

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第1473号

土 木 研 究 所 資 料

立谷沢川流路工水理模型実験報告書

昭和54年 1 月

建設省土木研究所

はじめに

立谷沢川は瀬場ダムから下流域での土砂災害を防止するために、瀬場ダム～本川合流間の流路工全体計画の早期策定が望まれている。本報告書は、建設省東北地方建設局より依頼を受け、立谷沢川流路工計画区間のうち瀬場ダム～滝の沢床固工間について建設省土木研究所が水理模型実験を実施して流路工計画諸元を検討した結果を述べるものであり、その主な内容は次の通りである。

1. § 3-1 の現況実験から次のような問題点をあきらかにした。

- ① 既設護岸の高さの不足、もしくは護岸工作物がないため、護岸越水や氾濫を生じる箇所が存在する。
- ② 現在形成されている砂礫堆による影響で流水の集中や局所的な深掘れ現象が生じ、護岸工作物の安全度を低下させる箇所が存在する。
- ③ 既設流路工終端、9号床固工下流の水位が左岸堤内地盤高と同高になり、左岸扇面上に存在する大中島集落や水田を危険にする。

2. 以上のような問題点に対し2通りの流路工計画案をたて、各々の案に対する評価をおこなった。

① 計画1案は現河道に対して最小の改良を加える案で

- 護岸越水箇所の嵩上げと霞堤部分を連続堤とする。
- 新田橋より下流は流路幅70mで河床整理をおこない、砂礫堆を除去する。
- 10号床固工を設ける。

② 計画2案は

- 4基の床固工で勾配を緩和する。
- 10号床固工より下流は流路幅110mで河床整理をおこなう。
- 護岸は一部を除き、計画1案と同じにする。

③ 一洪水波形流量を与えた実験結果から

- 流水が整流される。
- 護岸沿いの洗掘深が小さい。
- 流速が小さい。
- 新田橋・滝の沢橋の桁へのせり上がりが小さい。

こと等から計画2案が優れていると評価された。

3. 計画2案を立谷沢川流路工計画案とし、流量及び給砂量、実験時間の実験条件を変化させ流路工計画案の安全性を検討した。

- ① 10年確率流量の $316 \text{ m}^3/\text{sec}$ が長時間流下した場合や、一洪水波形流量で瀬場ダムから流入する土砂量を多く与えた場合は計画案で問題がない。

② 計画洪水波形流量と同じ洪水流が連続して発生することを想定すると、新田堰直上流で河床が上昇し護岸高に余裕がなくなるので再河床整理をおこなうか、護岸の嵩上げをおこなう方が望ましい。

③ また、ピーク流量 ($900 \text{ m}^3/\text{sec}$) が長時間連続して流下する場合を想定すると、流路内で流水が蛇行し護岸工作物の安全度を低下させる問題が生じる。この問題は砂礫堆長の約 $\frac{1}{2}$ の間隔で帯工を計画すると解決される等のことがあきらかにされた。

4. 以上のような実験結果を総合的に考察し

① より流量を安定させるための法線形修正案

② 計画断面形

③ 縦断計画

④ 将来計画として考える帯工の位置等の流路工計画諸元を提案している。

以 上

建設省土木研究所篠崎試験所

主任研究員 池 谷 浩

研 究 員 阿 部 宗 平

上 原 信 司

目 次

はじめに

§ 1. 流路工計画案と実験目的	1
1-1 現河道での問題点	1
1-2 流路工計画案について	1
1-2-1 流路工計画案の基本的考え方	1
1-2-2 計画1案について	1
1-2-3 計画2案について	6
1-3 実験目的	6
§ 2. 模型実験について	9
2-1 模 型	9
2-2 実験条件の設定	9
2-3 実験ケースの内容	10
§ 3. 実験結果と考察	12
3-1 現況実験からみた現河道の問題点	12
3-2 計画1案の検討	20
3-3 計画2案の検討	31
3-4 計画案の評価	38
§ 4. 計画案における安全性の検討	43
4-1 給砂量変化に対する安定性	43
4-2 出現頻度の多い流量を長時間連続して流下させた場合の安定性の検討	47
4-3 計画洪水波形流量を連続して流下させた場合の安定性の検討	47
4-4 計画高水流量を長時間連続して流下させた場合の安定性の検討	49
§ 5. まとめと提言	72
5-1 法線形について	72
5-2 断面形について	72
5-3 縦断勾配について	73
5-4 帯工について	74
おわりに	82
参考文献	82

§ 1. 流路工計画案と実験目的

1-1 現河道での問題

立谷沢川は豪雨時に多くの崩壊や河岸欠壊を生じて、中下流部に多量の土砂を流送し、河川の氾濫、破堤を生じさせている。そのため、毎年のように土砂災害もたらされており、これらの災害を防止すべく瀬場ダムから下流に流路工計画が種々検討されているが、現在の段階では全体計画としての計画は決定されておらず、最も緊急を要する瀬場ダムから第9床固工までの間の流路工工事が施工されている現状であり、瀬場ダム～本川合流点間の流路工全体計画の早期策定が望まれている。

1-2 流路工計画案について

ここでいう流路工計画案は、既設流路工終端（第9床固工）～滝の沢床固工間を対象としているものであり、2通りの計画案が検討された。また、流路工計画に際し、建設省新庄工事事務所から次のような流路工計画の基本的条件が提示された。

1-2-1 流路工計画案の基本的考え方

1. 法線形は現河道もしくは河道内に設定し、既設護岸を極力利用する。
2. 縦断計画は
 - ① 新田堰、滝の沢床固工は現状のまま残す。
 - ② 河床勾配を漸変させる目的で設ける床固工の落差は2 mとする。

1-2-2 計画1案について

1. 後述する現況実験の結果から問題点を整理し、現河道に対して最小の改良を加える計画案である。（図-1）
 - ① 護岸越水及び氾濫を防止するために、護岸越水箇所の嵩上げ及び霞堤部を連続堤とする。
 - ② 左岸扇面に存在する大中島集落や水田を安全に守るために10号床固工を新設する。
 - ③ 護岸工作物の安全度を高めるために、新田橋下流の13.8K～11.9Kを流路幅70 mで河床整理し、砂礫堆を除去する。流路幅70 mは土研資料1309号¹⁾の安定河道設計のための河幅の与え方に従って計画している。

瀬場ダム地点で、流域面積(A) $A = 8.82 \text{ km}^2$

土質は礫床岸

計画高水流量 $900 \text{ m}^3/\text{sec}$

最も危険な流量 $100 \text{ m}^3/\text{sec}$

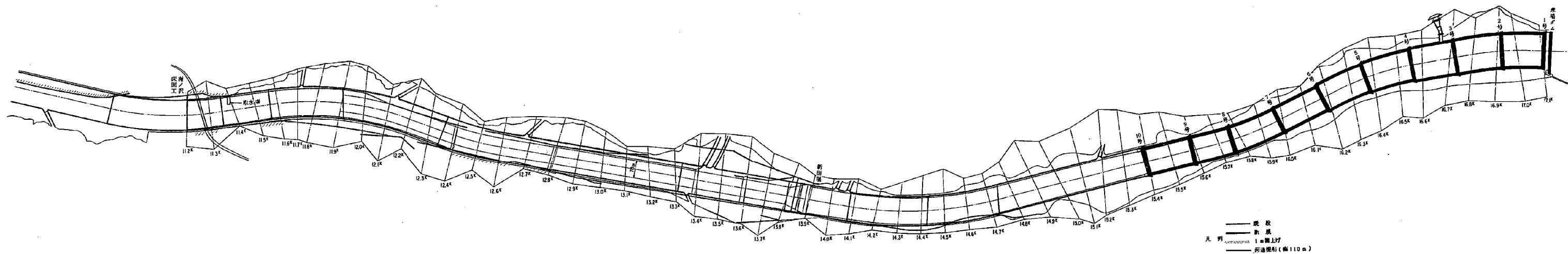


図-1 流路工計画案(計画1案と計画2案)

である。

ここで、最も危険な流量としては、過去の災害実例から東北地方特有の雪解け水の考慮が必要であると思われたので、過去10年間における流量を調べた結果²⁾(立谷沢川の資料が少ないので、流域面積が似ている銅山川の資料を用いた。)最大流量としてほぼ $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ が妥当である。(過去10ヶ年の最高日流量 128 m^3 、 100 m^3 をこしたのは2日)と考えられた。そこで、瀬場ダム下流流路工計画区域における計画幅としては次のような設定が可能である。

計画高水流量に河幅 B_1 は、

$$B_1 = \alpha_1 Q^{1/2}$$

で示され、 α_1 は $A = 88.2 \text{ km}^2$ であるから図-2-(1)より、 $\alpha_1 = 3 \sim 5$ となる。 $Q = 900 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるから $B_1 = 90 \sim 150 \text{ m}$

ここでは護岸を作ることを前提として、 $\alpha_1 = 3 \sim 4$ と考えれば $90 \sim 120 \text{ m}$ が妥当幅となる。次に危険流量を対象とすると

$$B_2 = \alpha_2 Q^{1/2}$$

α_2 は図-14より、 $\alpha_2 = 7$

故に、 $B_2 = 70 \text{ m}$

すなわち、図-2-(2)の様な複断面的な河道の設定が好ましいことになる。

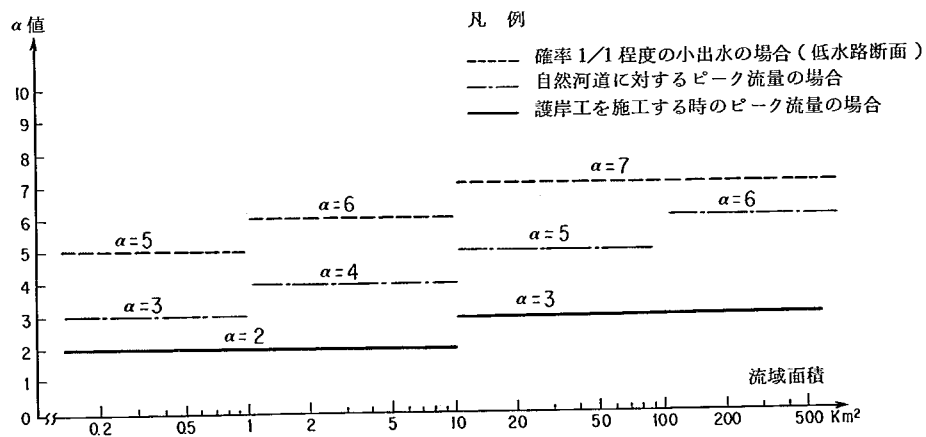
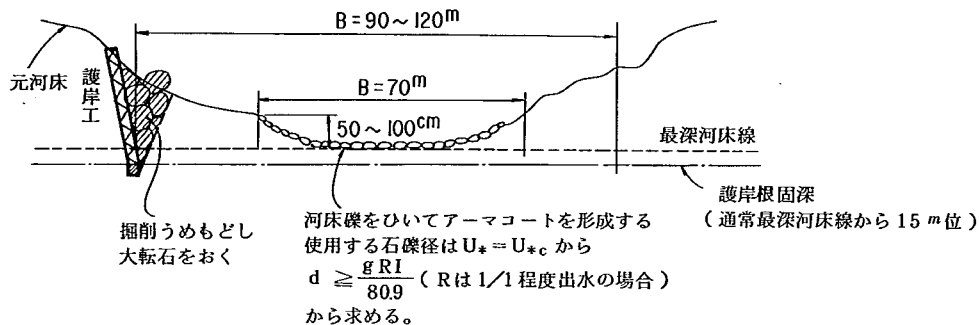


図-2-(1) 安定河道設計のための河幅(案) [土研資料 1309 号]



図一 2-(2) 計画流路幅

以上のような考え方から計画1案は $B_1 = 70\text{ m}$ とし、既設護岸を生かした $B_2 = 110\text{ m}$ とする複断面的な計画流路幅となる。(図一 2-(2))

1-2-3 計画2案について

1. 床固工によって勾配の緩和をはかる。この場合、流路工計画案の基本的考え方で述べたように、次に列挙する項が縦断計画立案上の条件として提示されている。

- ① 10号床固工水たき天端高 231.262 m を計画基準高とする。
- ② 立谷沢第一発電所取水頭首工(新田堰) 207.618 m を現状のまま残す。
- ③ 滝の沢床固工 156.400 m を現状のまま残す。
- ④ 床固工の落差を 2 m とする。

以上の条件を考慮した縦断形は図一 3 に示したように計画される。

2. 図一 1 に示すように10号床工から下流滝の沢床固工間は原則として計画高水流量に対して 110 m 幅で河道整理をおこなう。現河道は急曲部を有しないことから現河道もしくは河道内に法線形を設定する。

3. 護岸は計画1案と同じ既設護岸の嵩上げと霞堤を連続堤としている。ただし、新田橋からみた12号床固間は後述するような実験結果と右支川の流入を考慮して、護岸法線形を修正している。(図一 1)

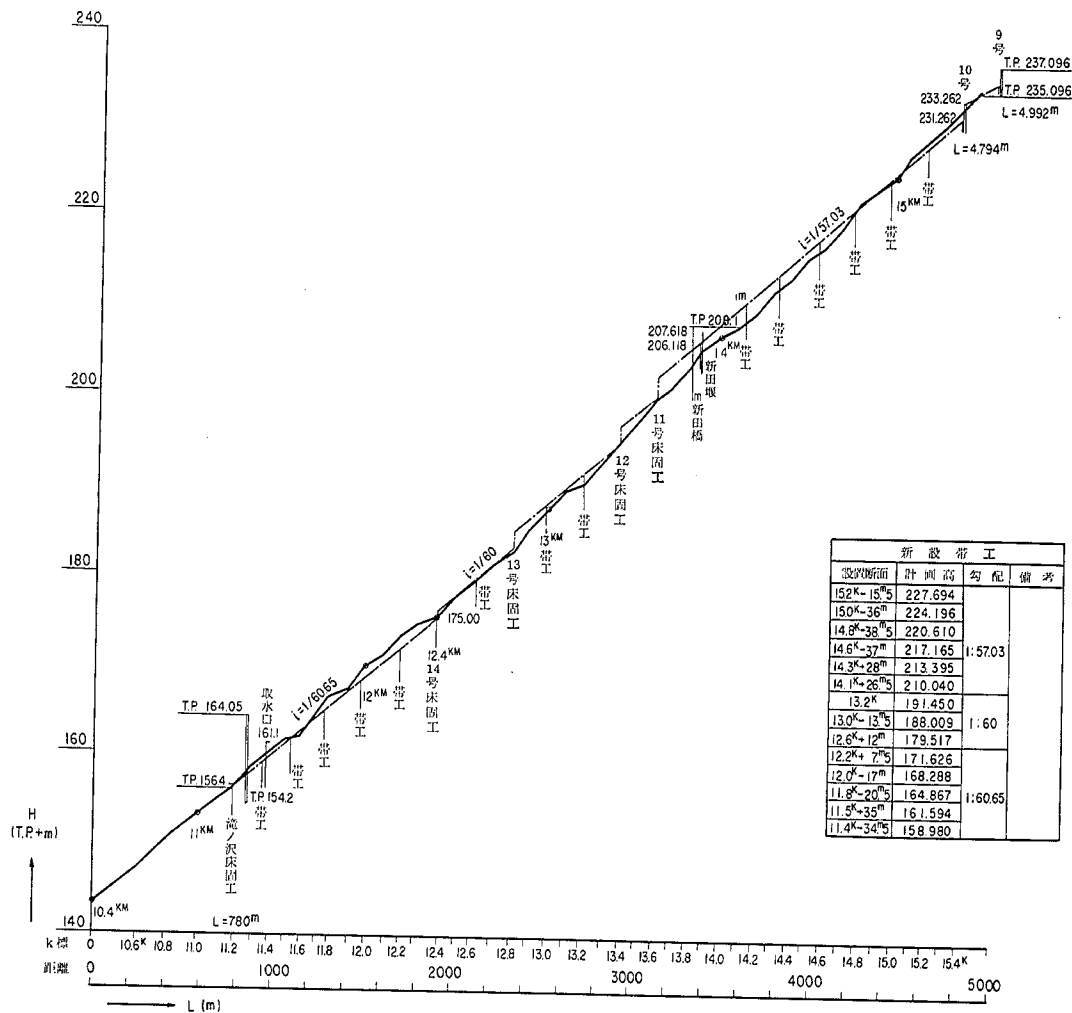
1-3 実験目的

立谷沢川瀬場ダム～滝の沢床固工間を対象に妥当な流路工計画諸元を得ることを目的とし、次に述べる内容について水理模型実験から検討する。

1. 現状河道での問題点を把握し、流路工計画立案のための基礎資料を得る。
2. 実験条件として洪水波形流量を与え、1-2で述べた流路工計画1案及び2案の評価をお

こない、望ましい方の案を流路工計画案とする。

3. この計画案に対して実験条件を種々変化させ、その妥当性を検討し、問題点が生じた場合には計画案を修正する。
4. 以上のような実験結果に対して総合的な検討を加え、流路工計画案の諸元を求める。計画諸元として次の項目が挙げられる。
 - ① 法線形
 - ② 断面形 （流路幅と護岸高）
 - ③ 縦断形 （床固工の落差と間隔、床固工及び護岸基礎、帯工と間隔）



新設帶工			
断面高程	計画高	勾配	備考
152K-16 ^m	227.694		
150K-36 ^m	224.196		
148K-38 ^m	220.610		
146K-37 ^m	217.165		
143K-28 ^m	213.395		
141K-26 ^m	210.040		
132K	191.450		
130K-13 ^m	188.009		
126K-12 ^m	179.517		
122K-7 ^m	171.626		
120K-17 ^m	168.288		
118K-20 ^m	164.867		
115K-35 ^m	161.594		
114K-34 ^m	158.980		

断面高程	計画高	勾配	備考
10	231.262		
15.3K	229.597		
15.2K	227.966		
15.1K	226.458		
15.0K	224.827		
14.9K	223.092		
14.8K	221.285		
14.7K	219.532		
14.6K	217.814		
14.5K	216.183		
14.4K	214.535		
14.3K	212.904		
14.2K	211.238		
14.1K	209.572		
14.0K	207.819		
13.8K	205.100		
13.7K	203.601		
13.6K			床固工
13.5K	198.551		床固工
13.4K			
13.3K	195.283		
13.2K	191.450		
13.1K	189.834		
13.0K	188.234		
12.9K	186.500		
12.8K			
12.7K	181.150		
12.6K	179.317		
12.5K	177.717		
12.4K			床固工
12.3K	175.201		
12.2K	171.750		
12.1K	170.168		
12.0K	168.568		
11.9K	166.985		
11.8K	165.205		
11.7K	163.952		
11.6K	162.583		
11.5K	161.017		
11.4K	159.549		
11.3K	157.966		
11.2K	156.400		
11.0K			現状
11.8K			
11.6K			
11.4K			

図 - 3 縦断計画

§ 2. 模型実験について

2-1 模 型

模型は瀬場ダム～滝の沢床固工下流部（10.4 km）間の6.7 kmを取り入れた。縮尺は水平、鉛直ともに $\frac{1}{80}$ とし、実験諸元はフルードの相似則に従った。

2-2 実験条件の設定

1. 流 量

- ① 流量は建設省新庄工事事務所から提示された洪水波形流量（図-4）及びピーク流量の $900 \text{ m}^3/\text{sec}$ （150年確率流量）、 $316 \text{ m}^3/\text{sec}$ （10年確率流量）、 $589 \text{ m}^3/\text{sec}$ （37年確率流量）の単一流量を与えた。
- ② 立谷沢川については、最も出現頻度の高い出水は雪しろ出水であると考えられることから、雪しろ出水による災害の検討もした。過去10ヶ年の最大雪しろ出水量（立谷沢川の資料がないため、ほぼ同じ流域面積を有する銅山川の資料³⁾より求めた。）は $104 \text{ m}^3/\text{sec}$ （S45.5.11）であった。一方、今回実験の洪水波形流量のうち最小流量 $170 \text{ m}^3/\text{sec}$ （約14時間、現地スケール）を流しても土砂の移動はほとんどみられず局所の変動も少ないことから、雪しろ出水の影響は少ないと判断して実験としては特に実施していない。

2. 給 砂 量

- ① 瀬場ダムの堆砂勾配と河床高を維持するように人為的に容量チェックをおこないながら給砂した。
- ② 瀬場ダム堆砂域が現在約 $\frac{1}{55}$ で安定しているところから、瀬場ダム堆砂勾配を $\frac{1}{55}$ とする給砂条件を与えた。このほか、給砂条件として洪水勾配 $\frac{1}{45}$ を想定し、流路工計画案に対する妥当性を検討した。

3. 実験時間

流路工計画案に対する妥当性を単一流量を与えて検討したが、この場合の実験時間は河床変動の傾向が一定となる60分（模型値）とした。波形流量に対しては原則として建設省新庄工事事務所から提示された波形流量の流下時間をフルード相似則によって縮率して与えた。

4. 河床材料

河床材料は建設省新庄工事事務所が昭和46年に実施した調査結果から、瀬場ダムより滝の沢床固工間を対象に図-5に示した $d50 = 1.8 \text{ mm}$ （実物値で 14.4 cm ） $d65 = 3.5 \text{ mm}$ （実物値で 28 cm ）となる混合粒径を用いた。なお、瀬場ダム直下流はアーマコートが進み平均粒径は 30 cm 以上となっており、他の調査箇所にくらべて著しく粒径が大きく異なるの

で除外している。給砂材料は河床材料のそれと同一であり、 $d_{65} = 3.5 \text{ mm}$ である。

2-3 実験ケースの内容

表-1 実験ケースの内容

(1) 現況での問題点の把握と計画1案及び2案の検討

実 験 ケース	実 験 条 件			瀬場ダムの 堆 砂 勾 配	実 験 内 容
	流 量	給 砂 量	時 間		
1	ピーク流量 900 m ³ /sec とするハイドロ	〔注〕 Q _{s1}	120分	S 52年測量 1/55	現況（S 52 河状）
2 - 1			90分		計画 1 案の検討 " （改良）
2 - 2					
3 - 1			120分		
3 - 2					
3 - 3					

(2) 計画案(2案)における安定性の検討

実験 ケース	実験条件			瀬場ダムの 堆砂勾配	実験内容
	流量	給砂量	時間		
4	ピーク流量 $900 \text{ m}^3/\text{sec}$ とするハイドロ	Q_{s2}	90分	洪水勾配 $1/45$	給砂量を変化させた場合の安定性の検討
5-1	$316 \text{ m}^3/\text{sec}$	Q_{s1}	60	$1/55$	10年確率流量が長時間流下した場合の安定性の検討
5-2	"	Q_{s2}	60	$1/45$	
6-1	ピーク流量 $900 \text{ m}^3/\text{sec}$ とするハイドロ	Q_{s1}	90	$1/55$	計画洪水波形流量を連続して与えた場合の安定性の検討
6-2	"	Q_{s2}	90	$1/45$	
6-3	"	Q_{s2}	90	$1/45$	
7-1	$900 \text{ m}^3/\text{sec}$	Q_{s3}	60	$1/45$	ピーク流量が長時間連続して流下した場合の安定性の検討
7-2	"	Q_{s3}	60	$1/45$	帯工の検討
8	ピーク流量 $900 \text{ m}^3/\text{sec}$ とする波形流量	Q_{s2}	90	$1/45$	法線形(修正)の検討

〔注〕 Q_{s1} : 瀬場ダムの堆砂勾配 $1/55$ (S52年測量) を維持するように与えた平衡給砂した量
 Q_{s2} : 瀬場ダムの堆砂勾配 $1/45$ (洪水勾配) を維持するように与えた平衡給砂量
 Q_{s3} : 無給砂

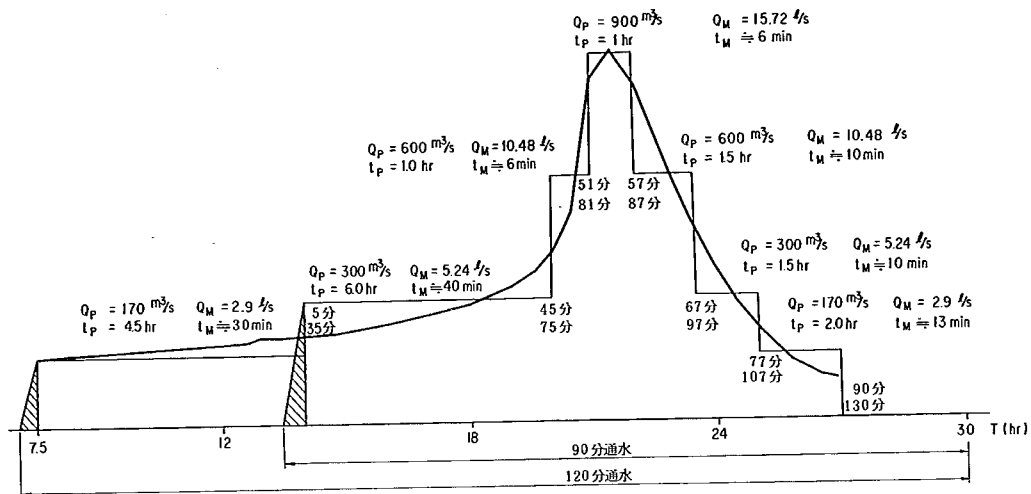


図-4 洪水波形と通水時間

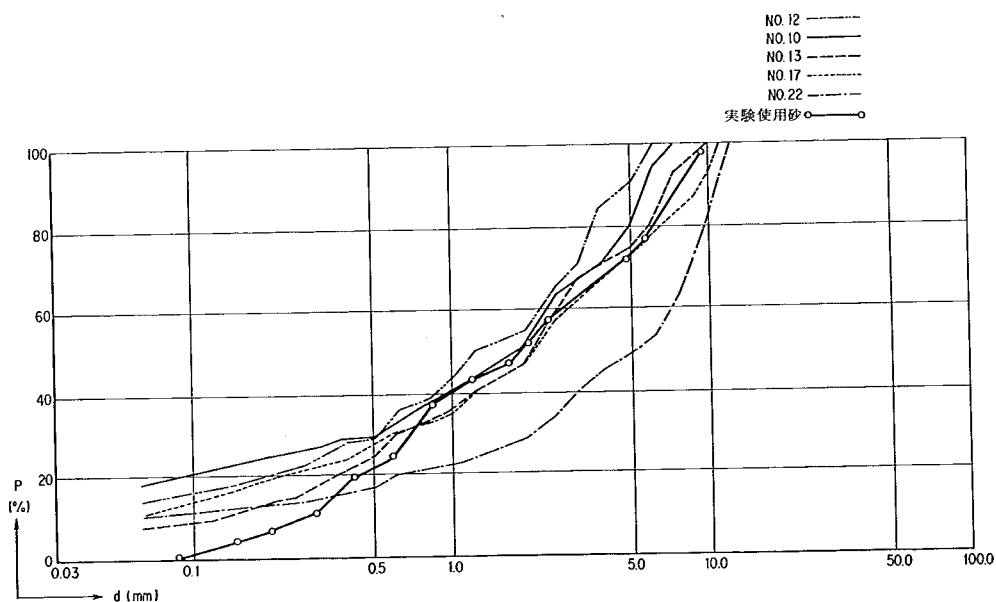


図-5 試料砂粒径加積曲線図(昭和46年調査)

§ 3. 実験結果と考察

3-1 現況実験からみた現河道の問題点

1. 既設護岸の高さ不足、もしくは既設構造物がないため流水の越水、氾濫が生じる箇所は次の区間である。新田橋左岸上下流部、1 3.0 ~ 1 2.9 km 左岸、1 1.9 km 付近左岸、1 1.6 ~ 1 1.5 km 左岸、1 2.4 km 右岸、1 0.6 km 右岸、これらのうち、1 2.4 km 付近から右岸への氾濫は、右岸側が荒地のため土地利用を考えなければ問題は無い。
2. 現在形成されている砂礫堆により流水の集中が生じ、局所的な深掘れ現象が生ずる区間は次のところである。

1.5 4 ~ 1.5 1 km (はじめ右岸のち左岸)、新田橋下流 (左岸)、1 2.7 ~ 1 2.5 km (はじめ右岸のち左岸)、1 1.9 km 滝の沢床固工 (左岸)

