

# 石狩川篠津頭首工水理模型実験

水工研究室長 総理府技官 古 谷 浩 三

総理府技官 森 正 秋

## Hydraulic Model Experiments on the Shinotsu Head-Work of the Ishikari River

*By Kōzō Furuya and Masaaki Mori*

### Synopsis

In this paper, the author discusses the suitability of head-work position for the Shinotsu waste land improvement by the following laboratory experiments.

For the flood and average discharge, measurements on the change in center line of stream, the stream direction and scouring or sedimentation were made by the model of movable bed (scaled in 1:100).

Another aspects of the problem were also dealt with by the experiments on the velocity distribution and stream direction for various discharge, using the model of fixed bed (scaled in 1:100).

### 要 旨

本文は篠津原野開発計画立案された頭首工について、縮尺 1/100 の移動河床模型を製作し、洪水量、平水量などに対し流心の変化、流向および河床の洗堀、堆積等の実験を行ない、また一方固定河床模型により種々の流量における流速の分布、流向等を実験したものであり、この二つの実験結果より頭首工位置の適否を論じたものである。

### 目 次

|                         |    |
|-------------------------|----|
| I. 総 論 .....            | 2  |
| 1. 実験設備の概要 .....        | 2  |
| 2. 実験の目的 .....          | 3  |
| 3. 実験の種類および模型の製作 .....  | 4  |
| 4. 実験流量 .....           | 4  |
| II. 移動河床の水理 .....       | 4  |
| 1. 移動河床模型実験について .....   | 4  |
| 2. 移動河床水理の一理論 .....     | 5  |
| 3. 模型河床材料の決定 .....      | 6  |
| III. 実 験 .....          | 8  |
| 1. 移動河床による実験 .....      | 8  |
| 2. 固定河床による実験 .....      | 11 |
| 3. 水面勾配からみた各流況の比較 ..... | 16 |
| IV. 結 論 .....           | 18 |

## I. 総 論

篠津頭首工は篠津原野の灌溉用水路として建設される篠津運河の取入口として計画されたもので、石狩川を横断して低堰堤を設置し、篠津運河に導水するものである。現在頭首工設置予定箇所としては、流心距離 5/55 km 付近に 3 箇所選定してあるが、この付近は後年大曲付近（流心距離 0/57~5/58 km）において捷水路工事を施工したため、下流一帯の河道はきわめて不安定な状態にある。このため現河道の流心から頭首工位置を選定することは容易でなく、当然この大曲捷水路掘削によつておきる河道の変化を推測して、頭首工位置を選定するのが最良の道である。このために模型実験により捷水路掘削後の河道を推定し、あわせて頭首工設置によりおきる諸問題を解決せんとするものである。

### 1. 実験設備の概要

石狩川篠津頭首工に関する模型実験は、当試験所水工研究室の大型水理実験施設によつて、移動、固定両河床の模型を製作して実験したものである。大型水理実験施設は堰堤および河川実験用施設として昭和 30 年度に建設されたもので大要つぎのようなものである。

#### 機 械 設 備

揚水設備、渦巻ポンプ径 400 m/m (50 HP 高圧モーター直結最大揚程 7.0 m,  
揚水最大量 300 l/sec)

同 付属真空ポンプ (1.0 HP モーター付) 1 台

電動スルースバルブ (1.0 HP モーター付径 400 m/m) 1 台

チェックバルブ (径 400 m/m) 1 台

量 水 設 備 ベンチュリ管 (径 200 m/m) 4 台

水柱マノメーター 4 台

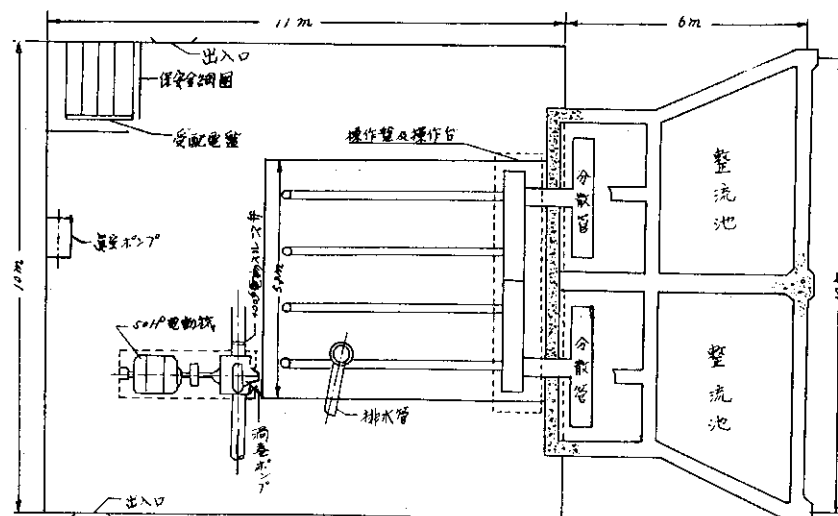
流量調節装置 電動スルースバルブ (1.0 HP モーター付 400 m/m) 2 台

手動スルースバルブ (400 m/m) 3 台

排 水 設 備 渦 巻 ポ ン プ (1.0 HP モーター付) 1 台

送配水管設備 1 式

(図—1, 2 参照)



図—1

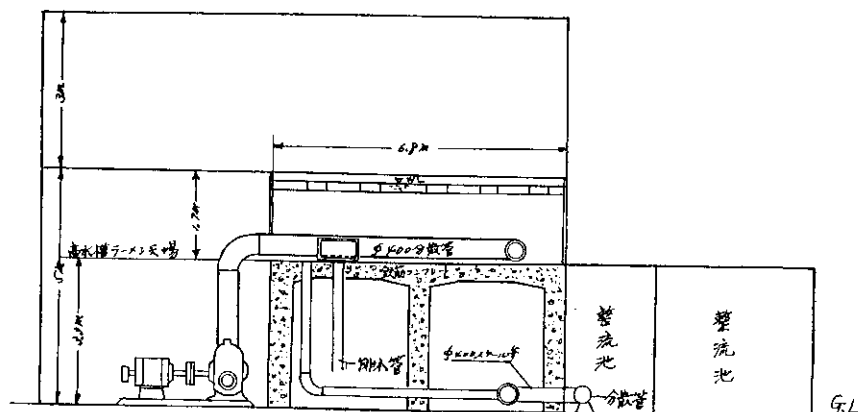


図-2

## 2. 実験の目的

篠津頭首工に関する模型実験の目的は大別するとつぎのとおりである。

- (1) 捷水路掘削による河道変化の推測
- (2) 頭首工位置の決定
- (3) 堰堤高および設置角度に関する水理学的検討
- (4) 導入水路の取入敷高、方向および高さの水理学的検討
- (5) 頭首工設置後の上下流に及ぼす影響

模型実験を行う場合河道変化の推測とか、頭首工の位置の選定を行うためには比較的大流量が必要であり、(3)、(4)のごとき河川工作物の局所的な現象の観測には小流量が不可欠なものである。しかるに石狩川における本地区の流量は、計画洪水量が  $6,680 \text{ m}^3/\text{sec}$  であり、濁水量は  $120 \text{ m}^3/\text{sec}$  で、相当の開きがあるため同一の模型によつてこれらの目的を全部満足させることはできない。そのため本模型においては、頭首工の局所的な問題については後日に譲ることにし、根本的な問題であるつぎの3項目をもつて実験の主目的とした。

- (1) 捷水路掘削による河道変化の推測
- (2) 頭首工位置の選定
- (3) 頭首工設置後の背水の関係

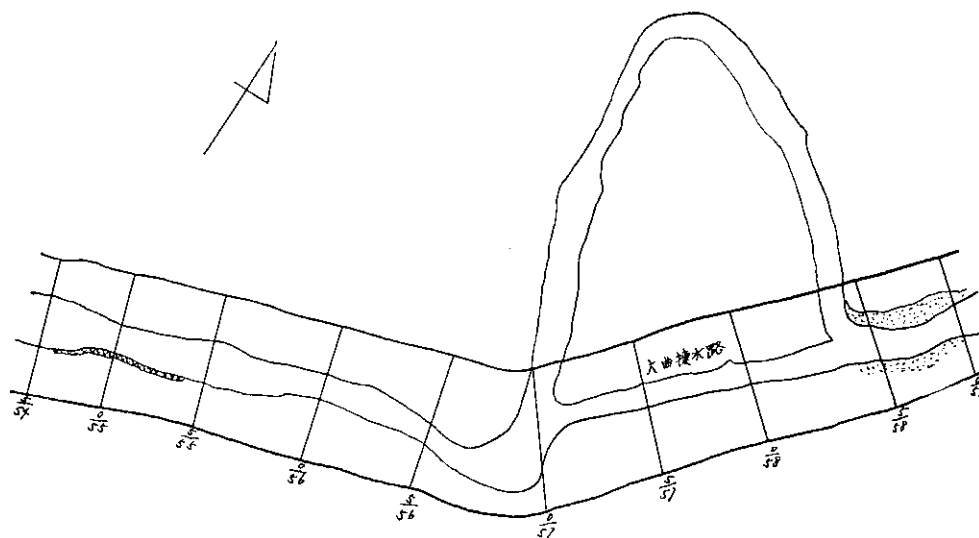
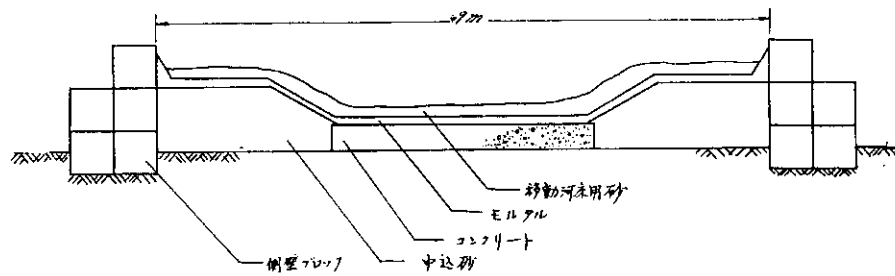


図-3 石狩川(篠津)……一般平面図



図—4 模型横断定規図

### 3. 実験の種類および模型の製作

本実験はその性質上移動河床による洗掘、堆積状態の観察を主実験とし、流速分布、流向の把握などのため、固定河床模型の実験を実験判定の補助に採用した。

模型は最初移動河床を縦横縮尺とも 1/100 に製作することに決定し、現地より提出の平面図および横断面図により河口からの流心距離 0/54~0/59 km, 延長 4.5 km (模型換算延長 40 m), 計画築堤巾平均 900 m (同 9.0 m) を現河状より 3~20 cm 低くモルタルで固め、その上に移動河床実験用砂を現河床面まで敷き並べた。

### 4. 実験流量

実験に使用する流量は計画洪水量  $6,680 \text{ m}^3/\text{sec}$  のほか、出水期洪水量, 融雪期洪水量に対しそれぞれ  $3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ ,  $2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$  を採用し、それに平水量の約 2 倍の流量として  $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$  を選定した。これは移動河床実験において、河床の洗掘、堆積状態を観察する際に採用流量に多少の差異があつても、その流量における下流水位を現地のそれと等しくすれば、実験の判定にはなんら支障をおこさないという基本前提のもとに選定した流量である。 $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$  については平水量では河床砂の移動が少ないため、約 2 倍としたものである。これらの流量が適切なものであるか否かは重要な問題であるが、別に考察すべき問題であると思う。

## II. 移動河床の水理

### 1. 移動河床模型実験について

移動河床による模型実験は河床に可動性物質、たとえば砂利、砂、石炭粒等まれには鋸屑などの粒状のしかも適度の比重を有するものを使用して水を流し、河床の洗掘、堆積などの現象を観察するものである。本実験のように捷水路掘削による河道の変化を推測するような場合は、ただ単なる固定河床のみの実験では、充分にその目的を達することはむづかしく、是非とも移動河床による模型実験を採用しなければならないが、注意しなければならないのは、固定河床の模型実験においては比較的理論的に処理することができるが、移動河床の模型実験においては、関係諸力があまりにも多いため、これを定量的に解明することはきわめて困難なことである。たとえば実物と模型とにおいて河床材料を水理学的に相似になしえたとしても、現地河床の土質力学的相似をも満足するように模型河床を構成することは不可能に近いことである。

上記のように移動河床模型実験は、現象を定量的に解明することはむづかしく、わずかに定性的な判断をすることにとどまるから、この種の実験のみによつて河川における諸種の問題を解くことはきわめて危険であり、どうしても固定河床の模型実験を併用しなければならない。

## 2. 移動河床水理の一理論

移動河床模型の試験には従来種々の方法が用いられているが、本実験には移動河床に引続き固定河床の模型実験を行うため Froude の相似律により、限界掃流力を相似ならしめる方法を採用することにした。これは実物と模型とにおいて河床砂礫の流送状態を相似にするもので、流量および流速などに関しては、流速公式により相似計算を行うものである。

