

I S S N / 0386—5878

土 研 資 料 第1681号

土 木 研 究 所 資 料

荒川流路工水理模型実験報告書

昭和56年 3 月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © 56 年度 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

はじめに

本報告書は、昭和53年から55年にかけて、建設省北陸地方建設局飯豊山系砂防工事事務所の依頼により、建設省土木研究所砂防部砂防研究室が実施した荒川流路工に関する水理模型実験の結果をとりまとめたものである。

流路工計画区間を上流部（徳網ダム～五味沢ダム区間）と，下流部（五味沢ダム～合流点区間）に分け，独立に模型を製作して，まず現況河道の問題点を調べ，つぎに計画流路工を検討した。

計画に際し，次の点に留意した。

- (1) 荒川流路工計画区間は，人家の少ない谷底平野であり，流路工によって，現在湿地となっている川沿いの土地が耕地等として利用されるのが望ましい。
- (2) 現在の河床には，処々に花崗岩の基岩がでており，地質調査でも，比較的浅いところに岩があることが認められている。したがって，砂防流路工は掘込河道が原則であるが，低い築堤として将来背後の湿地に客土して結果的に掘込河道となるようにする。
- (3) 法線形はできるだけ現状の流路に沿って決定する。

実験を通して法線形，流路幅に修正を加え，計画（案）を求めた。

なおここでは，横断工作物（床固工，帯工）を使用していない。これは本文で述べるように，現河床勾配が小さいことと，比較的浅いところに岩があるためであるが，護岸の施工を容易にするために低い床固工が施工されてもよい。

昭和56年 3月

建設省土木研究所砂防部砂防研究室

研 究 員 水 山 高 久

上 原 信 司

目 次

はじめに

1. 流路工計画と実験概要	1
1.1 流域の概要	1
1.2 流路工計画の概要	2
1.3 実験目的と実験概要	6
2. 徳網ダム～五味沢ダム間の実験	9
2.1 模型概要	9
2.2 実験条件	10
2.3 実験結果とその考察	12
3. 五味沢ダム～石滝川合流点間の実験	17
3.1 模型概要	17
3.2 実験条件	27
3.3 実験結果	28
3.4 ま と め	53
4. ま と め	76
4.1 徳網ダム～五味沢ダム間	76
4.2 五味沢ダム～石滝川合流点間	76

1. 流路工計画と実験概要

1.1 流域の概要

荒川は、山形県西置賜郡小国町の磐梯朝日国立公園中の大朝日岳（標高1870m）に源を発し、南西に流れて小国盆地に入り、同じく国立公園中の飯豊山（標高2105m）より発する左支横川を合流してから、流路を西に転じ、これより約10kmに及ぶ峡谷（荒川峡）を形成し、途中玉川、沼川を合わせたのち平坦部に出る。

さらに、左支大石川、右支女川、左支楢江沢川等を合流し、花立附近より越後平野の北端を横断して日本海に注ぐ。その流域面積は約1150km²（うち山地面積1047km²）流路延長は約73kmの荒廃急流河川である。（図-1）

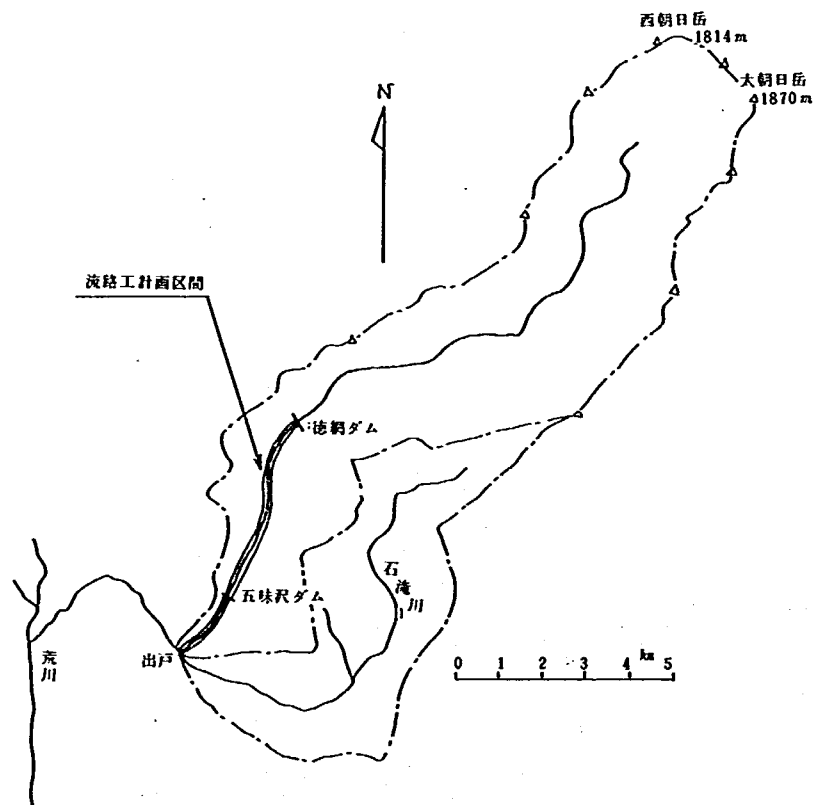


図-1 流域概要図

今度、流路工が計画されているのは、上流域の出戸から徳網ダムの区間（図－２）である。流路工は、流域の砂防工事が進み、河床が低下傾向になった区間において、計画洪水流量を安全に流下させる断面を固定する工法である。したがって、流域の砂防計画にも触れておく。

本流域では既設の堰堤として、治山堰堤５基、県施工の砂防ダム４基があり、直轄砂防ダムの穴瀬砂防ダムが５４年完成、針生平砂防ダムが５４年着工、５６年完成の予定である。流域の主な地質は花崗岩であり、計画比流出土砂量を $5 \text{ 万 m}^3/\text{K}\text{m}^2$ とすると計画流出土砂量は 250 万 m^3 となる。補助４基と穴瀬砂防ダムを含めて整備率は 22% であり、流路工に着手してもよい段階にある。

またこの地方の大きな災害としては、昭和４２年の羽越豪雨があるが、この地区には降雨が少なかった。



図－２ 流路工計画区間

1.2 流路工計画の概要

(1) 計画洪水流量

小国の 100 年確率雨量 322 mm/day に基づき、ルチハ式と物部の雨量強度式により、徳網ダム～五味沢ダム間の計画洪水流量を $544 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、五味沢～合流点間を $557.7 \text{ m}^3/\text{sec}$ とする。比流量は、それぞれ $10.8 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{K}\text{m}^2$ 、 $(50.4$

Km^2), $10.1 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{Km}^2$, (55.4 Km^2)でこれらは従来の計画例の中間的なものである。ただし、より現象に忠実に考えるならば、東北地方の継続時間の比較的短い降雨特性や、春の融雪期の降雨などを考慮して計画洪水流量を決定すべきである。しかし現在、それらを検討する十分な資料は無い。

はじめに述べたように、現地は必ずしも、土地利用が進んでいる地域でなく人口的にも横ばい状態になっている。流路工は理想的にはできるだけ直線にするべきであって、現地の土地利用から見て用地的には可能と考えられるが、経済的な効果と合わせて考えると、本流路工の場合必要最少限の法線の修正、拡幅によって対処するのが適当と思われる。

現地では計画洪水時には河床低下傾向になると考えられるので、上流よりの流入土砂は無いとし、本流路工内の土砂が移動するのみと考える。その際、物理探査や表面地質概査により、比較的浅いところに岩が認められるので、これをできるだけ利用し、河床低下対策としての横断工作物は可能なかぎり省略する。

法線その他について特に制約条件はない。

(2) 縦断勾配

荒川上流部の縦断形は図-3のようになり、流路工計画区間はほぼ $1/50$ である。

静的平衡勾配算定式は、水路幅を $B(m)$ 、自然流路の流路幅が $B = \alpha Q^{1/2}$ で与えられるとすると、

$$B_0 < B; I = \left(\frac{B_0 \{ (\sigma/\rho - 1) d \tau * c \}^{5/3}}{n} \right)^{6/7} Q^{-6/7} \quad (1)$$

$$B_0 > B; I = \left(\frac{\alpha \{ (\sigma/\rho - 1) d \tau * c \}^{5/3}}{n} \right)^{6/7} Q^{-6/14} \quad (2)$$

ここで、 I ; 河床勾配, Q ; 流量 (m^3/sec), n ; マンニングの粗度係数

$\tau * c$; 限界掃流力 ($\equiv U * c^2 / (\sigma/\rho - 1) g d$)

$U * c$; 限界摩擦速度, σ, ρ ; 砂および水の密度, g ; 重力の加速度

d ; 河床の代表粒径である。

となる。

$$B = 3.5 \sim 7.0 \sqrt{Q} \quad (m - \text{sec}) \quad (3)$$

とすると、図-4より、

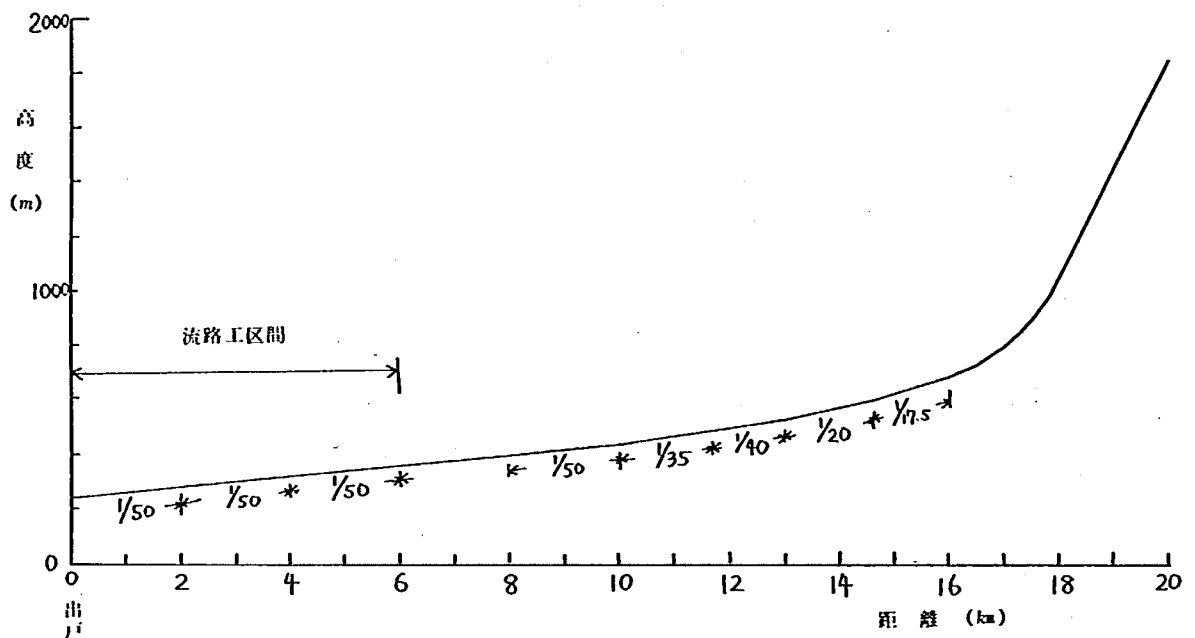


図-3 荒川上流部の縦断形

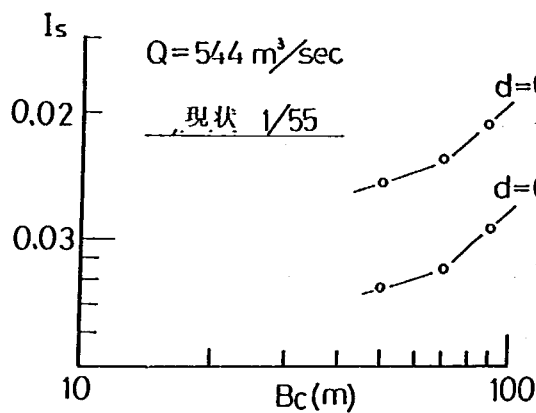


図-4 流量と流路幅の関係

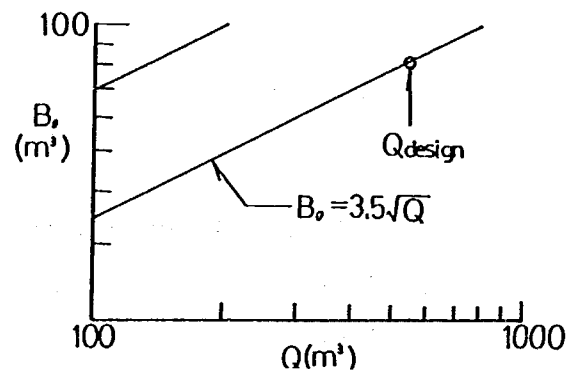


図-5 水路幅と静的平衡勾配

81.6 ~ 163.3 m ($Q = 544 \text{ m}^3/\text{sec}$) となるので、 $B_c \leq 90 \text{ m}$ とし、90, 70, 50 m で実験を行なう。計画流量に対する静的安定勾配 I_s は、 B_c (水路幅) $< B_o$ の場合(1)式で求められ、 $\sigma/\rho = 2.65$, $n = 0.035$, $\tau + c = 0.05$, $Q = 544 \text{ m}^3/\text{sec}$ を代入すると、 B_c と I_s の関係が求められる。粒径 $d = 0.2 \text{ m}$,

0.3 m に対する結果を図-3 に示す。現河床勾配が $1/55$ であるので、0.3 m を代表粒径とすれば $B_c = 90\text{ m}$ では落差の処理の必要はなく、70 m では、徳綱、五味沢間の 3900 m で、10 m を処理する必要がある。床固工1基につき1 m の落差を受け持たせると、9基を平均 390 m 間隔で設置することになる。また50 m では17 m を処理することになる。一方、床固工間隔は流路幅の2倍程度にするのが、砂礫堆による最大洗掘深を小さくする上で最適であるという実験結果（阿部ら1979）がある。このような間隔で床固を入れることは、ここでは不必要なので、洪水の頻度の少なさ、河床低下は上流から始まること、床固工による下流の局所洗掘などを考慮してできるだけ横断工作物を入れない方向で検討することとし、まず横断工作物の無い状態で実験する。

(3) 検討手順

流路工計画の検討手順（案）は図-6 のようになり、荒川流路工の計画域の状況により、次の点を検討項目とした。

- ① 現況河道の問題点を知る。
- ② 法線形はできるだけ現状に近いものとし、実験によって修正する。
- ③ 河幅を流水から見て無理のない範囲でできるだけ狭くし、実験的に修正する。
- ④ 水衝部、深掘れ箇所を知る。
- ⑤ 床固工等の必要性を検討する。

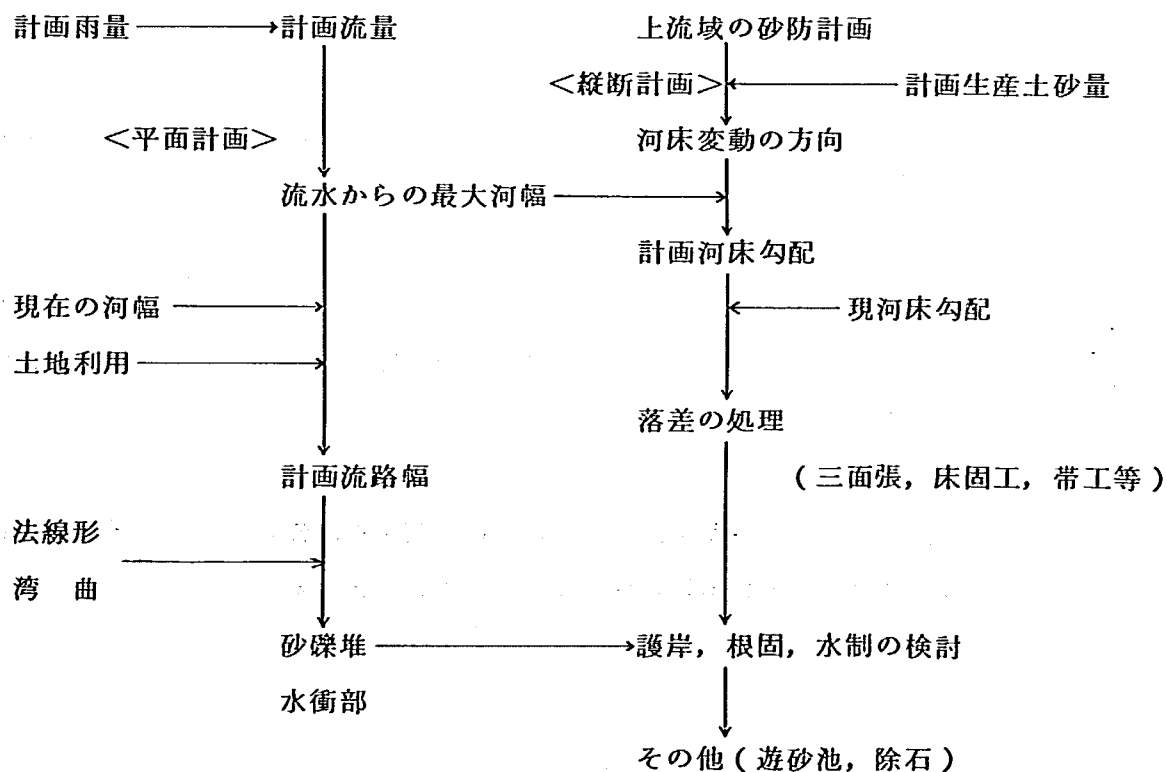


図-6 流路工計画の検討手順（案）

1.3 実験目的と実験概要

(1) 実験によって検討すべき項目

① 現状の疎通能の検討

上流より、徳網ダム、徳網吊橋、樋倉橋、五味沢ダム、虚空蔵橋地点において現状の疎通能を検討した結果、両ダムおよび樋倉橋において計画洪水流量に対して不足する。五味沢ダムは玉石コンクリートであるので、本流路工と同時に、その他は順次改良する必要がある。

② 流路工の幅

全国の施工例によると、流域面積 50 km^2 では $50 \sim 200 \text{ m}$ となっている。本地では前述の樋倉橋（昭和52年完成）が 50 m でありこれが制約条件となる。一方、自然河川の流量と河幅の関係によれば

$$B = 3.5 \sim 7.0 \sqrt{Q} = 90 \sim 180 \text{ m}$$

となる。以上より、第1案 50 m 、第2案 70 m 、第3案 90 m とする。どれが適当であるかは模型実験によって検討する。

③ 法線形

法線形は現状のままとし、局所的な洗掘や異常な水位上昇があるかどうかを実験的に検討する。

④ 河床変動

計算によって河床変動を予測し、実験でチェックして横工の必要性を検討する。その際、岩の露出分布を模型に反映させる。

⑤ 石滝川合流点の影響

流路が直角に折れ、合流点上流で堆積の進行することが予想されるので、これを予測し、除石量についてコメントする。ただし周辺は田畑のみで、人家はなく特に厳密に検討しなくてよい。

(2) 実験概要

実験は、五味沢ダムより上流と下流に分けて模型を製作したが、縮尺はいずれも $1/60$ で、水理量はフルード相似則に従って表-1 のようになる。

表-1 諸物理量縮尺比率表(フルード法則)

諸 元		次 元	縮 尺	
			比	縮 尺
幾 何 学 的 な 量	水 平 (x)	L	X r	1 : 60
	鉛 直 高 (h) (水深, 標高)	L	h r	1 : 60
	勾 配 (h/x)	—	h r · X r ⁻¹	1 : 1
	面 積 (A)	L ²	h r · X r	1 : 3600
	体 積 (V _m)	L ³	h r · X r ²	1 : 216,000
流 水 に 関 す る 量	フルード数 (F r)	—	1	1
	流 速 (V)	L T ⁻¹	h r ^{1/2}	1 : 7.7460
	流 量 (Q)	L ³ T ⁻¹	X r · h r ^{3/2}	1 : 27,885
	時 間 (T)	T	X r · h r ^{-1/2}	1 : 7.7460
	圧力の強さ (P)	F L ⁻²	h r	1 : 60
	粗 度 係 数 (n)	L ^{-1/3} T	h r ^{2/3} · X r ^{-1/2}	1 : 197860
	流 量 係 数 (c)	—	1	1
	掃 流 力 (Z)	F L ⁻²	h r	1 : 60
	エネルギー (E)	F L	h r ⁴	1 : 12960000
	運 動 量 (mV)	F T	h r ^{7/2}	1 : 1,673,129

(3) 河床材料

表面 30 cmをはいで求めた現地の河床材料の粒度分布は図-7のようになり、その平均的なものを1/60して実験材料とする。(図-8)その際、0.6 mm以下は除くことにする。

なお、現地はかなりアーミングが進んでいて、30 cm程度の礫で被われている部分も多い。

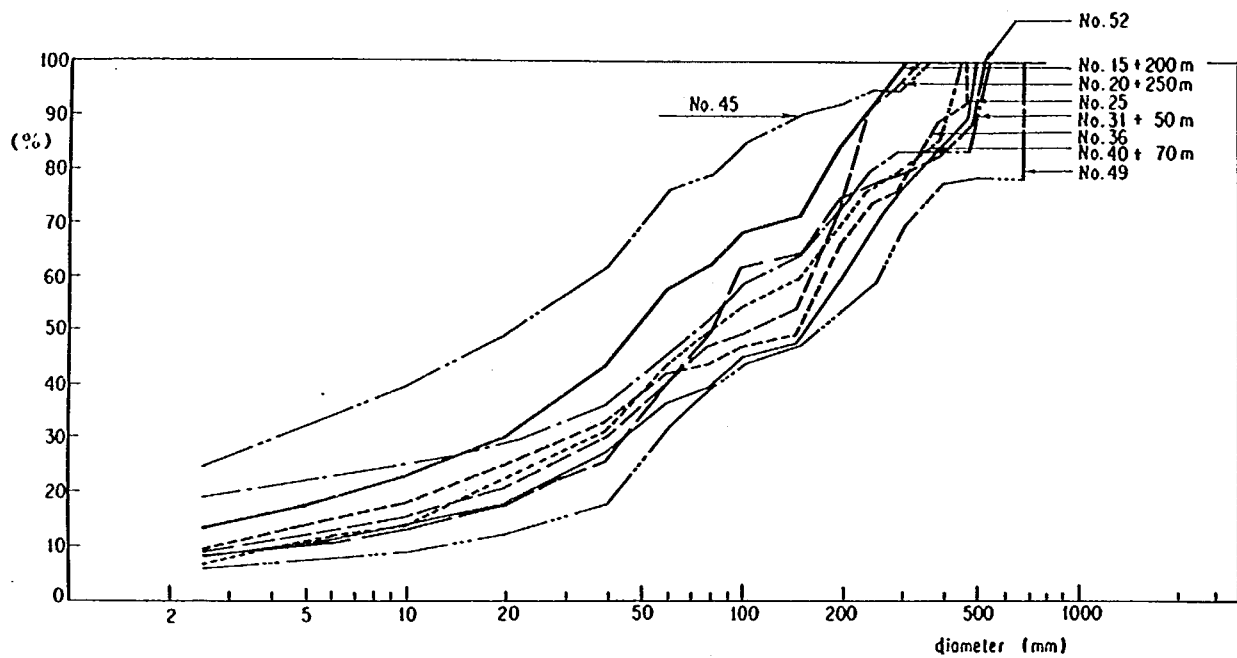


図-7 河床の粒度分布

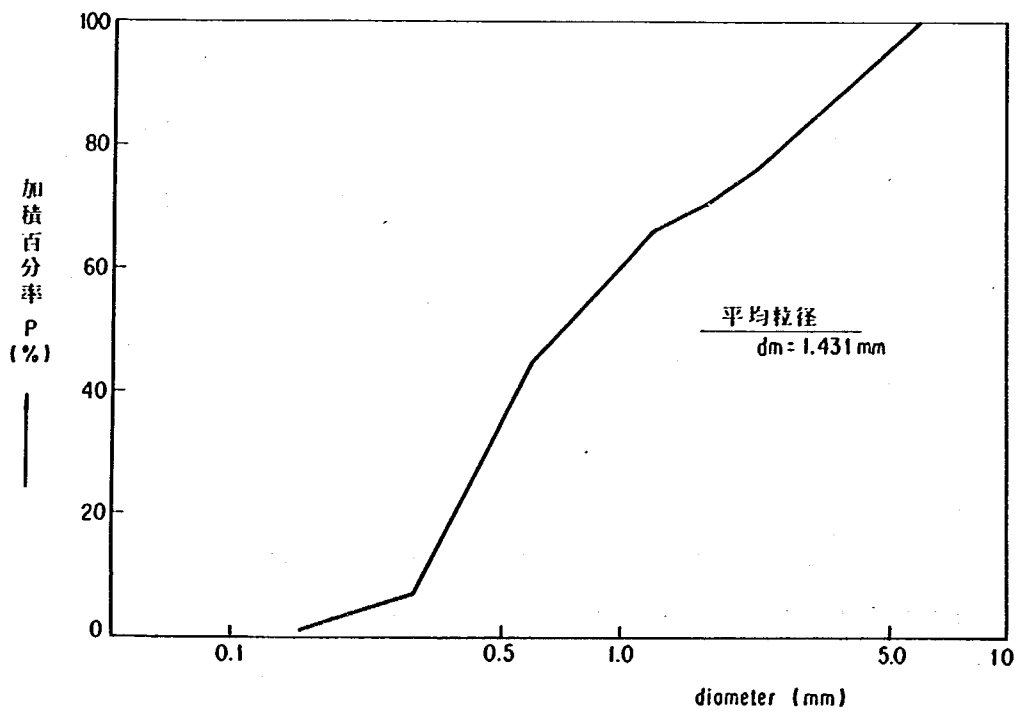


図-8 実験使用砂粒度分布図

2. 徳網ダム～五味沢ダム間の実験

2.1 模型概要

(1) 模型取入区域

荒川流路工模型（ケース1，現状）を製作した。縮尺は1/60で，模型取入区域は図-9のとおりである。

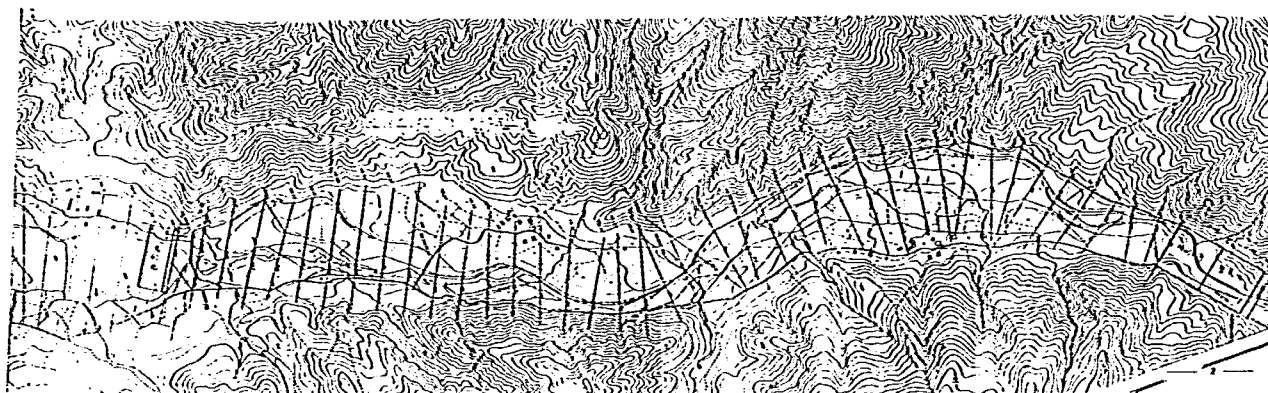


図-9 模型取入区域平面図

(2) 模型製作上の留意点

次の点に留意して模型を製作した。

- ① 護岸部のモルタルは粗に仕上げる。
- ② 河床下の岩を，モルタルでなく碎石で表現する。（図-10）

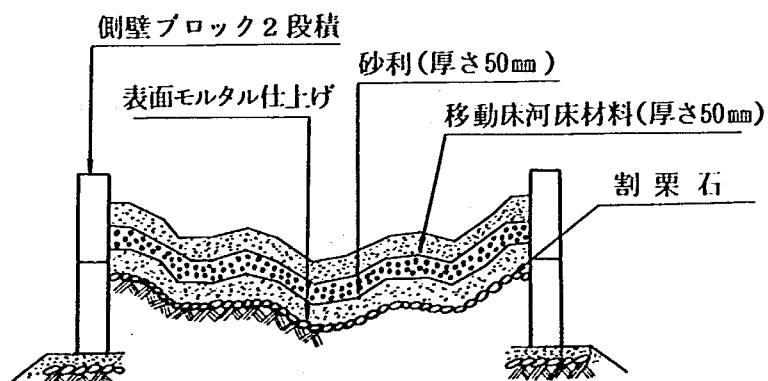


図-10 模型の標準断面

2.2 実験条件

実験条件一覧表を表-2に示す。

表-2 実験条件一覧表

case No	流 量 (模型値 l/s)	給 砂	実 験 時 間	河 床 形 状	備 考
1	2 3.4	無 給 砂	2	現 況	
2	2 0.0	"	"	"	
3	1 3.6	"	"	"	
4	6.8	"	"	"	
5	1 3.6	給 砂	1	"	給砂量 $q_s=0.9 \%$
6	2 3.4	無 給 砂	1	流路幅 90 m 案	
7	1 9.5	"	2	" 70 "	
8	1 9.5	給 砂	1	" "	給砂量 $q_s=0.65 \%$
9	1 9.5	無 給 砂	2	" 50 m 案	
10	1 9.5	給 砂	1	" "	給砂量 $q_s=1.0 \%$
11	1 9.5	"	1	最 良 案	給砂量 $q_s=1.0 \%$
12	1 9.5	無 給 砂	2	"	
13	1 0.0	"	2	"	
14	2.5	"	1	"	
14	5.0	"	2	"	14 ケースの河床に重ねて通水する。

