間を含めて平面および縦横断測量が実施された。これと35年度の成果と比較すると全体に河床はやや低下しており、奈井江大橋における水位～流量曲線にもこの影響が現われている。とくに料標0/87付近の河床低下が著しく、新水路の計画敷高より約0.5m高い程度となっている。

実験は捷水路縦断を下流端で計画河床高、上流端で現河道の最深河床高に一致させ、その間を一定勾配とした1種類の河道状態について行ない、実験流量は3,500 m³/S、5,300 m³/S、6,680 m³/Sの3種類とした。移動床では河道の整形に時間を要するため、多種類の実験ができなかったためである。

模型の規模は、料標0/81から0/90までの9km区間を取り入れた。相似律は河村の方法³⁾を採用したが、模型砂は他の条件に応じた粒径のものを用意することは困難なので、2.5mmフィルを通過する平均粒径0.88mmの砂を用いることにした。現地河床材料の平均粒径は、調査の結果模型に取り入れた区間で平均値17.6mmである。すなわち粒径の縮尺は $d_r=20$ ということになる。一方水平縮尺は実験場の広さから $x_r=200$ とした。この2つの条件から垂直縮尺は $h_r=93$ となる。実験項目は河床変化と水位の測定および流速分布の測定を流量5,300 m³/Sについて行なった。

以上の要領で実験が行なわれ、次のことが結論された。

イ) 新水路の水位は流量6,680 m³/Sの場合に旧計画高水位よりも低くなるが、新水路上流端の0/87ではほとんど旧計画水位に一致する。(昭和39年の流量改訂に伴い、対象区間の計画高水流量が6,680 m³/secから7,800 m³/secに改訂されたが、旧計画高水位

- は流量 6,680 m³/sec に対応する水位のことである。)
- ロ) 捷水路より上流の砂川橋付近の河床は堆積傾向を示すが、左岸の一部に洗掘がみられる。
 - ハ) 第2新水路内では、左岸の河床洗掘が顕著で、逆に右岸には堆積し、これが第2新水路下流部から第1新水路上流端の右岸沿いに伸びて行くのが認められる。
 - ニ) 第1新水路では左岸が堆積、右岸が洗掘される。とくに吐口付近では左岸からの堆積土砂がはり出すために右岸が水衝部となって河岸侵食の危険がある。なお、高水敷にあふれるような流量では呑口付近左岸の洗掘がみられる。
 - ホ) 本実験では流水によるフルイ分け作用によって粒径の分離が早く行なわれ、河床が大きな砂粒でおおわれてしまい、変動が緩慢となって顕著な洗掘、堆積状態を把握するに至らなかった。

III 移動床（石炭粉河床）模型実験

1 目的

- i) 40年度においては最大粒径 2.5 mm の砂を用いた全断面移動床模型によって実験を行なったが、粒径の分離が早く、河床面が大きな粒径の砂でおおわれ、掃流力の大きな個所以外では河床変化の把握が不十分であったため、河床に比重の小さい石炭粉を用いて実験し、捷水路の上下流も含めた河床変化を調べる。
- ii) 本流に主たる洪水があった場合と、空知川に主たる洪水があった場合を想定し、秆標 0/90 の断面で流入角度を変化させた場合の河床変化を調べる。
- iii) 第2新水路呑口と第1新水路吐口付近の洗掘量

が大きく、河岸侵食の危険があると考えられるので、この付近の防護策の資料を得るため、導流水制を入れた場合の河床変化を調べる。

2 実験の概要

a 模型の概要

40年度の模型と同様に秆標 0/81~0/90 の 9 km 区間を取り入れ、水平縮尺を 1/200 とした（図-2 参照）。また模型製作の資料および捷水路縦断も 40年度の模型と同じである。すなわち、捷水路上流端の河床高は計画高より約 0.5 m 高い状態にある。

模型河床には最大粒径 1.2 mm、平均粒径 0.66 mm の石炭粉を用いることにした。石炭粉は砂より取り扱いが面倒であり、河床整形がむずかしいこと、粒度分布が一樣で小粒径のものを早急にかつ、多量入手するのが困難なこと、高価であること、また小粒径の石炭粉は水中では流動性が高く、河岸の製作ができないことなどから、高水敷と河岸はモルタルによる固定床とし、低水路のみ移動床とした全区間完全護岸の状態で行ない、低水路のみの河床変化を調べることにした。

b 水理条件

模型下流端水位の決定は、40年度の実験と同じである。すなわち、奈井江大橋の流量曲線をもとに 1,000 m³/S、2,000 m³/S、2,500 m³/S の流量について秆標 5/82 まで不等流計算を行ない、これに旧計画流量 6,680 m³/S の水位を加えて 5/82 km 地点の流量曲線をつくり、実験流量に対する、模型下流端水位を決めた。なお現河道の粗度係数は、改修計画では低水路 $n=0.025$ 、高水敷 $n=0.050$ 等価粗度係数

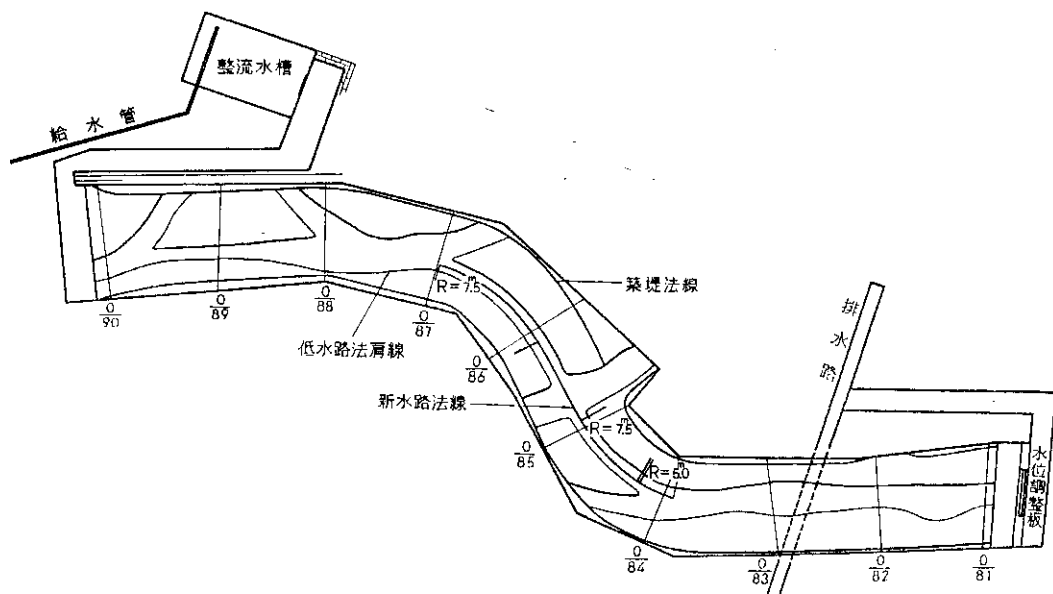


図-2 模型概要図

$n=0.030$ である。37, 38年の奈井江大橋の実測資料から n 値を求めると、200 m³/S 前後の流量の場合 $n=0.023$, 1,000~2,000 m³/S の流量範囲の資料からは $n=0.030$ が得られた。

c 相似律

移動床模型の相似律は研究の途上であり、確立されたものはない。ここで問題となるのは流砂および抵抗の相似条件である。現状は流砂関数および河床特性（砂連特性、粗度など）による抵抗関数のいずれも、定性的にはともかく、定量的には信頼しうるかたちになっていないので、近似的に取り扱うよりしかたがない。

ここでは河村の方法によって実験を計画した。

相似律は次の諸式から導かれている。

流水の運動の式

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u^2}{2g} \right) = i - \frac{\tau}{\rho g R} \quad (1)$$

流水の連続の式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial (A \cdot u)}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

流砂量の運動の式

$$\left. \begin{aligned} \frac{q_s}{\sqrt{\tau/\rho} \cdot d} &= a_s \cdot \tau_*^p \\ \tau_* &= \frac{\tau/\rho}{\{(\sigma/\rho) - 1\} \cdot g \cdot d} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

流砂量の連続の式

$$\frac{\partial h_s}{\partial t_s} + \frac{1}{B(1-\lambda)_s} \cdot \frac{\partial}{\partial x_s} (q_s \cdot B) = 0 \quad (4)$$

抵抗法則

$$\left. \begin{aligned} \frac{u}{u_*} &= E \left(\frac{R}{k_s} \right)^q \\ E &= \frac{k_s^q}{n \cdot g^{1/2}} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

相当粗度 k_s の表示

$$\frac{k_s}{d} = K \cdot \tau_*^m \quad (6)$$

以上の式中

- h : 水深
- x : 流れの方向にとった距離
- u : 流速
- t : 時間
- i : 河床勾配
- τ : 河床に働くせん断力
- R : 径深
- g : 重力の加速度
- ρ : 水の密度
- A : 断面積

S : 流砂量に関する量を表わす添字

q_s : 単位幅当たりの流砂量

d : 河床材料の平均粒径

σ : 河床材料の密度

λ : 河床材料の空隙率

h_s : 水路床の基準面からの高さ

t_s : 流砂量のほうから決まる時間

B : 河幅

u_* : 摩擦速度

n : マンニングの粗度係数

a_s, P, q, K, m : 常数

(3) 式の流砂量公式は種々発表されているが、取り扱いが簡単であり、全流砂量が算出されるといわれるブラウン公式を採用する。すなわち、 $P=2, a_s=10$ である。(5) 式の q は、平均流速公式として、マンニングの式を用いると、 $q=1/6$ である。(6) 式の m は、 $m=0$ としている。

以上の式から、水平縮尺 ($x_r = L_P/L_M$, 添字 P, M, r はそれぞれ現地、模型の量および現地と模型の比を表わす。) と河床材料の粒径縮尺 ($d_r = d_P/d_M$) を規定すると、その他の諸量の縮尺は、次式で表わされる。

$$i_r = x_r^{-1/4} \cdot d_r^{1/4} \cdot \beta^{-1}$$

$$u_r = x_r^{3/8} \cdot d_r^{1/8} \cdot \beta^{-1/2}$$

$$t_r = x_r^{5/8} \cdot d_r^{-1/8} \cdot \beta^{1/2}$$

$$\tau_r = x_r^{1/2} \cdot d_r^{1/6} \cdot \beta^{-1}$$

$$n_r = d_r^{1/6}$$

$$k_{s,r} = d_r$$

$$q_{s,r} = x_r^{5/4} \cdot d_r^{1/4} \cdot \beta^{-5/2} \cdot (\sigma - \rho)_r^{-2} \quad (7)$$

$$h_r = x_r^{3/4} \cdot d_r^{1/4} \cdot \beta^{-1}$$

$$t_{s,r} = x_r^{1/2} \cdot \beta^{3/2} \cdot (\sigma - \rho)_r^2 \cdot (1 - \lambda)_{s,r}$$

$$Q_r = x_r^{17/8} \cdot d_r^{3/8} \cdot \beta^{-3/2}$$

ここに、 $R_r = \beta \cdot h_r$

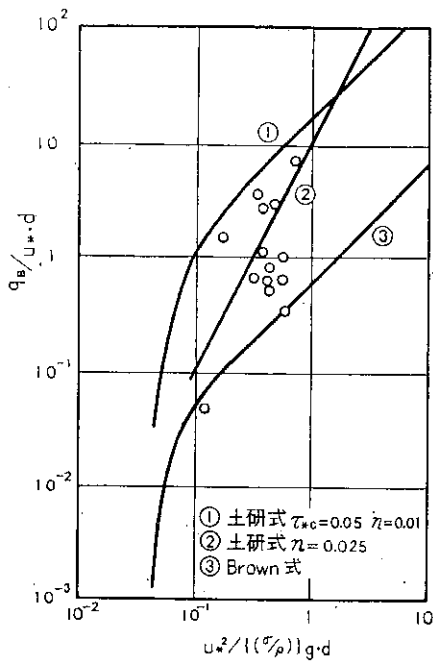
$$\beta = 1 + 2\alpha(h_P/B_P)$$

$$\alpha = x_r/h_r \text{ (歪度)}$$

模型では河床に石炭粉を用いたが、上記の相似律が成立するためには、石炭粉の流送量が、ブラウン公式で代表できることが必要である。これについて、須賀、牧添は、図-3 のような実験結果を得ている。