以下本文にて使用する記号をつぎのごとく定める。

|                               |                                                                  |
|-------------------------------|------------------------------------------------------------------|
| $S_0$ : 限界掃流力                 | $e$ : $\frac{d_{m1}}{d_{m2}}$                                    |
| $\gamma_0$ : 水の比重             | $\gamma$ : $\frac{(\gamma_1 - \gamma_0)}{(\gamma_2 - \gamma_0)}$ |
| $H$ : 水深                      | $\mu$ : $\frac{M_2}{M_1}$                                        |
| $I$ : 水面勾配                    | $V$ : 流速                                                         |
| $m$ : 模型縮尺比                   | $Q$ : 流量                                                         |
| $d_m$ : 砂礫平均粒経                | $R$ : 経深                                                         |
| $\gamma$ : 砂礫の比重              | $B$ : 水面巾                                                        |
| $\lambda$ : 砂礫の細粗混合の割合を示す係数   | $S$ : 潤辺長                                                        |
| $M$ :           "           " | $n$ : Manning の粗度係数                                              |

なお添字 1, 2 はそれぞれ実物、模型を表わす。

河川の限界掃流力を  $S_0 = \gamma_0 H I$  で表わすと

$$\frac{S_{01}}{S_{02}} = \frac{\gamma_0 H_1 I_1}{\gamma_0 H_2 I_2} = \frac{H_1 I_1}{H_2 I_2} = m \quad (1)$$

いま限界掃流力を H. Kramer の与えている式によれば

$$S_{01} = \frac{100}{6} \frac{d_{m1}(\gamma_1 - \gamma_0)}{M_1} \quad S_{02} = \frac{100}{6} \frac{d_{m2}(\gamma_2 - \gamma_0)}{M_2}$$

$$\therefore \frac{S_{01}}{S_{02}} = e \cdot \gamma \cdot \mu \quad (2)$$

(1), (2) より

$$e \cdot \gamma \cdot \mu = m \quad (3)$$

すなわち、模型に使用する砂の組成を (3) 式を満足するようにすれば、模型には掃流力の相似が成立することになる。

この場合の模型流量を Manning 公式により計算すると

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= \frac{1}{n_1} R_1^{\frac{2}{3}} I_1^{\frac{1}{2}} \\ V_2 &= \frac{1}{n_2} R_2^{\frac{2}{3}} I_2^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

(4) 式より

$$\begin{aligned} \frac{V_1}{V_2} &= \left( \frac{n_2}{n_1} \right) \left( \frac{R_1}{R_2} \right) \left( \frac{I_1}{I_2} \right) = \left( \frac{n_2}{n_1} \right) \left( \frac{H_1 B_1}{S_1} \frac{S_2}{H_2 B_2} \right)^{\frac{1}{6}} \left( \frac{H_1 I_1}{H_2 I_2} \right) \left( \frac{B_1 S_2}{B_2 S_1} \right)^{\frac{1}{2}} \\ &= \left( \frac{n_2}{n_1} \right) e^{\frac{1}{2}} \left( \frac{H_1}{H_2} \right)^{\frac{1}{6}} \left( \frac{B_1 S_2}{B_2 S_1} \right)^{\frac{2}{3}} = \left( \frac{n_2}{n_1} \right) e^{\frac{1}{2}} m^{\frac{1}{6}} \left( \frac{B_1 S_2}{B_2 S_1} \right)^{\frac{2}{3}} \end{aligned}$$

最後の項は模型縮尺を縦横同一にすれば消去できるから

$$\frac{V_1}{V_2} = \left( \frac{n_2}{n_1} \right) \cdot e^{\frac{1}{2}} m^{\frac{1}{6}} \quad (5)$$

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{V_1 H_1 B_1}{V_2 H_2 B_2} = \left( \frac{n_2}{n_1} \right) \cdot e^{\frac{1}{2}} m^{\frac{13}{6}} \quad (6)$$

### 3. 模型河床材料の決定

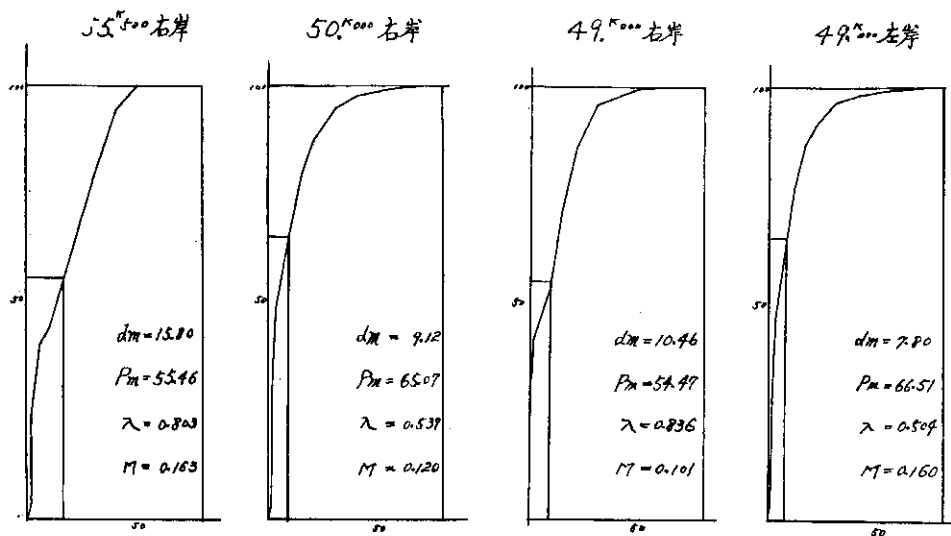
現地の河床砂利の混合状態は図—5のとおりであり、これにより(3)式を満足する模型用河床砂を選定するのであるが、豊平産、石狩浜産の2種の砂についてその混合状態を調べた結果石狩浜産の砂がだいたい適当と思われた。

石狩浜産の砂の混合状態は表—1、図—6のとおりである。(7)式により現地河床砂利および石狩浜産の砂の組成を計算すると表—2になり、これを(3)式に代入すると

$$d_m = \frac{\sum_{P=0}^{P=100\%} d \cdot \Delta P}{\sum_{P=0}^{P=100\%} \Delta P} \quad \lambda = \frac{\sum_{P=0}^{P=100\%} d \cdot \Delta P}{\sum_{P=P_m\%}^{P=100\%} d \cdot \Delta P} \quad M = \frac{\sum_{P=0}^{P=50\%} d \cdot \Delta P}{\sum_{P=50\%}^{P=100\%} d \cdot \Delta P} \quad (7)$$

$$e \cdot \gamma \cdot \mu = \frac{10.79}{0.43} \times \frac{2.93-1}{2.58-1} \times \frac{0.458}{0.136} = 102.85 \quad (m=100)$$

となりだいたいそのまま採用してもさしつかえないものと思われる。



図—5 現地河床砂利組成表

表—1 模型用砂粒度分析表

|     |        | 各種残留量  |       |       |       |       |       | 篩底  |
|-----|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
|     |        | 2.5    | 1.2   | 0.6   | 0.3   | 0.15  | 0.075 |     |
| 重量  | 1000.0 | 2.0    | 3.0   | 4.2   | 719.0 | 222.0 | 8.0   | 4.0 |
| 計   |        | 1000.0 | 998.0 | 995.0 | 953.0 | 234.0 | 12.0  | 4.0 |
| 百分率 |        | 0.2    | 0.3   | 4.2   | 71.9  | 22.2  | 0.8   | 0.4 |
| 残留率 | 100.0  |        |       |       |       |       |       |     |

次に使用する流量は式(6)を計算することにより得られるが、この場合の実物の Manning の粗度係数  $n_1$  は当試験所で昭和29～30年の2カ年にわたり観測した資料により計算した値(0.025)があり、模型に使用した砂床の粗度係数については、砂の移動しない時、砂の移動している時および砂漣の生じた時とで大きな差異があり、ほぼ(0.032～0.014)の範囲にあり、同一値で論ずることはできない状態であるが、砂の移動のない状態および砂漣の生ずる状態は実験には不必要なので、砂の移動している状態(0.028～0.02)のみを取上げればよいと思われる。この  $n$  を使用して流量比を計算すると

$$\frac{Q_1}{Q_2} = (1.12 \sim 0.8) \times 25.09^{\frac{1}{2}} \times 100^{\frac{13}{6}} = 120,869 \sim 86,335$$

となり相当大巾な範囲にあるので検証実験により此の値を決定することとした。

いま現地河床の限界掃流力をこの種河川に比較的良く適合すると思われる安芸公式により計算すると、

$$\begin{aligned} S_{01} &= 55.7 (\gamma_1 - \gamma) \lambda \cdot d_m \\ &= 0.777 \text{ kg/m}^2 \end{aligned} \quad (8)$$

すなわちこの  $S_{01} = 0.777 \text{ kg/m}^2$  が働いた時現地の砂利が動くことになりこの時の流量と、模型において砂が移動を始める時の流量を比較すれば良い。

流水の河床におよぼす掃流力は  $S = r_0 H I$  であり、(8) 式の  $S_0$  と等しいとおくと

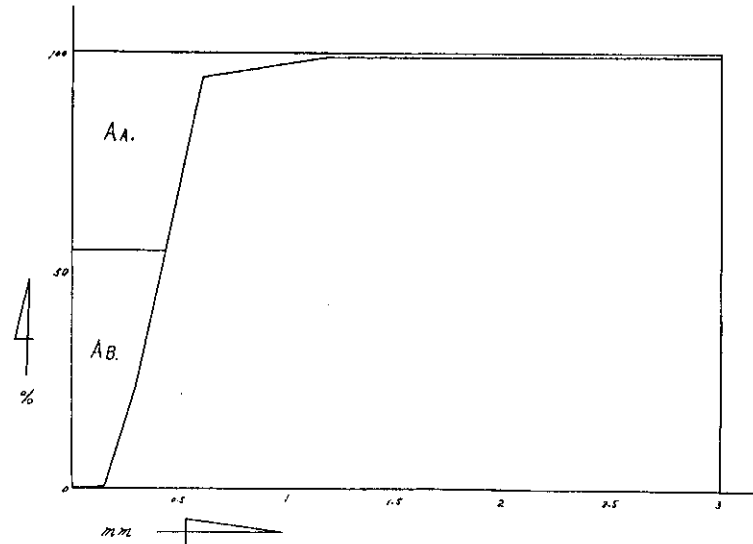
$$\begin{aligned} 0.777 &= r_0 H I \\ \left. \begin{aligned} r_0 &= 1.0 \\ I &= 1/4,400 \end{aligned} \right\} \text{を代入し} \end{aligned} \quad (9)$$

$H = 3.4 \text{ m}$  より  $Q = 495.47 \text{ m}^3/\text{sec}$  を得た。

次に模型の各水位を現場の水位と同じくして、徐々に流量を増して観測した結果、模型河床砂の移動を始める流量は約  $5.0 \text{ l/sec}$  であることが判明した。これは  $Q_1/Q_2 \div 100,000 = m^{\frac{5}{2}}$  となりおよそ計算値の平均値を満足させるものであり、またこの値をそのまま採用しても良いと思われる。

$Q_1/Q_2 = 100,000$  とおけば(6)式における  $\left(\frac{n_2}{n_1}\right)$  は 0.926 となり、これを採用して(5)式により実物と模型における流速比を計算すると、

$$\frac{V_1}{V_2} = 0.926 \cdot 25.09^{\frac{1}{2}} \cdot 100^{\frac{1}{6}} = 9.98 \div 10 \quad (10)$$



図—6 実験用砂組成表

表—2

|            | 現地河川の河床砂利 | 模型河床の砂の組成 |
|------------|-----------|-----------|
| $d_m$ (mm) | 10.79     | 0.43      |
| $M$        | 0.136     | 0.458     |
| $r$        | 2.93      | 2.58      |
| $\lambda$  | 0.67      | 0.47      |

すなわち、模型における流速は実物の  $1/10$  となり、 $m^{\frac{1}{2}}$  と同値となる。

以上の計算に基く各基本量の次元ならびに本模型実験における縮尺率をまとめると表—3 のとおりである。

表—3 縮 率 表

| 基 本 量   | 次 元        | 縮 尺 率             | 基 本 量   | 次 元                      | 縮 尺 率             |
|---------|------------|-------------------|---------|--------------------------|-------------------|
| 長さまたは水深 | $L$        | $m$               | 流 量     | $L^3 T^{-1}$             | $m^{\frac{3}{2}}$ |
| 面 積     | $L^2$      | $m^2$             | 圧力の強さ   | $M L^{-1} T^{-2}$        | $m$               |
| 体 積     | $L^3$      | $m^3$             | 運 動 量   | $L M T^{-1}$             | $m^{\frac{1}{2}}$ |
| 速 度     | $L T^{-1}$ | $m^{\frac{1}{2}}$ | 溢 流 係 数 | $L^{\frac{1}{2}} T^{-1}$ | 1                 |
|         |            | 1/100             |         |                          | 1/100,000         |
|         |            | 1/10,000          |         |                          | 1/100             |
|         |            | 1/1,000,000       |         |                          | 1/10,000,000      |
|         |            | 1/10              |         |                          | 1                 |