表-3 土砂収支一覧表

実験 番号	実験条件	総給砂量 A (ℓ)	総流出土 砂量 A (ℓ)	B / A	給砂量 ℓ / s	流出土砂 量 (ℓ / s)	流出土砂 濃度 (%)
1	Q = 23.4 ℓ/s T = 2 hr 無給砂	0	1597		0	0.222	0.949
2	Q = 20.0 ℓ/s T = 2 hr 無給砂	0	1288		0	0.178	0.889
3	Q = 13.6 ℓ/s T = 2 hr 無給砂	0	880		0	0.122	0.900
4	Q = 6.8 ℓ/s T = 2 hr 無給砂	0	368		0	0.051	0.752
5	Q = 13.6 ℓ/s T = 1 hr qs = 0.9 %	440.6	368	0.835	0.122	0.102	0.752
6	Q = 23.4 ℓ/s T = 2 hr 無給砂	0	1240		0	0.172	0.736
7	Q = 19.5 ℓ/s T = 2 hr 無給砂	0	1048		0	0.146	0.746
8	Q = 19.5 ℓ/s T = 1 hr qs = 0.65 %	456.3	560	1.227	0.127	0.156	0.798
9	Q = 19.5 ℓ/s T = 2 hr 無給砂	0	1672		0	0.232	1.191
10	Q = 19.5 ℓ/s T = 1 hr qs = 1.0 %	702.0	646	0.920	0.195	0.179	0.920
11	Q = 19.5 ℓ/s T = 1 hr qs = 1.0 %	702.0	674	0.960	0.195	0.187	0.961
12	Q = 19.5 ℓ/s T = 2 hr 無給砂	0	1323		0	0.184	0.942
13	Q = 10.0 ℓ/s T = 2 hr 無給砂	0	367		0	0.051	0.510
14	Q = 2.5 ℓ/s T = 1 hr 無給砂	0			0		
14-1	Q = 5.0 ℓ/s T = 2 hr 無給砂	0	case 14に 重ねる 158(合計)				

表-2で給砂量は、表-3の無給砂時の下流端流出土砂濃度を参考に決定し、流量は計画洪水流量とその約 $1/2$ 、 $1/4$ 、 $1/8$ とした。

計画縦断は、図-11のように $1/56$ とした。

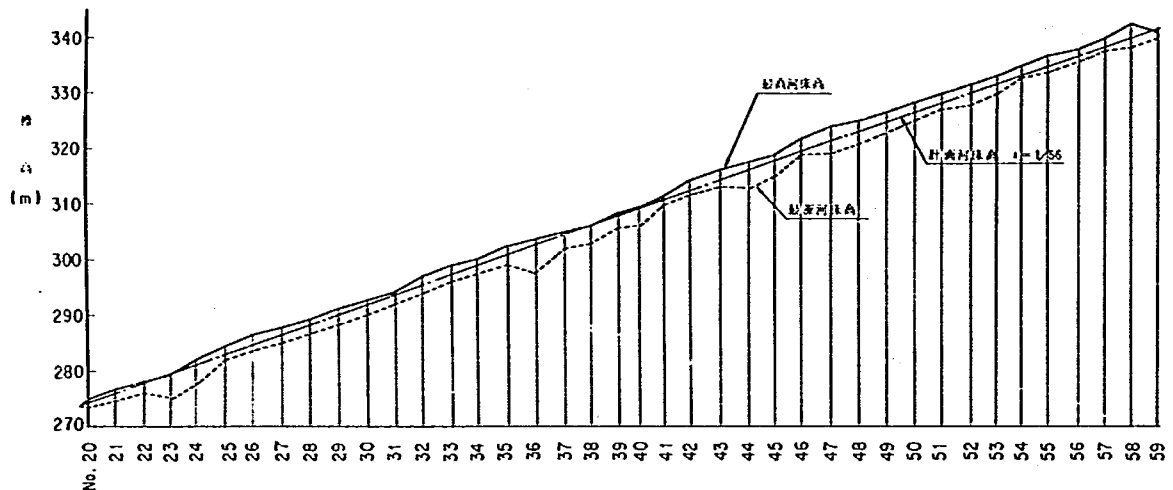


図-11 河床高縦断図

2.3 実験結果とその考察

表-4

No	1	2	3	4	5
流量 model (ℓ/sec)	23.4	20.0	13.6	6.8	13.6
proto (m^3/sec)	652.5	557.7	379.2	189.6	379.2
時間 model	2	2	2	2	1
給砂条件	0	0	0	0	$q_s/q = 0.9\%$

(I) 現況実験

まず、現況での問題点を調べた。実験条件を表-4に示し、図-12に平面形状を示す。実験の結果は次のとおりである。

- ① No. 43～37にかけて全てのケースで右岸側に越水が見られた。

② 全てのケースでNo 21～23の左岸側に堆積による河床上昇と越水が見られた。以上より現況の流路はかなり危険な状態であることがわかるが、その主な原因は弯曲部および河幅の広くなるところでの堆積である。

(2) 流路幅の検討 (図-13)

90m, 70m, 50mの3種類について検討したが、90mの実験でかなり水をかぶらない部分があったので、90mの流路幅は必要でないと考えた。Case 6では5cm厚さに敷いた河床材料が60分後No 51までなくなった。70mのCase 7では60分後No 52, 120分後No 47まで河床が低下した。また、No 37～35左岸沿いに40～45m程度に流れが集中した。給砂(0.05%)したCase 8では、No 35～39左岸沿いに反砂堆が見られた。50m幅のCase 9では120分でNo 39まで河床低下し、No 34～38の弯曲部での流れの集中が顕著であった。以上の実験より、図-14のように、土地利用の進んでいない上流部を70m幅とし、弯曲部から下流については50mとする案をチェックした。

(3) 結 論

上流部No 43まで70m、No 40から下流を50mとし、この間をなめらかに接続させる案で、計画洪水流量で一応安全に流下させることができる。しかし、岩が浅くて築堤になること、今後とも土地利用は進みそうでないことより、上流部は広く河道幅を確保する方がよいと思われる。No 44から下流の右岸と、No 40より下流の左岸に護岸を施工し、根固めおよび根入れ深さと、帯工との経済比較によって護岸を保護するための工法を選択することになる。

五味沢ダムには今後とも土砂の堆積が続くので、その状態を観察し、除石を行う必要がある。

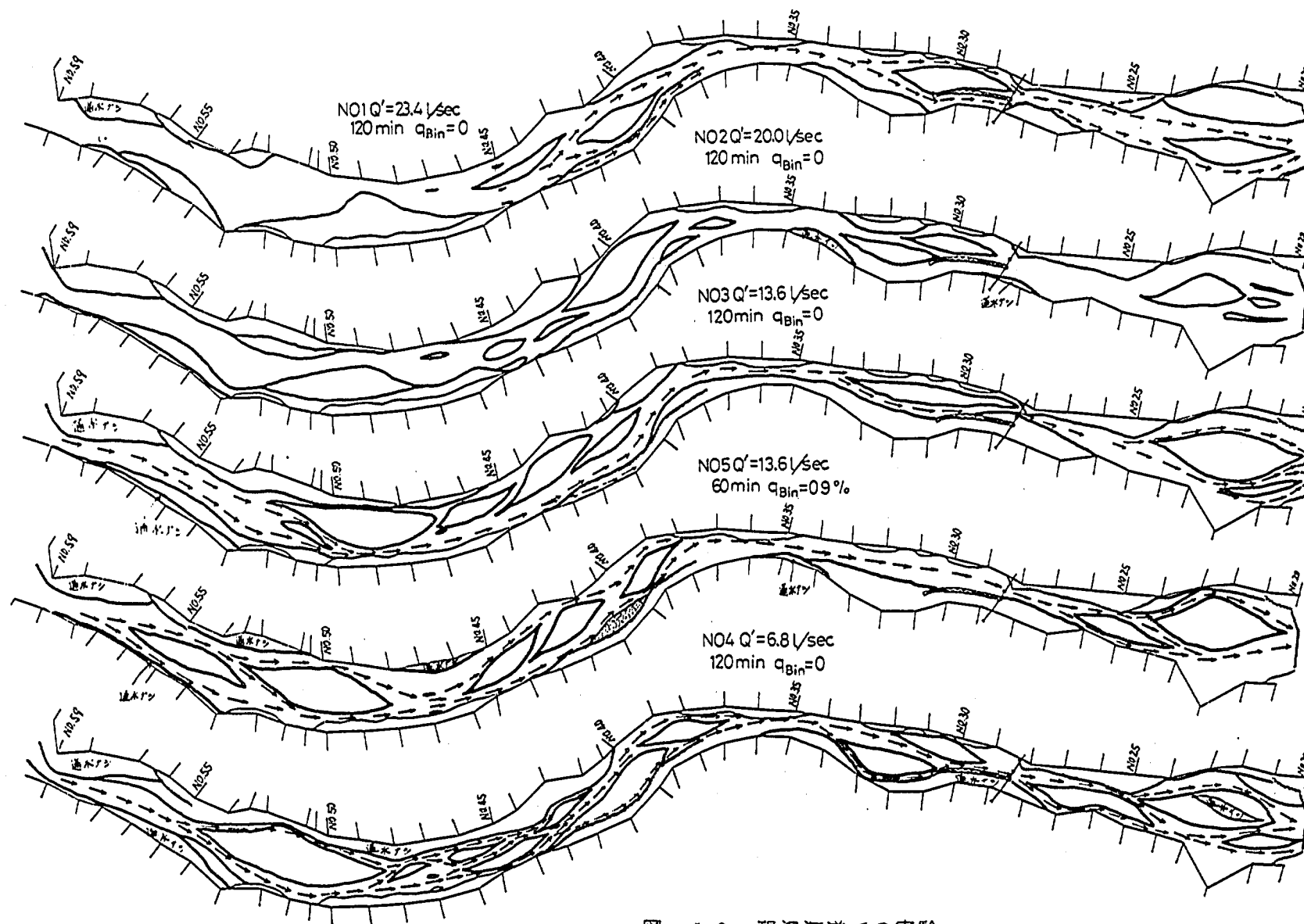


図-12 現況河道での実験

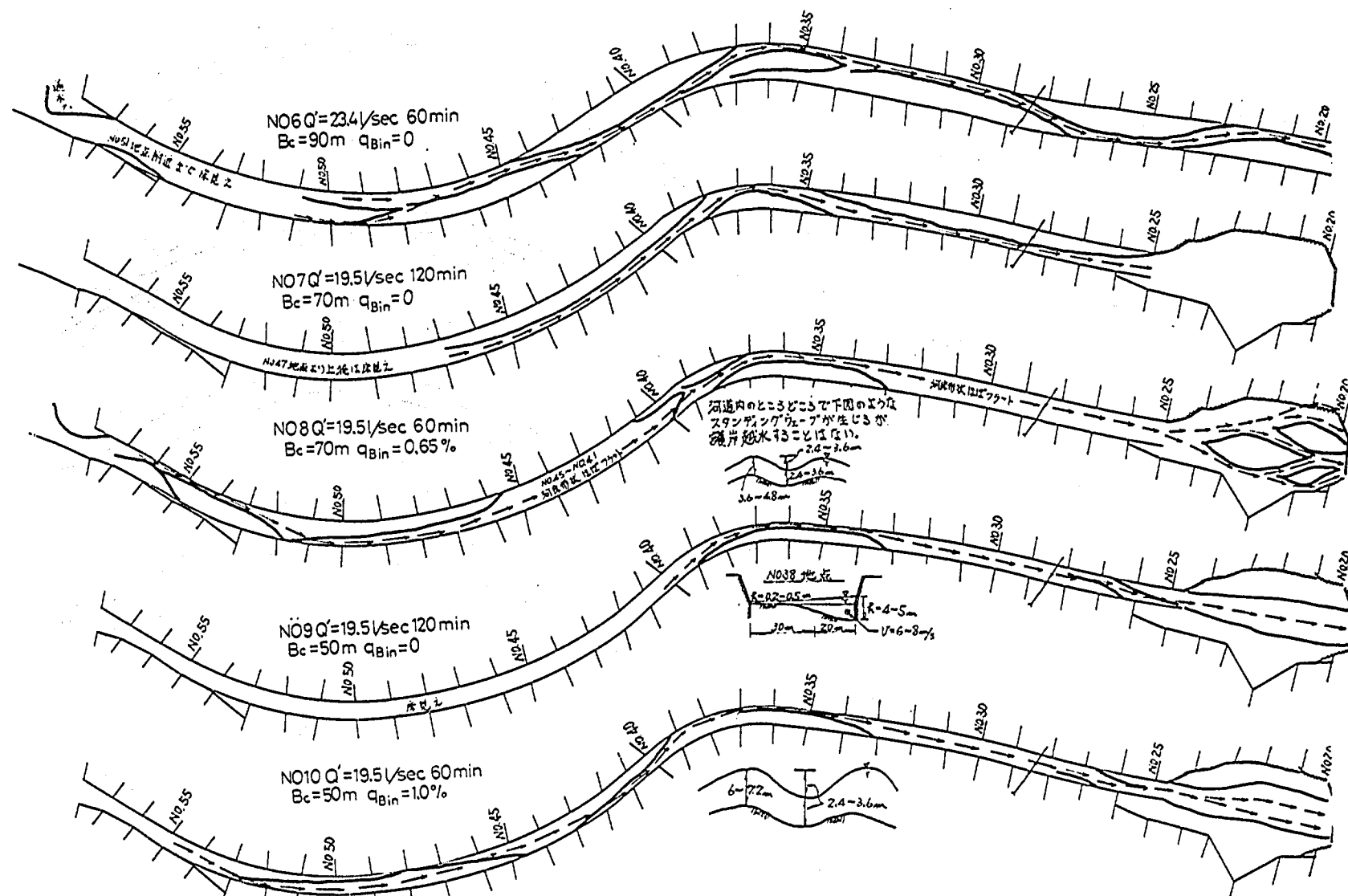


図-13 最適河幅の検討

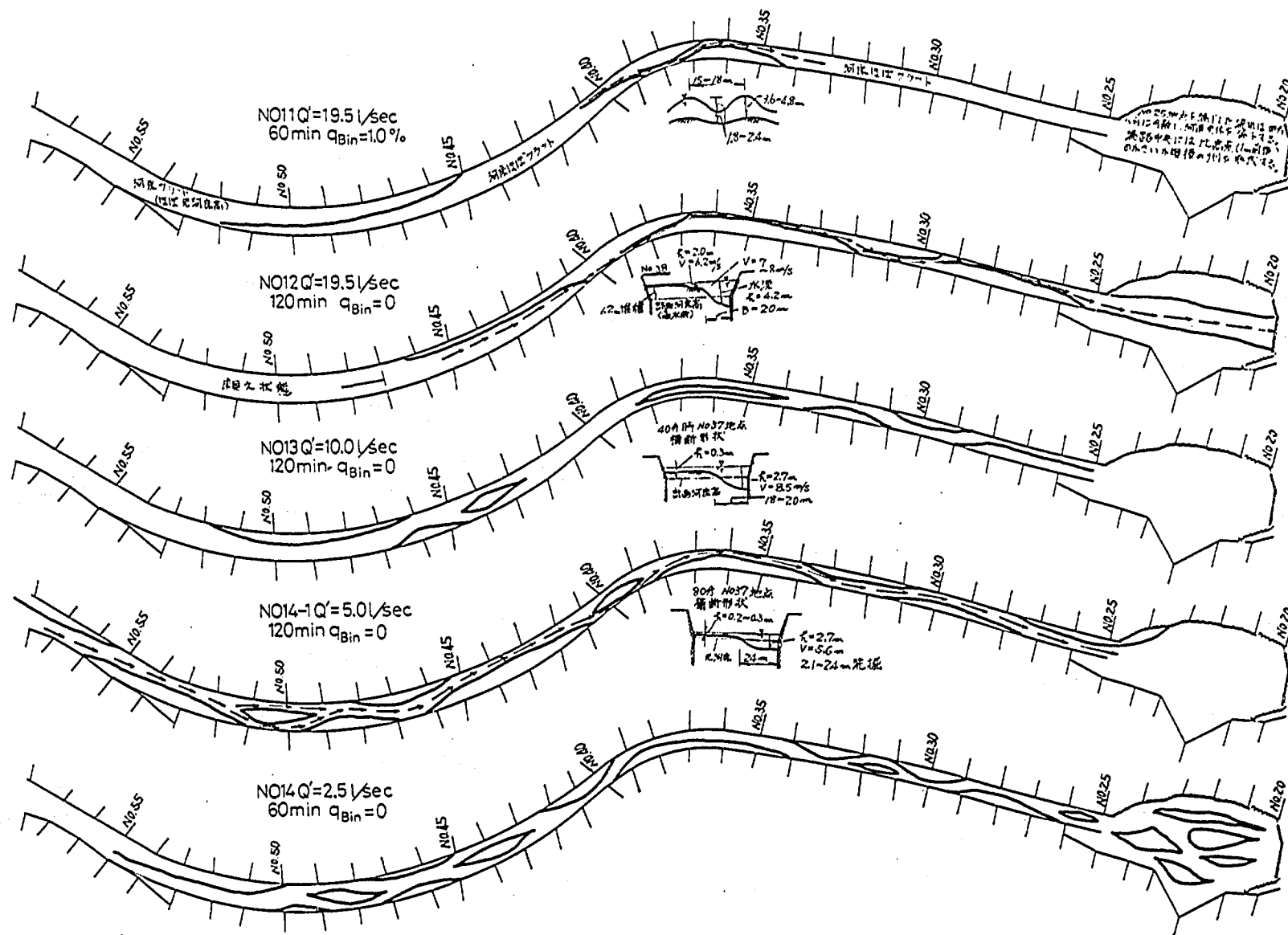


図-14 上流70m, 下流50mの実験

3. 五味沢ダム～石滝川合流点間の実験

3.1 模型概要

模型製作に当たり、現地踏査を行なった。(写真1～15)

五味沢堤堰は玉石ねり積みで、天端幅1.5 mで施工されている。現流路には単列砂礫堆が形成されており、砂礫堆高は2～4 m程度である。砂礫堆上には柳、松、カヤ、ヨシ等が生えている。柳は直径10 cm以上のものが随所に見られる。(写真-13)

五味沢ダム下流No 15地点には流路中央に高さ4～5 mの岩が位置している。(写真-8～9)その影響か、下流左岸では既設護岸が「く」の字に曲げられている。No 15地点の上流部右岸側には3基の水制工が施工されている。

また、左岸護岸は玉石を利用したカラ積による築堤である。護岸沿いのかなりの部分でブロックによる護床工が見られた。また虚空葎橋は中央に形成した州を利用し、左右岸に2基の橋がかけられている。虚空葎橋左岸側の護岸はコンクリートブロック構造である。荒川が直角に方向を変える石滝川との合流地点左岸側は、岩が露出している。また流路内の処々で岩が露出している箇所がある。

図-16の平面図に以上をまとめて示す。

下流区間の縦断形状は図-17のようになる。

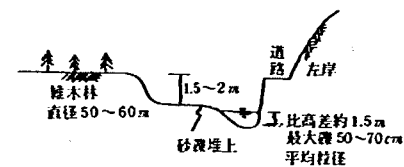
上述の流路状況をふまえて、図-18のような、現存する既設護岸を利用して、平均河幅90 mの流路工とし、No 15の岩および虚空葎橋を撤去した場合も検討することにした。

なお下流部の河床の製作では、作業の複雑さとその効果を比較した上で、上流部のような碎石を敷くようなことはしなかった。

河床材料は上流と同じものとしたが、結果的に図-19のようになった。



○No.38地点右岸側背後地盤との高低差1.5~2m程度、
左岸側は幅3m前後の道路があり、後は築岸である。



○No.34~36地点左岸側では煉石積の護岸の一部が決壊
している。
木工沈床を施工した後が残っている。

○樋倉橋右岸では護岸沿いに根固め工として十字ブロック
が施工されている。
○流路内の随所で岩が露出している。
○五味沢堰堤下流砂礫堆上にはマツ、ドングリ、ヤナギ等
が生殖している。
○五味沢堰堤下流堤外地は水田等の耕作地となっている。

○No.15地点に長さ約100m、幅40m、高さ4~5m
の岩が流路上に露出している。
○No.14~11地点左岸護岸は玉石(直径約30cm)を利用
した煉石積護岸で施工されており、同地点に3基の水
制工(天立岸幅1.2m)が設けられており、護岸同よう
煉石積である。
○No.10~No.6地点左岸護岸は玉石を利用した蛇かぶで施
工されている。護岸高は最深河床より約6mで、流路内
の随所で岩が露出している。
○No.6~8地点間に6基の水制工(天立幅1.8m)が施工
されている。
○合流地点では、写真-12に示すように築岸部は岩が露
出している。
○No.6~壺空堰間左岸側では、コンクリートブロックに
よる護岸が施工されている。

