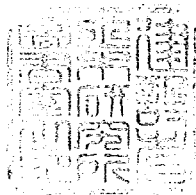


土 木 研 究 資 料

第 7 0 号

千曲川三川合流模型実験報告書

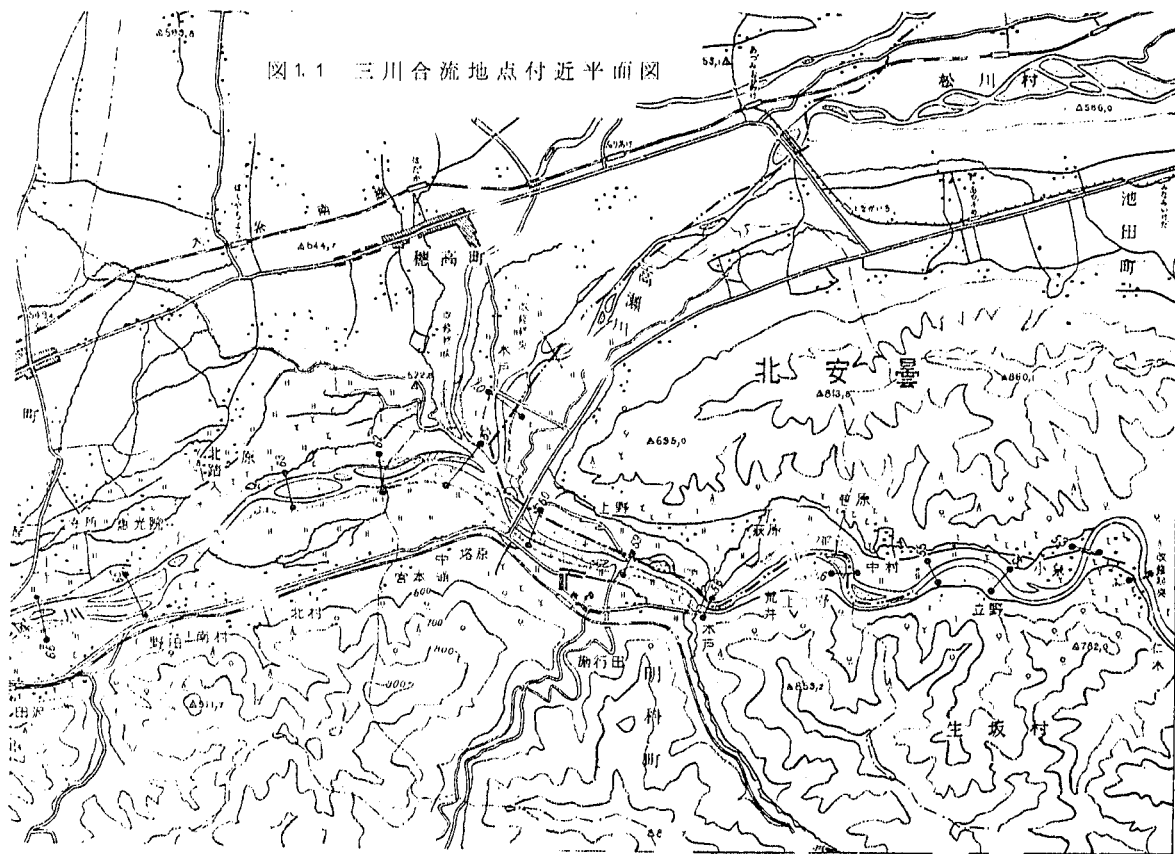


昭 和 4 0 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所



图 1.1 三川合流地点付近平面図



目 次

1. 序	1
2. 合流点の調整の方法	2
(1) 過去の研究成果	2
(2) 合流点付近の河川の状況	4
(3) 対策案	15
3. 河川の調査結果	17
(1) 流出解析結果	17
(2) 粗度係数	29
(3) 合流点付近の河床変動調査	49
(4) 付、わさび畑の特性と問題点	62
4. 実験計画	66
(1) 実験方針	66
(2) 模型諸元	69
(3) 実験水理量	76
(4) 固定床模型実験内容	95
(5) 移動床模型実験内容	98
(6) 実験方法	100
5. 固定床模型実験結果	103
(1) 粗度調整	103
(2) 不定流実験 — 現状模型	114
(3) 定流実験 — 現状模型	123
(4) 水制と導流堤の検討 — その1	136
(5) 高瀬川左岸引堤案の検討 — その1	154
(6) 木戸橋左岸引堤案の検討	158

(7) 水位と流速におよぼす影響 — 総合検討	160
(8) 固定床実験まとめ	194
6 移動床模型実験結果	202
(1) 流況変化の様子	202
(2) 安定河床形状	220
(3) 水制と導流堤の検討 — その2	251
(4) 高瀬川左岸引堤案の検討 — その2	259
(5) 移動床実験まとめ	262
7 結 論	272

1. 序

千曲川三川合流模型実験とは、千曲川の支川、岸川61km地点における高瀬川、穂高川等の合流点の調整に関する実験的検討を総称する。具体的には、合流点に築堤工事あるいは高水疏通対策を講じたときの局部的な洗掘、堆積の問題、ひいては合流点の安定河床形状について検討することであるが、この場合には、このほか合流点背後にひろがる日本では数少ないワサビ田の排水維持対策の問題を包含する。

このような問題は、計算で解決するにも三次元流で掃流公式も関係するので解が望めないから、模型によつて近似解を得るより方法がない。模型の大きさは、水平および鉛直方向ともに現地の $1/50$ とし、合流点より上流へは各川で蛇行の1ピッチ以上、下流へは木戸橋狭さく部までを含めた。この場合、流量は $1/17680$ に、流速は $1/7.07$ に縮小される。

模型実験は、河床の状態も現地と同じようにして、所要の砂を敷き、いわゆる移動床模型によつて検討することが望ましいが、大変煩雑になるので、固定床模型によつておおかたの基礎的検討を実施し、しかる後に移動床模型によつて、改修案をかためていく方針をとつた。実験の水理条件は、土木研究所水文研究室が実施した流出解析結果を参考にして定めた。

なお、三川合流点調整に関する研究は、建設省土木研究所が建設省北陸地方建設局より委託をうけて実施したもので、予算額は昭和38年度400万円（模型製作および固定床模型実験）、昭和39年度140万円（移動床模型実験および補足実験）である。

河 川 部 長 吉 川 秀 夫

河川研究室長 土 屋 昭 彦

研 究 員 須 賀 堯 三

2. 合流点の調整の方法

(1) 過去の研究成果

合流点調整に関する問題は、比較的重要視されてきたにも拘らず、研究論文は割合少ない。ここでは、参考のために、常流領域で支川流量と合流角度とをいろいろ変えて実験を行つた H. Anwar (1955) の結果と、主として寒河川の合流点について研究した安芸氏 (1939) の結論について列挙してみる。

H. Anwar ;

- a. 合流点では水面が低下し、一定流量のもとでは、合流角度の増加とともに、また一定合流角度のもとでは、支川流量の増加とともに水面低下が大きくなる。
- b. 合流点より上流部では、一般に水面が上昇するが、これは合流角度の増加にともなつて大きくなる。
- c. 合流に際しては、本川から支川にエネルギーが輸送され、その量は合流角度が小さいときほど大きくなる。
- d. 合流に際して、本川と支川との間に渦流が発生し、その領域は合流角度が大きくなるほど広がる。
- e. 合流点の下流側では、支川流入点と反対側に深掘れを生じ、流入点側には砂礫が堆積するが、その程度は支川流入量の増加とともに大きくなる。

以上は二川合流に対する台形断面水路を用いての実験結果である。三川合流になれば、さらに支川排出土砂による砂礫の混和状態の変化の度合も複雑であり、したがつて、流向の偏倚あるいは砂州の発生の問題もいつそう複雑となることが推定される。次に、一般的な合流点の調整方法について安芸氏の結論を挙げる。

安芸 ;

- a. 河状の異なる河川の合流は、なるべくこれらの河川の河状を同一とするように可及的に是正する。
- b. 一河川は他河川に対し、接線の方向に合流するように処置する。

c. 一般に河状共に良好（土砂排出小）な場合は、合流後の幅員は合流前の諸河川の幅員の和とするのがよいが、一方不良な場合には、合流後の幅員はそれより狭く、大体合流前の本川程度の幅員とする。河川合流の改修計画に関する安芸氏のこれらの一般法則は、主として富士川各合流点の調整に適用してよい結果をおさめ、実験によつても同様の傾向を見出し得るものである。三川が合流する場合は、基本的な考え方としては二川合流と同様に扱うことができると考えられ、千曲川上流の犀川、高瀬川および穂高川等三川合流点の調整についても、これらの諸法則を参考に検討をすすめる。

(2) 合流点付近の河川の状況

合流点調整の内容は、具体的には、合流点付近の河川の状況を治水上好ましい形に安定に保つこと、およびその際に、わさび排水河川の出口の水位をある限界以下に維持することである。

いわゆる三川合流地点を詳細に略記すれば図2-1のようであつて、厳密には七川合流になつている。小排水河川は土砂の排出はなく、流量は主として地下水よりなるものであつて、年間を通じほとんど不変であり、したがつて河床はどちらかといえば、むしろ低下傾向にある。これらの諸排水河川の規模は犀川、高瀬川および穂高川に比して無視し得る程度である。したがつて、合流点の調整には犀川、高瀬川、穂高川のみを考えれば十分であるが、この場合、これらの主要三河川からの土砂が小排水河川へ入ることを防ぎ、かつ円滑に本川下流まで流下させることを考えなければならないところに特徴がある。

図 2.1 合流地点詳細図

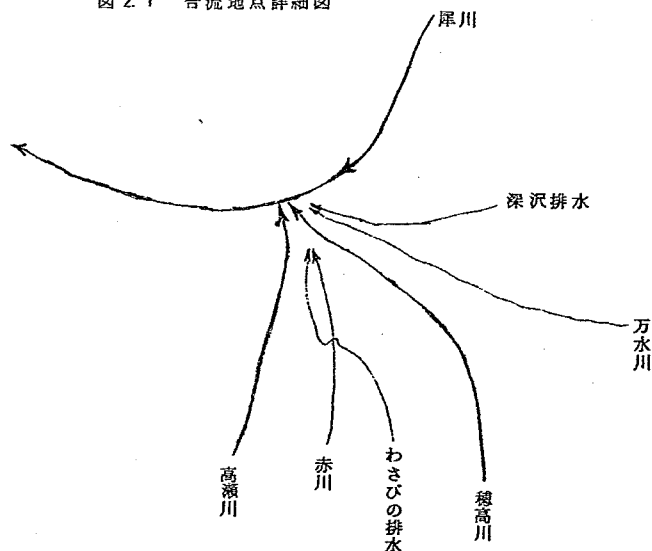
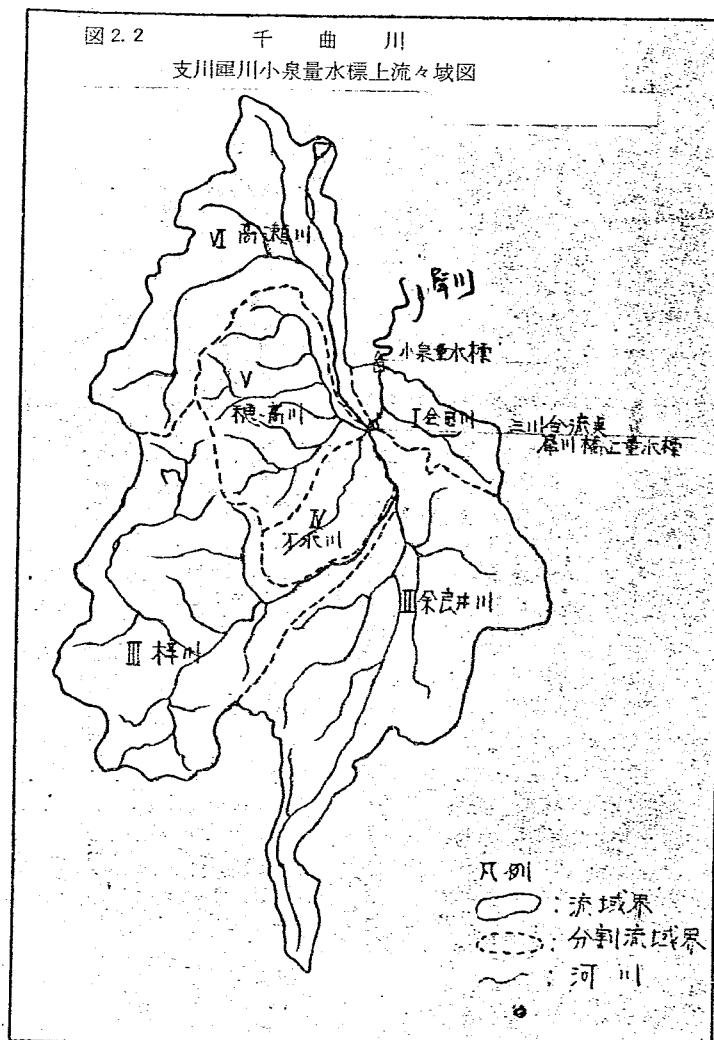


図 2.2 千 曲 川
支川匯川小泉量水標上流々域図



主要河川の状況は表2-1からも判断されるように、かなり上流部の様相を呈している。流域降雨特性をみると各川流域で出方が相当ばらばらである。流出量は後述するが、平均値だけを考えたのでは不足するものがあり、複雑である。

各川のおおよその値は表2.1のようである。川幅はかなり広いが急

表2.1 各川諸元

()内は合流点ピーク時基準

	流域面積 Km ²	流路延長 (合流点 基準) Km	河床勾配 (合流点 10Km平 均)	平均河巾 m	平均出水 順位	計画・小泉 ピーク時 流量 m ³ /s	備 考
奈良井川	628.0	68.8			5 (53分)	1,250 (1,450)	平水流量 15 m ³ /s 年間不変
犀川 梓川	597.3	74.5			4 (6分)	1,800	
万水川	120.4	20.0	1/420	30	2 (-37分)	0 (130)	
穂高川	269.4	27.6	1/220	70	1 (-66分)	100 (700,740)	
高瀬川	479.4	54.0	1/140	250	3 (-11分)	350 (1,200,1300)	
小泉～犀川橋	—	7.2	1/355	350	—	3,500	
犀川橋～ 梓川合流点	—	9.0	1/208	350	—	3,050	

流である。大きく強大な砂堆はないが、蛇行現象もみられる。蛇行ピッチ、みお筋の変化については未調査である。

図2.3および図2.4に穂高川および高瀬川の平均河床縦断面図(昭和36年測量)を示す。これを見ると穂高川は問題がありそうに感じられる。

河床材料は梓川、奈良井川はやや黒っぽい色をしているが、高瀬川、穂高川は白色である。各川の平均粒径はあまり変りなく、だいたい3mm付近である。最大粒径は120～200mm程度であり、また細かい砂も少なく、粒度分布曲線としてはかなりゆるやかになっている。掃流砂が支配的であることには間違はないが、浮遊砂についても構造物のかげの堆砂などには考慮をばらう必要がある。

河川構造物は設岸程度であつて、流れに影響をおよぼすような強力な水制などはあまりない。流れにおよぼす構造物の影響は無視してよいようである。

图 2.5 越高川平均河床縱断面

526

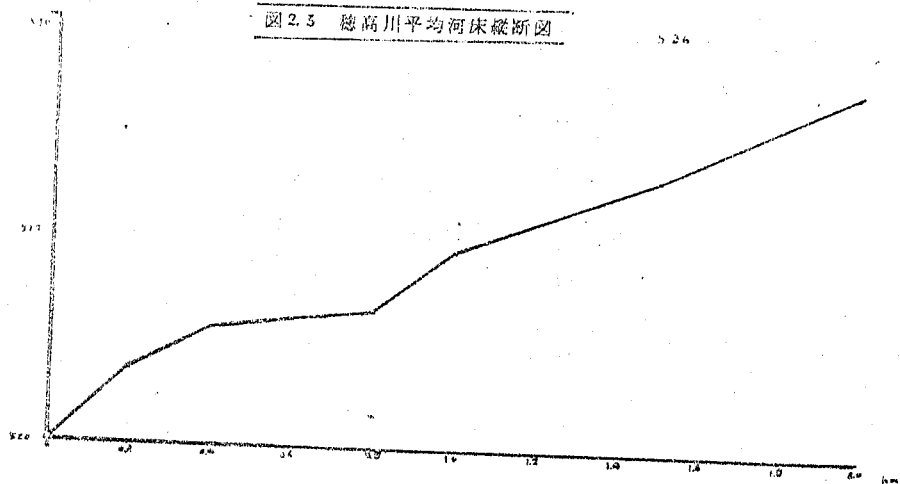


图 2.4 高河川平均河床横断面线图

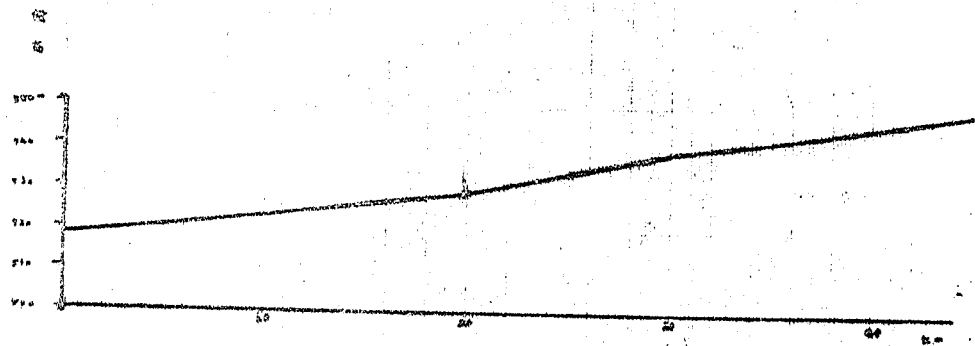




写真 2.1 犀川上流 梓 川 (松本市)

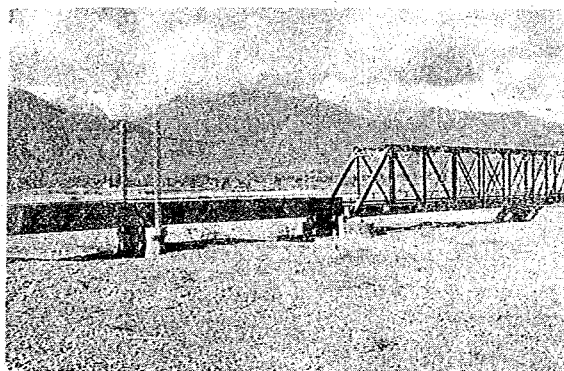


写真 2.2 穂高川上流 鳥 川 (大糸線鉄橋)

(殆んど土砂で埋められている)

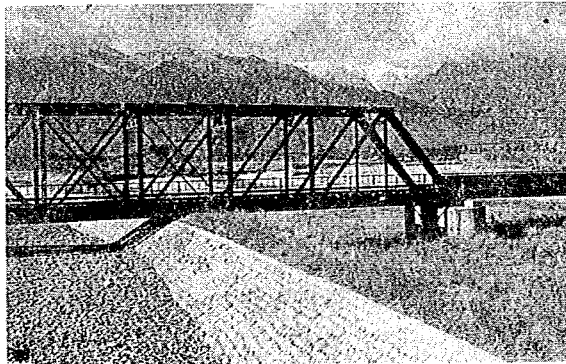


写真 2.4 穂高川

写真 2.3 穂高川上流 大糸線鉄橋（二川合流点）

左鳥川は土砂でいっぱいであるが、右の中
房川の方は河床が低い



大糸線鉄橋より下流

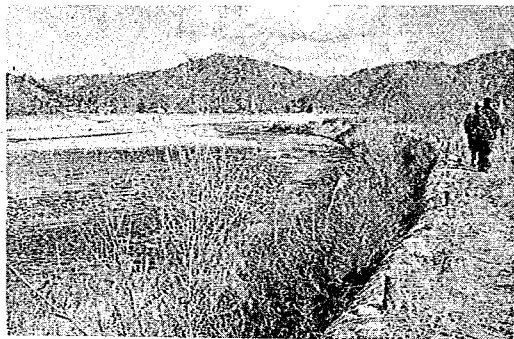


写真 2.5 穂高川 合流点付近

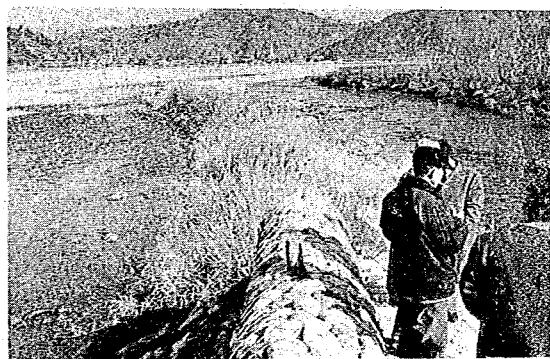


写真 2.6 合流点付近 (左穂高川、右万水川)

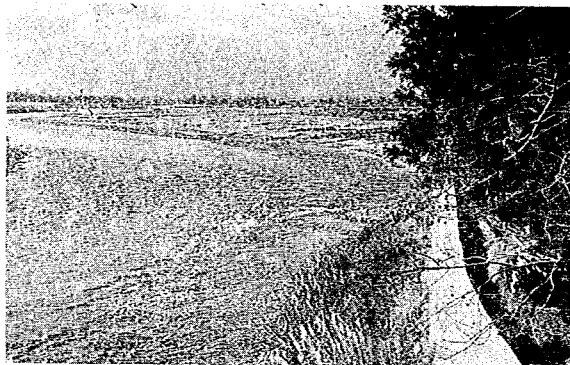


写真 2.7 犀川橋左岸より合流点を望む

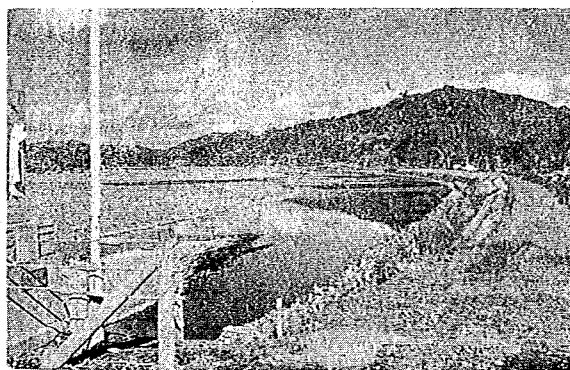


写真 2.8 犀川橋右岸より下流を望む

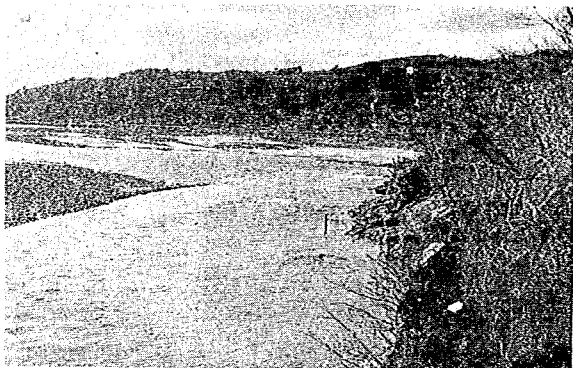


写真 2.9 木戸橋左岸より上流を望む

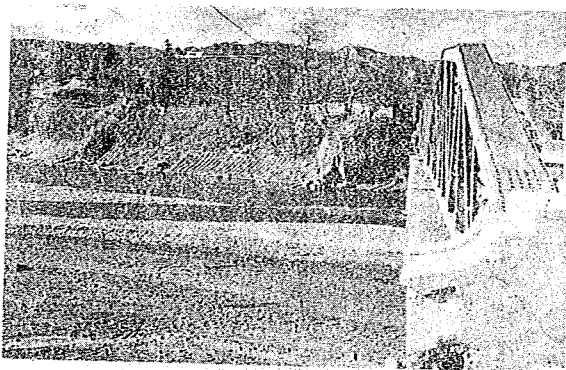


写真 2.10 木戸橋左岸より右岸下流を望む

(3) 対 策 案

この場合にも基本的には安芸氏の諸対策をそのままあてはめることができる。具体的な案として考えられたものを列挙してみると、

- a. 堤防高に余裕があれば、合流付近をせばめて掃流力をつける。これは水制によつて同じ効果を期待することもできる。
 - b. 河川の規模から判断して、穂高川および高瀬川は犀川まで土砂を出す能力をつけ、最終的には犀川の搬送能力に期待してもよいが、できれば、導流堤をのばし、あるいは引堤して、自身の搬送能力を増大することが望ましい。ただし、この場合は相当形を変えることになる。
 - c. 万水川の排水口を犀川のもう少し上流へつけ替え、穂高川および高瀬川の影響がおよばないようにする。
 - d. 木戸橋左岸拡巾(80m)犀川橋左岸拡巾(55m one span)によつて合流点水位の低下は期待できないか。
 - e. わさび排水の確保のみであるならば、各水路に水門あるいは堰を設けてポンプ排水も可能である。ただし head 差はわずかであるが、相当大口径のポンプを用いないと流速水頭に相当するエネルギーの loss が大きい。例えば、 $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $H = 2 \text{ m}$ (loss 分を含めて) 効率 50%、電力費 4 円/KWH とすれば、電力費は年間約 210 万円である。
- などの対策が考えられる。三川合流地点の調整のためには、最少の工費で最大の効果を得らつて、具体的には次のような諸対策について検討することにした。すなわち、

- a. 犀川の流れを合流点で左岸へ固定
わん曲部であつて、みお筋はだいたい左岸へ寄る傾向にあるが、過去の記録では右岸へ寄つている(例. S-31)こともあるので、完全を期すために右岸に水制を設けて流れを左岸へ固定する方法を検討する。
- b. 高瀬川の影響をできる限り下流へ向ける。
高瀬川の穂高川および万水川へおよぼす影響を少くするために、

高瀬右岸の水制、導流堤について検討する。また、犀川橋の拡巾計画に合わせて法線がスムーズな白線となるように引堤を行う。わずかの引堤によつても流況が大きく改善されることが期待されるが、これについては、右岸の水制と合わせて検討する。

c. 穂高川の影響を高瀬川寄りに向ける

穂高川の影響を高瀬川へ向けることは、三川合流を二川合流に変えることである。そのための簡単な対策は万水川との間に導流堤を設け、万水川との干渉を絶つことが望ましい。

d. 万水川をなるべく犀川の上流につけ替える。

e. 木戸橋拡巾による合流点水位低下対策

の5項目である。これらの諸対策に関して実験的に検討した。

3. 河川の調査結果

(1) 流出解析結果

各支川最大流量および計画流量配分は図3.1のようである。犀川の合流点下流々量、土木研究所が実施した雨量記録に基づく貯留関数法による流出解析結果では、表3.1のようであり、計画流量 $3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ に対応する超過確率は125年～240年と推定された。

図 3. 1 計画流量配分図

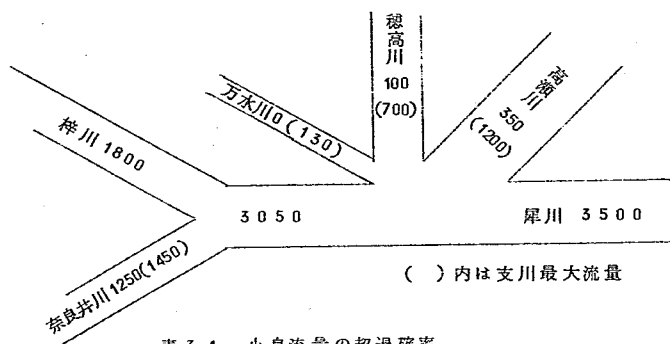


表 3. 1 小泉流量の超過確率

超過確率年 T	30	50	80	100	150	200	備考
小泉上流の流域平均2日雨量 R	194	206	220	224	235	243	mm
小泉地点のピーク流量 Q	2,750~ 2,980	2,900~ 3,140	3,100~ 3,350	3,150~ 3,416	3,300~ 3,570	3,400~ 3,680	m^3/s
比 流 量	12.36~ 1.337	13.03~ 1.411	13.93~ 1.410	14.16~ 1.532	14.83~ 1.605	15.28~ 1.654	$\frac{\text{m}^3/\text{s}}{\text{km}^2}$ A=2225 km^2

小泉地点における年最大流量をひろつてみると図3.2のようになる。図3.2で小泉水位記録にもとづくものと土研実施の流出解析結果とは多少のひらきがある。上流の改修が進むにつれて流量が大きくなるから、昔の最大流量が小さいこと、したがって過去にさかのぼるほど流出解析結果が大きくなることは、一応理にかなつていているといえる。ここにある資料のみの平均（資料がないのは大きい流出がなかつたものと思われる）をとると、

{ 小泉水位にもとづく 13ヶ年年最大流量平均 — $1.554 \text{ m}^3/\text{s}$
 流出解析 10ヶ年 " — $1.890 \text{ m}^3/\text{s}$

となつた。飛びとびの記録であるから厳密に年最大平均をとるともつと小さくなる筈であるが、模型実験に採用する年最大平均としては、影響のあまりない程度の流出は除外して考えるべきであるから、一応 $1.500 \text{ m}^3/\text{s}$ を年1日流量として用いることにした。これ以下の流量は模型では薄層流となつて近似度がわるくなる。したがつて、模型実験に採用する小泉地点流量（合計流量）としては、

$3.500 \text{ m}^3/\text{s}$ — 計画流量
 $2.500 \text{ m}^3/\text{s}$ " — 10年に1日の流量
 $1.500 \text{ m}^3/\text{s}$ " — 1年 "

とした。

次に、各支川の計画流量であるが、確率計算は行つていない。合流前犀川流量 $3.050 \text{ m}^3/\text{s}$ は少し大きい感じが持たれる。また、34年7号台風時の実測によれば高瀬川約 $1.300 \text{ m}^3/\text{s}$ 、穂高川 $7.40 \text{ m}^3/\text{s}$ といずれも計画をうわまわつた数値が観測されている。（ただし、流出解析ではこれほど大きくなつていない）図3.3の比流量関係図をみても、高瀬川および穂高川の計画流量をみるとすると、流域面積が倍以上あり、かつ流域特性としても細長い犀川の比流量が、高瀬川、穂高川の比流量とあまり変わらない点に多少疑問が残る。また、流出解析結果によると、各川の流出時間のずれは割合少いようである。このような点から考えて、実験では、犀川の合流前流量 $3.050 \text{ m}^3/\text{s}$ にはあまりとらわれずに過去の高水資料に基づき流出解析結果を尊重す