### III. 実 験

#### 1. 移動河床による実験

##### (1) 概 説

この実験は、現地大曲地点の捷水路掘削により、変化するのであろうと思われる下流の流心を推測し、これにより頭首工設置位置を水理学的に比較検討するものである。

頭首工設置位置としては、治水事務所よりの提出案 3 種 (流心距離 2/55, 4/55, 5/55 km) があり、流心の変化によるこの付近の河状変化を特に詳細に検討した。

##### (2) 実験方法

実験は現状と模型の改造 2 種を含める 3 種について通水流量を計画洪水量 (6,680 m<sup>3</sup>/sec), 秋季出水洪水量 (3,000 m<sup>3</sup>/sec), 融雪期洪水量 (2,000 m<sup>3</sup>/sec) および平水量の約 2 倍流量として設定した流量 (1,000 m<sup>3</sup>/sec) の 4 種と定めた。通水時間については、模型の規模から推して約 2 時間が限度と思われるので、30 分, 1 時間, 2 時間の 3 種とし、実験番号により統一して区別した (表—4 参照)。

表—4 実験番号一覧表 (移動河床)

| 100 台 : 模型の種類 |                          | 10 台 : 通水流量 |                                      | 1 台 : 通水時間 |       |
|---------------|--------------------------|-------------|--------------------------------------|------------|-------|
| 100           | 現 河 状                    | 10          | 10 l/sec (1,000 m <sup>3</sup> /sec) | 1          | 30 分  |
| 200           | 捷 水 路                    | 20          | 20 " ( " )                           | 2          | 1 時 間 |
|               | 75/56 km 左岸              | 30          | 30 " ( " )                           | 3          | 2 時 間 |
|               | 0/56 km 右岸               | 40          | 66.8 " ( " )                         |            |       |
| 300           | 200 台 + 75/56 km 右凸岸後退固定 |             |                                      |            |       |

すなわち、実験番号の 100 台は模型の種類を、10 台は通水流量を、1 台は通水時間をそれぞれ示すものである。水位および流速測定箇所はつぎの諸点で、それぞれポイントゲージおよびピトー管で測定した。

水位測定箇所  $\frac{5}{58}$ , 1280,  $\frac{0}{57}$ ,  $\frac{25}{56}$ ,  $\frac{5}{55}$ ,  $\frac{5}{54}$  km

流速測定箇所 1280,  $\frac{0}{57}$ ,  $\frac{25}{56}$ ,  $\frac{5}{55}$  km

なお大曲捷水路掘削により、旧川は短時日の間に自然閉塞されるものと予測されるので、模型には想定河道により捷水路のみを取入れることとし、旧川は取入れなかつた。



### (3) 模型の種類

#### i. 実験番号 No. 100

大曲捷水路施工直後の現河状を、そのまま移動河床用砂で形成したもので、各流量および各通水時間ごとにそれぞれ等高線を追跡して写真撮影を行つたものである(写真1-4参照)。

#### ii. 実験番号 No. 200

これは実験番号 No. 100 においては、現地における護岸部を全然無視して実験をした結果起きた誤差を訂正するために行つたもので、図—8 における 75/56 km 右岸にある護岸を、モルタルで固定して洗掘状態を観察したものである。なお捷水路の洗掘状態は、実験番号 No. 100 と重複するものでモルタルで固定して通水した(写真-5 参照)。

#### iii. 実験番号 No. 300

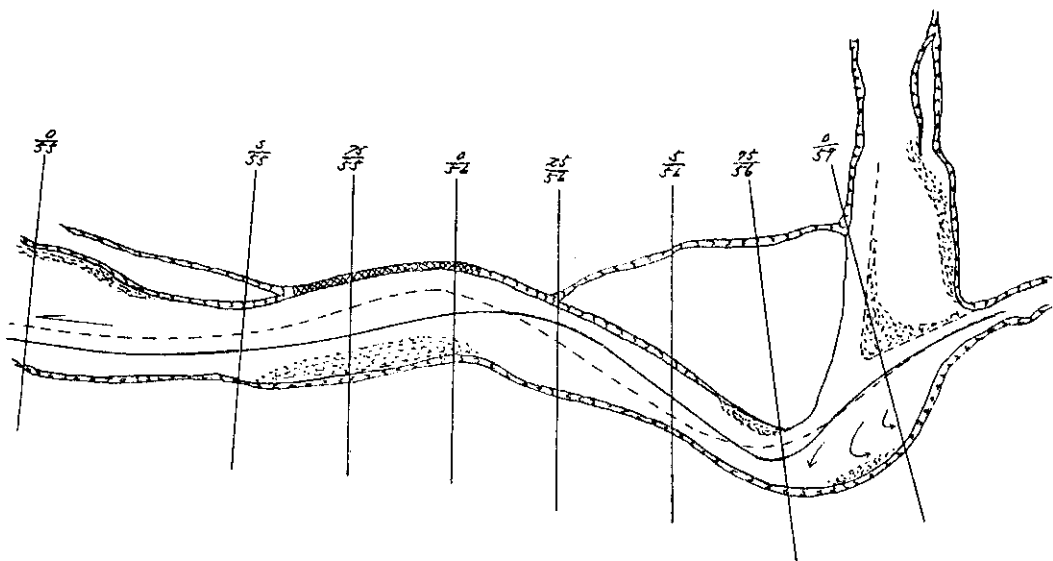
この実験は、実験番号 No. 200 において判明した洗掘状態から推察して、5/56 km 付近左岸にある北村揚水場の埋没しない程度に 75/56 km 右凸岸を後退固定して通水した実験で、他の固定箇所および実験方法は ii. の実験と同じである(写真-6 参照)。

### (4) 実験結果の考察

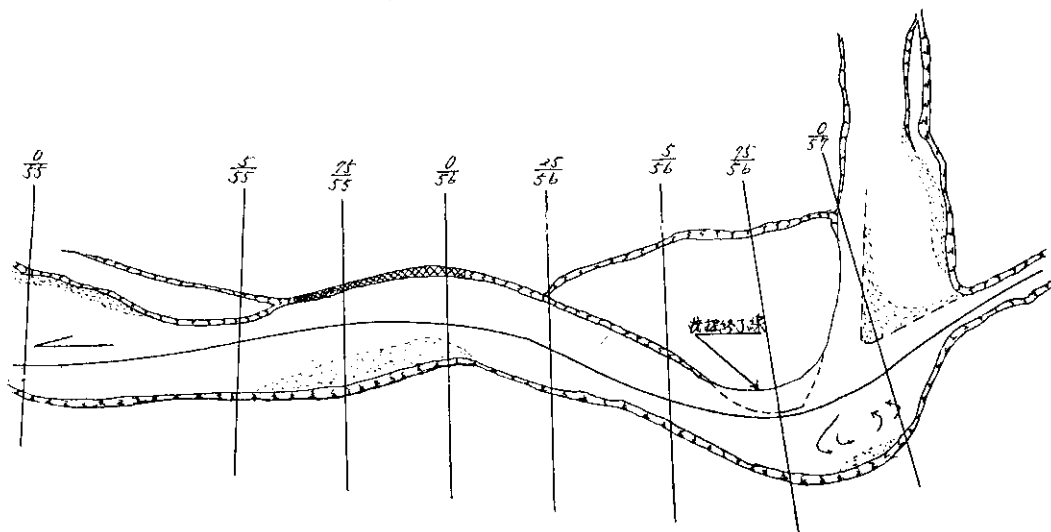
#### i. 現河床(実験番号 No. 100)の流心変化

現河床における流量 10 l/sec 通水の場合は、通水時間が少ないため砂の移動にはみるべきものがない。ただ通水時間 2 時間の場合、75/56 km 付近の右凸岸は徐々に洗掘を受け、最大量約 5 cm に達する。流量 20~30 l/sec 通水の場合 75/56 km 右岸に与える影響は 10 l/sec 通水時に比較して大差なく、流水の洗掘力は左岸に集中し、ますます蛇行を深めようとする傾向にあり、通水時間が長くなると、この洗掘は順次下流一帯に波及し、30/56 km 付近まで達する。

次に計画洪水量 (6,680 m<sup>3</sup>/sec) を通水した場合であるが、低水工事に関する諸要素の解決にあたり、複断面を形成している河川においては、高水敷を流れる流量が比較的大となれば、低水敷のみを流れる場合に比較して流況は一変する。すなわち、流水の大部分は左右の高水敷を流下する結果、低水敷を流れる流水の動きもこれに支配され、河床の洗掘状態も著しく異り、前者と同一に論ずる事はむづかしいと思われる。本模型において計画洪水量 66.8 l/sec を通水した結果においても、高水敷の砂を洗掘するのみで、低水敷の砂の移動は比較的少なく、本模型実験の主目的である低水敷の洗掘堆積状態の把握にはあまり重要性がないものと思われたので、計画洪水量は背水関係の実験の場合のみ取上げることとし他は割愛した。



図—7 No. 100 石狩川(月形)平面図 (55~57 km)



図—8 No. 200

現河状における捷水路末端以後の滞筋はだいたい図—7に見るように、上流より 75/56 km 左岸, 25/56 km 右岸, 30/55 km 左岸付近にそれぞれ変曲点を持つて蛇行しているが、この付近の最大掃流力であろうと思われる 30 l/sec を通水した場合、75/56 km 右凸岸の洗掘につれ蛇行流心の半径が段々大となり、徐々に流心変曲点は後退するにいたり、通水時間 2 時間においてだいたい図—7の破線の状態となる。

#### ii. 実験番号 No. 200 (各護岸設置) の流況

No. 100 においては等高線を追跡した関係上通水時間が短く、その最大は 2 時間であり安定河床を得るには至らなかったものと思われたので、本実験においては砂の移動がほとんどなくなるまで通水時間を延長して観察した。

75/56 km 付近は左岸を固定したため右凸岸の洗掘は増大し、捷水路流心延長線まで右岸は後退する(図—8の破線、最大量約 70 cm)。それにつれて 0/56 km 右護岸にあつた流心変曲点は、徐々に後退を始め 70/55 km 付近で安定し、その後約 3.0 m 河岸に平行して流れる。

#### iii. 実験番号 No. 300 における洗掘堆積

この場合は主として通水流量 20~30 l/sec について河床変動状況を観察したが、75/56 km の左凹岸部は完全に死水域となつて、緩い渦流状を示し、砂の堆積をみた。また右岸を後退せしめてさらに護岸したために流水は 5/56 km 付近の左岸に衝突することになり、北村揚水場付近は相当洗掘されると思われる。

5/55 km 付近の堆積にはみるべきものはなく、流心は実験番号 No. 200 と大差はないが、5/55 km 付近の流線は河の中央を岸に平行に流れる。

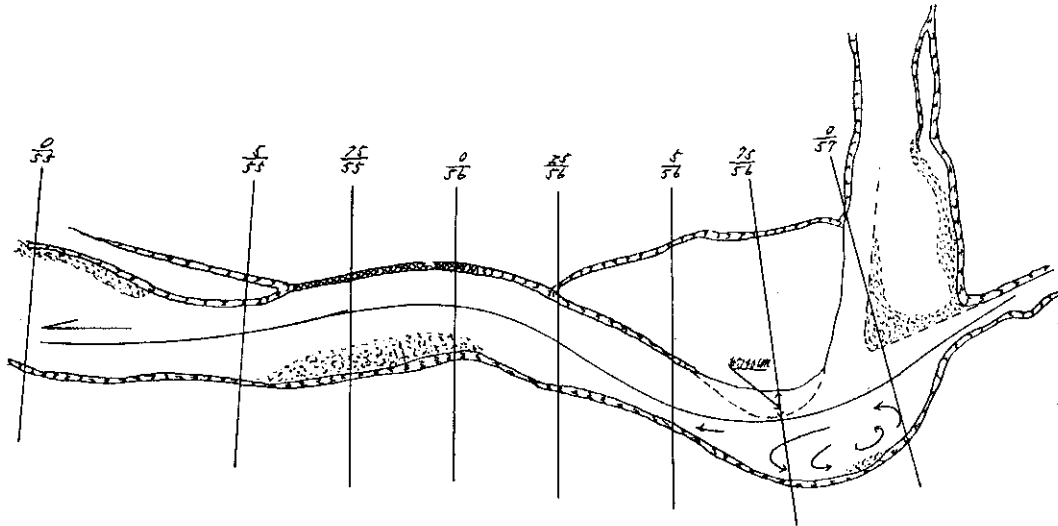
#### iv. 総合的考察

本模型実験における頭首工位置の選定には、捷水路が合流する弯曲部(流心距離 75/56 km)における凸部の浸食状態を観察し、その最終的河床における滞筋から施工位置を決定するのが最良の方法であると思われるが、本地区の場合 75/56 km 左岸に北村揚水場があるため、この付近に土砂の堆積を見ることなく上記の問題を解決せしめなければならない。