図-3 をみると、おおよそ石炭粉に対してもブラウン公式で代表できることがうかがわれる。

実験値と流砂量公式の比較



粗度係数と φ との関係

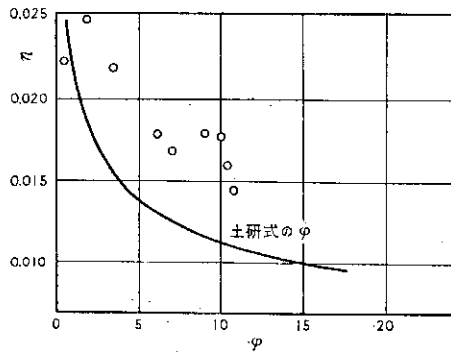


図-3 石炭粉流送量の実験結果

水理諸量の縮尺は、次のように決定した。まず水平縮尺は実験場の広さと、模型に取り入れる必要のある河道延長から、 $x_r=200$ とした。次に河床材料に関する縮尺は表-1 のとおりである。なお、粒度分布は図-4 のようである。

表-1

	平均粒径： d (mm)	比重	空隙率： λ (%)	d_r	$(\sigma-\rho)_r$	$(1-\lambda)_{sr}$
現地河川河床砂礫	17.6	2.65	43.6	26.7	2.84	1.24
模型河床石炭粉	0.66	1.58	54.4			

したがって、その他の諸量の縮尺は次のように定まる。

$$\begin{aligned}
 i_r &= 0.5 & q_{sr} &= 130 \\
 u_r &= 10 & t_{sr} &= 190 \\
 \tau_r &= 60 & h_r &= 100 \quad (\alpha=2) \\
 n_r &= 1.73 & Q_r &= 200,000
 \end{aligned}$$

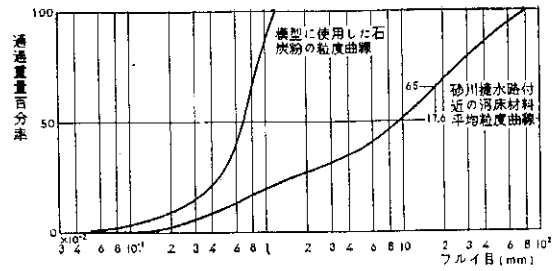


図-4 現地河川および模型の河床材料粒度分布

d 模型の検証

模型の粗度係数は、実物のその 1/1.73 にあわせる必要がある。奈井江大橋における実測値では洪水時（流量の大部分が低水路を流れる程度）の粗度係数は $n_B=0.030$ である。一方縦断的な粗度係数の検討から得られた計画粗度係数は $n_B=0.025$ である。したがって $n_B=0.025\sim0.030$ と考えれば、模型では、 $n_m=0.0145\sim0.0173$ としなければならない。

3,500 m³/S について検証した結果は 5/82 付近で 0.016, 0/86 付近で 0.0163 とほぼ一致している。

移動床模型では、砂連の発生を防ぐことが望ましい。このことから、40 年度の模型では砂を採用し、粒径を 0.88 mm と定めた。砂連の発生限界について、Liu, H. K. は、2つの無次元量 u_* / w_0 と $u_* \cdot d / v$ (ここに u_* : 摩擦速度, w_0 : 沈降速度, d : 粒径, v : 動粘性(係数)が重要であることを導き、実験値に基づいて砂連の発生開始曲線を求めた。石炭粉を用いた場合について、Liu の方法にしたがって検討すると、砂連の発生限界を越える。実際に模型でも砂連が発生した。Liu の得た関係から、砂連の発生を防ぐためには u_* / w_0 を小さくすればよい。すなわち u_* を小さくするか、 d を大きくする必要がある。 u_* を小さくするためには、模型を小さく作ればよいが、(7)式からわかるように、 x_r を大きくすると模型水深は浅い流れとなり、力学的相似がなりたたなくなるおそれがある。また掃流力が小さくなることは、本実験の目的に反する。一方 d を大きくすると、 h_r が小さくなり、 u_* も大きくなる。また模型水深 H_M が大きくなって、模型粗度 n_M は大きくなりすぎ、それを模型で作ることがむずかしくなる。このようなことから砂連の発生を防ぎ、なおかつ実験の主目的を満足するような点を見いだすことができなかつた。しかし定性的な考察には十分であると考へ実験を行なつた。

e 実験の種類

実験は石炭粉の補給を行なわなかつたので、捷水

路付近への供給は上流部河床の洗掘による流送砂量だけである。

河床変化の状態は、横断測量成果のある断面(500 m 間隔、模型では 2.5 m)と、それらの中央断面において、通水の前後に横断測量を行ない、両者を比較して調べた。

実験流量、通水時間および測定項目は次のとおりである。

実験流量	3,500 m ³ /S, 6,680 m ³ /S
通水時間	2時間~3時間
河床変化	0/82~5/88 の区間
水位測定箇所	5/82, 5/83, 0/84, 5/84, 0/85, 5/85, 0/86, 5/86, 0/87, 5/87
流速分布測定箇所	5/84, 0/86, 0/87

実験の種類は、模型上流端の流入状態と導流水制の有無から、

- イ) 全断面から流入の場合 3,500 m³/S, 6,680 m³/S 各1回 (実験番号 1, 2)
- ロ) 本流が主洪水の場合 3,500 m³/S, 6,680 m³/S 各1回 (実験番号 3, 4)
- ハ) 空知川が主洪水の場合 3,500 m³/S, 6,680 m³/S 各1回 (実験番号 5, 6)
- ニ) 導流水制を入れた場合 3,500 m³/S について4種類 (実験番号 7, 8, 9, 10)

の10種類について行なった。

3 実験の結果

a 水位と流速分布

水位の測定は、移動床であるため、横断方向の水深を測定することが困難であったので、低水路の中心のみで、実験終了直前に測定した。図-5に測定結果を示す。

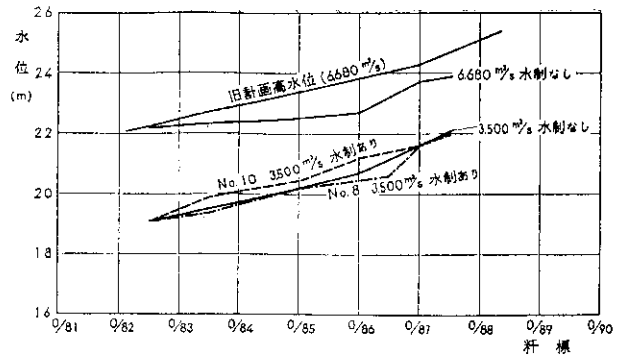


図-5 水位縦断面

40年度の結果と比較して、流量 6,680 m³/S の場合は 0/85 より下流でやや高く、上流でやや低くなった。これは、砂粒を使用した模型に比べ、河床の変化が顕著に現われ、第1新水路吐口付近では新水路がふさがり程度まで凸岸側の堆積がはり出してきたことと、砂川橋付近の堆積が砂床模型の場合ほどに見られなくなったためであろう。流量 3,500 m³/S の場合は測定した全区間で高くなったが、砂川橋付近の堆積は砂床模型の場合と似ていることから、第1新水路吐口付近の堆積が上流まで影響しているであろう。導流水制を入れた場合の2例を(あとに示す図-21, 23 参照)のせたが、実験-8では、第1新水路吐口から下流側現河道に、流れがややスムーズにつながる形となって水位が下がり、第2新水路では、呑口付近の深掘れの位置が、下流に移るために5/86の水位が低下した。一方実験-10では、下流側の導流水制を流れに逆らうような配置としたために、堰上げられ、第1新水路の水位が上昇した。この影響が第1, 第2新水路の中間を横切っている旧河道のところにも現われ、複雑な河床となるためもあって、第2新水路においても、水位が上昇する結果となった。

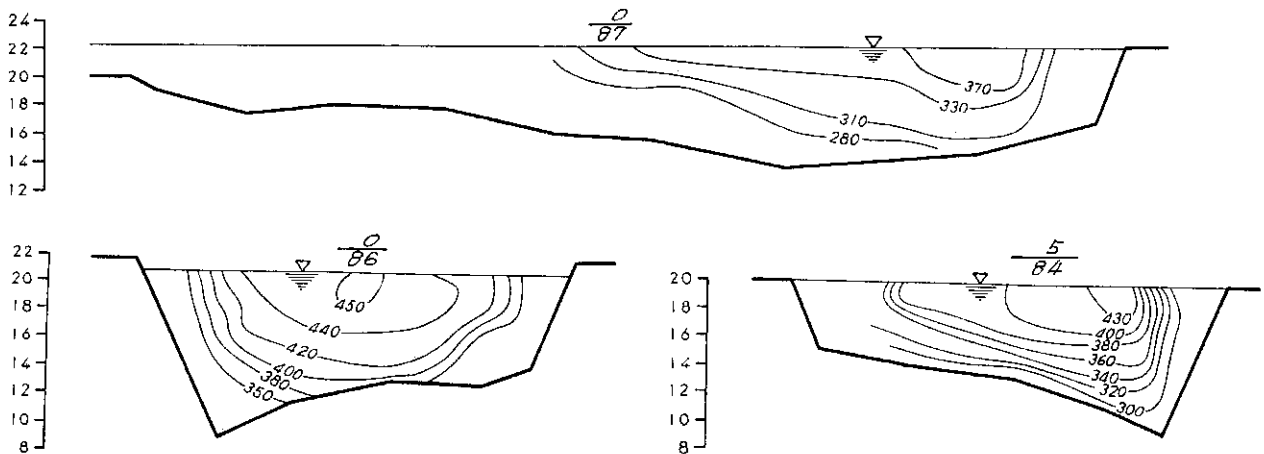


図-6 実験番号-3 ($Q_p=3,500 \text{ m}^3/\text{S}$)

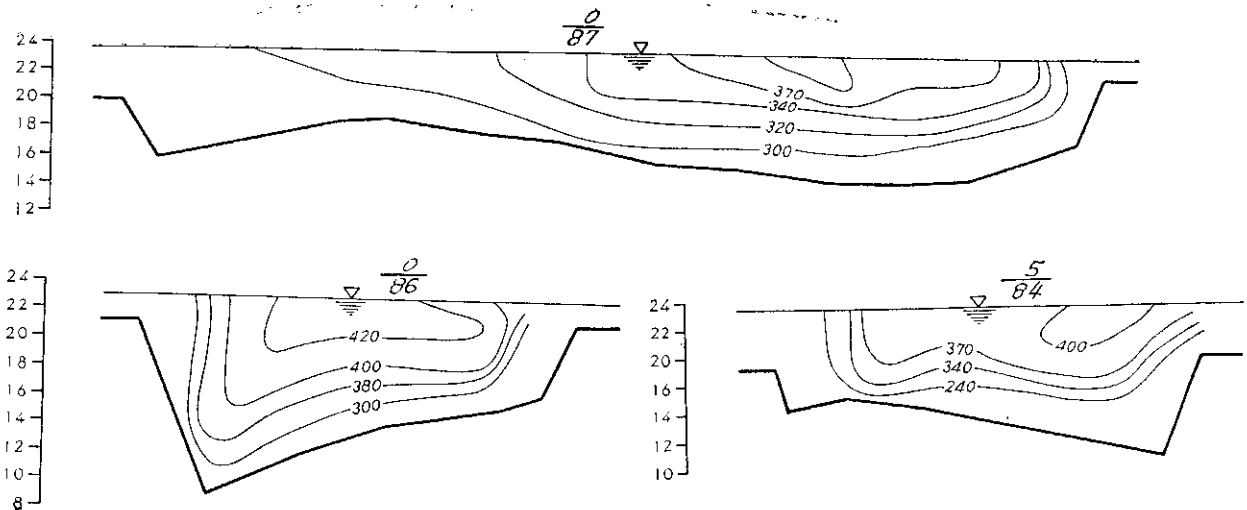


図-7 実験番号-4 ($Q_p=6,680 \text{ m}^3/\text{S}$)