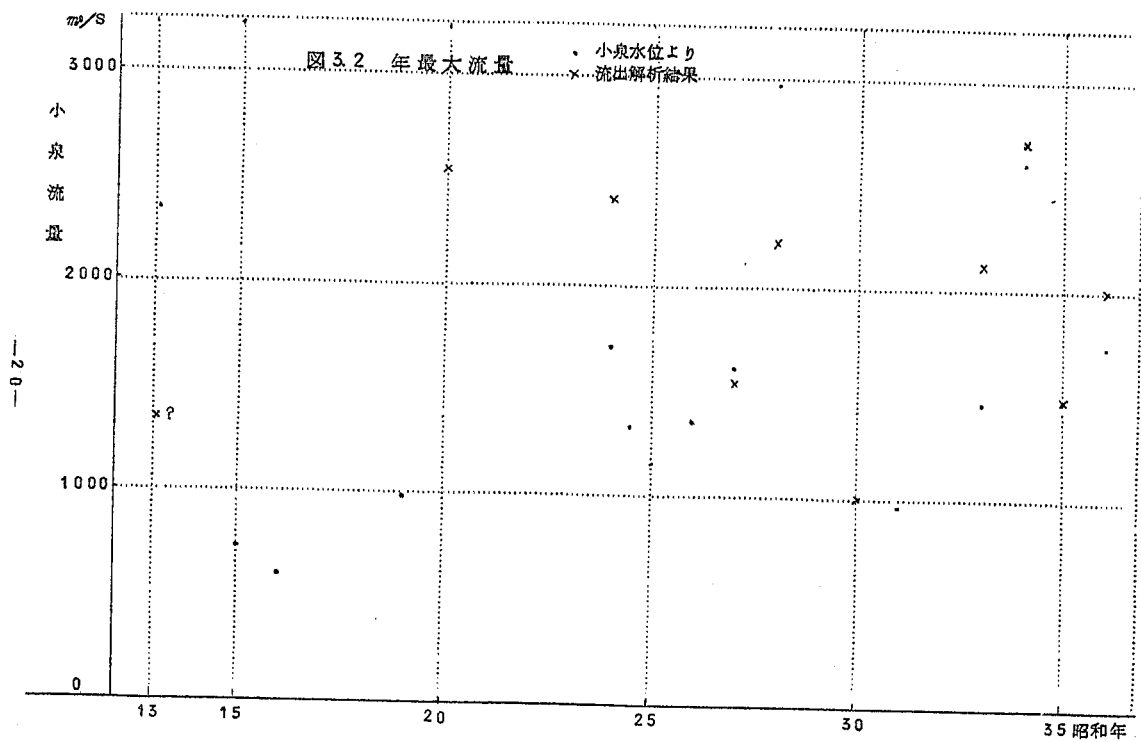
ることとし、この計画流量については簡単なチェックのみにとどめることにした。

流出解析の結果によると、小泉ピーク時の平均の合流率（表3.2）は、

$$\text{犀川} : \text{高瀬川} : \text{穂高川} = 0.61 : 0.26 : 0.13$$

であり、平均の合流時差（表3.3）は穂高川の後52分おくらせて高瀬川、その後約30分程度たつてから犀川のピークが通過することになる。

合流点における各川合流率の最高・最低は、流出解析を整理した図3.4～3.6から得ることができる。



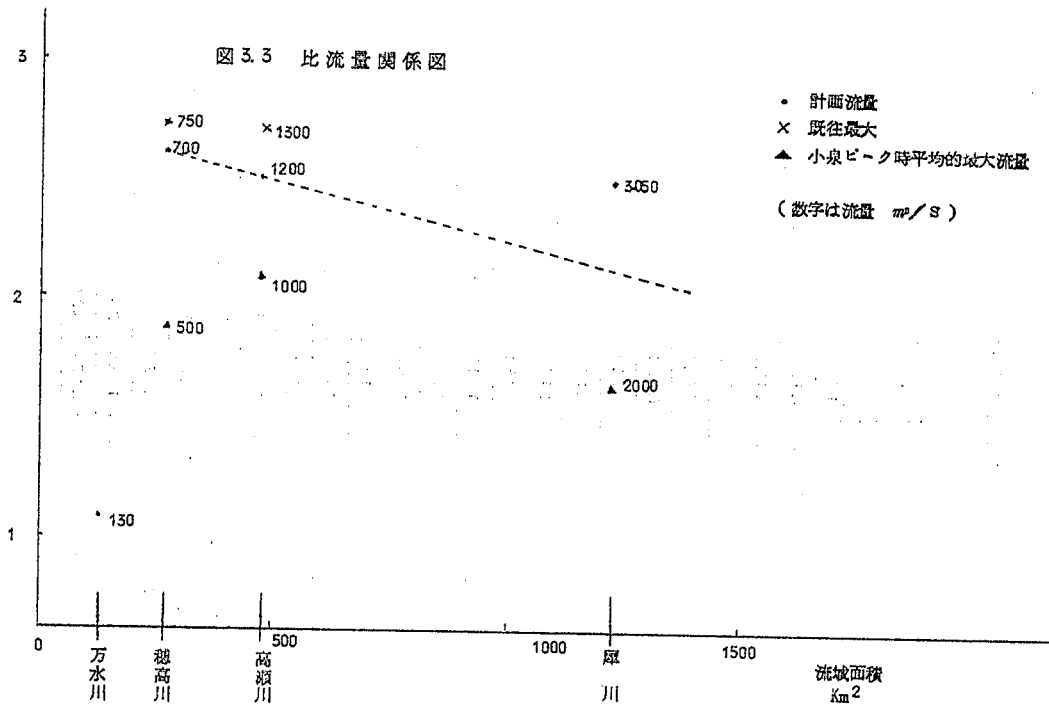


表-3.2 小泉地点のピーク流量に対する支川合流量および合流率(その1)

流域 洪水 番号	I 会田川	II 奈良井川	III 梓川	IV 万水川	V 穂高川	VI 高瀬川	小 泉 ピーク流量	備 考
1	48.0	327.0	450.0	61.0	174.0	284.0	1,344.0	上段 ピーク流量 (m^3/s) 下段 合 流 率
	0.036	0.241	0.335	0.045	0.129	0.214	1.000	
2	97.0	922.0	889.0	92.0	242.0	302.0	2,544.0	
	0.038	0.362	0.349	0.036	0.095	0.120	1.000	
3	90.0	628.0	665.0	91.0	273.0	473.0	2,220.0	
	0.041	0.283	0.300	0.041	0.123	0.212	1.000	
4	118.0	631.0	485.0	72.0	257.0	561.0	2,124.0	
	0.056	0.297	0.228	0.034	0.121	0.264	1.000	
5	103.0	446.0	467.0	72.0	147.0	376.0	1,618.0	
	0.064	0.276	0.289	0.049	0.091	0.231	1.000	
8	84.0	442.0	372.0	77.0	191.0	367.0	1,533.0	
	0.055	0.289	0.243	0.050	0.125	0.238	1.000	
10	34.0	228.0	324.0	50.0	150.0	309.0	1,154.0	
	0.032	0.213	0.294	0.046	0.137	0.277	1.000	
11	59.0	315.0	298.0	49.0	140.0	514.0	1,375.0	
	0.043	0.232	0.219	0.036	0.103	0.367	1.000	
13	54.0	265.0	604.0	53.0	175.0	307.0	1,458.0	
	0.038	0.186	0.408	0.037	0.120	0.211	1.000	
15	84.0	365.0	477.0	75.0	360.0	740.0	2,102.0	
	0.040	0.177	0.228	0.036	0.170	0.349	1.000	
16	10.0	73.0	375.0	21.0	149.0	230.0	853.0	
	0.014	0.099	0.423	0.026	0.172	0.266	1.000	

表-3.2 小泉地点のピーク流量に対する支川合流量および合流率(その2)

洪水 番号	流域							備考
	I 会田川	II 奈良井川	III 梓川	IV 万水川	V 穂高川	VI 高瀬川	小泉 ピーク流量	
18	180 0.018	860 0.087	2730 0.275	190 0.019	1680 0.169	4280 0.432	9920 1.000	上段 ピーク流量 (m^3/s) 下段 合流率
20	530 0.025	4200 0.199	8260 0.397	620 0.029	2430 0.115	5060 0.240	21100 1.000	
22	580 0.041	3580 0.256	3540 0.253	590 0.042	1980 0.142	3730 0.266	14000 1.000	
23	210 0.020	1410 0.135	3910 0.375	270 0.026	1520 0.146	3100 0.298	10420 1.000	
24	970 0.039	6770 0.271	6520 0.262	970 0.039	2160 0.086	7560 0.303	24950 1.000	
25	930 0.034	6190 0.229	7290 0.270	1040 0.038	4410 0.164	7160 0.235	27020 1.000	
26	390 0.026	2840 0.194	5690 0.389	490 0.034	1740 0.119	3490 0.238	14640 1.000	
27-(1)	690 0.035	4570 0.229	7620 0.382	750 0.038	1980 0.098	4350 0.218	19960 1.000	
27-(2)	810 0.049	5160 0.314	5360 0.326	690 0.042	1510 0.092	2910 0.177	16440 1.000	
27-(3)	420 0.025	3340 0.197	6480 0.382	580 0.034	1890 0.112	4230 0.250	16940 1.000	
27-(4)	200 0.019	1660 0.164	4160 0.413	190 0.018	1360 0.136	2530 0.250	10100 1.000	
28	350 0.029	2130 0.176	4860 0.384	400 0.033	1420 0.114	3340 0.264	12500 1.000	
合流率 平均値	0.035	0.223	0.323	0.036	0.125	0.258	1.000	

表 3.3 支川の合流時差一覧表

時差単位 (hr)

洪水番号	小泉地点のピーク 流量の生起時	I	II	III	IV	V	VI	備 考
		会田川	奈良 井川	梓川	万水川	穂高川	高瀬川	
1	S. 13. 年 月 日 時 7. 4. 12	0	0	-1	-2	-2	0	合流時差= (支川のピーク 流量の生起時刻) -(小泉地 点のピーク 流量の生起 時刻)
2	# 20. 10. 5. 20	-2	0	0	-1	-2	0	
3	# 24. 10. 9. 17	0	1	1	-0	-1	0	
4	# 24. 9. 1. 2	-1	1	0	-1	-1	0	
5	# 27. 9. 23. 13	-1	1	1	-1	-2	0	
8	# 27. 6. 24. 3	0	0	1	1	1	1	
10	# 28. 7. 14. 15	1	0	1	0	0	0	
11	# 28. 6. 8. 19	0	1	1	-1	0	0	
13	# 28. 9. 23. 20	0	0	0	-2	-1	0	
15	# 28. 9. 26. 1	-1	0	0	-1	-2	-1	
16	# 30. 7. 5. 16	0	2	0	0	-1	0	
18	# 30. 7. 8. 21	0	1	0	3	0	0	
20	# 33. 7. 26. 10	0	2	0	0	-1	1	
22	# 33. 9. 26. 22	-1	2	-5	-1	-1	0	
23	# 34. 7. 11. 11	1	4	2	1	-2	-1	
24	# 34. 8. 14. 12	-3	0	0	-1	-2	-1	
25	# 34. 9. 27. 4	-1	0	0	-2	-2	1	
26	# 35. 8. 13. 12	-1	1	0	-1	-1	1	
27-(1)	# 36. 6. 27. 17	-1	1	0	-1	-1	-1	
27-(2)	# 36. 6. 29. 15	-2	1	0	-1	-1	0	
27-(3)	# 36. 7. 1. 11	-1	0	0	-1	-2	1	
27-(4)	# 36. 7. 4. 20	0	1	0	-1	-2	-5	
28	# 36. 9. 16. 22	0	0	1	0	1	0	
	合 計	-13	19	2	-13	-25	-4	
	平 均	-0.57	0.83	0.09	-0.57	-1.09	-0.17	
	順位 (早い方から)	2	5	4	2	1	3	

表 3. 4 小泉水位観測所資料（千曲川工事々務所調べ）

高水年月日	最高水位	最大流量	摘 要
昭和13年 7月	3日 4.03	2,333 ^{m³}	昭和33年9月迄の最大流量は小泉の観測開始年月日が昭和31年度からであるので資料が少なく止むを得ず最小自乗法によつて決定した流量曲線から推定したものである。 曲線式は $Q = 123.43(H + 0.30)^2$
// 15 6	17日 2.12	723	
// 16 7	23日 5時 1.91	608	
// 19 7	21日 7時 2.49	969	
// 24 9	1日 6時 2.73	1,133	
// 24 9	23日11時 3.39	1,694	
// 25 6	12日17時 2.74	1,141	
// 26 7	13日 8時 3.00	1,344	
// 27 6	24日 2時 3.00	1,344	
// 27 7	14日15時 3.30	1,600	
// 28 6	8日 1時 2.90	1,264	
// 28 7	4日10時 3.10	1,438	
// 28 7	23日20時 3.60	1,877	
// 28 9	25日24時 4.60	2,964	
// 29 9			
// 30 10			
// 31 8	29日16時 2.00	653	
// 31 9	27日18時 2.48	954	
// 33 9	18日11時 2.45	933	小泉自記水位観測昭和32年4月1日開始 曲線式は 適用期間 $Q = 97.42(H + 0.48)^2$ 34.1. 1~34. 9.28 $Q = 152.28(H - 0.22)^2$ 34. 9.29~34.12.31
// 33 9	26日20時 3.12	1,444	
// 34 8	14日12時 4.75	2,424 ^{m³}	
// 34 9			
// 34 9	27日 2時 4.68	2,600 ^{m³} (推定)	
// 36 6	(7)1日11時 4.12	1,719 ^{m³}	

図 3.4 卑川ピーク時の支川流量

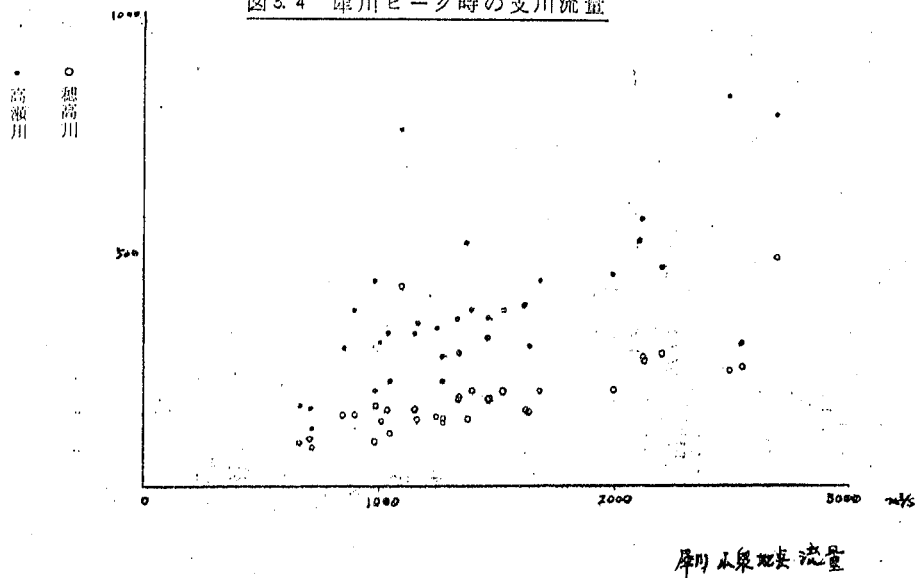


図 3.5 合流前堰川流量最大時の高瀬・穂高流量

× 穂高川
○ 高瀬川

高水資料数 23 土研 流出解析より

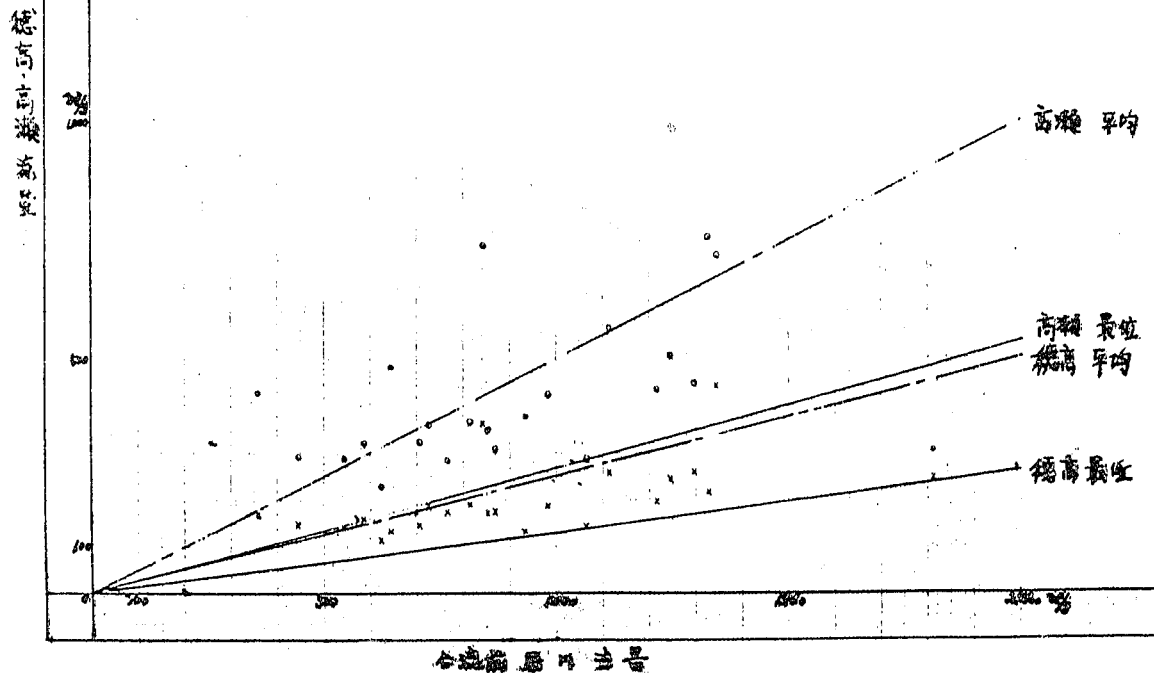


図 5.6 高瀬・穂高流量最大時の

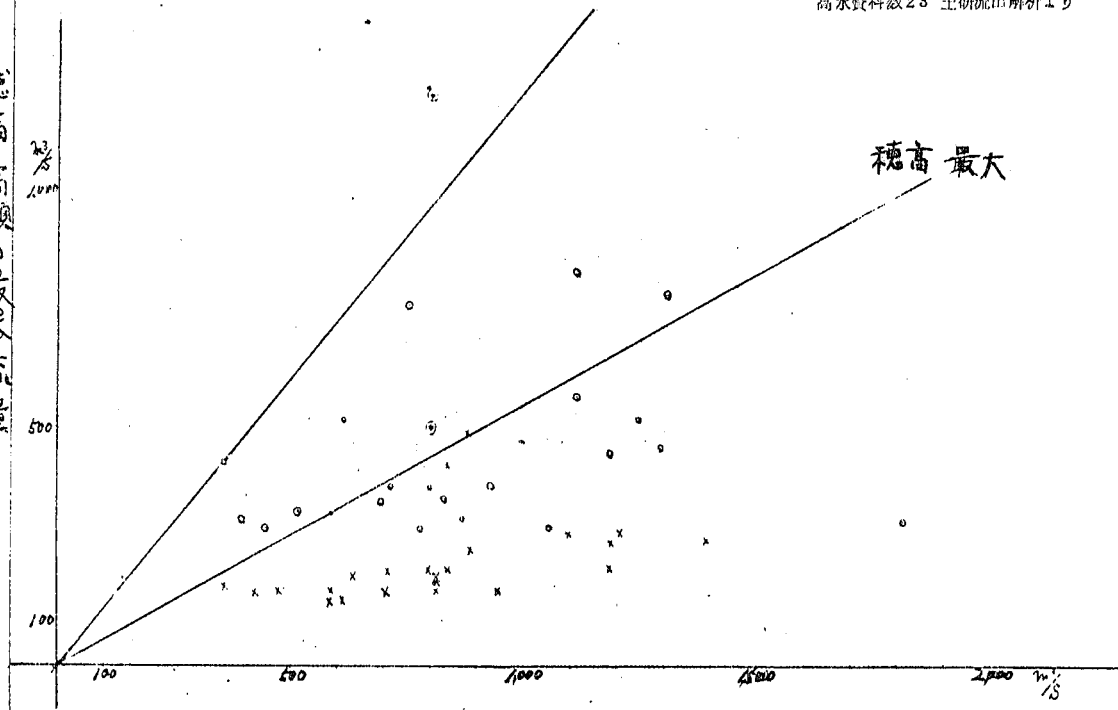
合流前坪川流量

高瀬 最大

{ × 穂高川
 ○ 高瀬川
 ◎ 流量番号 N (表 4.2 参照) の関係
 高水資料数 23 土研流出解析より

穂高 最大

穂高・高瀬の最大流量



合流前坪川流量

(2) 粗 度 係 数

犀川等各川の粗度係数を推定するために、千曲川工事々務所において、水理資料のある出水について粗度係数を二、三仮定し、不等流計算を行つて痕跡水位と比較して妥当な粗度係数を選ぶ作業を行つた。その結果は図 3.7～図 3.9 および表 3.5 のようである。痕跡水位にかなりのバラツキがあり、なかなか判定が困難であるが、全体的に粗度係数はかなり小さい感じである。

一方、痕跡水位から直接求められた粗度係数の値は、図 3.10～図 3.13 のようであり、精度わるくバラツキが多いが、犀川および穂高川は小さく、高瀬川は大きく出ている。

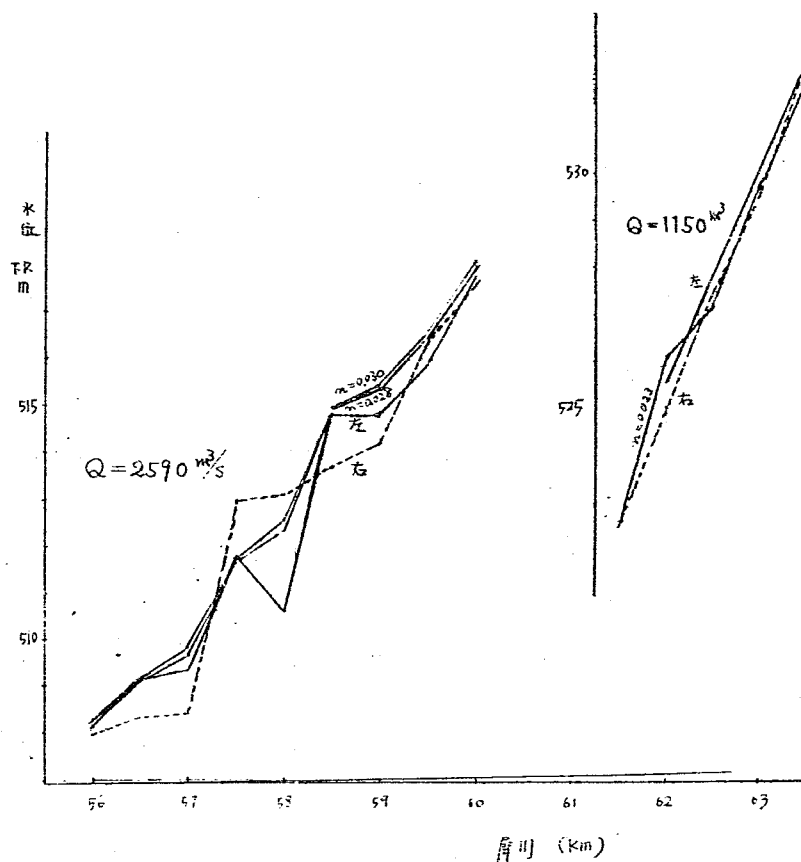
流量による粗度係数の変化は図 3.14 のようであり、流量が大きくなるにしたがつて粗度係数も大きくなる傾向がみられるが、これだけの資料からはつきりしたことを期待するのは困難である。

粗度係数の値が小さい原因を河床材料から調べてみると、図 3.15～図 3.17 にみられるように、平均粒径 d_m は各支川とも非常に大きく、 $d_m=30mm$ 前後である。粒度分布曲線は図 3.18～図 3.22 にみられるように各支川共かなり似たような傾向であつて、大粒径から小粒径まで相当の巾がある。このような場合に、河床の砂れん特性が平均粒径で議論しうるかどうかの問題は疑問であるが、一応平均粒径による河床特性を Albertson ら (1958) の分類図によつて判断すると、三川合流点付近は粗度の大きい ripple や dune ではなく、粗度の小さい transition (Smooth bed) あるいは Antidune が現われる限界付近であると考えられ (図 3.23)、不等流計算にもとづく粗度係数の推定値の小さい理由が、ある程度納得される。

——左岸痕跡高
 - - - - - 右岸 "

圖 3.8 水位—縱斷曲線

1959 15号台風



——左岸痕跡高
 - - - - -右岸 "

圖 3.9 水位—縱斷曲線

1961 梅雨前後

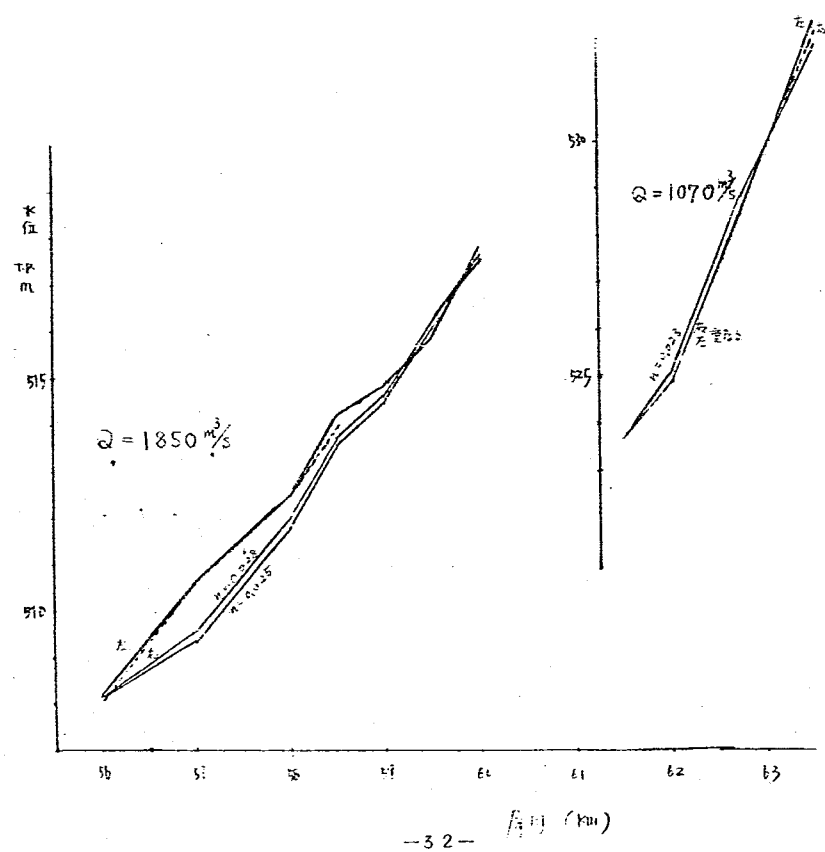
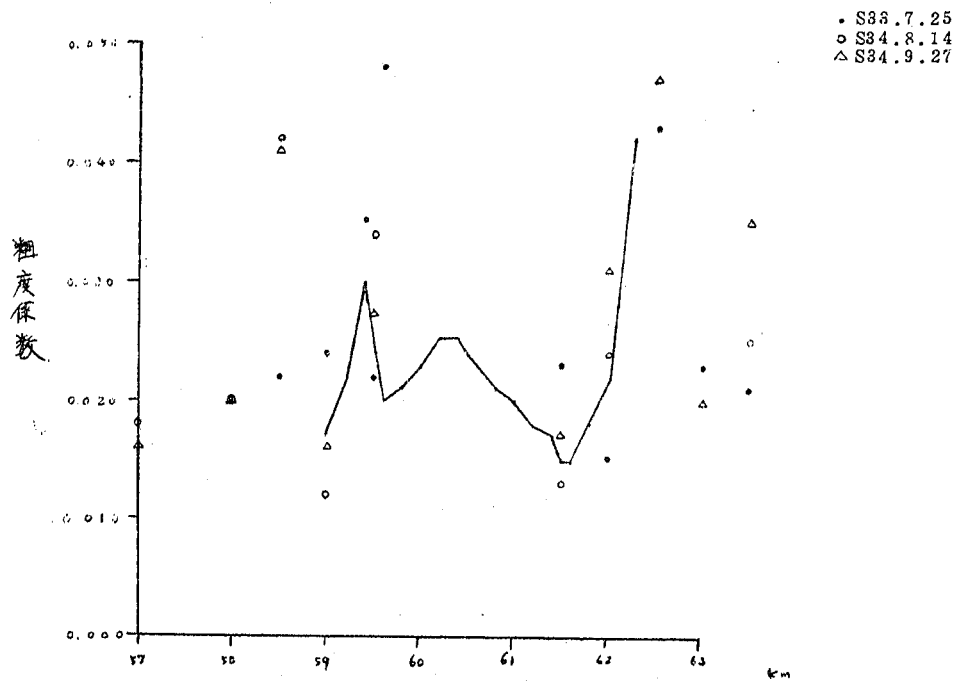


表 3.5 三川合流点粗度係数調べ（不等流計算）

距離標	S 3 4 年 8 月 7 号台風				S 3 4 年 9 月 1 5 号台風				S 3 6 年梅雨前線豪雨				備	考
	痕 跡		計 算 水 位 ($Q_1=2.665\text{m}^3/\text{sec}$)		痕 跡		計 算 水 位 ($Q_1=2.590\text{m}^3/\text{sec}$)		痕 跡		計 算 水 位 ($Q_1=1.850\text{m}^3/\text{sec}$)			
	左 岸	右 岸	粗 度 係 数		左 岸	右 岸	粗 度 係 数		左 岸	右 岸	粗 度 係 数			
			n=0.030	n=0.028			n=0.030	n=0.028			n=0.025	n=0.028		
5600	507.986	508.599	508.293	508.293	508.241	507.979	508.110	508.110	508.170	508.050	508.110	508.110		
5650	509.342	507.865	509.379	509.265	509.177	508.355	509.290	509.178						
5700	509.415	508.572	509.944	509.756	509.390	508.462	509.895	509.707	510.620	510.600	509.376	509.582		
5750	512.061	512.826	511.823	511.800	511.814	513.016	511.761	511.698						
5800	510.821	513.143	512.683	512.447	510.650	513.151	512.629	512.386	512.500	512.510	511.748	511.996		
5850	514.824	513.814	515.115	515.079	514.870	513.770	515.004	515.003	514.205	513.959	513.574	513.718		
5900	514.563	514.104	515.575	515.476	514.860	514.277	515.491	515.413	514.828		514.420	514.581		
5950	516.453		516.669	516.540	515.898	516.407	516.639	516.502	515.808		516.177	516.200		
6000	517.739	517.631	518.157	517.934	517.804	517.670	518.133	518.029	517.780		517.479	517.613		
			計 算 水 位 ($Q_2=1.050\text{m}^3/\text{sec}$)				計 算 水 位 ($Q_2=1.150\text{m}^3/\text{sec}$)				計 算 水 位 ($Q_2=1.070\text{m}^3/\text{sec}$)			
			粗 度 係 数				粗 度 係 数				粗 度 係 数			
			n=0.020				n=0.023				n=0.023			
6150		522.170	522.170			522.470	522.470		523.704	523.700	523.702			
6200		524.813	525.841		525.570	525.013	526.118		524.900	524.913	525.074			
6250		527.643	527.036		527.843	527.493	527.209							
6275									528.576	528.565	528.892			
6300		529.508	529.750			529.608	529.817							
6350	531.798	532.062	531.872		532.448	532.362	532.105		532.502	532.300	531.982			