○内の数字は字真番号を示す

縮尺 1:10,000

図-16 流路工計画区間の状況

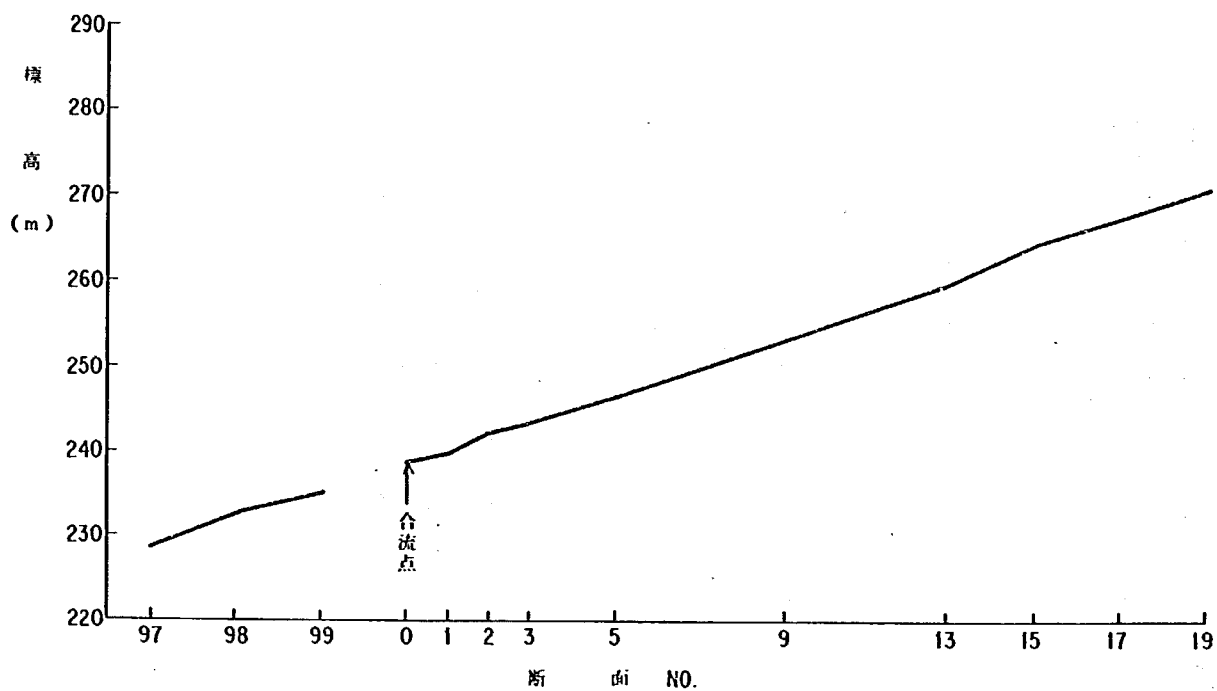


図-17 五味沢～合流点の縦断形

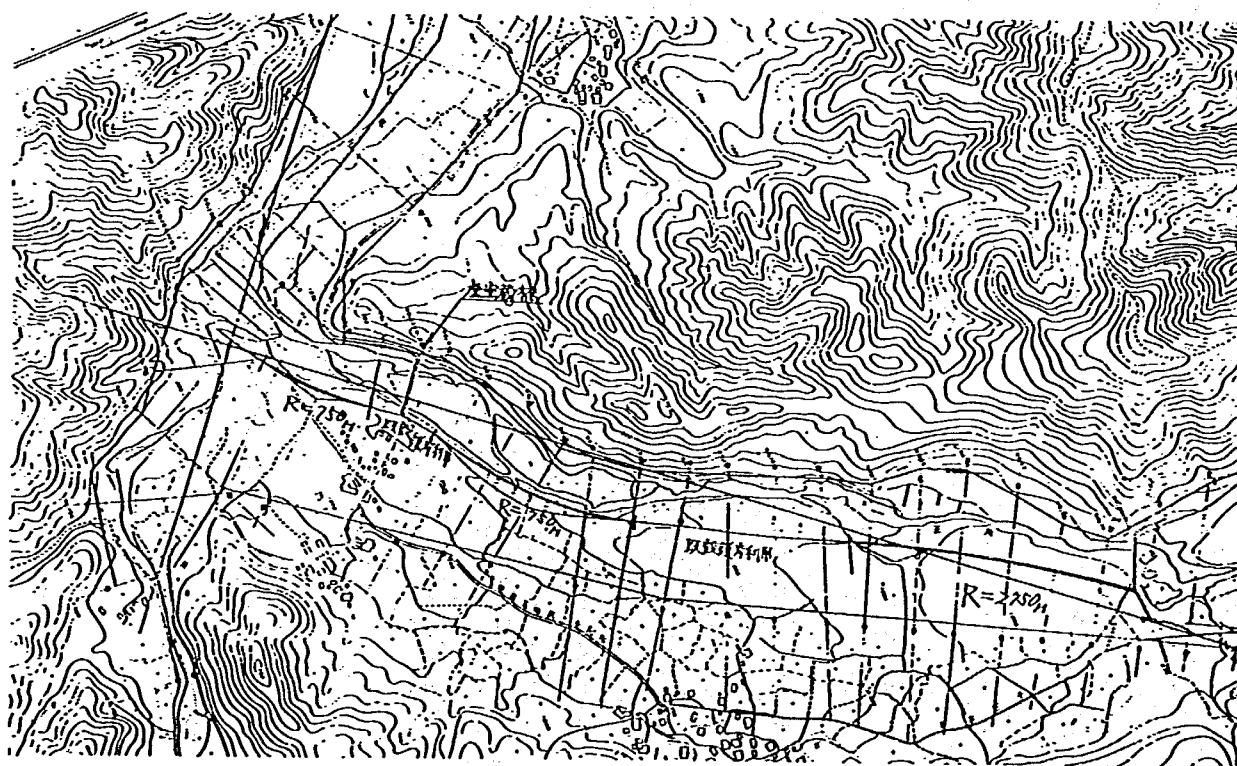


図-18 護岸法線計画平面図

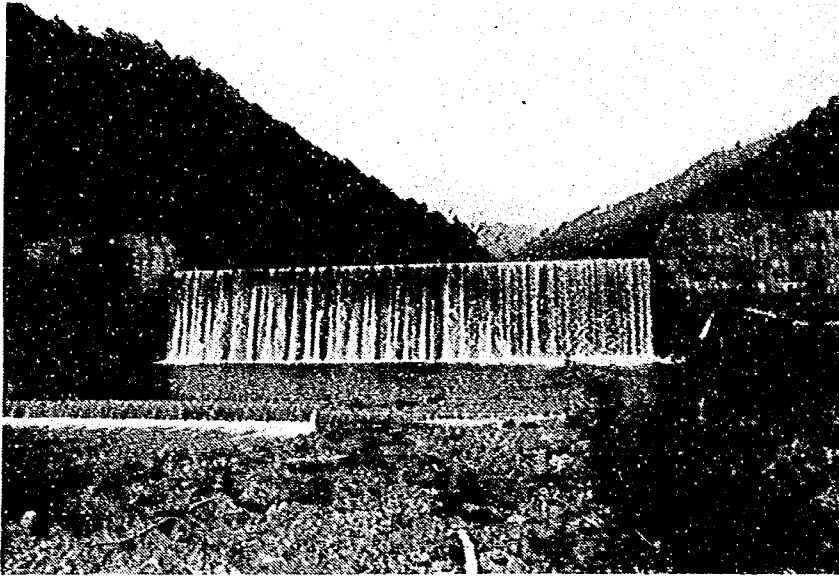


写真- 1

徳網ダムを下流側より
写す。



写真- 2

徳網ダム左岸側よりダ
ム下流の河床状況を望
む。



写真- 3

No. 3 8 地点より上流側
を望む。
現河道は随所で岩が露
出している。

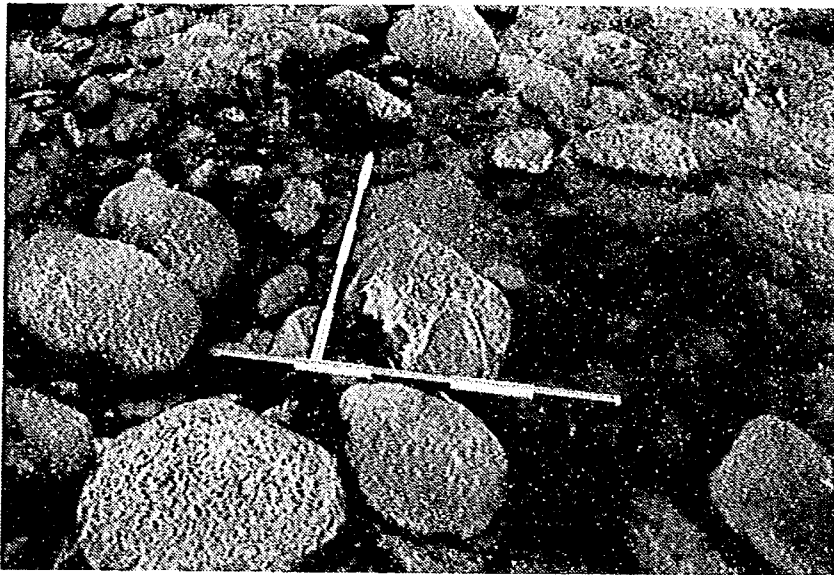


写真-4

№32地点の河道内表面粒径を示す。

直径 $d = 0.1 \sim 0.5 \text{ m}$ が表面上をおおっている。

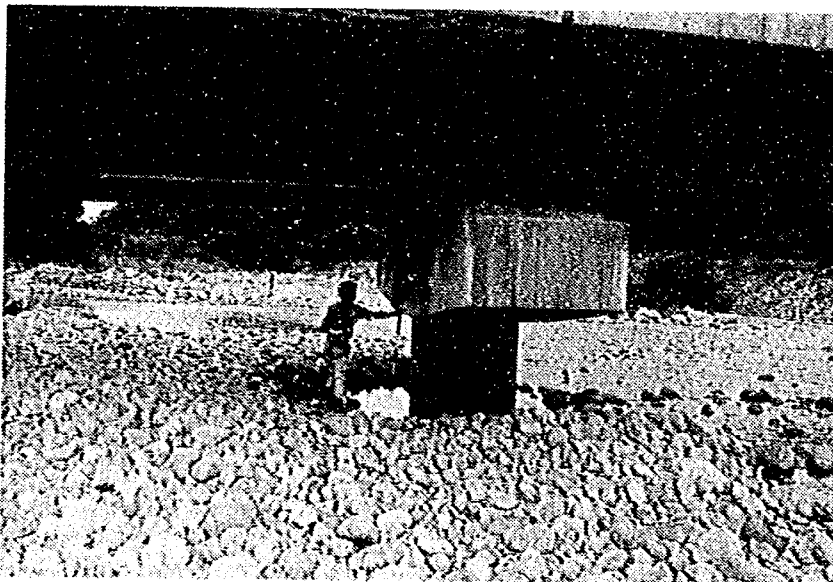


写真-5

樋倉橋地点の河床状況を示す。



写真-6

五味沢堰堤左岸側，取水口付近より水通し方向を望む。



写真－ 7

五味沢堰堤を左岸側より望む。



写真－ 8

№ 1 5 地点の河道内に露出した岩を上流側より示す。



写真－ 9

№ 1 5 地点の水制工より河道内の岩の状況を示す。

写真-10



№13地点の左岸側の
護岸を示す。

写真-11



№6地点水制工上より
上流の河道状況を示す。

写真-12



荒川の流れが直激する
合流地点では、岩が露
出している。

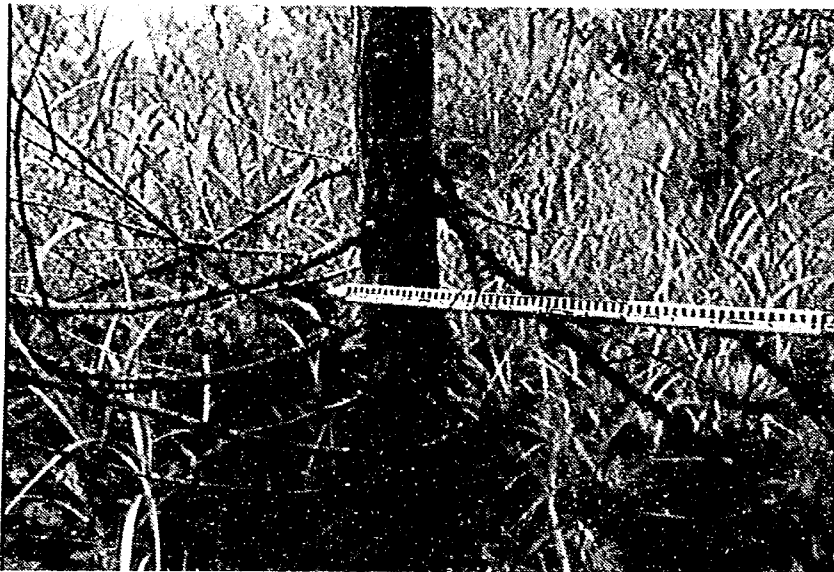


写真-13

荒川と石滝川との合流
地点の砂礫堆上には、
直径10cm前後の柳の
木が生殖している。



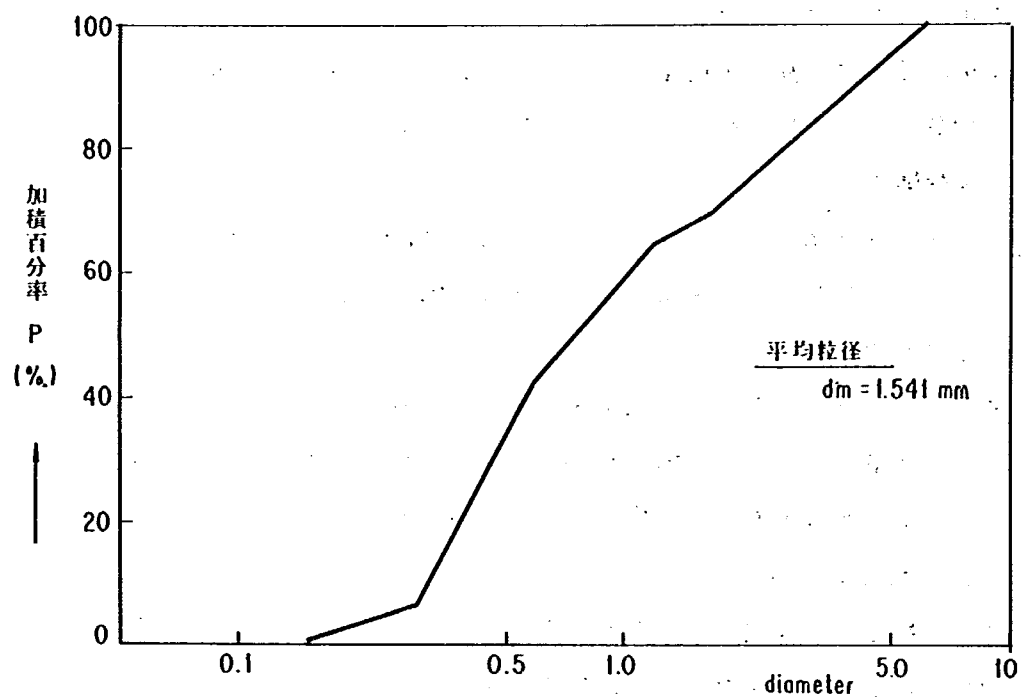
写真-14

石滝川No.101地点の
右岸側の護岸を望む。
写真中央の下で荒川と
合流している。



写真-15

石滝川No.101地点よ
り上流側を望む。



図－１９ 実験使用砂粒度分布図

3.2 実験条件

実験項目および条件を表－５に示す。

ここで Model 1 は、現況で、Model 2 は計画法線としたものである。

表－５ 実験項目および実験条件

ケース No.	Model	流 量 (m^3/sec)	時間 (分) (模型値)	給 砂 (%)
1	1	$Q_d = 557.7$	60	0
2	1	$\frac{1}{2}Q_d$	60	0
3	1	$\frac{1}{4}Q_d$	120	0
4	1	$\frac{1}{10}Q_d$	120	0
5	2	Q_d	60	0
6	2	$\frac{1}{10}Q_d$	120	0

3.3 実験結果

3.3.1 現状河道における検討

現状河道に計画高水流量 $Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{sec}$, $1/2 Q_d$, $1/4 Q_d$ および $1/10 Q_d$ を与えた場合について検討を行なった。

(I) 実験No 1

$Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合, No 9 ~ No 11 地点右岸護岸高に余裕がなく, 越水を生じる。(模型実験ではNo 8 ~ No 12 地点の護岸高を直線で結ぶ高さまで嵩上げた。)

通水中の主な水衝部は, No 18 ~ 17 左岸護岸, No 15 地点の岩のはねによりNo 14 ~ 13 左岸護岸, No 10 ~ 9 右岸, No 5 ~ 4 左岸, No 1 ~ 0 右岸, No 100 ~ 99 左岸等で生じており, 最大 $V = 7 \sim 8 \text{ m}/\text{sec}$ を生じ, 4 ~ 5 m の深掘れを生じる。

また, No 13 ~ 12 およびNo 8 ~ 6 地点の水制工の先端で流水が集中した場合, 7 m 前後の流速を生じており, 構造物上維持管理が問題である。写真-16に示す。虚空橋では, 流水のせり上りにより床板を1 m前後の水深で冠水する。写真-17に示す。写真-18は合流点付近の流下状況を示す。No 100 地点に流水が集中し, 5 m 前後の深掘れ, 7 m の前後の流速を生じる。

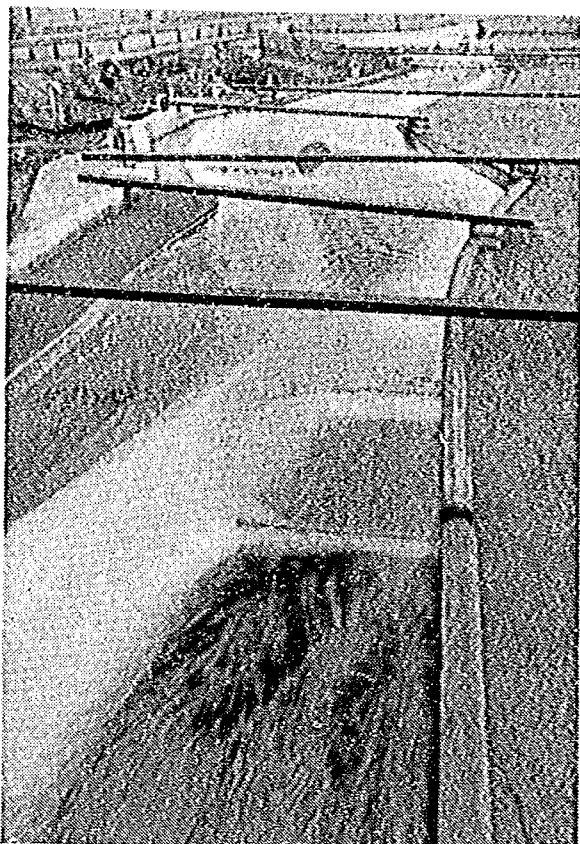


写真-16
($Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{s}$)

№11地点より上流の流れを示す。

水制工先端では 7 m/s 前後の流速を生じている。

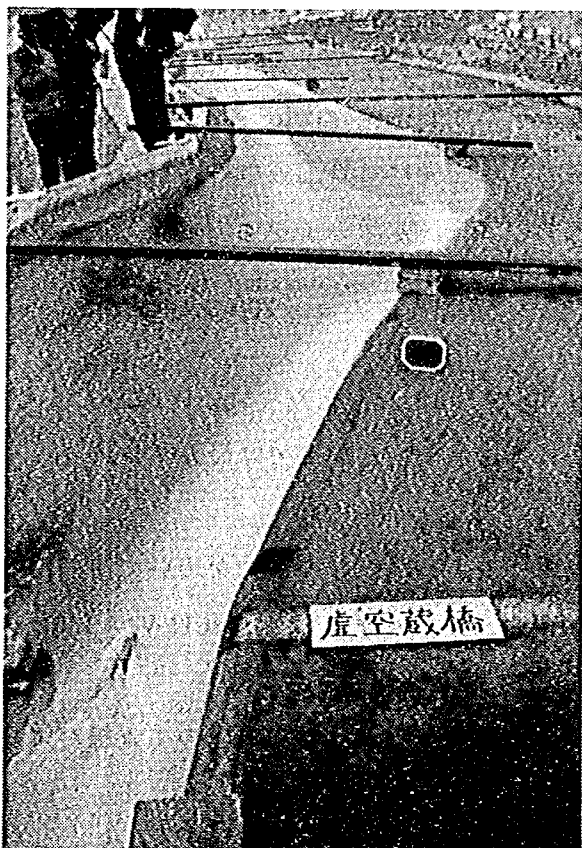


写真-17
($Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{s}$)

虚空蔵橋付近の流下状況を示す。

上流に形成している砂礫堆は、比高差 1.5 m 前後で $1.2 \sim 1.5 \text{ m/sec}$ 前後で移動する。

また、砂礫堆の形成により№6～8地点左岸側の水制は完全に埋没する。

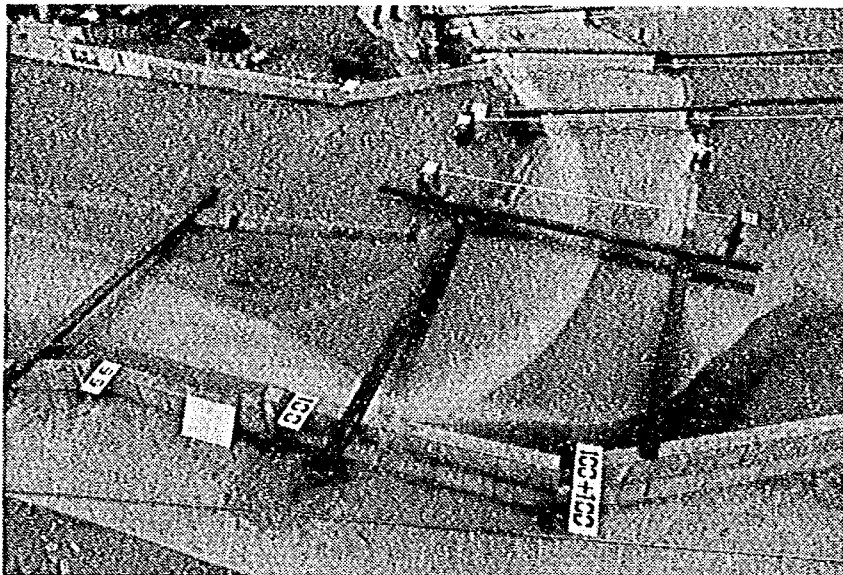


写真-18
($Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{sec}$)

合流点付近の流下状況を示す。

No 100～99 地点では $V = 7 \text{ m}/\text{sec}$ 前後の高流速を生じている。

流況写真に示すように流路内では、大単列砂礫堆を形成し、 $1.2 \sim 1.5 \text{ m}/\text{sec}$ の速度で下流に移動する。砂礫堆先端では流水が集中し、流速は $7 \sim 8 \text{ m}/\text{sec}$ と高流速を生じており、護岸沿いでは $4 \sim 5 \text{ m}$ の洗掘を受ける等、護岸の安全性に乏しい。実験中の流路内の主流線および主な水衝部での流速、水深等について図-23-1の流況平面図にまとめた。

(2) 実験No 2

① 現状河道に流量 $1/2 Q_d = 278.85 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合、流路内では流水の片寄りにより、随所で砂礫堆が水面上に露出する。水衝部では最大 $7 \text{ m}/\text{sec}$ 前後の流速を生じている。

また、通水中の水位および河床高の測定結果より Manning の公式を用いて河道内の平均流速を算出すると実験1では $V = 2.5 \sim 4.5 \text{ m}/\text{sec}$ ，実験2では $V = 1.5 \sim 3.5 \text{ m}/\text{sec}$ と低下している。(図-23-1～23-2を参考)

② 図-23-2は、実験開始後30分および40分経過後の河道内の主流線および主な水衝部での流速および水深をまとめた。

常に水衝部となっている箇所を次に上げる。

- No 18 ~ 17 左岸
- No 13 ~ 11 左右岸
- No 10 ~ 9 右岸 $V = 7 \text{ m/sec}$
- No 6 ~ 4 左岸 $V = 6 \text{ m/sec}$
- No 2 ~ 1 右岸 $V = 6 \text{ m/sec}$
- No 100 + 100 ~ 99 左岸 $V = 6 \text{ m/sec}$

③ 写真-19は、虚空蔵橋付近の流下状況を示す。

虚空蔵橋では、流水の集中により床板を1 m前後の水深で冠水する。

写真-20は、合流点付近の流下状況を示す。No 100 + 100 地点では、流水の直撃により5 m前後の局所洗掘を生じる。主流路幅は15 m前後、左岸側に集中する。

写真-21は、No 15 地点の流路中央にある岩周辺の通水後の河床形状を示す。流れは岩により大きく支配されている。

写真-22は、No 1 地点より虚空蔵橋周辺の通水後の河床形状を示す。

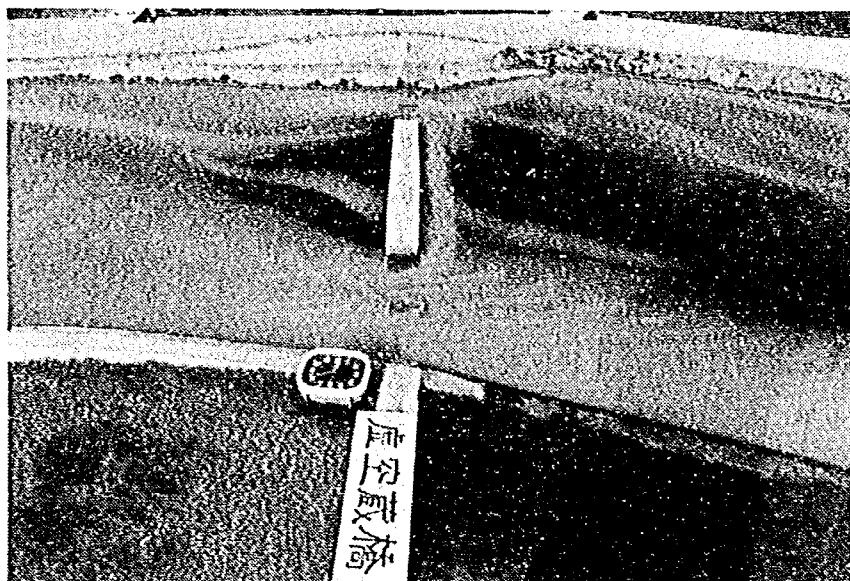


写真-19
($Q=1/2Q_d$)

40分経過後の虚空蔵橋
周辺の流下状況を示す。
橋上流では 6.4 m/sec
の流速を生じている。
流水のセリ上りにより床
板は、1m前後の水深で
冠水する。



写真-20
($Q=1/2Q_d$)

No100+100地点で
は荒川の流れが直撃し、
5m前後の深掘れを生じ
る。



写真-21
($Q=1/2Q_d$)

№13地点より上流の通水後の河道形状を示す。



写真-22
($Q=1/2Q_d$)

№1地点より虚空蔵橋周辺の河床形状を示す。

(通水後)

(3) 実験No 3

現状河道に流量 $1/4 Q_d = 139.4 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合。

流路内の流れは大きく片寄り、主流幅は $30 \sim 50 \text{ m}$ と集中する。そのため流路内で冠水しない箇所が生じる。

その箇所を下記に示す。

- No 20 ~ 18 左 岸
- No 19 ~ 17 右 岸
- No 16 ~ 14 左 岸
- No 10 ~ 8 右 岸
- No 99 ~ 98 右 岸