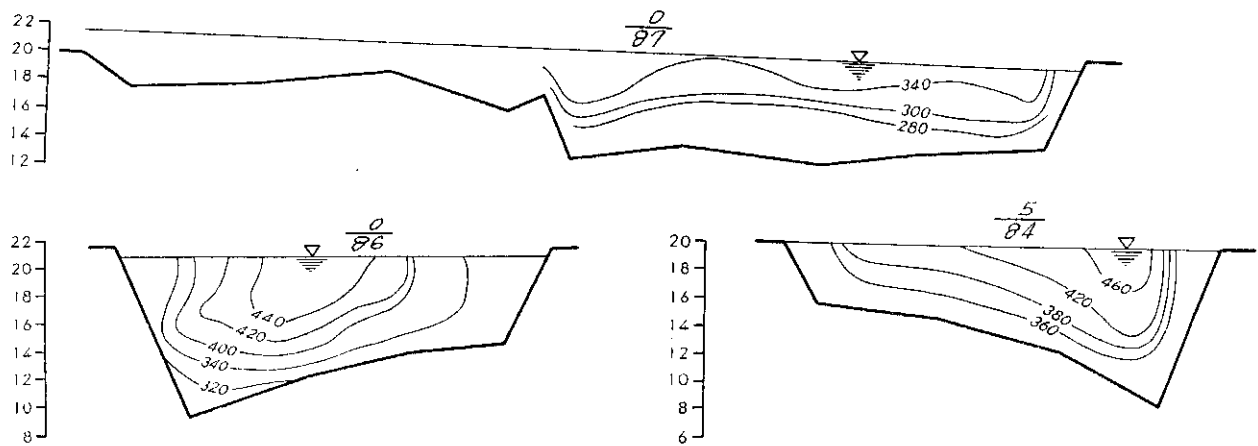


図-8 実験番号-7 ($Q_p=3,500 \text{ m}^3/\text{S}$)

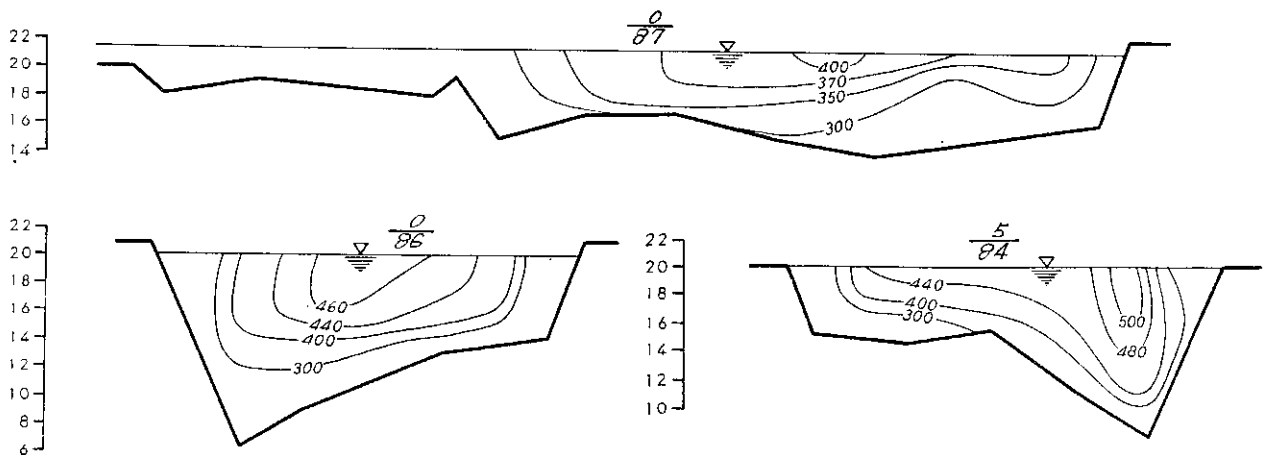


図-9 実験番号-9 ($Q_p=3,500 \text{ m}^3/\text{S}$)

横断面内の流速分布は、通水時間が短かったために詳細に測定することができなかった。測定断面として、0/87、0/86、5/84を選び、断面内に3測線を設けて、ピトー管によって測定した。

0/87では導流水制を入れた場合、最大流速の位置

がやや水路の中心に寄るようである。結果の数例を図-6~9に示す。彎曲部では2次流が発達しているため、ピトー管による測定結果にあまり精度は期待できないが、0/86では左岸が深掘れしているにもかかわらず、最大流速の位置は中心付近に現われる結

果となった。

b 流 向

流向は表面浮子を流して観察した。流向の概略の

スケッチを図-10, 11 に示す。

流量 $6,680 \text{ m}^3/\text{S}$ の場合、全断面が冠水するが、高水敷高が第2新水路では左岸、第1新水路では右岸

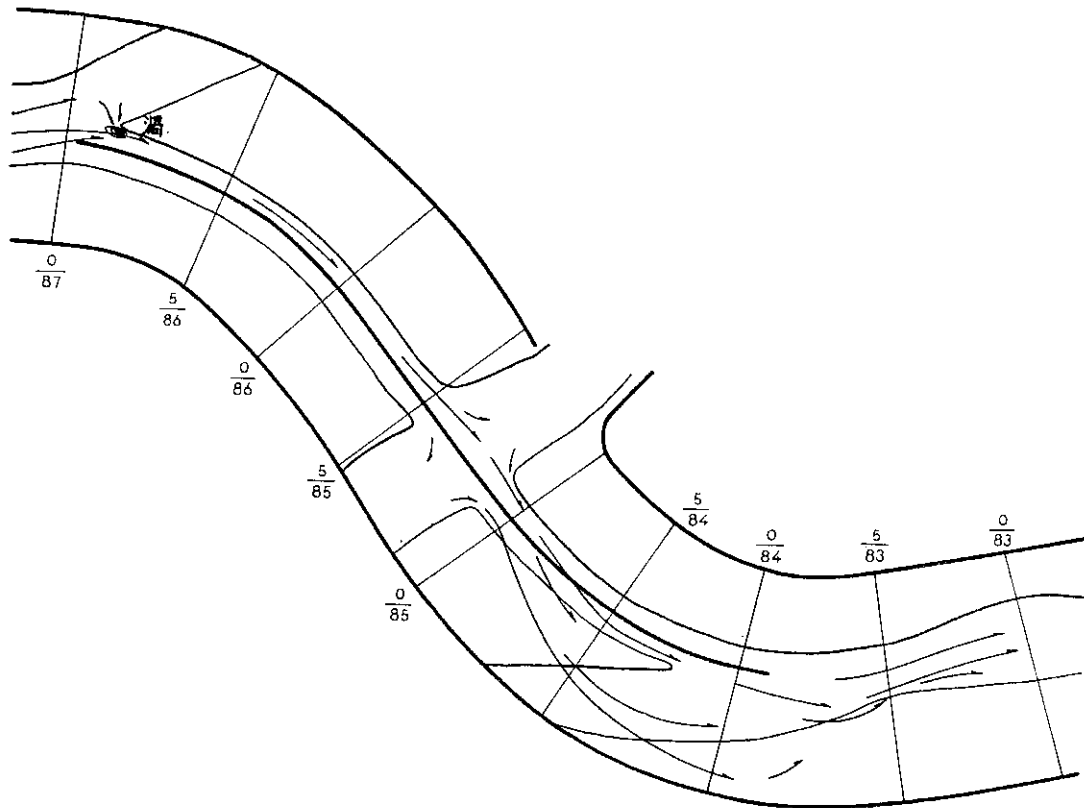


図-10 流 向 図 ($3,500 \text{ m}^3/\text{S}$)

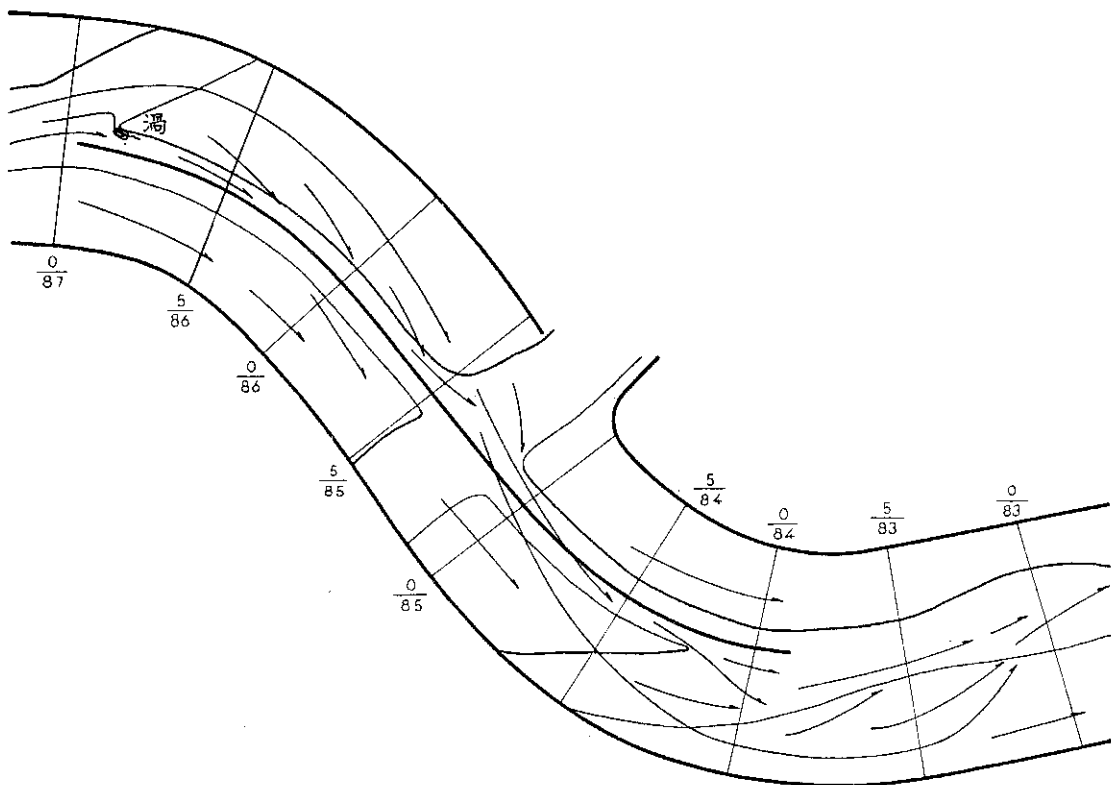


図-11 流 向 図 ($6,680 \text{ m}^3/\text{S}$)

が低いために (図-12 参照), 大きく彎曲した流れとなる。第2新水路では流速の違いから低水路と高水路の水位に落差ができ, 高水路から低水路へ落ち込む

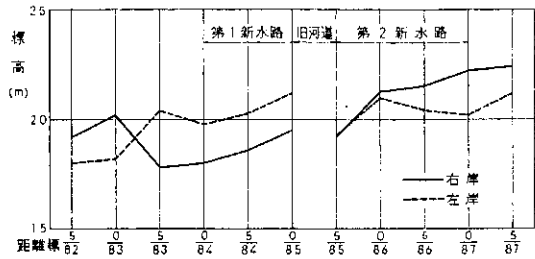


図-12 平均高水敷高縦断面図

む流れが見られる。第1新水路では, 右岸高水敷がとくに低く, 新水路吐口の堆積の影響などから主流が高水敷上にあるように見える。この流れは 0/83 付近の右岸高水敷が高いために, その大部分が 0/83 よりやや上流側で低水路に流れ込む。

低水路の流れは, $3,500 \text{ m}^3/\text{S}$, $6,680 \text{ m}^3/\text{S}$ ともに, 第2新水路呑口左岸に渦流が発生し, その後主流は左岸寄りに流れ, 第1新水路の 5/84 付近で右岸寄りに転ずる。新水路を出た流れは, 5/83 付近の右岸にぶつかり, 5/82 付近の左岸に向かって流れる。 $3,500 \text{ m}^3/\text{S}$ における第1新水路の流れ (実験-9) は写真-1 のようである。