本実験における No. 200 の実験によれば、75/56 km 右凸岸部の最大浸蝕量は約 70 cm (現場換算量 70 m) と思われるが、この状態における 75/56 km 左岸付近は渦流が生じ、最終的には埋没されるものと思われる。そのためこの凸岸部の浸食をある程度に押えて、諸問題を検討しなければならないが、各種の通水流量につき実験した結果、浸食量が約 40 cm の場合がだいたい良好な河状を

形成するものと思われる。すなわちこの場合付近の流心はほぼ 75/56 km 付近に変曲点を持つて流下することになり、揚水場の機能低下をきたすことはないであろう。

また頭首工予定地点である 5/55 km 付近の滞筋は、捷水路合流部の弯曲部が浸食を受けるにつれて変化するが、凸岸部が現状の場合は比較的左岸を通る流心は、これが浸食を受けるにつれ順次右岸へ移行し、最終的に流線は付近一帯の河岸に平行して流れ、頭首工設置位置としては良好な状態となる。浸食量 40 cm の場合の滞筋は 図—9 にみるごとく満足すべき状態であると思われる。



図—9 No. 300

## 2. 固定河床による実験

### (1) 概 説

さきに行つた移動河床模型実験においては、流向、流速分布なども断面変化および流心の変更によつて絶えず変化しており、これらの解析には不適當である。そのため固定河床による模型実験において、移動河床実験により生じた定性問題を理論的に説明するとともに、流線の追跡および流速分布図を観測して実験判定の正確を期し、あわせて頭首工設置前後の背水関係を検討した。

### (2) 実験の方法

模型はまえに行つた移動河床の施設をそのまま使用し、河床は 図—4 の現地河床面までモルタルで固定した。実験流量および水位測定箇所などその他の実験方法は、移動河床による実験と同じであるが、各実験番号を列記すると 表—5 の通りである。

### (3) 固定河模型実験における相似律

縮尺  $m$  の模型における不等流開水路の相似律は次式により表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{V_1}{V_2} &= m^{\frac{1}{2}} \\ \frac{C_1}{C_2} &= 1 \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

$C_1, C_2$  = 実物および模型における Chezy 係数

面積の縮尺は  $m^2$  であるから、流量の縮尺は

表—5 実験番号一覧表 (固定河床)

| 100 台：模型の種類 |                   | 10 台：通水流量 |            |
|-------------|-------------------|-----------|------------|
| 500         | 現 河 状             | 10        | 10 l/sec   |
| 400         | 75/56 km 右凸岸後退    | 20        | 20 l/sec   |
| 600         | 75/56 km 右凸岸捷水路拡巾 | 30        | 30 l/sec   |
| 700         | 5/55 km 堰堤設置      | 40        | 66.8 l/sec |

$$\frac{Q_1}{Q_2} = m^{\frac{5}{2}} \quad (11)$$

となる

つぎに模型河床の Manning の粗度係数は

$$\frac{C_1}{C_2} = \frac{n_2 m_1^{\frac{1}{6}}}{n_1 m_2^{\frac{1}{6}}} = \frac{1}{n} m^{\frac{1}{6}} \quad (12)$$

となり、 $n$  を  $m^{\frac{1}{6}}$  に比例させれば  $C_1/C_2=1$  となり、実物と模型とを力学的相似にすることができ。すなわち、模型河床の粗度係数を実物の粗度係数の  $1/m^{\frac{1}{6}}$  になるように作れば、模型に  $1/m^{\frac{5}{2}}$  の流量を流したとき、各水位が実物の水位の  $1/m$  となる。

実物の粗度係数 0.025 から模型における粗度係数を算すると、

$$n_2 = \frac{n_1}{m^{\frac{1}{6}}} = \frac{0.025}{100^{\frac{1}{6}}} = 0.0116$$

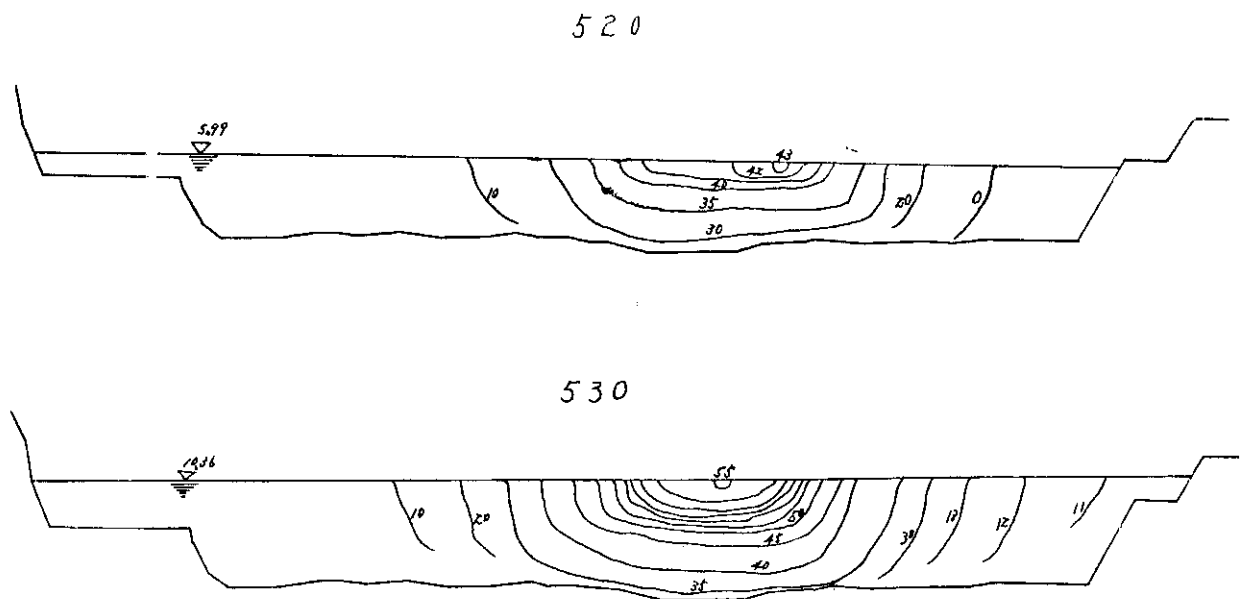
となるが、もともと粗度係数は定数ではなく、金ゴテ仕上をしたモルタル面の粗度係数は、0.011～0.012 の範囲にあり、本模型における粗度係数は相似律を満足する値であるとして実験を進めた。

#### (4) 実験結果

##### i. 実験番号 No. 500

この模型は、移動河床による No. 100 の模型河床をそのままモルタルで固めたものであるが、捷水路の流心延長が 75/56 km 凸岸部に当り、水理学的におもわしくないと思われるので、この付近の滞筋を左岸に移行させるため捷水路末端の左岸を拡巾したものである。

捷水路合流部における流速分布状態は、図—10 に見るように流水は比較的中央に集中して流れており、これが 75/56 km 右岸を浸食する原因であると思われる。河床が固定してあるため、流水はこの凸岸部により方向を転じ、左凹岸部へ激突し、左岸一帯は極端な渦流を生じ不安定な河状を呈する (図—11 参照)。また 5/55 km 付近の流心は、図に見るように河岸に平行でなく現状においては、流線群はむしろ左岸に向い、頭首工施設地点としては不適當と思われる (写真-7 参照)。



図—10 流心距離 57.000 流速分布図 (単位 cm)

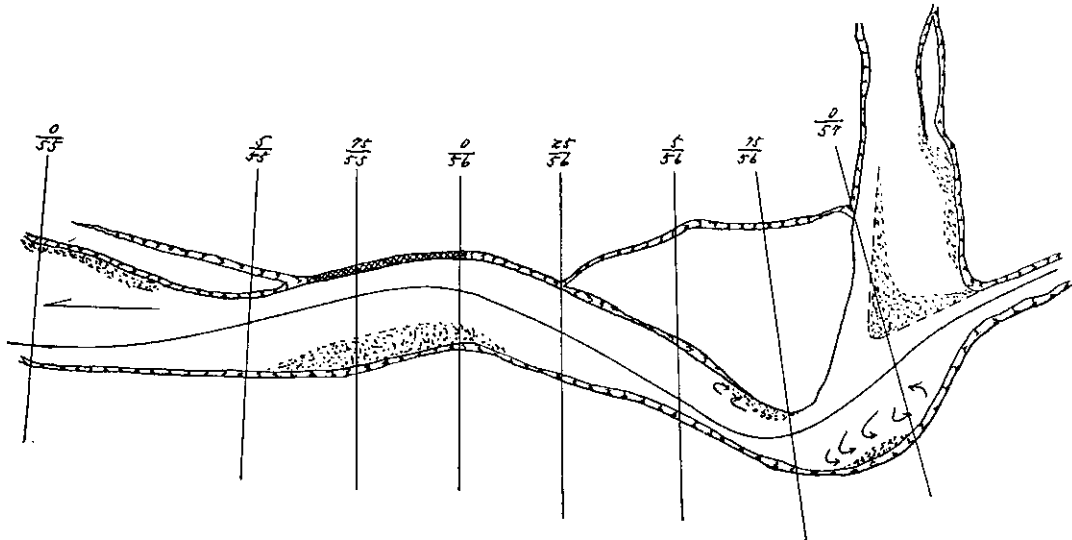


図-11 No. 500

## ii. 実験番号 No. 400

この実験は No. 500 の模型を、さきの移動河床模型実験による判定に基き 75/56 km 右凸岸を 40 cm 後退させたものである。移動河床における模型実験では、この凸岸の後退とともに、流心の弯曲は、順次ゆるやかになることが判明した。固定河床の実験の場合、流水エネルギーの損失は、内部摩擦と河床粗度による損失水頭のみとなるので、この傾向はいつそう顕著に現われるものと思われる。図-12 はこの実験における平均流心線である。頭首工設置予定地点の流向は、約 3 m (実物換算量 300 m) 河岸に平行して流れ、取水地点としてはだいたい良好であるが、第 3 案として予定した 2/55 km 付近は、平行流心の末端にあり取水地点としては、不適当であろう。

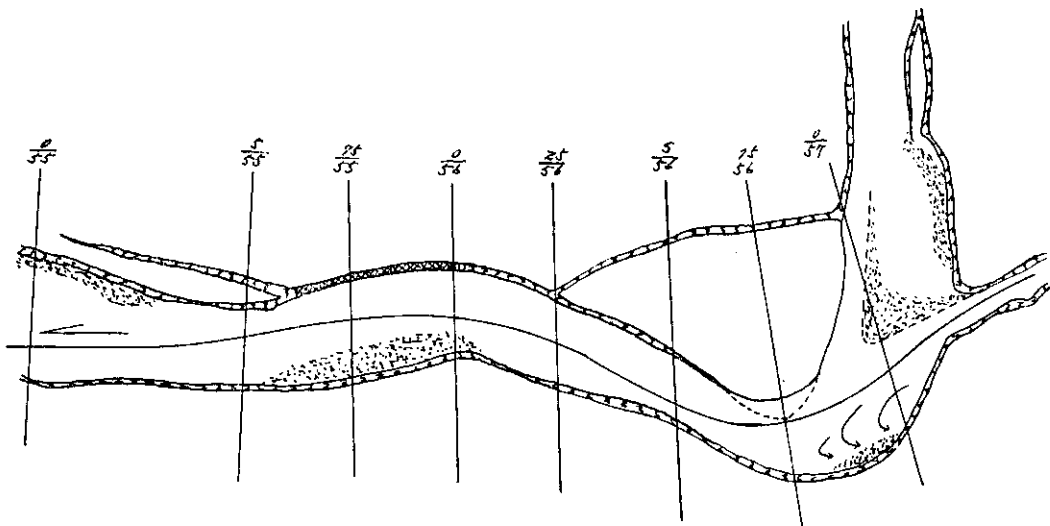
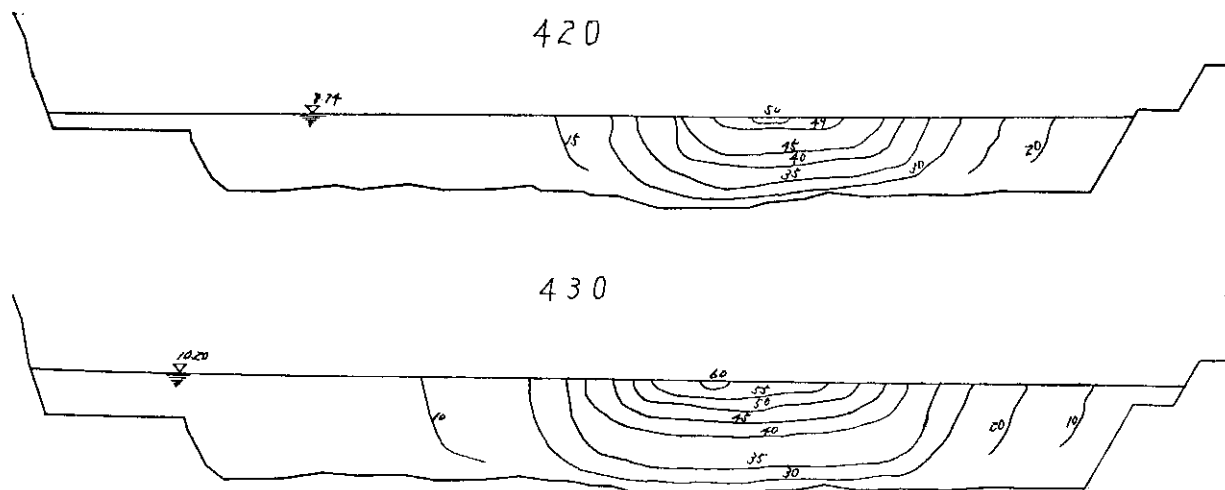