最大洗掘深は $900 \text{ m}^3/\text{sec}$ のとき 1 2.7 km 左岸で約 4.8 m (現地スケール) が生じた。

3. 9号床固工下流部は $900 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流量に対して右岸側が洗掘されているにもかかわらず左岸側 (大中島集落) が余裕がなくなる。
4. 滝の沢床固工左岸袖部は、ピーク時に余裕がなくなる。
5. 新田堰による流水の影響は少なく、むしろ土砂の堆積により埋没する。
6. 新田橋、滝の沢橋ともに $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上の流量になると、ピアーによる流水のせり上りが生じて桁高に余裕がなくなる。
7. 各々の流況を写真-1 ~ 10 と流向写真-1 に示している。



写真-1

1 2.6 K 付近に形成されている砂礫堆の影響で主流水が右岸に変わり、1 2.4 K 付近より堤内に流入する状況 (流量 $160 \text{ m}^3/\text{sec}$)

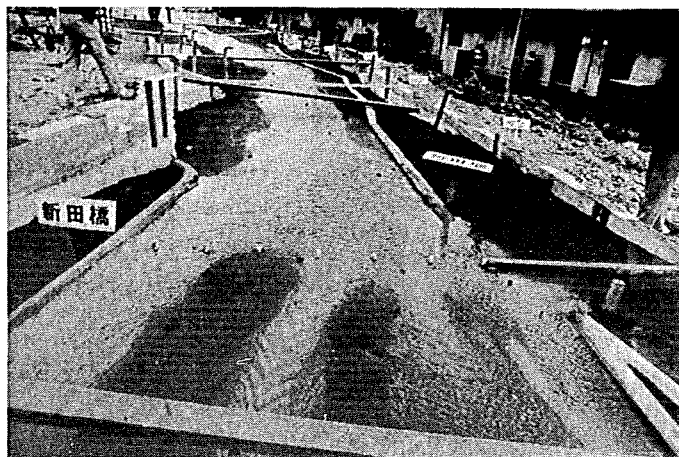


写真-2

河岸の侵食土砂を含めた上流からの流送土砂で新田堰は埋没しはじめる。(流量 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$)



写真-3

12.6 Kより河道中央に形成している砂礫堆の影響を受けて主流水は12.6 Kの右岸護岸先端部に当たり、局所洗掘(7.5 m)が生じている。また流水は、左右岸の堤内に流入する。特に右岸堤内地への流入が著しい。
(流量 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$)

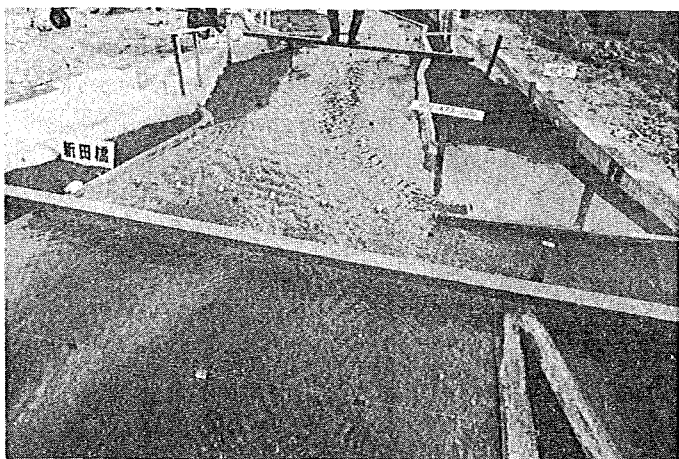


写真-4

新田堰から下流の堆積土砂が次第に上流に発達し、新田堰は右岸流心部を除いて0.2~0.8の高さで堰天端上に堆積している。流水は新田堰より下流で左岸堤内地に流入している。(流量 $900 \text{ m}^3/\text{sec}$)

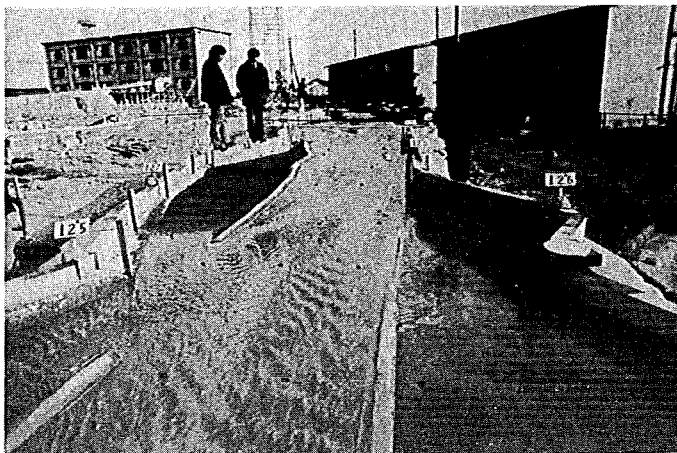


写真-5

1 3.0 K~1 2.6 Kの左岸に流水が集し、同区間では護岸高に余裕がなく、表面流速も7~7.5 m/secと大きい。また、1 2.6 K~1 2.4 K間の左岸で護岸越水を生じている。1 2.5 K地点で測定された越流水深は0.4 mである。
(流量900 m³/sec)

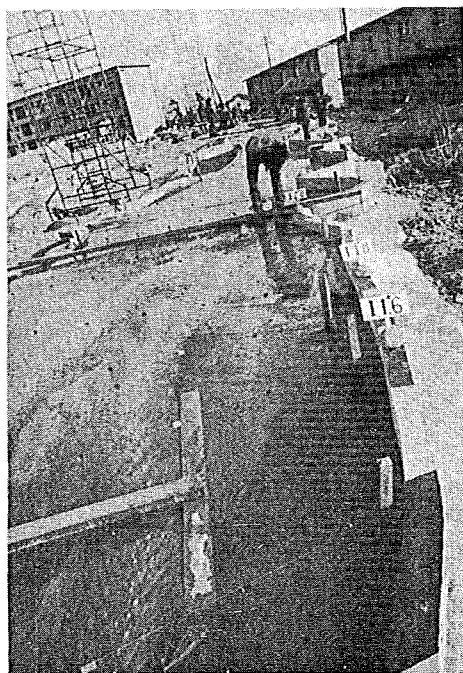


写真-6

1 2.3 Kより下流1 1.4 K間の左右岸の堤内地に流水が流入する。1 1.6 K~1 1.5 Kの左岸で0.5 mの水深で護岸越水が生じている。

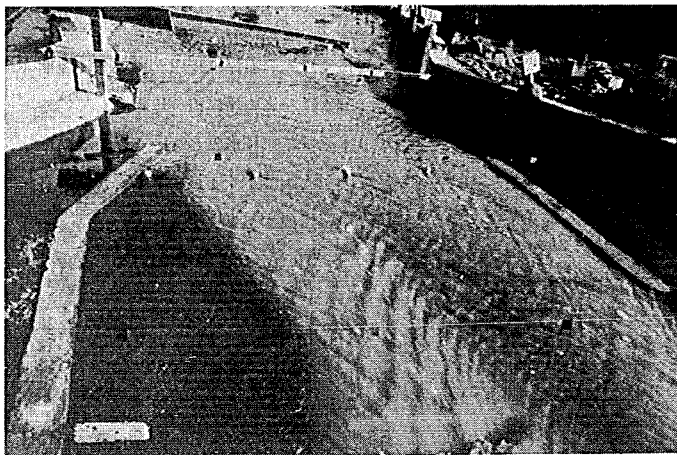


写真-7

滝の沢橋は、周期的に橋脚天端上に0.4～0.8 mの水深でせり上がる場合がある。また、取水口（右岸）の護岸は0.8 mの水深で越水する。（流量 $900 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）

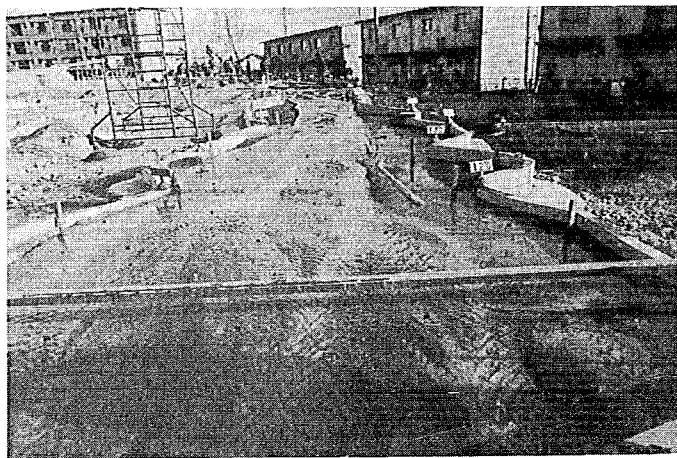


写真-8

13.0 K 付近の左岸及び12.4 K 付近の右岸より流水が堤内に流入している。（流量 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）

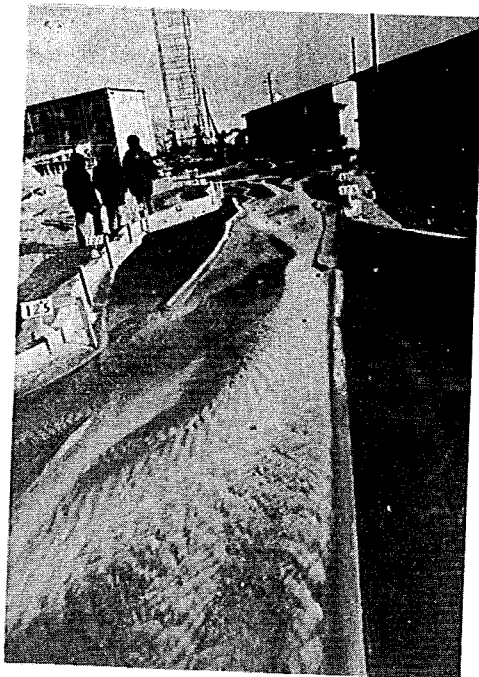


写真-9

12.4Kより上流の右岸に形成している砂礫堆の影響で流水は左岸の護岸沿いに集中している。これより下流は左岸に形成している砂礫堆の影響を受けて、流水は14.4K~12.2K間の右岸の護岸沿いに流水が集中する。

写真は流量 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時の12.3Kより上流部の流況を示している。

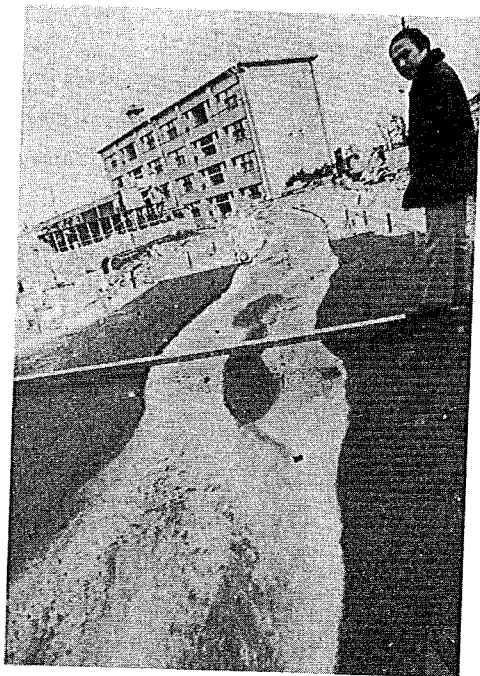
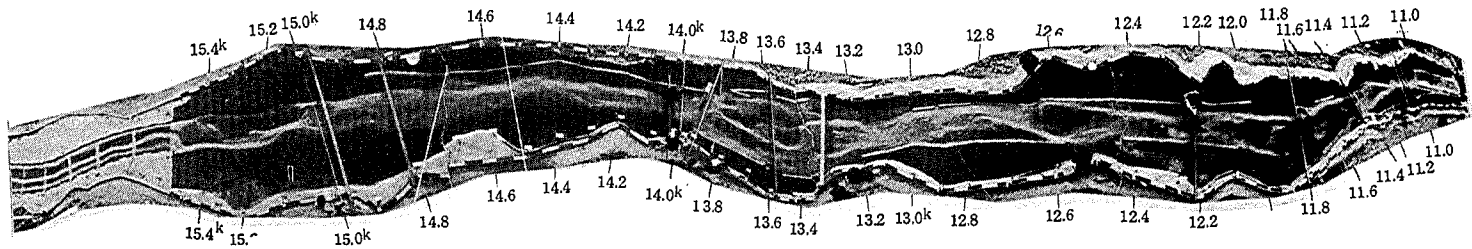


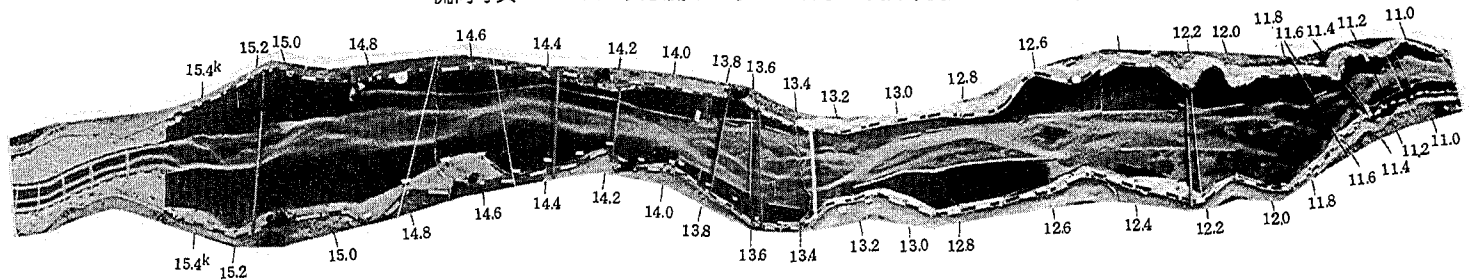
写真-10

流量 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ においても9号床固工直下流の左岸は水位が上昇し、堤内地盤高との余裕がなくなる。

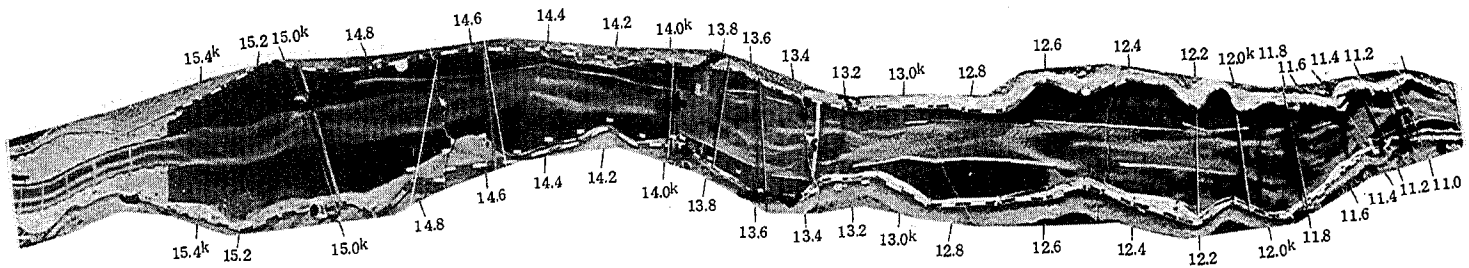
流向写真-1-(1) 実験開始より 30分後の流況(流量 $170\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-1-(2) 実験開始より 80分後の流況(流量 $300\text{ m}^3/\text{sec}$)

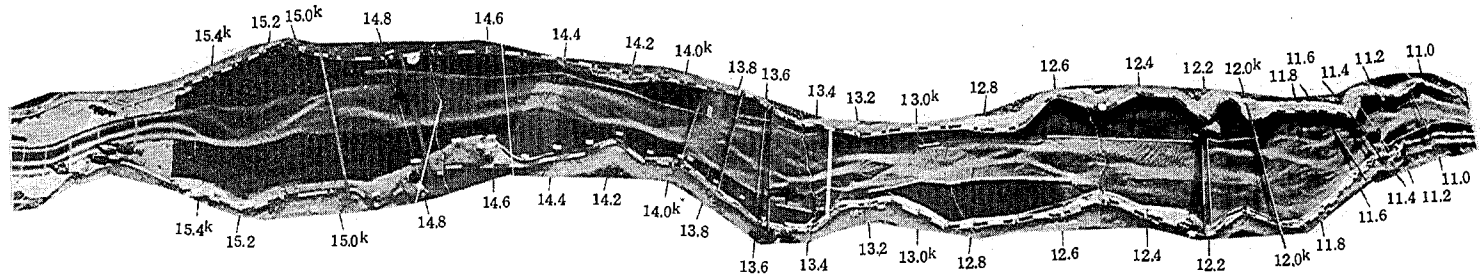


流向写真-1-(3) 実験開始より 90分後の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)

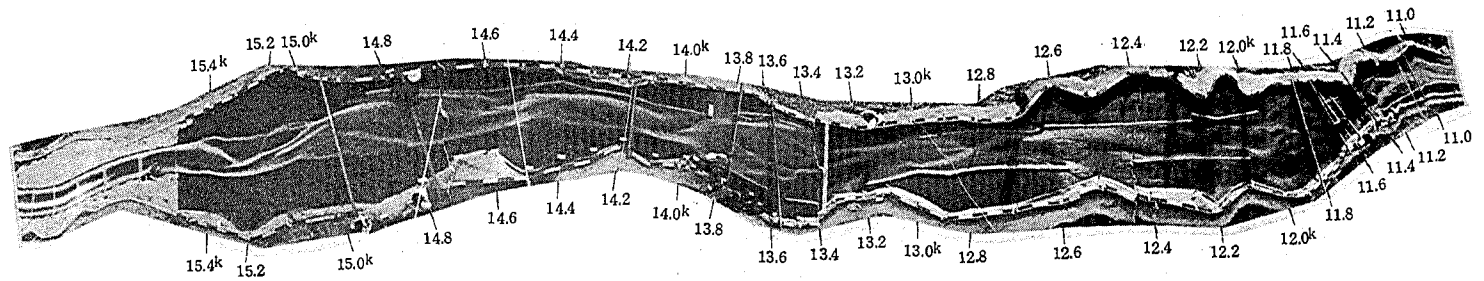


流向写真-1(a) 実験No1の流況

流向写真-1-(4) 実験開始より100分後の流況(流量 $600\text{ m}^3/\text{sec}$)

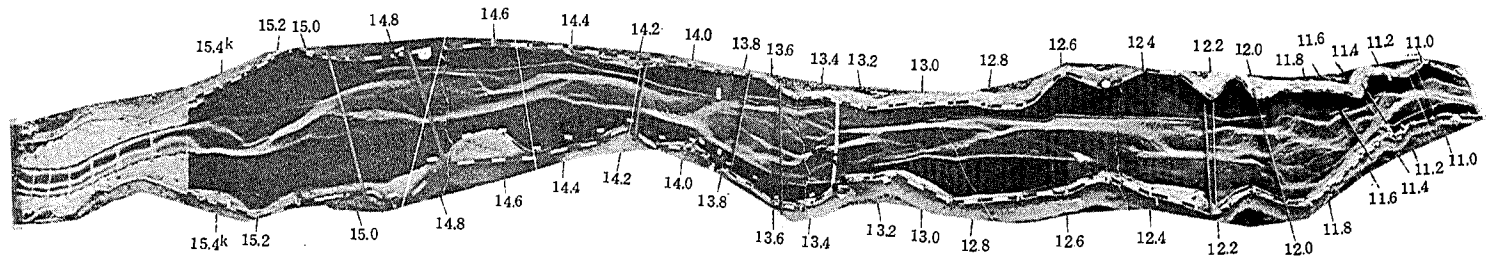


流向写真-1-(5) 実験開始より110分後の流況(流量 $300\text{ m}^3/\text{sec}$)

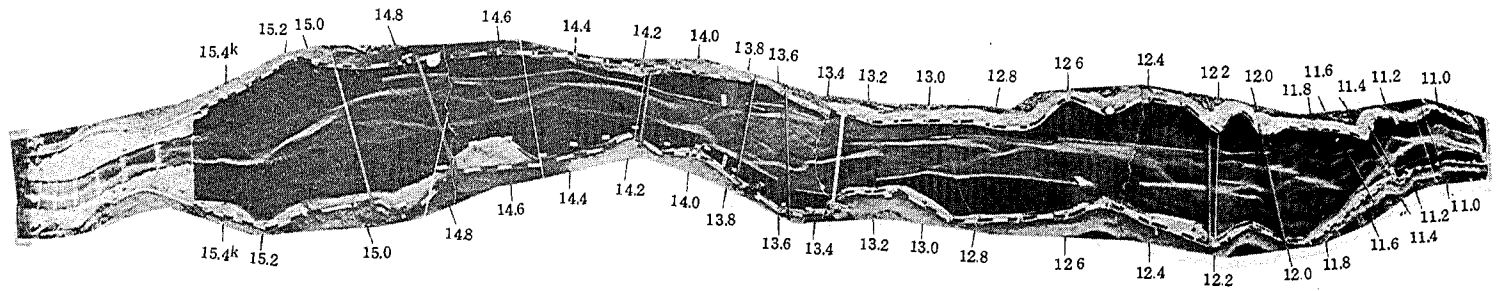


流向写真-1(b) 実験No.1の流況

流向写真-1-(6) 実験開始より130分後の流況(流量 $170\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-1-(7) 実験開始より減水時



流向写真-1(c) 実験No.1の流況

3-2 計画1案の検討(実験№2-1、実験№2-2)

計画1案は、現河道に対して最小の改良を加えることによる流路工計画案である。

1. 実験№2-1は、現況実験の結果から次のような対策を講じた(図-1)。

① 既設護岸嵩上げ箇所(1m)

- 12.8K~12.4Kの左岸
- 11.6K~11.5Kの左岸
- 11.4K~11.3Kの右岸

② 護岸新設箇所(霞堤を結ぶ連続堤)

- 12.7K~12.6Kの左岸
- 12.5K~12.4Kの右岸
- 12.2K~11.6K、11.5K~11.3K

③ 河床整理箇所

13.7K~13.4K及び12.7K~11.7K間の砂礫堆を掘削、河床整理した。計画幅は $100\text{m}^3/\text{sec}$ (雪解け水の最大流量1-2参照)に対応する70mとし、河床高は各断面の最深河床高にあわせた。

1) 実験結果から次のような問題点が生じている。

- ① 13.8K~13.4K及び12.7K~11.7Kは70m幅で最深河床高にあわせて河床整理をおこなっている区間であるが、この河床整理区間は実験時間の経過に従って現河道と同じように砂礫堆が形成される。(写真-11)

600 m^3/sec ~900 m^3/sec 時に13.0K付近より流水が堤内に流入するほか、900 m^3/sec 時に12.7K左岸で約4.8m、13.0K右岸で4m、600 m^3/sec 時に12.9K左岸で4.0mの局所洗掘が生じる等の問題があり、河床整理の効果は少ない。(写真-12)

- ② 新田堰下流での土砂堆積が著しく、600 m^3/sec ~900 m^3/sec になると堰は埋没しはじめる。(写真-11、13)

- ③ 新田橋のピアは300~600 m^3/sec で、また滝の沢橋も河道中央部に砂礫堆が形成されることから桁高に余裕がなくなる。(写真-14)

- ④ 既設流路工末端9号床固工下流左岸水位は、900 m^3/sec 時に現堤内地盤とほぼ同じになる。

- ⑤ 流量900 m^3/sec 時に10.6K付近の右岸で0.25~0.4mの水深で護岸越水する。

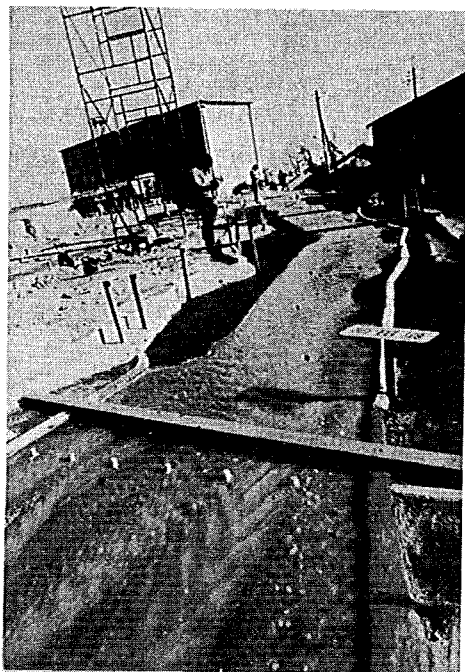


写真-11

流量 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時における新田橋付近の流況を示している。河床整理をおこなったが、河床整理前と同じように土砂が堆積している。また、新田堰は埋没しはじめている。

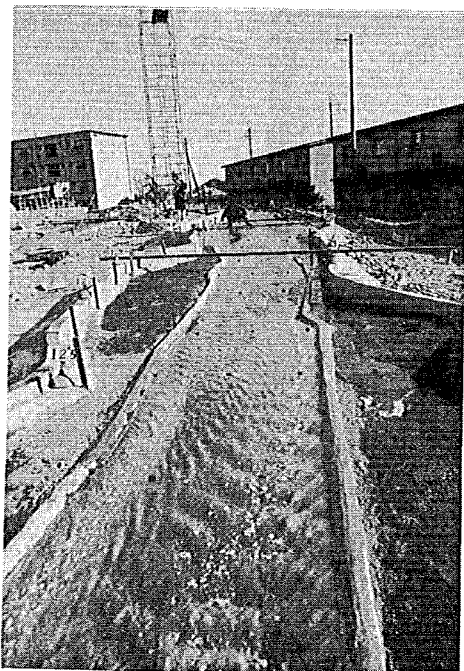


写真-12

1 2.3 Kより上流部の流況を示している。
 1 3.0 Kの右岸から流水が堤内地に流入している。また、1 3.2 K~1 2.9 Kの右岸、
 1 2.7 K~1 2.4 Kの左岸、1 2.5 K~
 1 2.1 Kの右岸が水衝部となっており、これら水衝部での流速は $5 \sim 6.5 \text{ m/sec}$ 、
 1 2.7 Kの左岸で約 4.8 m 、1 3.0 Kの右岸で 4 m の洗掘を受けている。



写真-13

新田堰は土砂で埋没する。左岸では上流からの砂礫堆の移動により天端面より0.4 m堆積している。

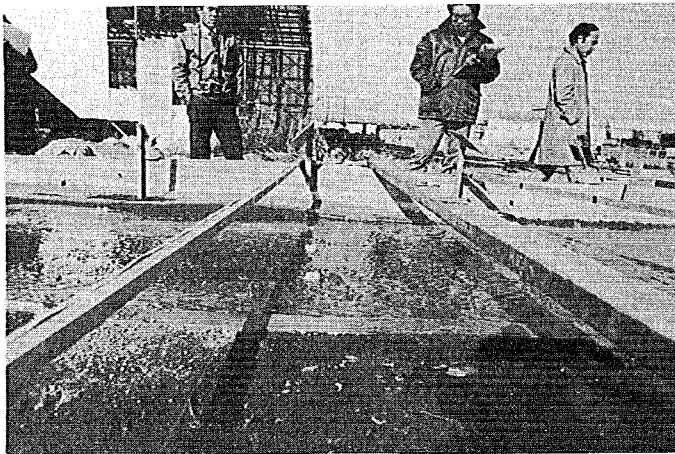


写真-14

滝の沢橋周辺の流況を左岸側より望んでいる。河道中央部に砂礫堆が形成され、主流となる右岸寄りのピアは、ほとんど余裕がない。

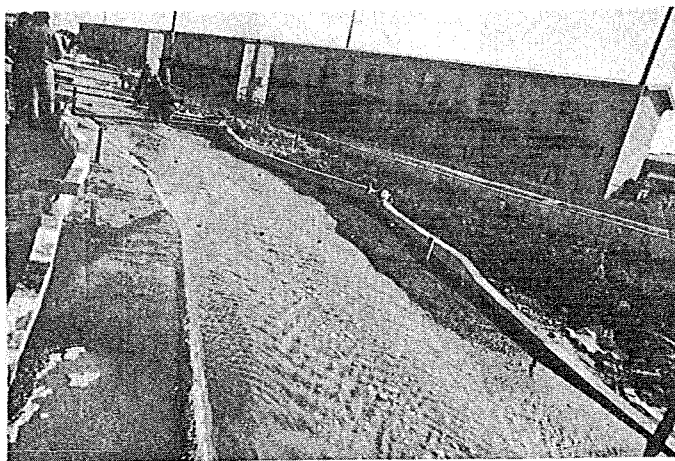


写真-15

10.6 K付近の右岸で、0.25～0.4 mの水深で越水している。
(流量 $900 \text{ m}^3/\text{sec}$)

2. 実験Ⅱ-2は実験Ⅱ-1に加えて次のような修正をし、計画1案の最終形状とする。

(図-1)