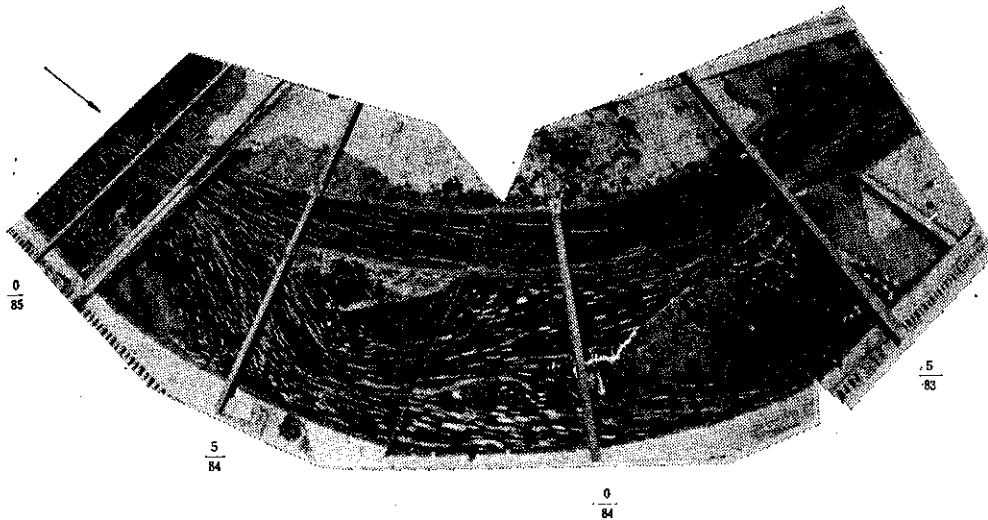


写真-1

c 河床の変化

河床変化の状態は, 通水後横断測量を行ない, 等高線図を作成して, 通水前の河床状態と比較検討した。通水前後の等高線図を図-13~23 に示す。

平均河床高で河床変化を表わしたものが図-24 である。

(本文 15 ページへつづく)

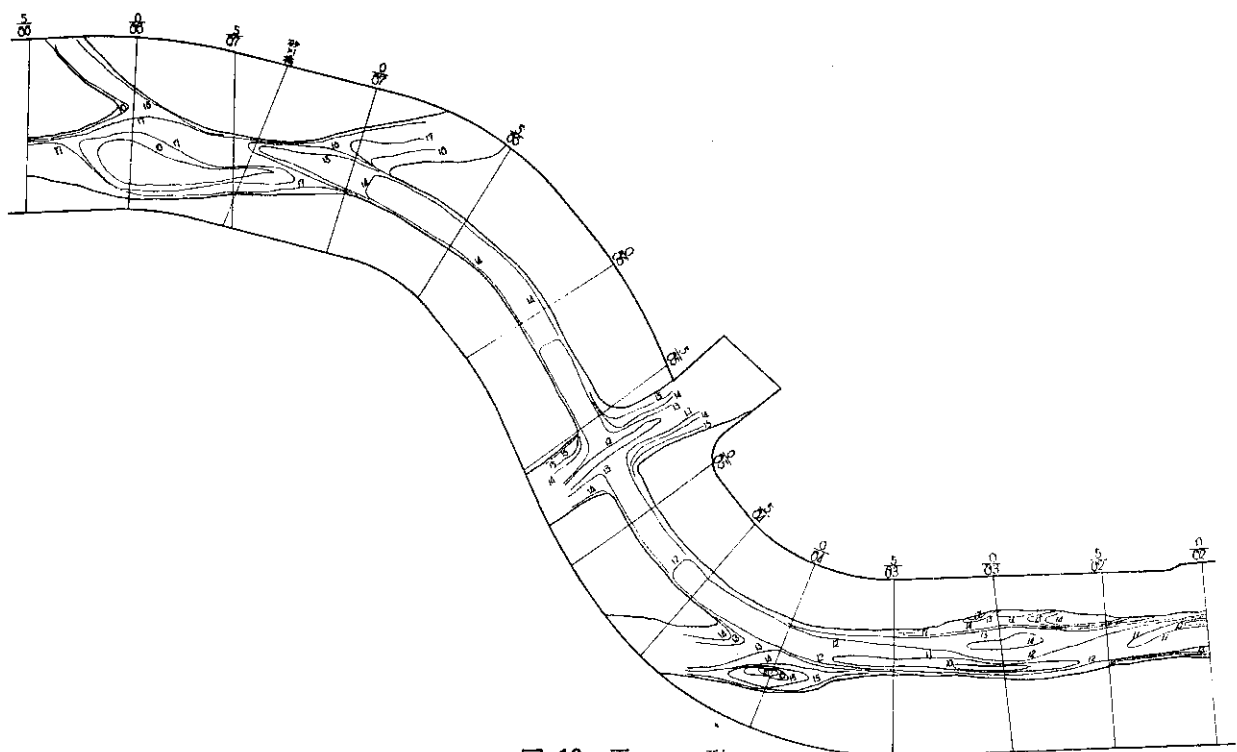


図-13 原形

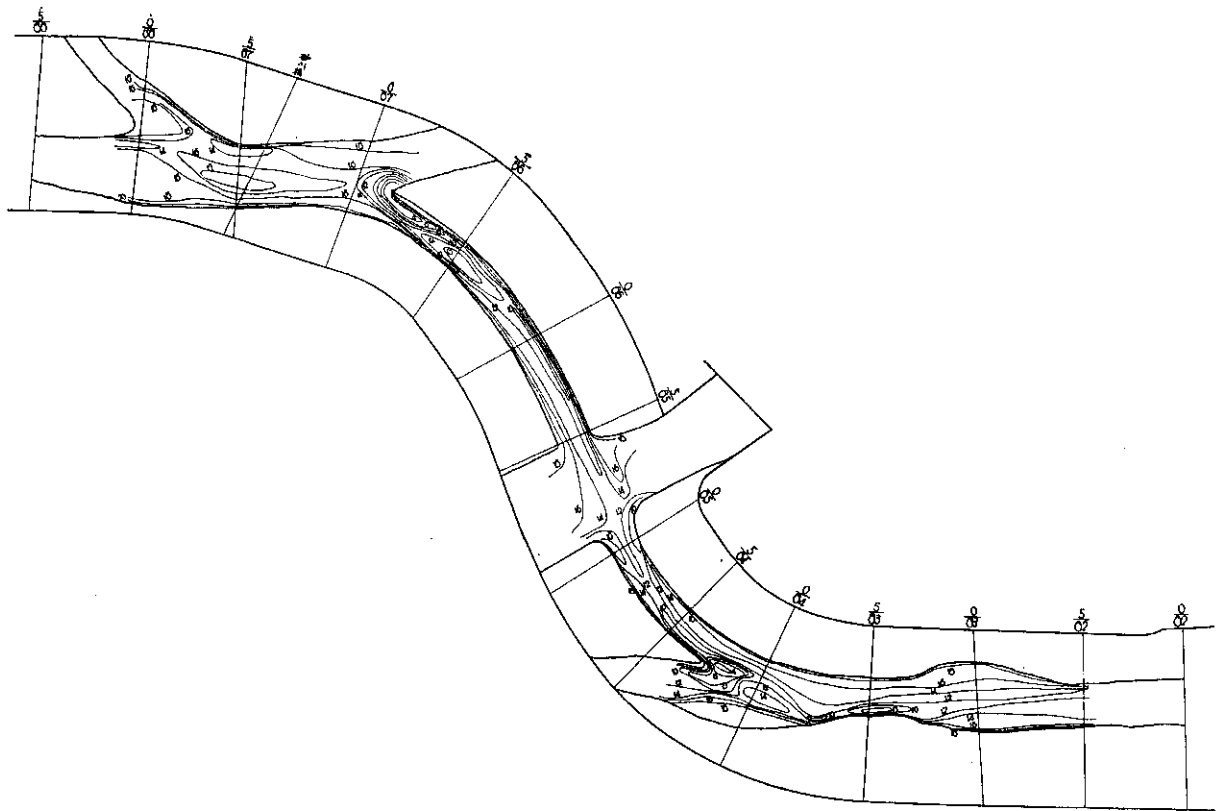


图-14 实验番号-1 ($Q_p = 3,500 \text{ m}^3/\text{S}$)

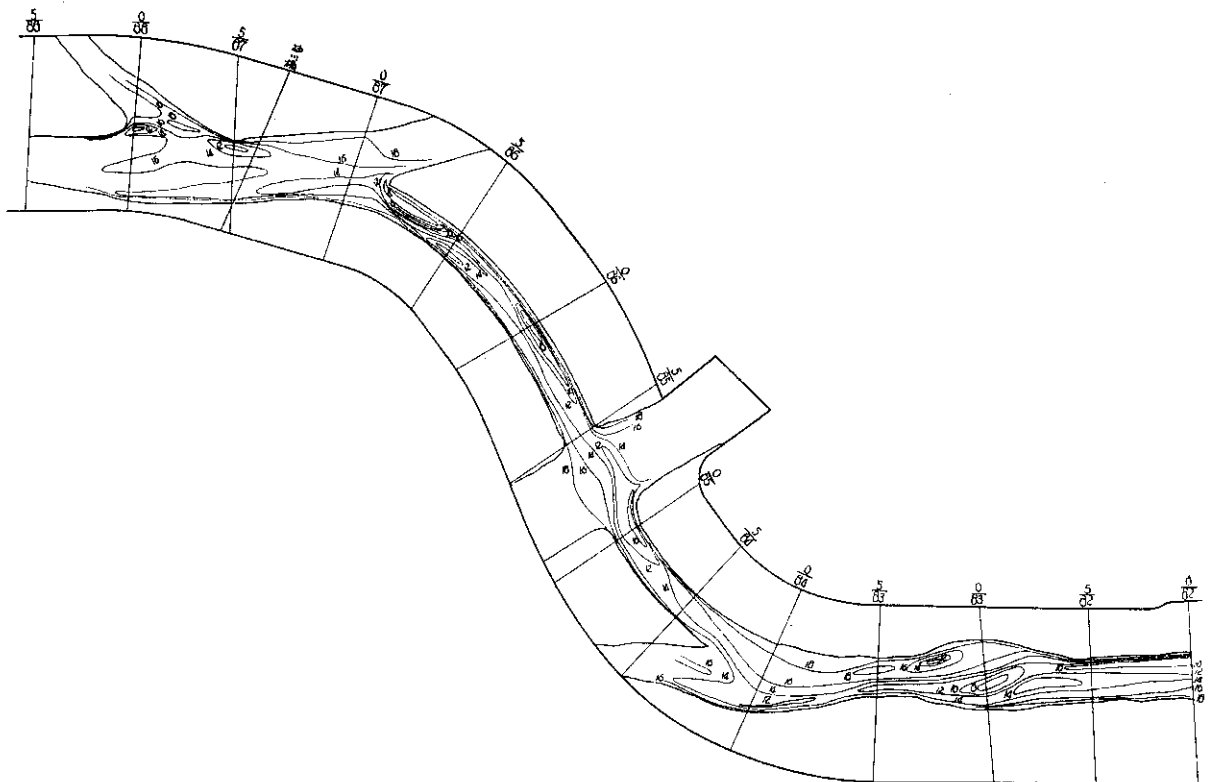


图-15 实验番号-2 ($Q_p = 6,680 \text{ m}^3/\text{S}$)