流路内の水衝部では、最大 $5 \text{ m}/\text{sec}$ 前後の流速を生じている。

図-23-3は、60分および120分(模型値)経過後の主流線および主な水衝部での流速、水深をまとめた。

流路内に形成した砂礫堆は高さ $1.5 \sim 2 \text{ m}$ である。

通水中(90分後)の主な水衝部を下記に上げる。

- | | | |
|---------------------|-----|-------------------------------------|
| ○ No 11 ~ 10 | 右 岸 | $V = 3 \sim 4 \text{ m}/\text{sec}$ |
| ○ No 9 ~ 8 | 左 岸 | $V = 3 \sim 4 \text{ m}/\text{sec}$ |
| ○ No 5 ~ 4 | 左 岸 | $V = 4 \text{ m}/\text{sec}$ |
| ○ No 2 ~ 1 | 右 岸 | $V = 4.3 \text{ m}/\text{sec}$ |
| ○ No 0 | 左 岸 | $V = 2.4 \text{ m}/\text{sec}$ |
| ○ No 100 + 100 ~ 99 | 左 岸 | $V = 3 \sim 4 \text{ m}/\text{sec}$ |

流路内の主な流下状況を写真-23~26に示す。

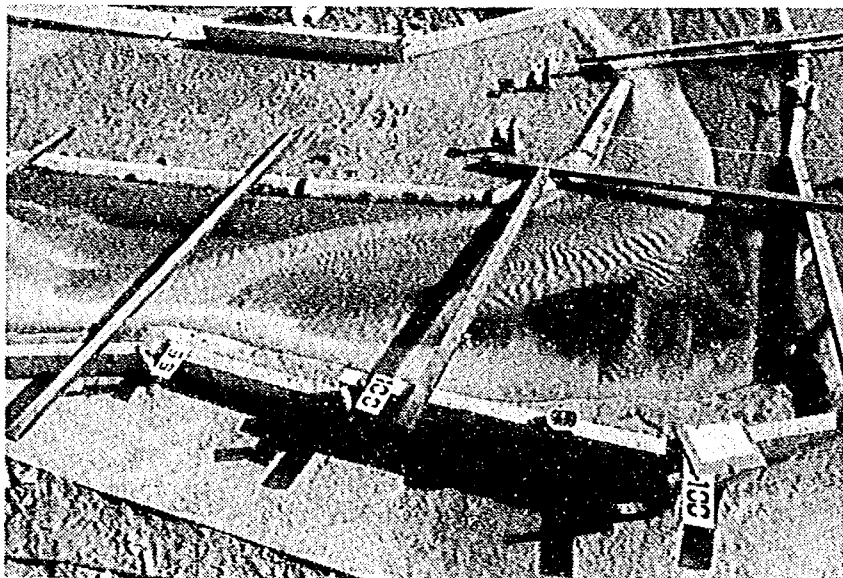


写真-23
($Q=1/4 Q_d$)

20分経過後の合流点
付近の流下状況を示す。

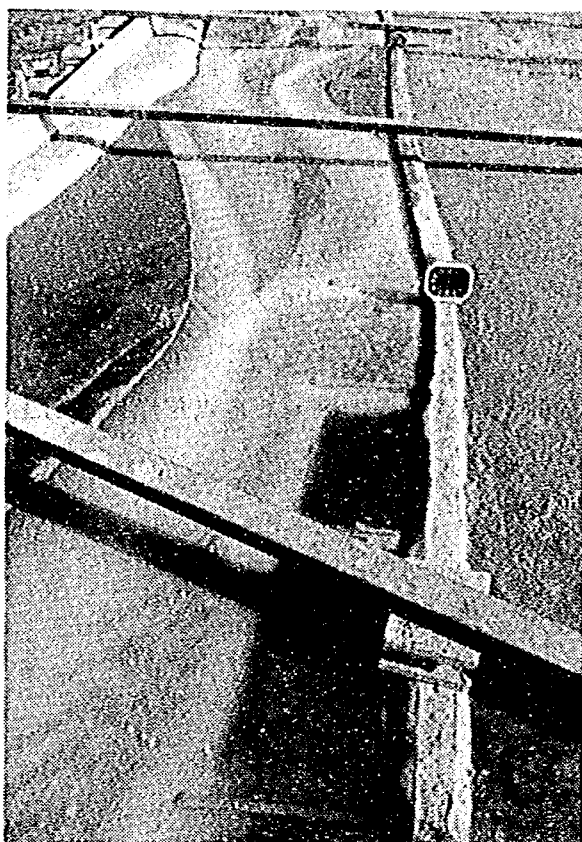


写真-24
($Q=1/4 Q_d$)

40分経過後のNo.8～7地点の水制工周辺の
流下状況を示す。

No.8地点水制工天端を0.7～0.9 mの水深で
越流する。

水制工の下流では4～5 mの局所洗掘を生じ
る。



写真-25
($Q=1/4 Q_d$)

No 14 地点より上流の流
下状況を示す。



写真-26
($Q=1/4 Q_d$)

通水終了直後のNo 8～6 地点左岸側水制工周
辺の河床形状を示す。

(5) 実験No. 4

現状河道に流量 $1/10 Q_d = 55.77 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合。

流水は形成された現河道に沿って流下し、終始流路の大きな変化は見られなかった。通水中の主な流下状況を図-23-4に示す。水衝部での最大流速は $V = 4 \text{ m}/\text{sec}$ であり、流路幅は $10 \sim 30 \text{ m}$ と集中している。

主な水衝部は下記に示す通りである。

- No. 17 ~ 16 左 岸 $V = 3.5 \text{ m}/\text{sec}$
- No. 13 ~ 11 右 岸 $V = 2.8 \text{ m}/\text{sec}$
- No. 10 ~ 4 左 岸 $V = 3.5 \text{ m}/\text{sec}$
- No. 4 ~ 1 右 岸 $V = 3.8 \text{ m}/\text{sec}$
- No. 100 + 100 ~ 99 左 岸 $V = 3.5 \text{ m}/\text{sec}$

No. 8 ~ 6 地点左岸側の水制先端では $V = 3.5 \text{ m}/\text{sec}$ 前後の流速を生じている。流路内の主な流下状況を写真-27 ~ 29に示す。

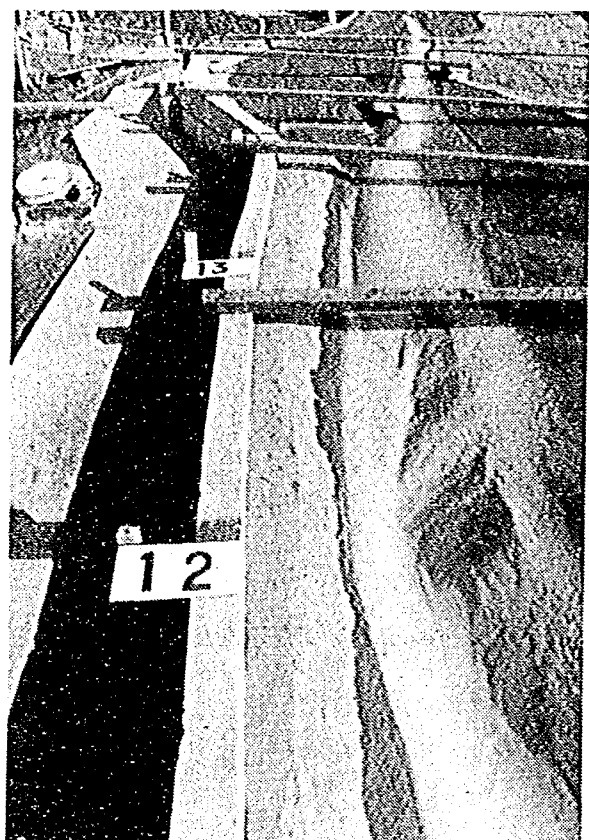


写真-27
($Q=1/10Q_d$)

No 12 地点より上流の流下状況を示す。

No 13～12 地点右岸側は常に水衝部になっている。

$V=2.8\text{ m/sec}$ の流速を生じる。

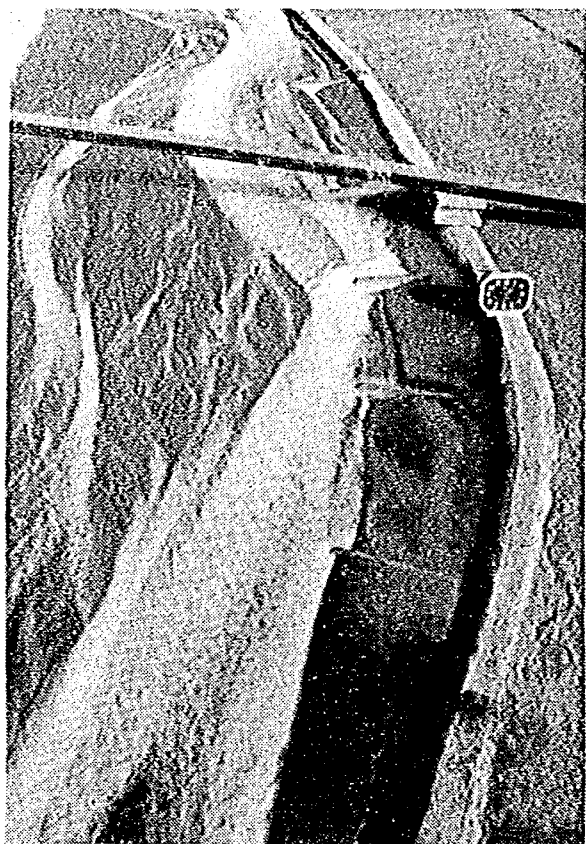


写真-28
($Q=1/10Q_d$)

No 6～8 地点の水制工周辺の河床形状を示す。

(終了後)

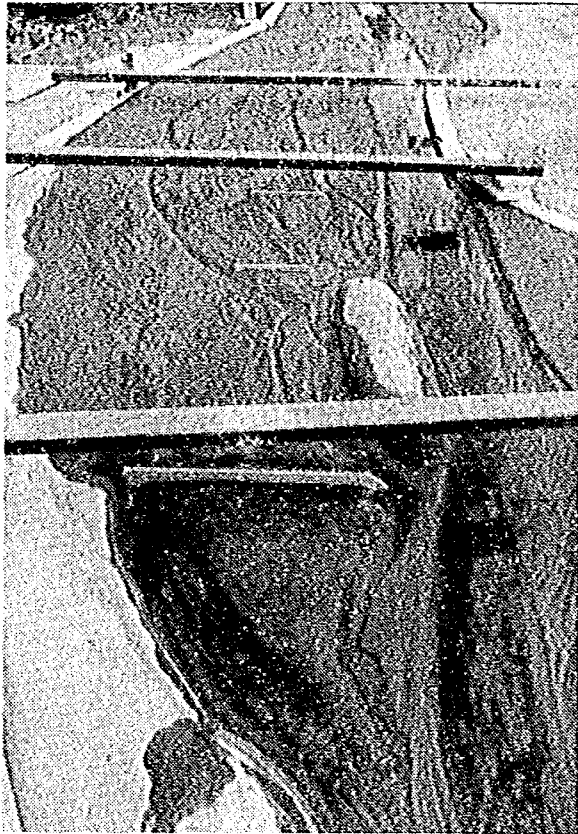


写真-29

№15 地点流路中央に位置している岩周辺の河床形状を示す。
(通水後)

3.3.2 計画法線河道における検討 (CASE5~6-1)

図-18に示すように既設護岸を利用した護岸法線とし、№6~8 地点左岸側の水制工および№15 地点流路中央に位置する岩を撤去した場合について検討を行なった。

(1) 実験№5

護岸法線を改良した河道(河床形状は現状河道とする)に流量 $Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合。№15 地点流路中央に位置する岩を撤去したことにより、流路内では流水の片寄りがなくなり、護岸法線に沿ったスムーズな流れを呈し、流況は良くなった。しかし、図-23-5に示すように水衝部では $V = 7 \text{ m}/\text{sec}$ 前後の高流速を生じており、護岸の安全性に欠けている。流路内の主な水衝部を下記に示す。

○ №12 ~ 9	右岸側	$V = 7 \text{ m}/\text{sec}$ 前後
○ №6 ~ 4	左岸側	$V = 7 \sim 8 \text{ m}/\text{sec}$
○ №1 ~ 0	右岸側	$V = 7 \text{ m}/\text{sec}$
○ №100 ~ 99	左岸側	$V = 7.6 \text{ m}/\text{sec}$ (54分)
○ №97	右岸側	$V = 6.2 \text{ m}/\text{sec}$ (43分)

流路内の主な流下状況を写真-30~32に示す。

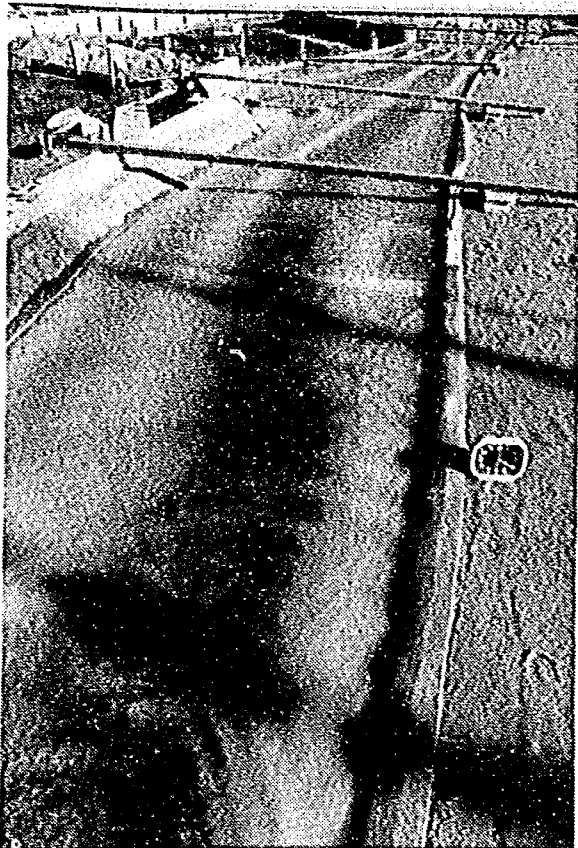


写真-30
($Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{s}$)

20分経過後No10地点より上流の河道内の流下状況を示す。



写真-31
($Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{s}$)

40分経過後の河道内の流下状況を示す。
No15地点流路中央に位置していた岩を撤去したことにより、大きな片寄りもなく、流下状況は良くなった。



写真-32
($Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{s}$)

通水終了直後No 15地点の水制工の効果により流路が固定されている。通水中の有効流路幅は81mで、平均水深1.6mで流下している。

(2) 実験No 6

計画河道に流量 $1/10 Q_d = 55.77 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合。

流路内の流れは形成された河道に沿って流下し、流路は終始固定され、大きな変化は見られなかった。

流下状況は流量が少ないために護岸法線を改良した効果は見られず、現河道に沿って流下している。

水衝部での最大流速は $V = 3 \sim 4 \text{ m}/\text{sec}$ 生じており、流路幅は10～30mで流下している。

主な水衝部は次に示す通りである。

- No 16～15 右岸側水制先端 $V = 3.3 \text{ m}/\text{sec}$
- No 13～12 左岸側水制先端 $V = 3.8 \text{ m}/\text{sec}$
- No 11～10-50 右岸側
- No 9-50～7 左岸側 $V = 3 \sim 4 \text{ m}/\text{sec}$
- 虚空葎橋 左岸側
- No 100 右岸側
- No 99 左岸側 $V = 3.5 \text{ m}/\text{sec}$

№ 1 3 ～ 1 2 地点左岸側水制工先端で $3 \sim 3.5 \text{ m/sec}$ の流速を生じ、 $1 \sim 1.5 \text{ m}$ の局所洗掘を生じる。

通水中の主な流下現象を写真- 3 3 ～ 3 6 に示す。



写真- 3 3
($Q = 1/10Q_d$)

通水開始直後の№ 1 4 地点の流下状況を示す。

水制工先端で $V = 3 \sim 4 \text{ m/sec}$ の流速を生じている。



写真- 3 4
($Q = 1/10Q_d$)

9 0 分経過後の虚空蔵橋
周辺の流下状況を示す。
橋脚周辺で $3 \sim 3.5 \text{ m/sec}$ の流速を生じている。

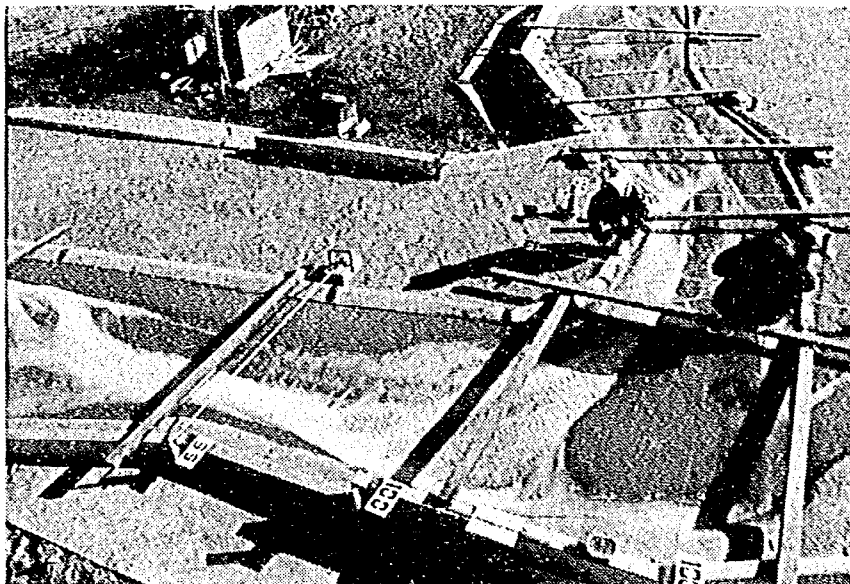


写真-35
($Q = 1/10Q_d$)

10分経過後の合流点
付近の流下状況を示す。

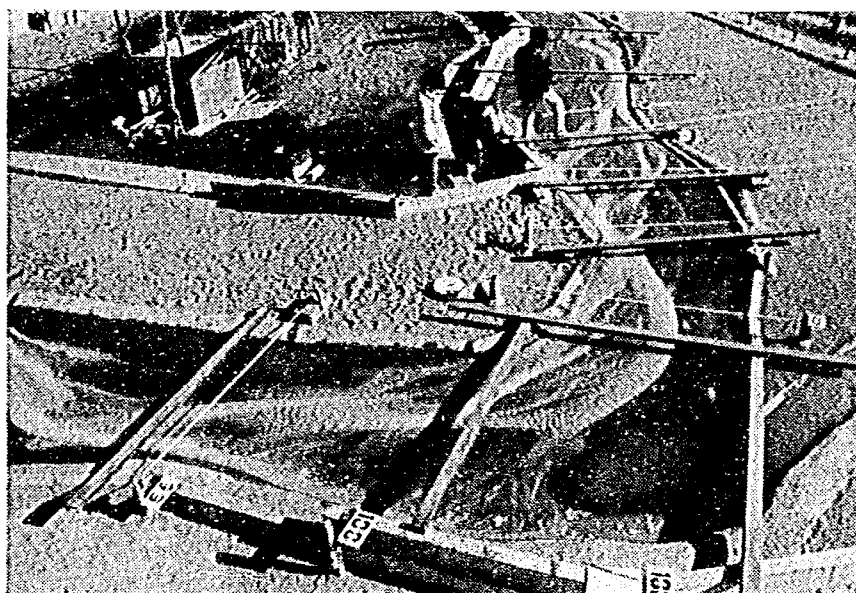


写真-36
($Q = 1/10Q_d$)

9.5分経過後の合流点
付近の流下状況を示す。

10分経過後の流況と
比較し、流路の大きな
変化は見られない。

(3) 実験No.6 -1

法線形状、河床形状等についてはすべて実験5と同様であるが、虚空葎橋を撤去した場合について検討を行なった。虚空葎橋を撤去したことにより合流地点では河床高横断面図に示すようにNo.0地点で、平均河床高1.1mの堆積を生じている。通水中のNo.

0 地点の通水前河床高に対する平均河床の時間的变化を下表に示す。

	CASE 5	CASE 6 - ₁
○ 通 水 前	0	0
○ 1 2 分 後	- 0.8 m	+ 0.2 m
○ 3 2 分 後	- 0.4 m	+ 0.5 m
○ 5 2 分 後	- 0.3 m	+ 1.2 m

以上のように虚空葎橋のアバットを撤去したことにより土砂の移動が多く、合流点では河床上昇が著しい。流路内の水衝部では最大 $7 \sim 8 \text{ m/sec}$ の高流速を生じており、護岸の維持面で問題である。

通水中の河道内の流下状況を写真-37～39に示す。

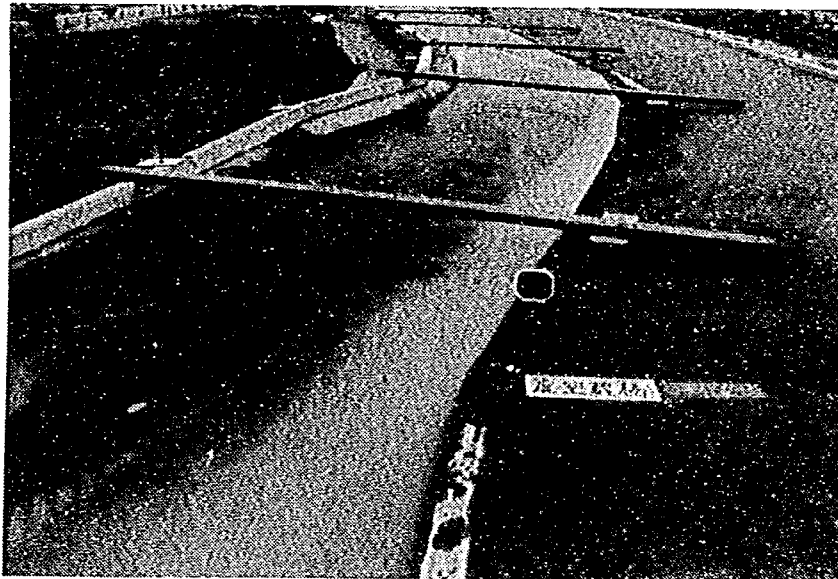


写真-37 ($Q = 557.7 \text{ m}^3/\text{sec}$)

20分経過後の虚空葎橋周辺の流下状況を示す。

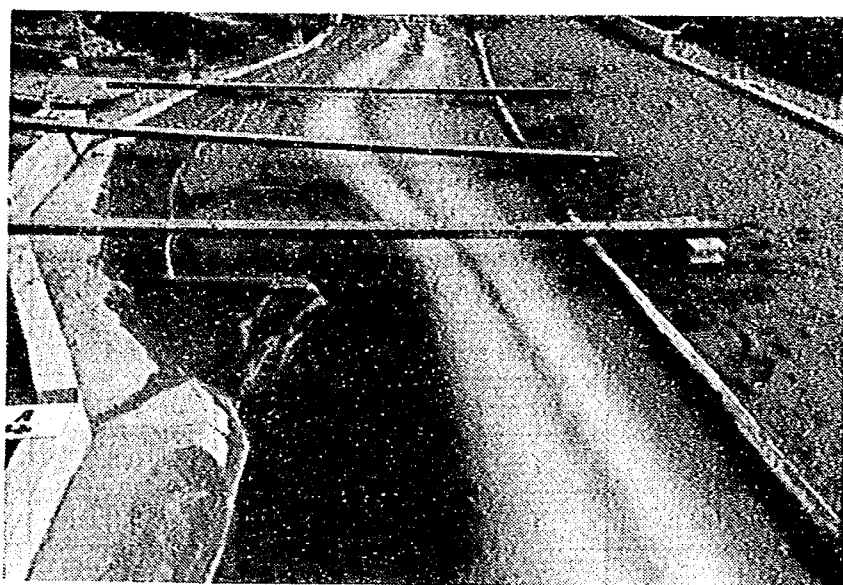


写真-38 ($Q=557.7 \text{ m}^3/\text{sec}$)

№14 地点の流下状況を示す。

№15 地点中央に位置していた岩を撤去したことにより流況はずいぶん良くなった。

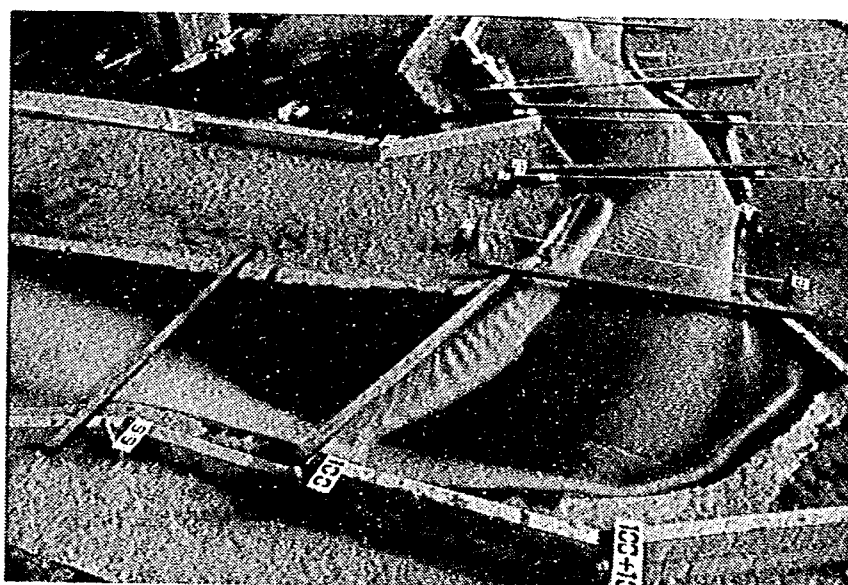


写真-39 ($Q=557.7 \text{ m}^3/\text{sec}$)

合流点付近の流下状況を示す。

合流点付近では虚空葎橋を撤去したことにより上流よりの流下土砂が堆積し、河床上昇が著しい。

3.3.3 実験結果の要約

- (1) 現状河道および計画河道における河道内の流下状況（局所的な最大流速； $V_{\max}$ （ m/sec ），有効流路幅； B （ m ），平均水深； H_B （ m ），水位および河床高測定における平均流速； V_B （ m/sec ）