图 3.10 粗 度 係 数

犀 川



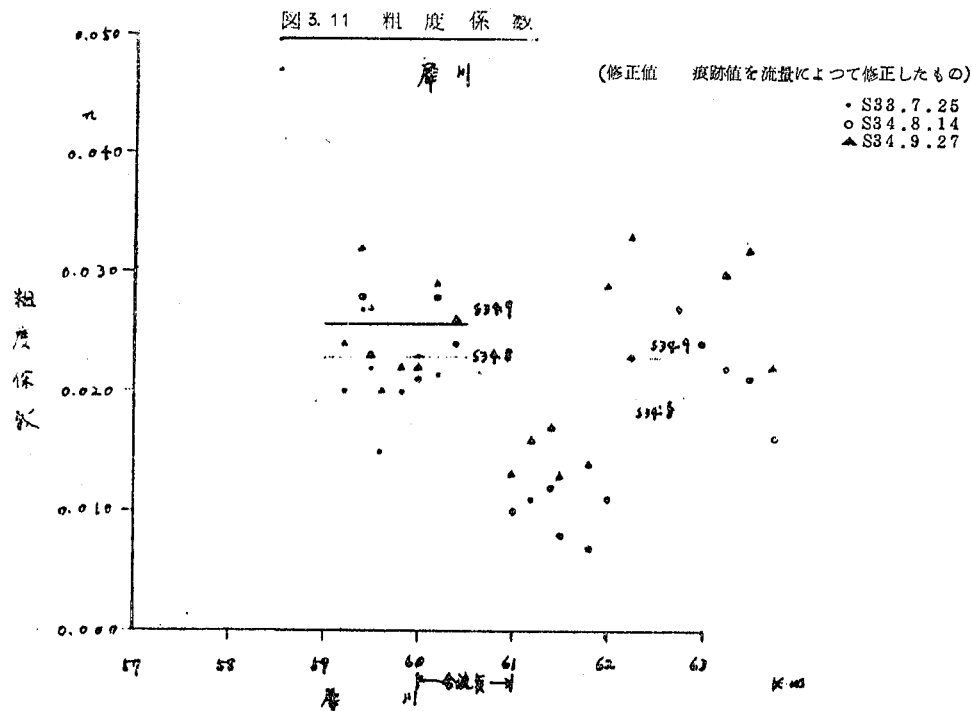


図 3.12 粗 度 係 数

高 橋 川

・534.8・14

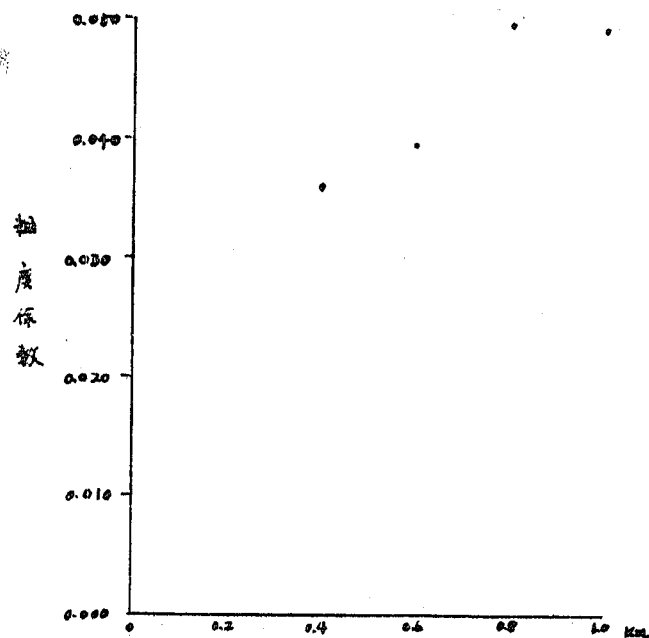


図 3.13 粗度係数

・ 穂高川

・ S34.8.14

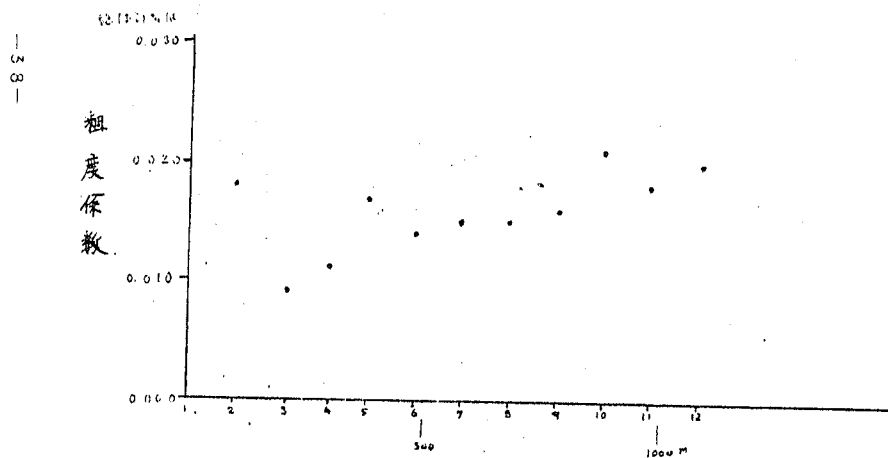


図 3. 14 粗度係数の流量による変化 (犀川)

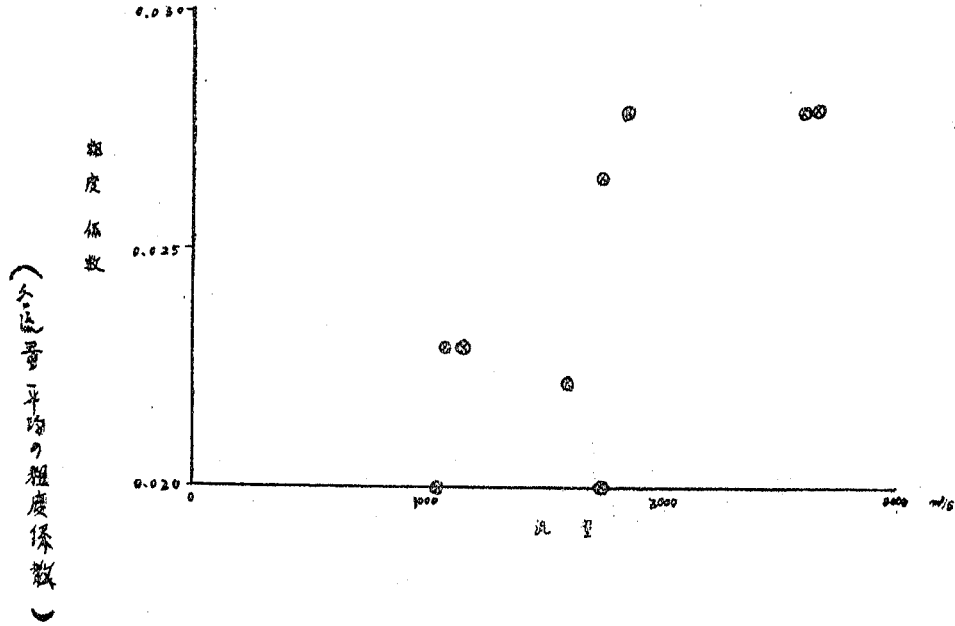


図 3. 15 原 川 河床材料平均粒径 T 点

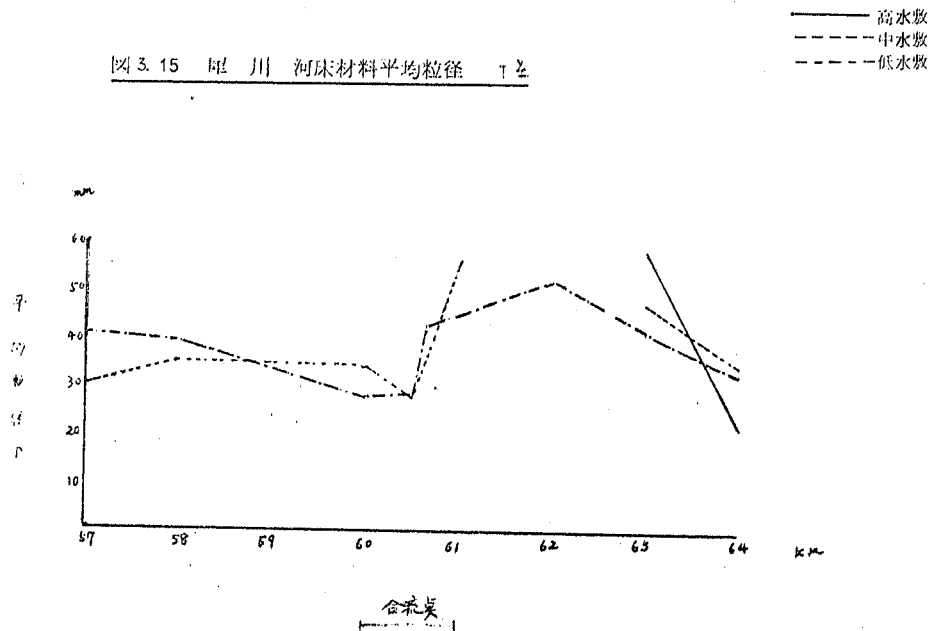


图3.16 高濂川 河床材料平均粒径

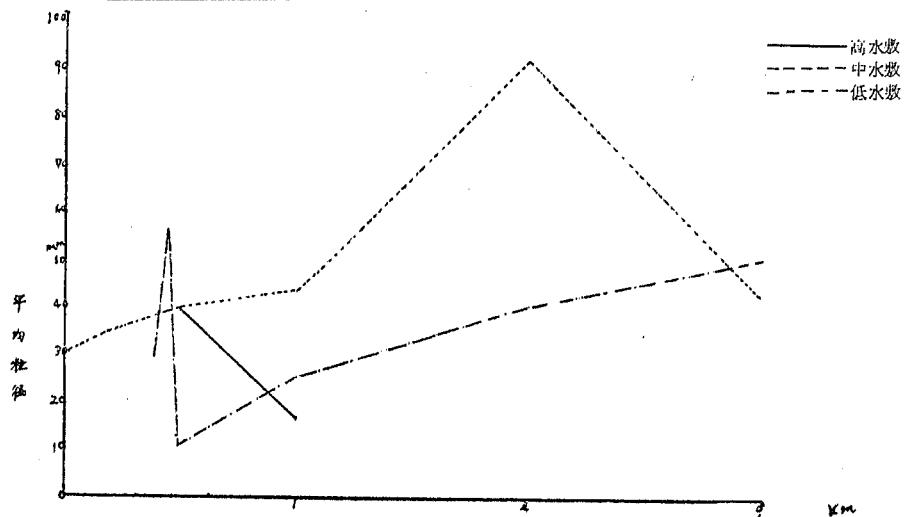


图 3.17 穗高川 河床材料平均粒径

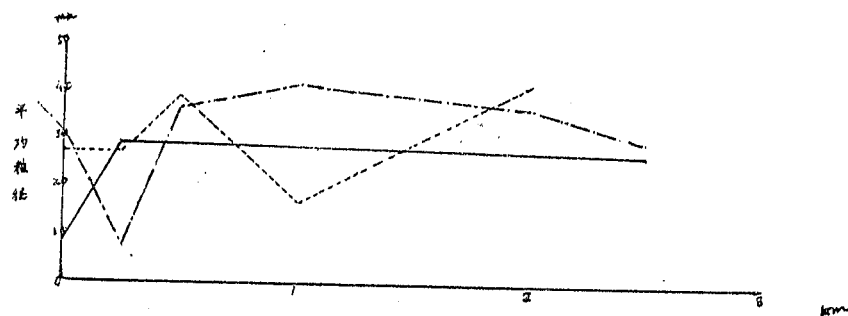


图 - 3

—— 高水敷
 - - - 中水敷
 - · - 低水敷

図 3.18

粒 度 分 布 曲 線

犀 川 (合 流 後)

— 低水敷 } 5.7 km
 - - - 中 " }
 - - - 低水敷 } 5.8 km
 - - - 中 " }
 - - - 低水敷 } 6.0 km
 - - - 中 " }
 - · - 低水敷 } 60.5 km
 - · - 中 " }

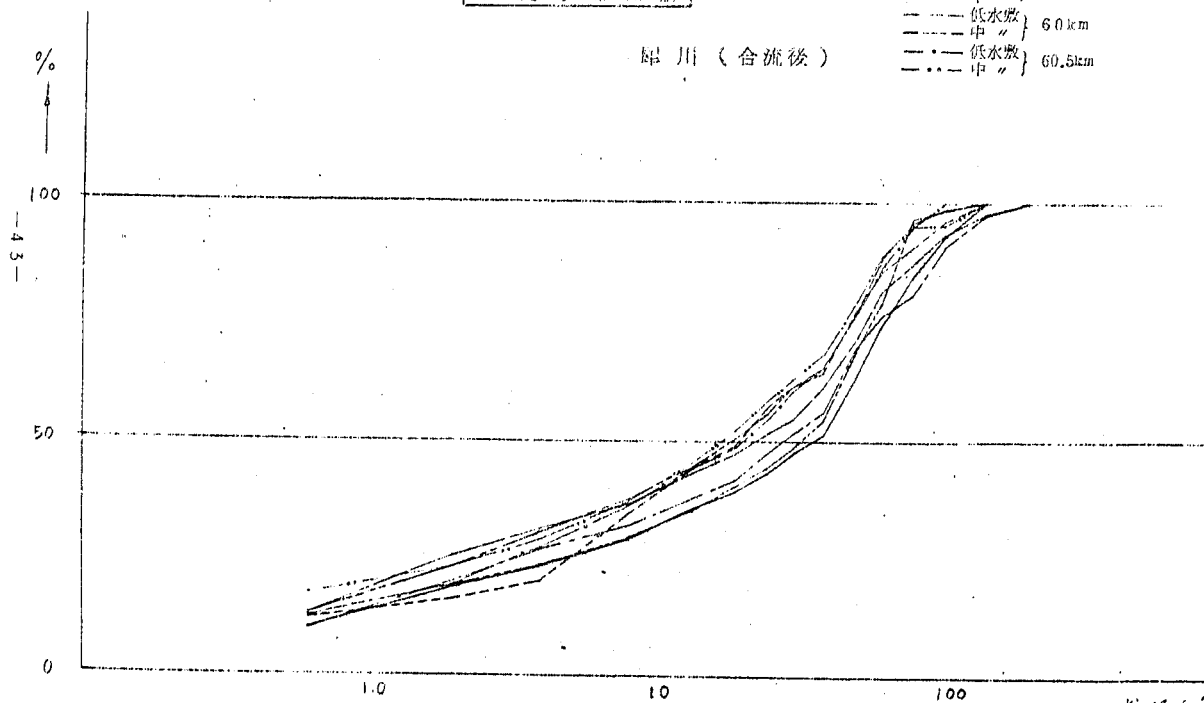


圖 3. 19 粒 度 分 布 曲 線

岷 川 (合 流 前)

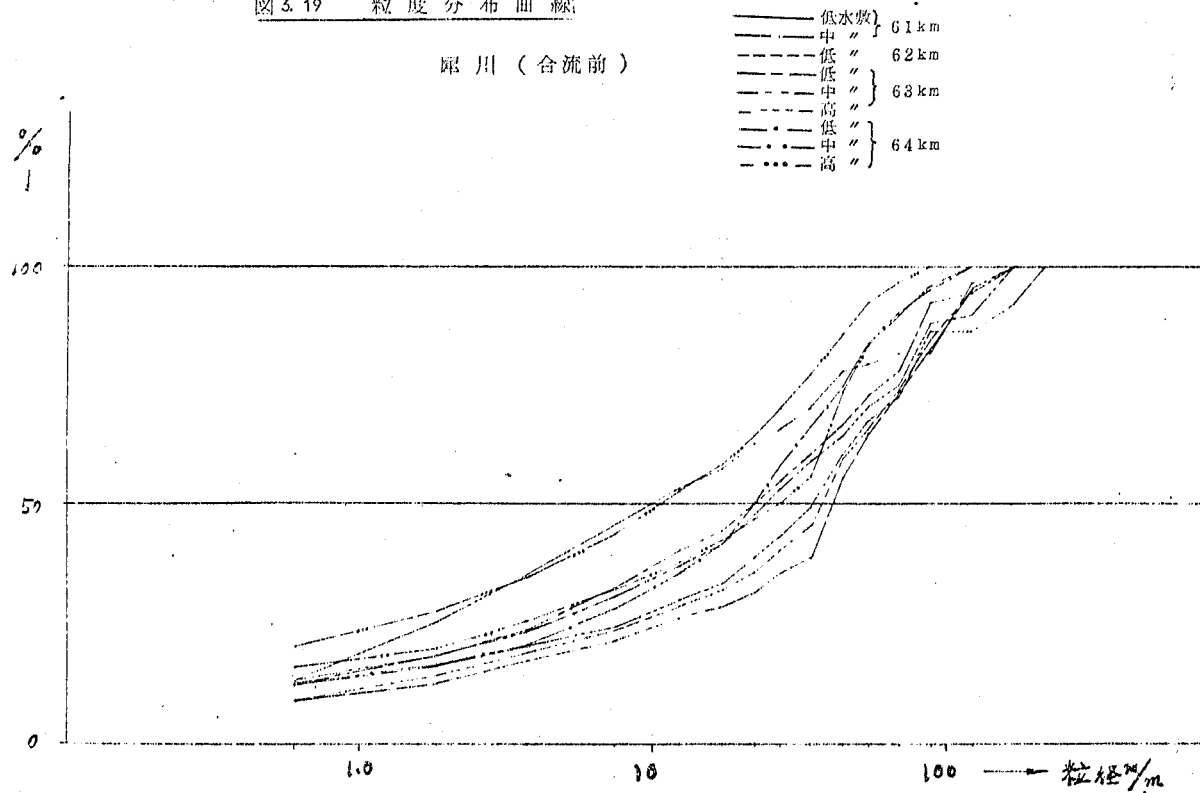


图 3.20 粒度分布曲线

高 瀬 川

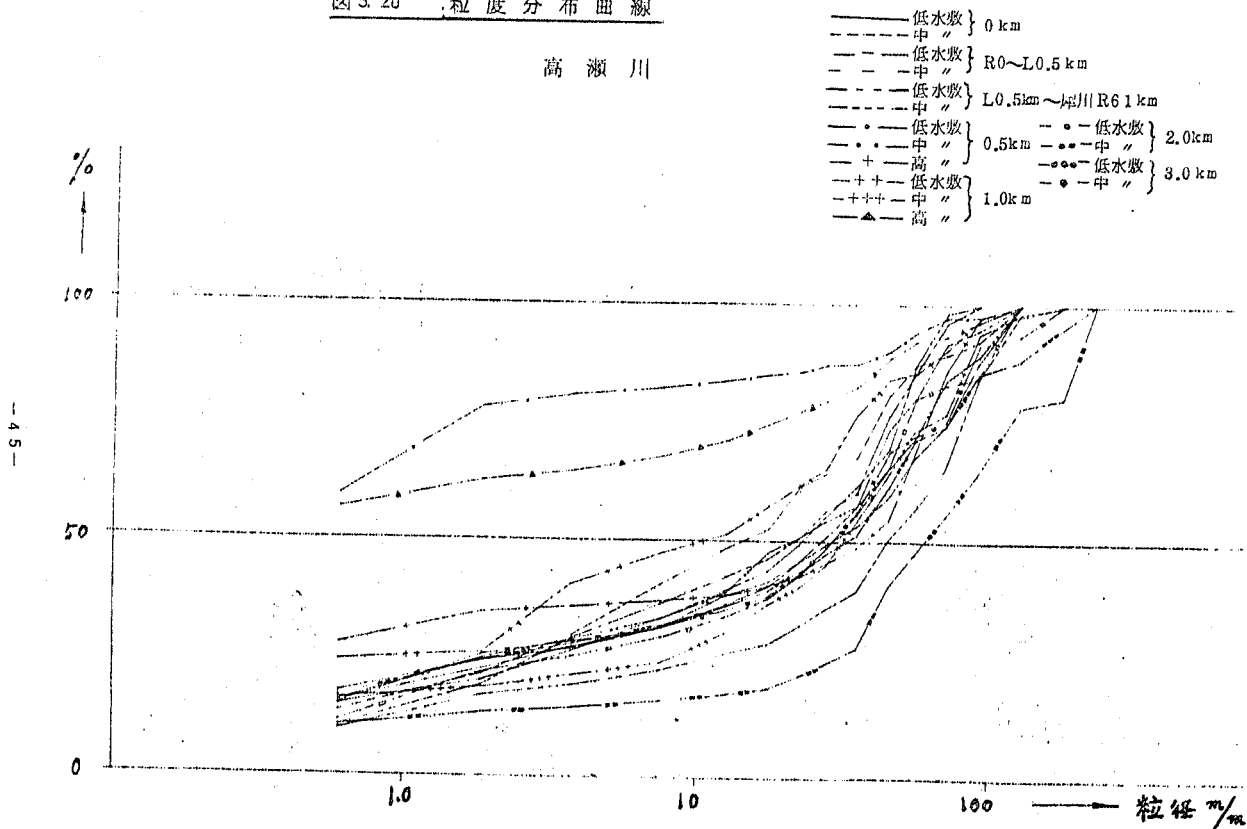


图 3. 21

粒度分布曲线

德高川

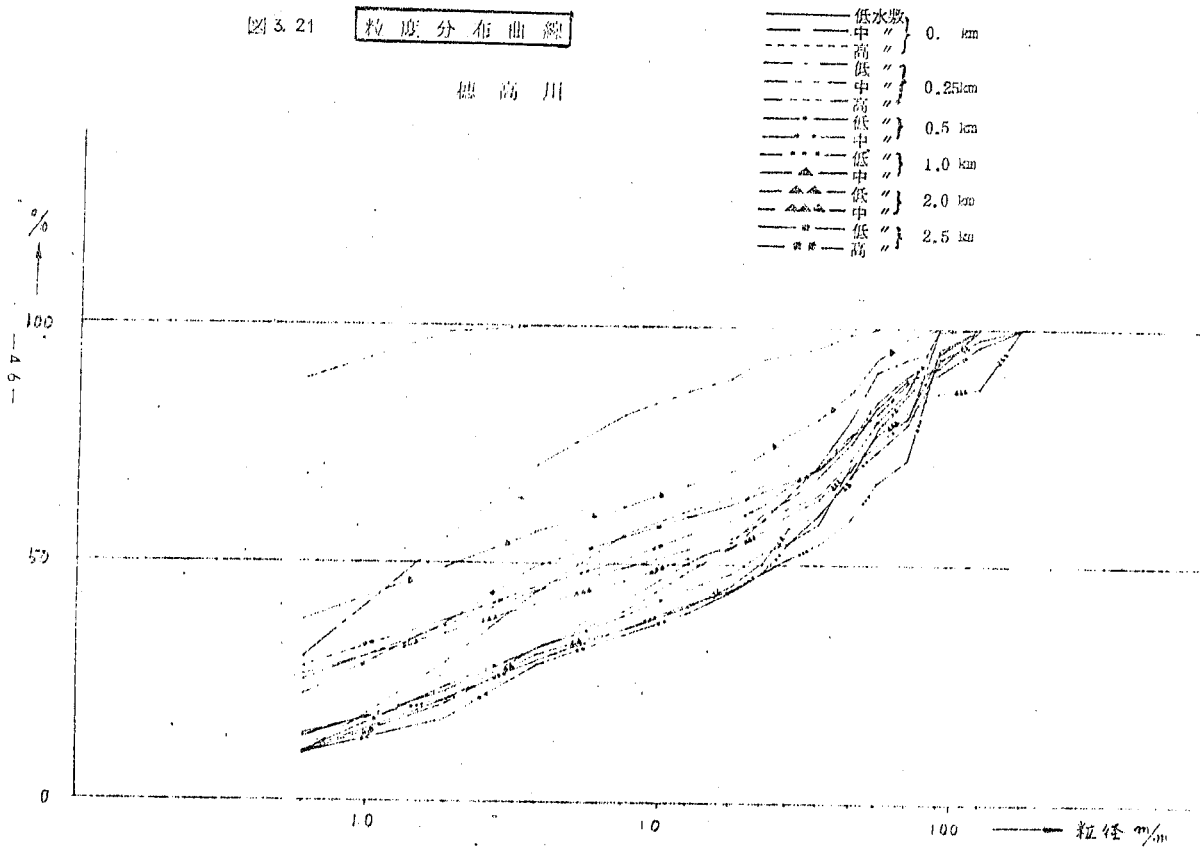


図 3. 22 粒 度 分 布 曲 線

万 水 川

—— 低水敷 } 万水川
 —— 中 " }
 - - - 低 " } 四つ目

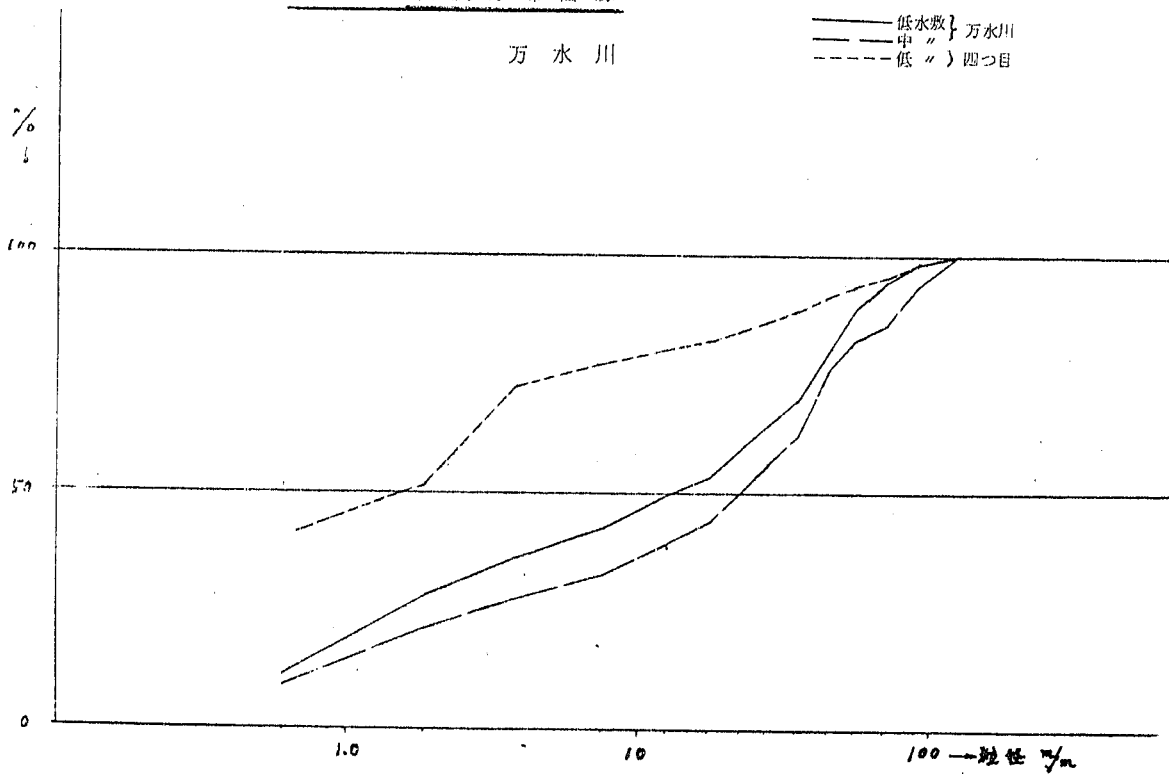
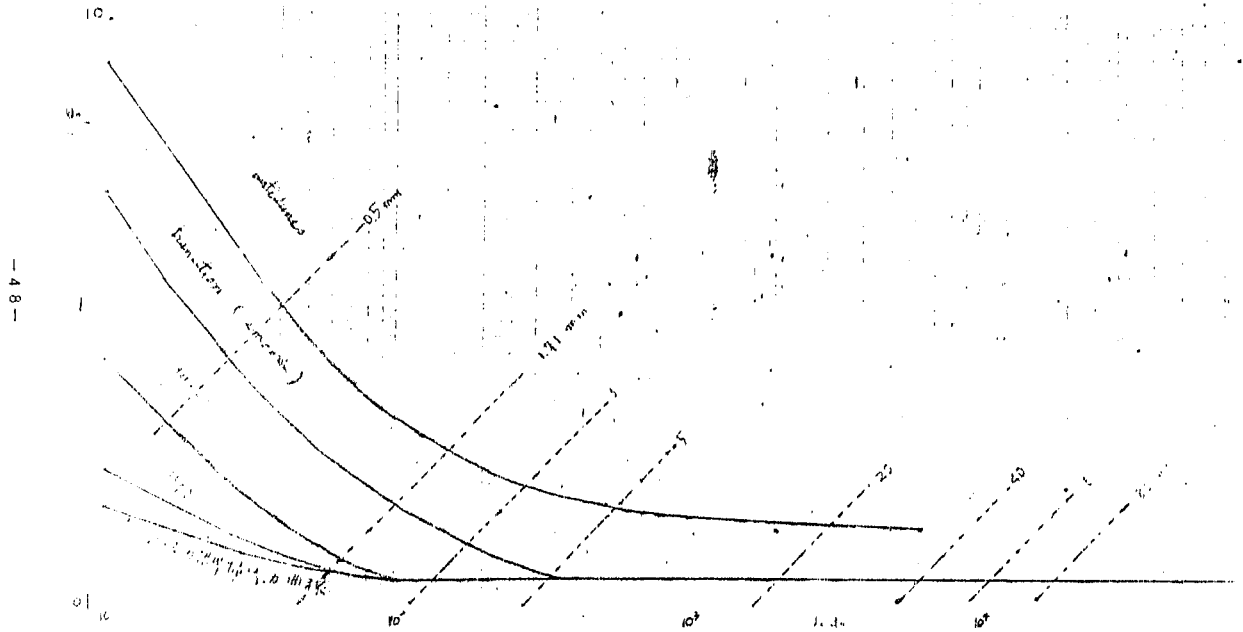


図 3. 23 河床形状の分類 (M.L. Albertson, D.P. Simons, E.V. Richardson)



(3) 合流点付近の河床変動調査

出水時の流れ方は堤内蛇行していると考えられる。蛇行の資料はほとんどにあまりないが、図 3.24 は昭和 37 年 8 月と昭和 38 年 5 月の低水路の位置を示す。合流点において昭和 37 年 8 月には犀川右岸へ主流が寄っていた様子である。以下各横断面の平均の河床高について調査結果を記す。

犀川筋の河床変動は千曲川工事々務所の調査によれば、毎年の平均的な河床変動量としては 1 m 以上にもおよぶことがあるが、昭和 32 年～36 年をとおして考えると、河床高の平均的な増減はほとんどないようである。表 3.6 および図 3.25 は平均的な河床の堆積高、洗掘高の経年変化を示したものである。表 3.7 は高瀬川、穂高川に関する調査結果である。調査年数が少ないので、あまりはつきりした傾向は把握できないが、この資料にみるかぎり、横断平均では激しい堆積傾向というほどでもなさそうである。

低水位の経年変化量を小泉地点について調べてみると、図 3.26 のようである。これをみると河床がさがっているように見える。しかし、現地の話では河床変動が激しいことはないという。考えられることは、水みらの変化、低水流量の減少ということであるが、これについては未調査である。また、図 4.7 の小泉観測所 (53.2 Km) の水位・流量曲線 (昭和 34～36 年) をみると、反対に高水位は高くなっているように見える。

砂利の採取量も少くはない (かろうじて 1 日に復する程度) ということであつて、その影響も無視することはできない。また、砂防堰堤あるいは山腹工の建設も相当行われており、表 3.8 に示すように、特に犀川・支川・梓川および高瀬川の流域からの流出土砂はかなりおさえられるものと期待される。

総じて、これだけの資料からただちに結論をくだすことは避けなければならないが、過去の資料をみても、また、河川改修による変動量を見込んでも、全般的にみた場合には、犀川筋では平均河床の堆積傾向はあまり考えなくてもよいのではないと思われる。したがって、