図-12 No. 400

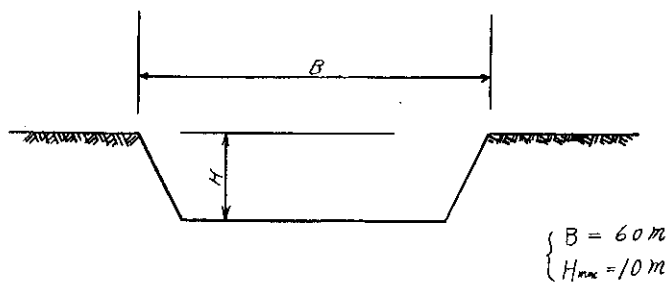
捷水路合流部の流況は前者に比し、両岸に対する水当りは相当緩和され、蛇行流心の曲率も大となり変曲点は下流に移行するが、この点の流速分布図を調べると、まだ流水は一点に集中して流れる傾向にある (図-13 参照)。これは捷水路の疎通能力が小さいため、ここを流れる流水は相当速い流速で合流部に流入する結果であると思われる。そのため現状の捷水路の疎通能力を検討し、あわせて拡巾値を計算した (写真-8 参照)。



図—13 57.000 (単位 cm)

## iii. 大曲捷水路の疎通力

大曲新水路の設計断面は図—14に見るように巾員 60 m、洪水時最大水深 10 m であり、接続本川に比較すると問題にならぬほど狭いものである。これは洪水時の自然掘削による拡巾にたより捷水路掘削土量を少なくしたためであるが、固定河床による模型実験において洪水量を流す場合、この断面を使用することは不都合を生ずる。さきの移動河床による実験の際も、捷水路一帯に砂澱を生じ両岸の洗掘はなほだし、捷水路の疎通能力は少ないと思われた。



図—14 大曲捷水路横断面

いま低水敷河床勾配より洪水疎通力を計算すると、

$$Q = CBH^{\frac{3}{2}} I^{\frac{1}{2}} = 40 \times 60 \times 10^{\frac{3}{2}} \times 0.00083^{\frac{1}{2}} = 2,190.5 \text{ m}^3/\text{sec}$$

となりほぼ融雪期洪水量程度である。実験において第 3 流量として  $3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$  をとりあげているので、この流量における経済断面まで拡巾するのが適当であると思われた。上式において  $Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$  を代入して  $B$  を求めると

$$B = \frac{Q}{CH^{\frac{3}{2}} I^{\frac{1}{2}}} = 82.18 \text{ m}$$

となる。模型における捷水路巾員はこれに余裕をみて  $B = 90 \text{ m}$  (模型寸法 90 cm) とした。

## iv. 実験番号 No. 600

これは実験および計算により捷水路疎通力が少ないことが判明したので、適当な巾に拡巾して、実験番号 No. 400 と同じく実験観測したもので、実験によればこれが最終の河状となり、この河状により頭首工位置を比較検討したものである。

捷水路合流部においては、捷水路流下断面の拡大による流速の減退のため、水勢は著しく弱まり、左凹岸の死水域の部分も少なくなる。図—15, 16 は本実験における流心、流線群ならびに流速分布を表わすものであるが、捷水路拡巾により流心の蛇行はさらにゆるやかとなり、5/56 km 地点(北村揚水場付近)の水当りも理想的なものとなる。

頭首工設置予定地点の流向は、実験番号 No. 400 の場合と大差はない。すなわち予定案のうち

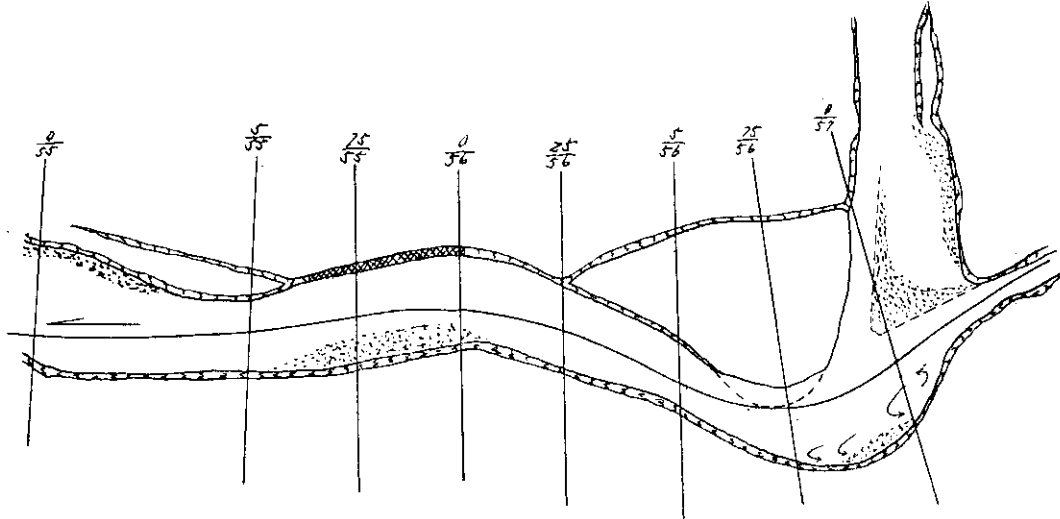


図-15 No. 600

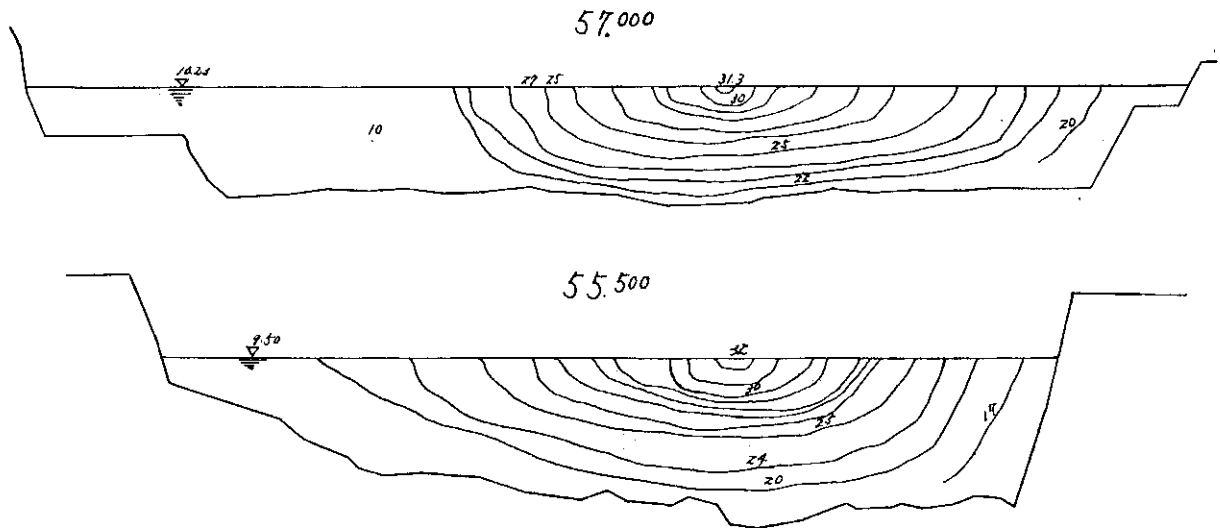


図-16 実験番号 630 流速分布図 (単位 cm)

2/55 km は施工地点としては不適當であり，他の 2 案はだいたい同様な条件にあるが，5/55 km のほうが平行流心の上流にある点を考慮すれば，若干すぐれていると思われる (写真-9 参照)。

#### v. 実験番号 No. 700

この実験は堰堤模型を設置して，頭首工設置前後の各水位の比較および背水の影響を観測したものである。堰堤は図-17のごとく法勾配がそれぞれ 3 割，8 割の広頂堰である。各通水流量における水位の比較は図-18に見るように 20 l/sec 以上の流量を通水した場合ほとんど変化なく，図に

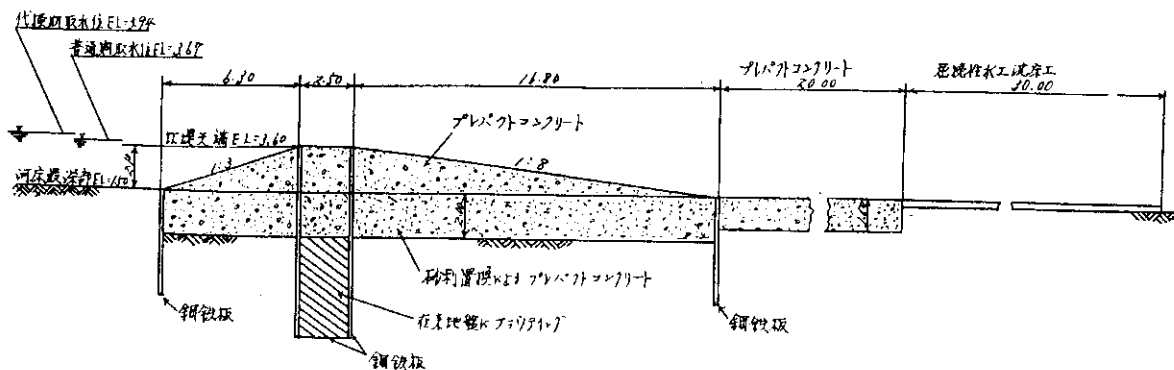
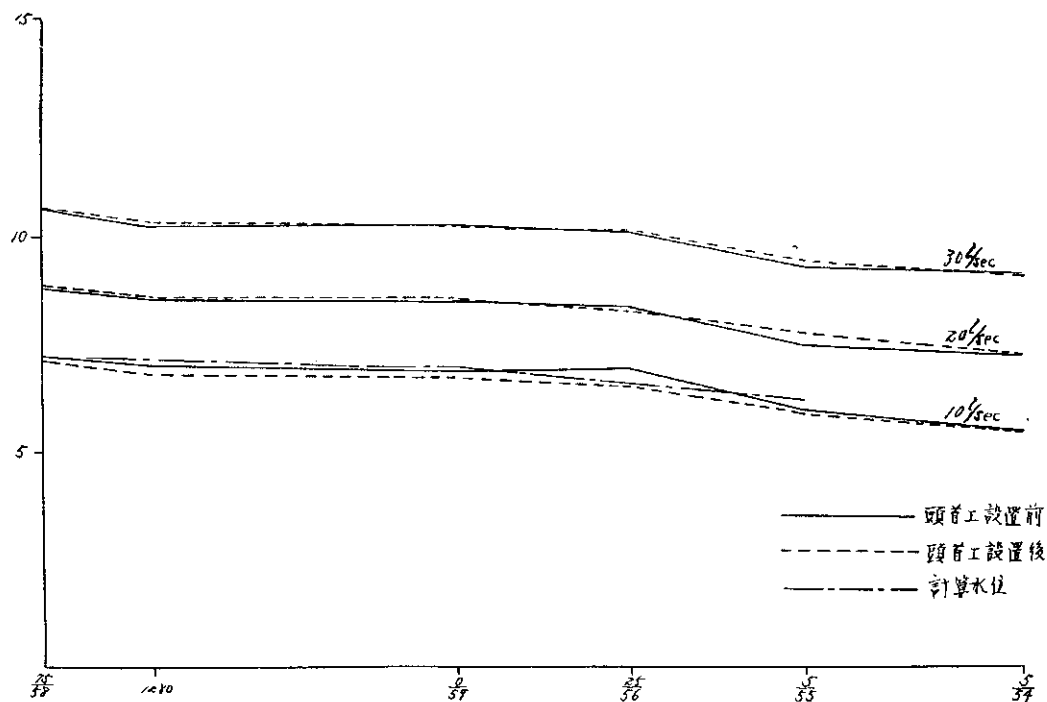


図-17 堰堤標準横断面 (単位 m)

表われたものは測定誤差を含む偶発的な誤差と思われる。

平水流量以下の流量は、模型規模の関係で通水することができないので削除したが、流量 10 l/sec (現場換算量 1,000 m<sup>3</sup>/sec) 通水の場合堰堤設置前後における水面勾配は、図の最下段に見るように背水は模型における最上流まであがつてくる。この場合における堰上高を計算すると表—6のとおりである。また堰堤設置による背水の生じない計算流量は 1,500 m<sup>3</sup>/sec である (写真-10 参照)。