を各実験毎に比較すると下表のようになる。

CASE	模型形状	流 量 (m^3/sec)	$V_{\max}$ (m/sec)	B (m)	H_B (m)	V_B (m/sec)
1	現状河道	$Q_d = 557.7$	7 ~ 8	110 ~ 120	1.4	3.0 ~ 4.5
2		$1/2 Q_d$	6 ~ 7	100 ~ 110	1.3	2.0 ~ 3.5
3		$1/4 Q_d$	4 ~ 5	90 ~ 110	0.8	1.5 ~ 3.0
4		$1/10 Q_d$	3 ~ 4	60 ~ 80	0.6	1.0 ~ 2.5
5	計画河道	Q_d	7 ~ 8	100 ~ 110	1.4	3.0 ~ 4.5
6		$1/10 Q_d$	4 ~ 5	60 ~ 80	0.6	1.0 ~ 2.5
6-1		Q_d	7 ~ 8	100 ~ 110	1.4	3.0 ~ 4.5

- (2) 護岸高と最高水位

護岸高と最高水位について表-6に示す。

流量 $Q_d = 557.7 m^3/sec$ を与えた場合護岸高にほとんど余裕がない。実験5，6-1の通水中，52分経過後の水位および河床高を図-20の横断面図に示した。No.9地点では護岸高に余裕がない。

- (3) 護岸基礎高の検討

図-21は， $Q_d = 557.7 m^3/sec$ 通水終了後の護岸基礎高について，実験結果から検討したものである。無給砂で実験を実施しているため五味沢～No.15地点間は，河床低下が著しいが，その下流では虚空蔵橋下流右岸側で2m前後の河床低下を生じている。

- (4) 図-22は，平均河床の縦断的变化高を，全実験ケースについて示したものである。

無給砂で行なっているため，五味沢ダム～No.15地点間は河床低下が著しい。 $1/2 Q_d$ 以下の流量ではNo.19地点で2m以内の洗掘である。No.13より下流については大きな河床変動はない。

実験5と実験6-1を比較すると虚空蔵橋を撤去したことにより，No.0での河床上昇が著しい。

(5) 表-7は、模型末端よりの流出土砂量について示したものである。 $Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合について現状河道と計画護岸法線河道について比較すると、護岸法線を改良しても流出土砂にあまり大きな変化はなく、0.2%前後で流出している。また虚空葎橋を撤去したことにより下流への流出土砂は平均0.3%、最大0.47%と約2倍の流出土砂を示している。またその現象は図-20の水位および河床高横断図にも見られる。No.0地点では平均的に1.1mの河床上昇を示している。

虚空葎橋を撤去したことによる合流地点の河床上昇を写真-40～41に示す。写真は実験5および実験6-1でそれぞれ50分経過後の河床形状を示す。虚空葎橋を撤去したことにより土砂の移動が著しいことがわかる。

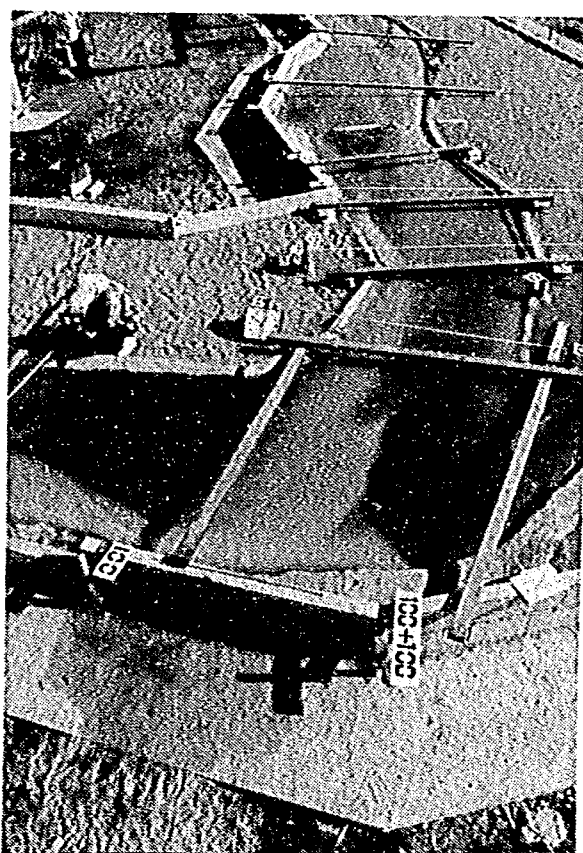
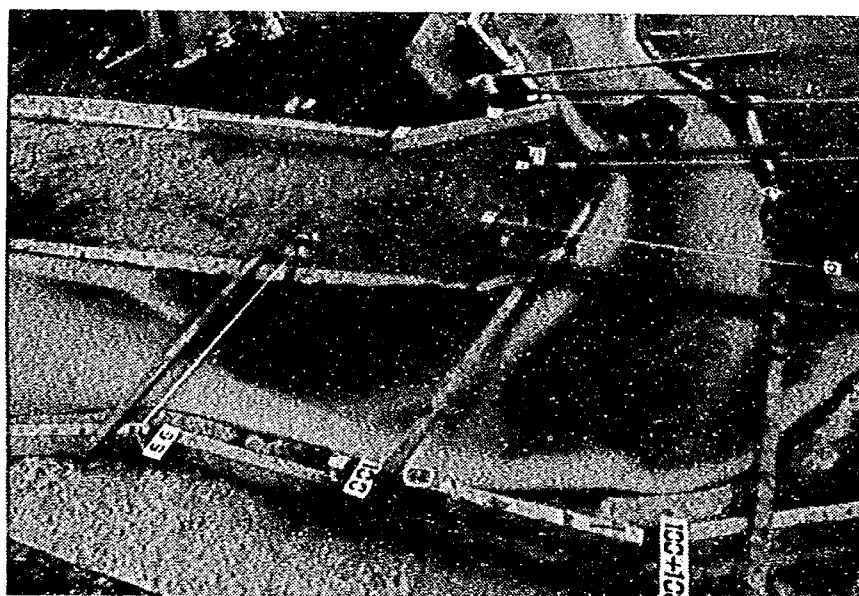


写真-40 (実験5)
($Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{sec}$)

虚空葎橋が有る場合の合流点付近の50分経過後の流下状況を示す。

表－6 護岸余裕高の検討

断面No	護岸高 (m)	Case 1		Case 5		Case 6-1	
		最高水位 (m)	余裕高 (m)	最高水位 (m)	余裕高 (m)	最高水位 (m)	余裕高 (m)
19	272.07	270.1	1.93	271.6	0.47	269.1	2.93
17	269.27	267.8	1.47	267.1	2.17	267.7	1.57
15	265.84	265.7	0.14	264.4	1.44	265.2	0.64
9	254.72	254.5	0.22	254.2	0.52	254.6	0.12
5	248.72	248.3	0.42	247.8	0.92	247.8	0.92
3	245.84	244.9	0.94	244.3	1.54	244.6	1.24
2	244.66	243.6	1.06	243.3	1.36	243.5	1.16
1	243.51	242.5	1.01	242.0	1.51	242.6	0.91



写真－41

(実験6-1)

($Qd = 557.7 \text{ m}^3/\text{sec}$)

虚空葎橋を撤去した場合の合流点付近の50分経過後の流下状況を示す。

写真－40に比較し、土砂の移動が多いことがわかる。

表-7 流出土砂濃度

CASE 測定時刻	1 $Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{s}$	2 $Q = 1/2 Q_d$	3 $Q = 1/4 Q_d$	4 $Q = 1/10 Q_d$	5 $Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{s}$	6 $Q = 1/10 Q_d$	7 $Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{s}$
15分	0.208	0.162	0.100	0.025	0.196	0.016	0.279
30分	0.217	0.150	0.137	0.016	0.221	0.034	0.333
45分	0.233	0.104	0.133	0.016	0.167	0.027	0.237
60分	0.208		0.137	0.014	0.267	0.022	0.467
75分	—	—	0.140	0.011	—	0.011	—
90分	—	—	0.166	0.005	—	0.004	—
120分	—	—	0.166	0.004	—		—
平均	0.217	0.139	0.139	0.013	0.213	0.019	0.329

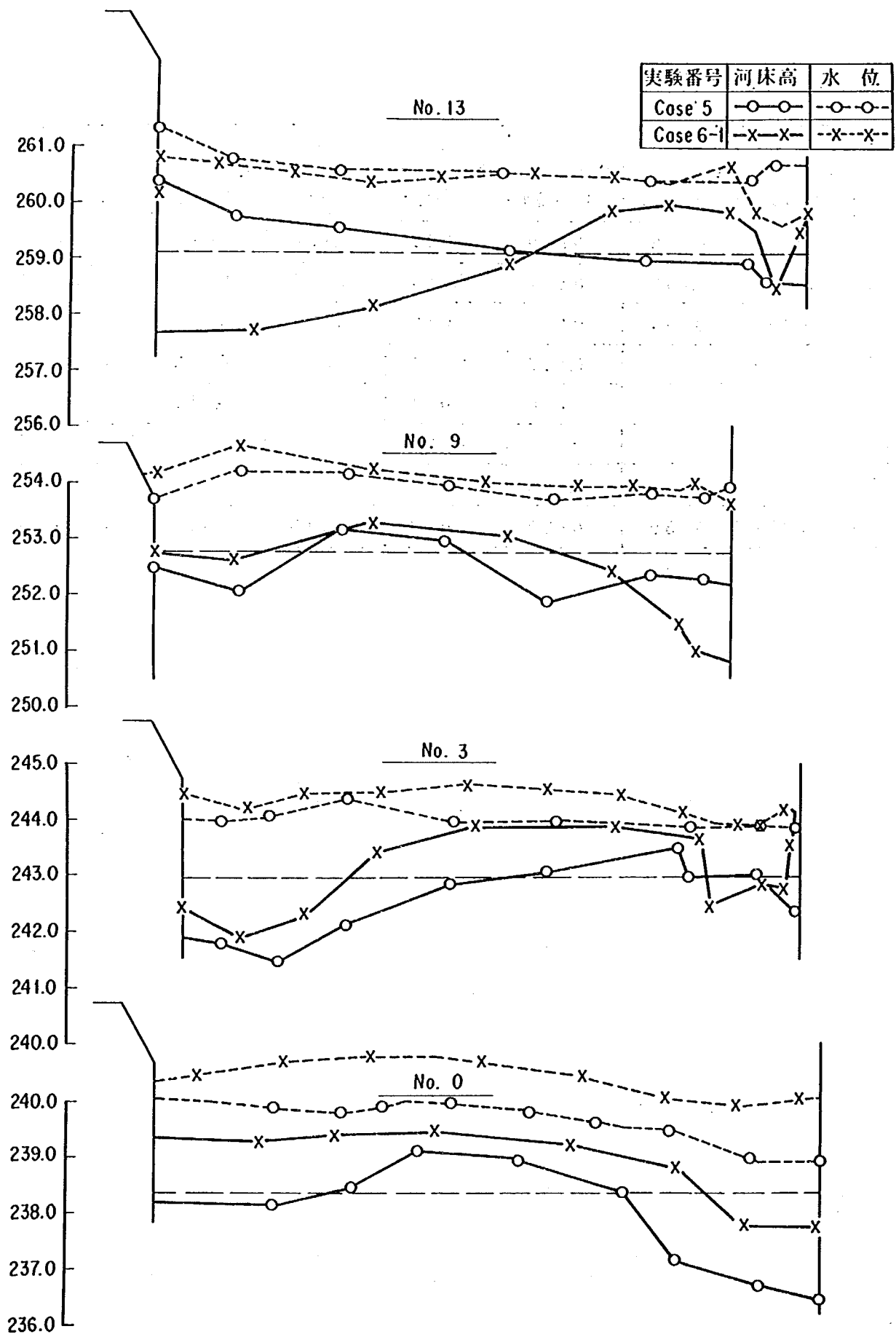


図-20 水位および河床高横断図

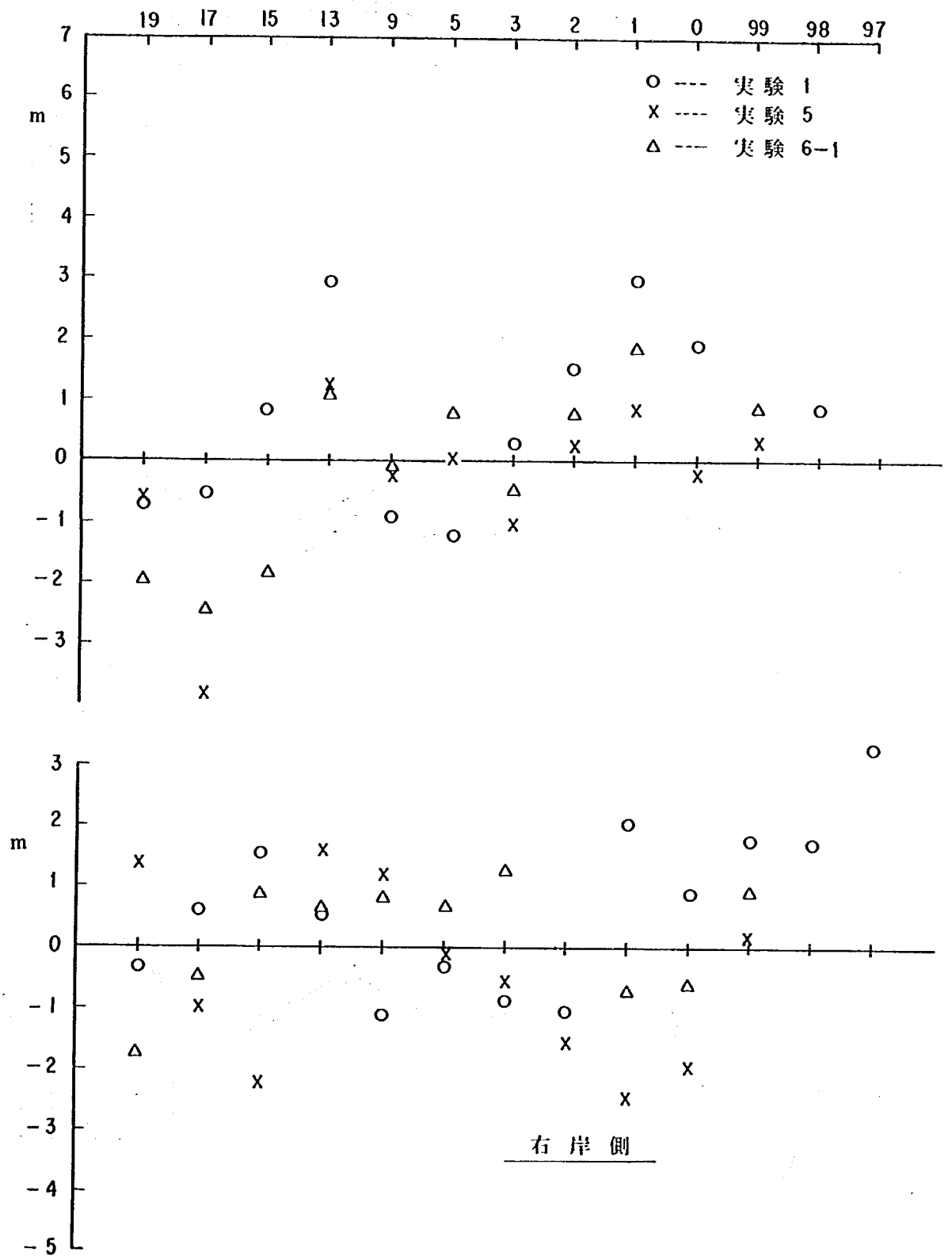


図-21 護岸基礎高の検討

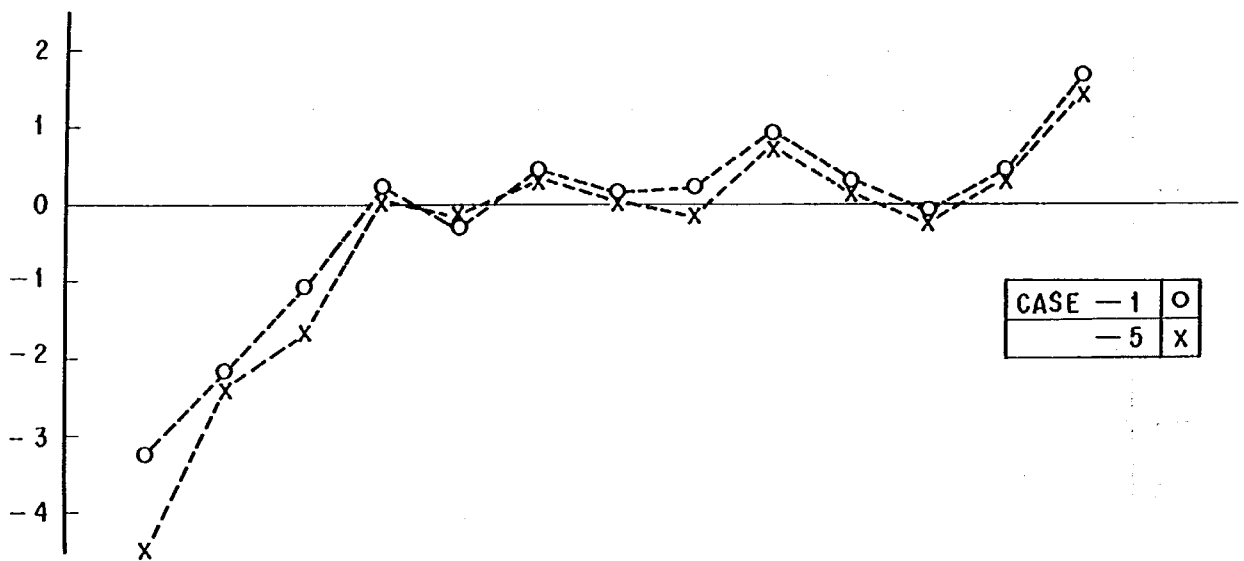
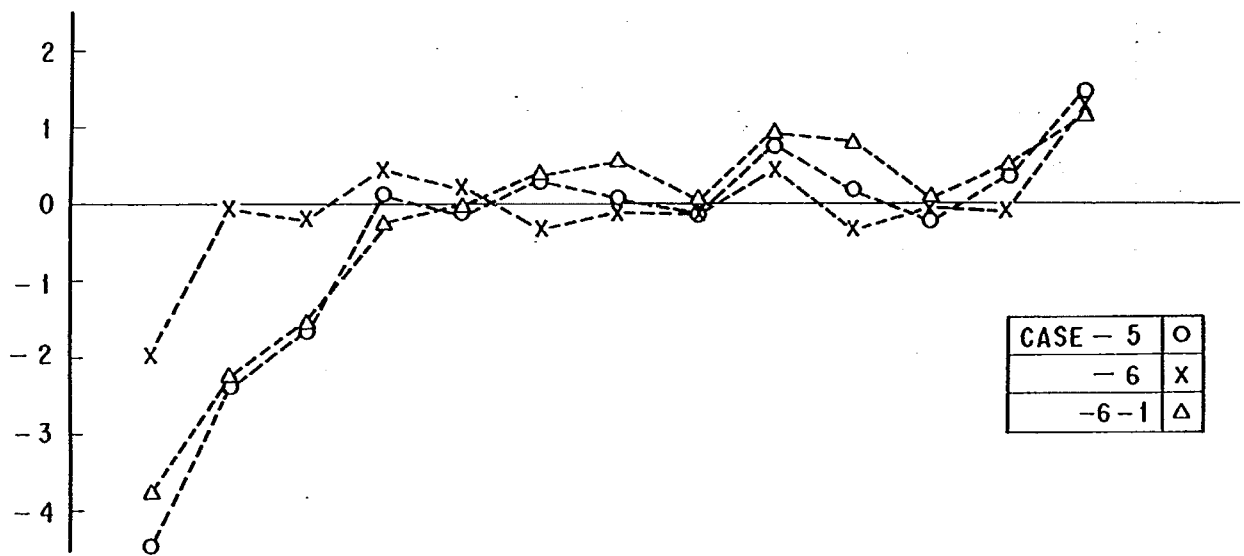
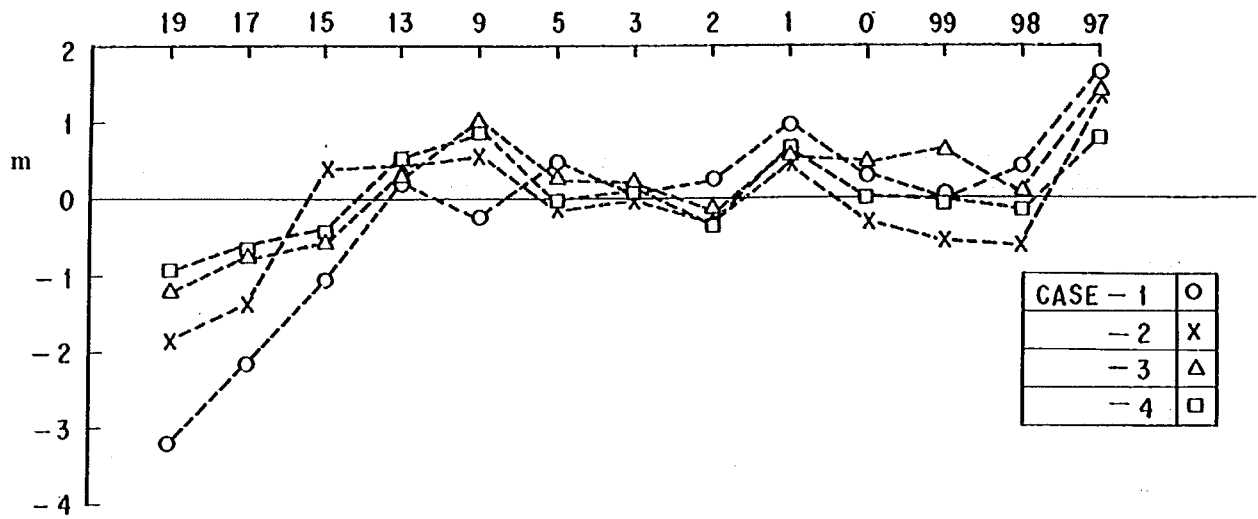


図-22 平均河床の縦断的变化

3.4 ま と め

本実験では現河道および既設護岸を利用した計画河道について検討を行なった。

実験は次の項目について行なった。

- ① 現状河道について4流量を与えた場合。
- ② 既設護岸を利用した護岸法線の改良およびNo 1 5 地点護岸の撤去, No 6 ~ 8 地点の水制工の撤去。
- ③ 虚空葎橋の有無に関する検討。

(1) 現状河道における問題点

- ① No 1 5 地点流路中央に位置する岩は、流れに悪影響を与えている。左岸側既設護岸が「く」の字に曲げられているのも岩による流水のはねを制御し、河積不足を補う為であると考えられる。
- ② No 5 ~ 1 2 地点間の右岸側既設護岸は表-6にも示すように流量 $Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対してほとんど余裕がなく、特にNo 9 ~ 1 1 区間では護岸越水を生じる。
- ③ 虚空葎橋は $1/4 Q_d$ 以上の流量で流水のせり上りによりすべて床板を冠水している。
- ④ 現河道で $1/2 Q_d = 278.85 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上の流量では、水衝部で最大 $7 \sim 8 \text{ m/s}$ の高流速を生じており、また護岸沿いでは一時的に 4 m 前後の局所洗掘を受ける箇所がある等、護岸の維持が問題である。

(2) 計画河道の検討

- ① No 1 5 地点の岩を撤去したことにより、岩による流水のはね、流路幅の拡幅等により、流下状況は良くなる。
- ② 計画高水流量 $Q_d = 557.7 \text{ m}^3/\text{s}$ を与えた場合の有効流路幅は $110 \sim 120 \text{ m}$ が必要であり、No 1 5 地点では岩による影響で河道幅が 70 m と狭くなっている。
- ③ 河道内の流速は、現況の場合とほとんど変わらず計画高水流量を与えた場合には、最大 $7 \sim 8 \text{ m/s}$ の高流速を生じており、現地踏査の結果、既設護岸は玉石による、カラ積の箇所もあり、護岸の安全性が問題である。
- ④ 虚空葎橋を撤去することにより、合流点付近では、上流よりの土砂の移動により河床上昇が著るしく、橋がある場合(実験5)と無い場合(実験6-1)を比較すると、無い場合には合流点No 0 地点で平均的に 1 m 前後の土砂が堆積しており、また、模型末端よりの流出土砂を比較すると、虚空葎橋が有る場合には流出土砂濃度は 0.2% 前後であったが、無い場合には 0.3% と約 1.5 倍の土砂流出があり、虚空葎橋は土砂調節の効果を果しているものと考えられる。

(3) 流路工計画上の検討

- ① No 1 5 地点に位置している岩は撤去することが望ましい。岩を撤去することにより、

流水のはねがなくなり、右岸護岸沿いの流れが緩和される。

② 虚空蔵橋は左右岸2箇所において橋が設けられており、左岸側では流路幅30m、右岸側は26mと狭く、特に流れは左岸側に集中する傾向にあり、計画洪水流量を与えた場合アバット周辺で5m前後の局所洗掘を生じている。(模型実験では移動床厚を現河床より6mとしている)

現地調査の結果、荒川は流路内の随所で岩露出が見られ、岩盤線の調査を行ない橋脚周辺の局所洗掘による安全性について検討する必要がある。

③ 流路幅の想定

芦田らは流路幅と流量の関係を $B = (3.5 \sim 7) Q^{1/2}$ としており、流路工の設計に対しても、この関係で得られるような流路幅が最大値であろうと言っている。荒川における流路幅と流量の関係は下表のようになる。

流路幅と流量の関係

	Qd Q=557.7 m ³ /s	1/2 Qd Q=278.8 m ³ /s	1/4 Qd Q=139.4 m ³ /s	1/10 Qd Q=55.77 m ³ /s
B=3.5 Q	82m	58m	41m	26m
B=7.0 Q	165m	117m	82m	52m

実験による有効流路幅を3-3-3で示しており、計画高水量 ($Qd=557.7m^3/s$) に対して110~120mであり、芦田らの式を用いると $B=5Q^{1/2}$ 程度になる。

④ 合流点では荒川の流れが直撃するNo100+100~99地点左岸側で最大流速7~8m/sec、局所洗掘5~6mを生じているが、山の裾野は岩が露出しており、あまり問題はないものと考えられる。

⑤ 以上の結果より荒川流路工計画は右岸側の山を利用し、現河道に沿った法線形状とし、できるかぎり既設護岸を利用する計画が望ましい。

流路幅は実験結果より110~120m程度とし、切り込み河道が望ましいが、流路内の岩盤線により、どの程度まで切り下げることができるかが問題であり、また、五味沢堰堤および石滝川との合流地点の河床高等の制約条件があり、河床勾配は1/65程度が望ましいと考えられる。