ここでは、局部的に発生する一時的な洗掘、堆積（蛇行を含む）なら
びに穂高川、高瀬川からの流出土砂の問題に範囲をしばって考えるこ
とにした。

図 3. 24 低水路の変せん

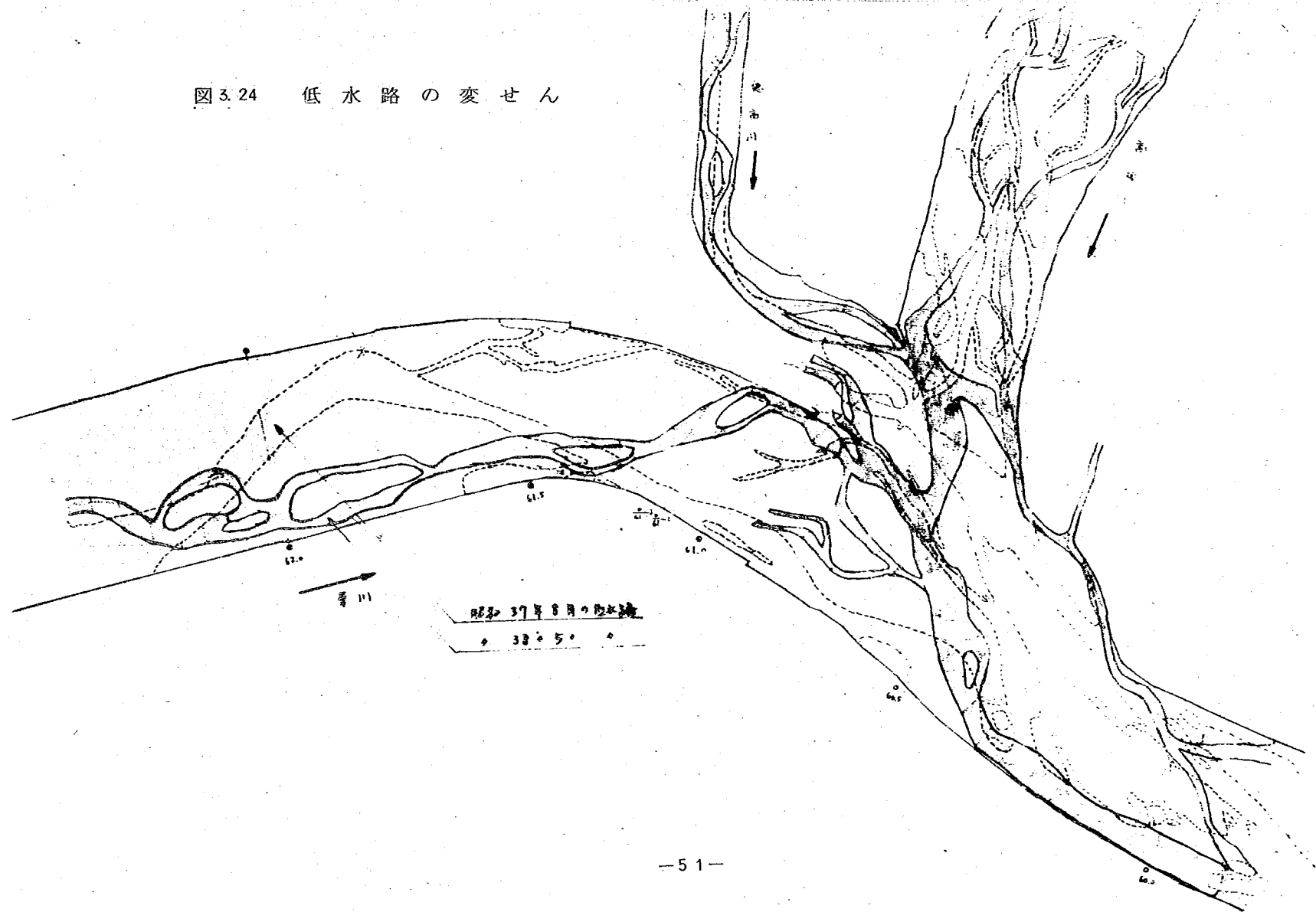


図 3.25 犀川河床変動 (平均)

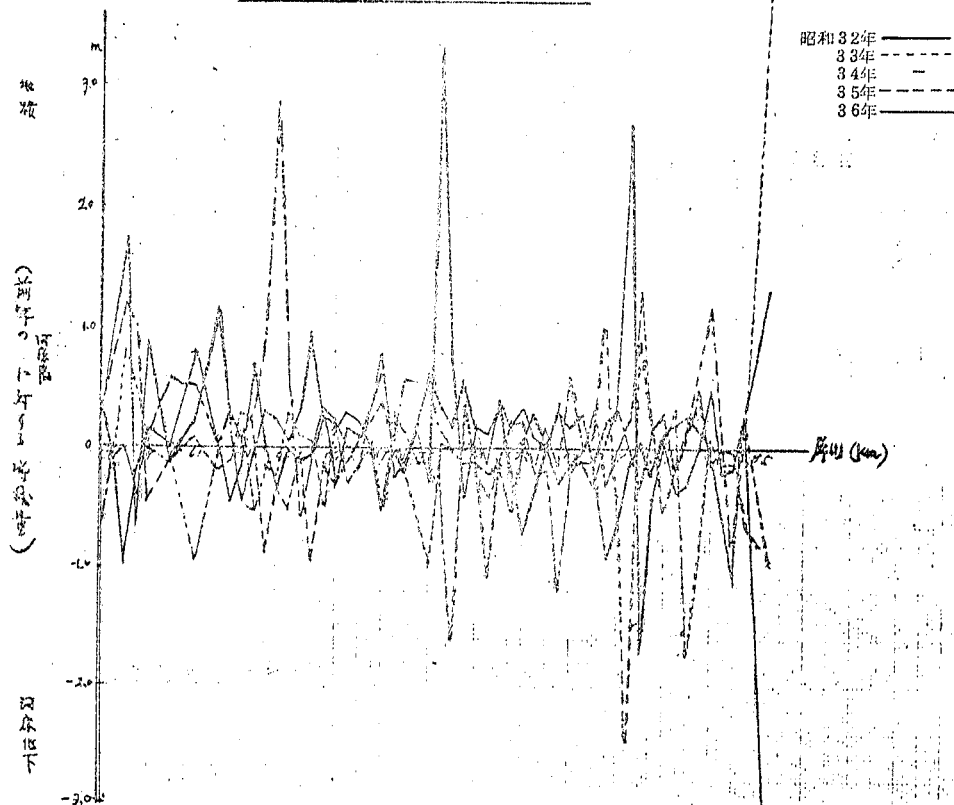


表 3.6 犀川平均河床変動量経年変化

(前年量に対する増減、m)

犀 川	昭和31年	昭和32年	昭和33年	昭和34年	昭和35年	昭和36年
57.0 Km	507.19	+ 0.34	- 0.12	- 0.66	- 0.34	0.26
57.5	507.48	- 0.16	- 0.04	- 0.09		
58.0	508.66	- 0.97	+ 0.80	0	- 1.21	1.71
58.5	510.82	- 0.20	0.51	- 0.39	1.01	- 0.67
59.0	512.60	+ 0.16	- 0.02	0.12	- 0.43	0.87
59.6						
60.0	515.55	+ 0.02	- 0.13	0.59	- 0.09	- 0.14
60.6						
60.8						
61.0	519.58	0.81	- 0.94	0.53	0.08	0.23
61.2						
61.4						
61.6						
62.0	524.27	0.04	- 0.04	0.01	- 0.17	+ 1.18 ?
62.5	526.44	- 0.45	- 0.11	0.35	- 0.12	0.24
63.0	528.76	- 0.14	+ 0.16	0.04	0.30	- 0.45
63.5	530.99	+ 0.71	- 0.51	0.29	0.26	- 0.03
64.0	533.63	- 0.01	- 0.12	0.89	- 0.87	+ 0.33
64.5	535.53	- 0.33	- 2.03	2.87	- 0.36	0.24
65.0	538.03	- 0.02	0.29	0.75	- 0.46	+ 0.04
65.5	541.11	- 0.10	0.11	- 0.56	- 0.03	0.27
66.0	543.78	- 0.06	0.06	- 0.08	- 0.93	0.96
66.5	545.58	+ 0.27	- 0.46	0.34	- 0.12	0.30
67.0	548.74	- 0.29	0.21	0.25	- 0.32	0.20
67.5	550.97	+ 0.14	- 0.28			+ 0.33
68.0	553.49	0.10	- 0.14	- 0.17	+ 0.05	0.23
68.5	555.46	0.34	0.05			
69.0	558.11	0.70	- 0.51	0.79	0.40	- 0.51
69.5	562.27	- 0.24	0.31	0.110		
70.0	566.37	- 0.10	0.13	0.57	- 0.19	- 0.21
70.5	570.16	0.19	- 0.13			
71.0	574.24	- 0.28	- 0.14	0.54	- 0.96	0.64

厚 川	昭和31年	昭和32年	昭和33年	昭和34年	昭和35年	昭和36年
71.5 Km	575.04	331	-0.28	0.14	0.04	0.34
72.0	582.26	0.73	-1.59			0.19
72.5	586.25	-0.41	0.27	-0.13	-0.01	0.58
73.0	590.51	0.20	-0.19	-0.12	+0.02	+0.18
73.5	595.29	-0.12	-0.41	-0.21	-1.08	0.13
74.0	598.84	0.40	-0.14	-0.09	-0.12	0.34
74.5	603.50	0.17	0	-0.52	+0.20	-0.11
75.0	607.28	0.33	+0.08	0.05	0.24	-0.71
75.5	611.62	0.10	-0.20	0.30	-0.16	-0.28
76.0	615.82	0.03	-0.19	-0.01	0.17	0.026
76.5	620.45	0.39	-1.18	-0.29	-0.14	0.35
77.0	624.80	-0.12	-0.21	-0.17	0.61	0.16
77.5	629.44	-0.10	-0.02	-0.12	+0.02	+0.29
78.0	634.06	-0.11	0.26	-0.32	0.14	-0.10
78.5	638.59	0.25	-0.30	0.10	0.99	-0.90
79.0	642.51	0.34	-0.01	0.35	-0.41	-0.64
79.5	643.50	2.69	0.23	0.03	-2.47	-0.17
80.0	651.74	-1.89	1.31	-0.33	0.90	0.06
80.5	655.33	-0.42	0.21	+0.15	0.25	-0.24
81.0	659.50	0.05	0.01	0.30	-0.50	0.15
81.5	663.93	-0.36	0.35	-0.17		
82.0	668.09	-0.29	-1.75	2.01	0.14	0.27
82.5	672.35	-0.02	-0.83	0.45		
83.0	675.36	0.49	0.08	-0.12	1.18	0.05
83.5	680.93	-0.19	-0.12	0		
84.0	685.48	-0.14	-0.12	-0.04	0.77	-1.15
84.5	689.22	0.22	0.38	-0.64	0.21	0.09
85.0						
85.5	697.58	-3.31	+4.37	-0.92	-0.98	1.34

表 3.7 高瀬川、穂高川平均河床変動量経年変化
(前年量に対する増減、m)

高瀬川	昭和31年	昭和32年	昭和33年	昭和34年	昭和35年	昭和36年
0.0			517.77	-0.30	1.01	0.20
0.2			517.43	0.13	0.76	
0.4				518.90	0.94	
1.0			523.30	0.01	0.12	-0.15
1.5			526.78	0.27	-0.35	-0.10
2.0			530.99	0.45	-1.13	-1.26
2.5			534.70	0.13	-0.16	0.42
3.0			538.30	-0.13	+0.08	0.56
3.5			541.70	0.08	0.73	-0.42
4.0			545.51	0.04	0.26	0.12
4.5			549.06	0.20	0.19	0.08
穂高川	昭和31年	昭和32年	昭和33年	昭和34年	昭和35年	昭和36年
0.0					521.04	-0.94
0.2					521.97	-0.15
0.4					522.44	0.25
0.6					523.22	-0.11
0.8					523.78	-0.50
1.0					524.78	+0.05
1.5					526.56	0.02
2.0					528.89	-0.12

图 3.26 小泉 年平均低水位

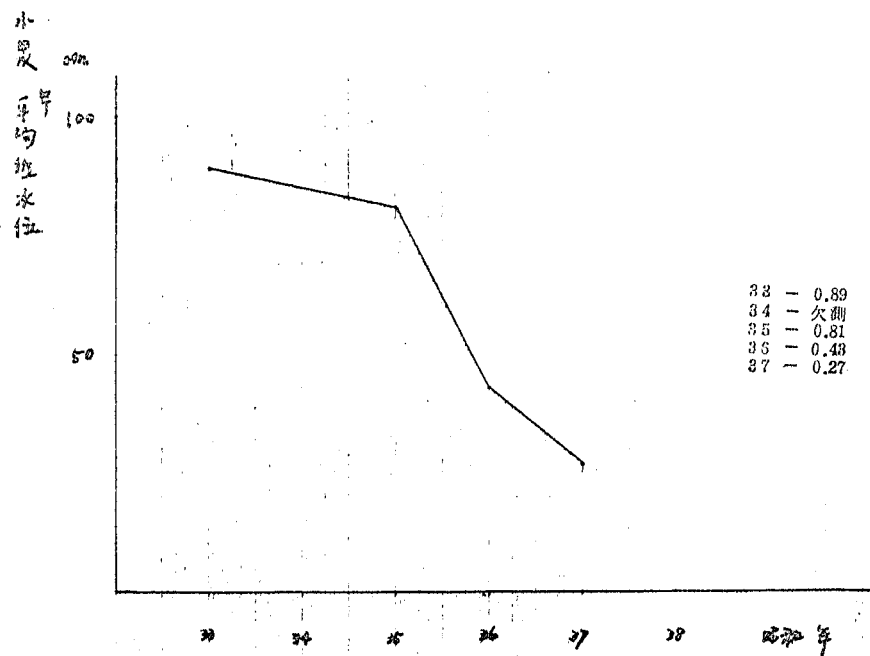


表 3.8 砂 防 タ ム

(昭 和 3 6 年 1 2 月 現 在)

(a) 梓川(犀川上流)流域

堰 堤 表					
番 号	堰 堤 名	形 状 寸 法			計 画 貯 砂 量
		高	長	立 積	
1	坂 卷 上 法 留 工	M	71 M	195 M ³	昭和36年9月18日 長野県知事に引継
2	坂 卷 下 法 留 工		112	649	
3	保 田 小 屋 法 留 工		202.5	795	
4	保 田 小 屋 山 腹 工		1,065	1,245	
5	坂 卷 第 一 山 腹 工		114.5	464	
6	坂 卷 上 谷 留 水 路 張		81.5	287	昭和36年9月18日 長野県知事に引継
7	榛 沢 第 一 号 堰 堤	7.2	25.5	333 M ³	
8	滝子川瀧沢第一号堰堤	10.5	46	1,815	
9	坂 卷 上 山 腹 石 積 工		71	195 M ²	
10	榛 沢 第 二 号 堰 堤	8.1	21.0	322 M ³	
11	坂 卷 下 谷 留 水 路 張		134.5	1,056 M ²	昭和36年9月18日 長野県知事に引継 推 砂 開 果 計 始 年 度 37年貯砂量
12	釜ヶ淵下流第一号護岸	5.04	1,031	942 M ³	
13	釜ヶ淵上流堰堤	29	79	11,806	
14	島々谷第一号堰堤	15.7	34	2,111	
15	稻 核 堰 堤	26	34	8,319	
16	麟 雲 崎 山 腹 工		938	310 M ²	昭和36年9月13日 長野県知事に引継 昭和33年 295,150
17	猫 鼻 堰 堤	4	43.5	1,577 M ³	
18	安 田 沢 谷 留 工	4	12	182 M ²	
19	島々谷第一期床固工	5	22	287 M ³	
20	" 第二号	1.5	44	225	
21	" 第三号	2	26.5	298	昭和28年 235,740
22	鹿 島 川 第 一 号 固 工	3	63	1,157	
23	鹿 島 川 第 一 号 固 工	2.5	80	1,476	
24	魚 伊 羅 津 堰 堤	13	50	6,447	

堰 堤 表						
番号	堰 堤 名	形 状 寸 法			計 面 貯 砂 量	摘 要
		高	長	立 積		
25	中堀沢第一号堰堤	15	37.5	2,168	3,500	
26	大 野 堰 堤	21	62	7,710	543,000	昭和30年 453,305
27	山 の 神 堰 堤	23	42.7	6,026	423,000	昭和30年 362,075
28	中堀沢第二号堰堤	10	38	1,095	8,320	
29	中堀沢第三号堰堤	15	25.5	1,305	3,760	
30	鹿島川上流第二床固	2.5	122	1,442		
31	金 原 堰 堤	15	75	8,293	770,750	昭和33年 75,980
32	鹿島川上流第四床固	3	80	777		
33	中の湯山腹法切			1,312		昭和36年9月18日 長野県知事に引継
34	大 冷 堰 堤	10	60	2,865	41,000	昭和32年 116,695
35	中の湯山腹工		111.5	2,426 ^{M²}		昭和36年9月18日 長野県知事に引継
36	番 所 堰 堤	14	59	3,399 ^{M²}	154,300	昭和33年 190,150
37	平 堰 堤	14	60	2,569	56,100	昭和33年 61,190
38	産屋沢山腹工		63	760 ^{M²}		昭和36年9月18日 長野県知事に引継
39	下堀沢第一号堰堤	15	45.5	4,036 ^{M²}	13,100	
40	下堀沢第二号堰堤	10	41	1,728	10,000	
41	湯 川 堰 堤	20	50	3,848	85,000	
42	丸 山 堰 堤	9	210	11,373	137,300	昭和33年 258,650
43	七 倉 堰 堤	10	56	1,954	153,000	昭和33年 131,810
44	饅 沢 堰 堤	23	74	9,243	485,000	昭和37年 95,500
45	鹿島川上流水制	4	32	380		
46	上堀沢第一号堰堤	8	69	2,923	37,000	
47	笹 平 堰 堤	11	60	4,477	304,000	965,604
48	不 動 堰 堤	22.5	32	3,642	154,000	
49	降子川瀬沢堰堤	10	57	4,352	35,000	
50	川 消 堰 堤	10	54	1,426	72,000	昭和35年 5,525

(b) 高瀬川流域

堰 堤 表					
番号	堰 堤 名	形 状 寸 法			計 画 貯砂量
		高	長	立 積	
1	坂巻上法留工	M	71 M	195 M ²	
2	坂巻下法留工		112	649	
3	保田小屋法留工		202.5	795	
4	保田小屋山腹工		1,065	1,245	
5	坂巻第一山腹工		114.5	464	
6	坂巻上谷留水路張		81.5	287	
7	榛沢第一号堰堤	7.2	25.5	333 M ³	590
8	樟子川瀬沢第一号堰堤	10.5	46	1,815	5,000
9	坂巻上山腹石積工		71	195 M ²	
10	榛沢第二号堰堤	8.1	21.0	322 M ³	1,030
11	坂巻下谷留水路張		134.5	1,056 M ²	
12	釜ヶ淵下流第一号設岸	5.04	1,031	942 M ³	
13	釜ヶ淵上流堰堤	29	79	11,806	3,156,000
14	島々谷第一号堰堤	15.7	34	2,111	176,800
15	稲核堰堤	26	34	8,319	886,500
16	鼎雲崎山腹工		938	310 M ²	
17	猫鼻堰堤	4	43.5	1,577 M ³	
18	安田沢谷留工	4	12	182 M ²	
19	島々谷第一期床固工	5	22	287 M ³	
20	〃 第二号	1.5	44	225	
21	〃 第三号	2	26.5	298	
22	鹿島川第一号固工	3	63	1,157	
23	鹿島川第一号固工	25	80	1,478	
24	魚伊羅津堰堤	18	50	6,447	273,400
25	中堀沢第一号堰堤	15	37.5	2,168	3,500

堰 堤 表						
番号	堰 堤 名	形 状 寸 法			計 面 貯 砂 量	摘 要
		高	長	立 積		
26	大 野 堰 堤	21	62	7,710	545,000	
27	山 の 神 堰 堤	23	42.7	6,026	423,000	
28	中堀沢第二号堰堤	10	38	1,095	8,320	
29	中堀沢第三号堰堤	15	25.5	1,305	3,760	
30	鹿島川上流第二床固	2.5	122	1,442		
31	金 原 堰 堤	15	75	8,293	770,750	
32	鹿島川上流第四床固	3	80	777		昭和36年9月18日 長野県知事に引継
33	中の湯山腹法切			1,312		
34	大 冷 堰 堤	10	60	2,865	41,000	
35	中の湯山腹工		111.5	2,426 ^{M²}		昭和36年9月18日 長野県知事に引継
36	番 所 堰 堤	14	59	3,399 ^{M³}	154,300	
37	平 堰 堤	14	60	2,569	56,100	
38	産屋沢山腹工		63	760 ^{M²}		昭和36年9月18日 長野県知事に引継
39	下堀沢第一号堰堤	15	45.5	4,036 ^{M³}	13,100	
40	下堀沢第二号堰堤	10	41	1,728	10,000	
41	湯 川 堰 堤	20	50	3,848	85,000	
42	丸 山 堰 堤	9	210	11,373	137,300	
43	七 倉 堰 堤	10	56	1,954	153,000	
44	霞 沢 堰 堤	23	74	9,243	485,000	
45	鹿島川上流水制	4	32	380		
46	上堀沢第一号堰堤	8	69	2,923	37,000	
47	笹 平 堰 堤	11	60	4,677	304,000	
48	不 動 堰 堤	22.5	32	3,642	154,000	
49	障子川瀬沢堰堤	10	57	4,352	35,000	
50	川 浦 堰 堤	10	54	1,426	72,000	

〔註〕 穂高川流域の砂防は未調査（あまり行われていないようである）
計画中のもの多数（梓川水系26基、高瀬川水系17基）

(4) 付．わさび畑の特性と問題点

わさびは米と較べると面積あたり約4倍の売上げが得られるが、その成育には非常に微妙な条件が要求される。田の土は小砂利でも砂でもよいが、肥えた土じようは不可である。そして常に根がひたひたになる程度の冷水が流れていることが必要であつて、冷水の温度として、 $8.9^{\circ}\text{C} < 10.0 \sim 12.3 < 15.6^{\circ}\text{C}$ が要求される。これは好ましい水温は $10.0 \sim 12.3^{\circ}\text{C}$ 、 8.9°C まで下ると発育が停止し、 15.6°C 以上になると腐敗することを意味する。同時に、気温に対しても同様な配慮が要求され、夏の太陽に対し立木などでおおつておくことが望ましい。その上成長の速度は遅い。

三川合流地点のわさび田は個人農場が広域にわたつて存在し、総計80ヘクタール、年産2億円と聞く。掘り下げた土砂を側方に高く積み重ね、そこにはボブラなどを植えて尾根状とし、谷間には整然と耕されたわさび田が出現する。わさび畑では一面の地下水の湧水をみ、理想的な環境でわさびは豊かにみのつているわけである。三川合流地点では2年毎に収かくされる。

ところが、排水は非常に微妙であつて、下流水位が下るぶんには、差しつかえないが、下流水位が少しでも上つて排水が不良となるとわさびは腐敗する。三川合流地点のわさび田は個人経営の故もあつて、各単位田毎の排水路が縦横無尽に走り、複雑であつて、作人の神経のもちようがうかがわれる。わさび景氣にわく現地も近年には、合流地点の年々さいさいの変化に、排水困難となつて老朽田化したわさび田が10ヘクタール余りにもなるという。地下水が変化して、必要な地下水の湧水を得るまで掘り下げた結果、排水不良になつたかどうかは別としても、このような排水困難の傾向が一つの大きな問題点として持ち上つた。

模型実験による検討は、三川合流地点の調整に関連して、わさび田の排水位の現状維持ないし水位低下の問題をも含む。この場合、高水時わさび田が1日～2日程度40cm以上濁水につかることはさしつかえない。これは冷たくて重い地下水が地表に近い部分をおおっている

ためであるという。それよりも水深が極くわずかつかつて温度が上るのがわさびには悪い。

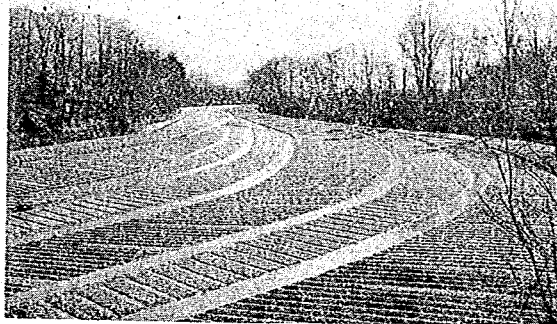


写真3.1 ワサビ畑

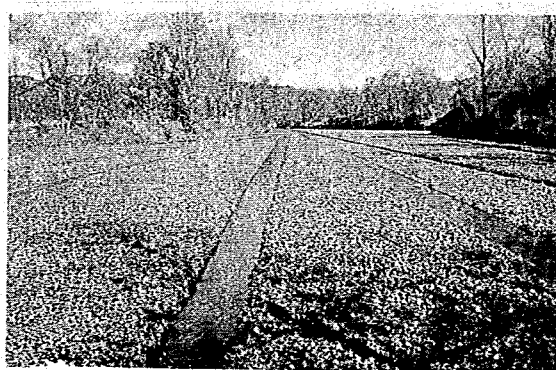


写真3.2 ワサビ畑



写真 3.3 ワサビ畑からの排水

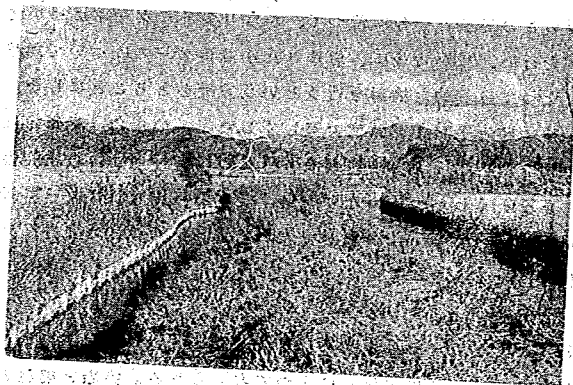


写真 3.4 ワサビ畑からの排水

個人経営のため、それぞれ自己の排水路をもつ
排水位が微妙のため、各排水路の水位はそれぞれ異なる

4. 実験計画

(1) 実験方針

実験は、合流点付近の複雑な三次元流を解明し、土砂の動きを調べ、最もよい対策を検討するために行う。この場合、合流点の調整には土砂の動きが最も重要な役割を果たす。したがって、模型実験としては、土砂の動きを考慮する移動床模型によつて行われることが望ましい。ところが、合流点調整に最も重要な影響をおよぼし、かつ特徴的なところに、各合流河川の流出量の問題があり、実験を行う場合に非常に多くの各合流河川の流出量の組合わせを考慮しなければならない。多くのケースについて移動床模型によつて実験を行うことは大変な費用と日数を要す。そこで、大方のケースについては、比較的簡単に行える固定床模型によつて比較検討し、これによつて、案をしぼつていくことにした。境界条件を簡単に変えることができ、しかもかなりよい近似解が得られることが、固定床模型実験の秀れたところである。固定床模型のこの特性を十分に使つて、かなり多くのケースについて実験的検討を行い、しかる後に、選ばれた少数のケースについて、移動床模型によつて最終的な検討を行うという方針をとることにした。

模型縮率は水平および鉛直で等しくした。この場合、相似律はひずませた場合に較べてかなり容易である。河床材料の混合粒径特性の影響はあまりよくわかっていないから、模型用河床材料は均一に近いものを選び、混合粒径特性の影響を無視して、平均粒径で限界掃流力がまず相似になるようにした。一般に、限界掃流力 $U_{*c} (= \sqrt{g h I})$ は、

$$U_{*c}^2 = (g h I)_{cr} = \alpha (\rho_s / \rho - 1) g d^\beta$$

と表わすことができる（定数 α 、 β にはデイメンションがあり、たとえば岩垣公式によれば粒径 α によつて与えられる。実際と模型とで α 、 β の値が異なることがあるから注意を要す）から、河床材料の密度 ρ_s が実際と模型とで等しければ、

$$\frac{h_m}{h_p} = m = \frac{\alpha_m}{\alpha_p} \frac{d_m^\beta}{d_p^\beta}$$

によつて（ここで添字 p は実際、m は模型の量を表わす）、模型の粒径が定められる。このようにして、限界掃流力が相似になつていれば、粗度が極端に異らない限り、定流実験によつて洗掘、堆積の傾向は判明し、河床が安定するまで実験を継続することによつて、安定形状を求めることができる。ただし、河床砂が動かないで安定する静的平衡形状の場合は問題はないが、砂が動いている状態で安定を保つ、いわゆる動的平衡の場合は、流砂量についても相似になる必要がある。三川合流点付近の粒度曲線を見るとかなり細かい砂も混つていて、浮遊流砂量と存在すると考えられるが、平均粒径では掃流が支配的であると考えられるので、掃流砂量の相似を調べる。よく用いられる公式として、佐藤・吉川・芦田公式を用いることにすると、掃流砂量 q_B は、

$$q_B = \varphi F \frac{U_*^3}{(\rho_s/\rho - 1) g}$$

と表わせられる。ここに、 φ は粗度係数によつて与えられる定数であり、 F は τ_0/τ_c の関数である。 $\tau_0/\tau_c > 3$ の場合は、 $F \approx 1$ であるから、このときは、

$$\frac{q_{Bm}}{q_{Bp}} = \frac{\varphi_m}{\varphi_p} \left(\frac{h_m}{h_p} \right)^{\frac{3}{2}}$$

となつて、粒径の影響が消えて問題がなくなる。三川合流の実験はほぼこの場合に相当すると考えてよい。ただし、 h^*/h は水理量によつて河床の形が変化し、砂れんの成長、消滅があるので、この影響が入るが、ほぼ模型の縮率に等しいとみなすことができ、水位におよぼす影響ほど大きくはないので、ほとんど無視することができる。

不定流実験を行う場合には、特別の場合を除いて、現象を支配する 4 つの方程式（水の流れに関する運動方程式と連続方程式および流砂に関する運動方程式と連続方程式）を同時に満足することは困難であり、相似にはなりえない。さらに、河床特性による粗度の方程式が加わると一層困難である。不定流実験を行う場合には、それぞれの実験によつて、方程式の各項のオーダーを比較し、実験の種類や目的によつて、実験の仕方をかえ、解釈の方法も検討しなければならない。

千曲川三川合流模型実験移動床実験では、主として定流実験によって安定河床形を検討し、不定流実験では河床変形の絶対量ではなく、流量の変化に伴う流況の様子のほか、河床変化の傾向を知るための参考資料を得る目的で実験を行った。本来ならば、河床形についても多くのものを想定して実験を行う必要があるが、不定流の実験はそれらの代りの役割をも果たすわけである。

なお、三川以外の小排水河川は合流点の調整に対する影響が小さいから、これら河川の流量は無視するものと考えて実験を行うことにした。

(2) 模 型 諸 元

模型範囲は	犀 川	—	57.0 ~ 62.5
	高瀬川	—	0 ~ 1.8 km
	穂高川	—	0 ~ 1.1

とした。これは、合流点より上流に少くとも蛇行の1ピッチを含み、さらに十分なる流頭部を有すること、また犀川下流は木戸橋地先拡幅の検討があるので、木戸橋下流少くとも川幅の5~6倍以上をとることとの基本的な考えに基づく。しかし、高瀬川では模型流頭部が大きいわん曲の途中にあることになり、流れにおよぼすわん曲の影響の点で多少不満があるが、無視しうる程度であろう。

模型縮尺は水平方向および鉛直方向とも $1/50$ 。模型は大きい方が精度はよくなるが、実験場の面積、給水施設の能力、経費等により定めた。縮尺 $1/50$ というとき現地で1.5mの水深は模型で3cmになる。水深の小さい川では、これ以上の縮率としたときには粘性の影響が加つて好ましくない。

模型製作、現地の昭和37年 月の測量成果に基づき、縦断方向に模型で約1m間隔の横断帯をモルタルで造り、その上に釘頭で高さを正確に定めて、平面図航空写真を参照しながら前後の断面間をモルタルでぬつて模型河床とした。(昭和38.11.22~39.1.20 大正工務店施工)土木研究所篠崎分室敷地内に作製した。竣工後検査を行い、その結果二、三の手なおしを実施して正確を期した。ほぼ、現地の測量当時の河床形を忠実に縮尺した模型であると考ええる。