図—18 堰堤設置前後における水面勾配

表—6 Puhlmann 公式による  $Q=1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$  における堰上背水計算値

|           | 測 点     |      |      |       |
|-----------|---------|------|------|-------|
|           | 5/55 km | 0/57 | 720  | 1,800 |
| 堰 上 前 水 位 | 5.87    | 6.70 | 6.73 | 7.00  |
| 堰 上 高     | 0.26    | 0.24 | 0.23 | 0.19  |
| 堰 上 後 水 位 | 6.13    | 6.94 | 6.96 | 7.19  |

### 3. 水面勾配からみた各流況の比較

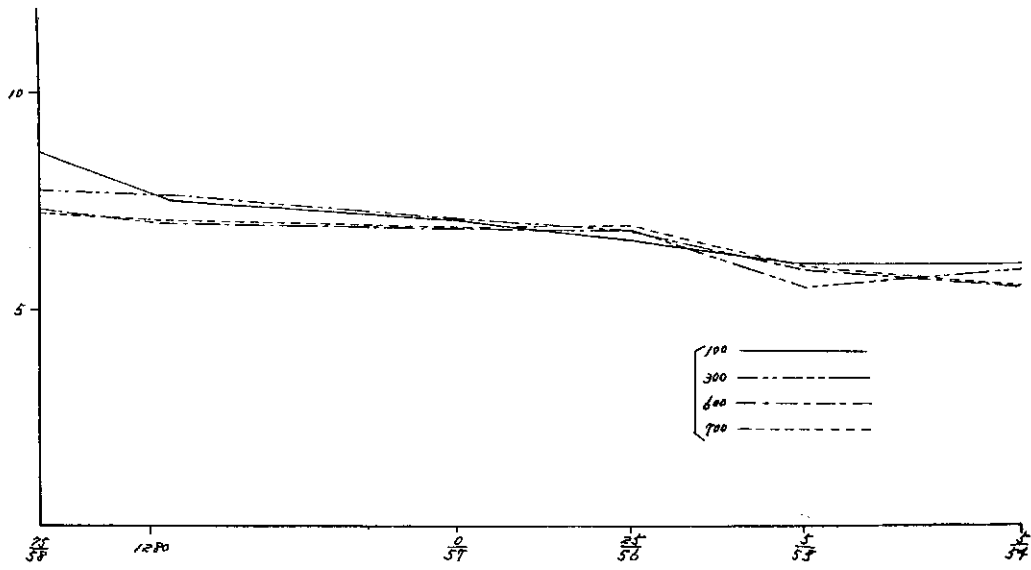
各流況における水面勾配はそれぞれポイントゲージにより測定したが、実験番号 No. 100 と No. 200 および No. 500 の実験は流況も相似であり水位もだいたい同一値を与えるので、各流況比較の便宜上 1 本に統一した。また No. 300 と No. 400 における水位も同じである。

各流量とも捷水路上流における水位は、No. 600~700 の実験の場合前者に比較して大巾の低下をきたし、捷水路拡巾の効果を物語っている (図-19~21 参照)。

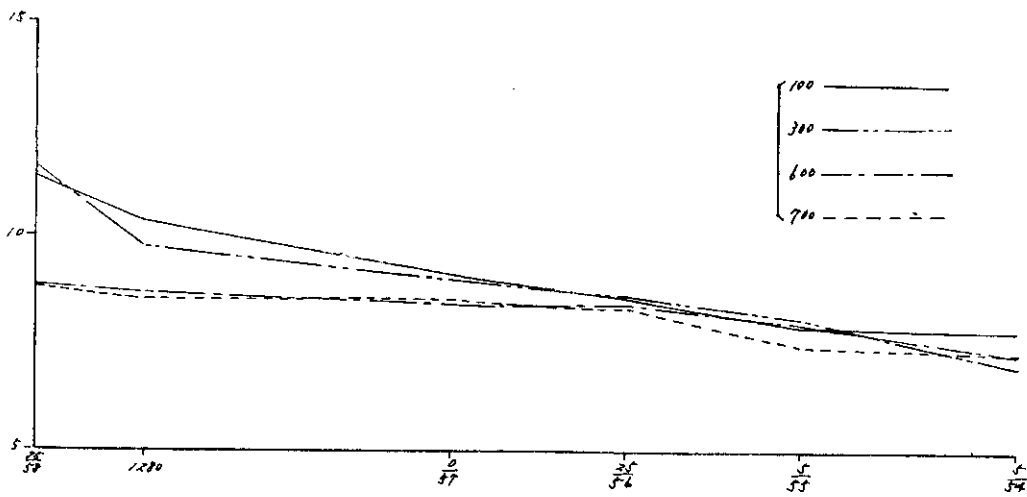
また低水位における水面勾配は、25/56 km 付近を境として上流にゆるやかに、下流に急に大きく 2 分されているが、これは上流においては 75/56 km 弯曲部が流水の疎通をさまたげて背水現象を呈し、下流は直線河状のため急勾配で流下するためと思われる。

実験番号 No. 100 及び No. 500 の実験においては、流心の弯曲率が小さいため 2, 3 箇所水面勾配の不連続点を生じて河岸の洗掘を誘発するが、No. 400~600 においてはこの現象は消滅し、捷水路拡巾、凸岸部の除去が治水上也望ましいことをあらわしている。

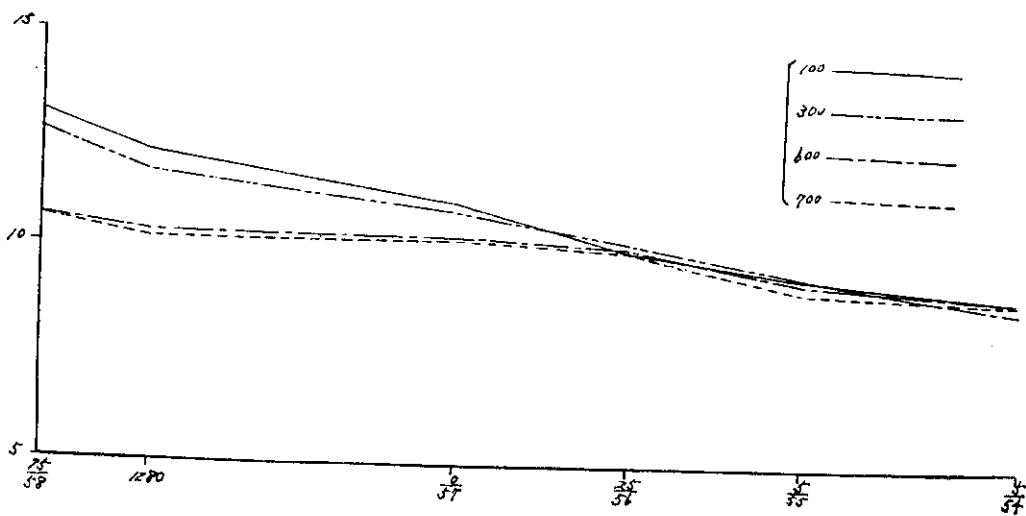




图—19 流量 10 l/sec



图—20 流量 20 l/sec



图—21 流量 30 l/sec

#### IV. 結 論

以上の実験により石狩川篠津地区頭首工の水理実験に関し、つぎの結論を得た。

- (1) 本模型において低水敷を満流する流量は約 30 l/sec (現場換算量 3,000 m<sup>3</sup>/sec) である。
- (2) この流量が本模型における最大掃流力を有する流量であると思われる。
- (3) 捷水路合流部における右凸岸は、現状のまま放置すれば約 70 cm (70 m) 浸食される。
- (4) この場合の 5/55 km 付近の水当りは極めて良好なものであるが、北村揚水場は埋没の恐れがあると思われる。
- (5) 北村揚水場の取水条件を満足させる捷水路合流部右凸岸の浸食量は約 40 cm (40 m) であり、この線に護岸を設けて浸食を防ぐ必要がある。
- (6) 大曲捷水路の疎通力は約 20 l/sec (2,000 m<sup>3</sup>/sec) であり、接続本川に比較して著しく小さい。
- (7) これは最大掃流力を有する流量 30 l/sec の通水断面まで拡大するのが治水土上望ましい。
- (8) 捷水路断面の拡大を水面巾の増加によるとすれば、その量は約 30 cm (30 m) であり、総水面巾は 90 cm (90 m) となる。
- (9) 此の量は人工掘削をしない場合、洪水による自然掘削現象により拡大する量である。
- (10) 捷水路合流部における流向の是正のため、捷水路末端は自然掘削によらず、人工的に滞筋を左に寄せるため左岸を約 30 cm (30 m) 掘削するほうが良いと思われる。
- (11) 頭首工設置予定地点の流線は現状においては兩岸に対し斜行し、比較的左岸を通り、水理学的におもわしくないと思われる。
- (12) 捷水路合流部凸岸の洗掘につれ流心の弯曲率は大となり、この付近の流心は河岸に平行する。
- (13) 凸岸部浸食量 40 cm の場合の流心はだいたい中央を河岸に平行して約 3.0 m (300 m) 流れる。
- (14) この場合における頭首工設置の水理学的条件の優劣は、第 1 案 (5/55 km)、第 2 案 (4/55 km)、第 3 案 (2/55 km) の順序であり、第 1, 2 案が特に有利である。
- (15) 洪水時における頭首工設置後の水位の変化は、流量 15 l/sec (1,500 m<sup>3</sup>/sec) 以上になれば消滅する。

以上で移動河床および固定河床両模型実験に基いた結果報告を終る。頭首工構造物の細部についての水理実験は、模型を改めて後日に行う予定である。なお潜溢流堤の溢流係数を模型により実験検討したが、別に報告する予定である。