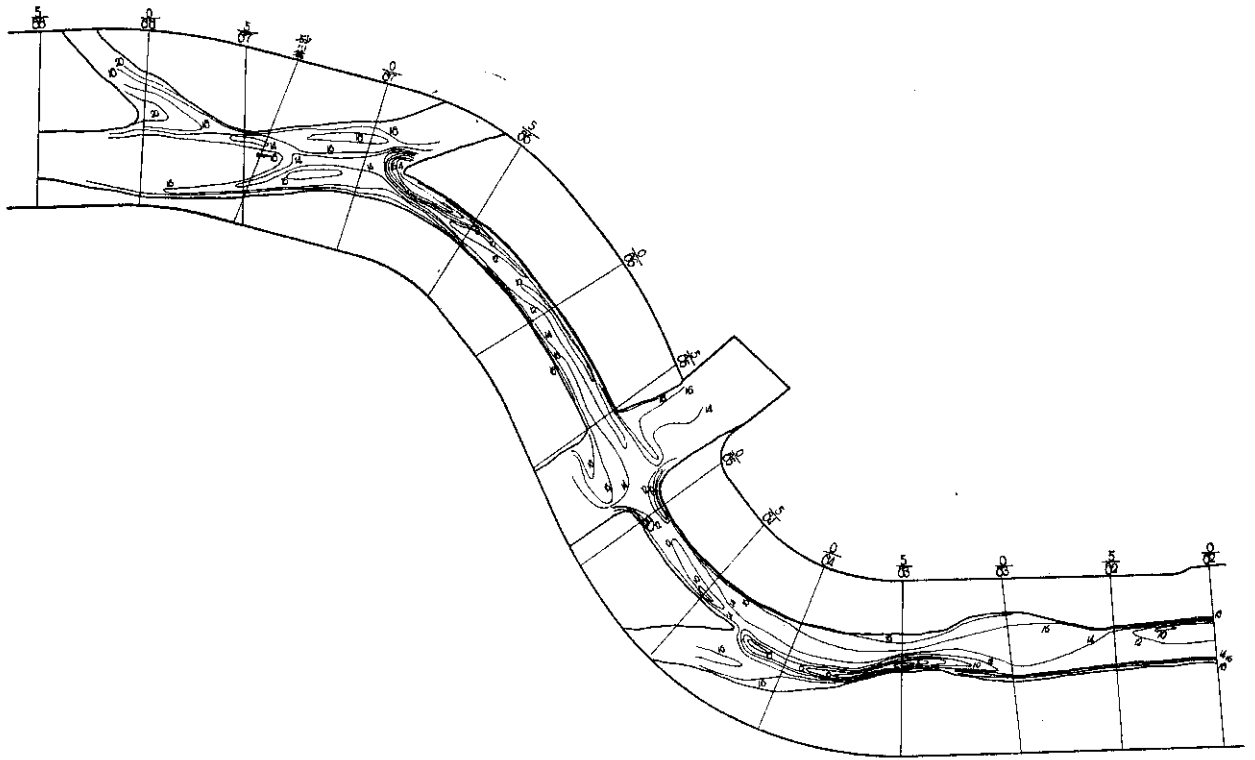


图-16 实验番号-3 ($Q_p = 3,500 \text{ m}^3/\text{S}$)

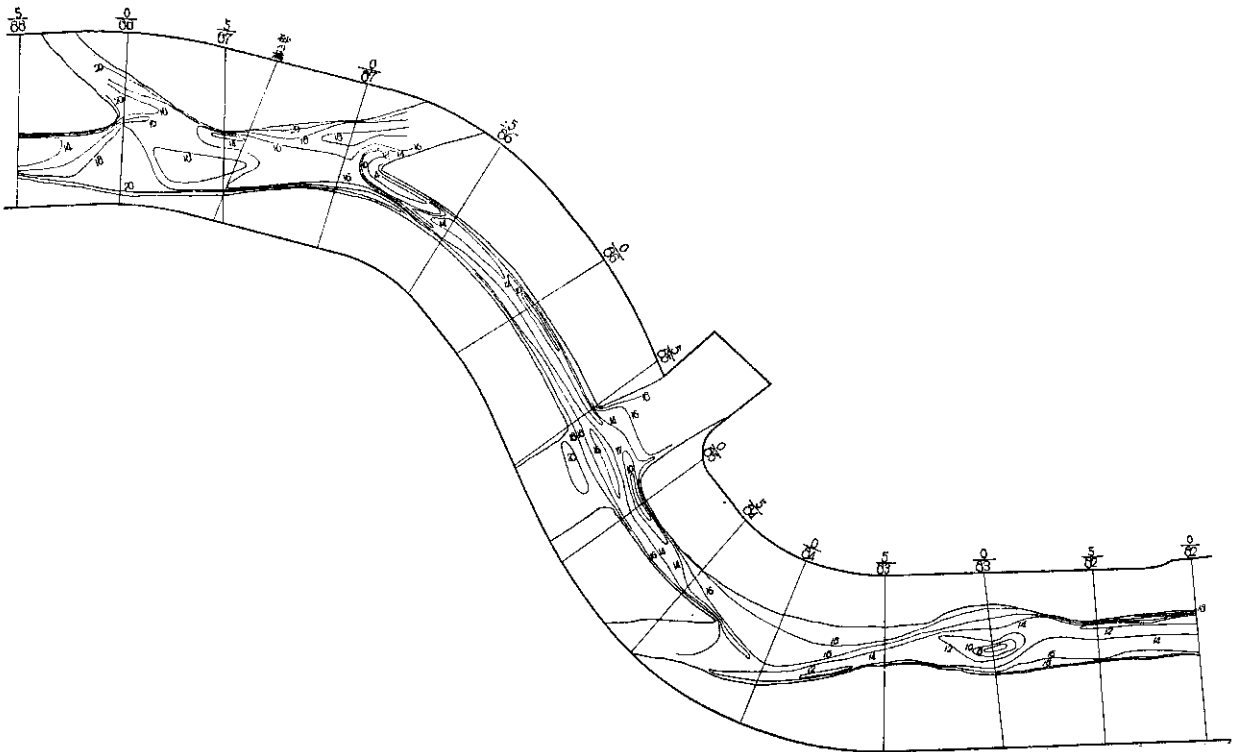


图-17 实验番号-4 ($Q_p = 6,680 \text{ m}^3/\text{S}$)

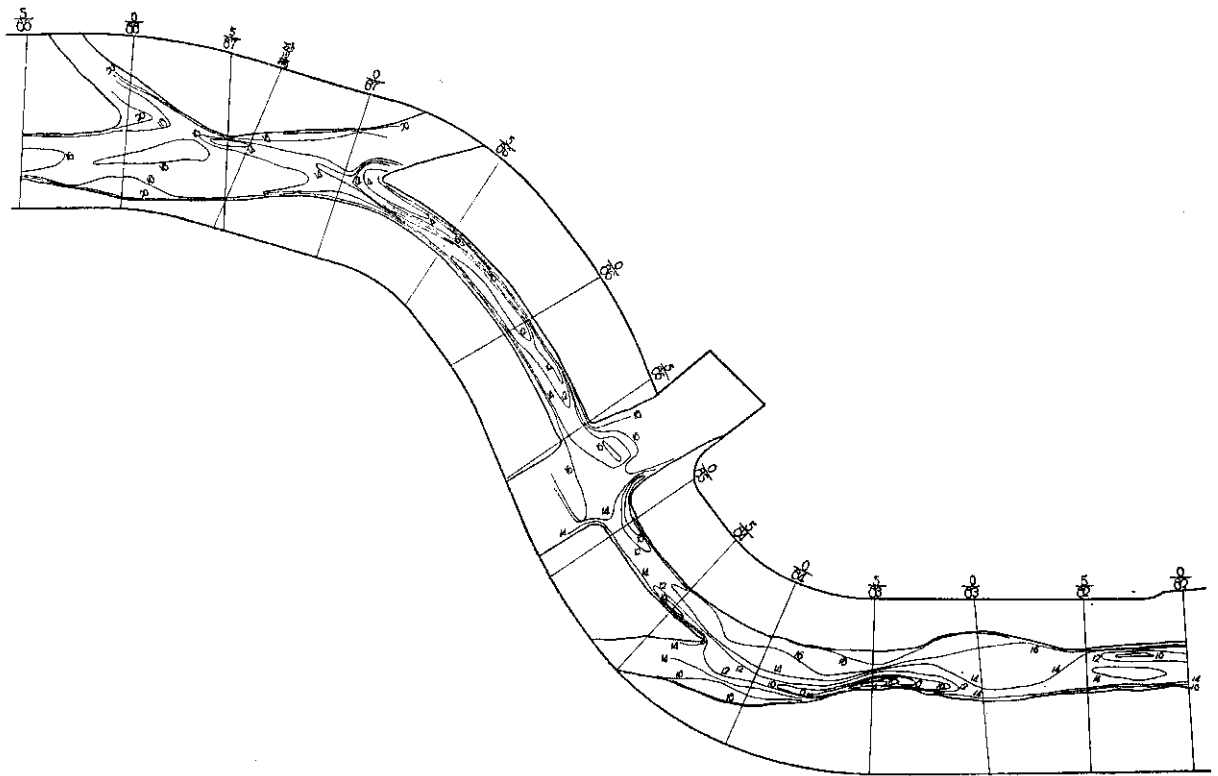


图-18 实验番号-5 ($Q_p = 3,500 \text{ m}^3/\text{S}$)

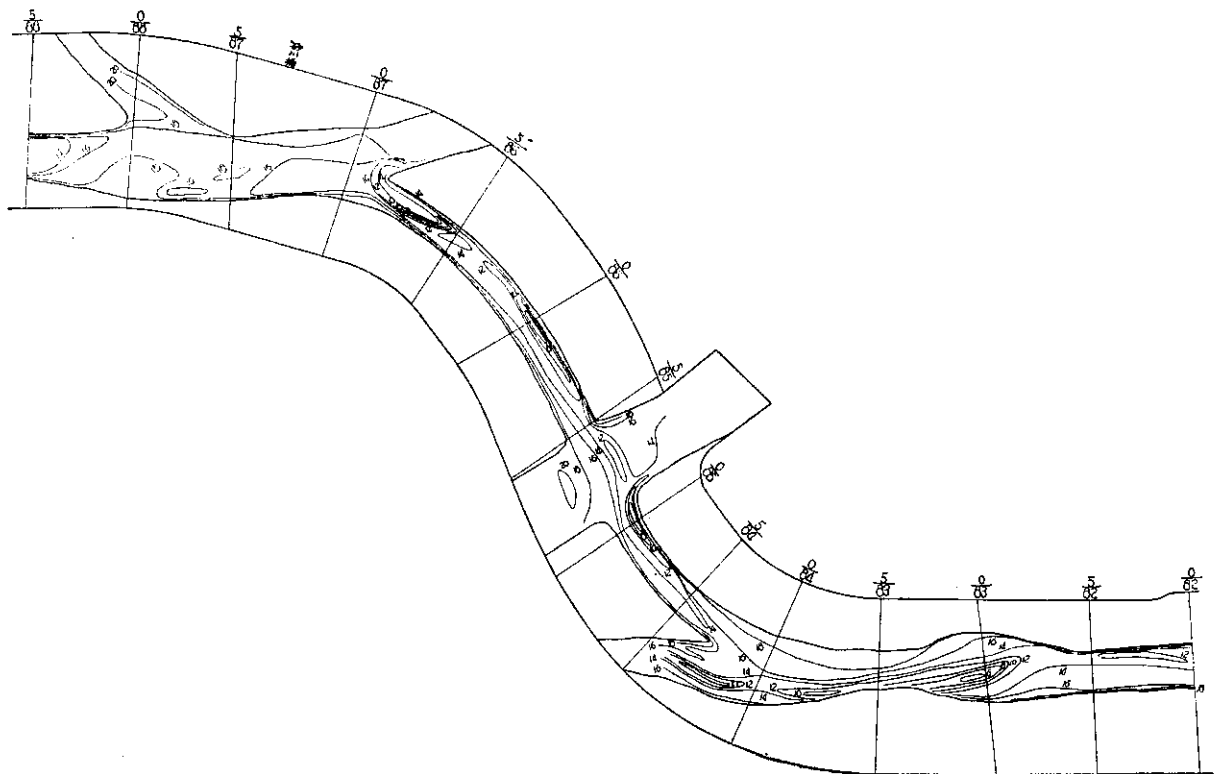


图-19 实验番号-6 ($Q_p = 6,680 \text{ m}^3/\text{S}$)