図4.1に模型全図(固定床模型、流頭、流末部設備を除く)を、図4.2~図4.4に三つの橋脚図を示す。

ただし、移動床模型の範囲は、犀川橋下流までとし、図6.1に示すように、犀川 $0/62$ の2~ $0/60$ の2、高瀬川 $0/0 \sim 0/1$ の7、穂高川 $0/0 \sim 5/0$ の3(前半)、犀川 $0/61$ の16~ $5/59$ の18、高瀬川 $0/0 \sim 0/1$ の5、穂高川 $0/0 \sim 5/0$ の3(後半)である。この範囲に平均粒径0.5mmの砂を正確に1.0cm厚に敷いて実験を行つた。

移動床模型の流末 $0/60$ の0(前半)、 $5/59$ の17(後半)に水

止ブロックを並べた。この付近は完全な直線部ではなく、多少はわん
 曲の影響が残っている範囲と考えられ、止水ブロックにより整流を行
 うことは厳密には好ましくない。ところがこの影響は合流点の調整の
 問題にとって大きいものではないと考えられ、予算の都合上実験ケー
 スを多くするために、模型範囲をこの程度に狭めて実験を行ったわけ
 である。

諸水理量の縮率は表 4.1 のとおりであり、本報告書で取り扱う数値
 はすべて実際に換算した値とする。

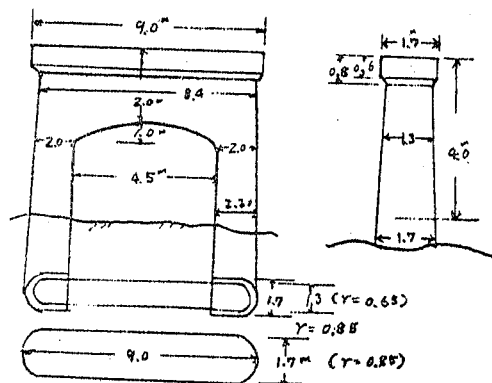
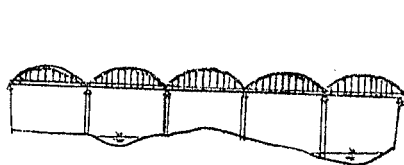
表 4.1 模型水理量縮率

諸 元	次 元	縮 率	備 考
長さ・水深	L	$n \quad 1/50 = 0.02$	
時 間	T	$n^{1/2} \quad 1/\sqrt{50} = 1/7.07=0.1415$	
流 速	$L T^{-1}$	$n^{1/2} \quad 1/\sqrt{50} = 0.1415$	
流 量	$L^3 T^{-1}$	$n^{5/2} \quad 1/50^{5/2} = 1/17,678$	
圧力強度	$M L^{-1} T^{-2}$	$n \quad 1/50 = 0.02$	
流量係数	—	$1 \quad 1/1 = 1.00$	
粗度係数	$L^{-1/3} T$	$n^{1/6} \quad 1/50^{1/6} = 1/1.92=0.521$	

図 4.2 障川橋

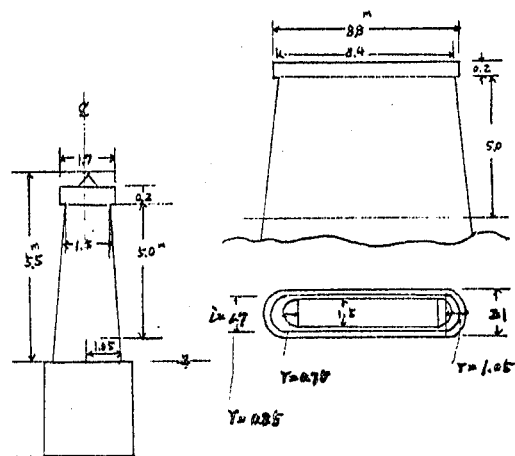
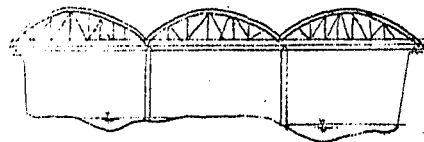
全橋長 30.5 m

有効巾員 5.5 m



全橋長 111.6 m
有効巾員 5.5 m

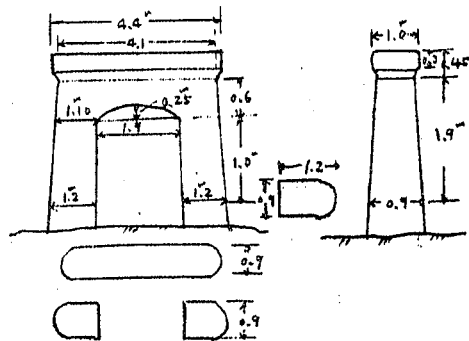
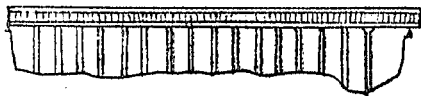
図 4.3 ・ 木 戸 橋



有効巾員 4.5 m

圖 4.4 安 蟻 橋

橋 脚 16基



(3) 実験流量

実験流量は流出解析結果に基づいて定めることにしたが、あまり多くのケースについて実験を行うこともできないので、まず定流の場合は、合流後流量3ケース（計画流量、10年に1度程度の大流量、1年に1度程度の中流量）を選び、犀川、高瀬川および穂高川の各川の洪水波の到達時間のずれを考慮して、比較的平均的な合流率により算出したものと、極端な合流率のケース（例えば、高瀬川流量が最大で、そのときの犀川流量が小さいケースなど）とを選んで、表4.2aのような7種類の実験流量を定めた。この場合、小排水河川の流量は無視しうるものとした。また、三川合流地点では高瀬川と穂高川の流量が大きい場合が危険であり、この二川の流量が小さい場合はあまり危険ではないので、犀川の合流前計画流量 $3,050 \text{ m}^3/\text{s}$ （流出解析結果によるとこの流量は大きすぎる結果がでている）については、河川構造物に与える影響をチェックしておく程度とし、穂高川が計画流量 $700 \text{ m}^3/\text{s}$ になる場合も同様に扱うものとした。

不定流の実験流量波形は二種類とした。一つは表3.3の洪水番号20、22、23、24、25、26の6洪水の波形（解析結果）を平均し、ピーク流量が犀川合流後、高瀬川および穂高川でそれぞれ $3,500$ 、 $1,000$ および $500 \text{ m}^3/\text{s}$ になるように全体を同じ割合で伸したもので、表4.3、および図4.5に示す。他の一つは、最近の大出水で高瀬川が遅く出てくる例（図4.6）をとることにした。

表 4.2. 実 験 流 量

a. 定 流

流量番号	犀 川	高瀬川	穂高川	下流端流量	流量の大きさ	合 流 率
I	2,000	1,000	500	3,500	計 画	平 均 配 分
II	1,450	700	350	2,500	1/10年	平 均 配 分
III	1,250	900	350	2,500	"	高 瀬 大
IV	800	1,200	500	2,500	(高瀬計画)	高瀬最大、穂高最大
V	900	400	200	1,500	1/1年	平 均 配 分
VI	650	650	200	1,500	"	高 瀬 大
VII	550	650	300	1,500	"	高瀬最大、穂高最大

b. 不 定 流

Ⅷ	計画平均高水波形(仮称)	
Ⅸ	S.34.9.27 高水波形	高瀬が遅く出る例である

模型下流端水位は、小泉観測所(5.3.2 Km)における水位一流量曲線を、小泉—木戸橋間の水位相関によつて、いつたん木戸橋仮観測所地点(5.7.7 Km)に移し、しかるのちに距離による水面低下量を考慮して模型下流端の水位一流量曲線を定めた。模型下流端と木戸橋間の距離はわずかであるから、模型下流端におけるH-Q曲線の精度は木戸橋のそれにさほどおとるものではないと考えられる。図4.7は小泉における実測の水位一流量曲線(昭和34、35、36年)である。年次によつてわずかながら曲線が変化しているが、ここでは最近の昭和36年の曲線を採用すべきところ、誤まつて昭和34年の曲線をとつたが、差は約2.5cm(模型で5mm)で、合流点水位には影響ないので再実験は行わないことにした。図4.8は小泉—木戸橋の水位相関図で、各最高水位のみプロットしたものである。資料は昭和32～36年であり、木戸橋の水位は朝夕二回/日の水位からの推定値である。両地

点間の距離は 4.5 Km であるが、同時同流量水位のように考えて、時間の影響を無視することにした。なお、参考のために昭和 34 年 7 月作成の小泉最高水位 H_{ko} と犀川橋上最高水位 H_{sa} の相関式は

$$H_{sa} = 0.4597 H_{ko} + 0.9414 (m)$$

であつた。これらの結果に基づいて木戸橋地点の $H-Q$ 曲線を求めると図 4.9 のようである。前述のように、実験には昭和 34 年の曲線を使用した。

不定流実験を行う場合の下流端水位一時間曲線は洪水波の到達時間を無視して図 4-10 のように定めた。

なお、移動床の実験の模型下流端水位は、測点 10 (後述) の固定床の水位一流量曲線を用いることにした (図 4-11)。下流端の水位一時間曲線は図 4.10 をそのまま使用することができる。

移動床実験の河床材料は、図 4.12 のような粒度構成で、平均粒径 $d_m = 0.5 \text{ mm}$ である。

給砂量は掃流砂のみとし、佐藤・吉川・芦田公式により求めた。現地量に添字 p を、模型量に添字 m をつけて表わすと、単位巾あたりの掃流砂量 q_B の比は、

$$\frac{q_{Bp}}{q_{Bm}} = \left(\frac{h_p}{h_m} \right)^{\frac{3}{2}} \frac{f(r_c/r_o)_p \varphi(n)_p}{f(r_c/r_o)_m \varphi(n)_m}$$

である。これにより模型における各川の流量一流砂量の関係を求めると図 4.13 および図 4.14 ~ 図 4.16 のようである。不定流実験では、流量一時間曲線より、 ΔT_1 時間から ΔT_2 時間のあいだに、 $(\Delta Q_1 + \Delta Q_2)/2$ の流量が定流的であると仮定して、この流量のときの流砂量に $(\Delta T_2 - \Delta T_1)$ 時間を考慮して、 ΔT_1 から ΔT_2 の間の給砂量とした。各実験における給砂量は次表のとおりである。

表 4.4 補給砂量 (空けき率考慮)

流量番号	河川名	犀川	高瀬川	穂高川
II		8.0 $\ell/15$ 分	3.0 $\ell/15$ 分	1.5 $\ell/15$ 分
IV		5.0 "	6.5 "	2.0 "
VI		図 4.16 のとおり		
犀川 3050 の場合		26.1 $\ell/30$ 分	2.2 $\ell/30$ 分	0.7 $\ell/30$ 分

表 4. 3 計画平均高水波形（仮称）数値表
（解析値）

時間	支 川 流 出 量			小泉地点 流 出 量	備 考
	穂高川	高瀬川	犀川(合流前)		
0	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	
2	120	0	860	980	
4	140	0	850	990	
6	140	130	720	960	
8	140	130	720	990	
10	160	150	810	1,120	
12	200	170	750	1,120	
14	260	240	1,000	1,500	
16	260	490	1,250	2,000	
18	400	720	1,310	2,430	
20	500	900	1,700	3,100	
22	460	1,000	2,040	3,500	
24	400	850	1,990	3,240	
2	340	700	1,800	2,840	
4	320	640	1,590	2,550	
6	260	530	1,480	2,270	
8	240	450	1,350	2,040	
10	220	380	1,240	1,840	
12	200	340	1,030	1,570	
14	200	300	1,050	1,550	
16	180	280	1,020	1,480	
18	160	170	1,040	1,370	
20	160		1,110	1,270	

图 4.5 流量番号 波形图

計西平均高水波形 (假称)

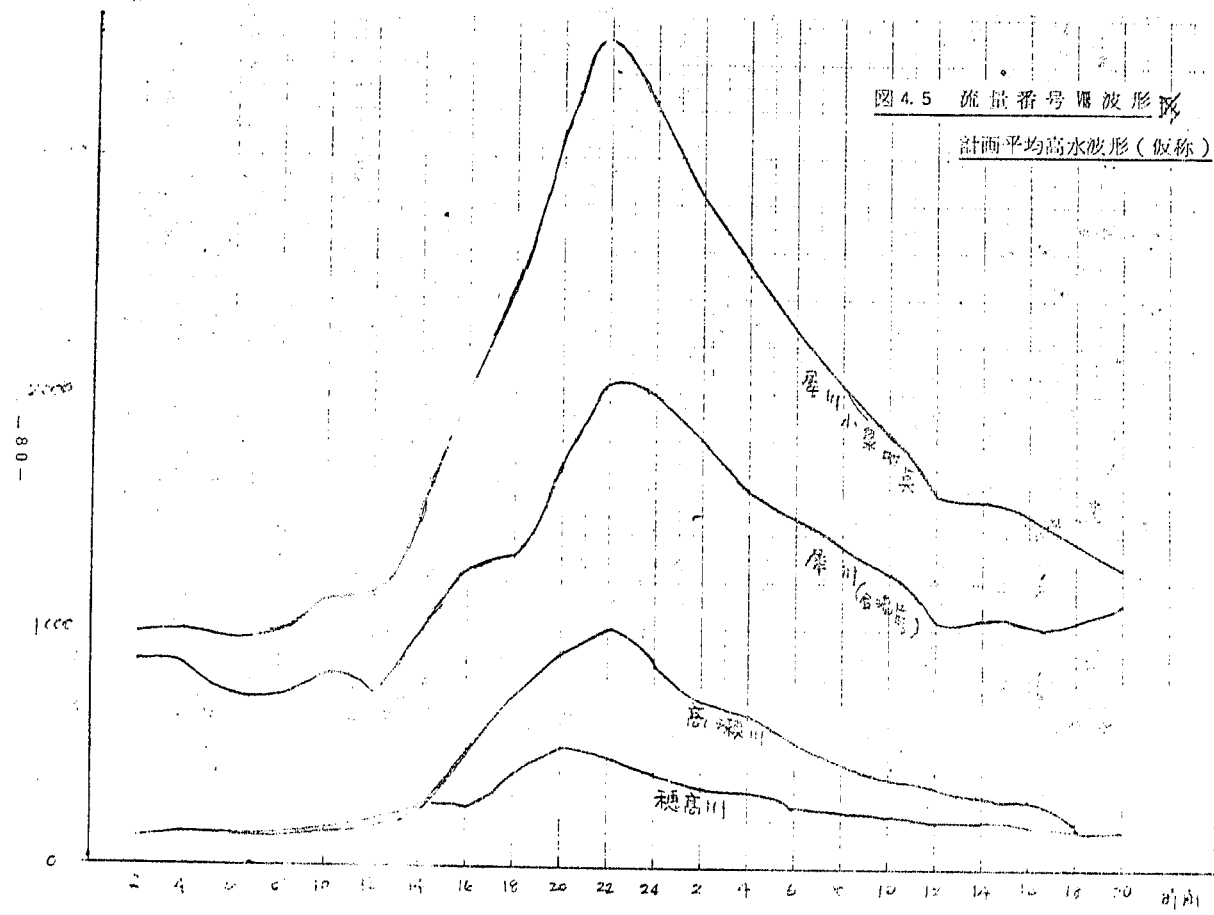


图 4.6 流量序号区波形

昭和34年9月27日出水(解析値) Ⅱ)

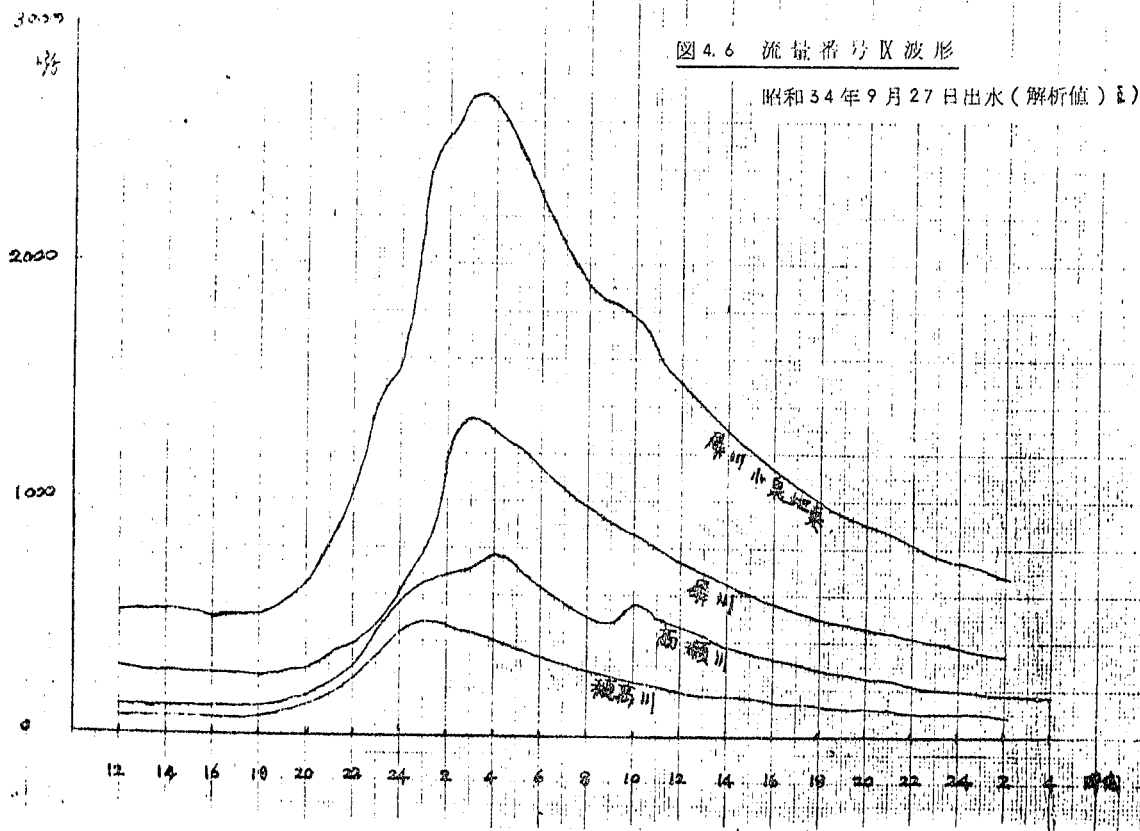


图4.7 信濃川水系犀川小泉地点
水位流量曲线图

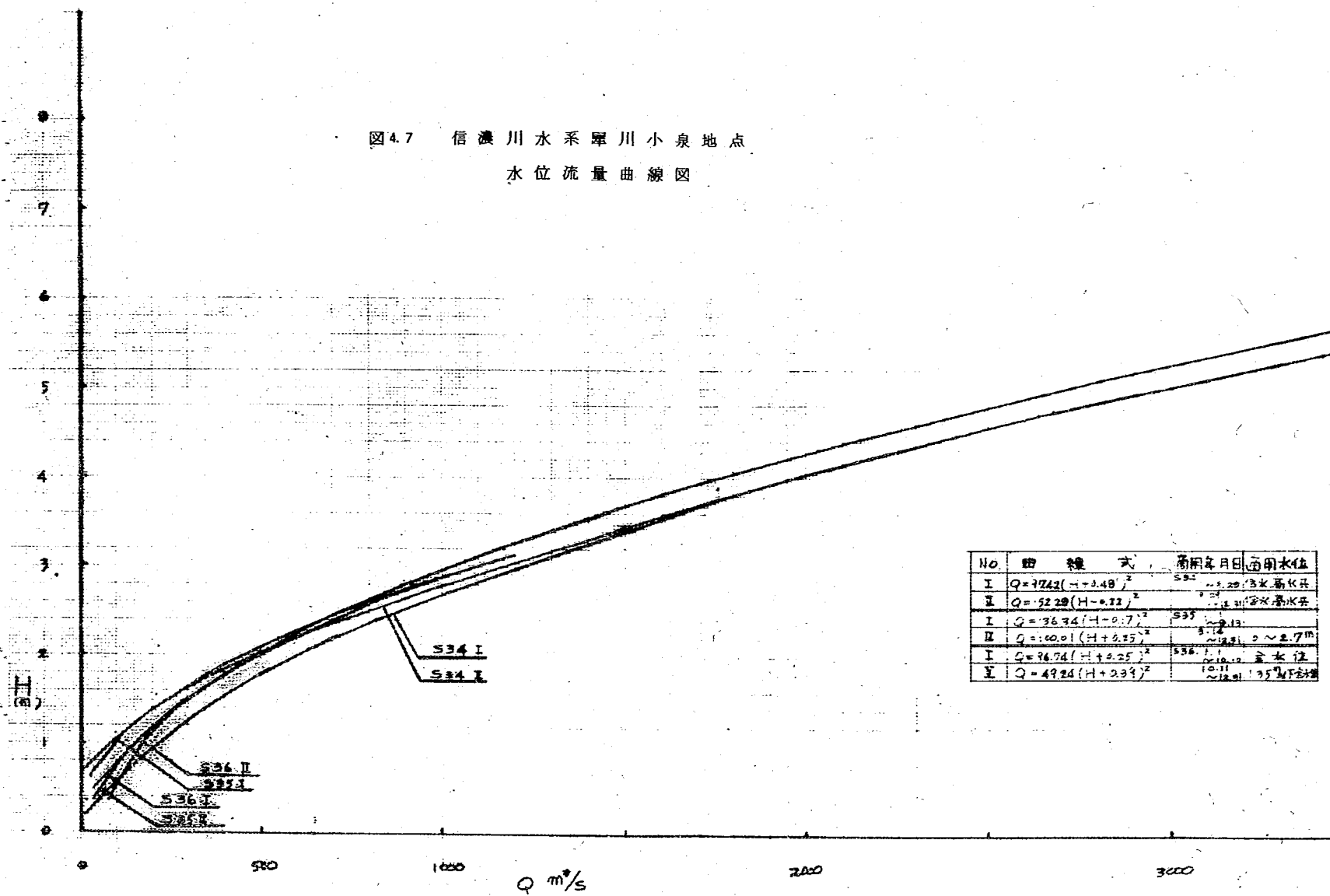


図 4.8 小泉一木戸橋水位相関図

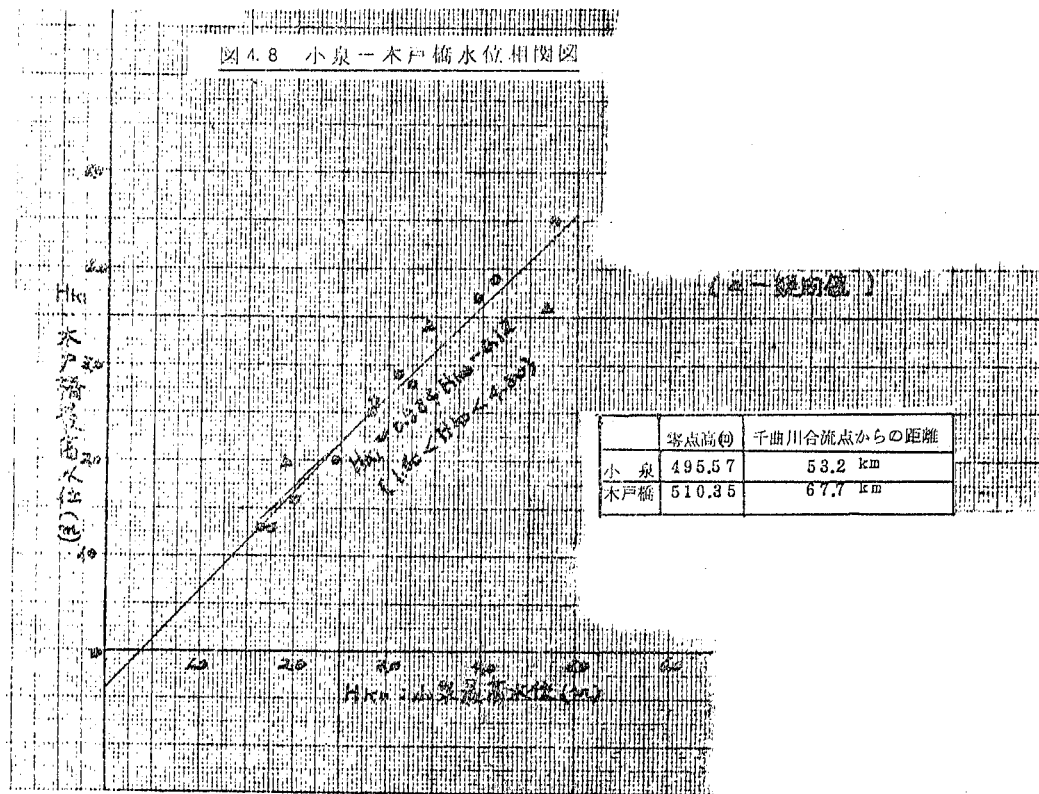


図4.9 木戸橋付近 H-Q 曲線

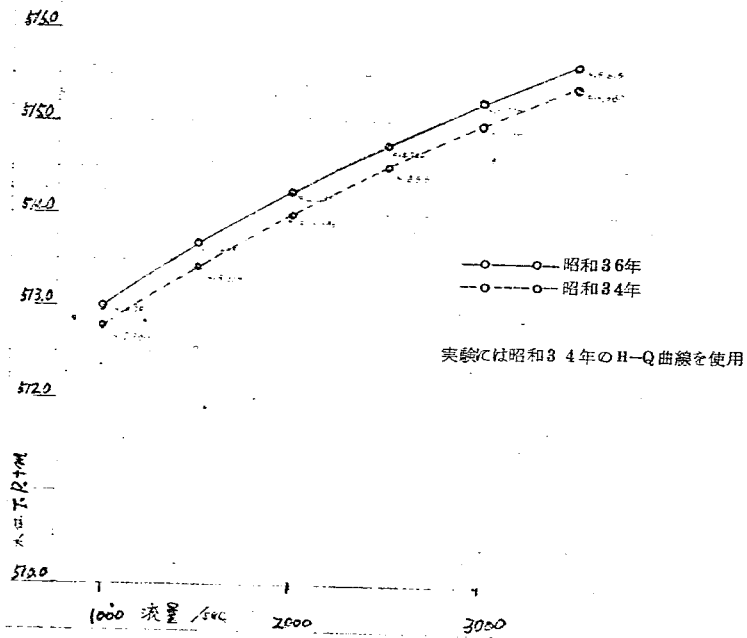
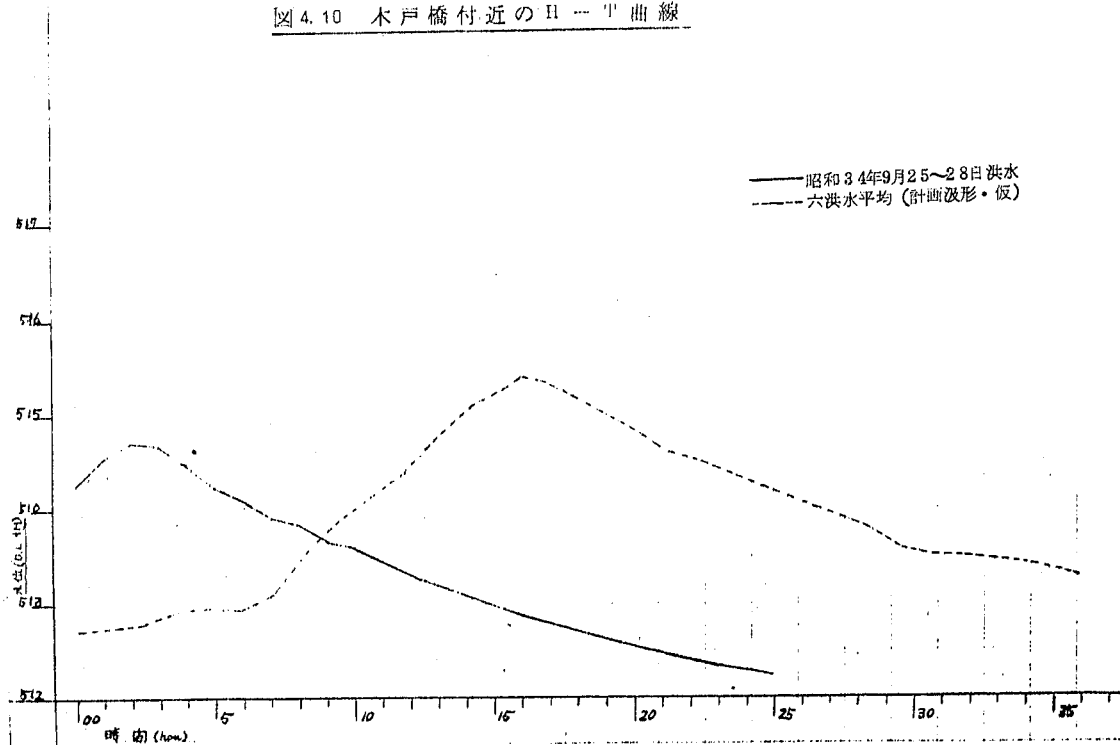