图-23-1 流況觀察平面図

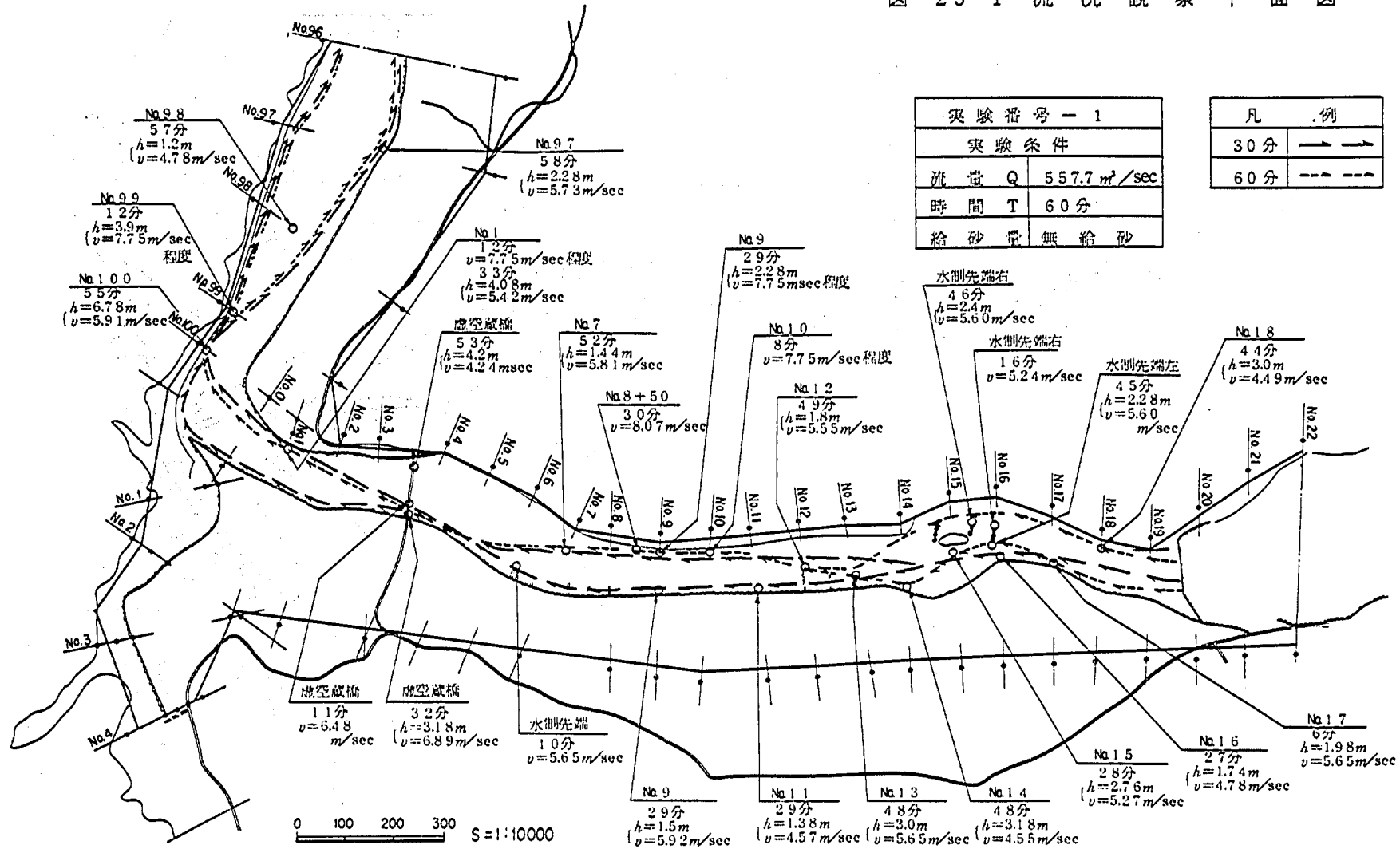
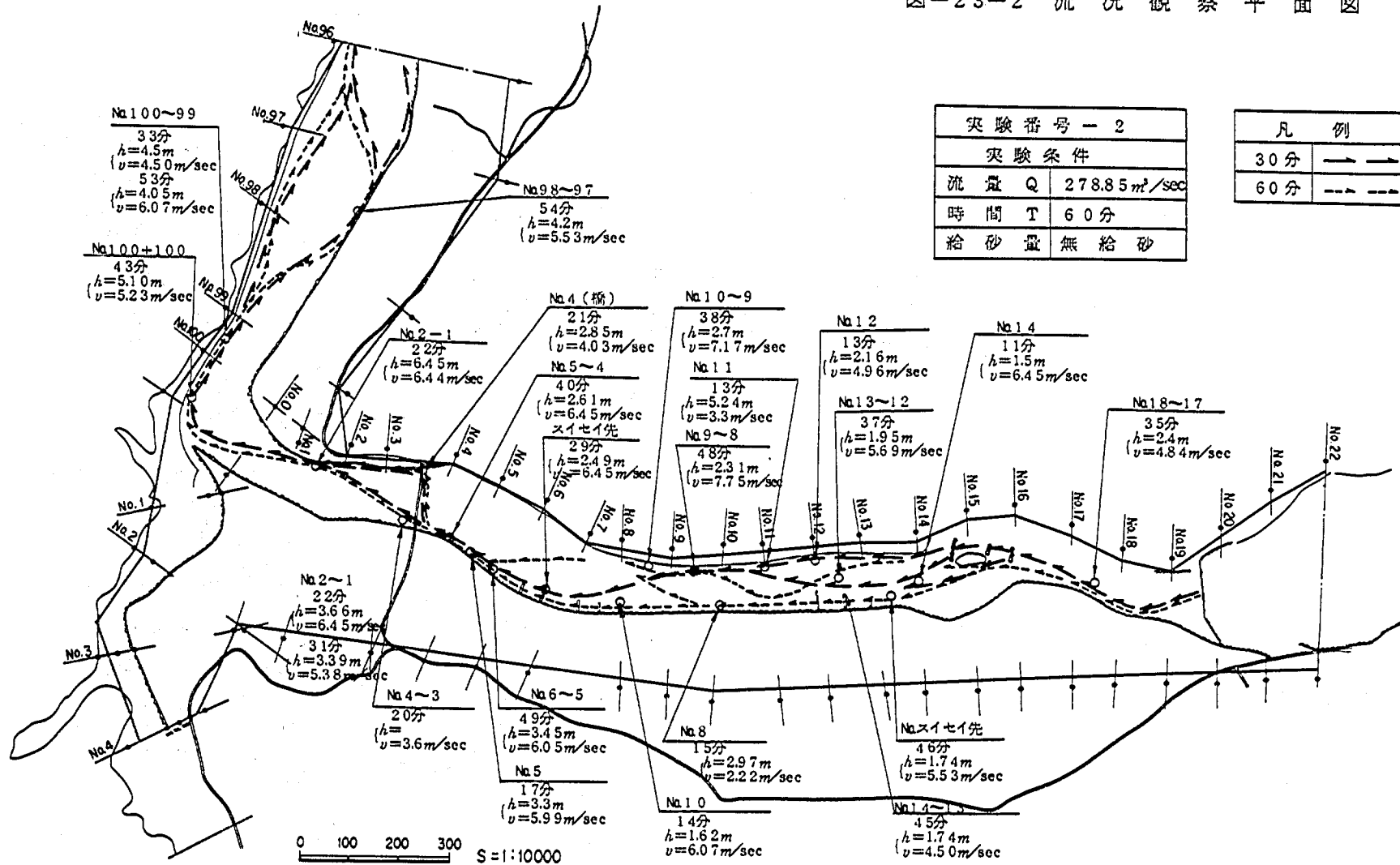