① 既設護岸嵩上げ箇所(1m)

- 10.8Kより下流の右岸

② 新設護岸箇所

- 滝の沢橋左岸側の護岸を滝の沢床固工袖に取り付ける。(延長30m)
- 滝の沢取水口上流右岸33m
- 13.0K～12.9Kの左岸

③ 河床整理箇所

- 13.7K～12.7K間

④ 10号床固工設置

1) 実験結果

- ① 既設護岸の嵩上げ(1m)及び霞堤を連続堤とした結果、護岸越水や氾濫が生じる箇所はなくなる。ただし、新設した10号床固工下流部左岸は $900\text{m}^3/\text{sec}$ 時に水位がほぼ堤内地盤と同高となる問題点が残る。(写真-16)
- ② 新田橋～11.9K間は流路幅70mで河床整理をおこなっているが、ピーク流量の $900\text{m}^3/\text{sec}$ 時頃より同区間は現状河道に近い流況を示すようになる。(写真-17、18、流向写真-2) このように河道部で土砂が移動することから、河床整理によって河道安定をはかる場合は、洪水後の再河床整理が必要となる。
- ③ 水衝部及び局所洗掘部は $600\text{m}^3/\text{sec}$ 時に12.4K～12.6K左岸で3m、 $900\text{m}^3/\text{sec}$ 時に12.9K～12.7K右岸で4mとなる。総じて洗掘深は3m以下となっている。(図-6)
- ④ 新田橋は $900\text{m}^3/\text{sec}$ 時に左岸寄りピア-3基目まで40cm位の水位のかぶりを生じる。また、滝の沢橋は上流取水口の水はね作用によって80cm位流水をかぶり、ともに桁高に余裕がない。
- ⑤ 新田堰は、これまでの実験と同様左岸側が埋没する。

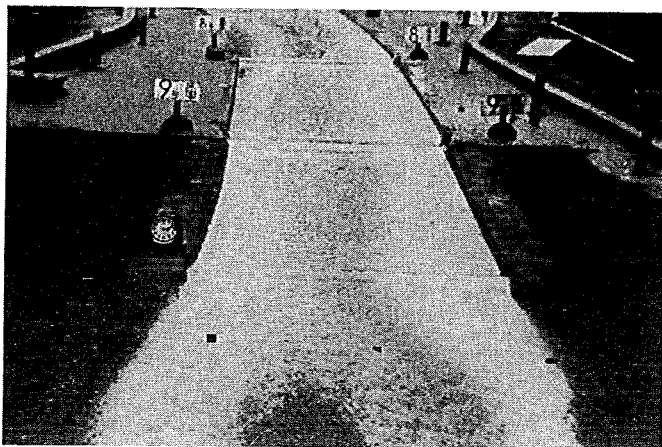


写真-16

10号床固工下流に堆積した
土砂は河岸高とほぼ同高であ
る。

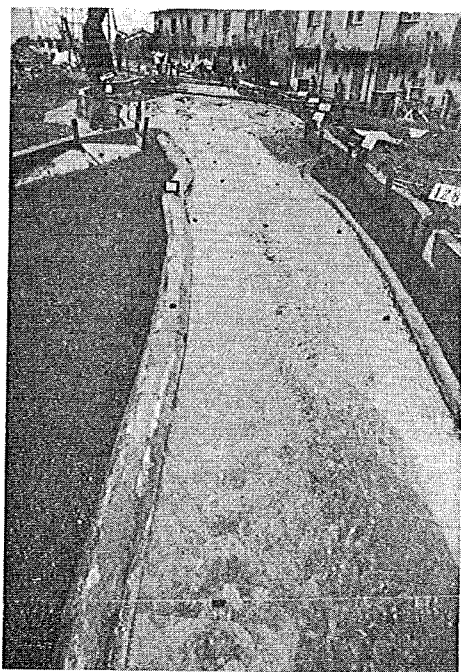


写真-17

12.6K付近より上流部の流況を望む。
(減水時 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$)

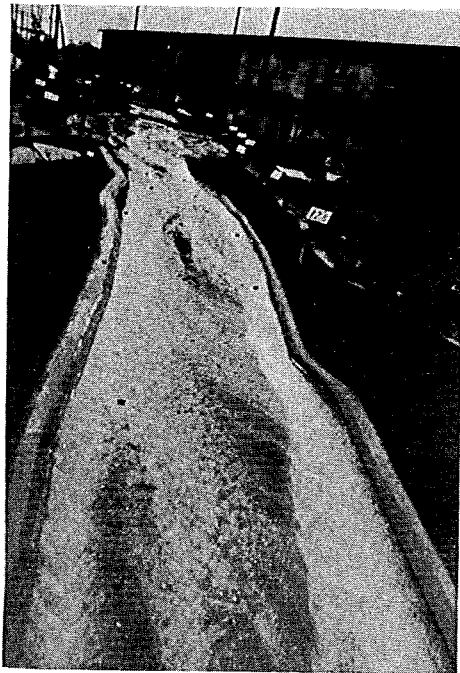


写真-18

12.4K付近より上流部の流況を望む。

(減水時300 m^3/sec)

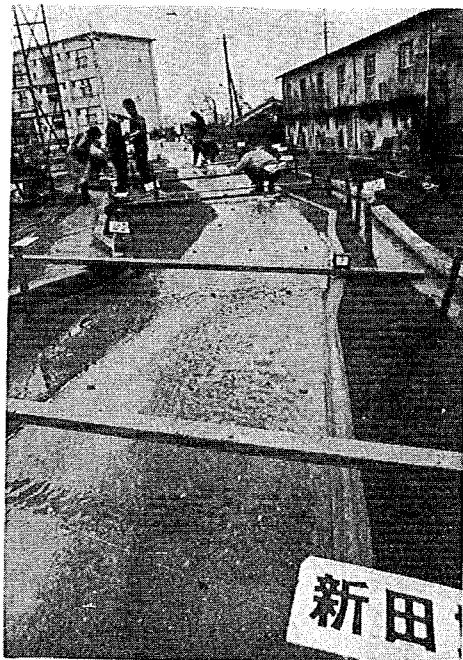


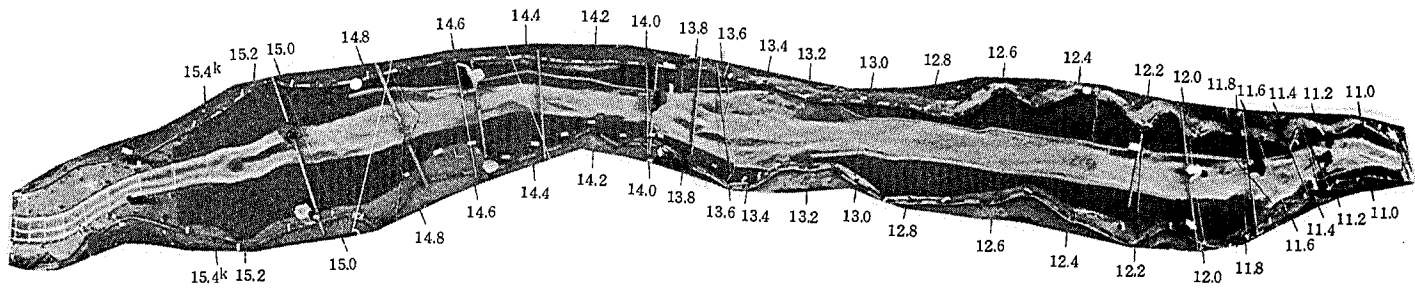
写真-19

新田堰より上流部の流況を示している。

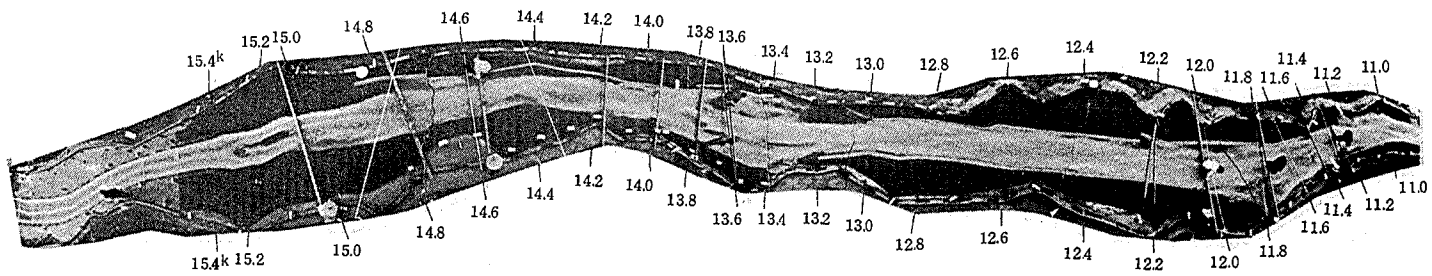
(流量600 m^3/sec)

14.3K~14.0K付近の左岸護岸が
水衝部となっており、14.1K付近で
約3mの洗堀を受けている。

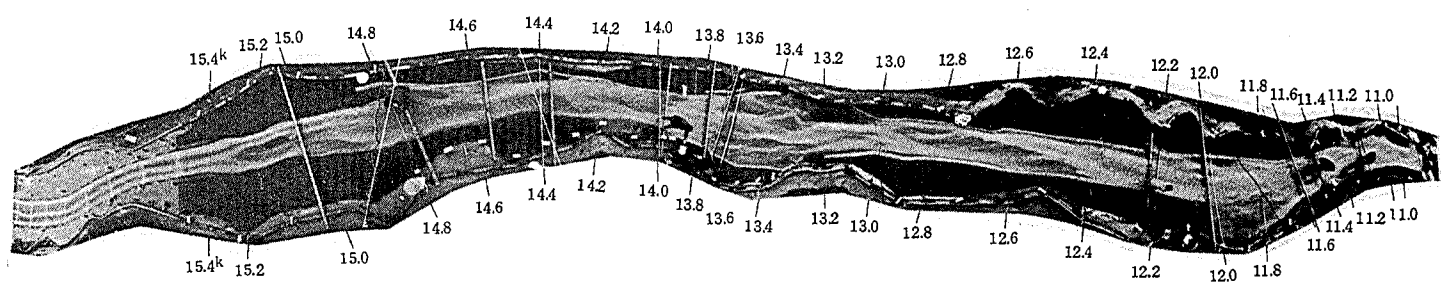
流向写真-2-(1) 実験開始より45分後の流況(流量 $300\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-2-(2) 実験開始より50分後の流況(流量 $600\text{ m}^3/\text{sec}$)

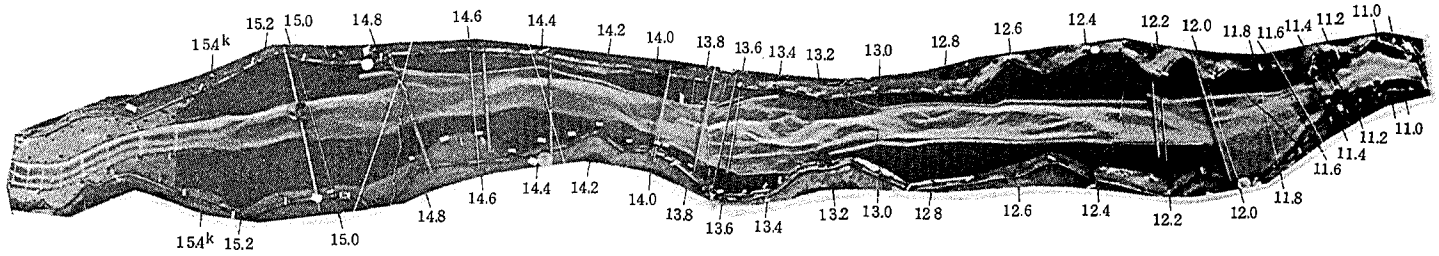


流向写真-2-(3) 実験開始より55分後の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)

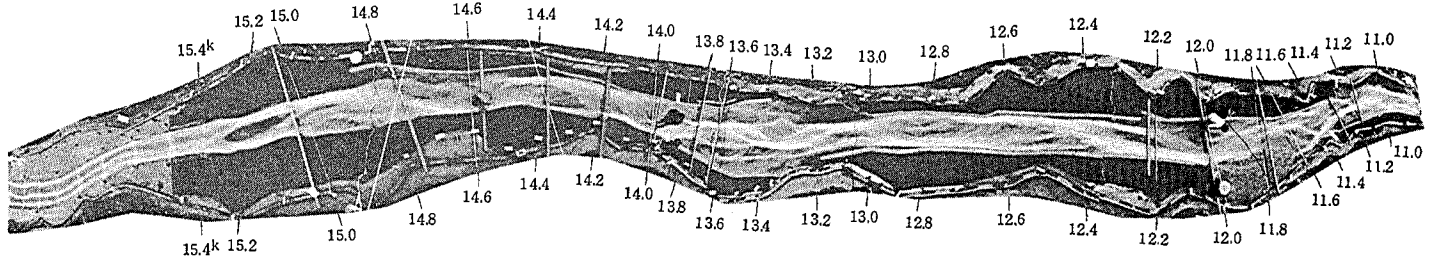


流向写真-2(a) 実験No 2-2の流況

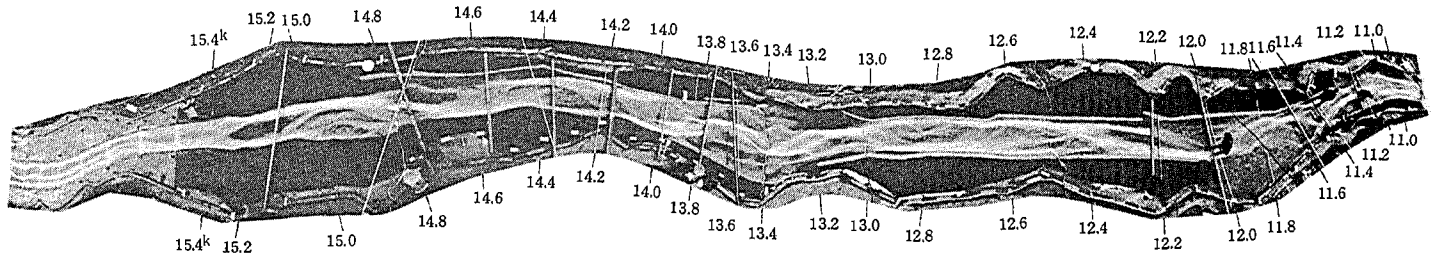
流向写真-2-(4) 実験開始より65分後の流況(流量 $600\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-2-(5) 実験開始より75分後の流況(流量 $300\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-2-(6) 実験開始より85分後の流況(流量 $170\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-2(b) 実験No.2-2の流況



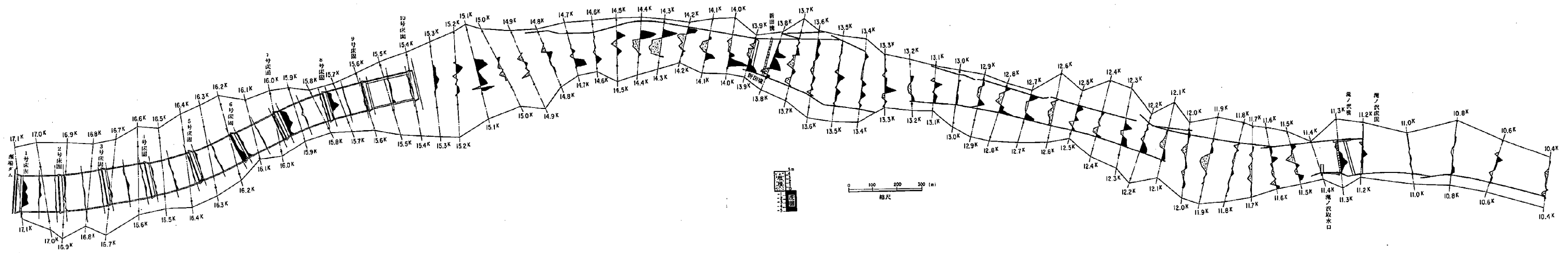


図-6 洗掘及び堆積状況

ケースNo.2-2

実験条件

Q = 洪水波形 m^3/s

q_s = 平衡給砂

$T = 90 \text{ min}$

3-3 計画2案の検討(実験No 3)

1. 実験No 3-1の場合

- ① 護岸越水箇所はない。
- ② 流水は計画1案にくらべて整流されるようになり、極端な蛇行現象は生じない。
- ③ ただし、1 3.6 K及び1 3.4 Kに設置した床固工の右岸の袖は長すぎ、袖部の導流作用によって1 3.6 K～1 3.0 Kの左岸に流水を集中させるため護岸工作物の安全度は低下する。(写真-20、21)
- ④ 新田堰と新たに設置した4基の床固工前庭部で局所洗掘を受ける。新田堰直下流で $900 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時に部分的に4 mの洗掘、また1 3.4 Kに設置した床固工左岸8 m下流で $600 \text{ m}^3/\text{sec} \sim 900 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時に4.8 mの洗掘が生じている。現地施工に際しては長さ10 mの護床工の必要性がうかがえる。(写真-20、21)
- ⑤ 新田堰から上流の河道整理をおこなうことにより、新田堰からの越流土砂量はピーク流量($900 \text{ m}^3/\text{sec}$)に達する直前頃より観測される。この結果、計画1案のように新田堰が埋没することもなく、新田橋桁高はせき上げ現象により余裕がなくなる場合もあるが、桁をのり上げる現象はみられない。(写真-22、23)
- ⑥ 滝の沢橋はピーク流量時においても桁高に1.6 mの余裕があり、桁周辺の洗掘深も、約1.5 m程度で大きな問題はなくなる。(写真-24)
- ⑦ 滝の沢取水口は、流量の少ない程水制作用が強くなる傾向を示すが、特に流況に悪影響を与える等の問題はない。
- ⑧ 10号床固工の直下流の水位は堤内地盤より低く、越水に対する危険度は低下する。

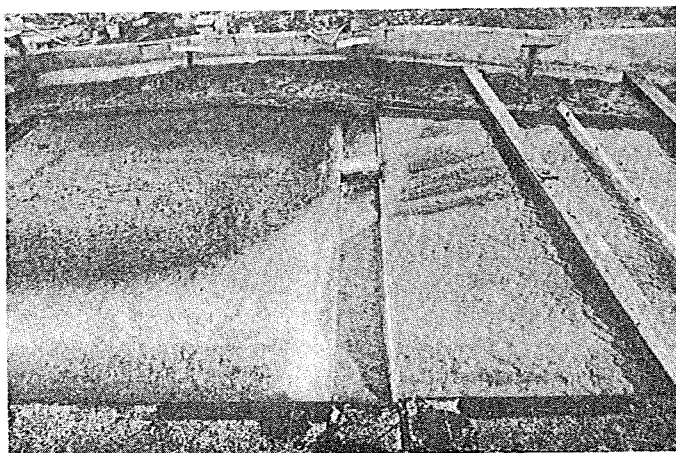


写真-20

流量 $170 \text{ m}^3/\text{sec}$ (減水期)における1 3.6 Kに設けた床固工周辺の流況を示している。右岸袖部が長く、水制作用によって流水は右岸の諸岸沿いに集中するので左岸の護岸の安全度が低下する。また落差工前庭部で局所洗掘(3.5 m)を受けている。

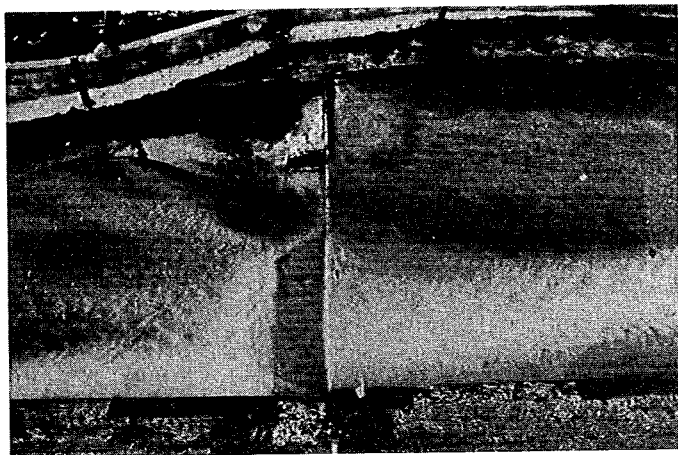


写真-21

流量 $170\text{ m}^3/\text{sec}$ （減水期）における 13.4 K に設けた床固工周辺の流況を示している。写真-18で示した 13.6 K の床固工と同様右岸の袖が長く、水制的作用が生じた左岸護岸の安全度が低下する。また袖を長くすることは 13.6 K ～ 13.4 K 間の左岸護岸に流水を集中させる等の問題がある。



写真-22

流量 $170\text{ m}^3/\text{sec}$ 時における新田堰付近の流況を示している。上流からの流送土砂はピーク流量に達する直前にならないと新田堰からの越流砂量はない。

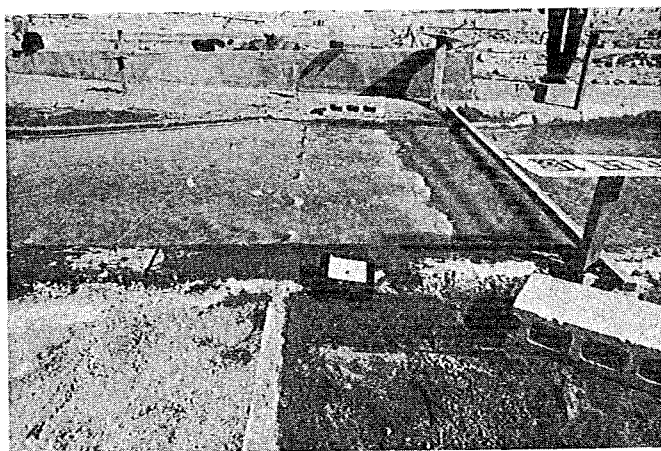


写真-23

流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$ 時における新田堰より下流の流況を示している。新田堰直下流で跳水が生じ局所洗堀を受けている。新田橋のピアーはせきあげ現象により余裕がなくなる場合もあるが、ピアー天端をのり上げることはなくなった。

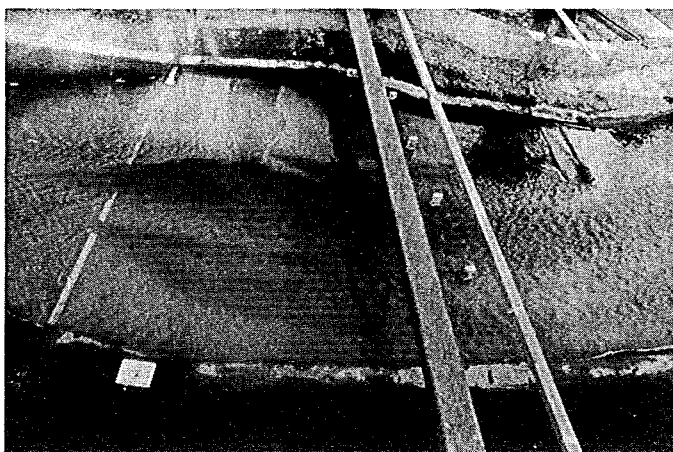


写真-24

流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$ 時における滝の沢橋付近の流況を示している。河道整理をおこなったことにより滝の沢橋はピーク流量時においてもピアー上部より 1.6 m の余裕があり、ピアー周辺の洗掘も約 1.5 m の洗掘がある程度で大きな問題はない。

2. 実験Ⅲ-2の場合

- ① 実験Ⅲ-1で 13.6 K 及び 13.4 K に設置した床固工の袖が長すぎて流況を乱す問題が生じたので、実験Ⅲ-2は新田堰から 13.4 K 間の法線形を図-1に示すように修正し袖を短くした。この結果、袖部の水制的作用はなくなり、流水は整流され、実験Ⅲ-1で問題となった左岸護岸への流水の集中はなくなる。
- ② 瀬場ダムから滝の沢床固工間の流水は整流されており、河道に沿って流下する。(流向写真-3)
- ③ 実験Ⅲ-4と同様に新田堰直下流及び新規施工分の床固工直下流で $4\sim 4.8\text{ m}$ の洗掘深が生じており、護床工を設ける必要がある。

3. 実験Ⅲ-3の場合

- ① 実験Ⅲ-2で流水が整流されることから、新田橋より下流右岸の護岸は $13.8\text{ K}\sim 13.4\text{ K}$ 間を除いて現河道と同じ状態(ただし、 $11.4\text{ K}\sim 11.2\text{ K}$ 間の既設護岸は 1 m 嵩上げをおこなっている。)すなわち、新田堰より下流の右岸に存在する荒地は全て放棄するという条件での実験である。
- ② 実験Ⅲ-2の場合と同様、瀬場ダム～滝の沢床固工間で(11.6 付近の右岸、 11.4 K 付近の左岸が水衝部となることを除けば)流水は整流されている。 $12.0\text{ K}\sim 11.5\text{ K}$ 間の右岸での河岸侵食が認められるが、 11.4 K 付近の左岸護岸沿いの洗掘深は小さく特に問題はない。
- ③ $12.5\text{ K}\sim 12.4\text{ K}$ 間の右岸で堤内地への流水の流入があるが、現河道(写真-9)にくらべて規模は小さい。(写真-27)

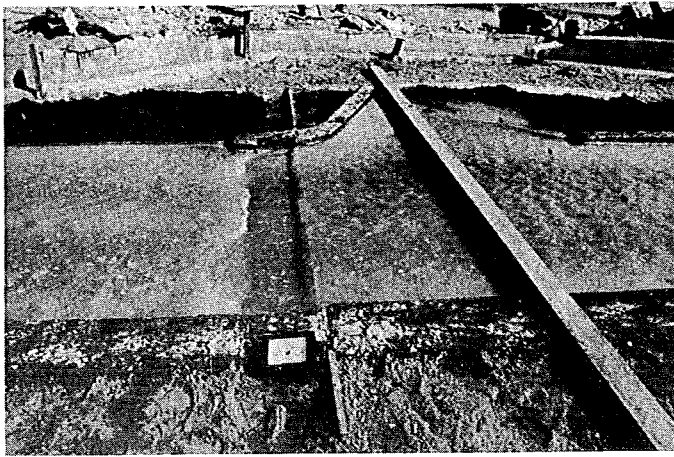


写真-25

流量 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ (増水期) における 1.34 K 付近の流況を示している。写真-19、20で示すような流水の片寄りはなく比較的整流されている。

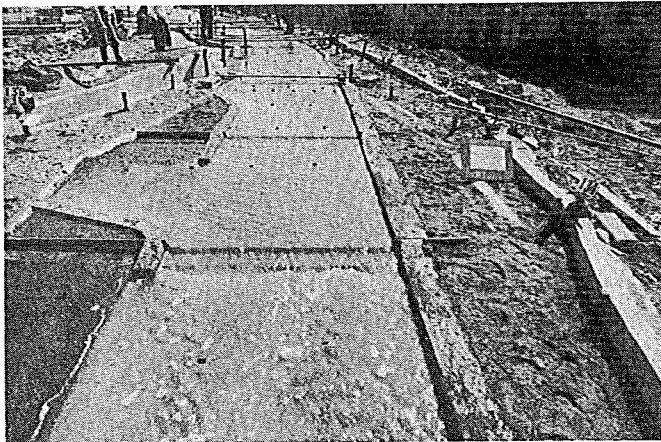


写真-26

流量 $900 \text{ m}^3/\text{sec}$ における 1.33 K 付近より上流の流況を示している。

写真-22で示した流量 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流況と同様、流水は整流されている。