図4.10 木戸橋付近のH—T曲線



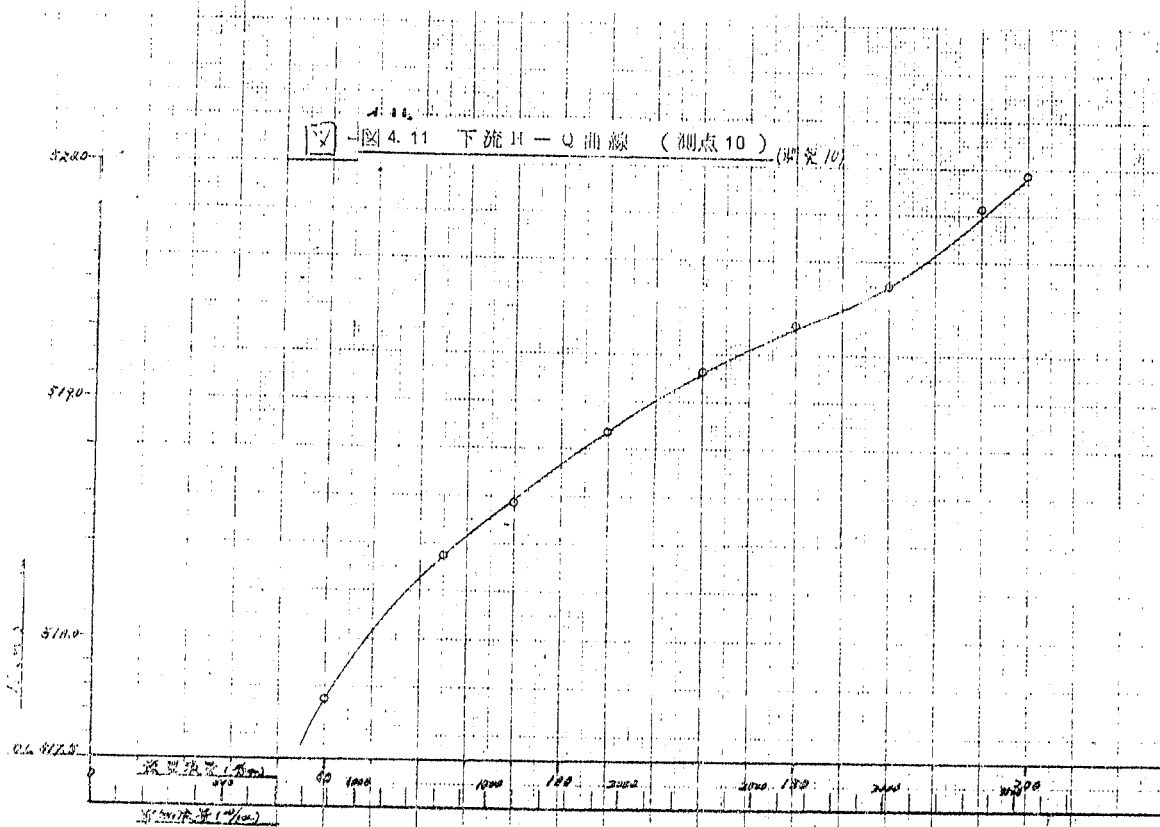


图 4.12 粒度累加曲线

三川合流实验用河床材料

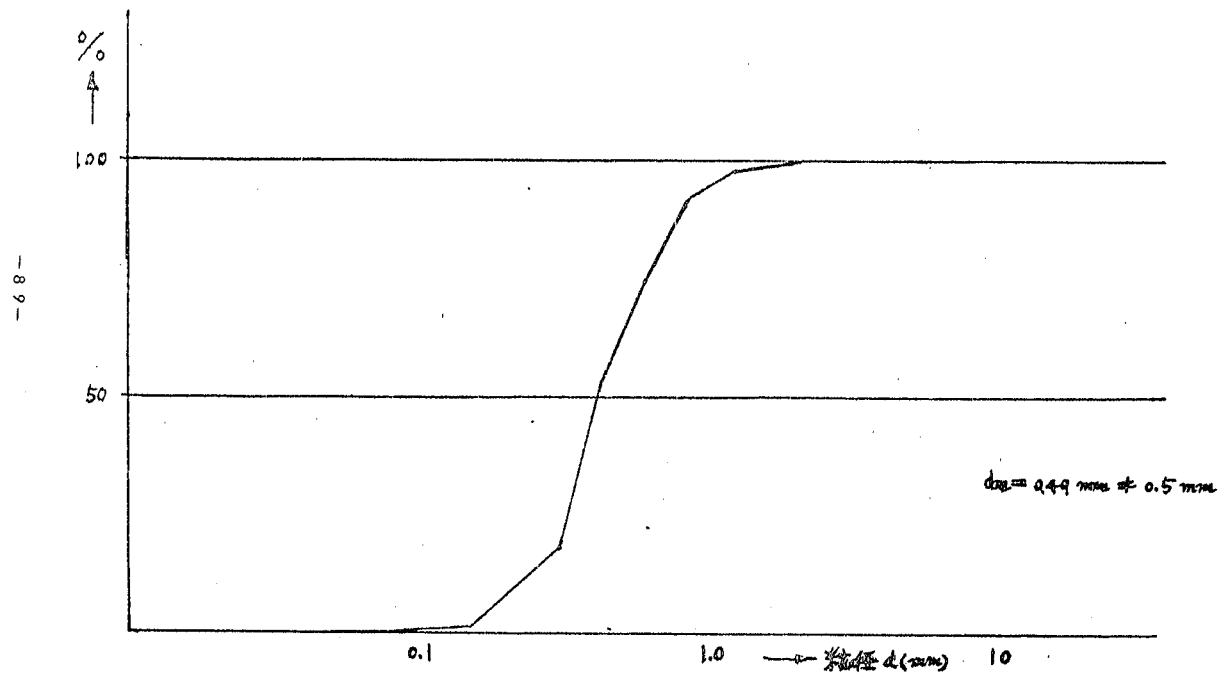


図 4.13 各河川の流砂量—流量曲線図

計算式
土研公式

$$q_s = \frac{\phi \cdot \omega (r_0/r_0) \cdot (r_0/p)^{3/2}}{(0.5p-1)g}$$

$n \geq 0.025; \phi = 0.623$

$\omega(r_0/r_0)$ 水理公式集 P-114 図-4.6 による

$\sigma = 2.65$ と仮定

$\alpha = 0.035$ と仮定

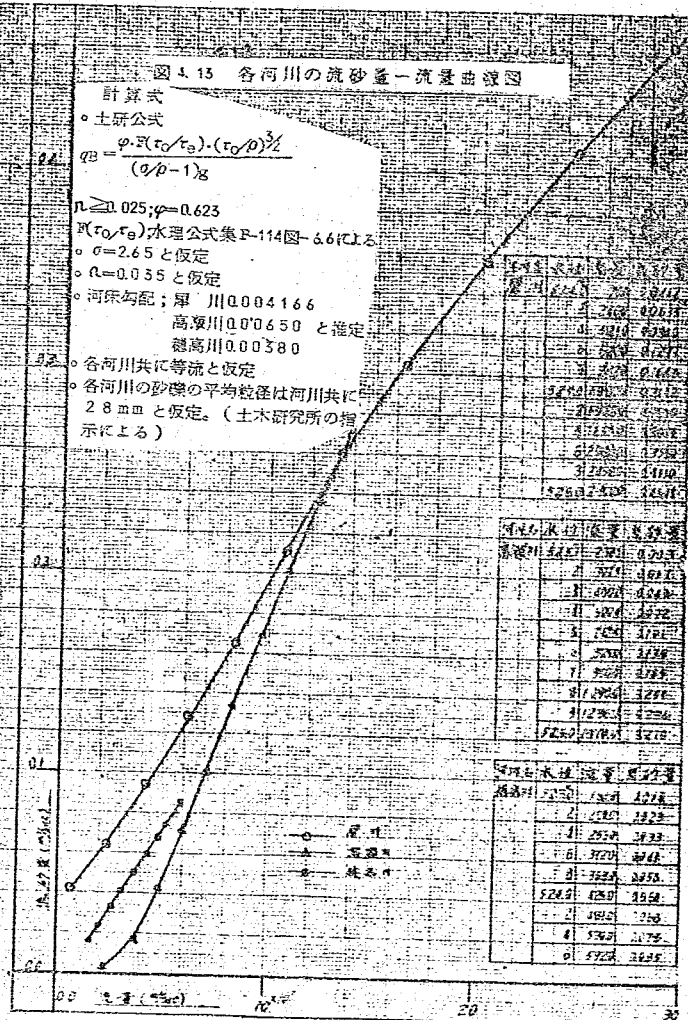
河床勾配; 早川 0.004166

高瀬川 0.00650 と推定

越前川 0.00380

各河川共に等流と仮定

各河川の砂礫の平均粒径は河川共に 2.8 mm と仮定。(土木研究所の指示による)



早川	高瀬川	越前川
1.0	1.0	1.0
2.0	2.0	2.0
3.0	3.0	3.0
4.0	4.0	4.0
5.0	5.0	5.0
6.0	6.0	6.0
7.0	7.0	7.0
8.0	8.0	8.0
9.0	9.0	9.0
10.0	10.0	10.0

早川	高瀬川	越前川
1.0	1.0	1.0
2.0	2.0	2.0
3.0	3.0	3.0
4.0	4.0	4.0
5.0	5.0	5.0
6.0	6.0	6.0
7.0	7.0	7.0
8.0	8.0	8.0
9.0	9.0	9.0
10.0	10.0	10.0

早川	高瀬川	越前川
1.0	1.0	1.0
2.0	2.0	2.0
3.0	3.0	3.0
4.0	4.0	4.0
5.0	5.0	5.0
6.0	6.0	6.0
7.0	7.0	7.0
8.0	8.0	8.0
9.0	9.0	9.0
10.0	10.0	10.0

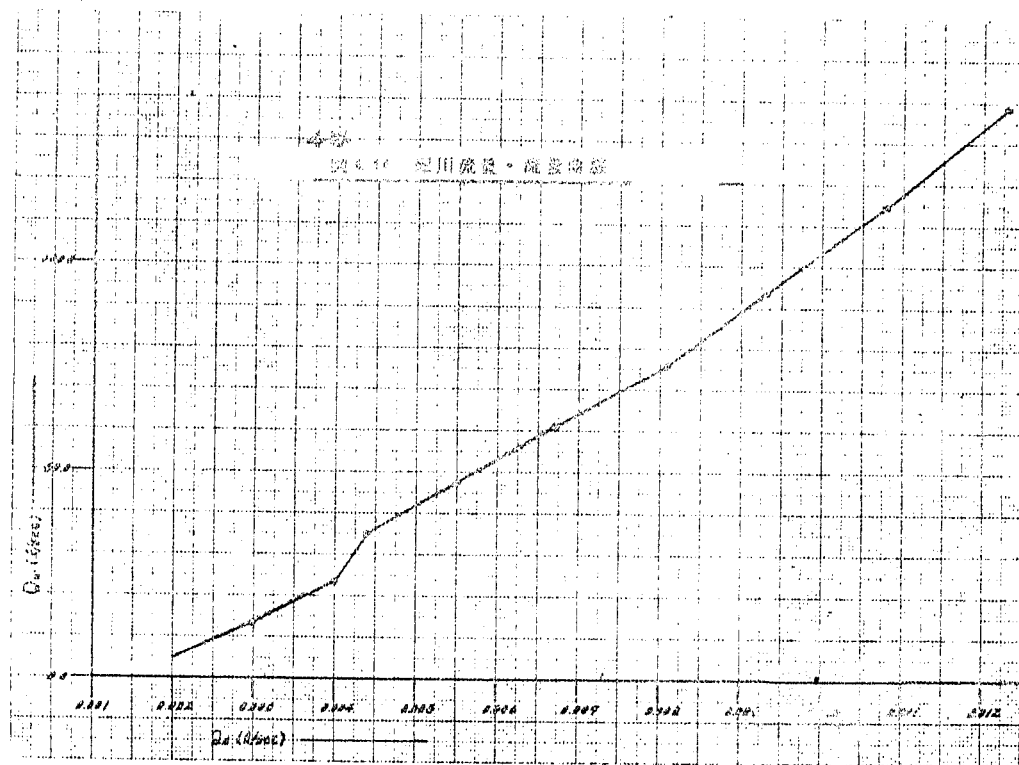


図 4. 15 高瀬川流量・流量曲線

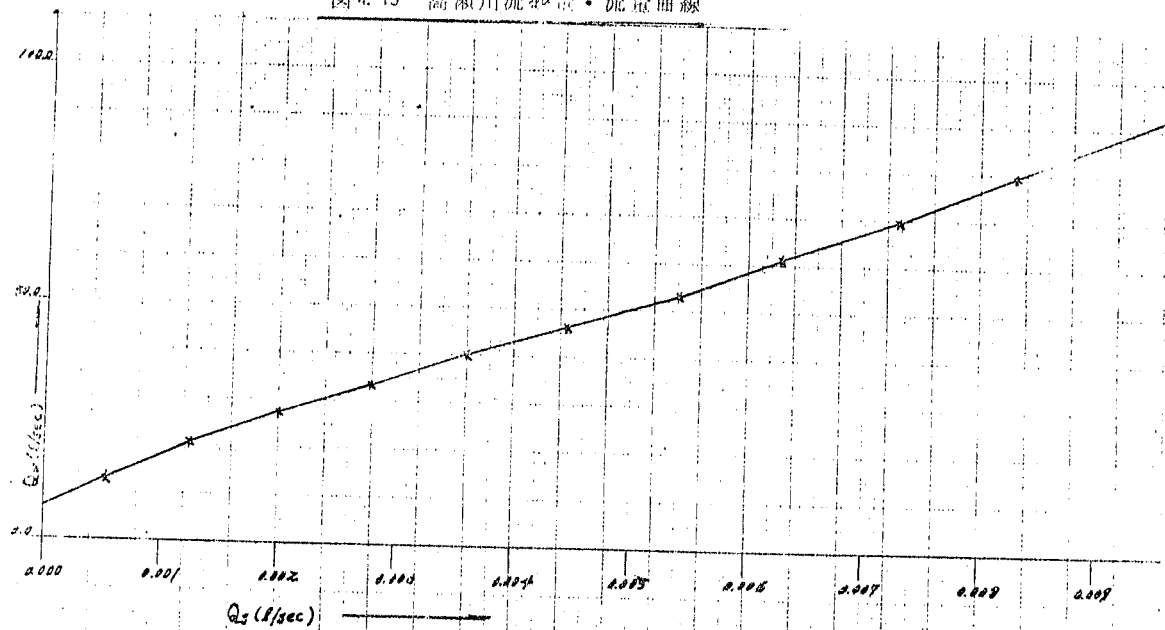
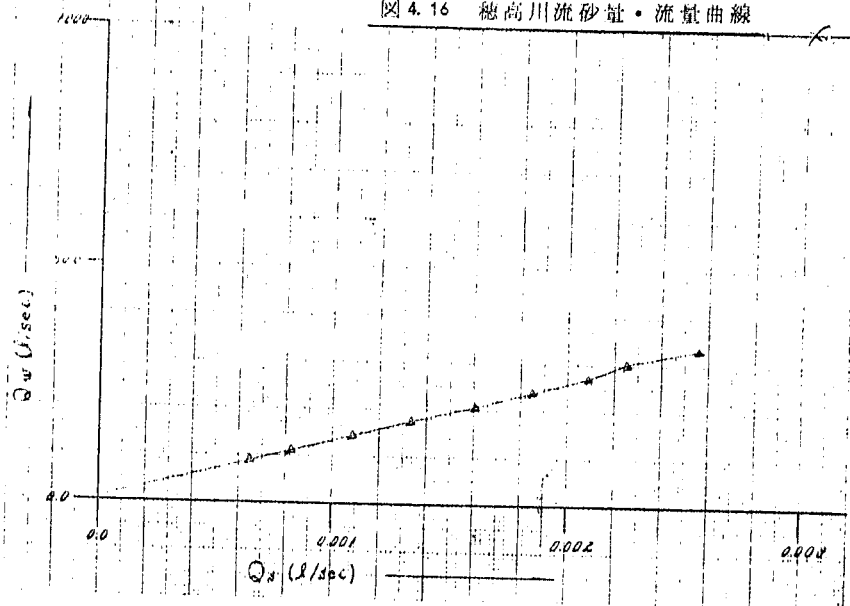
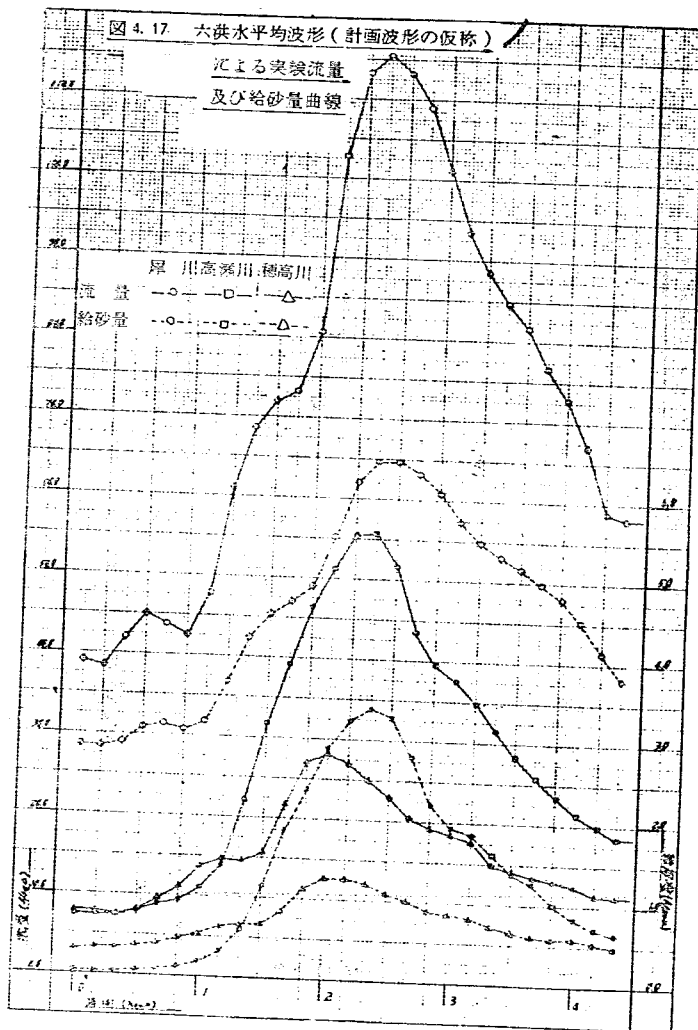


図 4.16 穂高川流砂量・流量曲線





(4) 固定床模型実験内容

固定床模型に関する実験は、数多くの水制や導流堤の効果について比較するに秀れている。水制については主として不透過水制によって調べたが、透過水制についても検討した。実験内容の概略を示せば表4.5のようである。

表4.5 固定床模型実験内容

実験番号	模 型 条 件	流 量 番 号		備 考
		定 流	不定流	
No 1 ~ No 4 No 5 ~ No 6	現状模型 "	I、II、IV、V	Ⅶ、Ⅷ	比較のための資料を得る "
No 7 No 8	水制 5 case 導流堤、水制 5 case	II		不透過水制 "
No 9 ~ No 12	水制、導流堤 4 case	I ~ Ⅶ		"
No 13 ~ No 14 No 15 ~ No 16	高瀬引堤、犀川橋拡巾 " " 木戸橋拡巾	II		
No 17 ~ No 23	" " " 水制導流堤	I ~ Ⅶ		
No 24 ~ No 25	補足実験			不定流実験の予定を変更

No 7 ~ No 13 および No 15 以外の実験の測定内容は表4.6のとおりである。No 7 および No 8 の実験は流量を1種類に限定し、水制導流堤を種々変化させて、そのときの流線、剥離域を測定し、また0.6mm程度の砂を流して堆砂位置を調べ、効果のある、かつ維持も容易な水制、導流堤について検討する。No 9 ~ No 12 の実験は水制・導流堤のよい案4ケースについて、今度は流量を変化させて、水位流速(6ヶ所、水深方向5点)を測定し、さらに詳しい資料を得る。No 13 および No 15 は引堤および橋の拡巾の影響を調べるもので、プロックで3回法線の形を変えて、流線を測り、砂を流して堆砂位置を調べて、最もよい法線の形について検討する。

表 4.6 測 定 内 容

	測定内容	測 定 位 置	備 考
定 流	水 位	最下流端、木戸橋、犀川橋、各川合流点4、各計上流4	計11点 計6点水深 方向50cm おさ
	流 速	犀川、高瀬川、穂高川、各合流点2点ずつ	
	流 向	合流点250m上流より59.5kmまで河床および水面	
不定流	水 位	最下流端、各川合流点4	
	堆砂形	0.2mm程度の砂を流す、写真観察、流況観察	

その他、犀川計画流量（3050 m^3/s ）、高瀬350、穂高1000のときの実験も行い、構造物付近の流速などを測定した。

主な測点は図4-1の模型全図に示すが、図4.18に拡大した。表4.5および表4.6を書きかえ対策案別にまとめると表4.7のようになる。

表 4.7 固定床模型実験（対策案別）

高瀬川 左岸引堤	水制・導流堤 記号	水位測定点	流速測定点	流跡線	流況番号
引堤前	なし (現状河川)	1、2、4、5、6、7 8、9、10、11、12、13	3、4、5、7 9、11、5、7'	各川とも犀 川橋0/60 まで	I、II、IV、V
同 上	同 上	4、5、9、11、13		同 上	III、IX
同 上	W_B 、 d 、 Z	1、2、4、5、6、7 8、9、10、11、12、13	3、4、5、7 9、11、5、7'	同 上	I、II、III、IV V、VI、VII
同 上	U_B U_{T1} 、 U_{T2} V	同 上	同 上	同 上	同 上
同 上	t_B t_{T2} T	同 上	同 上	同 上	同 上
引堤後	U_B U_{T1} U_{T2} V	1、2、3、4、5、6 7、8、9、10、11、12 13	A、A'、4' 5''、7''、7 9、11'	同 上	同 上

〔註〕 水制、導流堤の記号については後述

(5) 移動床模型実験内容

移動床の実験は、固定床実験によりしぼられてきた少数の案について最終的に検討するもので、実験内容の概略は表 4.8 のようである。

表 4.8 移動床模型実験内容

実験番号	模 型 条 件	流 量 番 号		備 考
		定 流	不定流	
㍷26	水制(透過)2S、3T、導流堤B、W 高瀬川左岸拡巾(第一案)		Ⅵ	前半の 実 験
㍷27	"	Ⅳ		
㍷28	"	Ⅱ		
㍷29	"	犀川計画		
㍷30	現 状 模 型	Ⅱ		後半の 実 験
㍷31	"	Ⅳ		
㍷32	水制(透過)2S、3T、導流堤B、W 高瀬川左岸拡巾(第四案)	Ⅱ		
㍷33	"	Ⅳ		

実験㍷26～29は、㍷26のときに河床成形を行っただけで、㍷27および㍷28は極端な深掘れケ所のみ成形しなおして連続的に通水したものであり、前流量安定河床形の影響を含めた実験である。㍷29は構造物付近の流速をチェックするための実験で、犀川3050 m^3/s (計画流量)、高瀬川350、穂高川1000 m^3/s の流量とした。㍷31および㍷33は、それぞれ㍷30および㍷32の通水後の河床の極端な深掘れ位置をなおした状態で実験を行っているので、流量番号Ⅱの影響が残っているわけである。定流実験の通水時間は河床が安定するまでとし、おおよそ2.5～3.0時間であつた。

測定内容は各実験によつてまちまちであるが、項目を記せば、表4.9のようである。水位は8地点程度(後述)とし、5分毎に読みとつた。これは定流実験においても、河床形の変化によつて、および砂れんの成長によつて水位が変化するからである。

表 4.9 実 験 内 容

内容 実験番号	水 位	流 速	河 床 変 動 量	流 跡 線	備 考
№ 26	○	○	○	○	
№ 27	○	○	○(構造物付近のみ)	○	
№ 28	○		○	○	
№ 29		○			
№ 30	○		○	○(写真)	
№ 31			○(高瀬引堤付近のみ)	○(//)	
№ 32	○		○	○(//)	
№ 33			○(高瀬引堤付近のみ)	○(//)	

(6) 実験方法

あまり変った実験方法は用いていないが、参考のために記す。

a. 水位測定

あらかじめ測点位置の河床に皿リベットを埋めこんでおき（移動実験の場合は、砂厚 10 cm に対し固定床上 10 cm のボルトを垂直に立て）、この頭の標高をレベルで精測しておき、その位置の水深をポイントゲージによつて測定して、皿リベットあるいはボルトの標高を加えて水位とした。なお、任意の位置の水位を測定する場合はレベルによつて読みとつた。

b. 流速

流速測定は砂の流れている状態では行わないこととし、すべてピトー管によつた。マノメーターは 30° 傾けて動圧および静圧の水位差 ΔH を 2 倍に拡大して読みとつた。ピトー管の係数 $C = 1$ とし、流速 $V = \sqrt{2g\Delta H}$ である。なお、移動床模型の流速測定は河床が安定した状態（通水後 2 ～ 3 時間後）のときの、河床よりほぼ 6 割水深の位置で測定した。

c. 流跡線

固定床実験の場合は河床に縦横 1 m 間隔の白線を引き、過マンガ
ン酸カリ（水路底および平均流跡線）および銀粉（表面流跡線）を
流して目視観測、あるいは写真観測により流跡線を求めた。移動床
実験の場合は主として写真観測によつた。この場合、表面流跡線は
少しの風によつても影響を受けるので、風が強いときは流向を読み
とるようにした。色素投入地点は各川の横断で 3 点程度とした。

d. 河 床 成 形

固定床模型上すべての点で砂の厚さが等しく10cmとなるように、
写真4.1のような検厚コテを用いて、水締を行いながら作業した。

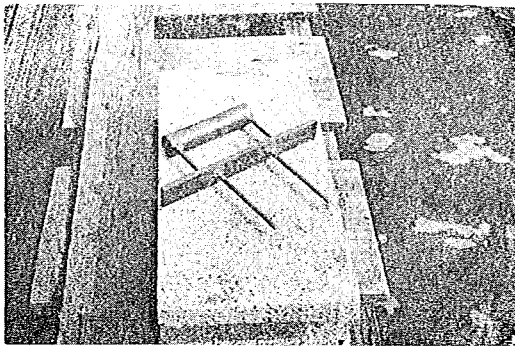


写真 4.1 検 厚 コ テ

e. 河 床 形 の 測 定

通水後の河床変化は、断面毎の砂の厚さを測定し、初期砂厚10cmを基準に洗掘量あるいは堆積量を定めた。測定は、合流点付近は模型で1m毎の断面全部に横断方向10cm間隔で、その他の場所では一本おきの断面で、20cm間隔で右岸の法肩を基準にして測定した。砂厚を読みとるには、30cmのスチール尺を固定床までつきさして、その値を求めた。また、構造物付近はレベルでその標高を読みとった。

f. 給 砂

佐藤・吉川・芦田公式による計算掃流砂（空けき率考慮）を1.5
毎に各支川上流端において入力によつて補給した。

5. 固定床模型実験結果

(1) 粗度調整

模型の粗度を現地の粗度に合わせる方法は、水位を合わせるものと粗度係数で行うもの等がある。ここでは、前述のように現地の粗度係数の実測値はばらついていて決めがたいので、洪水痕跡水位によってチェックしてみることにした。

使用した痕跡は8-34・8・14 7号台風高水のもので、高瀬川、穂高川ではこれ以外の資料がない。なお、断面毎の資料はなく、穂高川では、幅下自記量水標(板1)、常盤橋高水流量観測所の2点、高瀬川では、1.0 kmの1点のみの記録から推定したものである。

粗度づけを行わないモルタルのままの模型河床で痕跡水位と比較した結果は図5.1~5.3のようである。これよりみると、高瀬川、穂高川では割合よいが、犀川は比較にならないほど模型の水位が痕跡水位より高い。これは、すでに模型の粗度が現地の粗度より大きくなっていることを示す。犀川では、他の痕跡水位を用いても同様に、模型水位が比較にならないほど高くなる、下流端水位としては、小泉H-Q曲線から相関々係を利用して求めた水位と痕跡水位とを与えてみたが、両者の下流端水位の間には、2 m近くの差があるにも拘らず、約1.5 km上流ではすいついてしまつて、比較的短区間で下流水位の影響は消失する。したがつて、模型水位が痕跡水位と合わないのは下流端水位の影響ではなく、また河床がいちぢるしく変化していないとすれば、模型河床高と痕跡水位の基準点標高に違いがあるのではないかとの疑問が持たれる。

そこで、計画高水位について調べてみると、図5-4のようであつて、計画流量においても、粗度づけを行っていないモルタル河床のままの模型水位の方が高いこと、および勾配が犀川の59 kmより上流では約1/300であるのに、53~59 kmでは約1/2000であつて、勾配があまりに違いすぎることの二点にやはり疑問が残る。

犀川についての他の出水の痕跡水位の例として、表5.1をみると、痕跡水位の精度にも問題があるようである。

表 5-1 痕跡水位の例 (T.P.m)

距離 km	流量 m^3/s	2665 S.34.7号	2590 S.34.15号	1850 S.36	
57.5		512.444	512.415		痕跡水位は左・右岸平均
57.7 (木戸橋)		514.63	514.57	513.85	
58.0		511.982	511.901	512.505	

結局、この場合には横断測量河床高、計画水位、痕跡水位等の基準点の問題であつて、木戸橋量水標の基準点が高すぎることに、および水位と河床高の測量基準点が一致していないの二点が考えられる。

模型の粗度調整は、このように痕跡水位に合わせることができないので、粗度係数が常識的な値となつていなければいゝことにした。このようにしても、合流点の調整の問題に対しては、水位におよぼす影響はさほどの問題はないと考えられる。

模型の粗度は所々局部的な射流による損失も加わるが、河道のほぼ直線と思われる区間を選び出して計算してみると、表 5-2 のようであり、粗度調整を行う以前にかなり妥当と考えられる数値が得られたので、固定床模型実験はこのまま行うことにした。

表 5-2 各河川粗度係数表 (模型・モルタル河床)

河川名	区間(断面)	粗度係数	摘 要
犀川	0/6200~0/6108	0.0385	下流水位は H~Q の水位
	0/58 ~5/58	0.0355	"
	5/58 ~0/59	0.0389	"
	0/58 ~5/58	0.0322	下流水位は痕跡水位
	5/58 ~0/59	0.0399	"
高瀬川	5/002 ~5/006	0.0386	下流水位は H~Q の水位
碓高川	0/005 ~0/008	0.0396	"
	0/003 ~0/000	0.0403	"

なお、粗度係数を求めるための計算式は、次式によるものである。

$$n^2 = \frac{\frac{L}{\Delta x} + \frac{2g}{V_1^2} \left(\frac{V_1^2}{R_1} - \frac{V_2^2}{R_2} \right)}{2}$$

(P_1 、 Q/A のAは図-5.5~5.8参照)