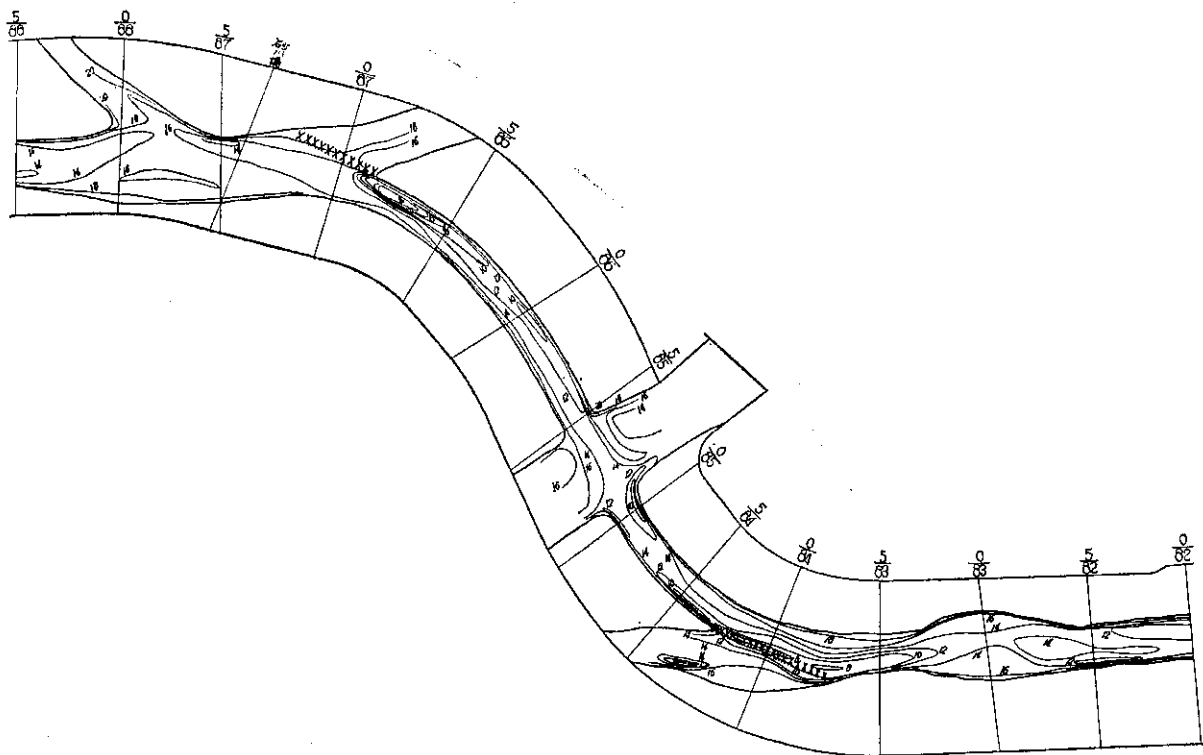


图-20 实验番号-7 ($Q_p=3,500 \text{ m}^3/\text{S}$)

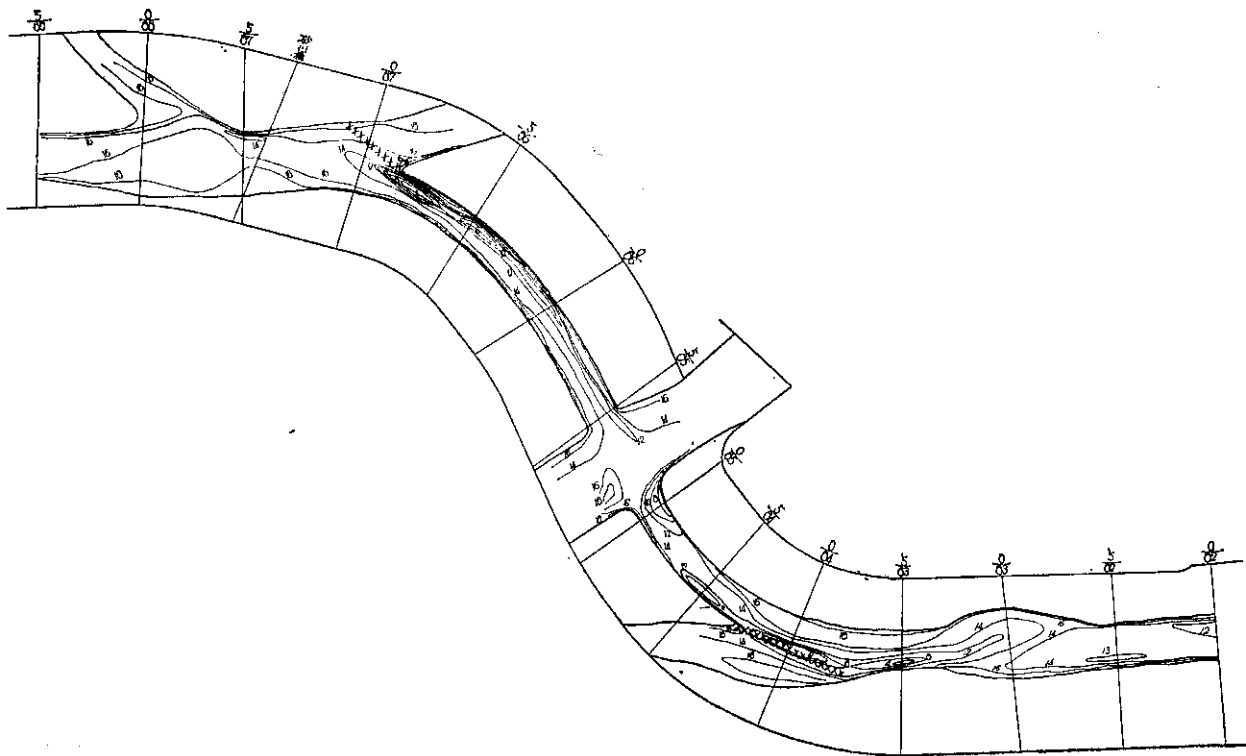


图-21 实验番号-8 ($Q_p=3,500 \text{ m}^3/\text{S}$)

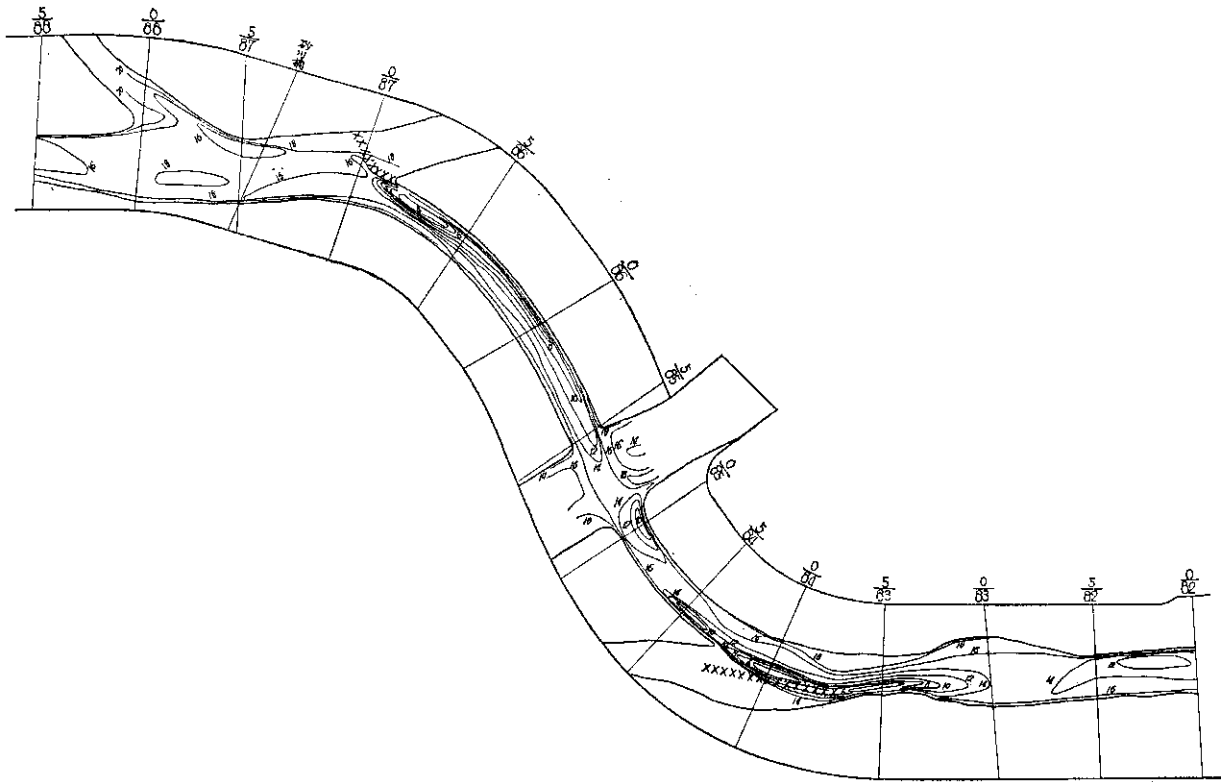


图-22 实验番号-9 ($Q_p = 3,500 \text{ m}^3/\text{S}$)

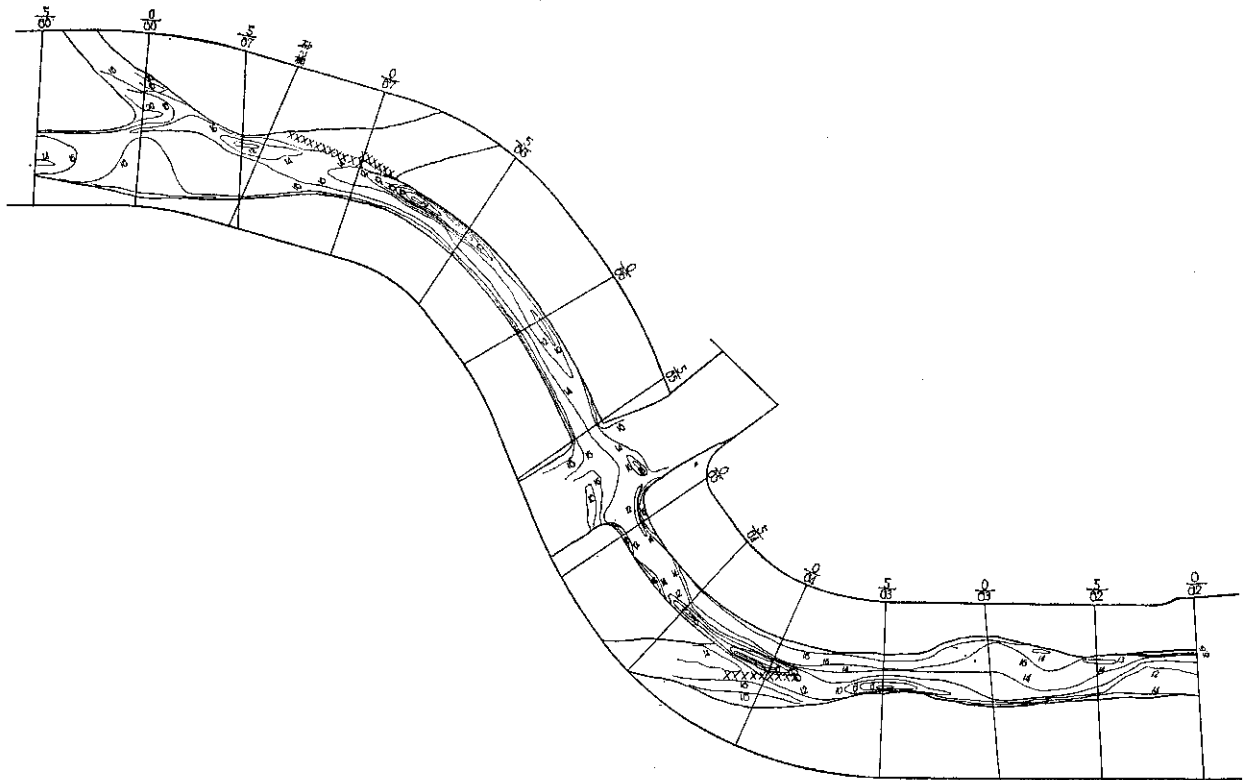


图-23 实验番号-10 ($Q_p = 3,500 \text{ m}^3/\text{S}$)