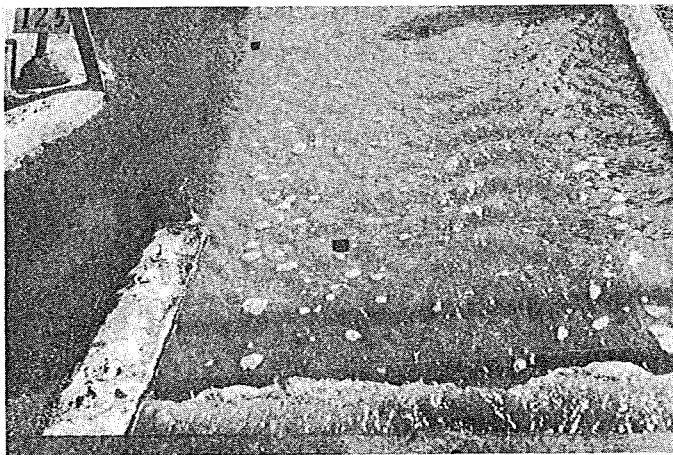
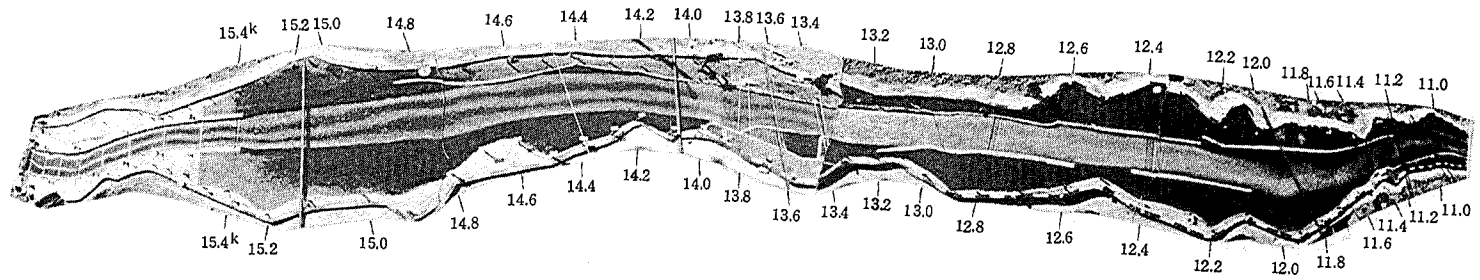


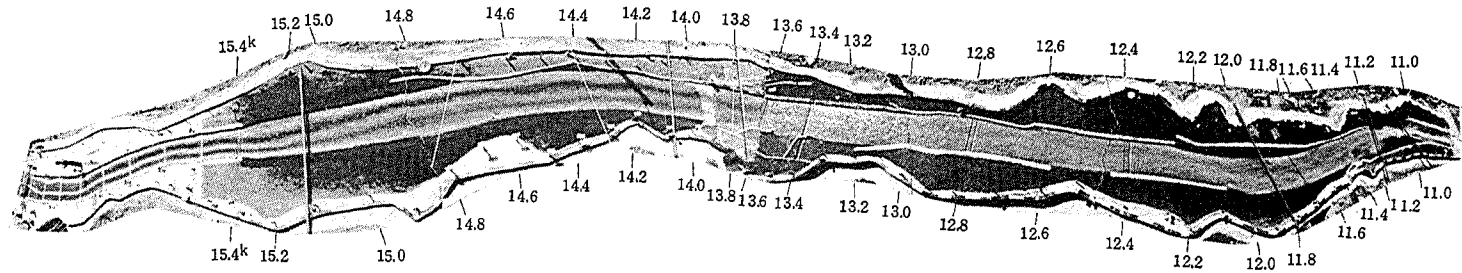
写真-27

$1.25 \text{ K} \sim 1.24 \text{ K}$ 間の右岸で流水が堤内に流入する状況

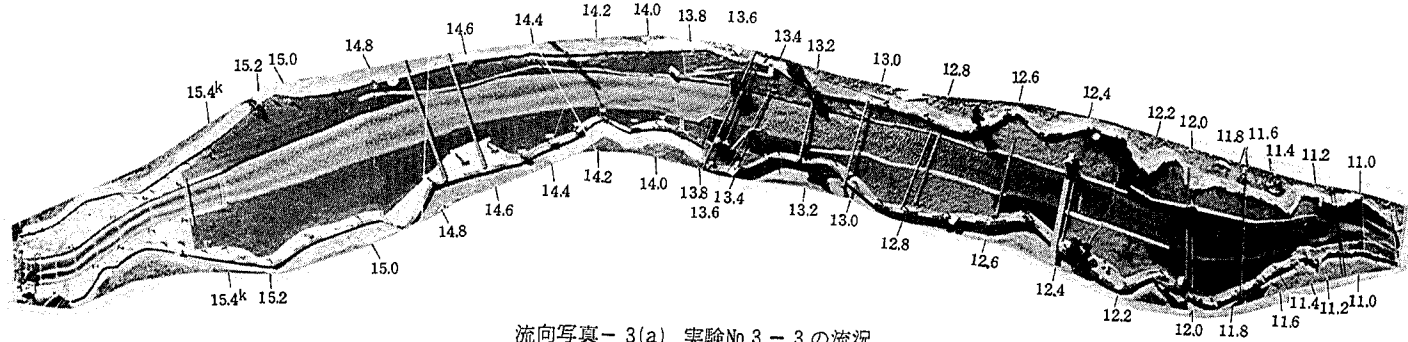
流向写真-3-(1) 実験開始より 30分後の流況(流量 $170 \text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-3-(2) 実験開始より 65分後の流況(流量 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$)

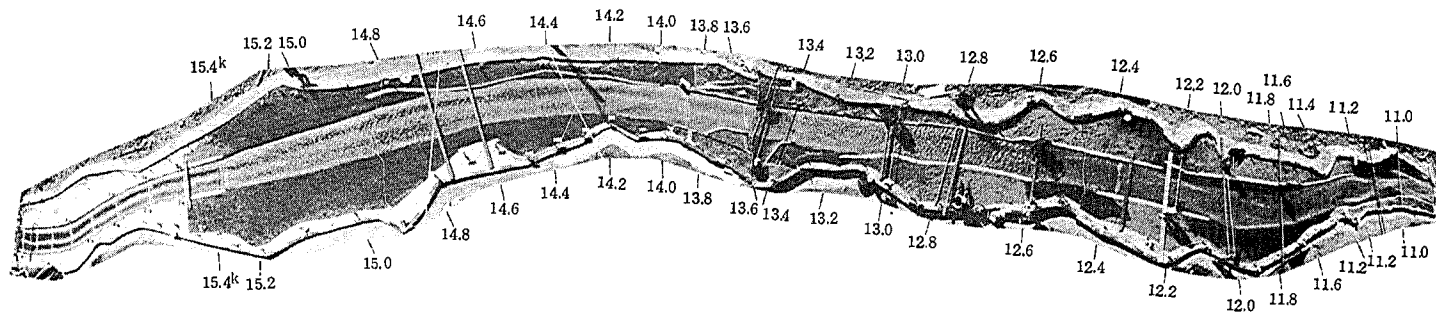


流向写真-3-(3) 実験開始より 80分後の流況(流量 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$)

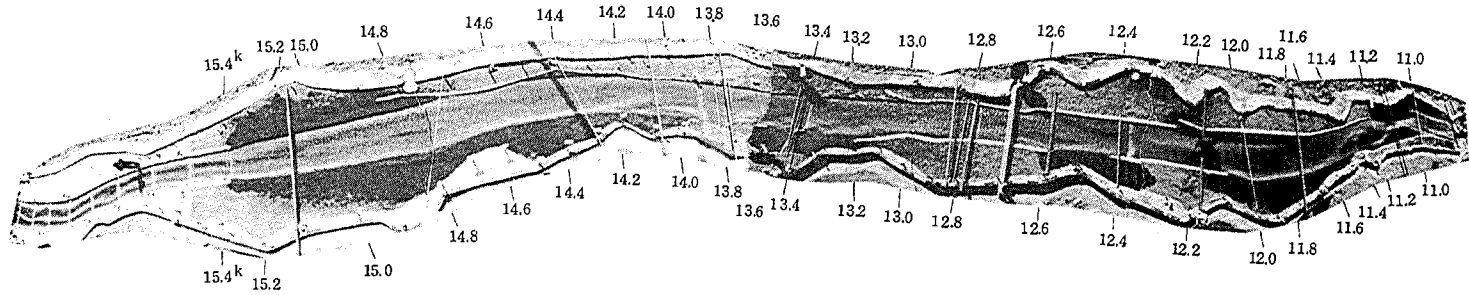


流向写真-3(a) 実験No.3-3の流況

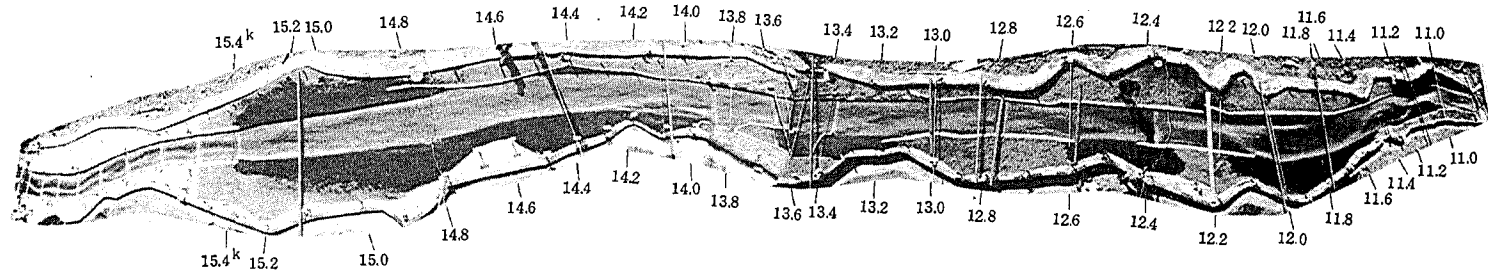
流向写真-3-(4) 実験開始より 85分後の流況 (流量 $900 \text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-3-(6) 実験開始より105分後の流況 (流量 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-3-(7) 実験開始より120分後の流況 (流量 $170 \text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-3(c) 実験No 3-3の流況

3-4 計画案の評価

1. 計画1案にくらべて計画2案(実験 $\#$ 3-2、 $\#$ 3-3)の方が流水をうまく整流できる。
計画1案(河床整理案)の場合は土砂の移動により現河道と同様護岸沿いに流水が集中し、護岸の安全度が低下する。河道整理による河道の安定をはかる場合は洪水後の再河床整理等維持管理が必要となる。(流向写真-2と3の比較)
2. 表-2は各断面で10cm間隔に測定した流速のうち最大流速を調べて計画1案と2案について比較している。

計画1案の場合、各断面で5m/secをこえる流速が測定されているが、計画2案の場合に5m/secより大きい流速は測定されていない。これは計画2案の場合に流水の集中が減少するからであり、流向とも合わせ計画2案の流れに対する効果がみうけられる。

表-2 最大流速の比較

断面 ケース	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$	$\frac{K}{\#}$
	15.0	14.8	14.6	14.4	14.2	14.0	13.9	13.8	13.6	12.2	12.0	11.8	11.6	11.4	11.3	11.2	11.0	
計画1案 2-2	$\frac{m}{s}$ 6.7	5.6	8.9	7.3	5.0	7.0	6.4	6.0	6.7	5.6	4.6	5.2	5.5	5.6	4.5	6.4	4.8	
計画2案 3-1	$\frac{m}{s}$ 2.8	6.5	4.4	3.9	4.9	3.9	3.6	3.2	137k 3.2	3.8	4.5	2.8	3.8	3.8	3.9	3.9	5.6	
計画2案 3-2	$\frac{m}{s}$ 3.7	4.3	4.5	3.6	3.9	3.8			137k 3.1		4.5	3.9	5.7	3.0	108k 6.8 106k 5.6	5.6	5.1	
計画2案 3-3	138k $\frac{m}{s}$ 3.0	13.7 3.1	13.6 +8 3.0	13.6 -8 3.0	13.5 3.5	13.4 +8 3.0	13.4 -8 3.7	13.0 3.9	12.8 +8 3.6	12.8 -8 3.0	12.6 4.1	12.4 +8 4.5	12.4 -8 3.1	12.2 4.8	12.0 3.3	11.8 3.7		

3. 図-6は計画1案(実験 $\#$ 2-2)の、図-7は計画2案(実験 $\#$ 3-2)の水通前に対する洗掘深及び堆積深を平面的に示している。計画2案の場合に床固工前庭部での洗掘深が大きい、13.2K~12.0K間の護岸沿いの洗掘深は計画1案より計画2案の方が小さく(床固工前庭部を除くと護岸及び河岸沿いの洗掘深は2m以下)、護岸工作物に対する安全度は高まる。また、計画2案で新田堰より上流右岸の掘削法面の侵食は少なく、特別には護岸工を施す必要はないようである。(図-7)
4. 新田橋及び滝の沢橋の桁へのせり上がりは計画2案の方が少なく、橋梁に対する安全度は計画2案の方が高い。
5. 以上のような実験的考察によれば、計画1案より計画2案の方が優れている。計画2案の

場合に実験Ⅱ 3-2とⅡ 3-3の形態が考えられるが、できる限り現河道を生かすという基本方針に従って片護岸を優先させる実験Ⅱ 3-3を流路工計画案として、今後、この計画案における安定性の検討を進めていく。

計 画 案 の 評 価

	計 画 1 案	計 画 2 案
流 況	再河床整理等の 河道管理が必要	流水は整流させる一洪水流 に対して安定
流 速	4.6 m / S ~ 8.9 m / S	3.0 m / S ~ 4.8 m / S
護岸沿いの洗掘深	3 m 以上となる箇所が多い	2 m 以 下
橋 梁 の 安 全 度 (新田橋・滝の沢橋)	流水のせりあがり大	流水のせりあがり小 特に滝の沢橋は安全となる。

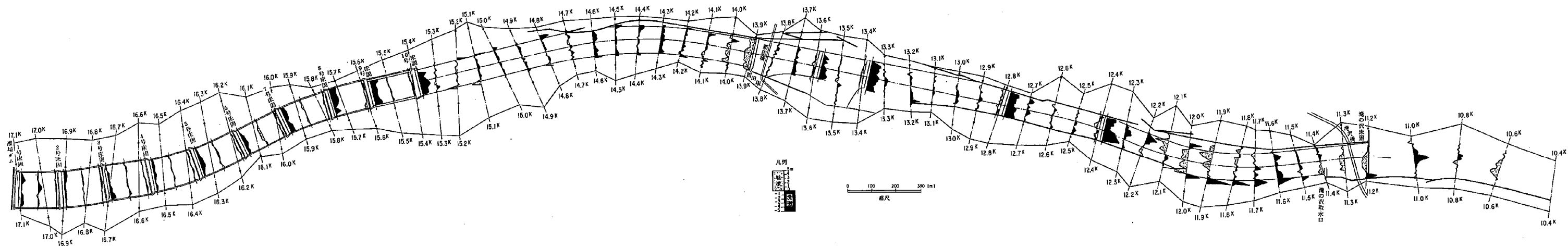


図-7 洗掘及び堆積状況

実験ケースNo 3-2

実験条件

Q = 洪水波形 m^3/s

q_s = 平衡給砂

$T = 120min$

§ 4. 計画案における安定性の検討

4-1 給砂量変化に対する安定性（一洪水波形流量）

瀬場ダムの堆砂勾配を $1/45$ （洪水勾配）に設定し、瀬場ダム上流 2 m 間（模型値）の河床高と勾配を維持する平衡給砂をおこなった場合の実験をおこない、流況や河床変動について検討する。

1. 瀬場ダムの堆砂勾配 $1/45$ における流況（実験 4）

- ① 流向写真-4 で各々の流量における流況を示しているが、滝の沢床固工より上流は流水の片寄りがなく、河道に沿って流下している。この流況は瀬場ダムの堆砂勾配 $1/55$ における流況と大差がない。
- ② 護岸越水の問題はない。ただし、流量 $900 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時に 1 2.8 K の左岸護岸高は余裕がない。（余裕深 0.4 m）

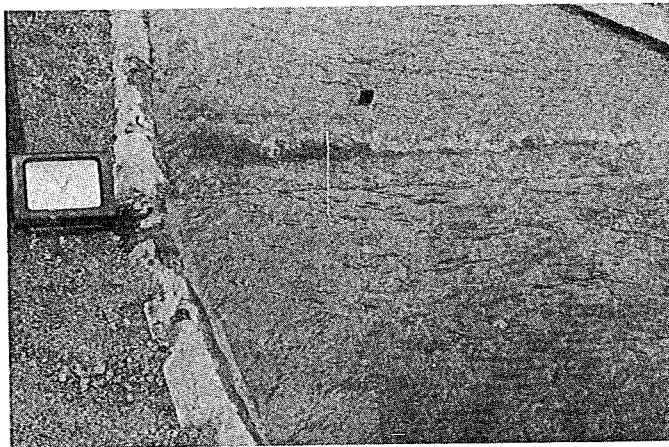


写真-28

$900 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時における
1 2.8 K 付近の流況を示している。
左岸では護岸高に余裕がない。

- ③ 新田堰から下流の各床固工前庭部での水たたき終端より 8 ~ 10 m の範囲は 4 ~ 5 m の局所洗掘を受ける。瀬場ダムから流入土砂が多い場合でもやはり護床工が必要となる。
- ④ 新田橋及び滝の沢橋のピアは給砂量に影響を受けることなく、特に問題はない。
- ⑤ 既設流路工内では 8 号床固工（既設）より上流に細砂が堆積し、これより下流はアーマコート現象が生じ 5 mm 以上（現地換算で 40 cm 以上）の河床表面に露出している点で状況が異なっている。（写真-29、写真-30）

既設流路工は、床固工前庭部を除いて平均河床高で 10 cm 以下（実物値）の堆積程度であり護岸越水が生じたり砂礫堆が形成され流水が乱流する等の問題はみられない。

- ⑥ 以上のように瀬場ダムの堆砂勾配 $1/55$ の条件での実験と同様、計画案の大きな問題点はない。

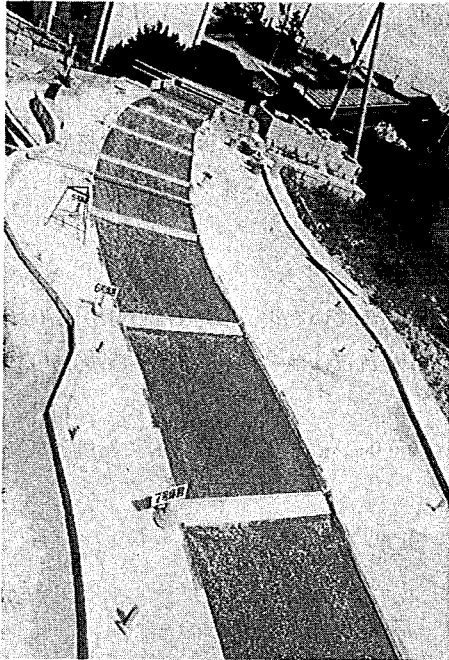


写真-29

実験終了直後の河床状況
(8号床固工より上流)

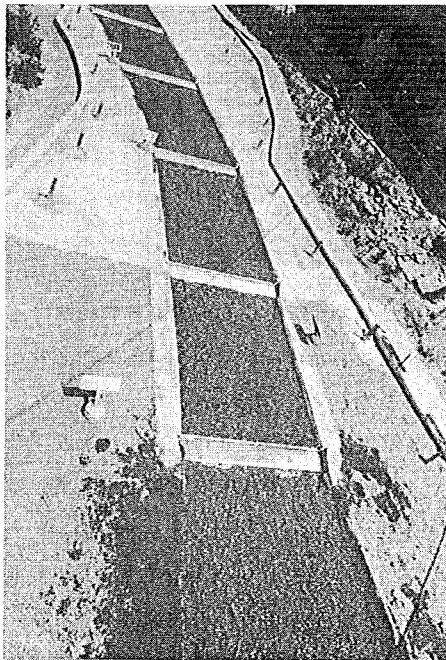
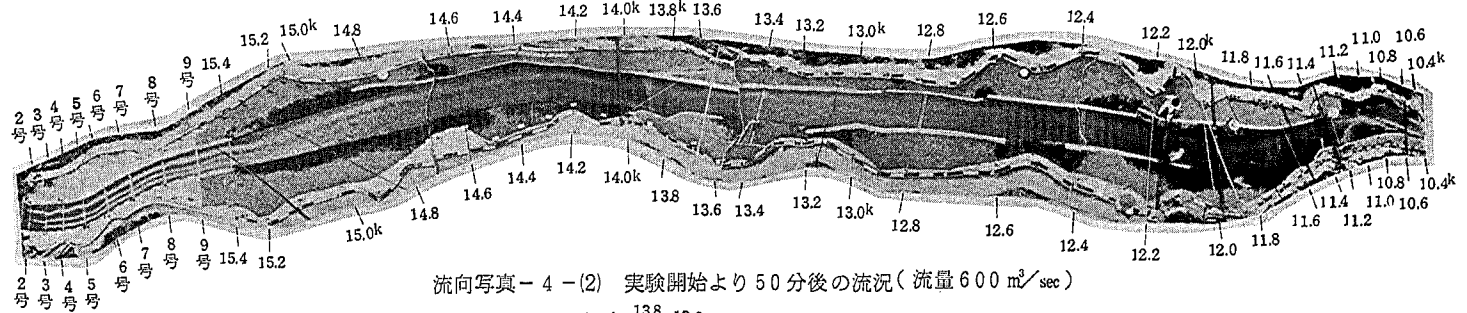


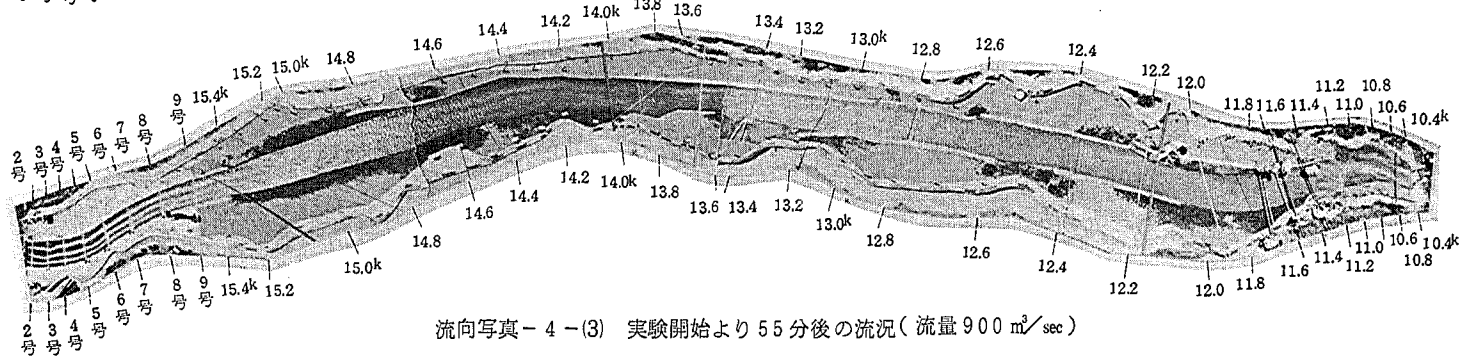
写真-30

実験終了後のアーマコート現象が
生じている河床状況
(15.3Kより上流)

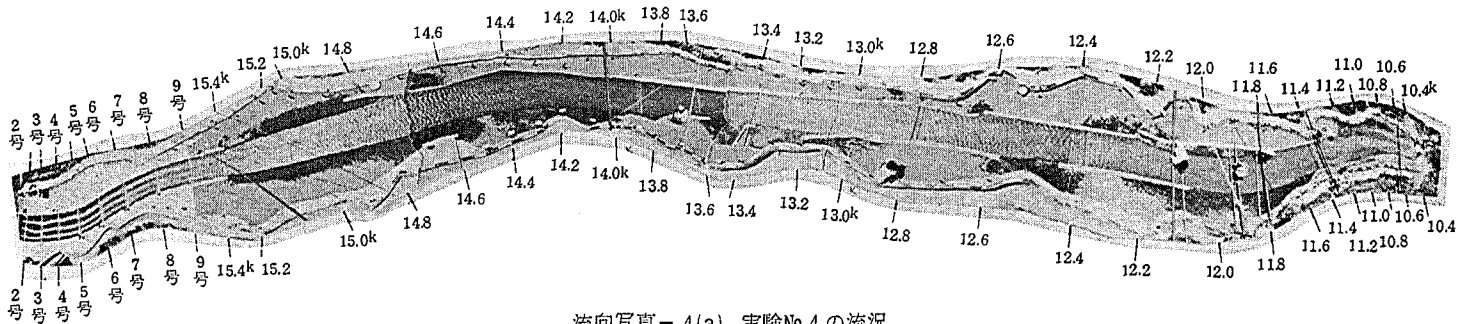
流向写真-4-(1) 実験開始より45分後の流況(流量 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-4-(2) 実験開始より50分後の流況(流量 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$)

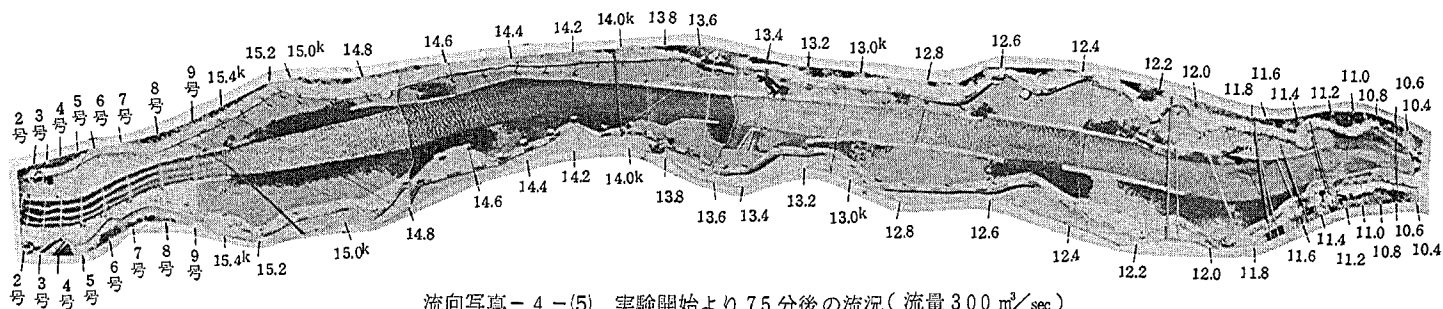


流向写真-4-(3) 実験開始より55分後の流況(流量 $900 \text{ m}^3/\text{sec}$)

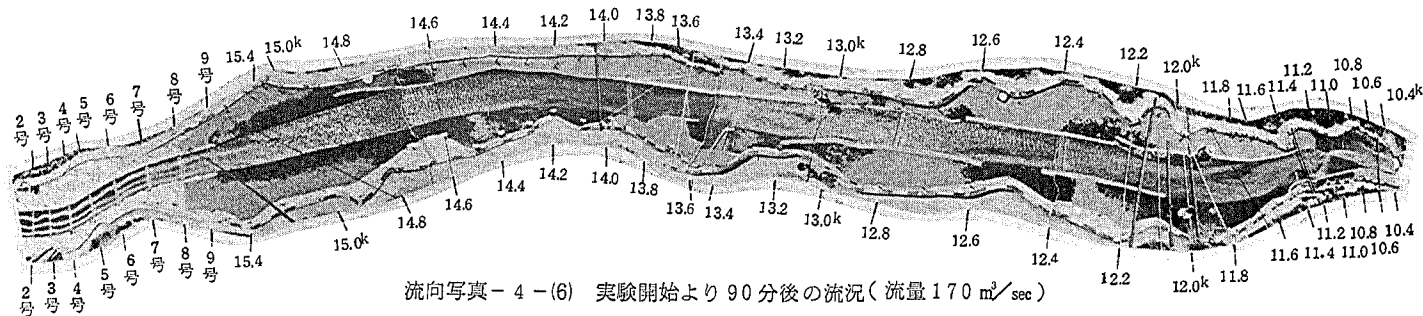


流向写真-4(a) 実験No.4の流況

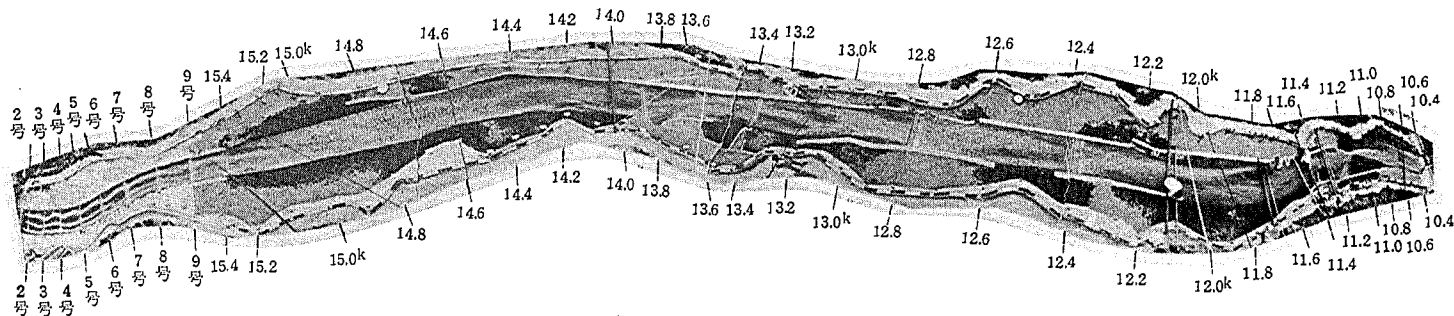
流向写真-4-(4) 実験開始より65分後の流況(流量 $600\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-4-(5) 実験開始より75分後の流況(流量 $300\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-4-(6) 実験開始より90分後の流況(流量 $170\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-4(b) 実験No.4の流況