終りに本模型実験を行うにあたり絶大なる援助を載いた治水事務所各位ならびに実験に協力された各位に深甚なる感謝の意を表する。

写真-1 現河状における等高線

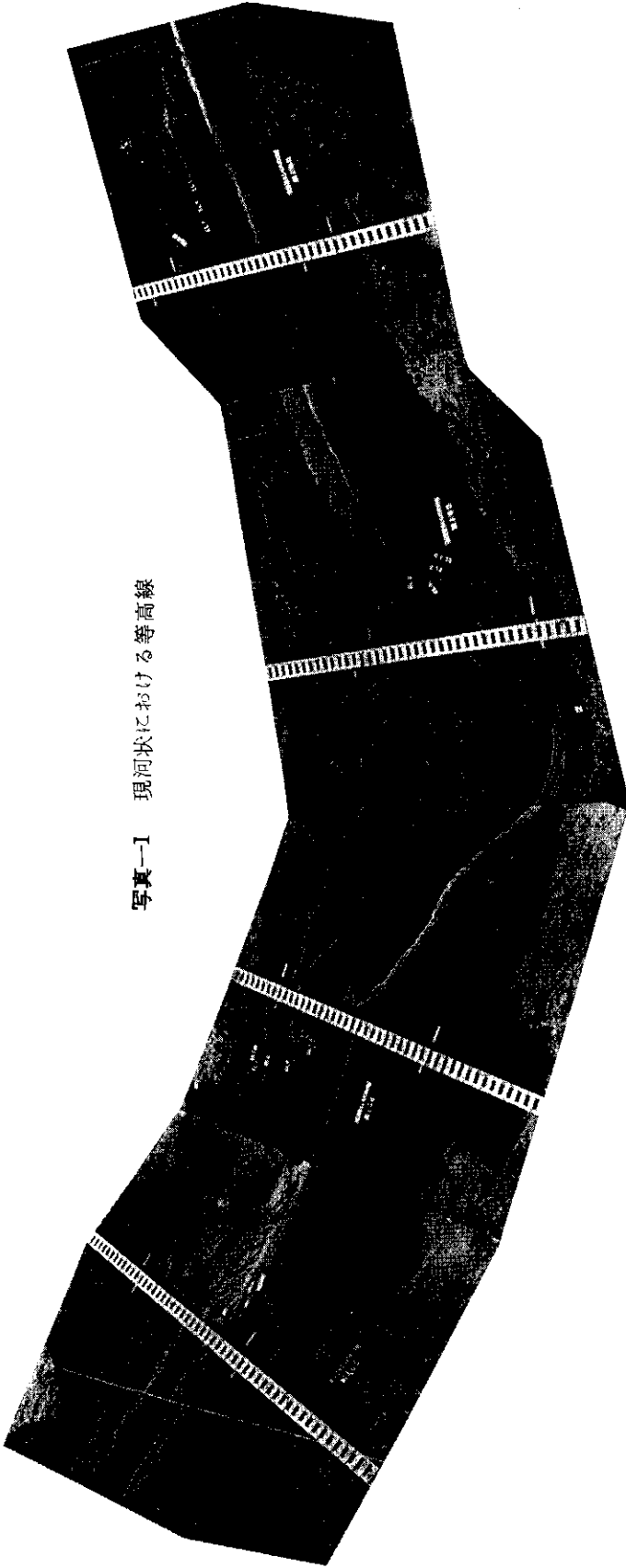
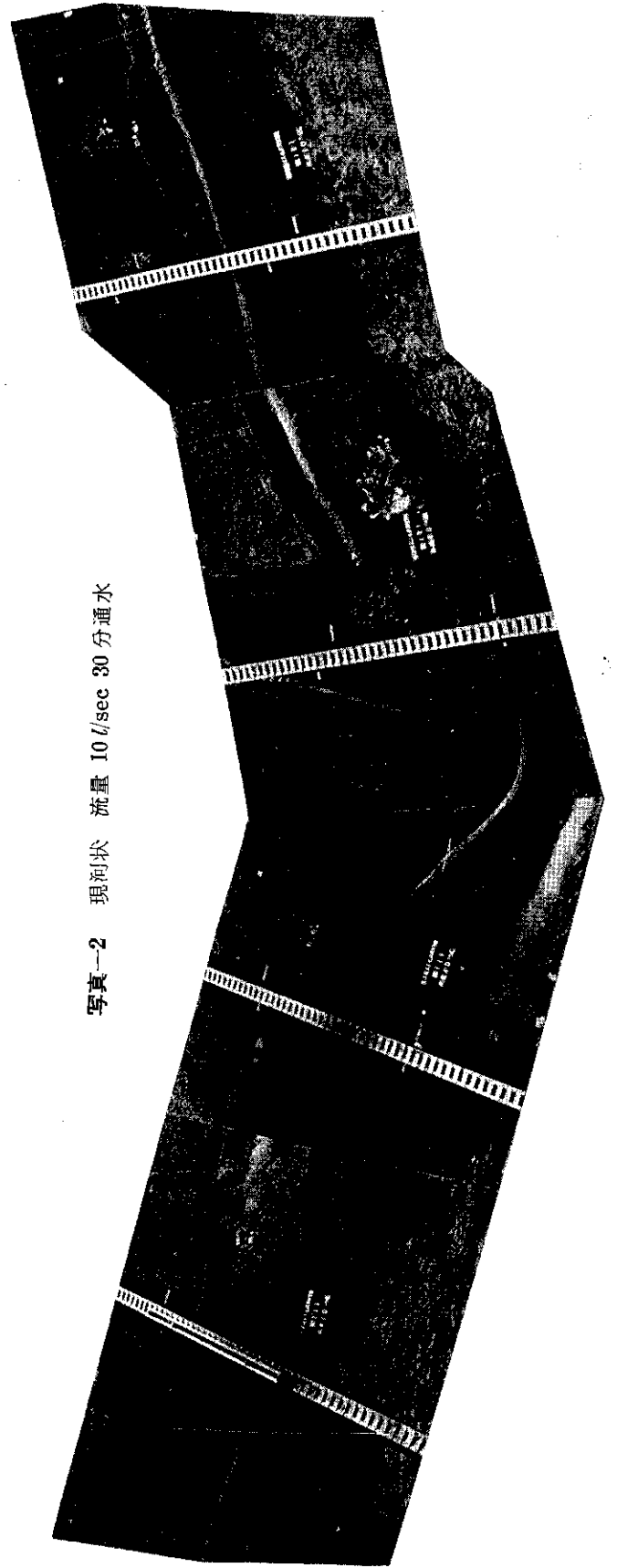
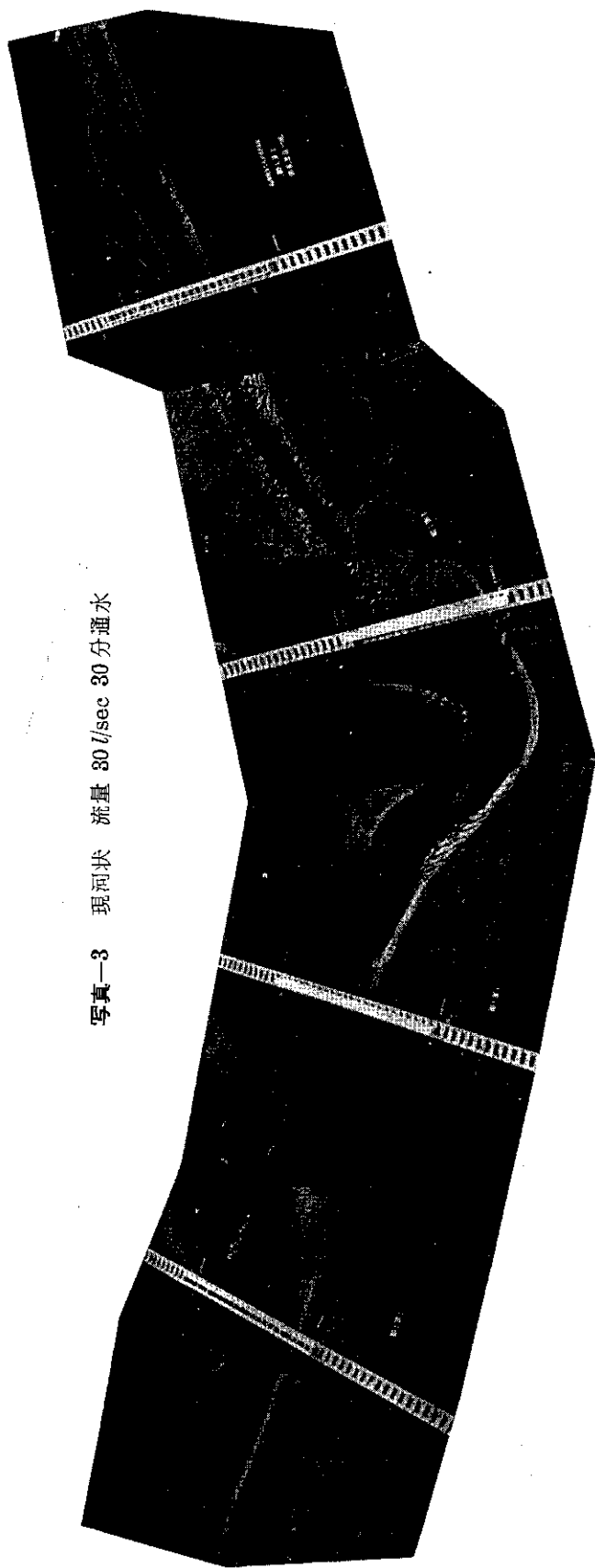