図-23-2 流況観察平面図



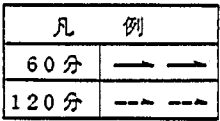


図-23-4 流況観察平面図

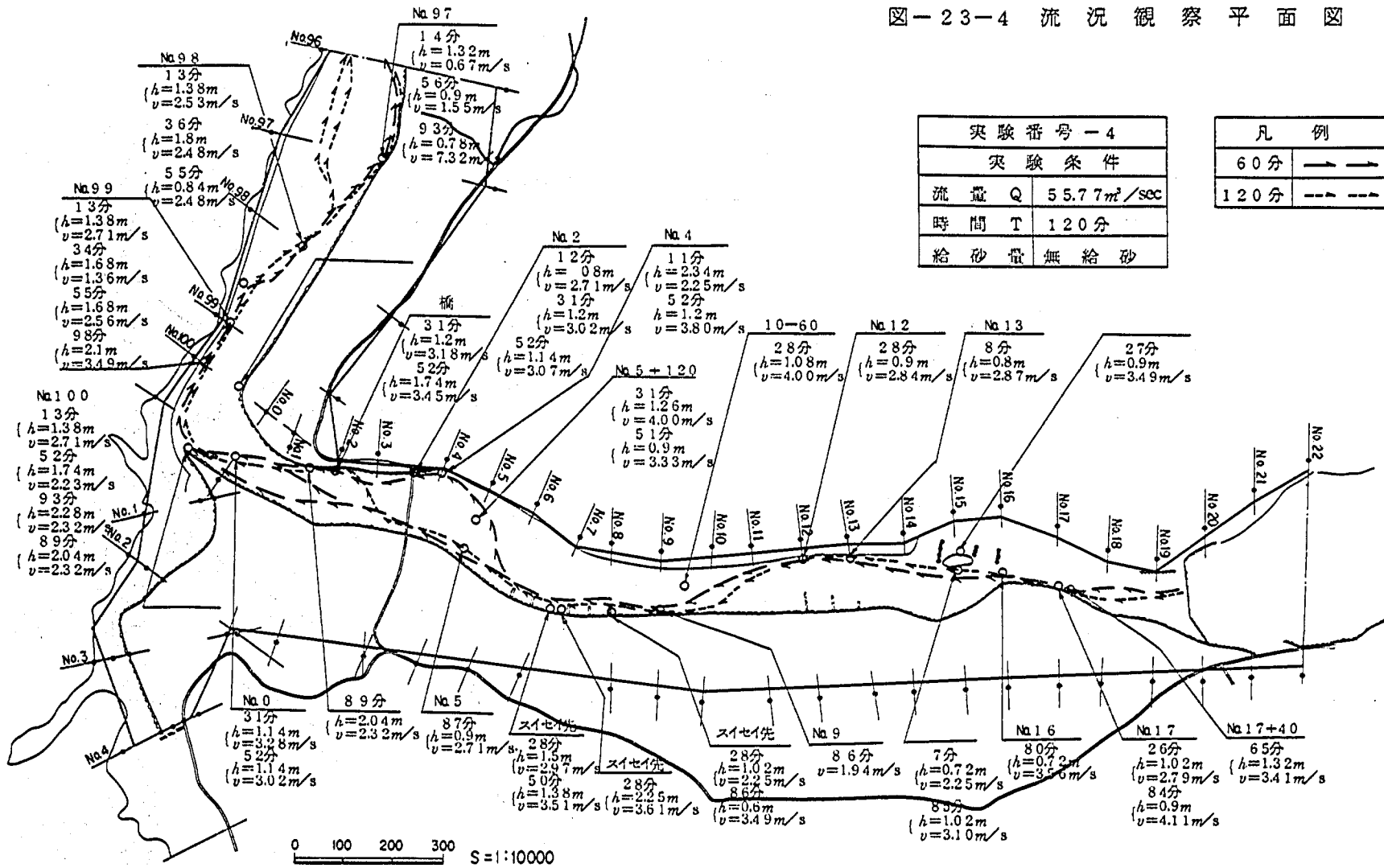


図-23-5 流況観察平面図

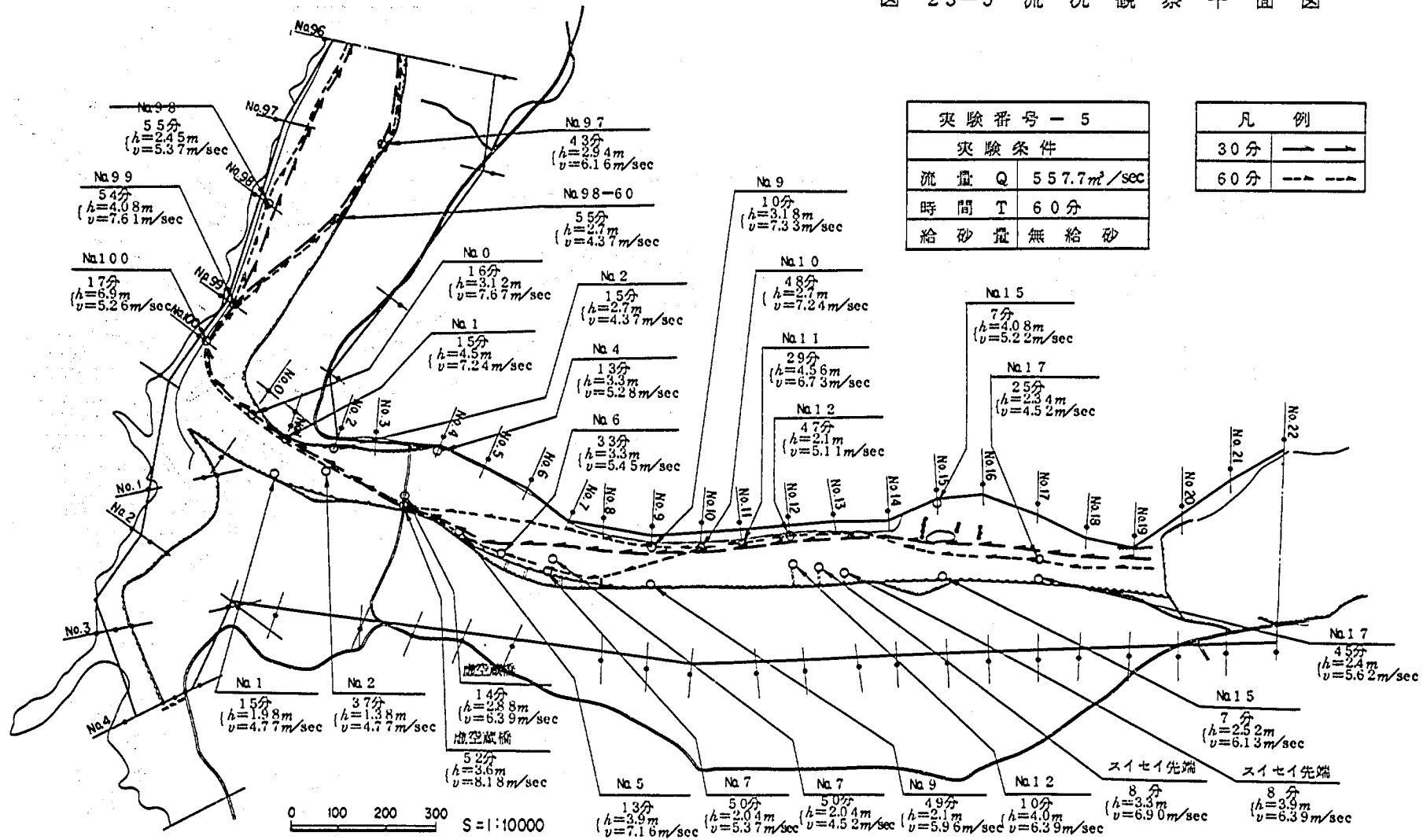


図-23-6 流況観察平面図

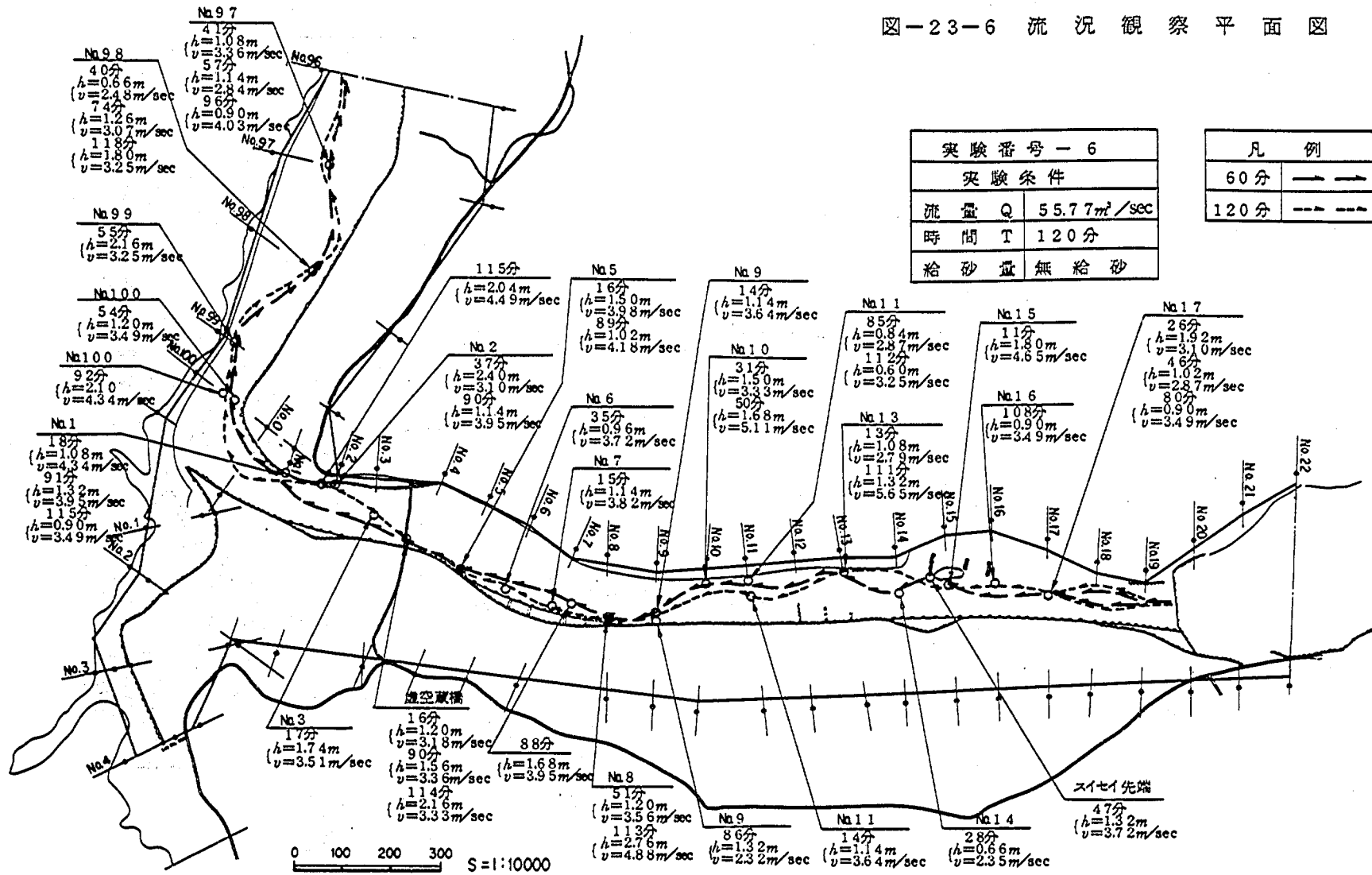


図-23-7 流況観察平面図

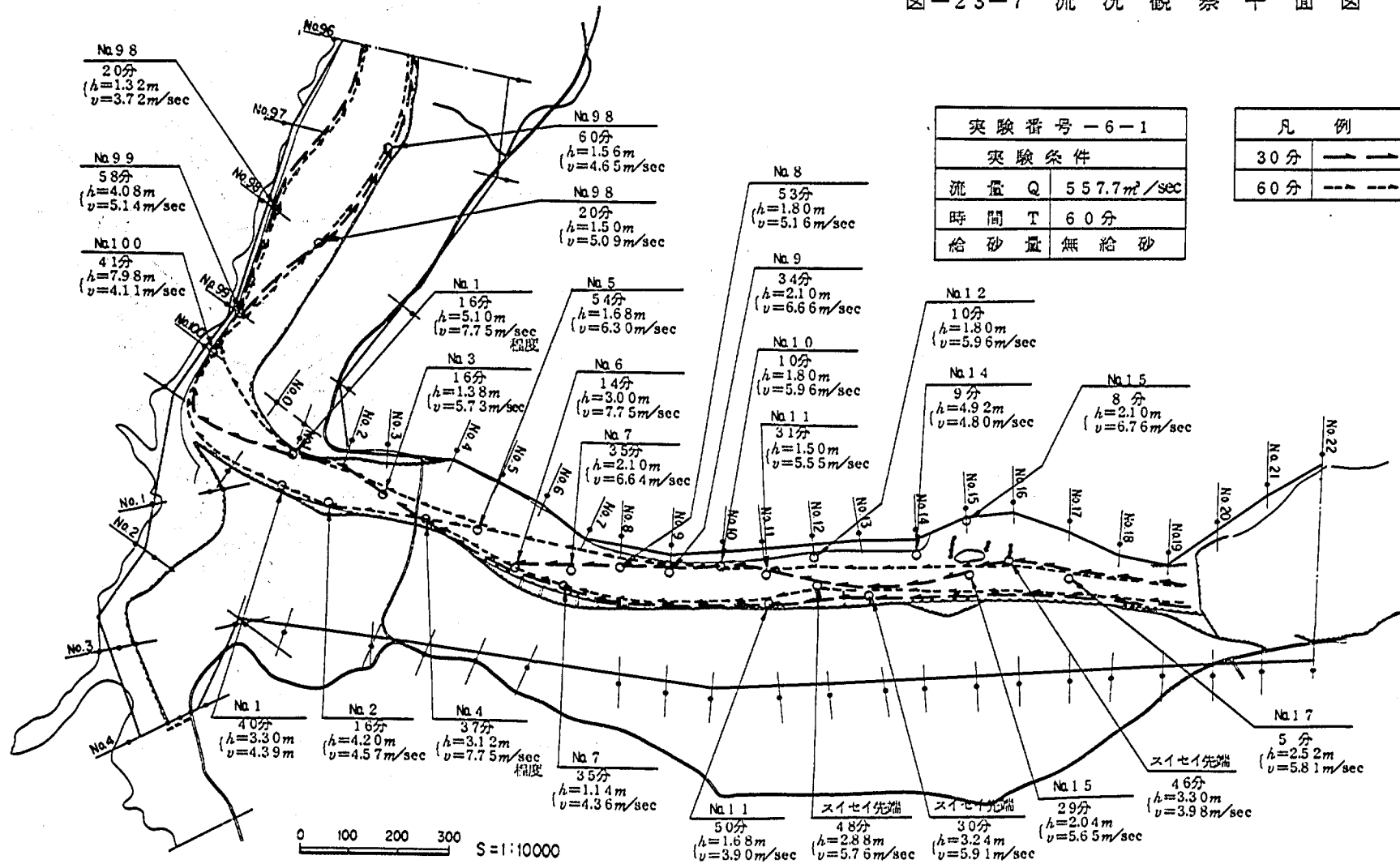


図-24-1 流況観察平面図

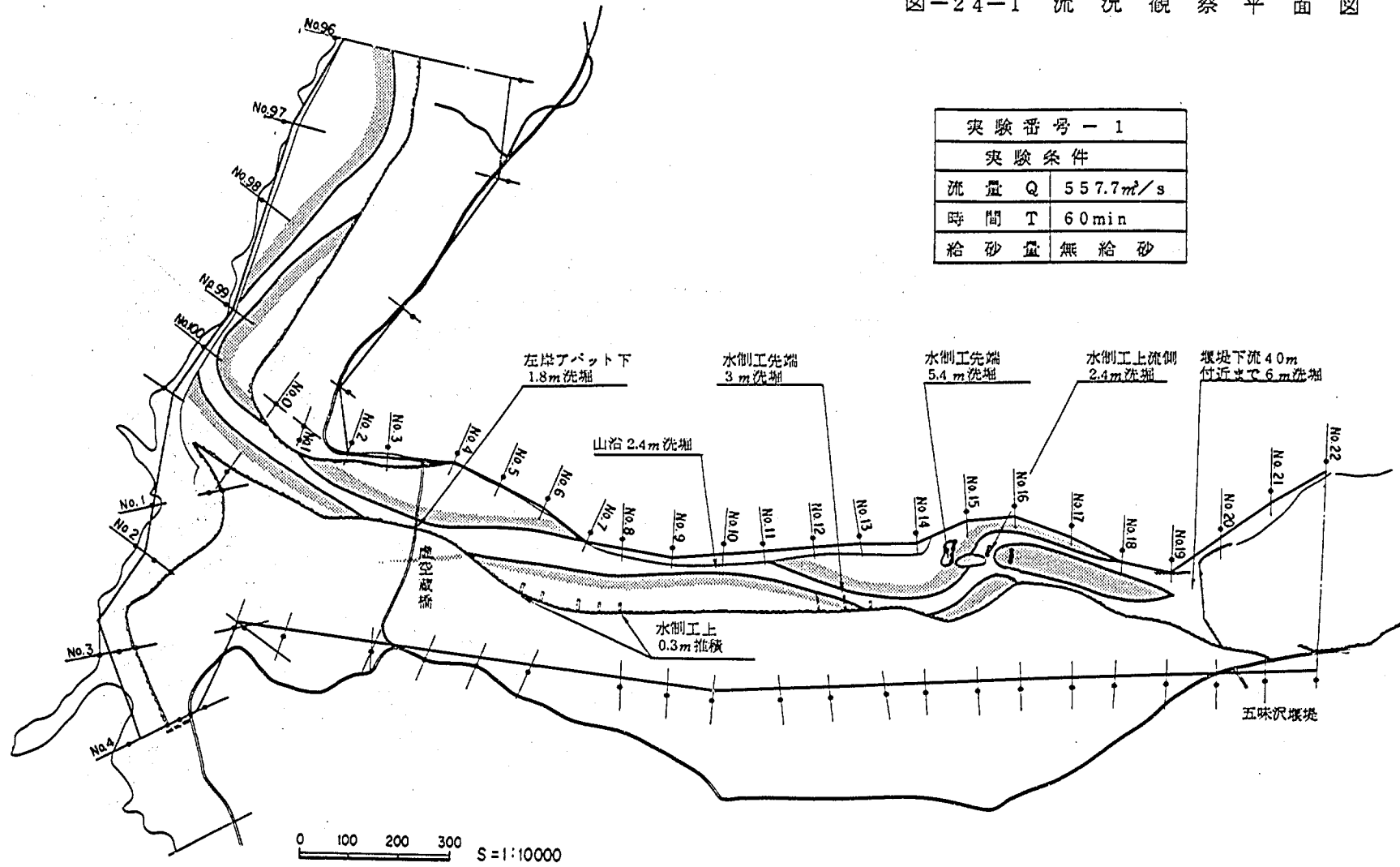


図-24-2 流況観察平面図

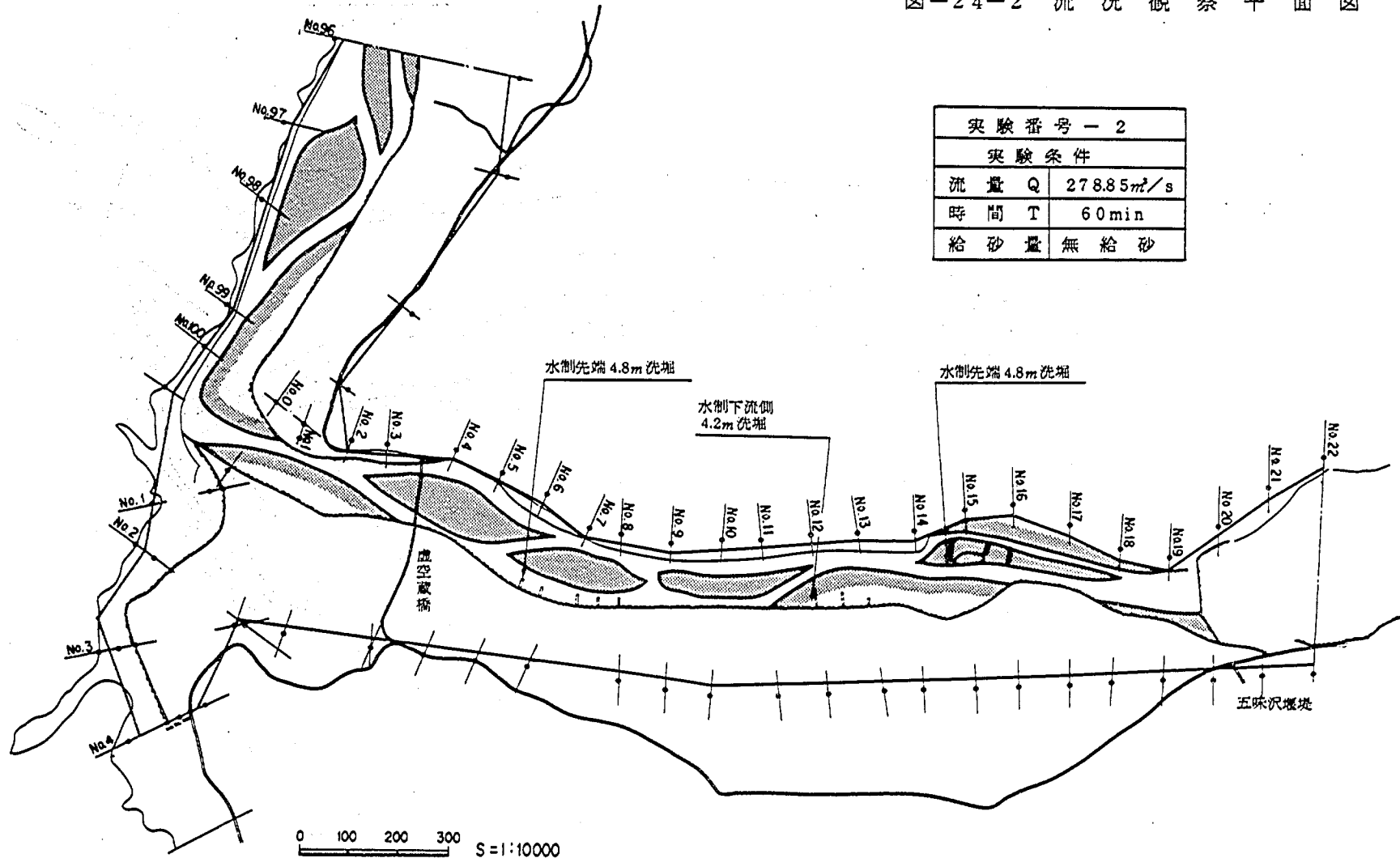


図-24-3 流況観察平面図

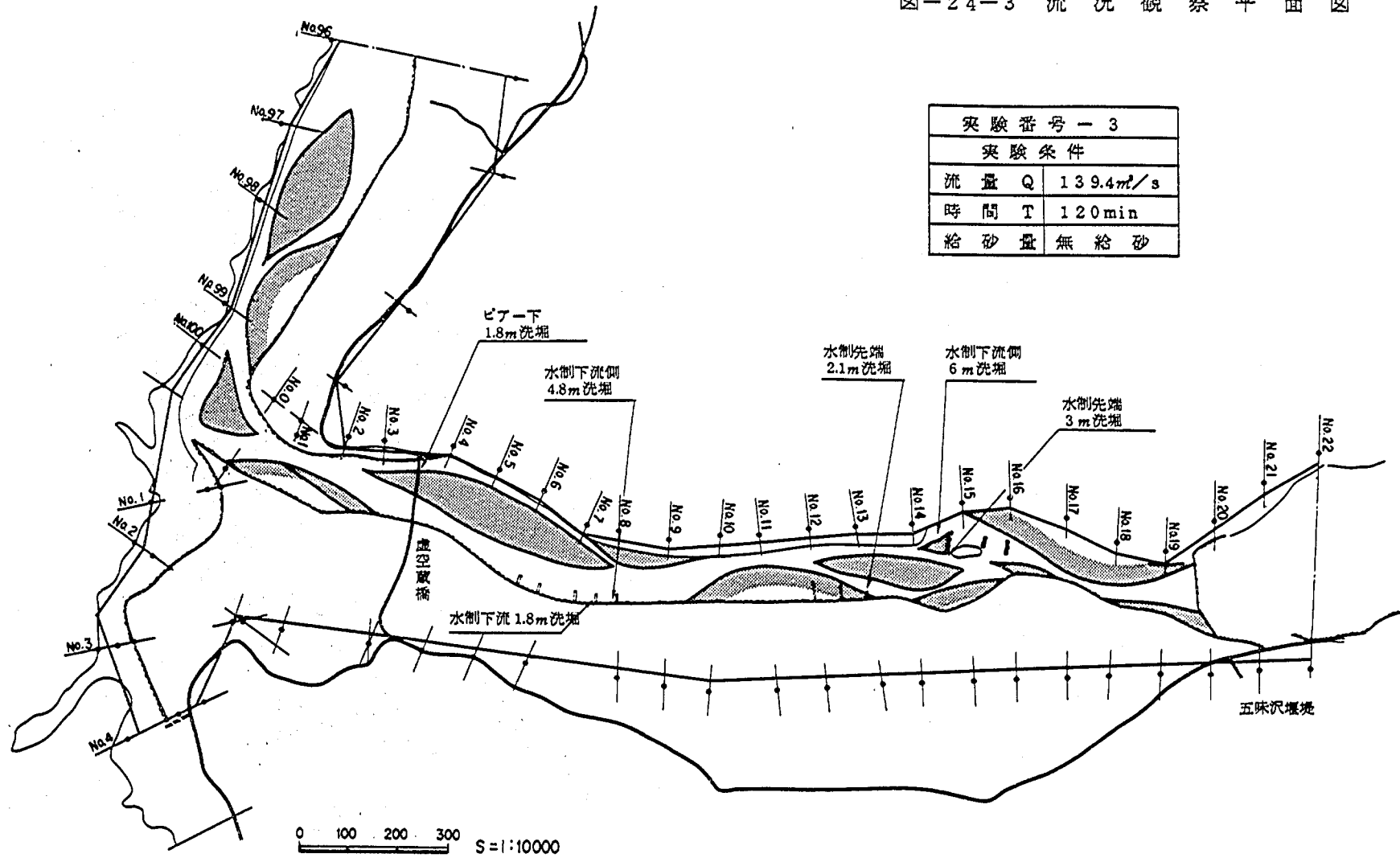


図-24-4 流況観察平面図

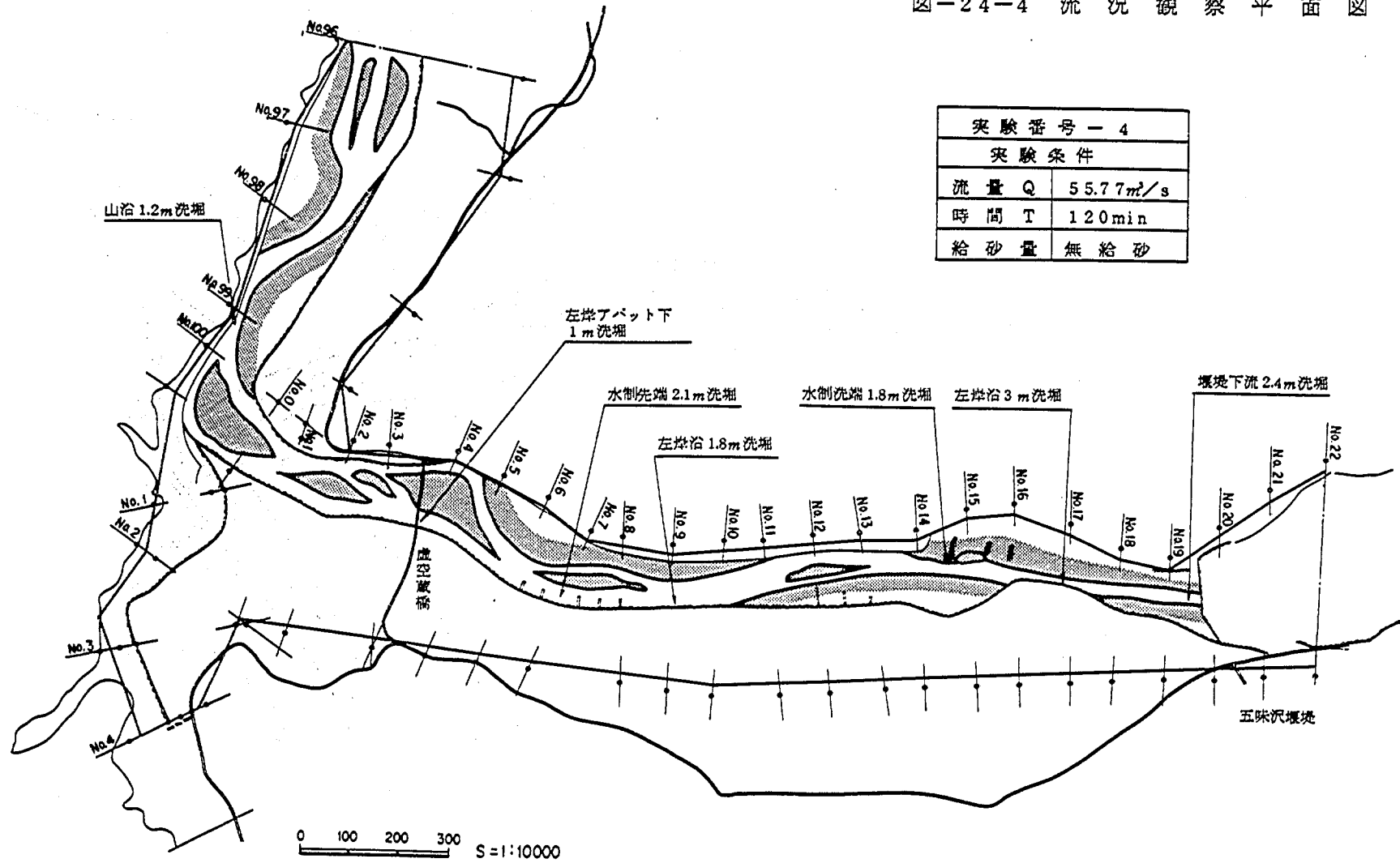


図-24-5 流況観察平面図

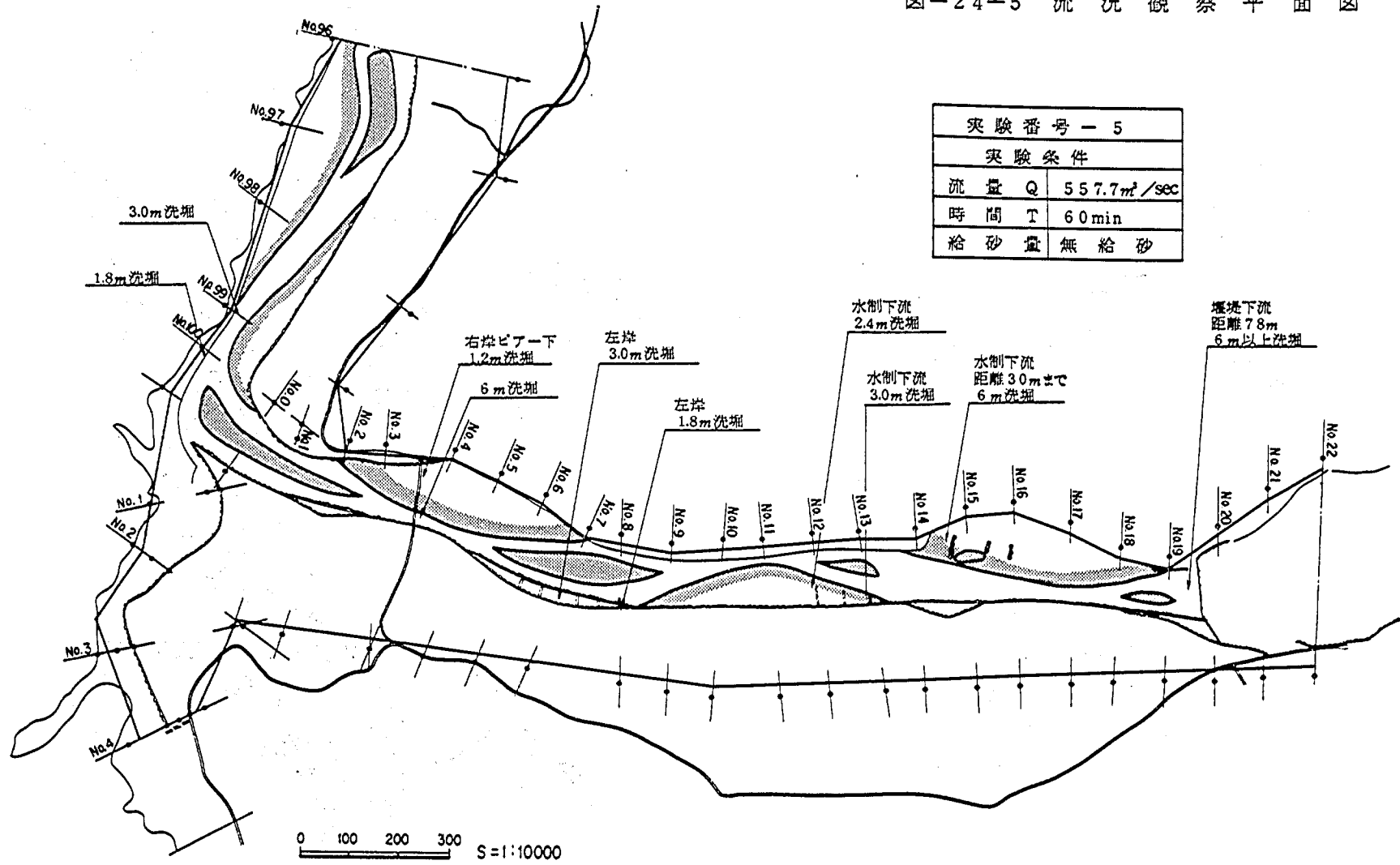


图-24-6 流況觀察平面図

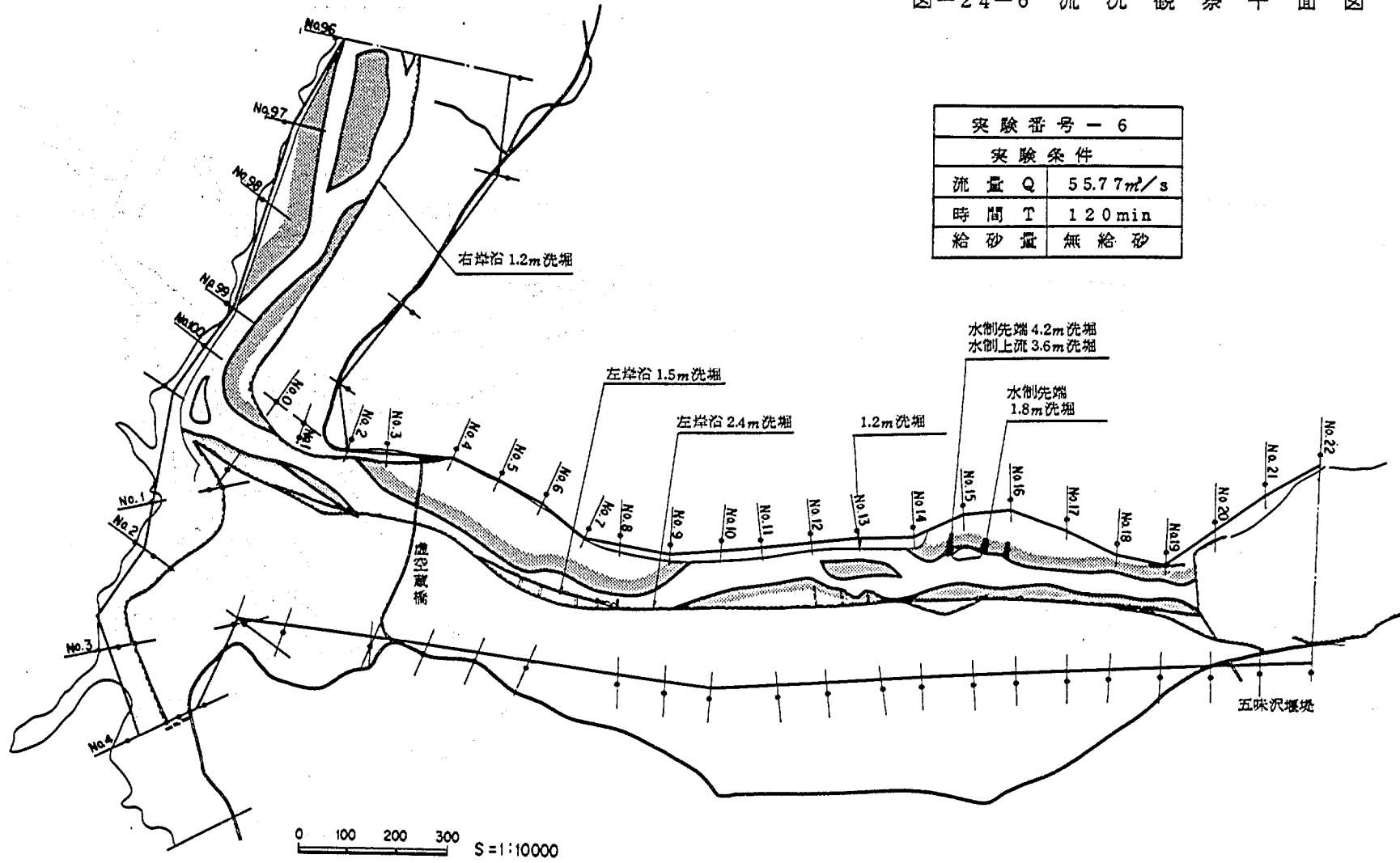


図-24-7 流況観察平面図

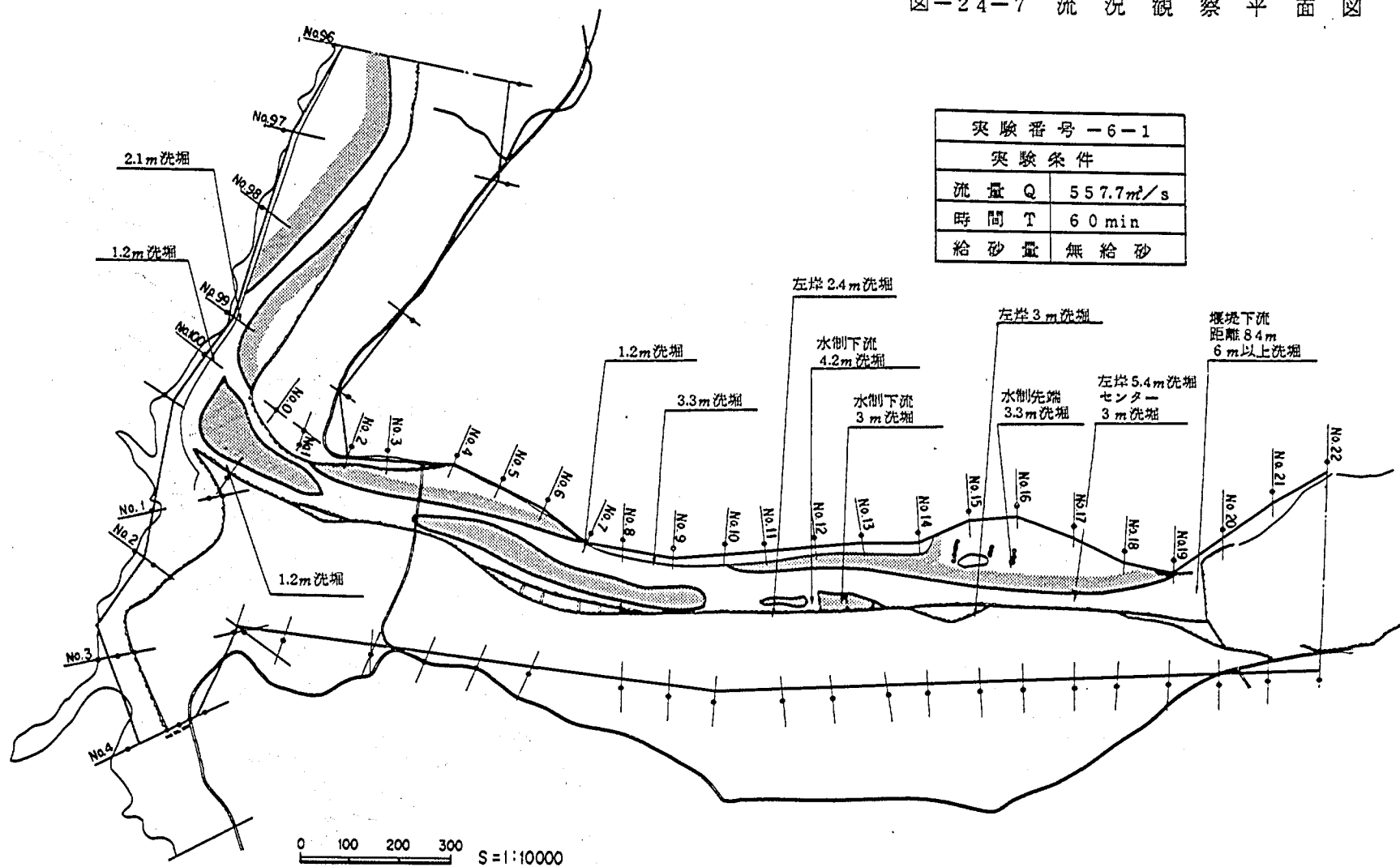


图-25-1 洗掘堆积平面图

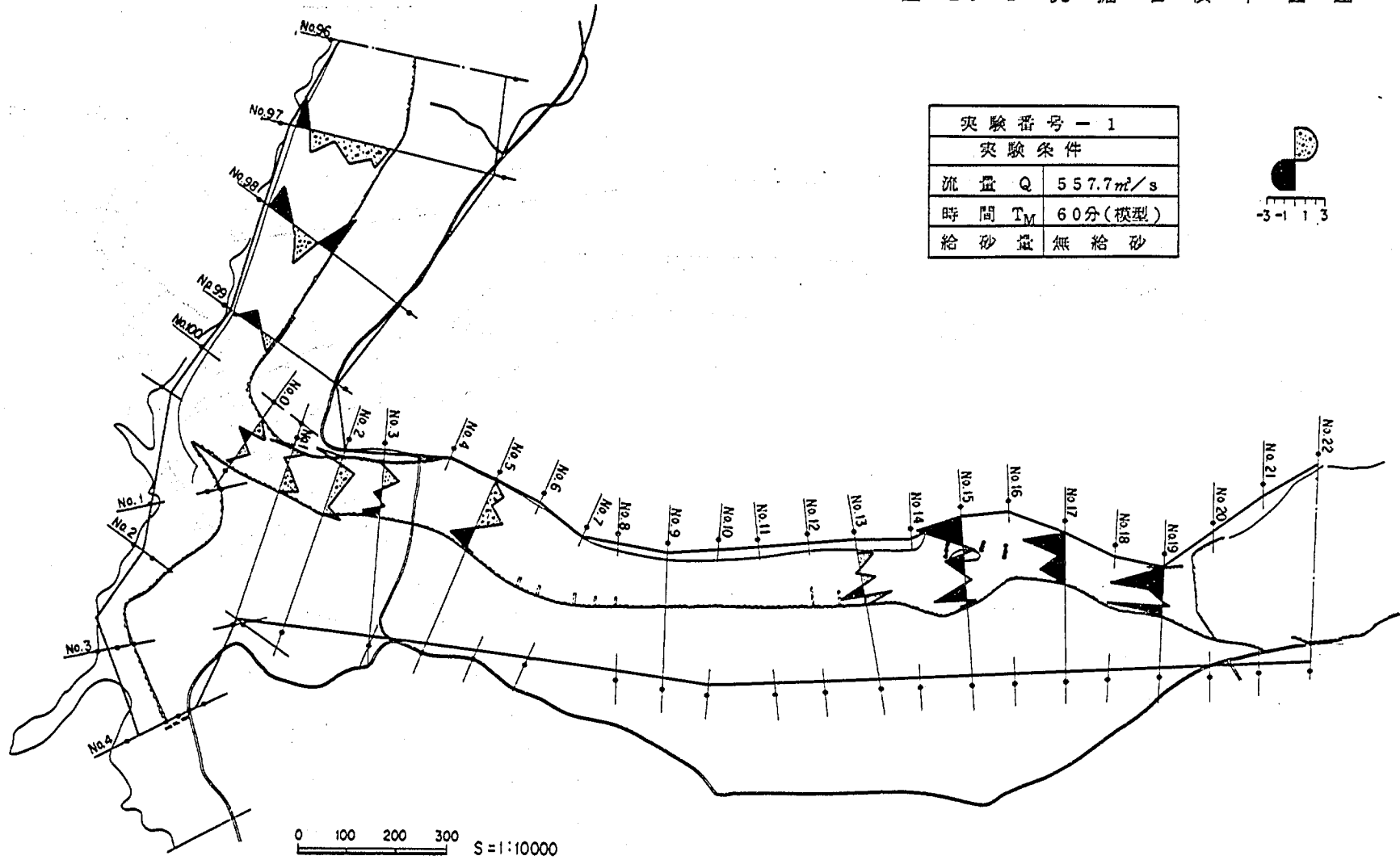


图-25-2 洗掘堆积平面图

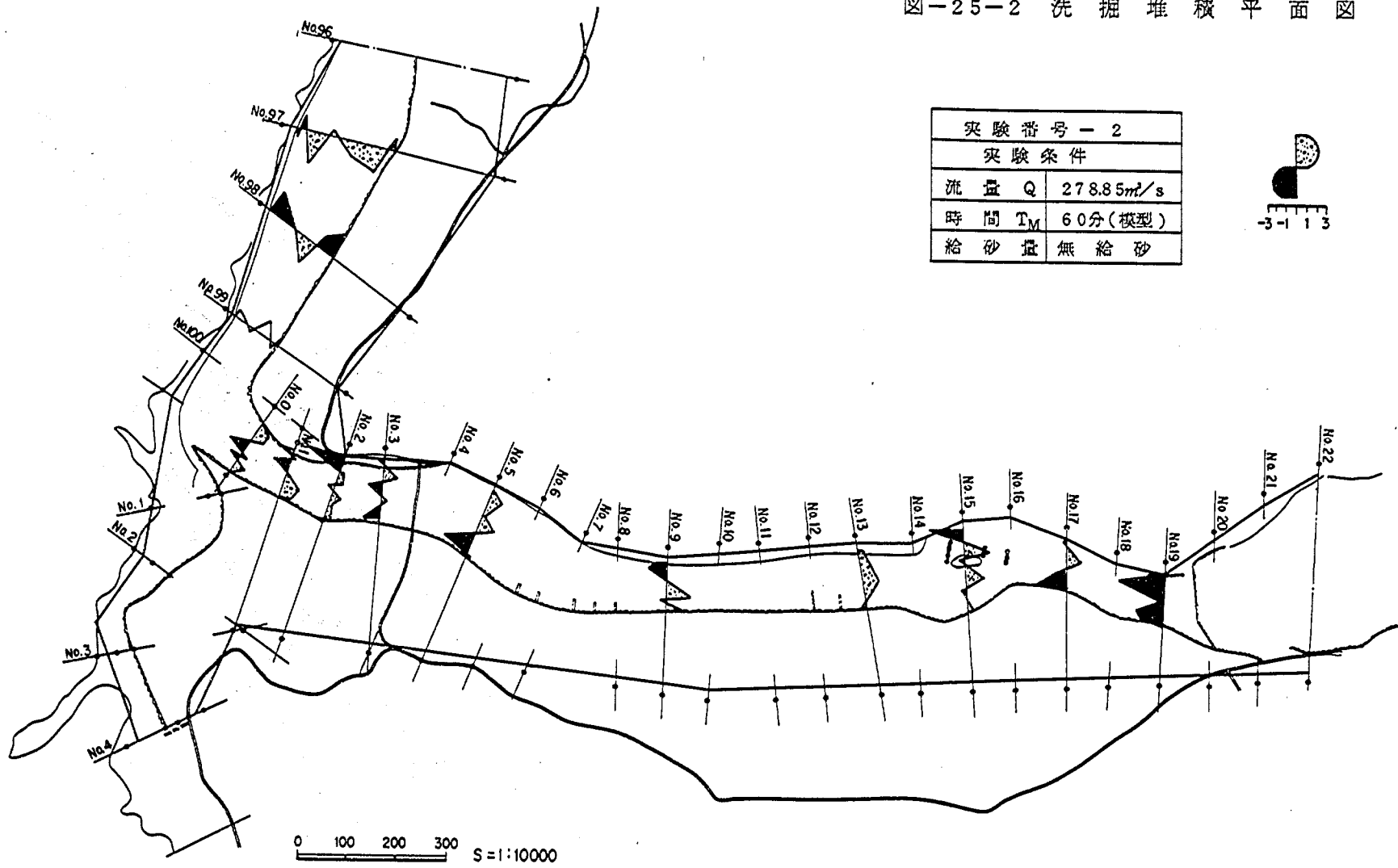


图-25-3 洗掘堆積平面図

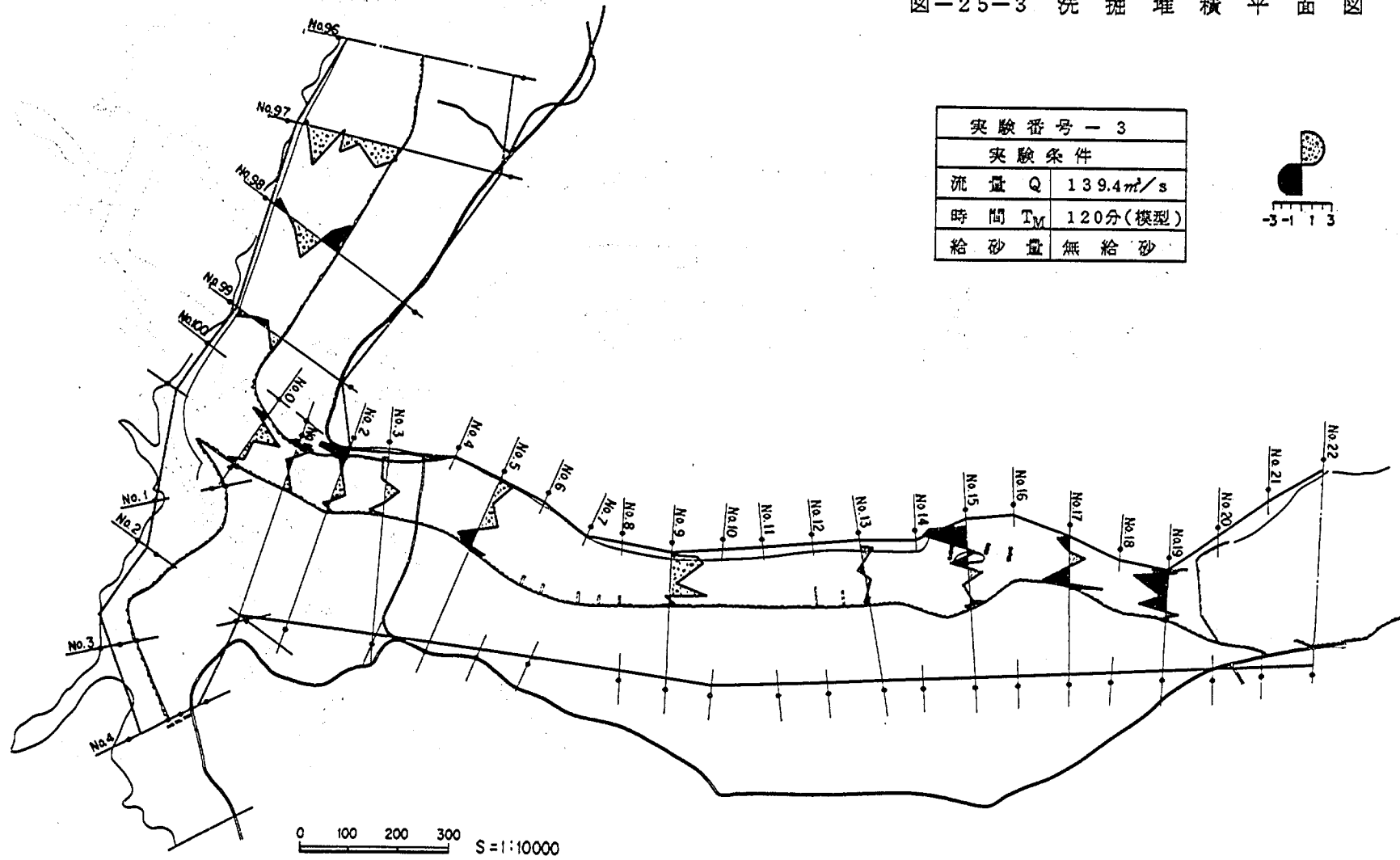


图-25-4 洗掘堆积平面图

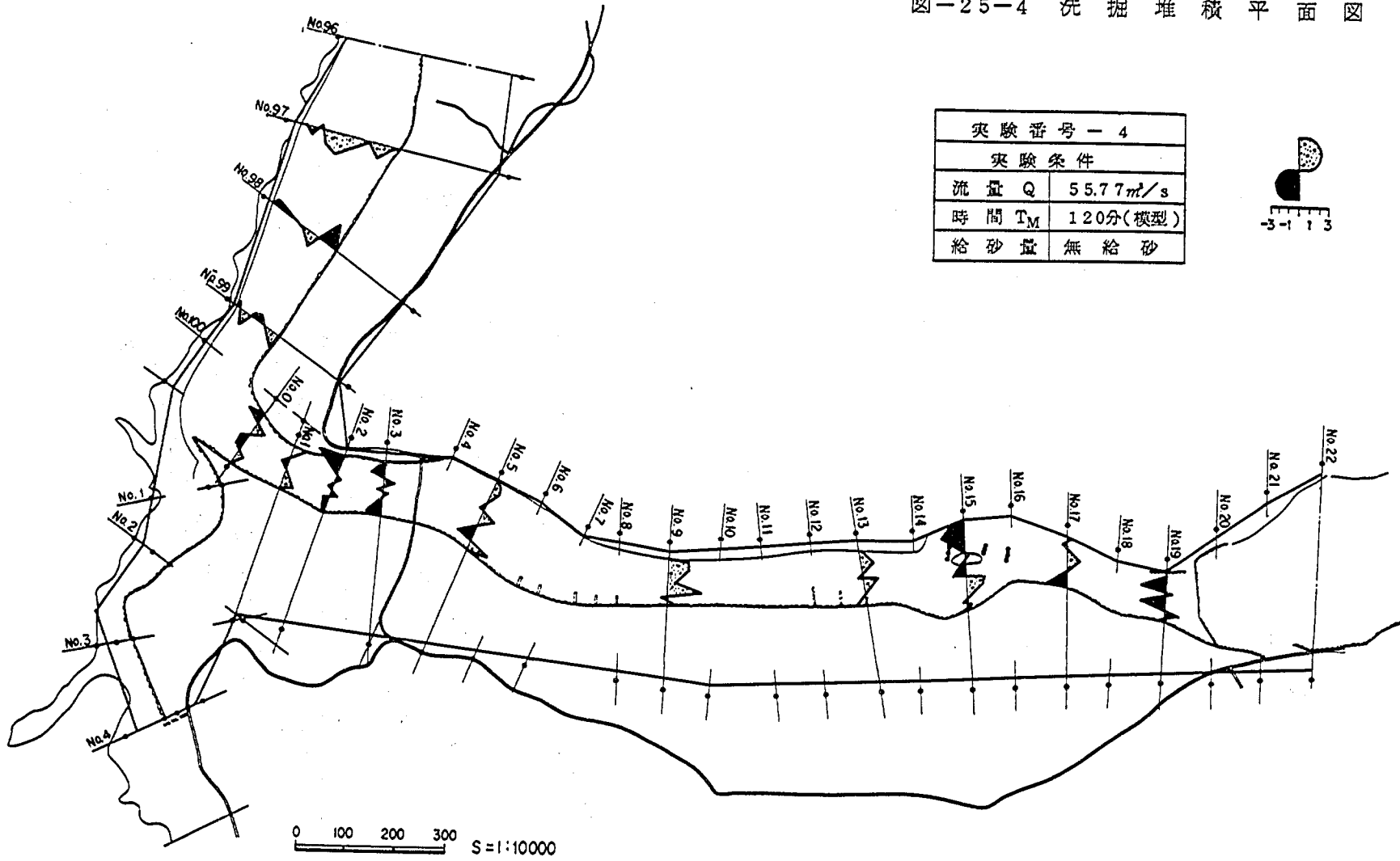


圖-25-5 洗掘堆積平面圖

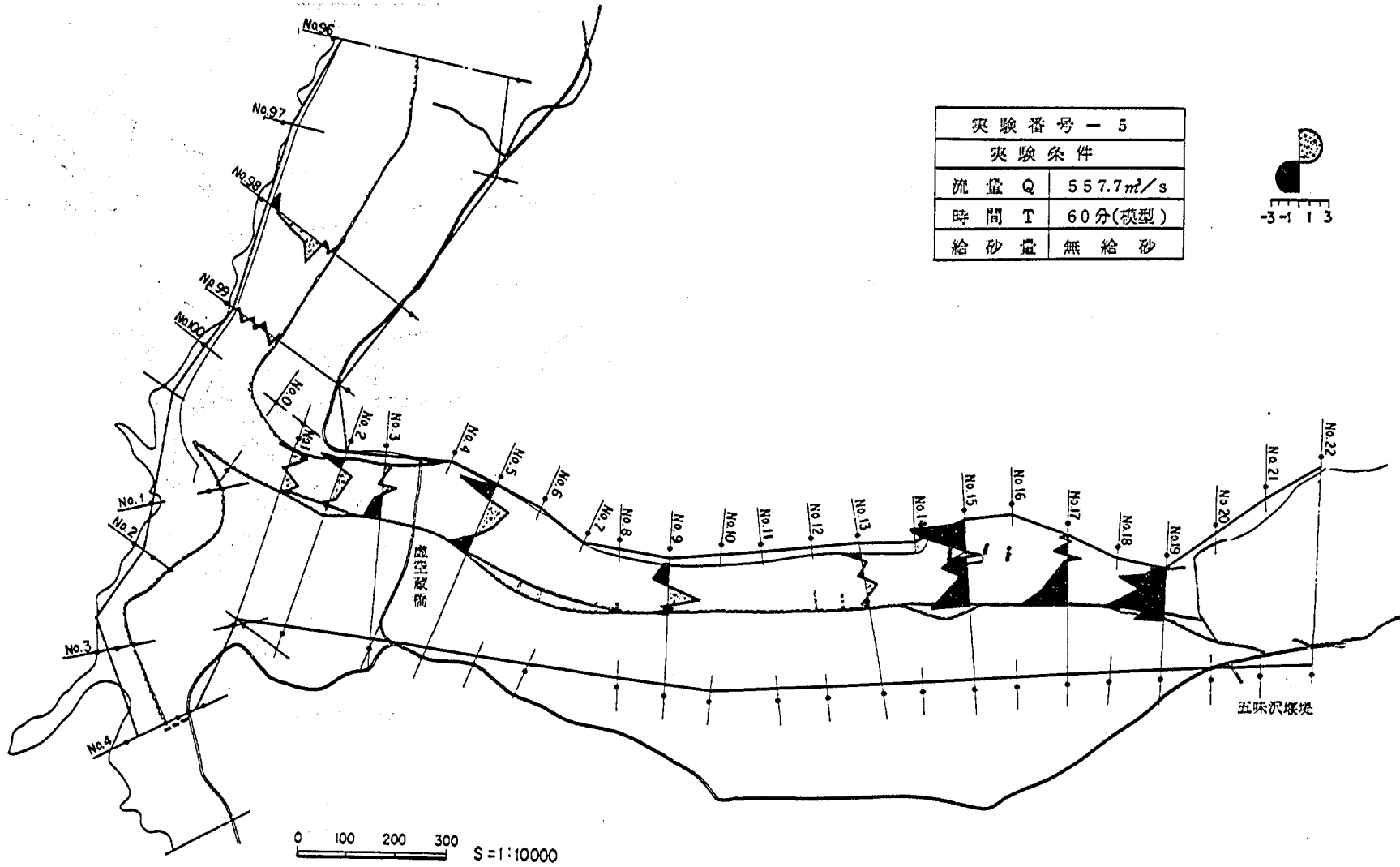


图-25-6 洗掘堆积平面图

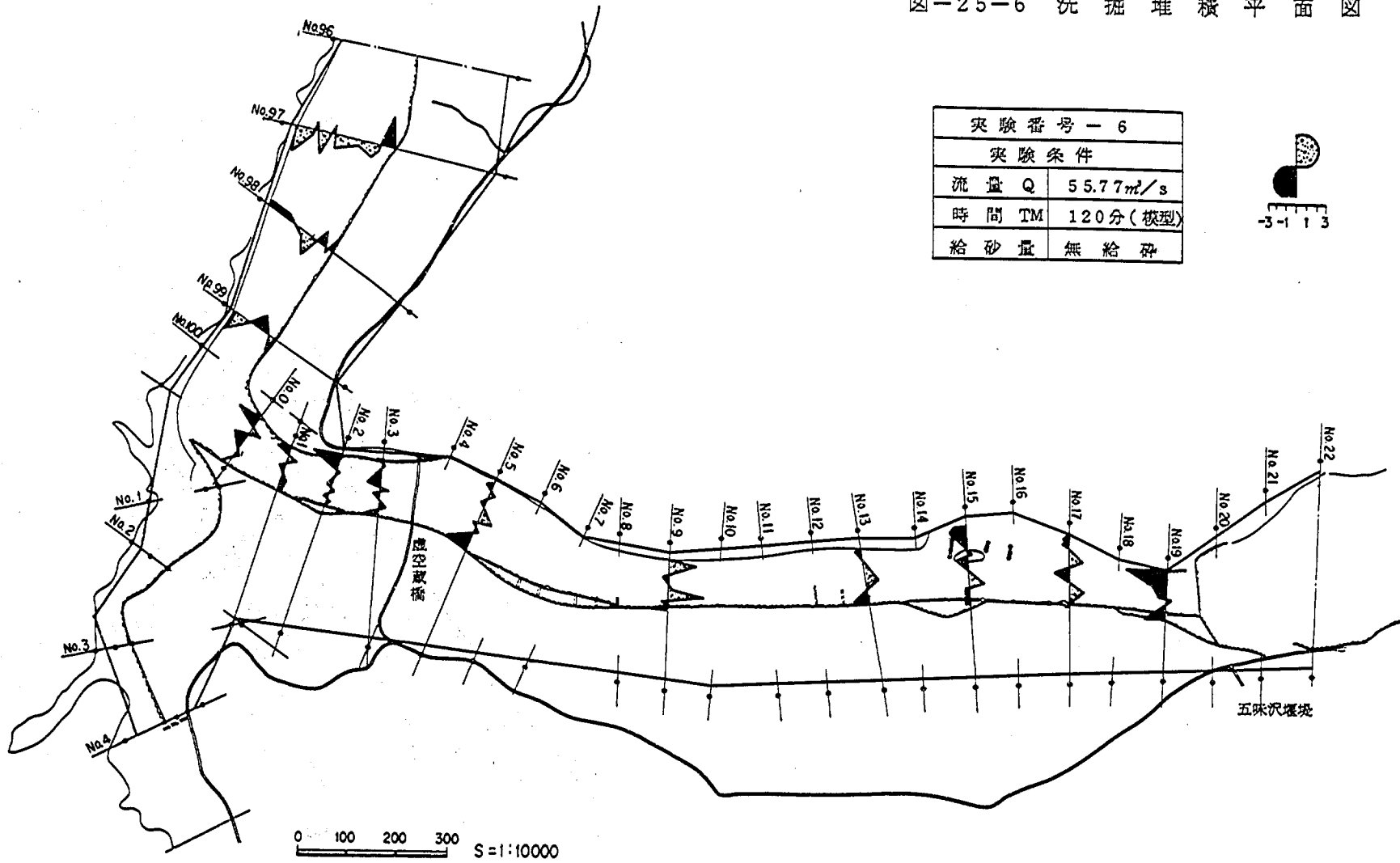
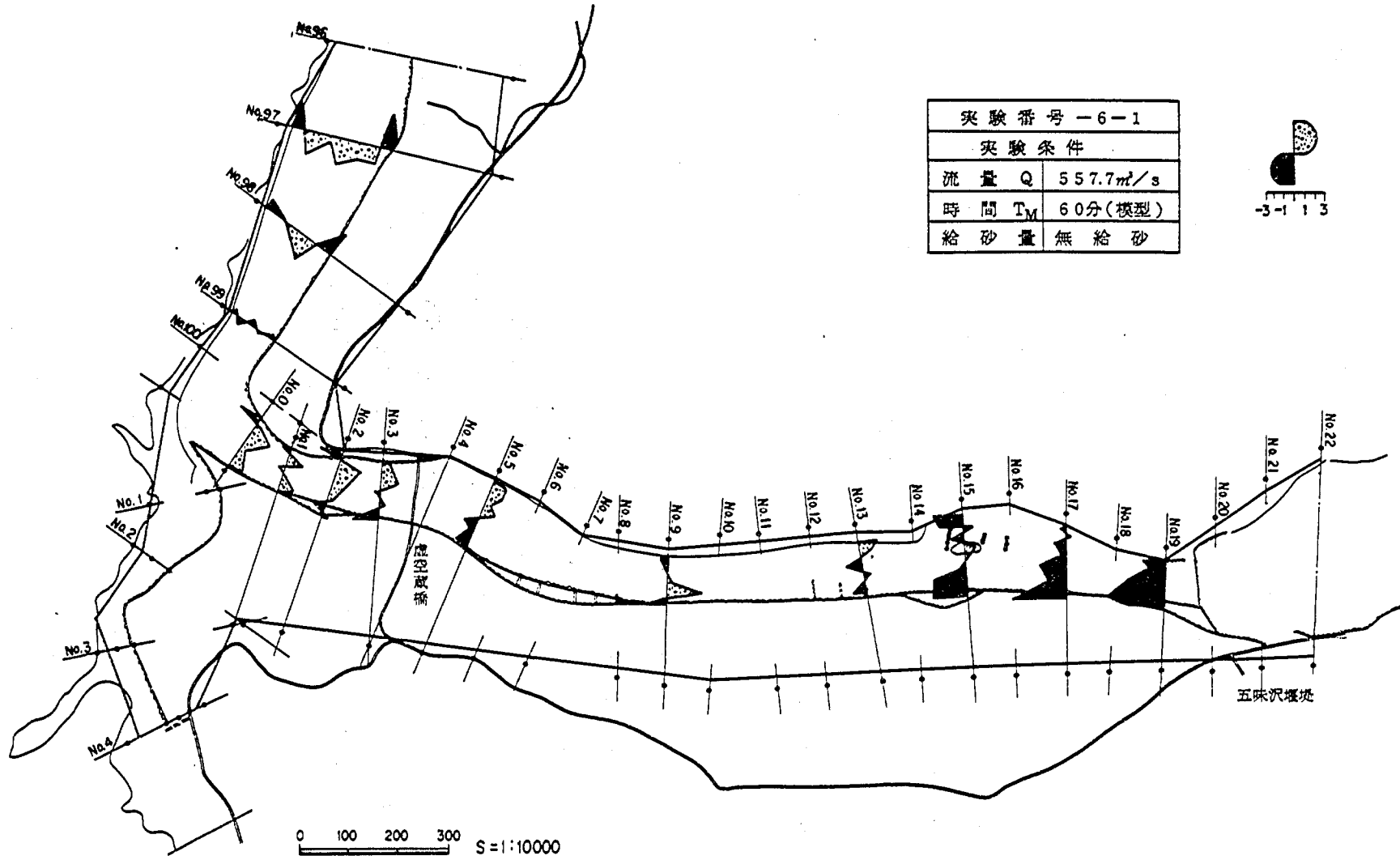


图-25-7 洗掘堆积平面 |



4. ま と め

4.1 徳網ダム～五味沢ダム間