4-2 出現頻度の多い流量を長時間連続して流下させた場合の安定性の検討

出現頻度の多い流量として10年確率流量の $316\text{ m}^3/\text{sec}$ を実験 $\#5-1$ で60分間、実験 $\#5-2$ で60分間(延120分間:現地時間で約18時間)を継続して流下させた。ただし、給砂量は実験 $\#5-1$ では瀬場ダムの堆砂勾配を $1/55$ 、実験 $\#5-2$ は $1/45$ を維持する量を与えた。

1. まず、瀬場ダムの堆砂勾配を $1/55$ とする条件(給砂量 $0.493\text{ m}^3/\text{sec}$)での実験 $\#5-1$ の流況を写真-31で示しているが、流水は整流されており問題はない。
2. 次に実験 $\#5-2$ は実験 $\#5-1$ の実験終了直後の河床状態で瀬場ダムの堆砂勾配を $1/45$ に整形した後、さらに継続して $316\text{ m}^3/\text{sec}$ を60分間流下させた(給砂量 $0.795\text{ m}^3/\text{sec}$)。流況を写真-32で示しているが依然として流水は整流されている。局所洗掘は各床固工の水たたき終端より4~5mの位置で約1.5~2.5m受ける程度である。
3. 図-8に流出土砂量の時間的変化、実験 $\#5-1$ と実験 $\#5-2$ とを比較して示した。実験 $\#5-1$ (給砂量 $0.493\text{ m}^3/\text{sec}$)にくらべて実験 $\#5-2$ (給砂量 $0.795\text{ m}^3/\text{sec}$)の方が流出土砂量が多い。しかし、いずれの実験でも給砂量より流出土砂量が少なく、河道内は堆積傾向を示すことになる。
4. 図-9は、実験 $\#5-1$ と実験 $\#5-2$ との計画河床高に対する平均河床変化高を各断面毎に比較して示している。
 - ① いずれの場合も変化高は次に述べる区間を除くと総じて0.2m程度である。
 - ② 給砂量の影響が認められるのは新田堰より上流であり、これより下流はほぼ同様な変化高を示している。
 - ③ 実験 $\#5-1$ の場合に7号床固工~14.9K間で洗掘、14.9K~新田堰間で堆積する。特に新田堰の影響を受けて14.0K間での河床上昇が他に比べて著しい。(0.6~0.8m) 実験 $\#5-2$ の場合は14.9Kより上流で河床が上昇する。新田堰上流で堆積していた土砂は下流に流送されており、新田堰の土砂貯留がうかがえる。
5. 以上のように10年確率流量の $316\text{ m}^3/\text{sec}$ を模型実験で120分継続して流下されたが、流況に大きな乱れがなく流水は整流される。また、給砂量の大小の影響は新田堰より上流部で認められ、新田堰直上流で最大0.8mの変化高があるが、護岸越水や流況の乱れがないこと等、計画案で特に問題が生じない。

4-3 計画洪水波形流量(ピーク流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)を連続して流下させた場合の安定性の検討

1. まず、瀬場ダムの堆砂勾配を $1/55$ とした状態で洪水波形流量を与えた場合(実験 $\#6-1$)の流量毎の流況を流向写真-5で示している。ピーク流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$ 以降減水期に15.3K~15.1Kの右岸、15.1K~14.8Kの左岸、14.7K~14.5Kの右岸、14.4K~14.1Kの左岸、13.2K~13.0Kの右岸、12.8K~12.6Kの左岸、12.5K~12.4Kの右岸にとる蛇

行現象が生じている。(この蛇行現象はこれまでの実験にくらべて少し強い。)これらの流心部では $4.5 \sim 5.7 \text{ m/sec}$ の流速が生じているが、1.4.6 Kの右岸、1.4.2 Kの左岸、1.3.0 Kの右岸、1.1.9 Kの右岸で $1 \sim 1.5 \text{ m}$ の局所洗掘を、減水期の $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時に 1.3.0 Kの右岸で 2.5 m の局所洗掘を受ける程度である。

2. 次に瀬場ダムの堆砂勾配を $1/45$ に整形した後(瀬場ダムより下流は実験 No. 6-1 の実験終了後の河床状態としている。)洪水波形流量を連続させて与えた場合の流況を流向写真-6 で示している。 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時に 1 の項で述べた水衝部で $4 \sim 5 \text{ m/sec}$ の流速が生じており、通水前の初期河床高にくらべて $1.5 \sim 2.5 \text{ m}$ の洗掘深が測定されているが、護岸越水や河岸侵食を受ける等の問題はない。

3. さらに波形流量をピーク流量まで連続して与えた(実験 No. 6-3) 流況を流向写真-7 に示した。水衝部は前実験ケースの場合とはほぼ同じ位置で生じている。局所洗掘はこれら水衝部で $2 \sim 3 \text{ m}$ が測定されているが時間的変化量は小さい。

4. 図-10 は連続した洪水波形流量を与えた場合の流出土砂量の時間的変化を示している。いずれの場合もピーク流量の $900 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時に同じような尖点を有するが、ピーク流量時の流出土砂量は徐々に増大する傾向を示している。しかし、いずれの場合も給砂量より流出土砂量の方が少なく河道内は堆積していることを示している。

5. 図-11 は、連続した洪水波形流量を重ねて与えた場合どのように河床が変動していくかを図-11-(1)と 11-(2)に分けて示している。図-11-(1)は実験 No. 6-1 の最初の洪水波形流量における変動量を、また、図-11-(2)は実験 No. 6-3 の最終河床変動量を縦断的に示している。

① 図-11-(1)で 7 号床固工から上流部で堆積、7 号床固工 $\sim$ 1.4.5 K で洗掘、1.4.5 K $\sim$ 1.3.2 K で堆積、1.2.8 K (13 号床固工) $\sim$ 1.2.1 K で洗掘、1.2.1 K $\sim$ 1.1.2 K (滝の沢床固工) で堆積、これより下流で洗掘されている。ブロック毎の変動量は次のようになる。

表-2 各区分毎の河床変動量

$\frac{K}{1.1.2} \sim \frac{K}{1.0.4}$	$\frac{K}{1.2.1} \sim \frac{K}{1.1.2}$	$\frac{K}{1.2.8} \sim \frac{K}{1.2.1}$	$\frac{K}{1.3.0} \sim \frac{K}{1.2.8}$	$\frac{K}{1.3.2} \sim \frac{K}{1.3.0}$	$\frac{K}{1.4.5} \sim \frac{K}{1.3.2}$	7 号床固工 $\sim$ 1.4.5 K	1 号床固工 $\sim$ 7 号床固工
(-) 11861.23 m^3	(+) 19591.97 m^3	(-) 12384.91 m^3	(+) 4919.67 m^3	(-) 4488.96 m^3	(+) 25100.51 m^3	(-) 31898.15 m^3	(+) 119425.6 m^3

堆積量が最も多い区分は新田堰をはさむ 1.4.5 K $\sim$ 1.3.2 K 間であり、洗掘量は 7 号床固工 $\sim$ 1.4.5 K 間で最も多い。

② 図-11-(2)で図-11-(1)にくらべて大きく河床が変動する区分は新田堰の影響を受ける 1.4.6 K $\sim$ 新田堰間と滝の沢床固工下流 1.1.0 K $\sim$ 1.0.6 K 間である。逆に変動が少ない区分は 7 号床固工より上流の既設流路工区間と 1.2.1 K $\sim$ 1.1.5 K 間である。そのほかの区

間は堆積、洗掘の傾向が強まるが総じて変動は少ない。

- ③ 図-12は、計画河床高に対しての実験終了直後の平均河床高の縦断変化を実験 $\#6-1$ と $\#6-3$ について比較して示している。洪水波形流量を重ねたことの影響を受ける区間は、新田堰上流 $1.45\text{ K} \sim 1.41\text{ K}$ 間と $1.10\text{ K} \sim 1.08\text{ K}$ 間である。実験 $\#6-3$ の場合 1.43 K 地点は計画河床高に対する平均河床変化高は 1.1 m 上昇、実験 $\#6-1$ の平均河床高に対しては 1.0 m 上昇し、 1.08 K 地点は計画河床高に対して 0.7 m 上昇、実験 $\#6-1$ の平均河床高に対して 1.0 m の変化高がある。

- ④ 連続して計画洪水流量の規模をもつ出水があった場合、これら河床上昇が大きい新田橋付近(1.43 K の左岸、 1.42 K の右岸、 1.39 K の左岸)は護岸の余裕高が 1 m 以下となる場所であり、一洪水(ピーク流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)においても $1.40\text{ K} \sim 1.39\text{ K}$ 間の右岸側の護岸は余裕高が 1 m 以下となるので、あらかじめ護岸の嵩上げをおこなうか堆積状況から判断して再河床整理をおこなうことが望ましい。その他の箇所では床固工前庭部で局所洗掘(2 m)を受けていることを除くと、総じて計画河床高に対する変化高は小さく、しかも、洪水波形流量を重ねたことによる影響(実験 $\#6-1$ と実験 $\#6-3$ との変化高)は小さい。

6. 以上のように洪水波形を重ねた実験では

- ① 蛇行現象は強まるが水衝部での局所洗掘深は $2 \sim 3\text{ m}$ であり、一洪水流量を与えた場合に比べると少し大きくなる。
- ② 洪水波形流量を重ねたことによる河床変動への影響は新田堰より上流 $1.45\text{ K} \sim 1.41\text{ K}$ 間と $1.10\text{ K} \sim 1.08\text{ K}$ 間で生じているが、護岸越水や流況を乱すことはない。
- ③ しかし、新田堰 $\sim 1.46\text{ K}$ 間で土砂が堆積し護岸高に余裕がなくなるので、同区間は再河床整理をおこなうか、護岸の嵩上げを必要とする。

4-4 計画高水流量($900\text{ m}^3/\text{sec}$)を長時間連続して流下させた場合の安定性の検討

1. 実験 $\#7-1$ はピーク流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$ が現地時間で 8.9 時間連続して流下した場合を想定した実験である。

- ① 流向写真-8で示すように流水は既設流路工内で整流されているが、 $1.53\text{ K} \sim 1.51\text{ K}$ の右岸、 $1.50\text{ K} \sim 1.48\text{ K}$ の左右岸、 $1.48\text{ K} \sim 1.46\text{ K}$ の左岸、 $1.45\text{ K} \sim 1.42\text{ K}$ の右岸、 $1.42\text{ K} \sim 1.40\text{ K}$ の左岸、 $1.31\text{ K} \sim 1.28\text{ K}$ の右岸、 $1.27\text{ K} \sim 1.24\text{ K}$ の左岸、 $1.23\text{ K} \sim 1.19\text{ K}$ の右岸に流水が集中する蛇行現象が生じている。これらの水衝部では $5 \sim 8\text{ m}/\text{sec}$ の流速が測定される。局所洗掘を受ける箇所と洗掘深は 1.27 K の左岸で 6.1 m 、 1.46 K の左岸で 4 m 、 $1.23\text{ K} \sim 1.21\text{ K}$ の右岸で 3.6 m 、 $1.23\text{ K} \sim 1.21\text{ K}$ の右岸で $3.6\text{ m} \sim$

5.5 m (コンクリート露出)である。

- ② 14.0 K～13.9 Kの左岸は0.5 m位の水深で護岸越水する。また、12.8 Kの左岸は護岸高の余裕がない。
- ③ 無堤箇所である12.1 K～11.5 Kの右岸で氾濫する。
- ④ 以上のようにピーク流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$ が長時間連続して流下した場合は砂礫堆の影響で護岸越水したり、護岸工作物の安全度を低下させる等の問題が生じるので、例えば帯工を計画する等の対策が必要となる。

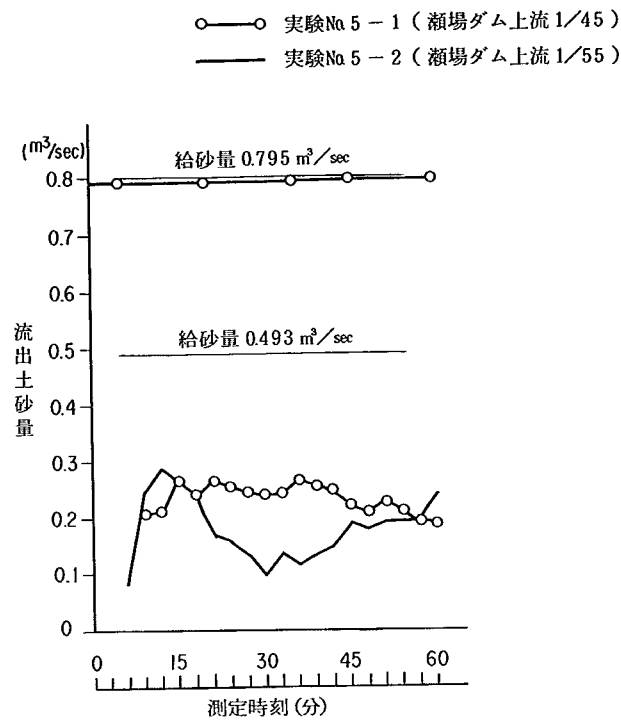


図-8 流出土砂量の比較
($Q = 316 \text{ m}^3/\text{sec}$)

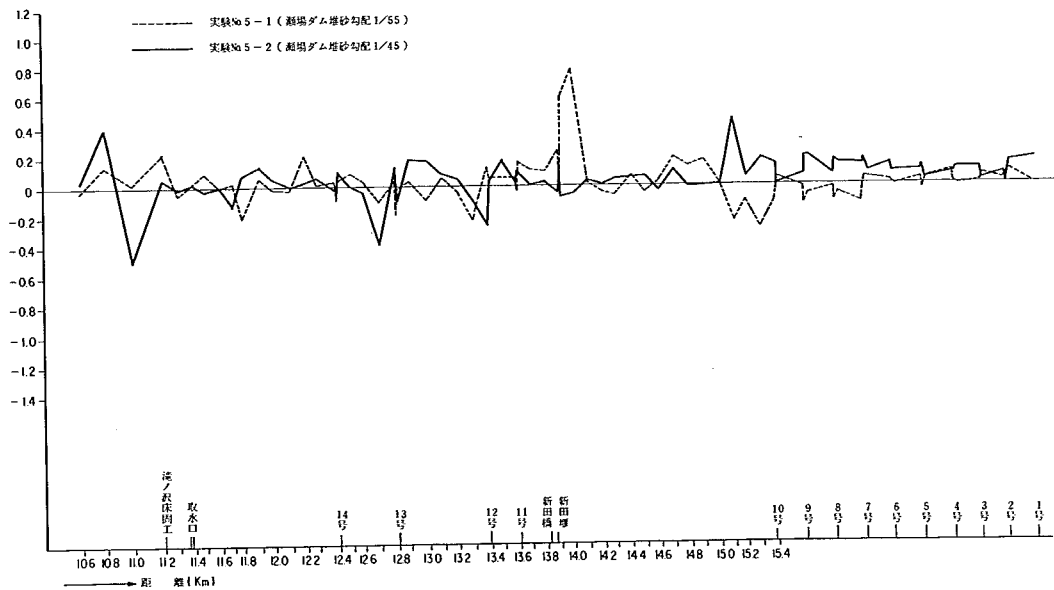


図-9 平均河床変化高の比較

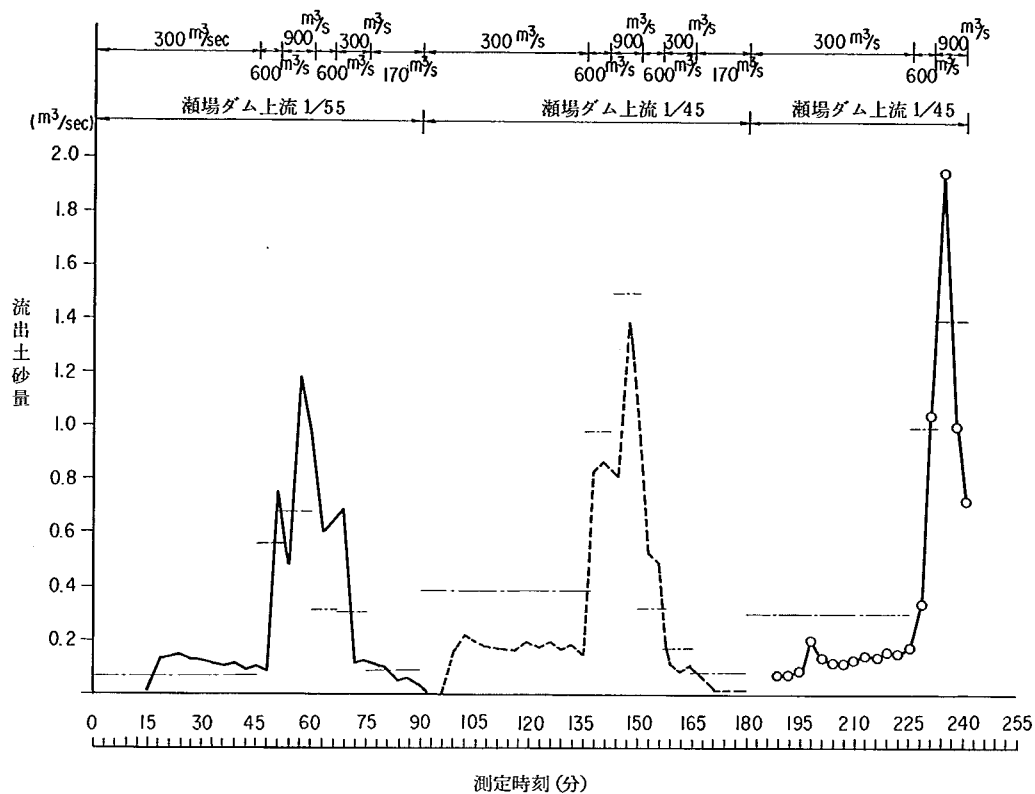


図-10 流出土砂量の時間的变化

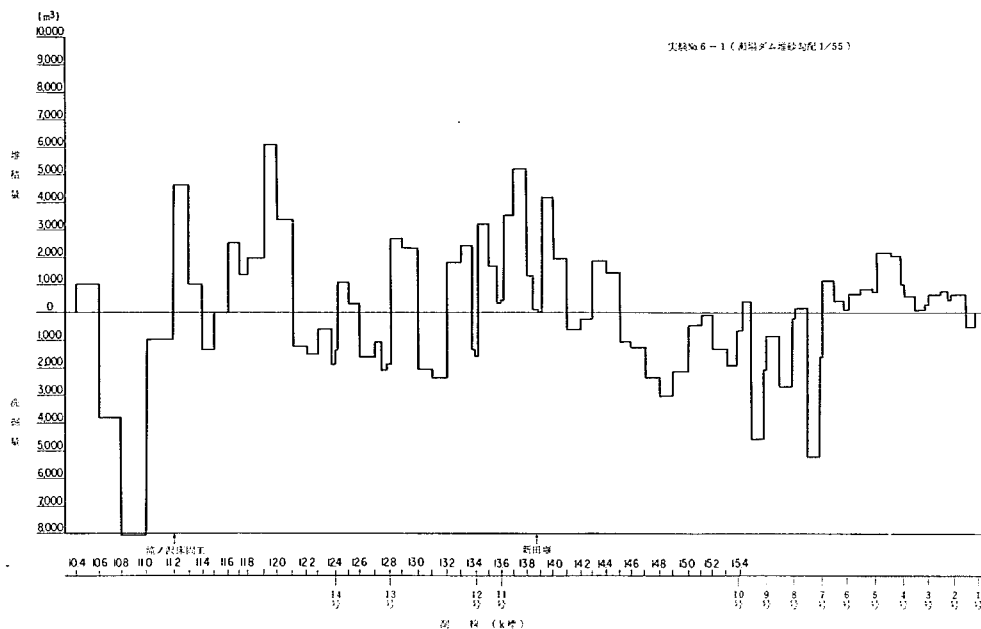


図-1 1 (1) 河床変動量縦断変化

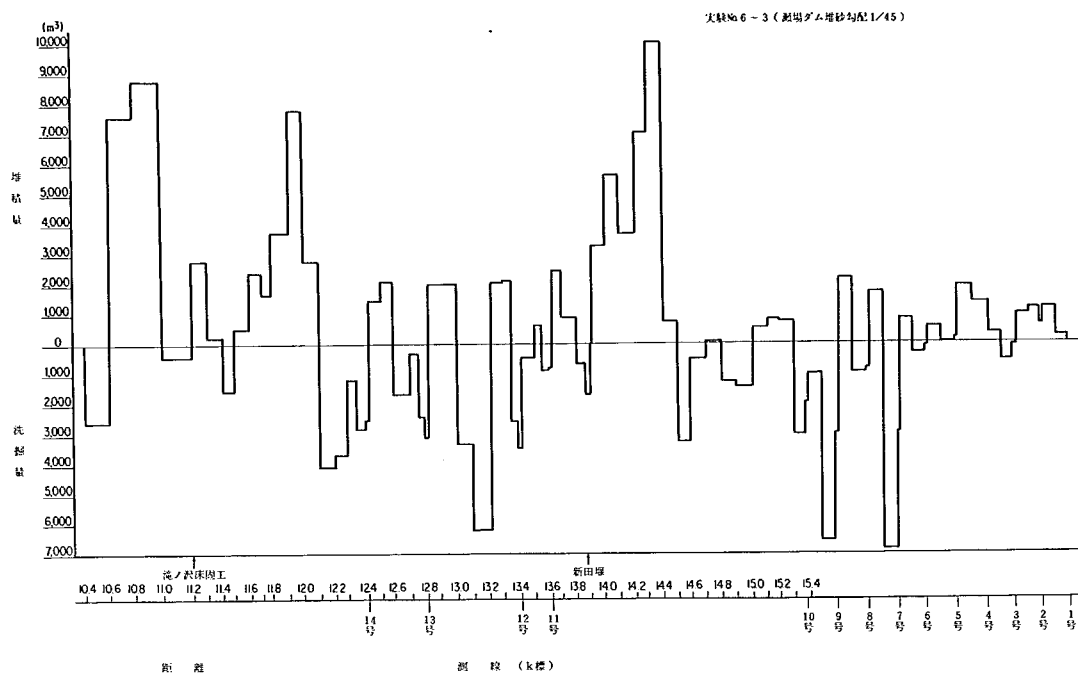


図-11(2) 河床変動量縦断的变化

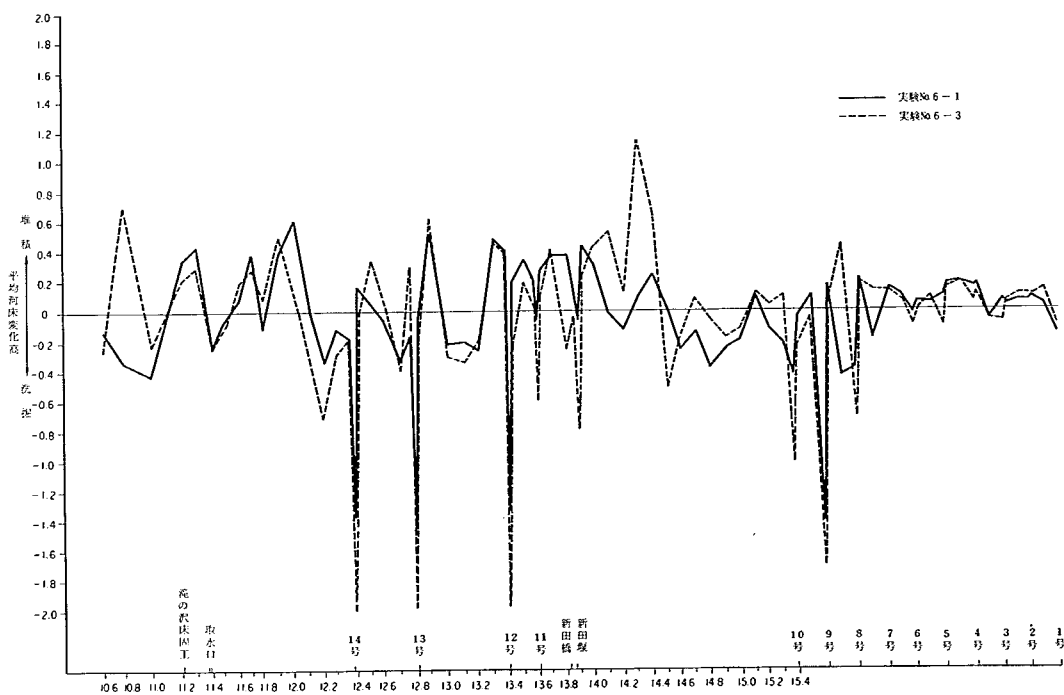
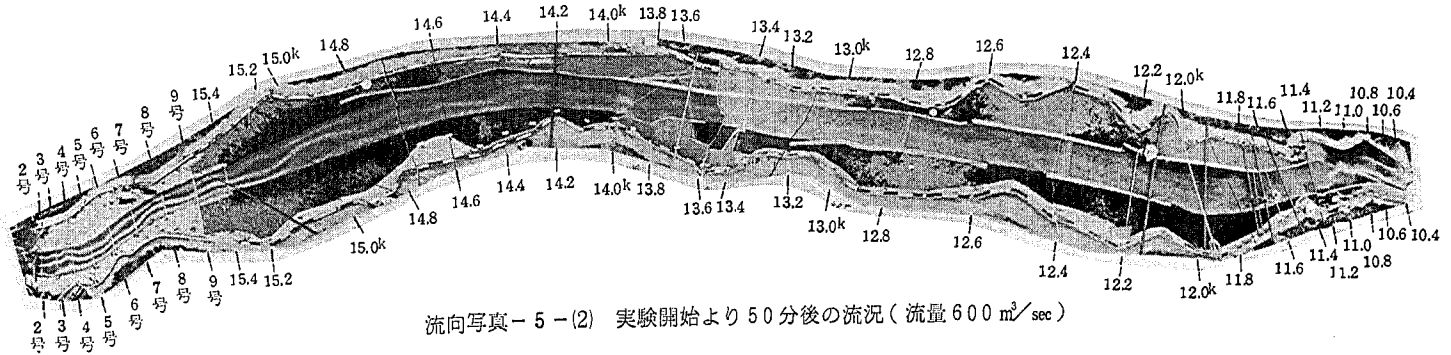