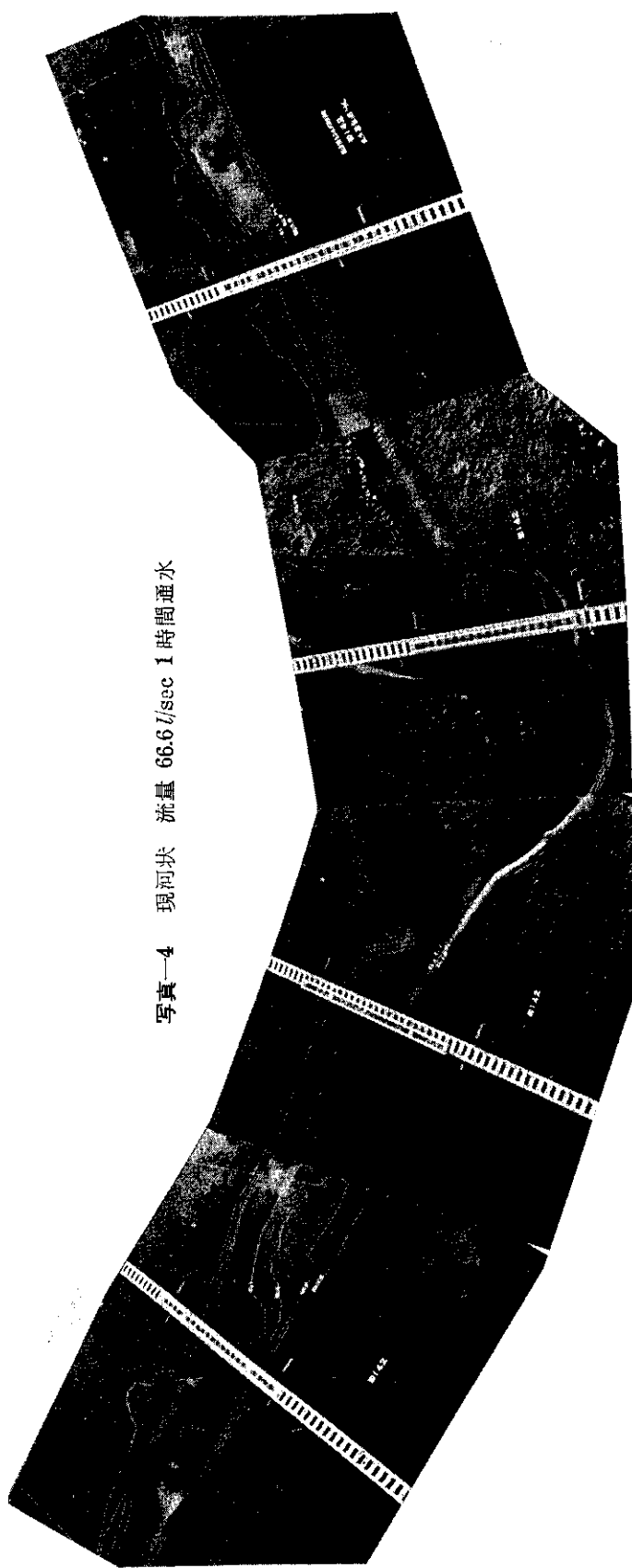
写真-2 現河状 流量 10 l/sec 30 分通水



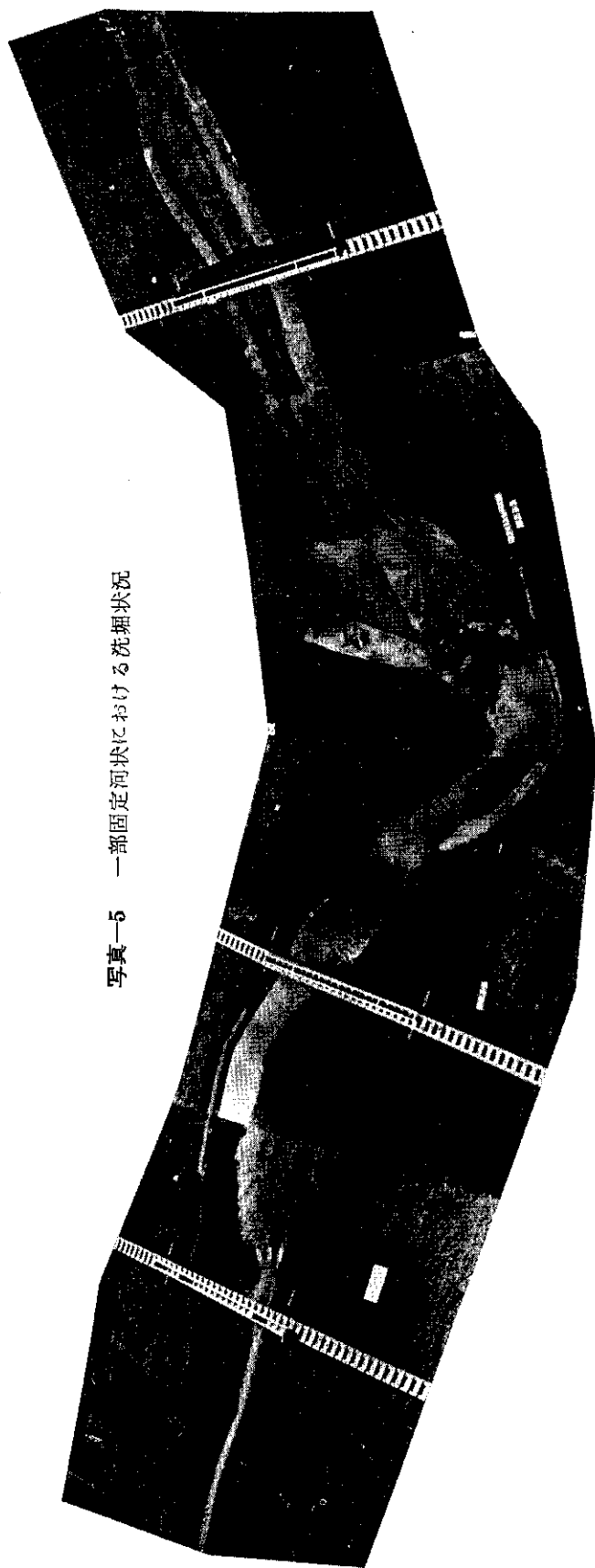
写真—3 現河状 流量 80 l/sec 30 分通水



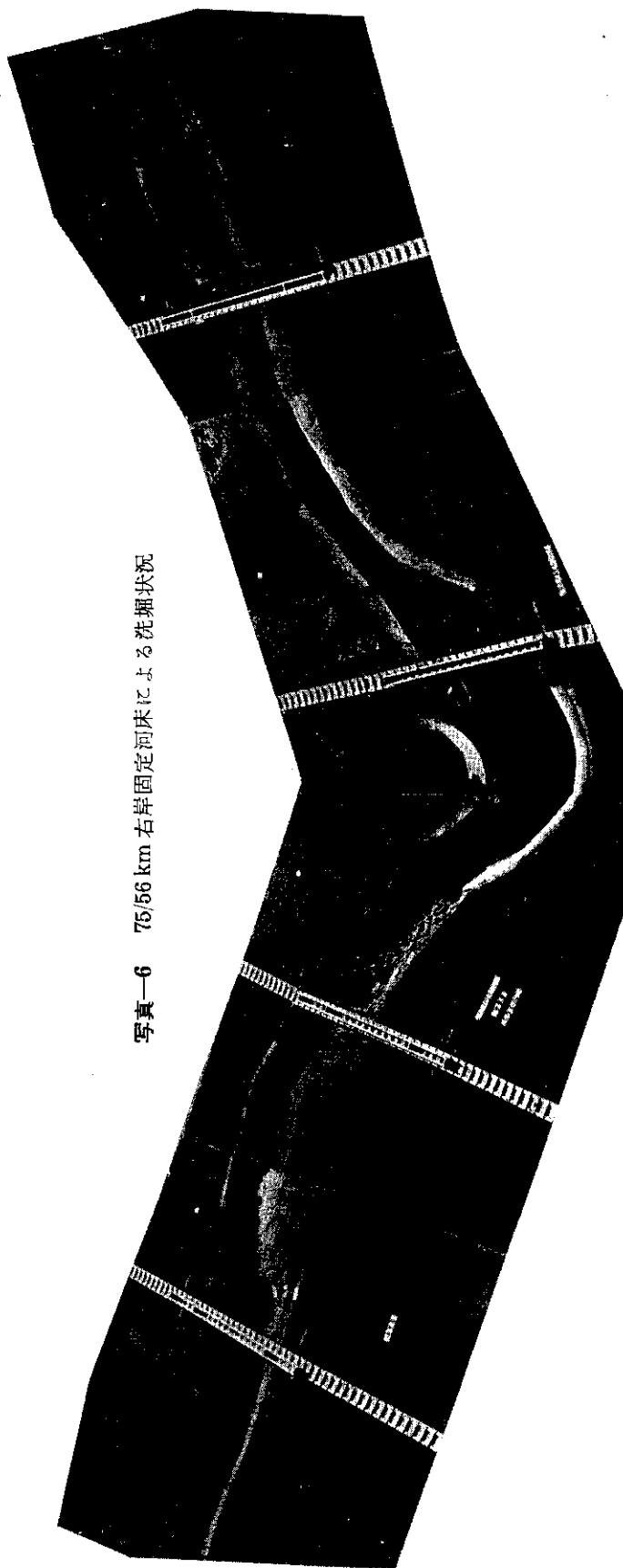
写真—4 現河状 流量 66.6 l/sec 1 時間通水



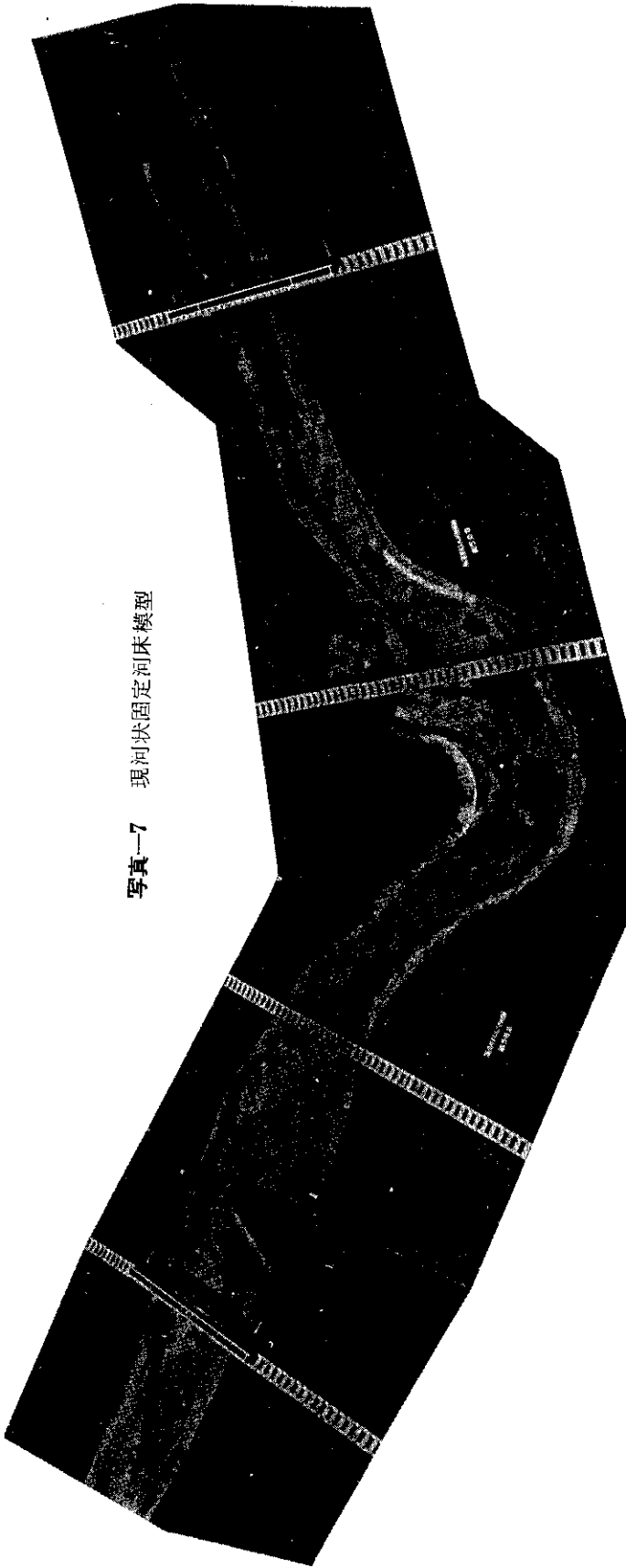
写真—5 一部固定河床における洗掘状況



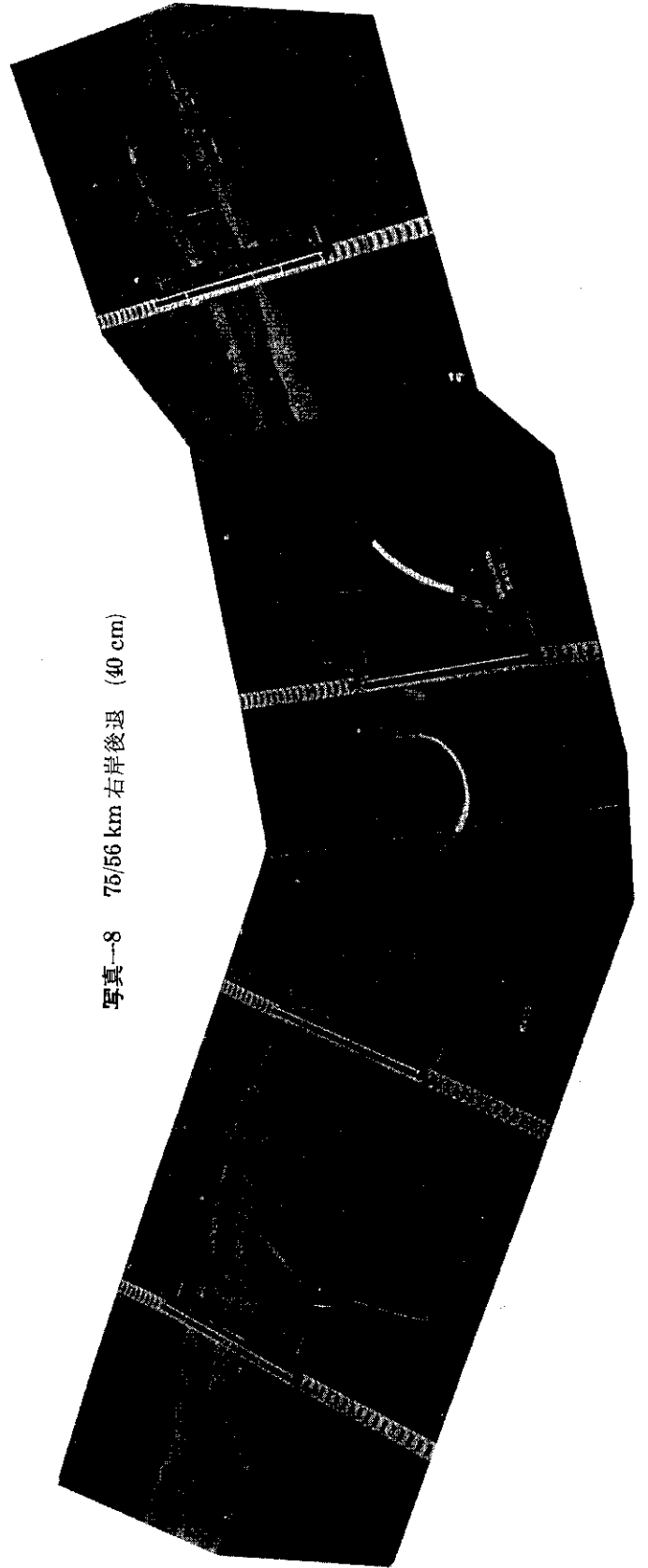
写真—6 75/56 km 右岸固定河床による洗掘状況



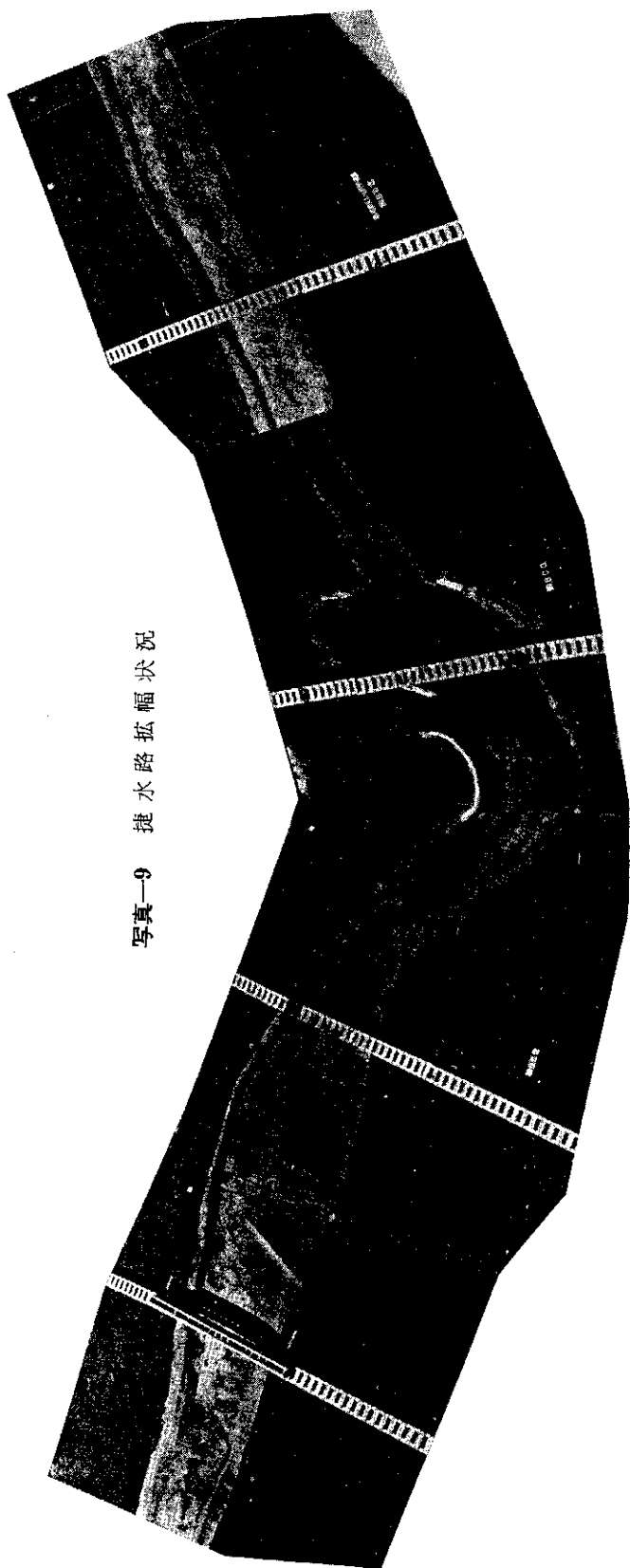
写真—7 現河状固定河床模型



写真—8 76/56 km 右岸後退 (40 cm)



写真—9 捷水路拡幅状況



写真—10 5.55 km 堰堤新道状況 (最終河状)