V 使用断面平均流速

R 使用断面径深

ΔH 2断面間の水位差

Δx 2断面間の距離

α 1 : 1

g 980 m/sec^2

図 5.1 犀川本流の粗度調整前の水位縦断面図

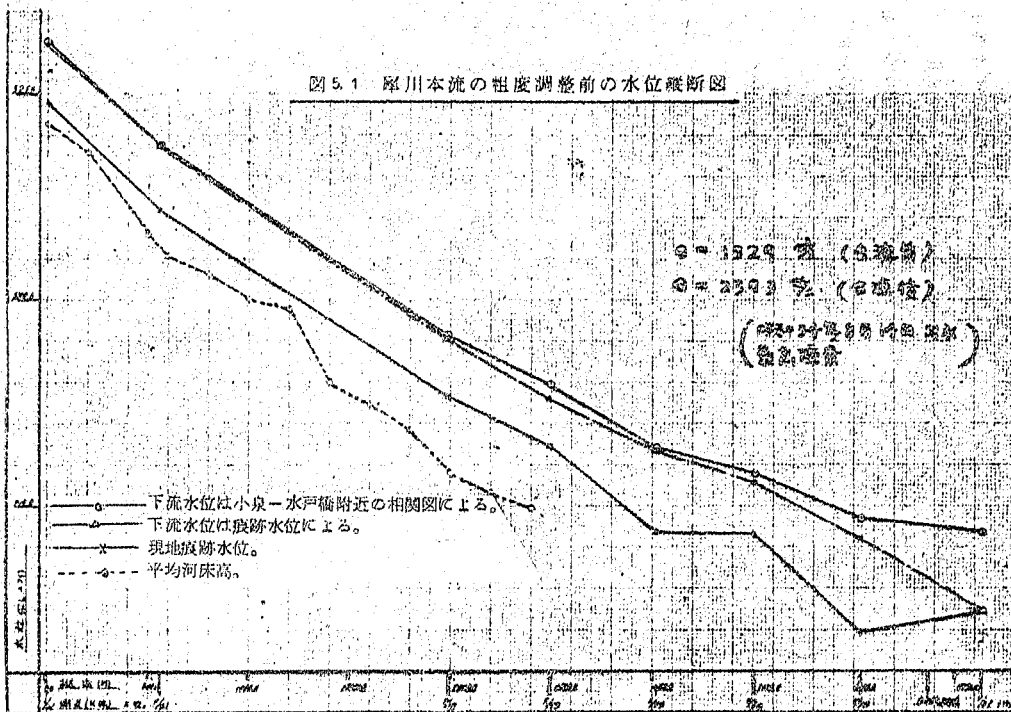


図 5.2 高瀬川の治水調査時の水位断面図

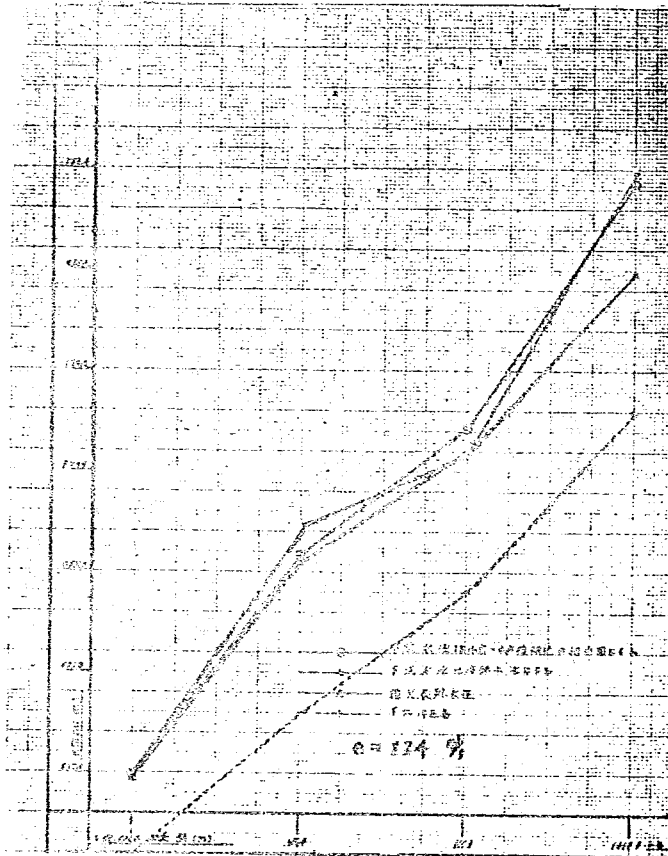
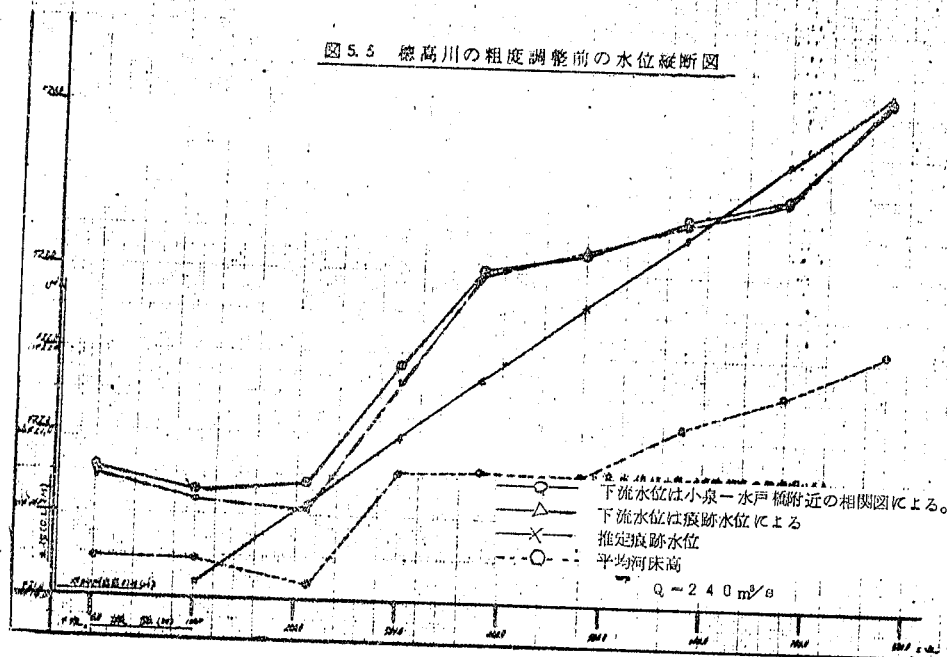
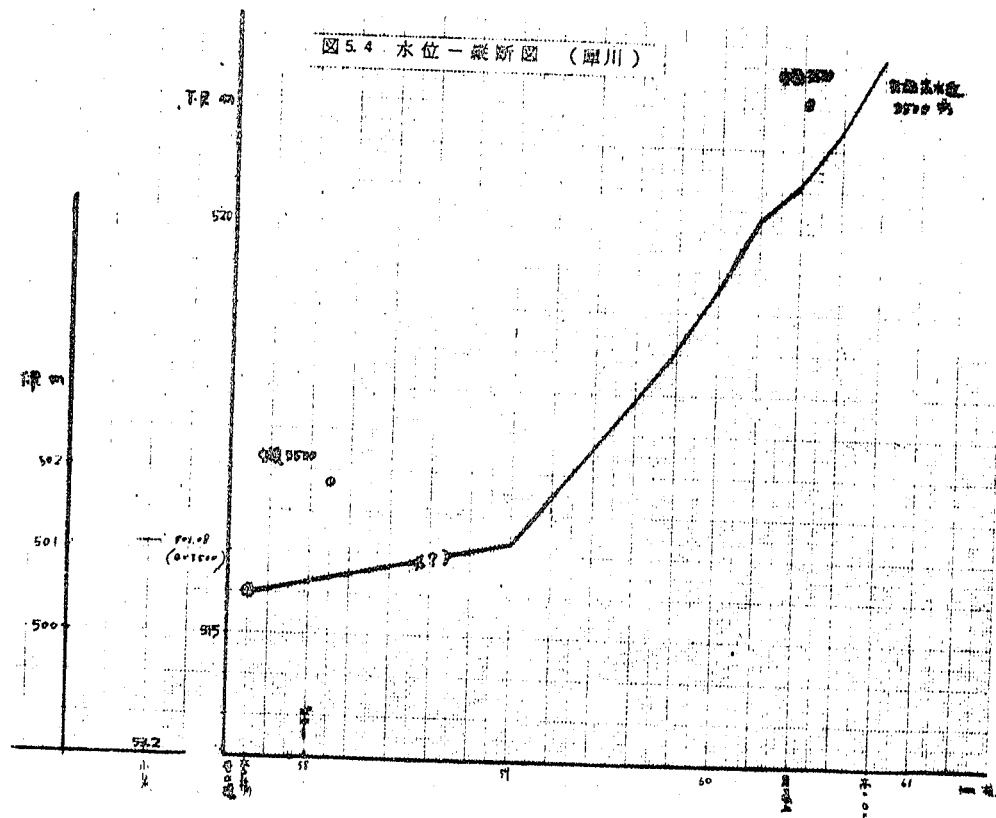


図 5.5 徳高川の粗度調整前の水位縦断面図





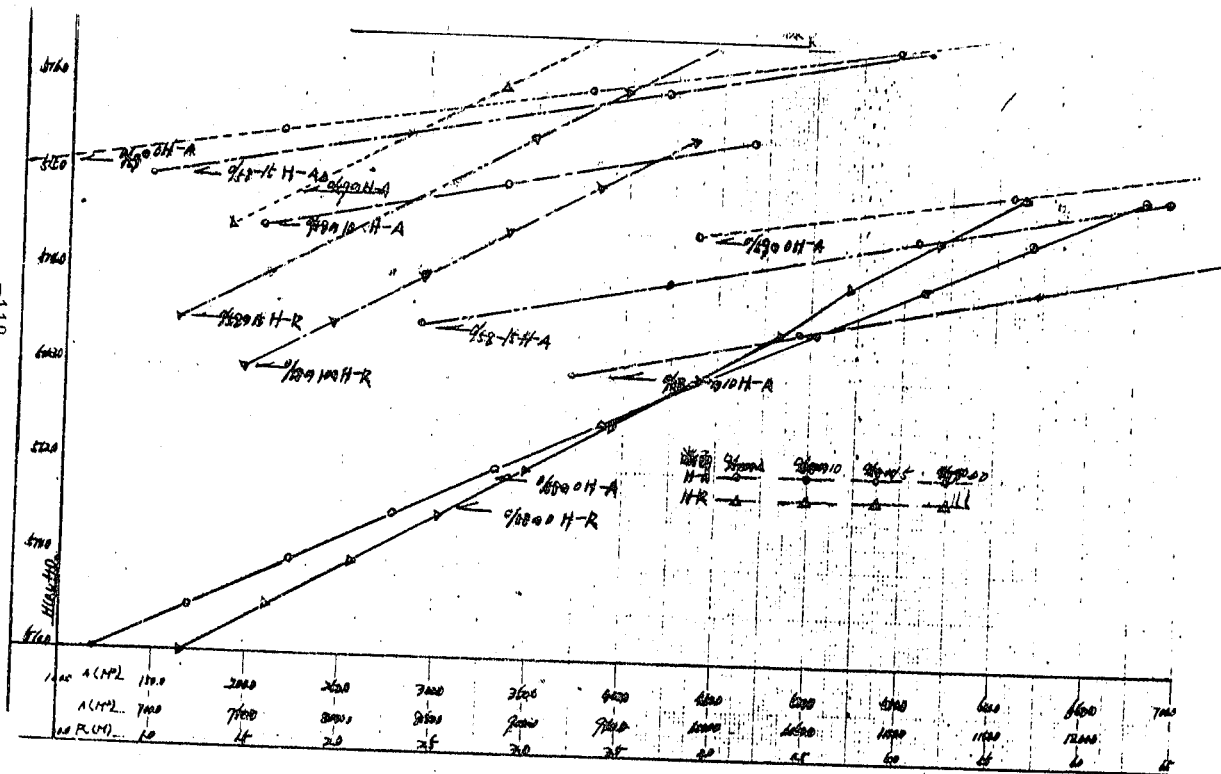
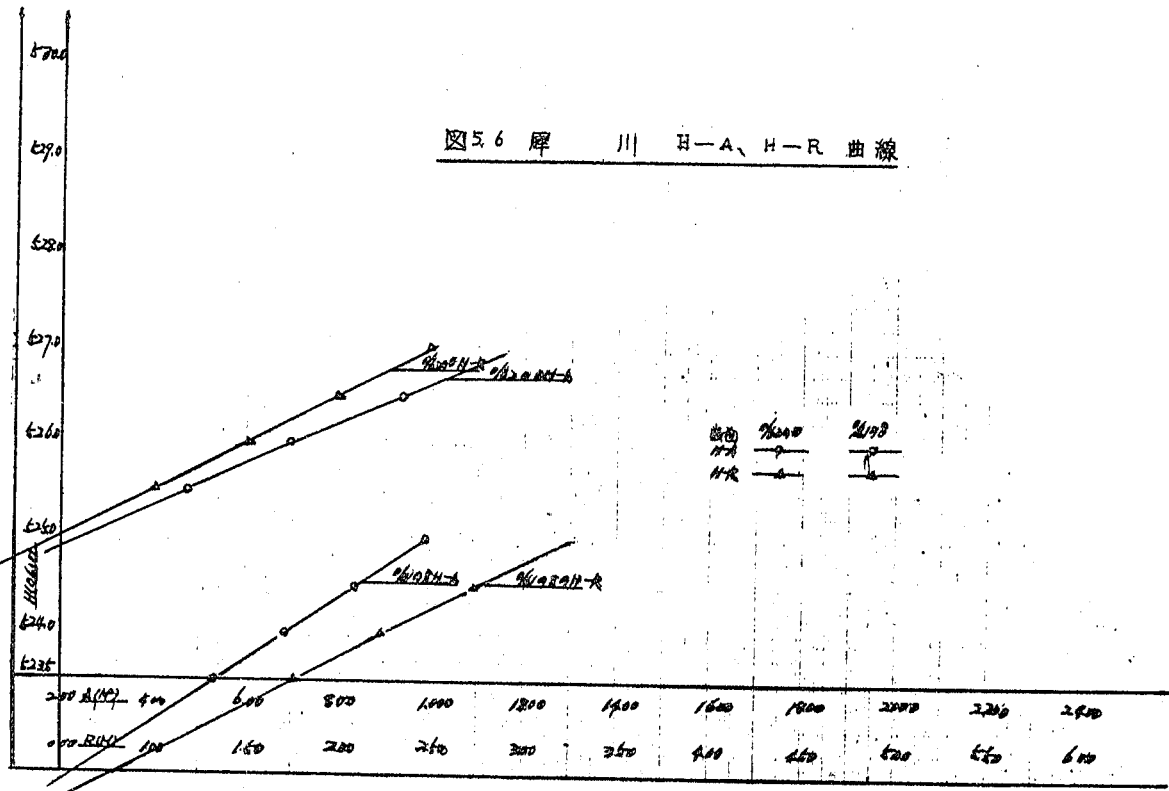


圖 5.6 犀 川 H-A、H-R 曲線



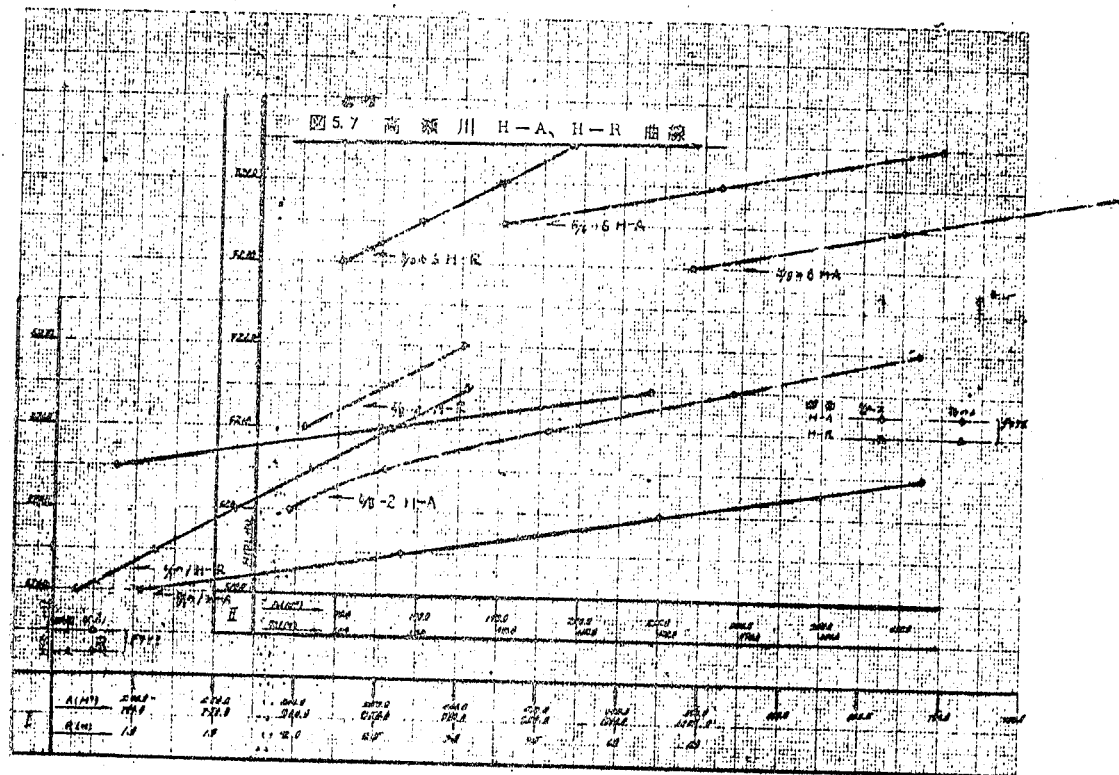
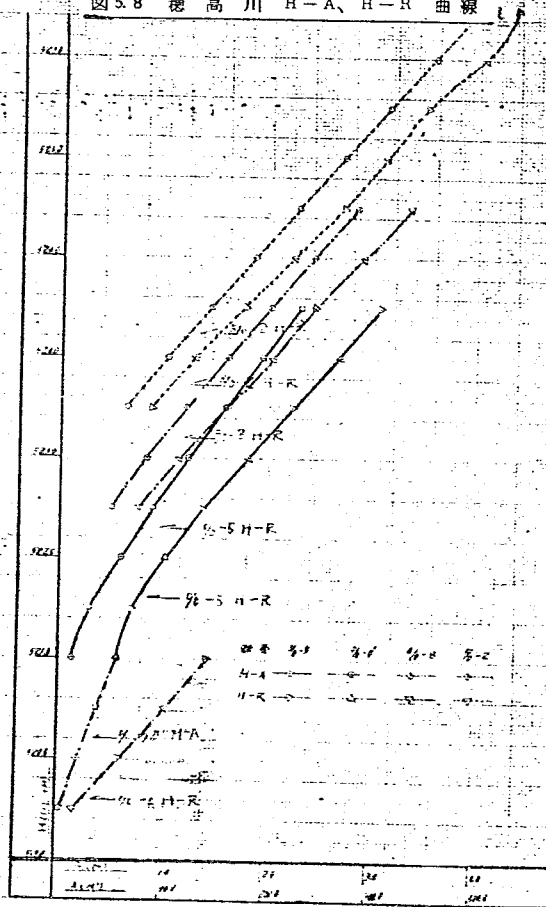


図 5.8 穂高川 H-A、H-R 曲線



(2) 不定流実験——現状模型

固定床模型に関する不定流実験は、現状模型のみについて2ケース行つた。各河川からの流出波形の影響を調べるには実験ケースが不足するが、あらゆる流量時の流況が判明するわけで、ひととおりみておくことも有意義であると考えられる。

不定流実験2ケースの水位、流量～時間曲線は図5.9および図5.10のようであり、前者は計画流量になる場合、後者は影響の多い高瀬川の流出がおそい例である。表5.3は

表 5.3 不定流実験各川流量

(1) 流量番号Ⅰ

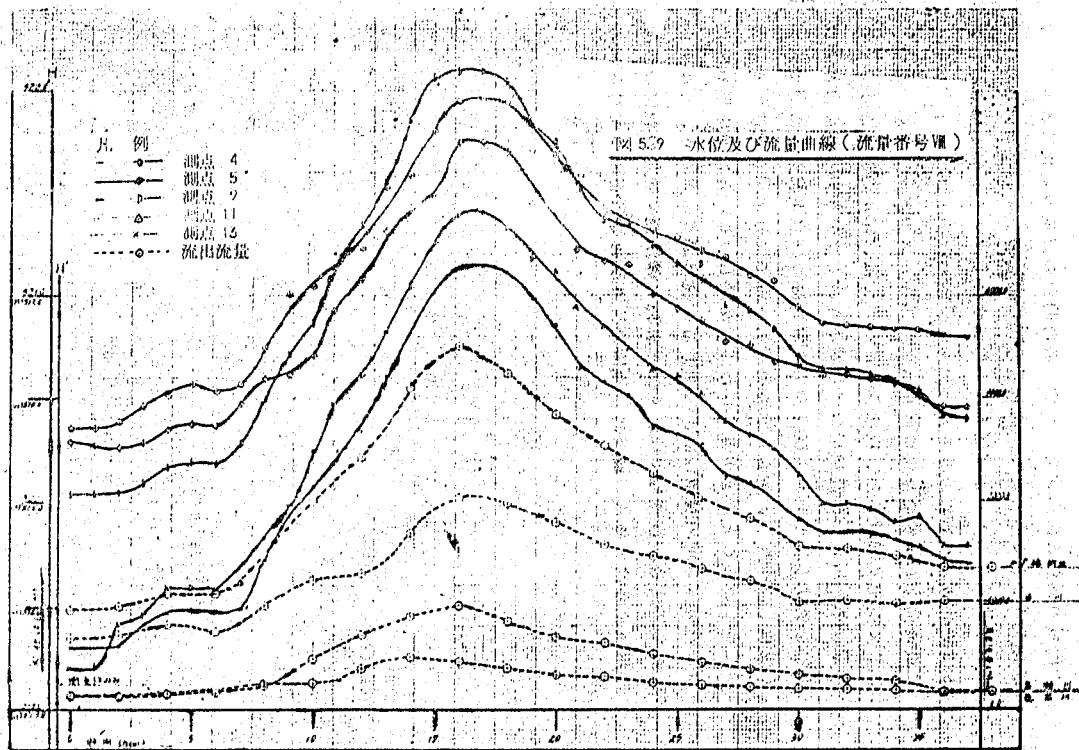
(流出量は各時間区分最後の時間の流量)

時 間		流 出 量 (m^3/sec)			流 出 比		
現 地	模 型	犀 川	高瀬川	穂高川	犀 川	高瀬川	穂高川
時分 時分 0.00~ 3.32	時分 時分 0.00~0.30	740	150	160	5.0	1	1.1
3.32~ 7.04	0.30~1.00	820	180	205	4.5	1	1.1
7.04~10.36	1.00~1.30	1,050	380	255	2.7	1	0.7
10.36~14.08	1.30~2.00	1,480	730	385	2.0	1	0.5
14.08~17.40	2.00~2.30	1,865	900	460	2.1	1	0.5
17.40~21.12	2.30~3.00	1,855	750	325	2.1	1	0.5
21.12~24.44	3.00~3.30	1,570	580	300	2.7	1	0.5
24.44~31.49	4.00~4.30	1,330	440	230	3.0	1	0.5
31.49~35.21	4.30~5.00	1,130	280	180	3.0	1	0.6

(2) 流量番号Ⅱ

時分 時分 0.00~ 3.32	時分 時分 0.00~0.30	1,547	760	424	2.0	1	0.6
3.32~ 7.04	0.30~1.00	1,210	566	300	2.1	1	0.5
7.04~14.08	1.00~2.00	740	377	168	2.0	1	0.4
14.08~17.40	2.00~2.30	590	293	136	2.0	1	0.5
17.40~21.12	2.30~3.00	504	229	110	2.0	1	0.5

流量の関係と流出比を表わす。各時間毎の流況の変化は表 5.4 および表 5.5 のとおりである。流量番号Ⅷの場合の各時間毎の流線の変化の様子は図 5.1 1 および図 5.1 2 に示すようであり、表 5.4 および表 5.5 と比較のためにのせるものである。なお、図 5.1 2 および図 5.1 3 に最終的な石炭粉の堆積位置を示す。二ケースであまり相違はない。総じて不定流実験から、現状模型においては、犀川の流量が小さくなると、穂高川および高瀬川の流量が小さいときでも万水川出口付近は圧迫を受けること、および高瀬川の右岸沿の流水が流量によつて大きく変化し、それが、ときとして穂高川ひいては万水川を圧迫する原因となつていることなどが考えられる。ただし、これらは河床形の変化しない現状固定床模型の流況に関する実験結果であるから、これから、ただちに結論というのではなくて、水利や導流堤の効果の判定の参考に用いるわけである。最終的結論は移動実験の結果をまつて得られる。



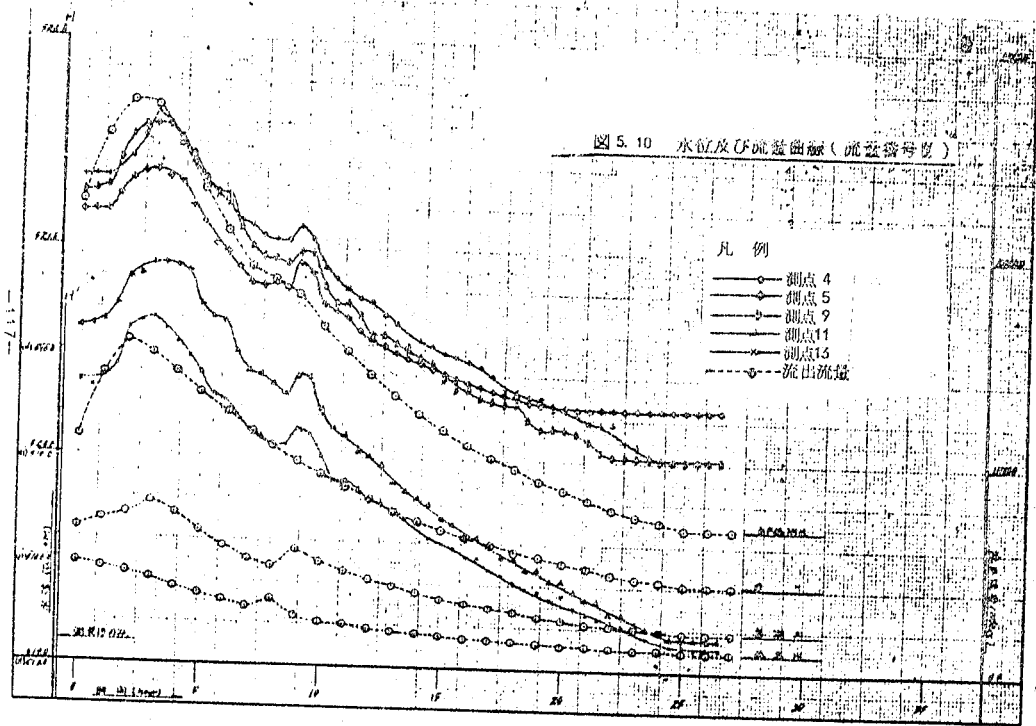


表 5.4 不定流流況観測表（流量番号Ⅷ）

現地時間	総括	厚川	高瀬川	穂高川	合流点付近
h m 0~3.32	河床形に大きく左右される。	流れの主体は右岸中央より左岸にはあまり流れない。 合流点より350m上流付近から左に寄り始める。	流れは2分左岸沿の流れが主体網流。 石炭粉は左岸出口付近にわずかに堆積。	わ曲始点付近から右岸による。合流点に近づく流れは広がるが、主体は依然右岸寄り。 万水川出口付近に流れ落ちる傾向。 石炭粉、川の中中央付近に流れと平行に堆積。	高瀬右岸流が穂高川の流れを圧迫、穂高川は万水川の方へ落ち込む。 合流下流（右岸 $\frac{0}{10}$ 下流50m、左岸 $\frac{0}{10}$ 上流100m）における地点の主流れは中央よりやや左岸寄り。
3.32 ~7.04	流量増わずかであるからあまり変化ない。		右岸沿の流れが合流点近くで左へ少し寄せられる。	石炭粉前より、広い範囲に堆積。	
7.04~ ~10.36	河巾いつぱいの流れになる。	右岸流の左寄り傾向が相当減少した。	左岸流に変化なく右岸流がやや強くなる。	合流点が上流へ移り万水川はかなり圧迫を受ける。	高瀬合流点はやや下流で合流、万水川出口下流に渦。
0.36 ~14.08	河床の露出部なし。	左岸流、中央流変化なし、右岸流の左岸寄の傾向ますます減少し、合流点付近ではほぼ中央を流れる。	前時間の傾向が一層強まる。	万水川に落ち込む量増加。 流れの主体が明確となり高瀬川の流れを押している。	万水川出口下流の渦が強くなる。
14.08 ~17.40	流量最大	定流実験参照	同 左	同 左	同 左
24.44 ~28.17		主体がかなり左寄り	一様に流れる	右岸寄り	渦
28.17 ~31.49		合流点では流れの主体が左岸から1/3に絞っている。	2分、主体は左岸流合流点付近では穂高川に押されて急変。		

表 5.5 不定流流況観測表（流量番号Ⅹ）

現地時間	総括	犀川	高瀬川	穂高川	合流点付近
h m 0.00 ～3.32	流量最大	5/61あたり から下流で左岸 流が明確。	合流点に近づく と左寄石炭粉は 出口付近中央部 に堆積。	流れの主体は右 岸、この一部は 万水川に流れ落 ちる。 石炭粉は出口付 近左岸よりに帯 状に堆積。	万水川下流に渦
3.32 ～7.04	流量減少			全体的に右岸に よる。	渦は弱くなる。
7.04 ～14.08	河床が所々 に露出	河床の深みに沿 って流れる（上 流部で右岸、万 水川合流点付近 で左岸沿い）	穂高川の流れを 圧迫。 右岸沿にそう流 れが発達。	出口付近は中央 から左岸にかけ て河床露出。	穂高川が河床の低 い万水川に落ち込 む。
14.08 ～17.40	河床形の影 響大。		流れが2分（左 ・右岸流） 主体は左岸流穂 高川への影響は とんどなくなる。	露出部拡大	渦消失
17.40 ～21.12		5/61上流で は右岸流流下す るにしたがい左 岸沿となる。万 水川合流点では 完全に左岸流と なり、川巾の 1/3～1/4 （左岸）となる。	左岸沿の流れだ けとなる。	万水川に流れ落 ちるのが目立つ てくる。これは 低い導流堤があ れば簡単にのぞ けられる。	

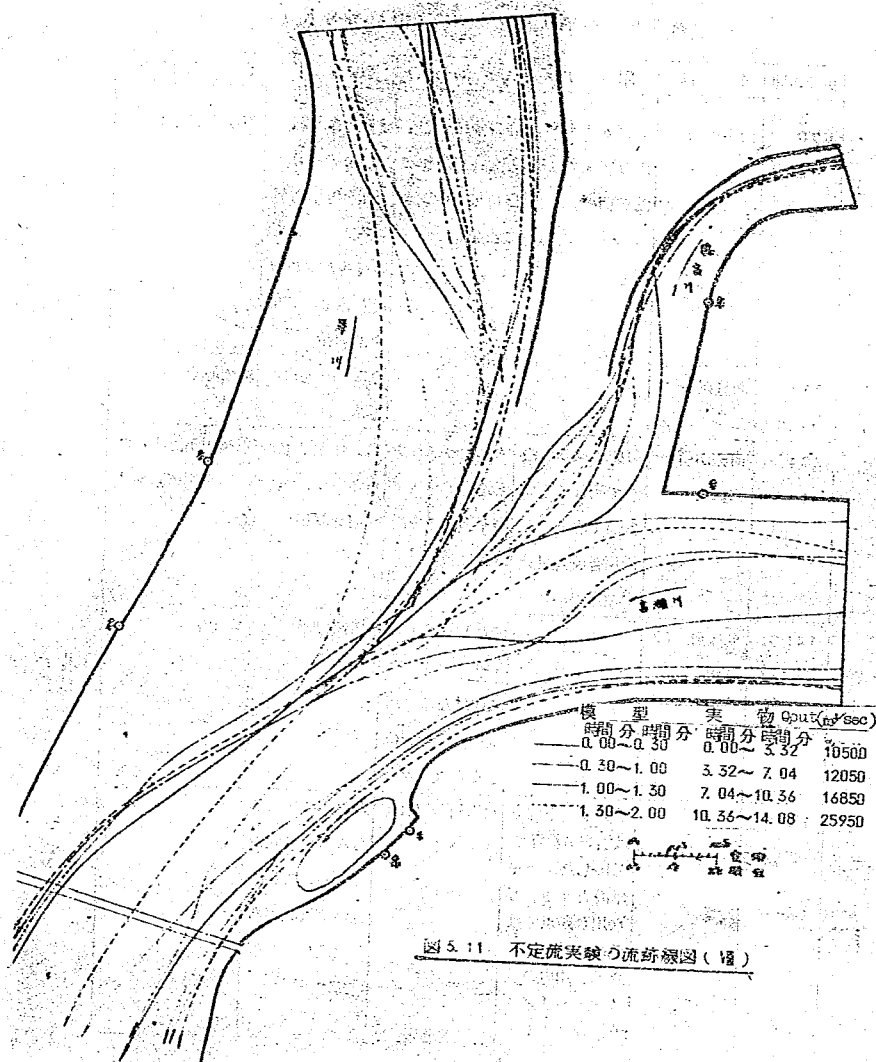


図 5.11 不定流実験の流線図 (續)