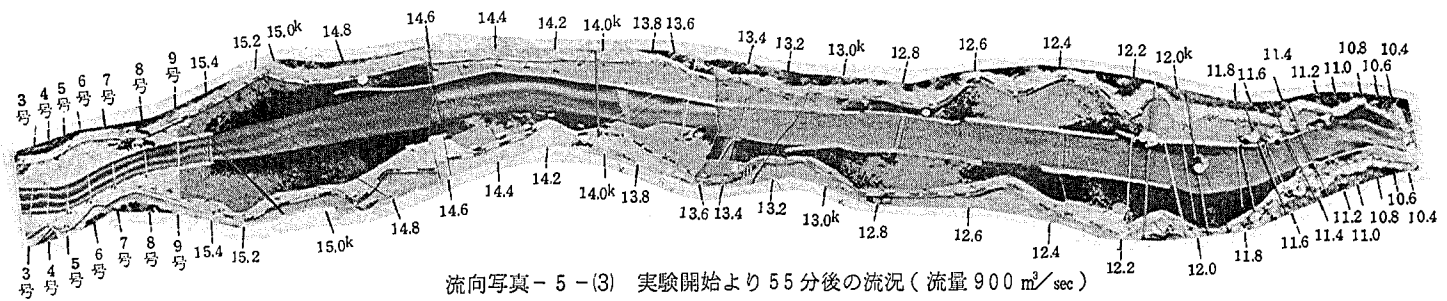
図-12 平均河床高の縦断的变化



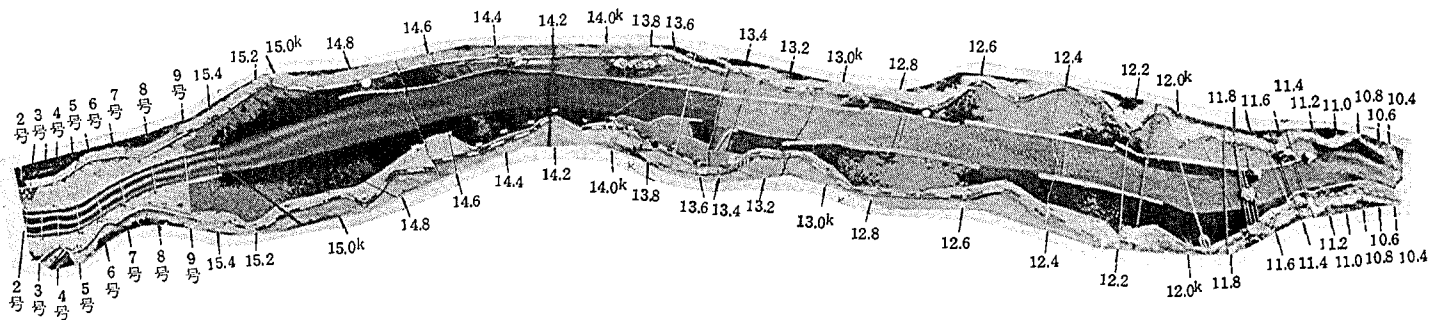
流向写真-5-(1) 実験開始より45分後の流況(流量 $300\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-5-(2) 実験開始より50分後の流況(流量 $600\text{ m}^3/\text{sec}$)

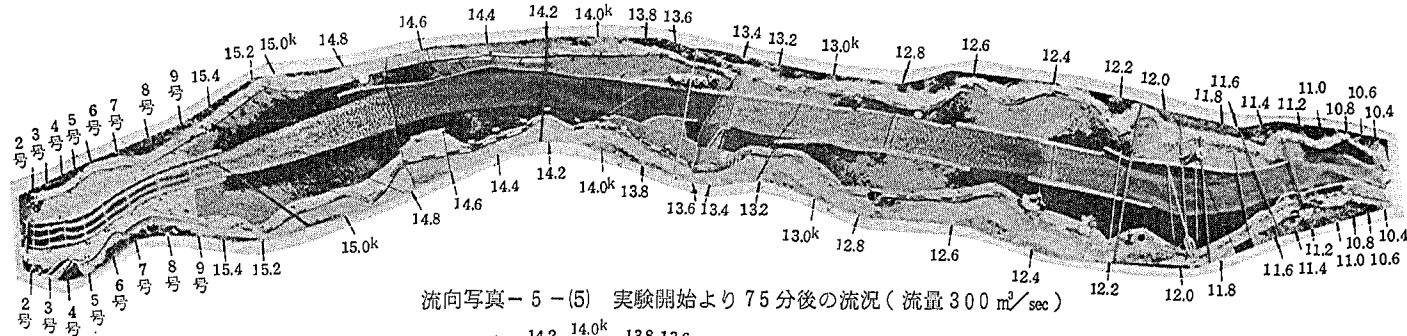


流向写真-5-(3) 実験開始より55分後の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)

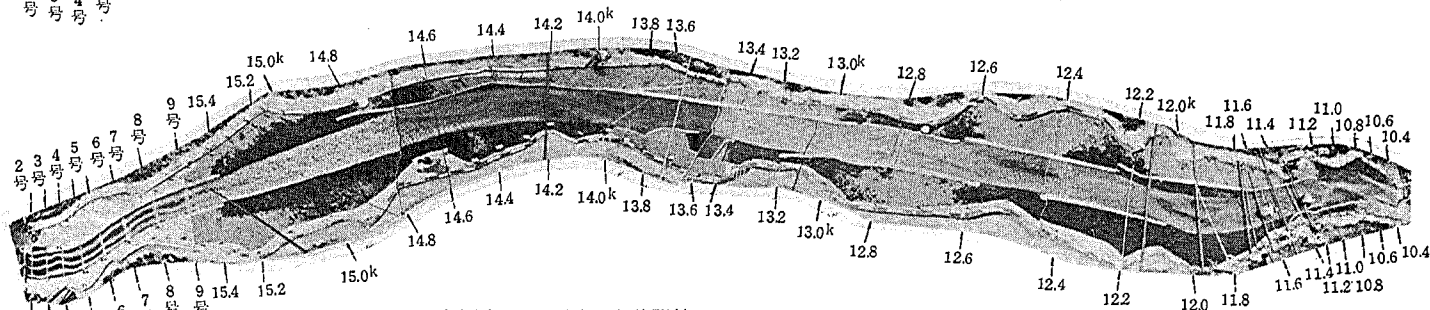


流向写真-5(a) 実験No.6-1の流況

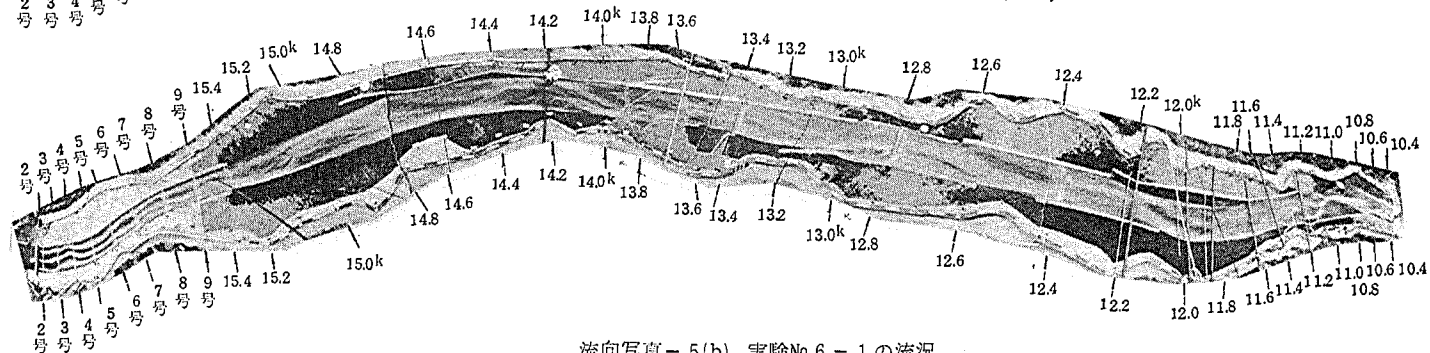
流向写真-5-(4) 実験開始より65分後の流況(流量 $600\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-5-(5) 実験開始より75分後の流況(流量 $300\text{ m}^3/\text{sec}$)

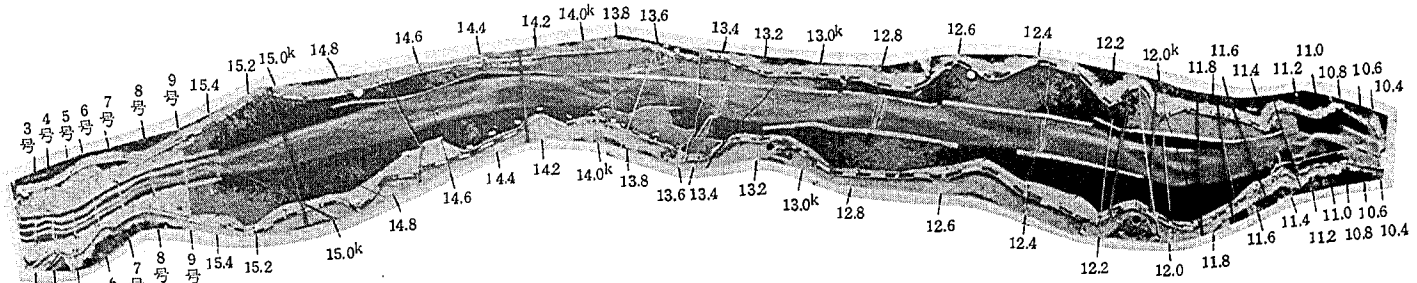


流向写真-5-(6) 実験開始より90分後の流況(流量 $170\text{ m}^3/\text{sec}$)

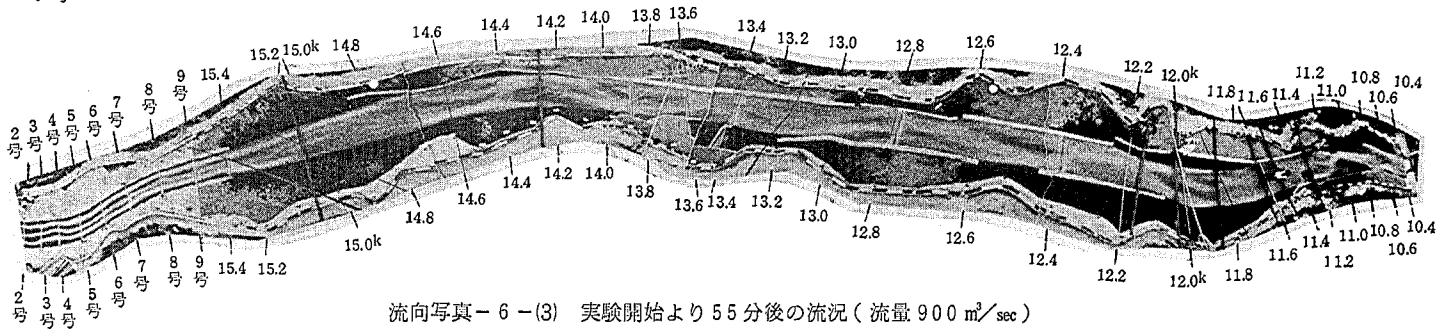


流向写真-5(b) 実験No 6-1の流況

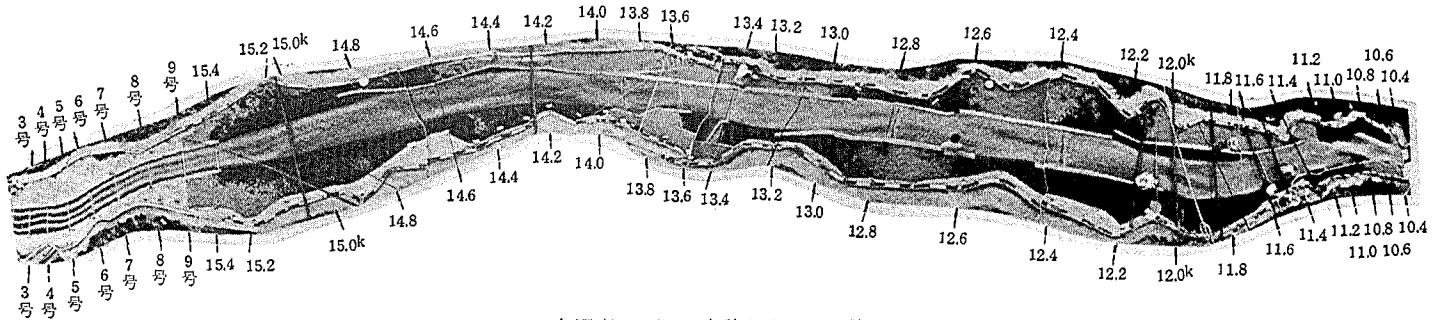
流向写真-6-(1) 実験開始より45分後の流況(流量 $300\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-6-(2) 実験開始より50分後の流況(流量 $600\text{ m}^3/\text{sec}$)

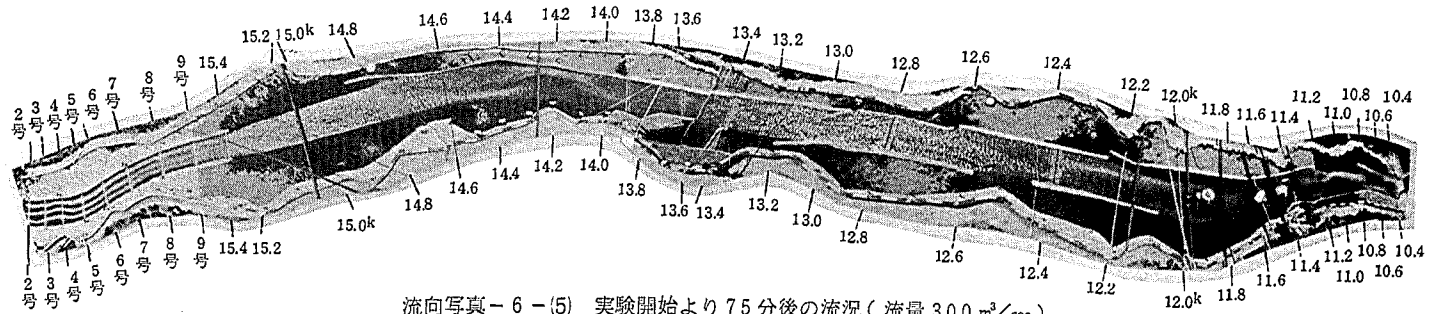


流向写真-6-(3) 実験開始より55分後の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)

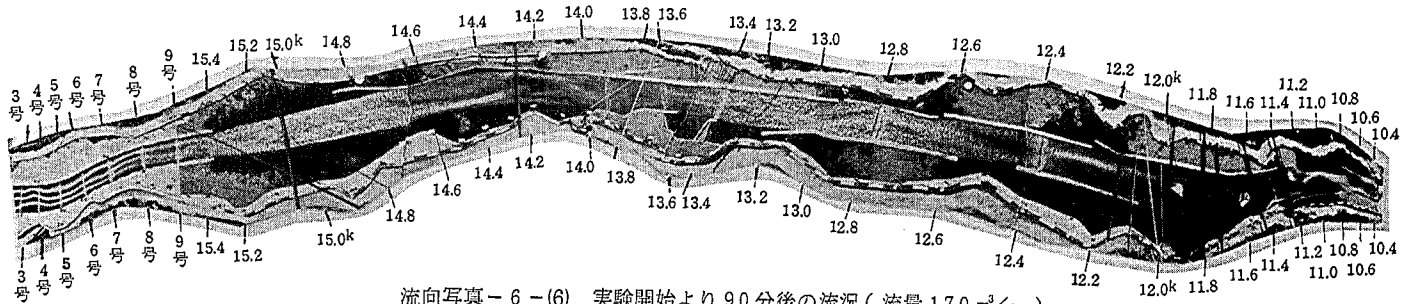


流向写真-6(a) 実験No 6-2の流況

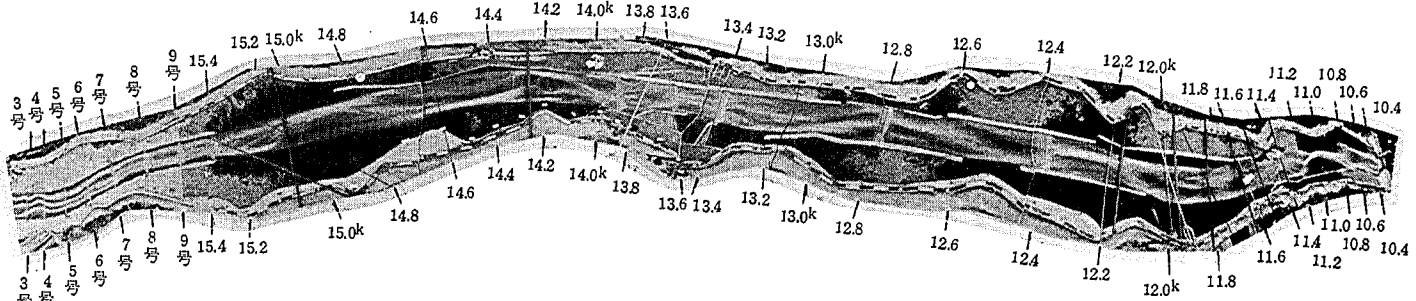
流向写真-6-(4) 実験開始より65分後の流況(流量 $600\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-6-(5) 実験開始より75分後の流況(流量 $300\text{ m}^3/\text{sec}$)

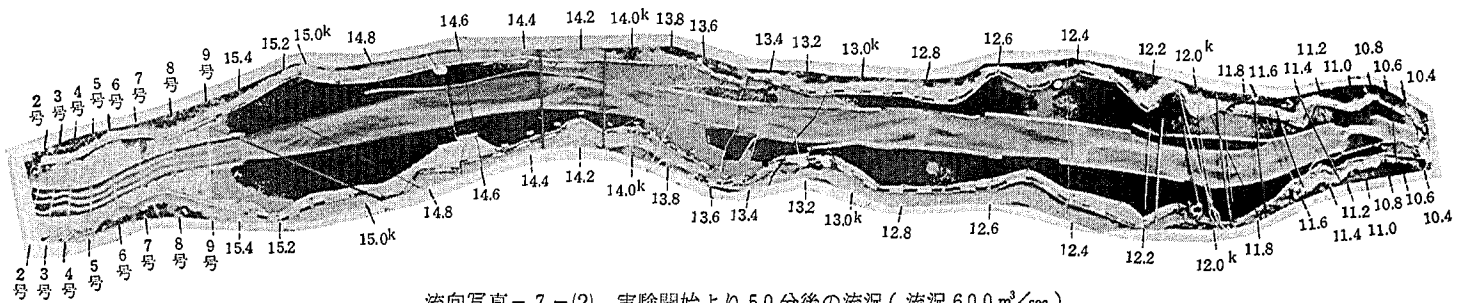


流向写真-6-(6) 実験開始より90分後の流況(流量 $170\text{ m}^3/\text{sec}$)

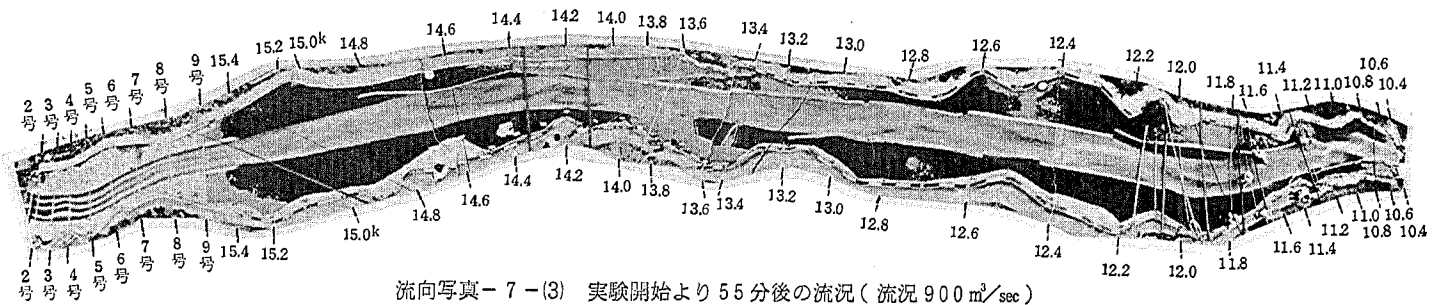


流向写真-6(b) 実験No 6-2の流況

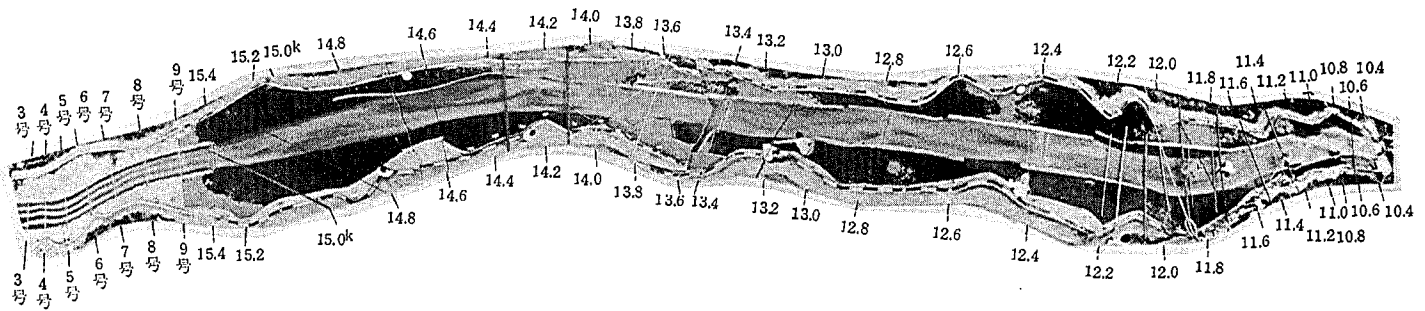
流向写真-7-(1) 実験開始より45分後の流況(流況 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-7-(2) 実験開始より50分後の流況(流況 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$)

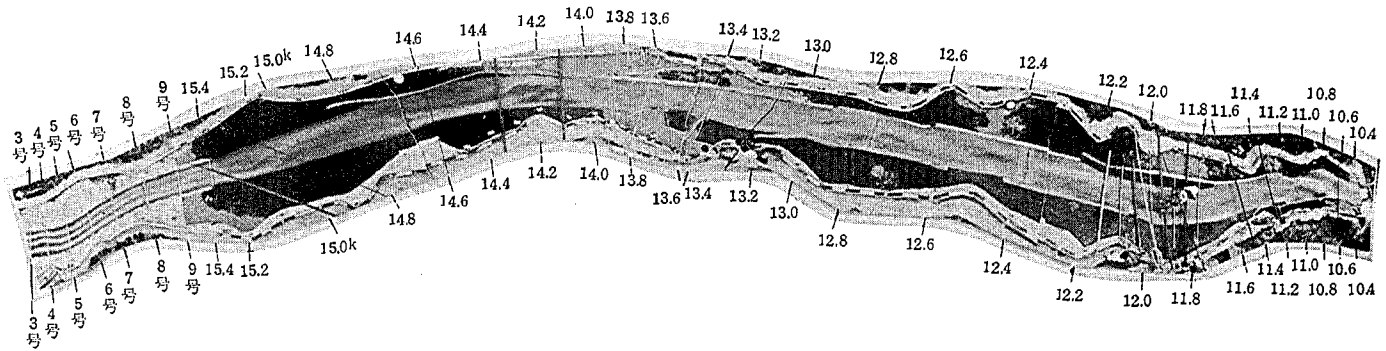


流向写真-7-(3) 実験開始より55分後の流況(流況 $900 \text{ m}^3/\text{sec}$)

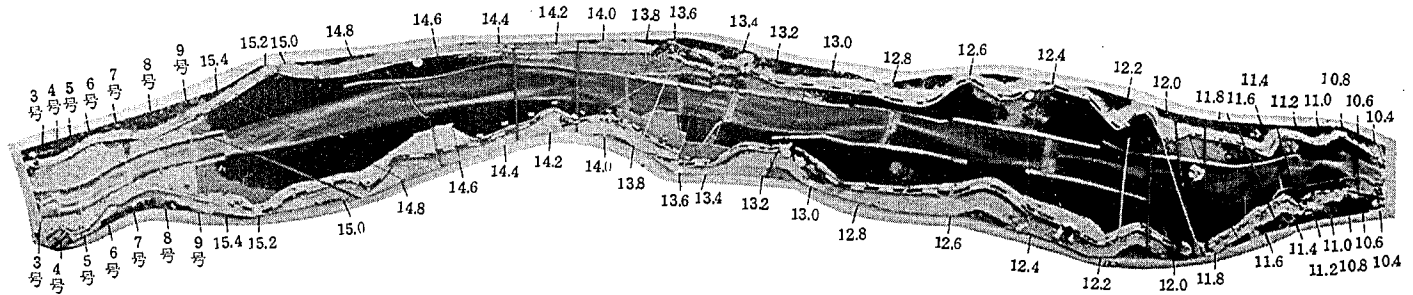


流向写真-7(a) 実験No.6-3の流況

流向写真-7-(4) 実験開始より57分後の流況(流況 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)

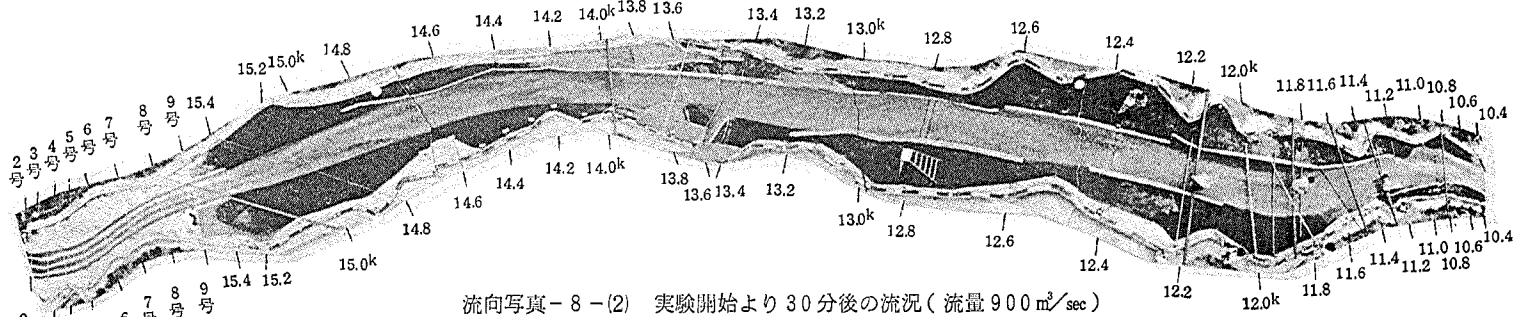


流向写真-7-(5) 減水時の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)

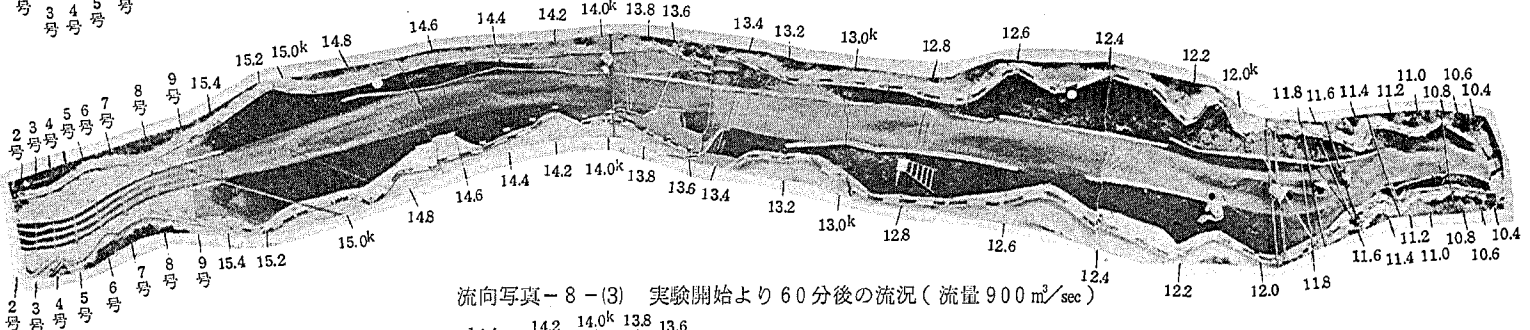


流向写真-7(b) 実験Na6-3の流況

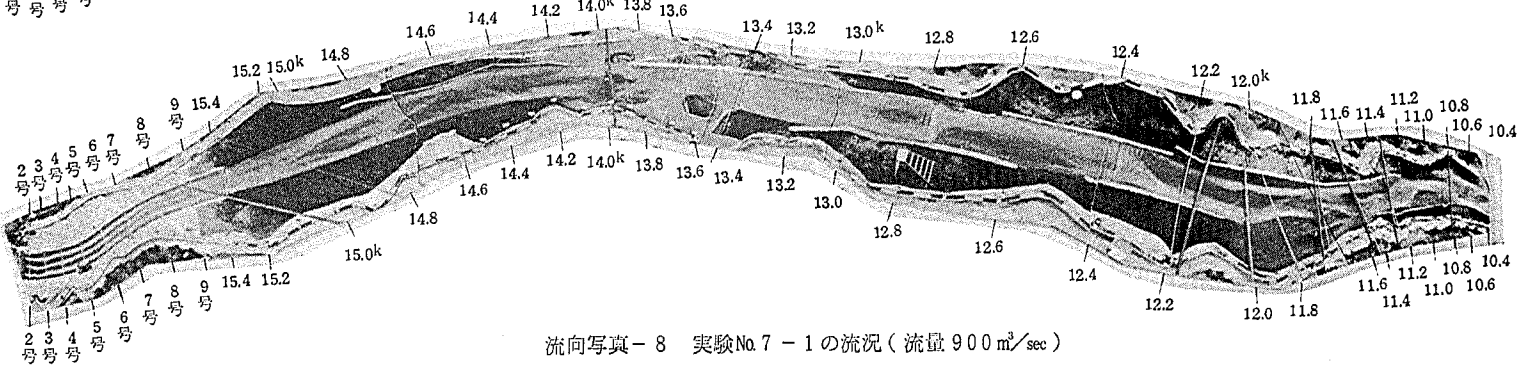
流向写真-8-(1) 実験開始より10分後の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-8-(2) 実験開始より30分後の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)