- (1) 現河床勾配と計画洪水流量に対する静的平衡勾配にあまり差がなく、岩が比較的浅いこと、アーマリングが進んでいることより、勾配緩和のための床固工は不要である。
- (2) 模型では流れの集中する傾向があるが、河幅は70 m程度で良いと判断された。
- (3) 法線は、現況の河道に沿って決定したのでS字形となり、下流側の弯曲部の外弯側では、かなり流速が大きくなる。しかし、長年に渡ってそのような状態にあり、岩もあるので、現在左岸側にある道路を右岸に移せば特に洗掘防止を考える必要はない。
- (4) 実験的には、土地の最大限の利用を考えて、上流で70 m幅、下流で50 m幅とすることが可能であるが、一つの計画で下流で流路幅が狭くなる計画はあまり例が無いと思われる、実際の施工では無理に狭くすることはない。ただし、70 mとすると、橋梁のかけ替えの必要が生ずる。
- (5) 流路は、掘込で、外弯側を中心に護岸工を施工することになる。

護岸保護のための床固工は計画されてよい。ただし、予備的な実験では、袖のある床固工は、弯曲の外弯側では流れを強く乱すので、袖部の越流など局所的な現象に注意する必要がある。

4.2 五味沢ダム～石滝川合流点間

- (1) No 15の岩を撤去する。
- (2) 法線形は既設護岸を修正する程度とする。
- (3) 現在、河床高と背後地の地盤高にあまり差が無く、低い堤防が設けられ、背後地は湿地となっている。河床は処々に岩が見えていて、掘込は困難であるので、現在の堤防を改良して築堤形式とする。将来背後地盤高を上げて、結果的に掘込河道とするのがよい。
- (4) 虚空葎橋の中州を撤去すると現在上流側に堆積している土砂が下流の合流点へ移動するので、人工的に排除することも考慮した方がよい。

荒川流路工水理模型実験
報告書

ISSN 0386-5878
土研資料第1681号
昭和56年 3月

建設省土木研究所

キーワード「流路工，水理模型実験」

水 山 高 久
上 原 信 司

要 旨

建設省北陸地方建設局飯豊山系防砂工事事務所からの依頼により実施した。荒川流路工水理模型実験の概要と結果をとりまとめたものである。



郵便はがき

40円切手
をはって
下さい

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

砂防研究室

御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

土研資料第1681号

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 1681号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