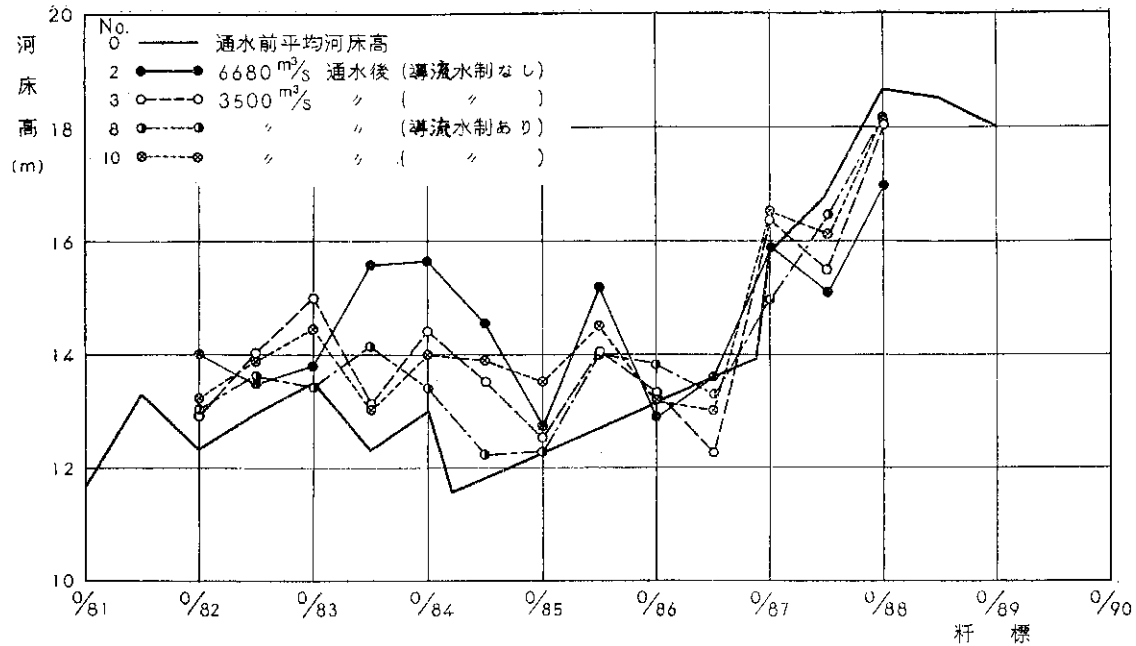


図-24 低水路平均河床高縦断面図

以上の実験結果から、洗掘、堆積の傾向は次のようである。

i) 上流端における流向による変化(実験1~6, 図-14~19参照)

上流端で流入角度を変化させた場合の河床変化を比較したが、特徴的な違いは見られない。実験結果はそれぞれ多少異なった河床状態を現わしているが、河床の整形に当たって、初期条件を同一にすることがむずかしく、この影響を考えると断定的なことはいえない。しかし、空知川が主洪水と考え、水路左半分より流入させた6,680 m³/Sの場合、流入部で強い偏向流は得られなかったが、5/87付近の流れは左岸に寄らず、第2新水路高水敷の流れが強く、しかも彎曲の位置が下流に移る。第1新水路高水敷が高いために、ここで急激に方向を転じて右岸高水敷に向かい、曲率半径の小さい蛇行流となって、5/84付近で再び方向を転ずるため、第1新水路吐口に残されている旧河道を著しく洗掘している。この実験に使用したモデルは高水敷を固定床としているので正確な洗掘状態は不明である。

実験1~6の結果を総括して、新水路およびその上下流の低水路の洗掘、堆積の傾向を考察すると、0/88付近では、全体的に河床低下を示しているが、これは補給砂の関係で、この付近の河床砂も通水時間の後半には持ち去られるためであると思われる。傾向としては、右岸に堆積し、これがはり出してきて、左岸が浸食されることが予想され

る。5/87から砂川橋付近では、左岸に洗掘が見られ、添筋はここから第2新水路呑口の左岸に向かう。呑口左岸では、流れが左岸の突端にぶつかるのと、縮流の影響で渦流が発生し、河岸および河床に強い侵食現象が起こる。第2新水路では左岸(凹岸)は洗掘の傾向にあり、とくに呑口から5/86までの間と、0/86付近に深掘れが見られる。右岸はやや堆積の傾向にあるが、第2新水路呑口から0/86あたりまでは全体として河床は低下している。捷水路は0/86のやや下流から0/85にかけて、直線区間となっているが、旧河道が横断しているところでは左岸寄りに彎曲し、第1新水路の呑口左岸にぶつかるような方向に流れる。ここでは右岸に顕著な堆積が見られ、呑口左岸に深掘れを起こしている。第1新水路に入って、0/85と5/84の間で流れは左岸側から右岸側に転じ、これより下流では右岸が洗掘され、左岸(凸岸)に顕著な堆積が見られる。

流量別の河床変化を見ると、第2新水路では大きな差はない。第1、第2新水路の間にある旧河道のところでは、6,680 m³/Sの場合、洗掘、堆積の傾向がはっきり現われている。第1新水路では、3,500 m³/Sの場合、5/84から5/83のやや下流にかけて、右岸側が洗掘され、左岸側は堆積する。とくに、洗掘は5/85と5/83付近の右岸で、堆積は0/84から5/83にかけての左岸で著しい。6,680 m³/Sの場合、第1新水路およびその下流5/83付近まで、全体として堆積の傾向にある。と

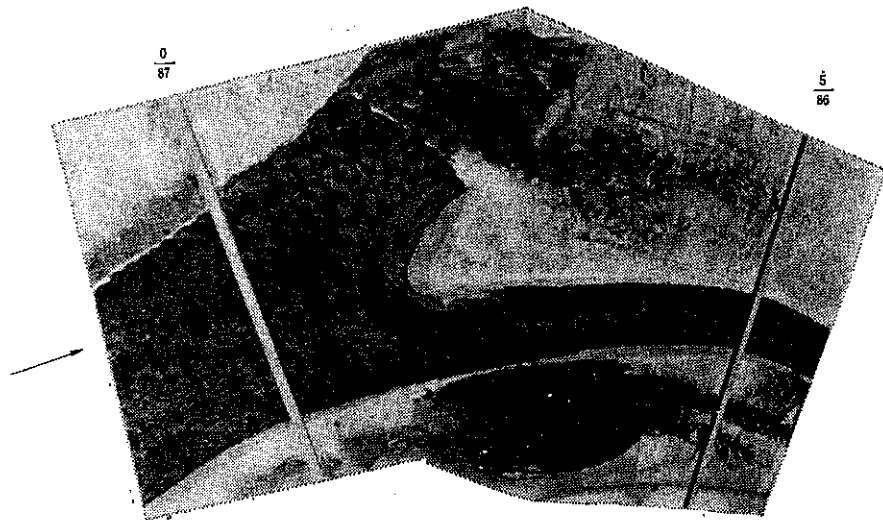


写真-2の1 実験番号-4

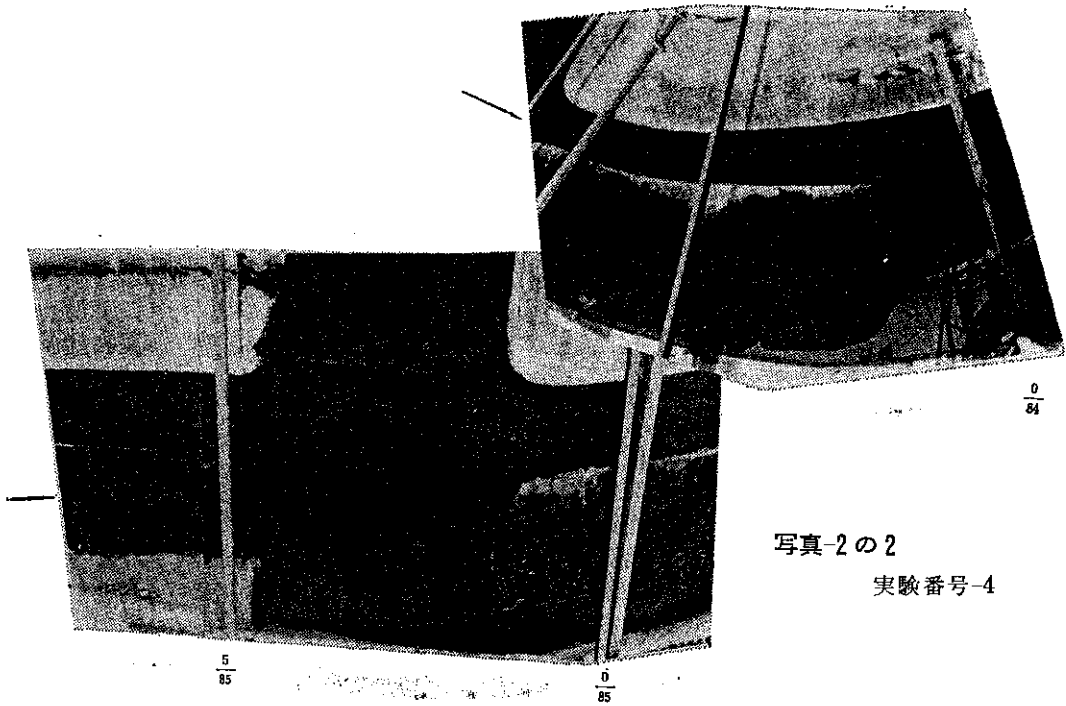


写真-2の2
実験番号-4

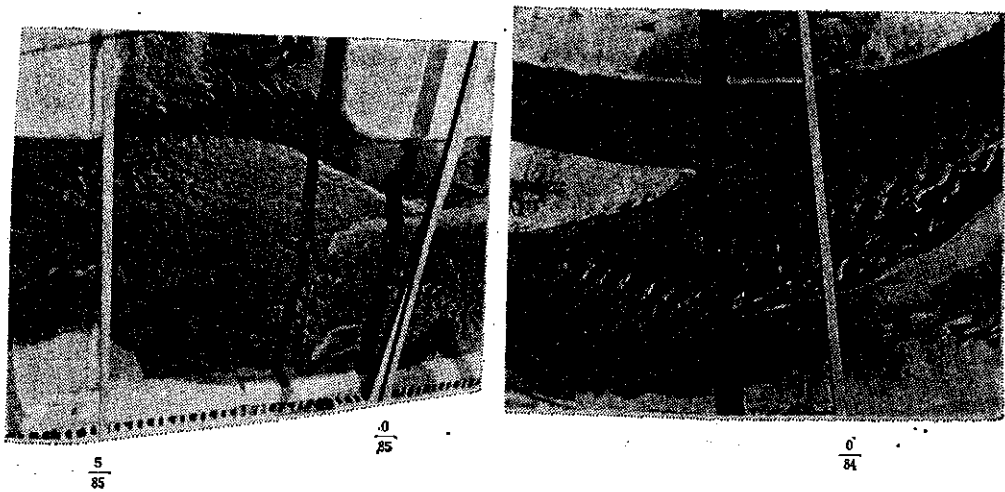


写真-3 実験番号-6

くに0/84付近の堆積は、新水路を塞ぐ程度にまで発達する。洗掘は0/84と5/83の間の右岸に見られるが、現状の河床高と大差はなく、河岸を侵食する傾向にあることを表わしている程度である。なお、 $6,680 \text{ m}^3/\text{S}$ の場合は、第1新水路右岸の高水敷上をかなりの流量が流れ、これが0/83から5/82にかけての右岸側高水敷が高い影響を受けて、5/83と0/83の間で低水路に流れ込むために、0/83付近の河床に深掘れを起こす。また、この流れは5/83から0/83にかけての右岸の河岸法肩を侵食することが予想される。 $6,680 \text{ m}^3/\text{S}$ における河床変化の状態の一部を写真-2, 3に示す。

ii) 導流水制を入れた場合の変化(実験7~10, 図-20~23参照)