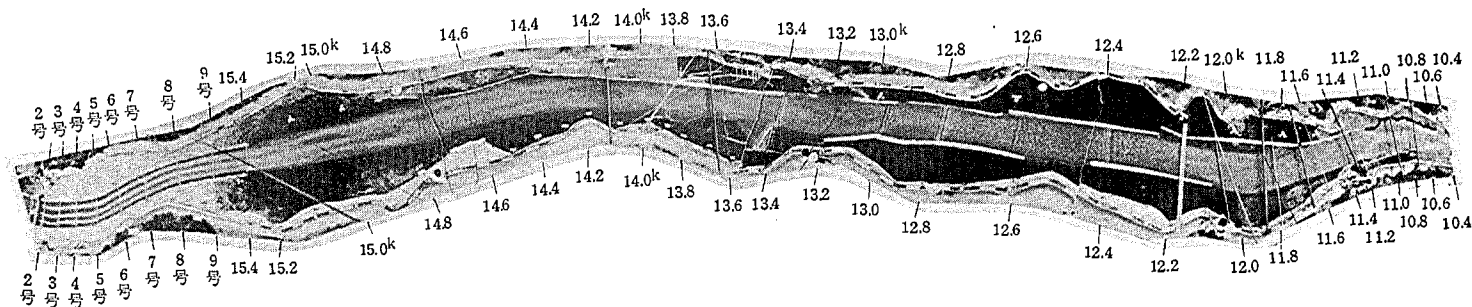


流向写真-8-(3) 実験開始より60分後の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)

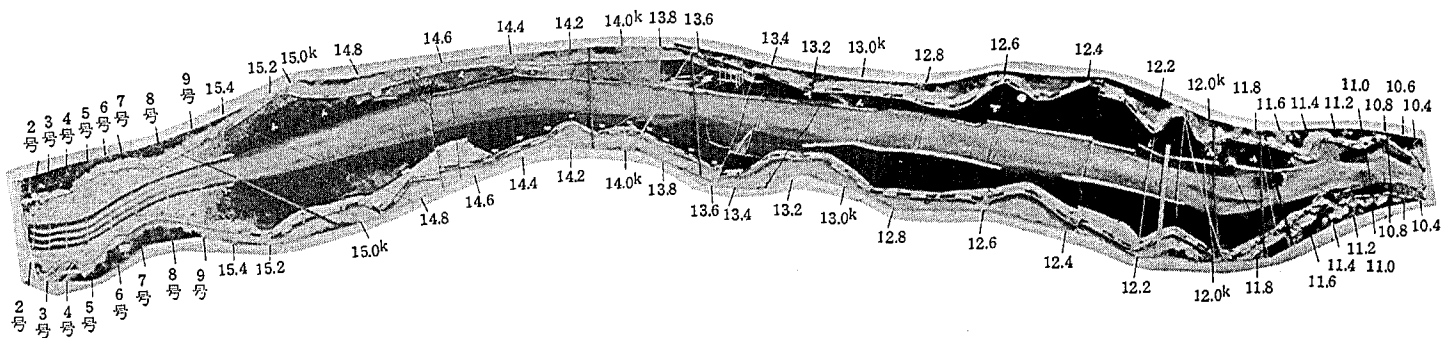


流向写真-8 実験No.7-1の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)

流向写真-9-(1) 実験開始より10分後の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)

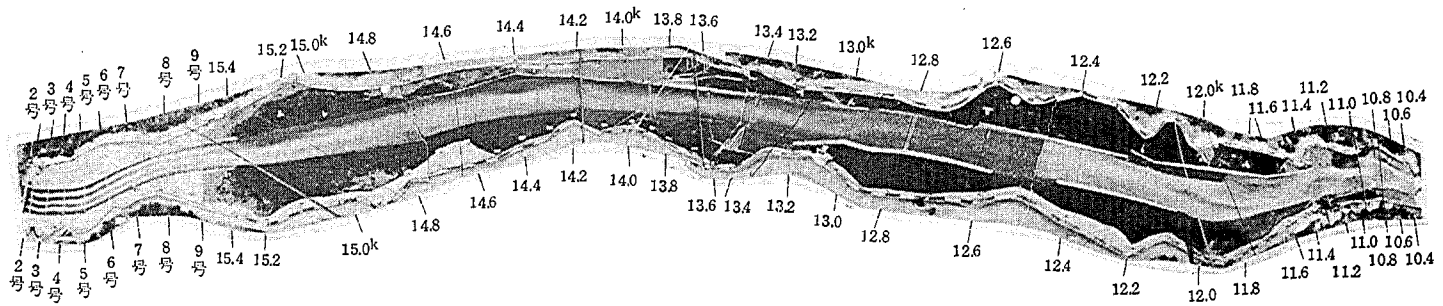


流向写真-9-(2) 実験開始より30分後の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)

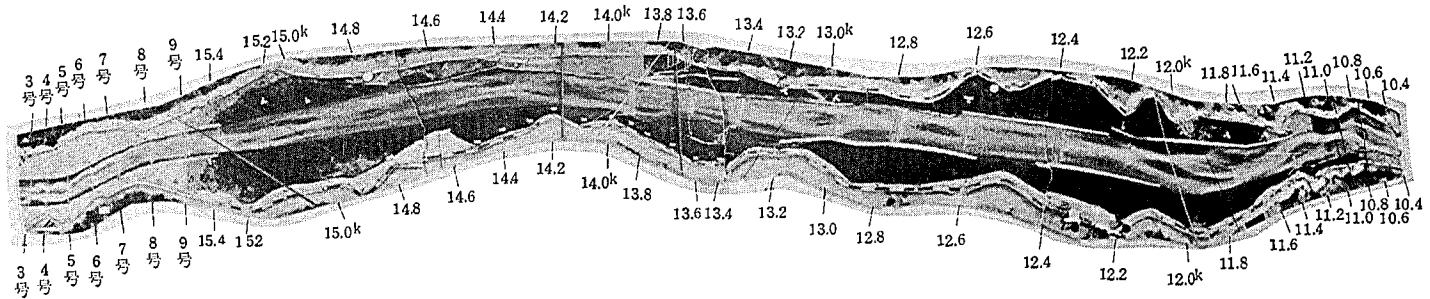


流向写真-9(a) 実験Na7-2の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)

流向写真-9-(3) 実験開始より60分後の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-9-(4) 減水時の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-9(b) 実験No.7-2の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)

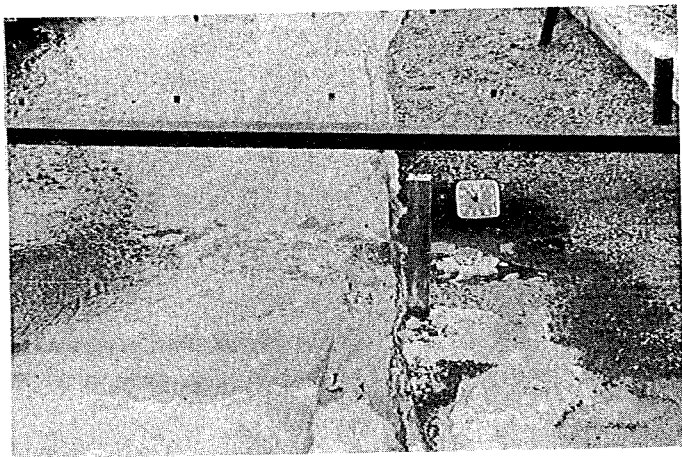


写真- 31

右岸に砂礫堆が形成され、流水は左岸に集中するため、14.0K～13.9Kの左岸で護岸越水する。

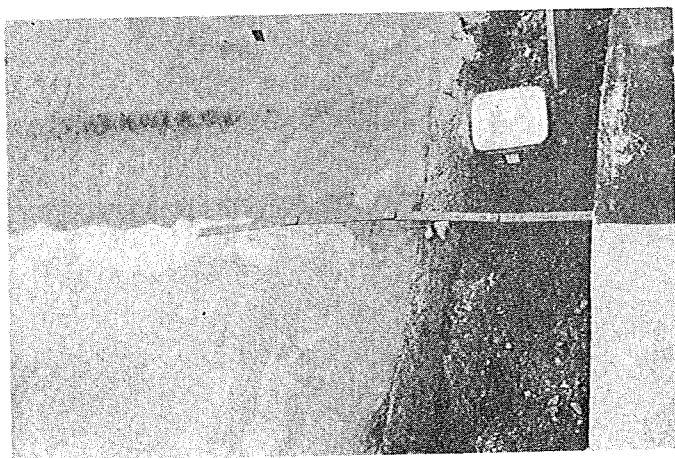


写真- 32

これまでの実験と同様12.8Kの左岸は護岸高に余裕がない。

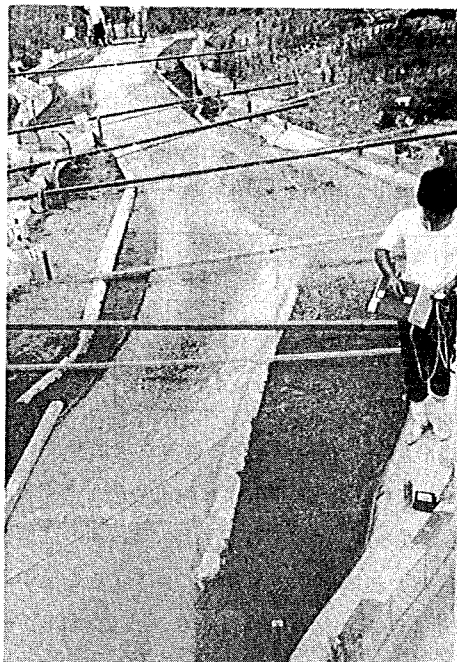


写真-33

水衝部での護岸沿いの洗掘量を加えた上流からの流送土砂が11.8Kより下流の湾曲部に堆積し、12.1K～11.5Kの右岸の氾濫を助長する。ただし、同区間の右岸での土地利用は期待しない計画をとる場合は問題ない。

2. 帯工について

① 帯工の位置

柿³⁾は、床固工間隔について乱流または偏流防止を目的とする場合 $L = (1.5 \sim 2.0) B$ 程度とかなり密に床固工を入れないと効果がないといっている。柿のいう床固工間隔を帯工に適用させることに問題が残るが、現在帯工間隔について確立した基準がないので立谷沢川の場合の帯工間隔は流路幅の2.0倍以下となることを基準に考えた。さらに、大谷川流路工⁴⁾、蛇尾川流路工⁵⁾の水理模型実験結果によれば帯工の位置は砂礫堆長より長くすると効果はなく、砂礫堆を分割するように計画しないと効果がないことがわかっている。立谷沢川の場合、砂礫堆長は図-13に示しているようにほぼ400～500m程度であり、砂礫堆長に対する帯工は200m間隔を基準に計画することが望ましいと考えられた。帯工間隔の200mは流路幅の1.8倍であるから柿のいう床固工の適用範囲内にある。以上のことから図-13に示すように帯工の位置を計画した。

② 流向写真-8と流向写真-9とで、帯工の有無が流況に与える影響を比較すると、帯工を設けることにより流水は整流される。

③ 図-14は、帯工の有無が流出土砂量に与える影響を比較して示している。帯工を設け

ると流出土砂量は時間が経過するに従って減少するのに対して帯工がない状態では逆に増大する傾向を示している。

表-3は総給砂量と総流出土砂量との関係を示しているが、帯工を設ける流出土砂量は約23%減少している。

表-3 総給砂量と総流出土砂量との関係

実験形態	総給砂量(A)	総流出土砂量(B)	河道内量変動量
帯工無	0 m^3/sec	58793 m^3	-58793 m^3
帯工有	0	45506.6	-45506.6

④ 図-15-(1)と(2)は帯工の有無が護岸沿いの洗掘深に与える影響を検討している。帯工を設けない場合に14.6~14.2K、12.7K~12.2K間で3m以上の洗掘を受けている。これに対して帯工を計画すると14.0K地点の左岸で3.0m、右岸で2.5mの洗掘を受けているが、帯工をもうけると総じて護岸沿いの洗掘深を2m以下におさえることができる。図-15-(3)は、15.3K~11.3Kの41断面、左右岸の合計82点について通水前の河床高に対する護岸沿いの河床変化高を求め、82点に対する洗掘を受けた箇所割合を示している。帯工を設けない場合に約73%が洗掘を受けている。帯工を設けると洗掘箇所は約13%減の60%という結果となっている。

図-15-(4)は、図-15-(1)、図-15-(2)から洗掘深毎の割合を示している。帯工の有無に関係なく1m以下の洗掘を受けている箇所が多く、総洗掘箇所数に対して帯工無しの場合に約67%、また、帯工有の場合に86%を占めている。1m以上~2m以下の洗掘深は帯工無の場合に約18%、帯工有の場合に10%であるから、2m以下の洗掘を受ける箇所は帯工無の場合に85%、帯工有の場合に96%を占めることになる。また、帯工有の場合は3m以上の洗掘を受ける箇所はない。

以上のように帯工を設けると護岸沿いの洗掘箇所が少なくなり、しかも洗掘深を小さくする点で効果がある。ただし、帯工直下流5~8mで2~4mの局所洗掘を受ける等の問題がある。

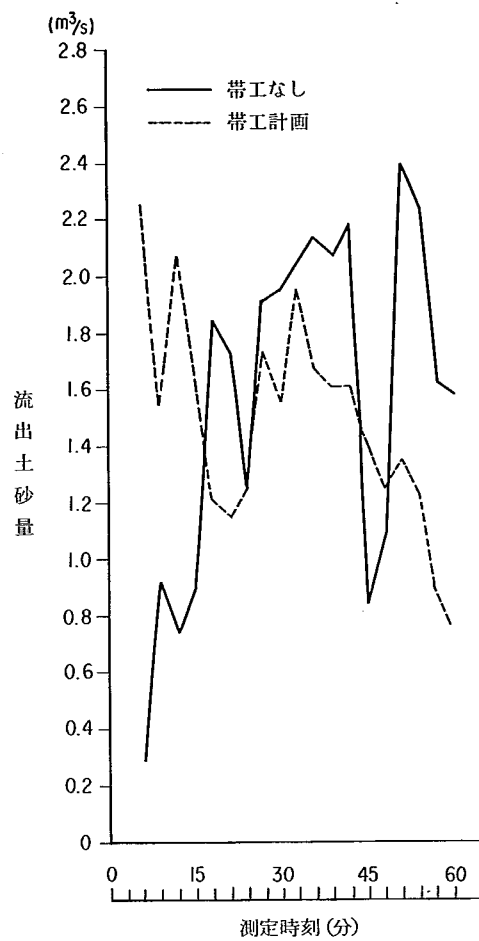


図-14 流出土砂量の比較
($Q = 900 \text{ m}^3/\text{s}$, $q_s = 0$)

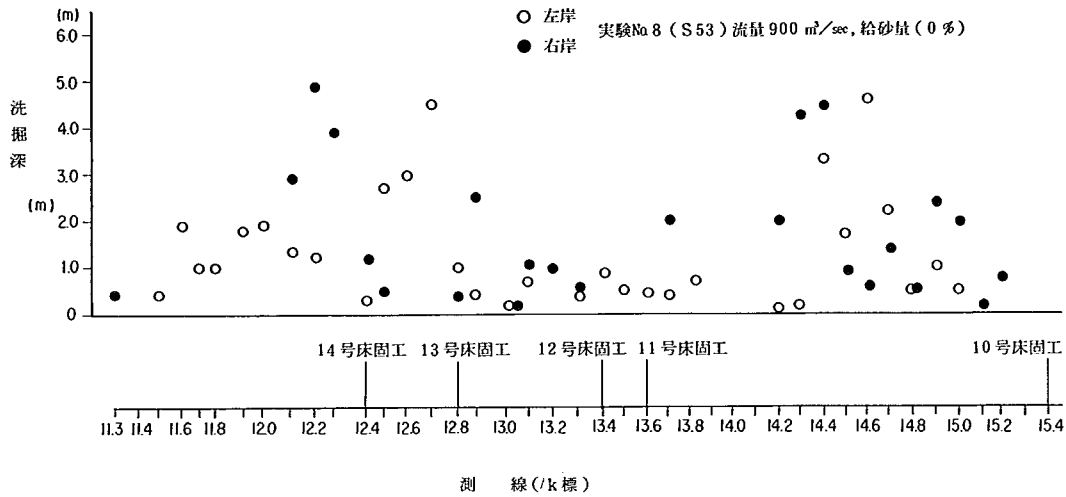


図-15(1) 護岸(あるいは河岸)沿いの最大洗掘深(帯工なし)

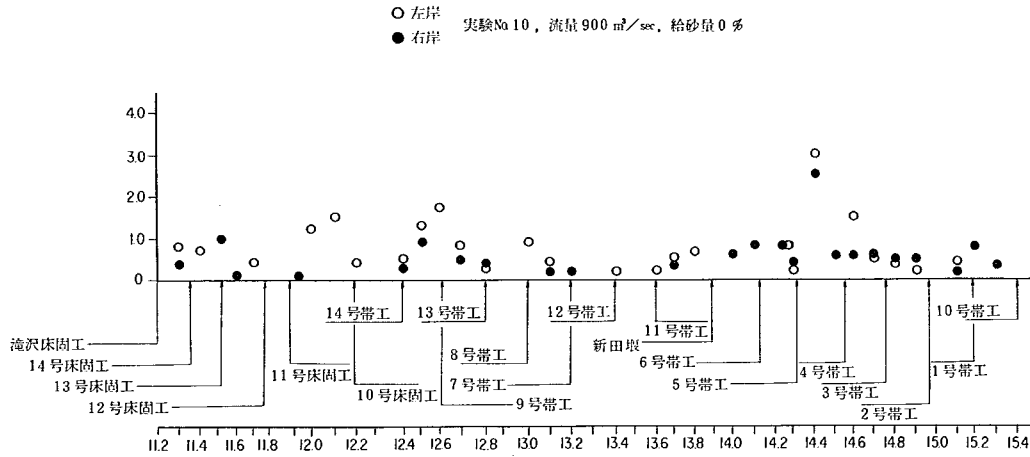


図-15(2) 護岸(あるいは河岸)沿いの最大洗掘深(帯工)

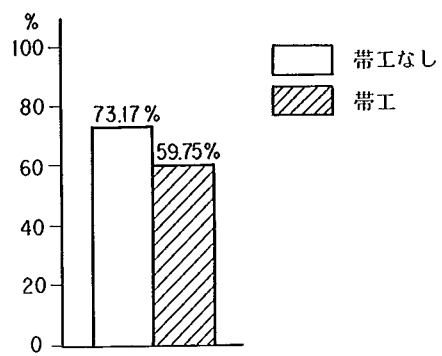


図-15(3) 洗掘を受ける箇所
(総測定点数 82)

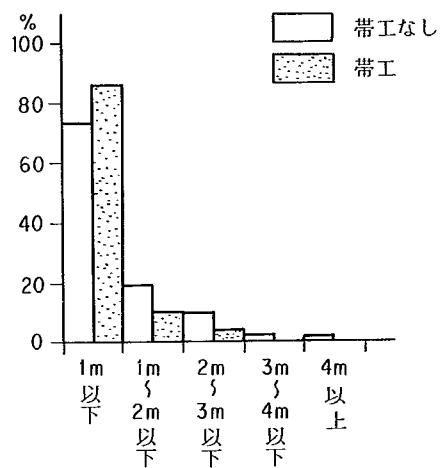


図-15(4) 洗掘深毎の割合

§ 5. まとめと提言

5-1 法線形について

1. 現河道は急曲部を有しないことから、現河道もしくは河道内に図-1に示すような法線を計画した。

- ① 洪水波形流量を与えた場合（流向写真-3、流向写真-4）や10年確率流量 $316\text{ m}^3/\text{sec}$ を長時間連続して流下させた場合に流水はほぼ河道に沿って流下し、流水の集中を生じさせていない。
- ② 洪水波形流量を連続して与えた場合に少し蛇行現象が生じるが（流向写真-5、6、7）、水衝部での局所洗掘も3m以下であり大きな問題はない。
- ③ 以上のように、特に著しい問題は生じていないことから、現河道法線形を利用することによりよいと思われる。

2. より流況を安定させるためには次のような修正案が考えられる。

- ① これまでの流向写真で示しているように12.1K～11.6K間に土砂が堆積し（図-7、11）、12.1K～12.6Kの右岸、11.4K～11.2Kの左岸に流心をとる蛇行現象が生じ、12.0K～11.5K間の右岸で河岸侵食が著しい（図-7）。そこで図-16に示すように12.6Kより下流の法線形を左岸に寄せる修正案が考えられる。法線形を修正することにより、流水が蛇行する問題点は解消される。（流向写真-10）
- ② 12.8K～12.1K間は狭窄部であり、同区間で生産された土砂が12.1K～11.6Kに堆積し流況を乱す（図-11）。流路幅の拡幅が可能であれば12.1Kより下流に堆積する土砂を減少させ流況を安定させることが考えられるので、12.8K～12.1K間の流路幅を一定幅（110m）とすることが望ましい。
- ③ 12.8K～12.1K間の狭窄部処理にともなう法線形状の修正は前記①項及び②項に述べたことを考慮して12.8K～11.4K付近の法線形を修正することが望ましい。

5-2 断面形について

1. 河幅については既設護岸をできるだけ利用して10床固工～滝の沢床固工間について110mを標準に設定する。流路幅110mはRegime理論（流量に対する河幅は $B = \alpha Q^{1/2}$ で与えられる）から α を池谷ら¹⁾の考え方に従って約3.7として決めた。
2. 護岸高については現況では堤内に越水する箇所が存在することから未施工箇所における護岸の施工と一部既設護岸の嵩上げ（1m）が必要となる。護岸の必要箇所と嵩上げの必要な箇所と必要高は図-1に示した。
3. 図-17に計画護岸高と通水中の最高水位との関係を、また図-18は護岸高（あるいは

河岸高)と実験Ⅲ3-3での水位変動で左右岸沿い(河道中心線より左岸、右岸に分けた)での各々の最大水位とから余裕深を求めている。護岸(あるいは河岸)の越水箇所はなく、総じて護岸の余裕高は1m以上ある。ただし、この計画護岸高は現況実験結果を基にして計画したものであり、図-3に示すように4基の床固工によって勾配を緩和し河床整理をおこなうことにより128Kの直下流~124K間は既設護岸の嵩上げ(1m)が不必要となる。逆に実験Ⅲ6-3の場合に計画護岸高で余裕深が不足する(1m以下)箇所が存在する。15.0Kの右岸、14.3Kの左岸、14.2Kの右岸、新田堰(13.9K)の左岸、128Kの床固工直上流左岸(流況観察より)等は嵩上げが必要となる。実験Ⅲ3-3でも15.0Kの右岸、14.2Kの右岸、13.9Kの右岸等は余裕深が1m以下となる。ただし、15.0Kの右岸、14.2Kの右岸は無堤地区であり、河道整理をおこなった状態での河床高との余裕深であり、土地利用計画にあわせて対策を講ずることが望ましい。

5-3 縦断勾配について

1. 新田堰と滝の沢床固工を現状のまま残し、新田堰から滝の沢床固工間に4基の床固工を計画し、平均河床勾配を1/60とする計画案をたてた。(図-3)

- 1) 10号床固工~新田堰の計画勾配は図-3で示すように、10号床固工の水たき天端高と新田堰の水たき天端高とを結ぶ勾配であるから、新田堰に貯砂している土砂は除去する計画案となる。

① 図-11、12で示すように計画洪水流量と同規模の出水が連続して(3回)発生した場合を想定すると、7号床固工~14.5K間で洗掘された土砂が14.5K~新田堰間で堆積している。(実験Ⅲ6-1、一洪水波形流量を与えた場合は7号床固工~14.5K間で洗掘、14.5K~13.2K間で堆積する。)この結果、新田堰より上流で護岸高が不足する(余裕深が1m以下)となる箇所が存在する。新田堰から上流は現状河道の状態とすると新田堰を流下した土砂が新田堰より下流に堆積し、新田堰は埋没し、新田橋を危険にしたり下流への流況を乱す問題がある。以上のことから考察して、新田堰から上流は計画案(図-3)通りとし新田堰で土砂を堆積させ、堆積状況をみて再河床整理をおこなう方がより望ましいと思われる。

- ② また、128K~121K間で河床が洗掘され、121K~滝の沢固工間で堆積する。128K~121K間で河床が洗掘されるのは同区間が狭窄部であることによる影響が強いと考えられるので、4-1の2項で述べているように可能であれば110mに流路幅を拡幅した方がよい。

2. 図-19は実験Ⅲ3-3での護岸(あるいは河岸)から10m範囲内で通水中に生じた左右岸の最大洗掘深を示している。床固工前庭部と122Kの左岸を除く洗掘深は1.5m以下

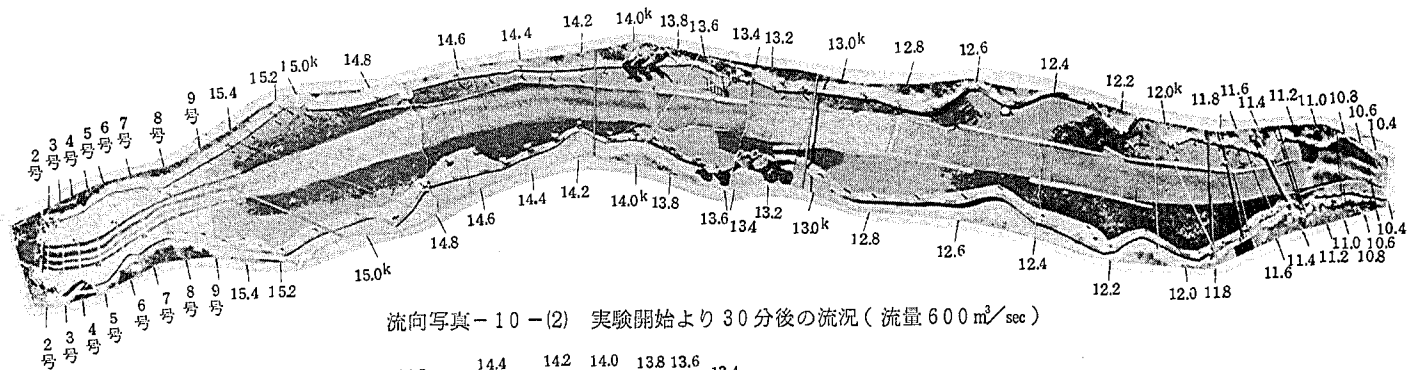
であることから護岸の根入深は1.5 mに計画し、床固工前庭部は護床工を施すことが望ましい。また、狭窄部である1 2.2 K付近の左岸で2.6 mの洗掘を受けているので、状況に応じて根固工を施した方が安全である。