導流水制を入れた実験は、第2新水路呑口左岸の洗掘と、第1新水路吐口付近、5/84から5/83付近の右岸の洗掘、左岸の堆積を軽減する手段を得る目的で行なったものである。導流水制は縮尺を考慮せず、なんらかの障害物を入れた場合という程度に考え、脚の径が $2 \times 2 \text{ cm}$ の六脚ブロックを、河床面から $2 \sim 3 \text{ cm}$ 高く設置した。上、下流とも、4種類の状態で実験したが、それらの配置は図-20~23のようである。

導流水制を配置するにあたっての考え方は、流れを新水路の法線に従ってスムーズに流下させ、第2新水路呑口、第1新水路吐口付近に発生する強い乱れを軽減しようとしたものである。

実験の結果をみると、第2新水路呑口に対しては深掘れの位置がやや下流に移り、突端の洗掘がなくなっている。実験-10の場合はかなり改善されているように思われる。しかし、導流水制は水面下にあり、やはり旧河道をう回する流れがあって渦流が発生し、深掘れを起こしている。

第1新水路吐口付近に対しては、実験-7の場合にはおおよそ目的を果たしているように見えるがどの場合にも導流水制の底が洗われてしまい、工作物の維持の点で問題があり、また大流量の場合は埋ってしまい、その機能を果たさなくなる。

4 河床変動に関する考察

砂川捷水路における河床変動の問題は、現河道の彎曲を是正したとはいえ、新水路法線は曲率を与えられているので、やはり彎曲の流れ、もしくは局部洗掘の問題が残る。河川の蛇行あるいは彎曲部の洗掘に関する^{2, 3}_{6, 7, 8)}の文献を参照しながら、本実験の結果に若干の考察を加えてみる。

a 蛇行について

蛇行を始めるためには偏流を必要とする。(W. E. S; U. S Waterways Experiment Stationで行なわれた実験結果では、直線水路は流れをたよらせるなんらかの原因が加わらないかぎり、時間がたっても蛇行現象は現れないことが報告されている。)自然河川では場所により侵食に強いところと、弱いところがあるので、断面は整正に仕上げても、流れの掃流力によって次第に変形し、偏流が助長される。その結果、土砂の局部的移動が行なわれて、水流は蛇行しはじめる。一般に河川の蛇行の様相は、流れ(主流および偏流)の掃流力、移動土砂量および河岸材料の性質によって異なる。これまでの実験結果から、河岸の耐侵食性(主として河床、河岸材料の性質で決まる)によって、4つの型の河川に分けられることが知られている。第1の型は河岸が侵食に非常に強いもので、流路は狭く深く、非常に緩勾配である。第2の型は河岸はゆっくり侵食されて、ゆるく蛇行し、かなり緩勾配の河川である。第3の型は、河岸がたやすく侵食されて、広く浅い流路が、かなり急な勾配で発達する。第4の型は、河岸が極端に侵食されやすく、網状河川が急勾配で発達する。これを実際河川に適用すると、第1の型は、下流の河岸材料の結着力の強いところであり、第4の型は、上流の粗粒物質よりなる河岸で、容易に侵食され、広く浅い断面と急な勾配を発達させているところである。第2, 3の型は中流部に現われる。

砂川地区は中流部にあり、第2の型にあると考えられるので、将来蛇行が発達することが予想される。したがって、蛇行防止上からいっても、新水路の護岸は十分慎重に、かつ十分に行なわなければならないであろう。

b 新水路における局所洗掘について

河床変動を支配するものは、流れの掃流力と流送土砂であって、両者とも流速すなわち水深とエネルギー勾配の関数であるので、河床材料によって差はあるが、一般的に流水のきついところは洗掘の度合も大きいといってよい。

砂川捷水路では彎曲の流れのほか、第2新水路呑口部、第1, 第2新水路の中間および第1新水路吐口部に旧河道がそのまま残されているため、急縮、急拡、あるいは水衝部となるなど、局所的な流れの急変がみられ、局所洗掘の原因である偏流、渦などの2次流の発達や、流れの集中が多発している。これを個所ごとに考察すると、第2新水路呑口部では、

低水路幅が急に小さくなるため、ここに堰上げ現象が起り、0/87 付近から水面勾配は非常に急になって掃流力は急増し、また、呑口部左岸の突端付近では、主流の水面勾配が急なため、旧河道部分の水面との間に落差ができ、突端を巻くような強い渦状の流れが発生する。これらの原因で呑口部左岸の突端のまわりに大きな深掘れが起り、0/86 付近まで河床全体が低下する結果となっている。第2新水路内では、曲率を持っているため生ずる2次流による洗掘が、0/86 付近の左岸にみられる。第1、第2新水路の間の旧河道部分では、第2新水路の彎曲による2次流が残っているため、流心は左岸側に若干かたよっている。この流れが第1新水路左岸呑口に当たるので、第2新水路呑口と同じように深掘れを起こしている。第1新水路に入って0/85と5/84の間に流れの転向部が現われる。この位置は2つの流量の場合とも変わらなかった。転向部を横切った流れは、第1新水路がもつ曲率のため再び2次流を生じ、右岸一帯に洗掘を起こし、第1新水路吐口では計画の曲率に従うことができずに旧河道内にそれようにする。この傾向は第2新水路凹岸（左岸）沿いに運ばれてきた流砂が、第1新水路凸岸（左岸）側に堆積するため、一層助長されている。このことは、Ippen and Drinker の実験結果による河床のせん断力の分布からもいえる。

c 水位変化に伴う彎曲部の河床変動

自由蛇行の実験結果によると水位の変化による流向と砂の移動との変化は、低水位では、彎曲部からそのすぐ下流側の転向部にかけて水面は緩勾配で、転向部からその下流側の彎曲部までは急勾配の水面となる。その結果、砂の移動は転向部から下流の範囲で徐々に行なわれ、この砂は転向部下流の彎曲部に堆積する。水位が上昇するにつれて、瀬一転向部一淀の関係が明瞭でなくなり、2次流による洗掘が顕著になって行く。堤防いっぱいの高水位になると、水面はなめらかとなり、主流は凸岸の砂洲を乗り越えて流れ、侵食は凹岸の下流側部分で起り、この砂は砂洲の先端のほうに堆積する。したがって、兩岸が素掘りのままであれば、次第に蛇行をなはだしくして行くであろう。

本実験では、低水路兩岸は固定してあったので、彎曲部の凹岸近くでは深掘れが生じた。このことは、もし、低水路の凹岸を護岸工などで保護するならば、その法尻の洗掘ははなはだしいであろうことを予想させる。

高水位の実験では、第1、第2新水路とも凸岸側の高水敷が高いため、凸岸を乗り越える流れは弱く、凹岸側を大きく蛇行して流れ、第1新水路は全体に堆積する傾向となった。したがって、凸岸側の高水敷をすぎると、高水位の流れは直進するようになり、疎通能力が増大するとともに、第1新水路吐口付近の堆積をかなり軽減できると考えられる。なおこのように改修すると、凸岸側の水衡りも強くなるので、低水路は兩岸の護岸が必要になるであろう。

d 洗掘深について

本実験では、流れと流砂量の平均量について相似関係がなりたつように配慮したもので、限界掃流力の相似性は考慮していない。限界掃流力は洗掘、堆積の高さおよび範囲を決める重要な量であると思われるが、これらを同時に満足する模型を作ることは一般にむずかしいようである。このほかにも移動床模型実験には未解決の問題を含んでいるため、模型実験によって洗掘、堆積の規模を量的に得ることは、現状では困難であると考えられる。

この模型に現われた洗掘深について考えると、この模型の掃流力の縮率は $\tau_r=60$ である。一方、岩垣公式を用いて現地河川と模型の河床材料の限界掃流力の比を求めると、 $\tau_{cr}=98$ である。すなわち、模型では限界掃流力が小さく、実際河川より容易に洗掘が行なわれる傾向にある。40年度に行なった砂床模型では、 $\tau_r=52$ 、 $\tau_{cr}=29$ であった。したがって、洗掘の規模は、両模型による実験結果の中間程度にあることが予想される。

IV 結 論

以上の実験結果を総括すると、次のとおりである。

- 1 アイヌ地捷水路から新水路までの河床は、左岸側が洗掘され、右岸側はやや堆積の傾向にあるが、平均河床高は低くなる。
- 2 第2新水路では、左岸一帯が洗掘され、とくに呑口付近と、0/86 付近に深掘れを起こす。堆積は呑口右岸と、0/86 から下流の右岸にみられる。平均河床は、上流半分が低下、下流半分が上昇の傾向にある。なお高水敷に乗るような大流量時は低水路と高水敷の水位に差ができ、凹岸側高水敷一帯から低水路に落ち込む流れがある。この流れは河岸法肩を侵食するおそれがある。
- 3 第1、第2新水路の中間にある旧河道部分では、右岸側に砂洲の発達が見られ、この傾向は高水位の時、とくに顕著である。この区間の主流は、新水路法線から左岸よりに逸れる。

- 4 第1新水路では、呑口左岸が水衝部となり、ここに深掘れが起こる。流れは、第1新水路に入ってすぐ右岸側に転向し、右岸側一帯を洗掘する。左岸側は堆積の傾向が顕著で、高水位の実験では、吐口付近を埋めつくしている。
- 5 新水路の下流部の河床変化は、全体として堆積の傾向にあるが、滞筋の位置はあまり変化していない。ただし、高水位の時は0/83付近の河床が著しく洗掘される。
- 6 主洪水が本流と空知川に別々に発生した場合を考え、上流端で流入角度を変えて実験したが、流量3,500 m³/Sの時は、その違いが明瞭でない。流量6,680 m³/Sの時は第1新水路の吐口付近にまったく異なった洗掘が現われた。しかし、この原因を説明できるほどの資料は得られなかった。
- 7 河岸の保護工は、第2新水路左岸一帯、第1新水路呑口付近の左岸および右岸一帯にとくに必要である。
- 8 導流水制を入れた実験から、第2新水路呑口ではなんらかの工作物を配置して導流することは、河岸侵食に対して有効であることがわかった。砂川橋付近から流れを右岸に向ける導流堤を出すことは、呑口付近の河床変化をかなり改善するものと思われる。第1新水路吐口付近に対しては、実験で配置した状態では、効果が少なく、また工作物の維持も困難のようである。
- 9 新水路の河道維持という点からみると、上記のように護岸工あるいは導流堤などを必要とするほか、第2新水路右岸、第1新水路左岸の高水敷をすきとり、左右岸高水敷のバランスをとることおよび第1新水路の曲率半径を大きくすることなどが望ましい。

V あとがき

移動床による模型実験は、流送土砂量、抵抗法則など、

多くの未解決の問題を含んでおり、まだ方法論が確立されていない。

この現状において、模型実験の結果を、量的に判断することはできないが、定性的な方向は明らかになったと思う。

本実験を行なうにあたって、河川研究室小川芳昭室長、江利川喜一副室長に種々の御指導を賜わった。また、多くの資料を石狩川開発建設部より提供していただいた。ここに、各位に対して深く謝意を表します。

参考文献

- 1 砂川捷水路模型実験報告(固定床模型)昭和40年9月 土木試験所河川研究室
- 2 砂川捷水路模型実験報告(移動床模型)昭和41年3月 土木試験所河川研究室
- 3 "Similarity and Design Methods of River Models with Movable Bed." by Saburo Komura, Trans of JSCE, No. 80 April 1962.
- 4 水理模型実験用軽量河床材料について、須賀堯三、牧添昌秋、土木技術資料7-5
- 5 応用水理学、中I、石原藤次郎、本間仁編
- 6 河床における砂礫堆の形成について、木下良作、土木学会論文集、42号、昭和32年2月
- 7 沖積地の川の蛇行の実験研究、細井将右訳、土木技術資料4-5 [原書: "A Laboratory Study of the Meandering of Alluvial Rivers" by J. F. Friedkin, U. S. Water ways Experiment Station Vicksburg Miss., (1945)]
- 8 河川の彎曲部における洗掘について、須賀堯三、土木技術資料5-4