3. 床固工の前庭部の実験終了直後の洗掘状況を図-20で示している。11号床固工を除く床固工前庭部の洗掘深は3~5 mであり、床固工に垂直壁をもうけ垂直壁の基礎を1.5 mに計画すると、水たき終端より長さ10~15 mの護床工が必要となる。

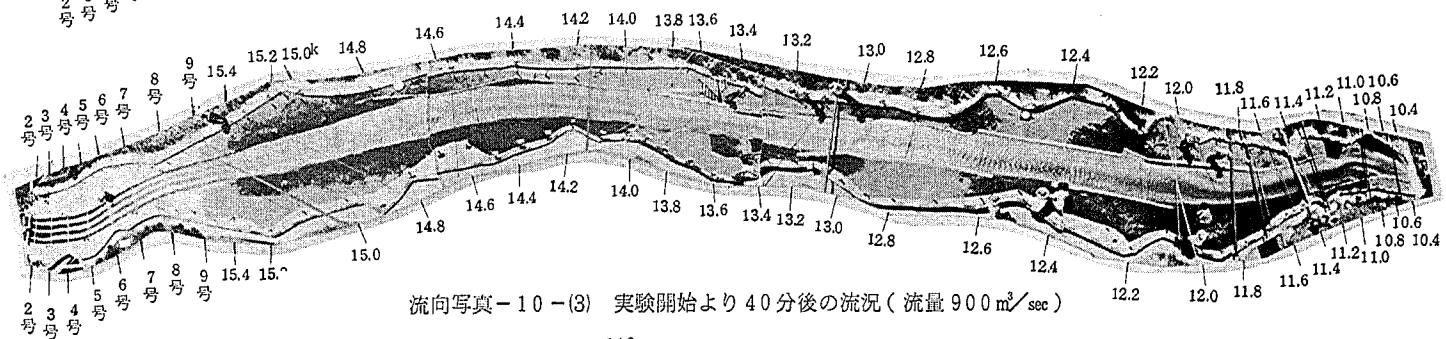
5-4 帯工について

1. 計画案で計画洪水波形流量や10年確率流量の $316 \text{ m}^3/\text{sec}$ を長時間（現地時間で約18時間）連続して流下させた実験結果によれば
 - ① 流路内は堆積傾向を示すこと（図-8、10、11）
 - ② 護岸沿いの洗掘深は総じて1.5 m以下であること（図-19）
 - ③ 極端な蛇行現象は生じない（流向写真-3、4）こと等から特別に帯工計画の必要性はないと考察される。
2. ただし、ピーク流量の $900 \text{ m}^3/\text{sec}$ が長時間（現地時間で約9時間）連続して流下し土砂の移動が活発におこなわれる場合は、流路内で蛇行現象が著しくなり、護岸越水や護岸沿いの洗掘深が4 mとなる箇所が存在する等、護岸工作物の安全度は低下する。このような場合に図-13に示したような帯工を計画すると
 - ① 流水は整流され、蛇行現象はなくなる。（流向写真-8と9との比較）
 - ② 護岸沿いの洗掘深を2 m以下におさえることができる（図-15-(2)）等の効果をあげることができる。

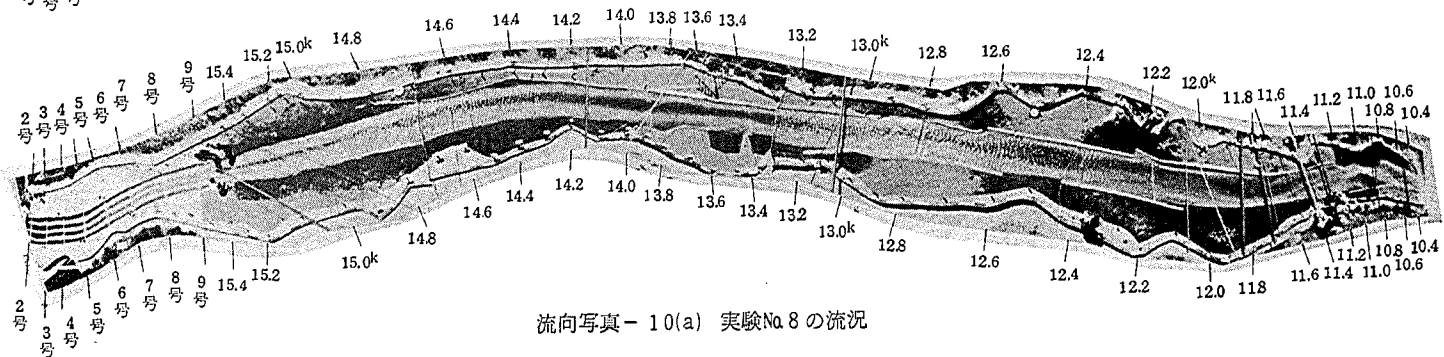
流向写真-10-(1) 実験開始より10分後の流況(流量 $300\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-10-(2) 実験開始より30分後の流況(流量 $600\text{ m}^3/\text{sec}$)

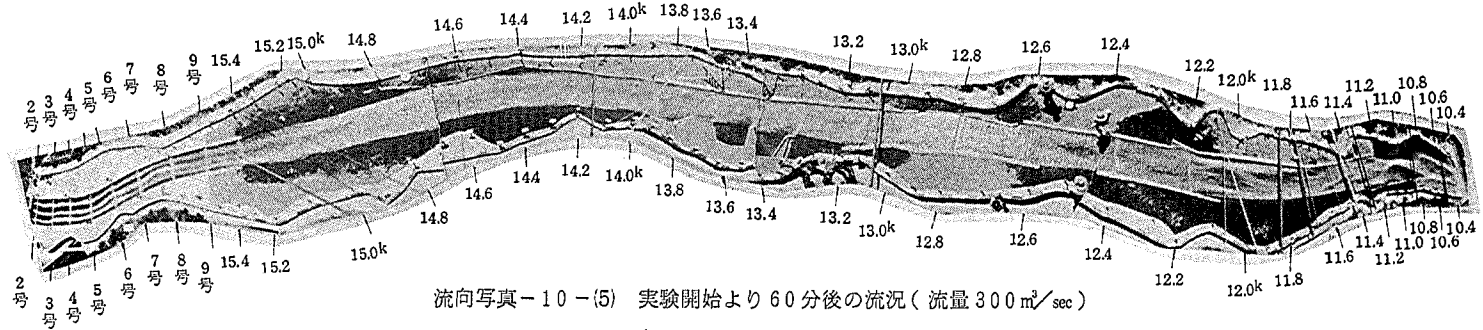


流向写真-10-(3) 実験開始より40分後の流況(流量 $900\text{ m}^3/\text{sec}$)

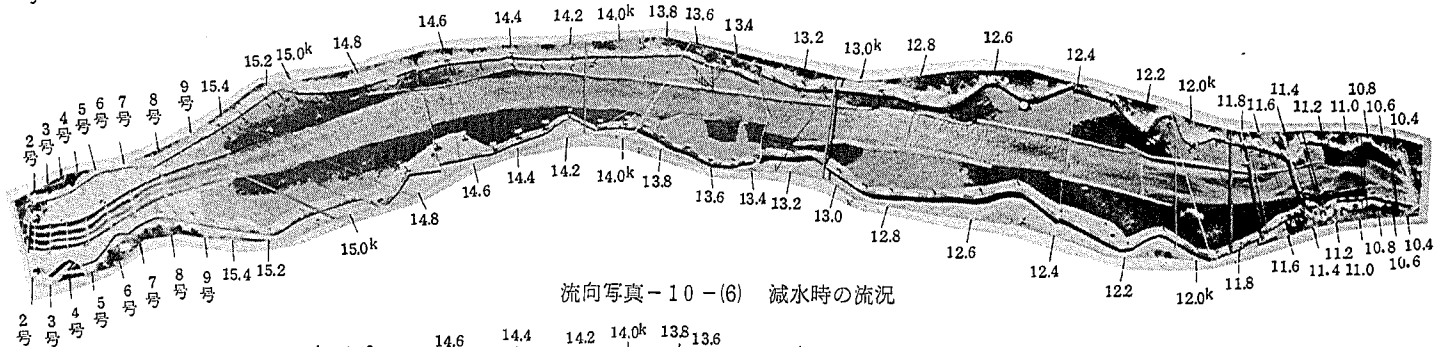


流向写真-10(a) 実験No 8の流況

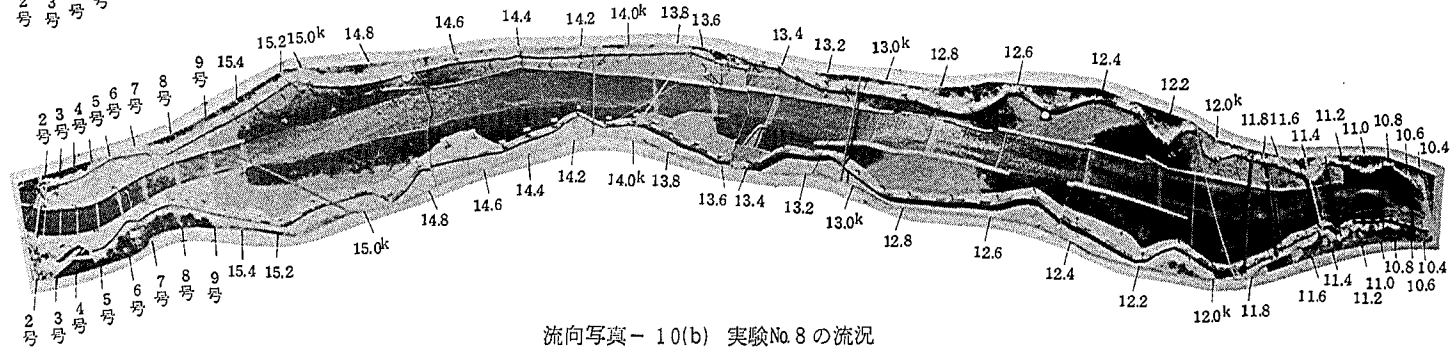
流向写真-10-(4) 実験開始より50分後の流況(流量 $600\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-10-(5) 実験開始より60分後の流況(流量 $300\text{ m}^3/\text{sec}$)



流向写真-10-(6) 減水時の流況



流向写真-10(b) 実験No.8の流況

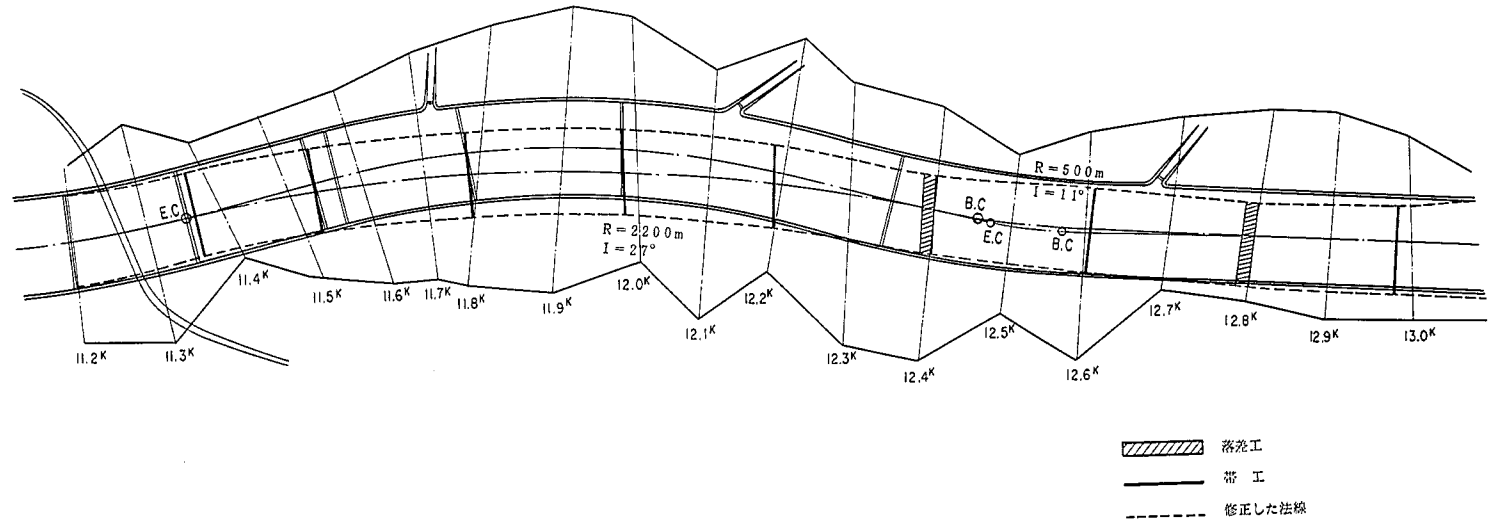


図-16 法線修正案

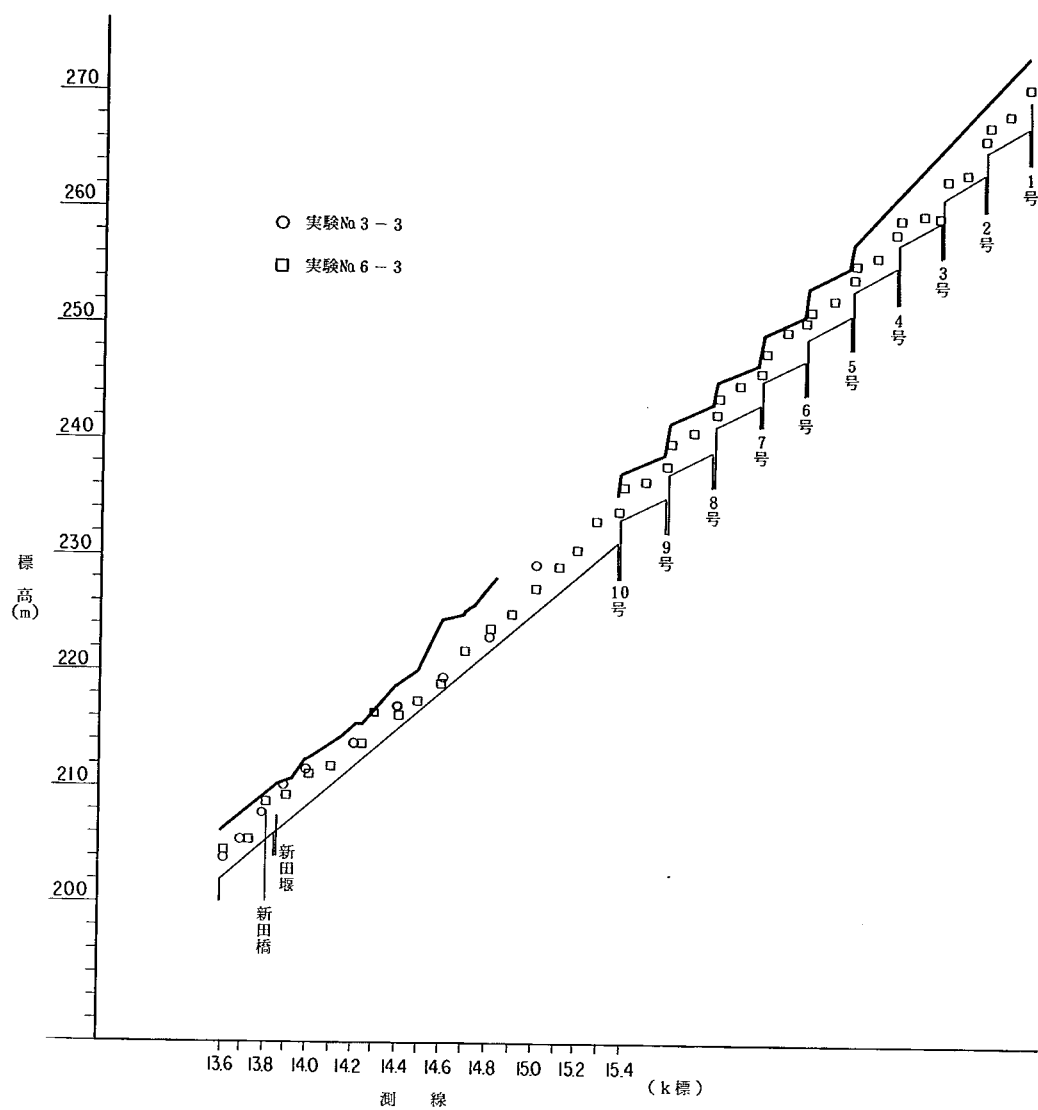


図-17(1) 護岸高と最高水位

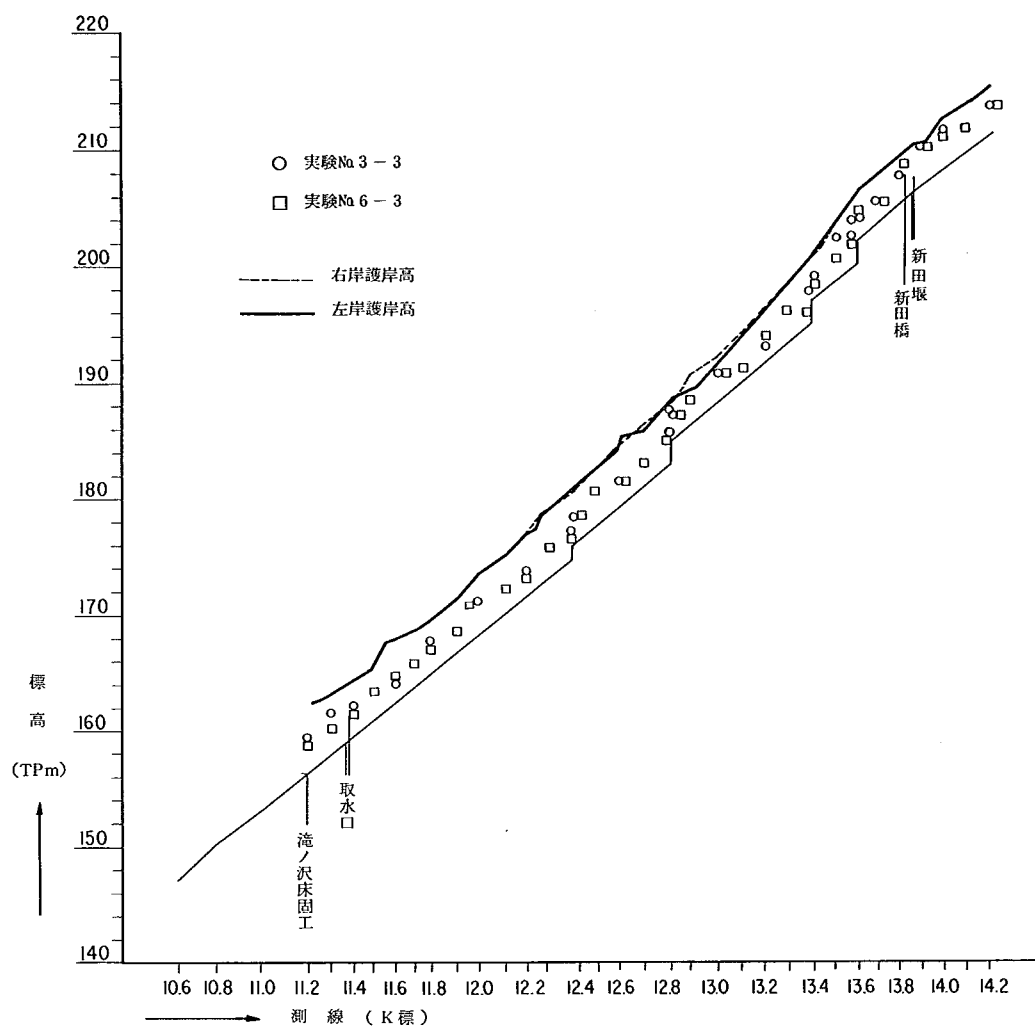


図-17(2) 護岸高と最高水位

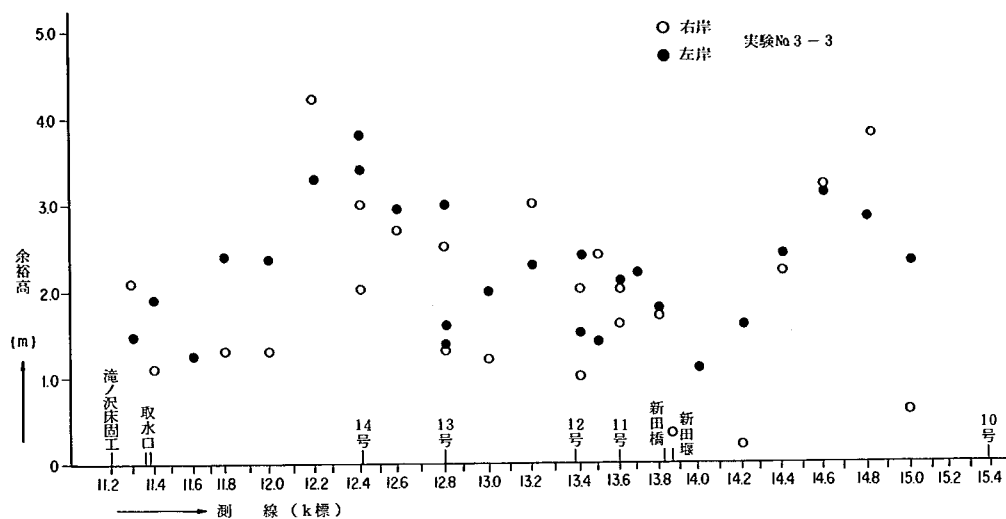


図-18 計画護岸高の余裕深

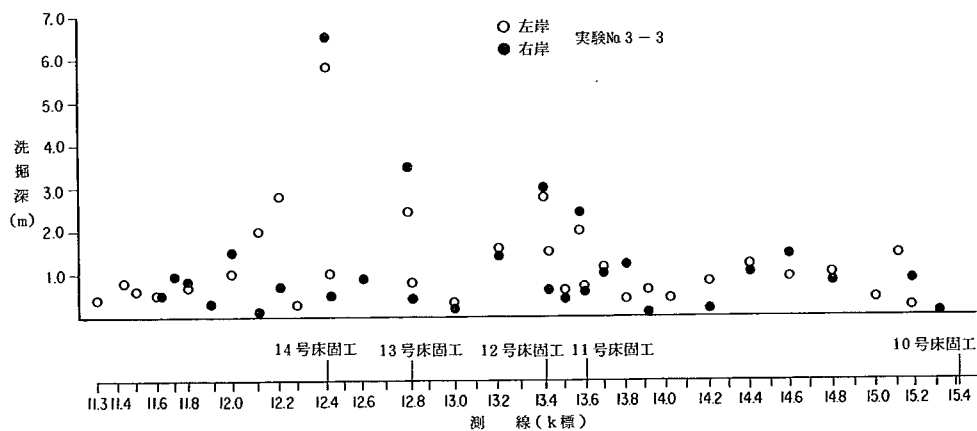


図-19 護岸(あるいは河岸)沿いの最大洗掘深

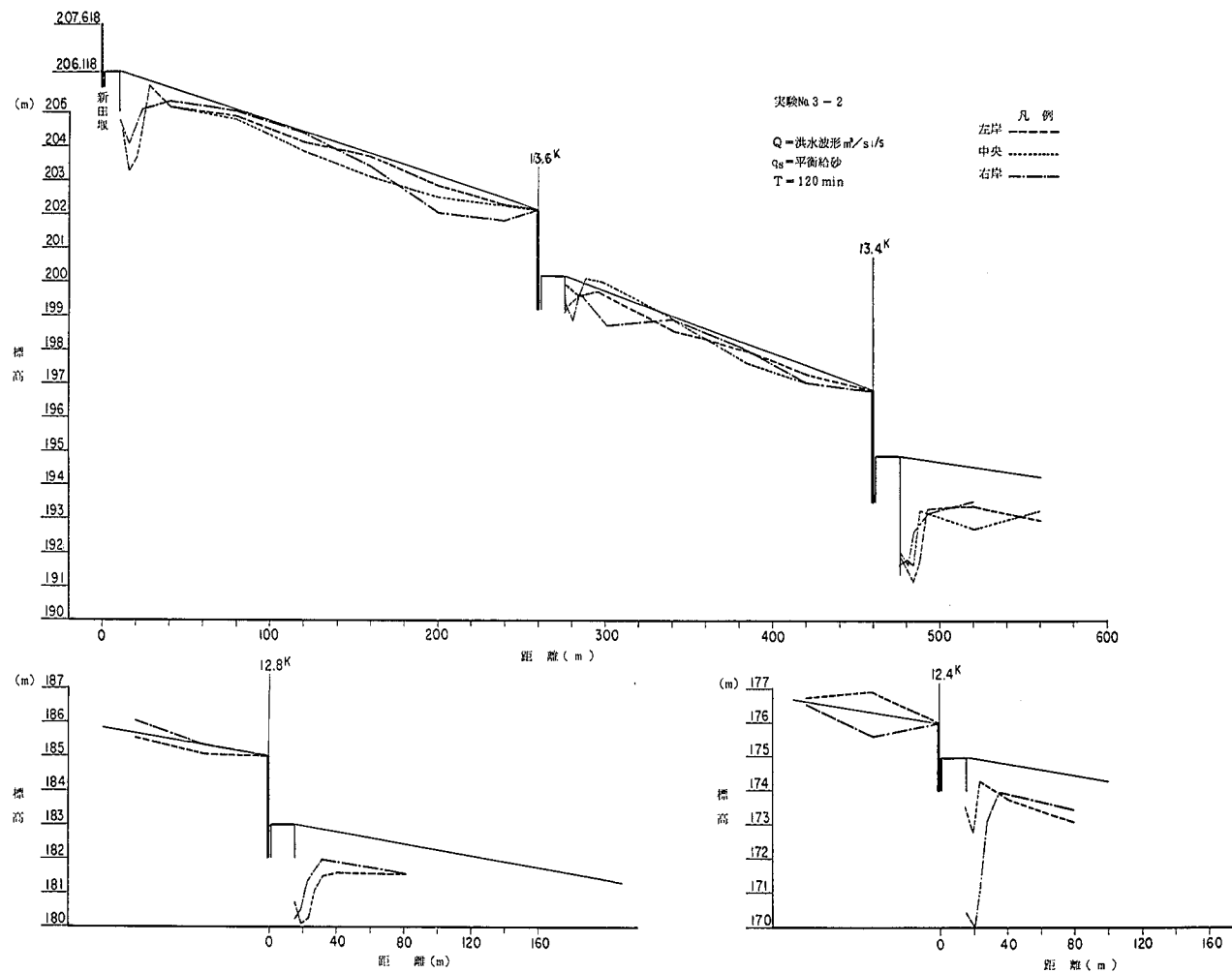


図-20 床固工前庭部の洗掘状況

おわりに

以上で、昭和52年度～53年度に亘り水理模型実験を実施し、立谷沢川流路工計画（瀬場ダム～滝の沢床固工間）を検討した結果の報告を終わるが、施工計画に当っては立谷沢川全体計画をみつめて河床整理と護岸工を先行させ、帯工は将来計画として検討すべきであろう。しかし、本報告書で述べている結論はあくまでも模型実験で得た結論であって、これの採用にあたっては充分現地の実態をみきわめることが必要である。特に現河床構成材料と河床整理後の河床構成材料とに大きな粒度分布の差が生じるか否か等については注意して調査すべきであろう。

本文をまとめるにあたって、建設省東北地建新庄工事事務所の方々、建設省土木研究所砂防研究室・泉岩男室長には大変お世話になった。

上の方々に深く感謝致し、厚くお礼申し上げる。

参考文献

- 1) 池谷 浩、伊巻幹雄 : 急勾配河川における水理特性
土研資料第1309号 P25 昭和53年3月
- 2) 新庄工事事務所 : 最上川水系砂防調査中間報告書（S49年版）
- 3) 柿 徳一 : 治水砂防工学、土木技術社 P109 1941年
- 4) 阿部宗平、上原信司 : 大谷川流路工水理模型実験報告書 P61～65 S53年10月
- 5) 阿部宗平、上原信司 : 蛇尾川流路工水理模型実験報告書（Ⅲ） S53年12月