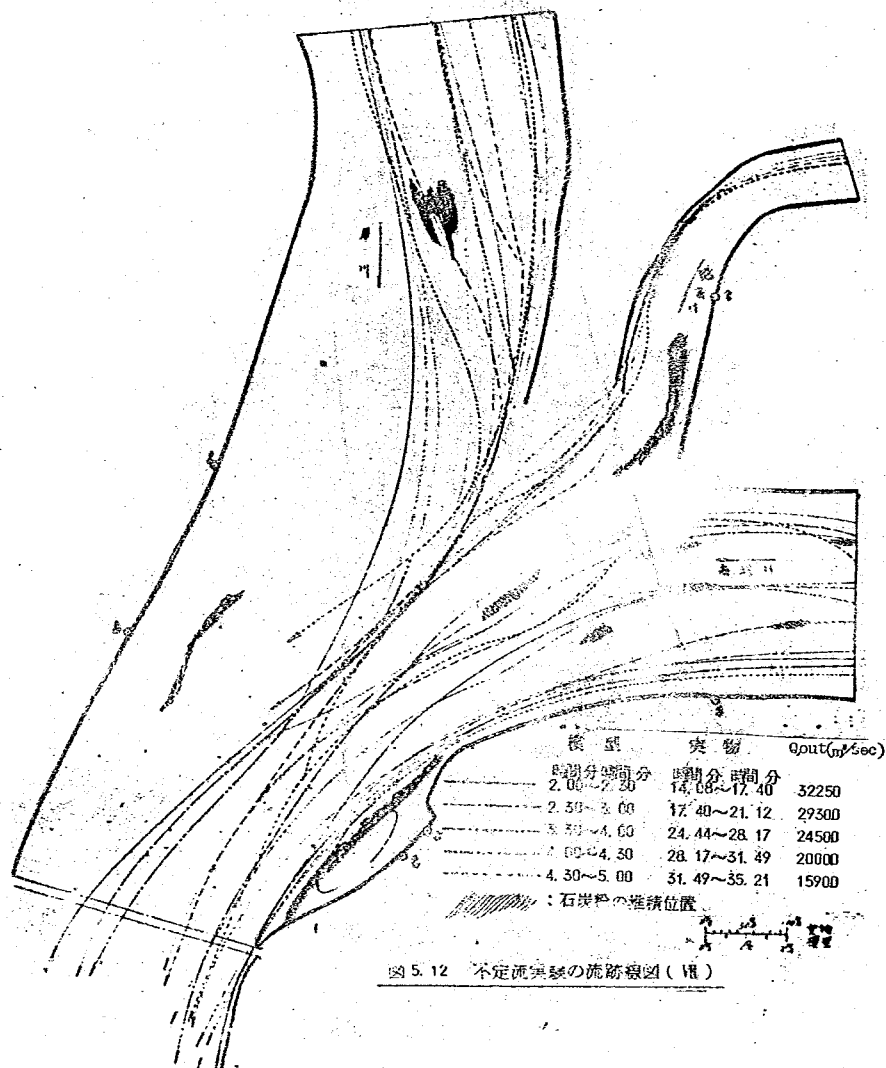
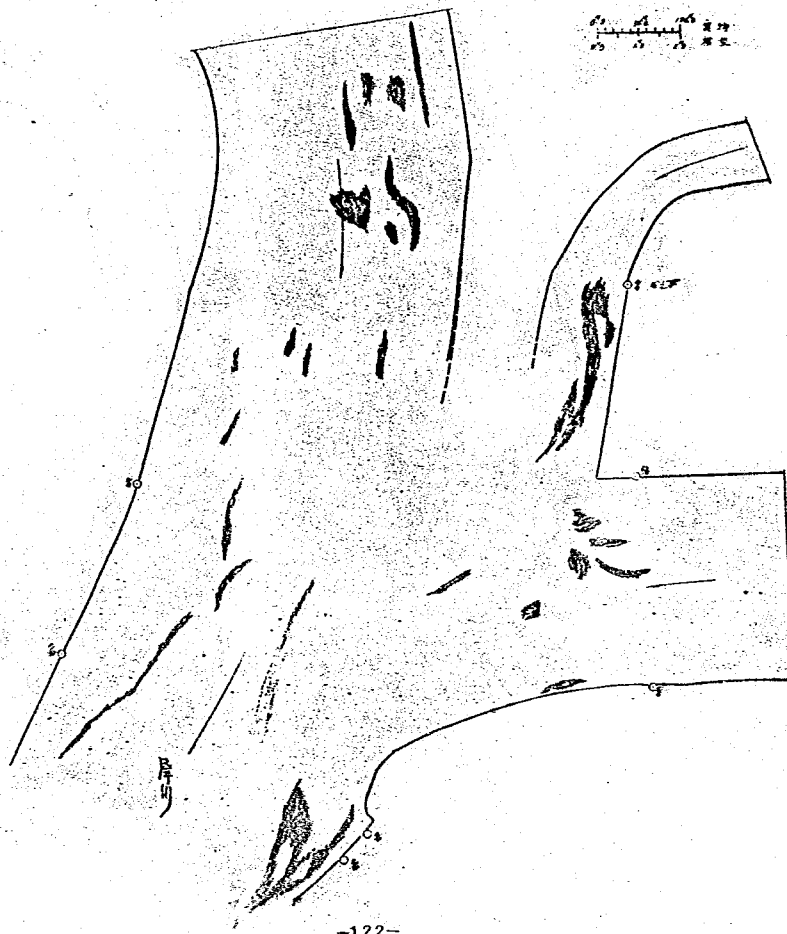


図 5.12 不定流実験の流跡線図 (Ⅲ)

(流量番号 K)

図 5.13 不定流実験による堆砂実験結果スケッチ図



(3) 定流実験 ——— 現状模型

定流実験 4 ケースの表面流および底流の流跡線を図 5.14 ~ 図 5.17 に示す。このうち図 5.14 の計画流量時のスケッチには表面および河床における流向を実測して記入した（ベクトル図ではない）。底流の流向が不揃いなのは、局部的な河床の凹凸によるものと思われる。

現状模型における各実験ケースの流況は表 5.6 のようである。総じて、流量が小さいときは河床の形および高さの影響で、流量の大きいときには慣性の影響および各川の相互干渉があつて複雑な流れ方を示すが、犀川の流れは上流で右岸寄り、万水川との出合い付近で左岸寄りと割合安定した流況を示し、穂高川も強い右岸流となつてあまり流量による激しい変化はない。ところが高瀬川は川巾が非常に広いために、流量によつていろいろな流れ方を示し、不安定である。また、犀川および穂高川の流路が安定している裏には、ここで流速が非常に速く、護岸の保護が相当重要な問題であることを含んでいる。合流点の犀川と万水川の出合付近では、いずれの流量のときにも死水域ができて、犀川と穂高川とがぶつかつてできる逆流がみられる。この大きさおよび強さは各川の流出量によつて左右されるが、出水時には土砂の堆積が大きいであろう。この他、死水域は穂高川出口付近中央から左岸にかけての部分、穂高川と高瀬川の出合付近、および高瀬川左岸の凹部にも死水域が現われる。流量が大きい場合には、流れがぶつかりあつて、小さいが強い渦ができたり、また表層流と底層流との向きが大きく異つているような流況もみられ全体的にかなり複雑な流れとなつている。

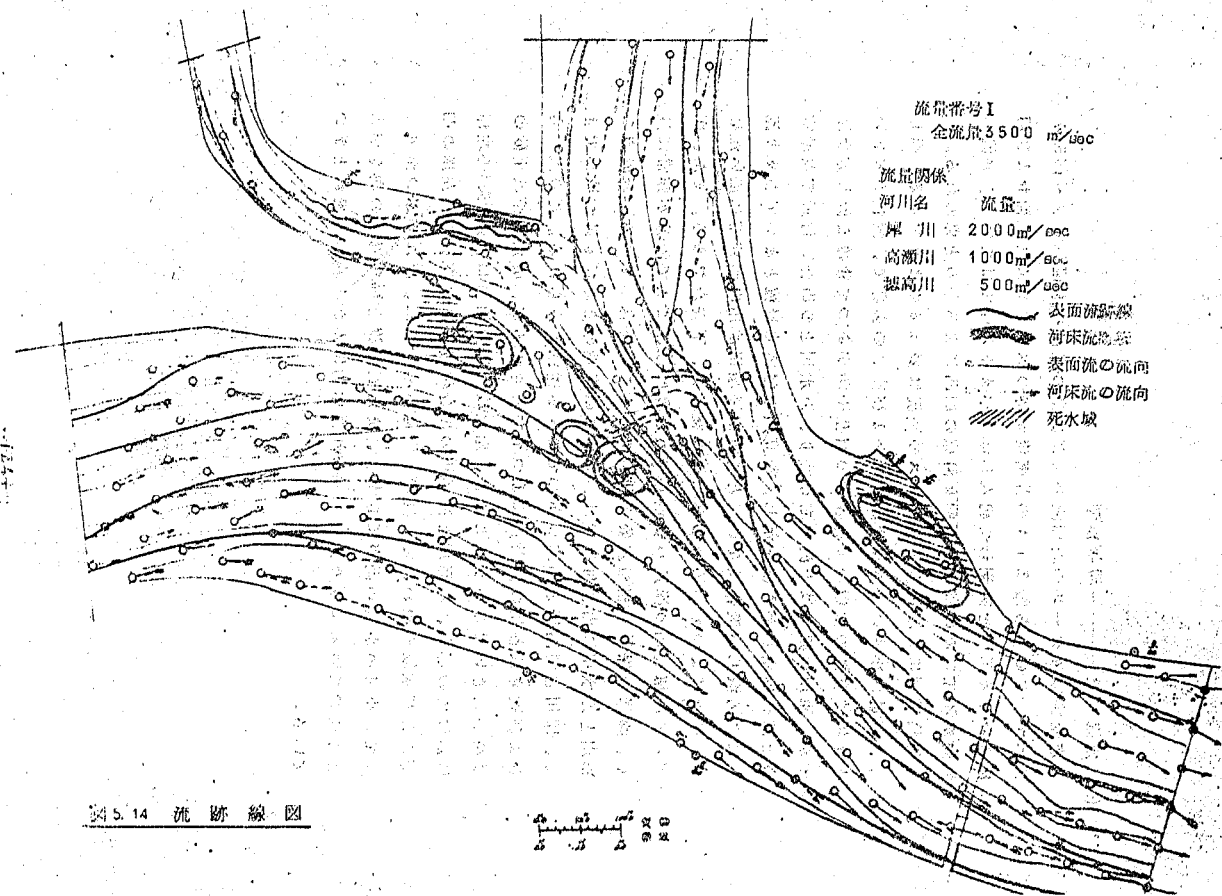
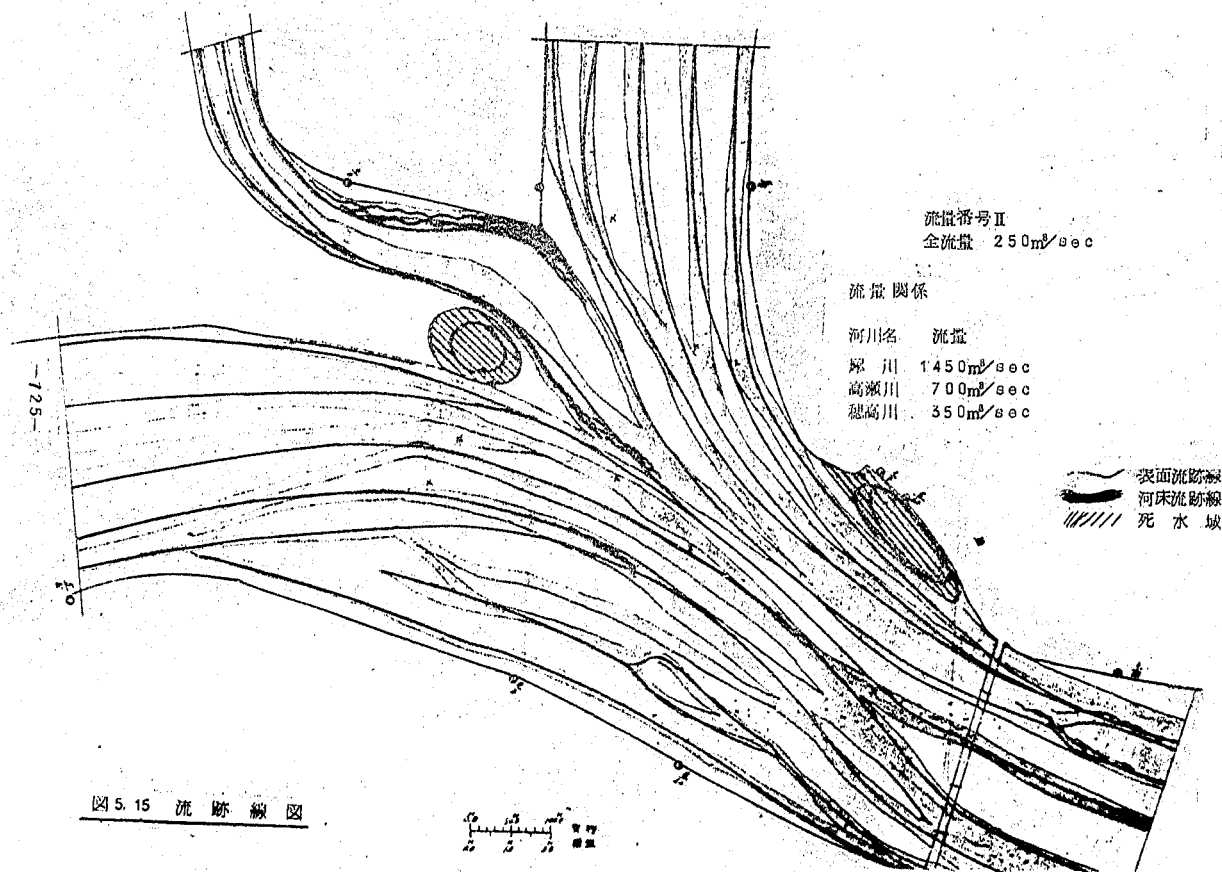


図 5.14 流跡線図



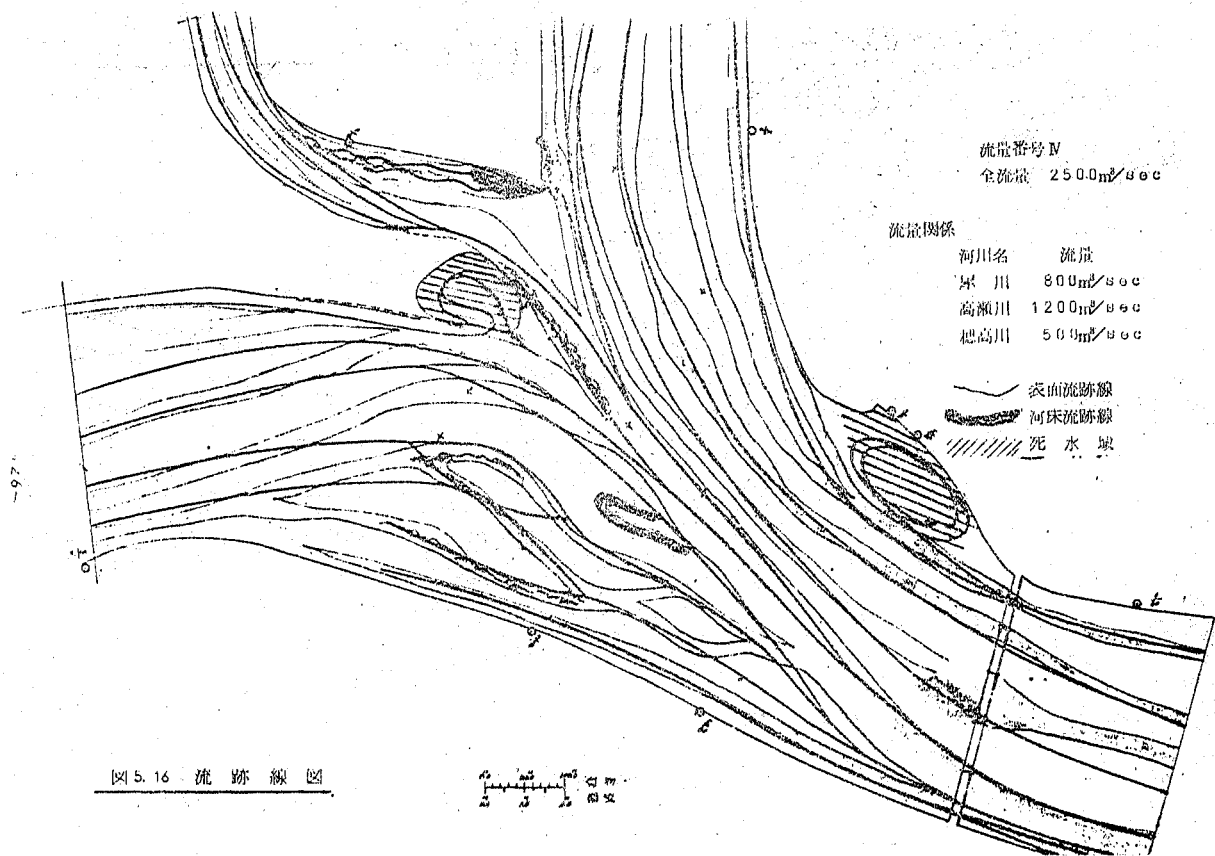
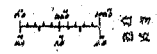


図 5.16 流跡線図



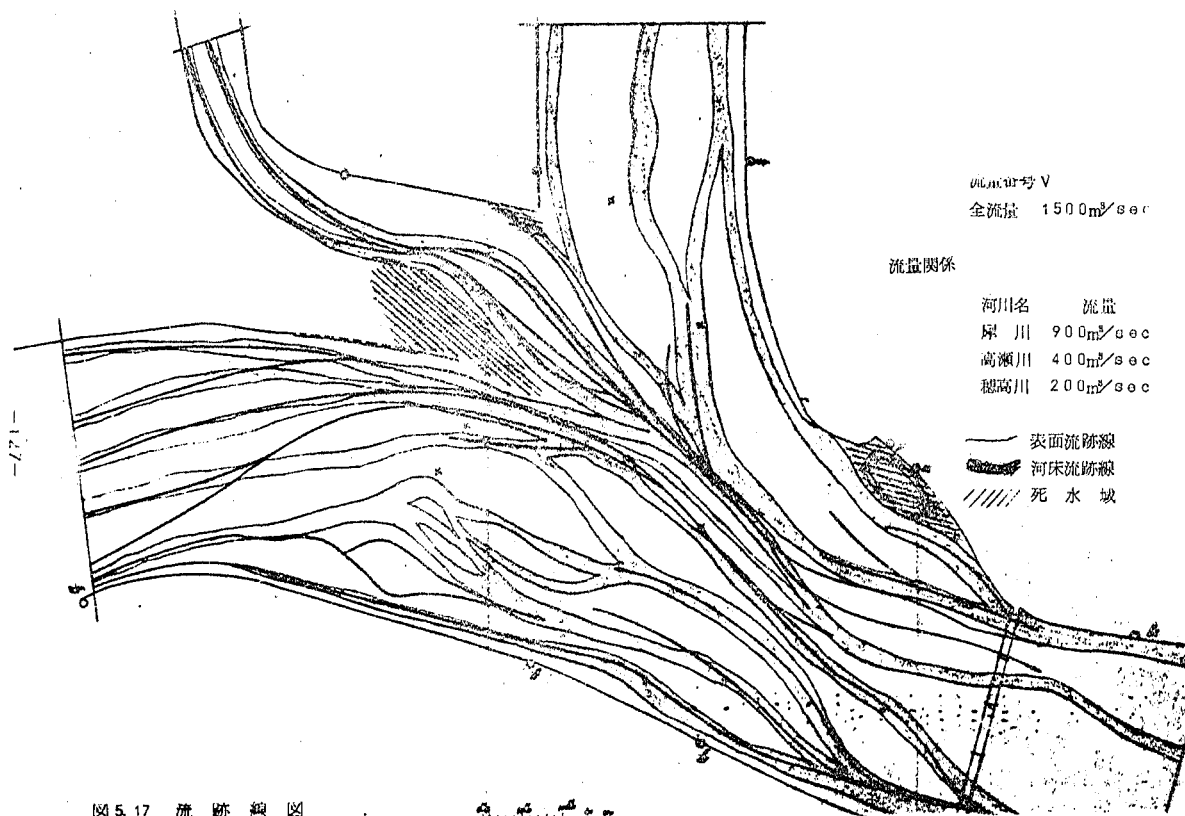


図 5.17 流跡線図

表 5.6 定流実験流況観測表

流量番号	総 括	犀 川	高 瀬 川	穂 高 川	合 流 点 付 近
I ($Q = 3500$)	局所的射流 波状跳水が みられる。	5/61下流200 m付近から流れ は全体的に左岸 寄りとなりその まま合流点に流 れ込む。	右岸寄りの傾向 を有するが出口 付近では左岸流 の方が強い。	わん曲部始点よ り右岸側に寄る。 出口で一部は万 水川に流れ落ち る。	万水川下流で強い 渦がでく(模型で 9秒毎)くずれな がら流下していく。
II ($Q = 2500$)		同 上	水深が小さく所 々に射流が現わ れる。合流点に 近づくにしたが い左寄りとなる。		万水川出口付近の 死水域でゆるい逆 流がみられる。
IV ($Q = 2500$)	高瀬の流寸 最大	流寸が小さいの で河床の形に 左右される。 しかし合流点で は左岸に集まる。	右岸寄りの勢力 強く、犀川・穂 高川を押してい る。合流点に入 るとわん曲の影 響で左岸寄りと なる。	高瀬川との合流 付近に死水域 をつくる。高瀬 川の流れと激し く合流する。	高瀬川の勢力が卓 越。高瀬左岸の凹 部の渦はゆつくり としたものである。 犀川隣付近左岸の 流速は遅い。
V ($Q = 1500$)		万水川の出口へ 少し寄る。合流 点付近右岸寄り の流寸はほとん どない。	主体は左岸	流寸減により万 水川へ落ちる流 寸も減る。出口 付近中央部河床 が高いためここ れより上流で流 れが2分される が、右岸流が強 い。	全体的に左寄り であつた流れが犀川 橋付近では、左・ 右岸沿の流れに2 分される。

(4) 水制と導流堤の検討 —— その 1

河川の流況を変え、あるいはみお筋を固定するための水制・導流堤に関する検討は、第一選考として、流線におよぼすこれら構造物の影響を調べることにした。流速分布や水位を測定して、さらに詳しく検討するものは、第一選考を通過した少数の案に限定するわけである。

水制は、ここで用いるものは流速を弱めて護岸の役を兼ねさせるものではなく、流水をはねて、流れを変えるためのものであるから、主として不誘過、非越流水制について、位置・方向・長さなどをいろいろと変えて検討することにした。実際に河川に施工するときは、水制自身の維持の問題もふざいするから、透過水制に関する検討もここでとりあげた以上に必要であろう。

a 水制実験 I

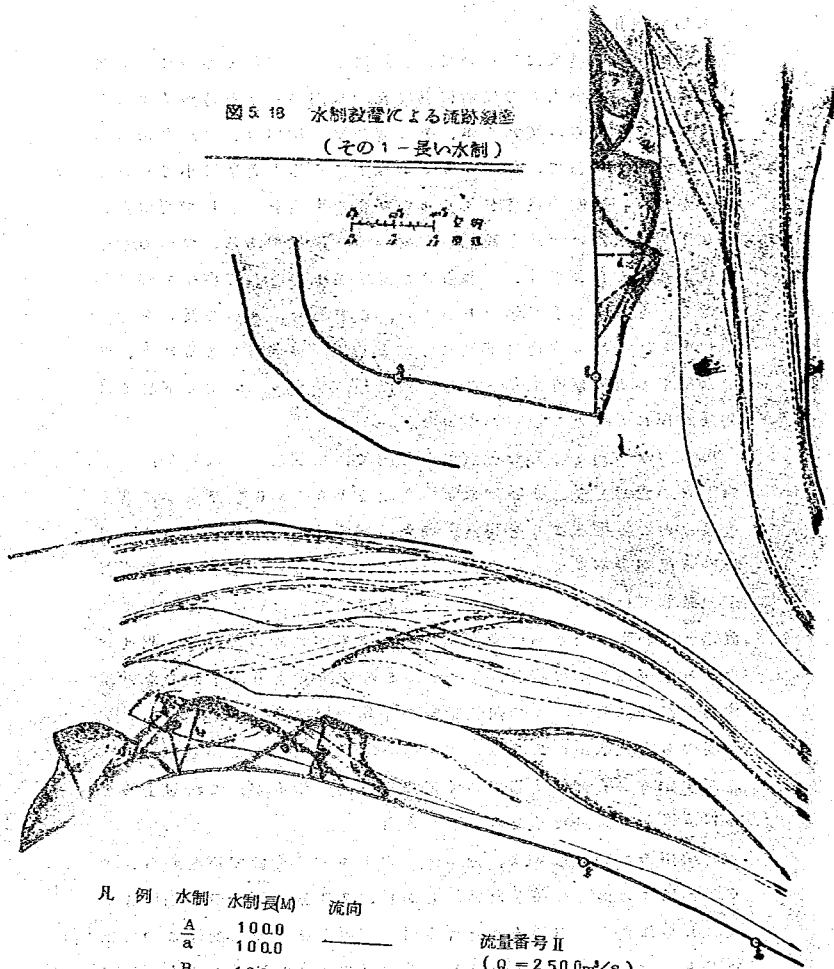
最初の実験は水制の効果をはつきりと観察するために、長さの大きい水制を同一流量(Ⅱ)についていろいろと設置位置などを変えて実験を行つた。図 5.18 は犀川右岸および高瀬川右岸に 100 m 程度の水制を設置した場合の流跡線である。図では水制の線の種類と流線を表わす線の種類とを一致させている。例えば、実線で表わされる流線は、犀川に水制 A および高瀬川に水制 a を設置した場合のものである。この犀川と高瀬川の流線は干渉しないと考えてよい。一般に、流れは流線の位置以上にその変化が顕著であるから、各水制の効果の差は図 5.18 に表わされた流線の差以上に大きい。

右岸 5 / 61 キロ杭の前後に設置した水制 (A, B, C) の流跡線は、水制上流ではねられるが、水制を通過すると、ふたたび右岸の方に寄つていき、水制を設置した効果がなくなる。D, E の水制の流跡線を見ると、水制上流で、左岸方向にはねられた流跡線は、水制下流にいつても、右岸に寄ることなく、流下するにしたがい左岸に寄つていくのが見られる。これより下流の位置に設置したのでは、まとはずれとなる。そこで、犀川においては、水制位置は、D、または W_8 が良いことになる。ただし、影響が非常に顕著であり、左岸の護岸や水制自身の維持が大変であるから、水制差や透過水制の検討が必要である。

高瀬川を見ると、a水制以外の水制は、どれもほぼ同じような流跡線を示し、共に良く水がはねられているのがわかるが、水制が合流点よりあまり上流におかれると、水制より上流ではねられた水は、流下するにしがたいその一部が右岸に寄る傾向がみられ、水制の効果の現われる範囲が小さい面積に限られる。a～eのいずれの位置でも十分な効果は期待しがたく、2本以上の水制が必要である。位置としてはdがよいことが判明した。

穂高川は流れが右岸に寄つていて、急流であるために流れが水制のまわりを小廻りして効果は少い上、流れを乱して好ましくない。

図 5.18 水制設置による流跡線迹
(その 1 - 長い水制)



凡 例	水制	水制長 (m)	流向
A	a	100.0	——
B	b	100.0	——
C	c	80.0	——
D	d	130.0	——
WS	s	80.0	——
		60.0	——

流量番号 II
($Q = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$)

b 水制実験Ⅱ

予備的検討の結果に基づいて、実際に維持も容易であつて、効果は大きい短かい水制の検討に移つた。水制の長さを短かくすると、水はね効果が薄らいでいくが、その度合は、犀川工例では右岸の横断流速分布の関係で、長さが40m以下になると急激に小さくなる。したがつて、水制の長さが40mの場合の実験を主として行つた。図5.19は短かい水制を設置した場合の流跡線である。犀川の水制位置が水制3.4.5.では、はねられた流線が小廻りして再び右岸に戻るから、もう少し下流側の方がよい。この場合、水制の長さを短かくしても、やはり位置は下流の方がよく V_B が適當であること、その効果もかなり期待できること、ただし、 V_B の位置より下流では効果が薄れることなどがわかつた。

次に水制の角度の影響を調べる目的で、水制位置をほぼ V_B とし、岸からの距離を変えないで水制の角度を 30° 、 60° 下流側に変えてみたところ図5.20を得た。効果の判定は、流跡線と測点4'における流速分布によることにした。これによると、水制の先端位置が一致していないために角度のみの比較はできないが、流線および流速ともわずかながら直角水制 V_B の効果が大きい。なお、測点4'の平均流速は V_B の場合、 $V_m = 5.34 \text{ m/s}$ であり、水制のない現状河床における測点4の同流量時の平均流速はおよそ $V_B = 4.8 \text{ m/s}$ 程度である。水制の長さは、施工のときは効果をみながら年数をかけて水制の長さを伸ばしていく工法も考えられるが、これ以上あまり短かいと効果がなくなるようである。

高瀬川の水制としては、短かいもの1本では急流であるから、すぐに裏にまわつて効果がない。しかし、2本設け第1の水制によつてはねられた水流が戻ろうとする付近で再び第2の水制によつてはねると、水制の効果が倍加され、その効果が明瞭に現われる。位置としては V_{T1} 、 V_{T2} の2本が最もよい。高瀬川左岸の引堤を行つて、流線を左岸側に引き寄せても、この2本の水制は流れを固定させる意味において有効不可欠と思われる。

水制の種類は実験効果をはつきりさせるために、不透過水制について検討してきたが、水制の維持の観点からすると透過水制に関する資料も望ましいところである。

透過水制の構造はいろいろなものが考えられる。それらのすべてについて水はね効果を検討することは困難であるから、簡単のため図-21のような杭うち水制2種類について実験を行つてみた。なお、杭打ち水制の場合は設置側の岸の付近の流速は計算によつて求めることができる。(水制に関する研究、土木研究所報告107号昭和36年)。透過水制に対する実験結果は図5.2.2のようであつて、透過水制の粗密の度合にもよるが、犀川の場合は水制1基では効果が少く、粗の水制でよいが2基必要であること、高瀬川の場合は4基あれば不透過水制以上の効果が期待できることなどが判明した。一般に、透過と不透過の相違は水制裏側の圧力であつて、透過水制の場合も数が多ければ、十分な効果が期待でき、柔かく広範囲に作用するので、維持も容易であると考えられる。

図 5.19 水制設置による流跡線図
(その 2 - 短い水制)

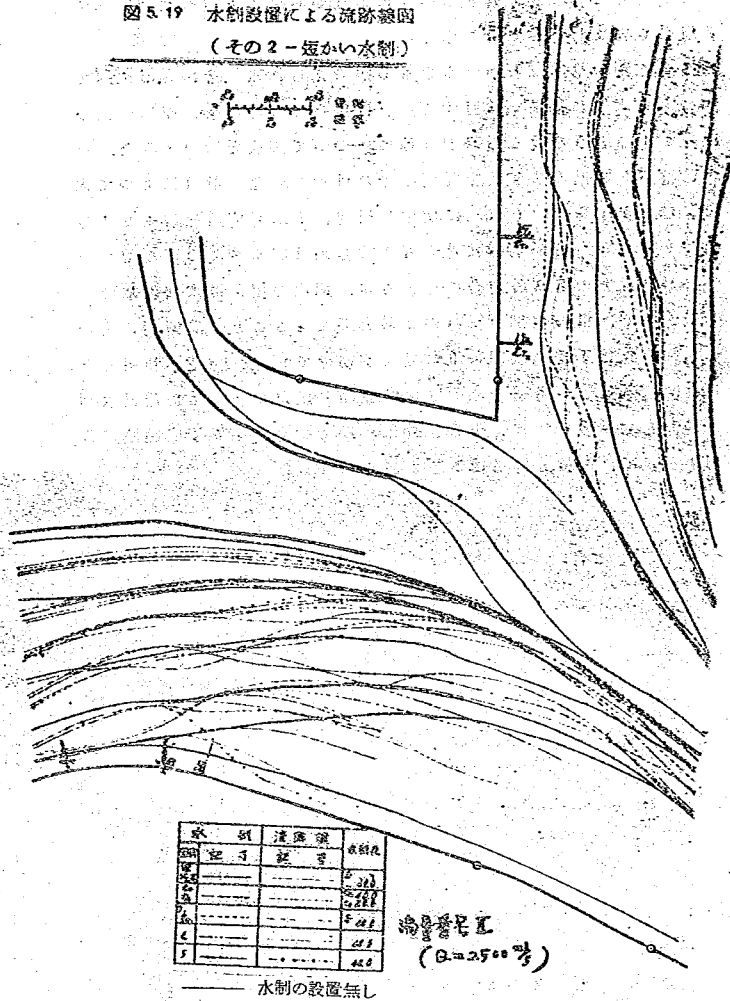
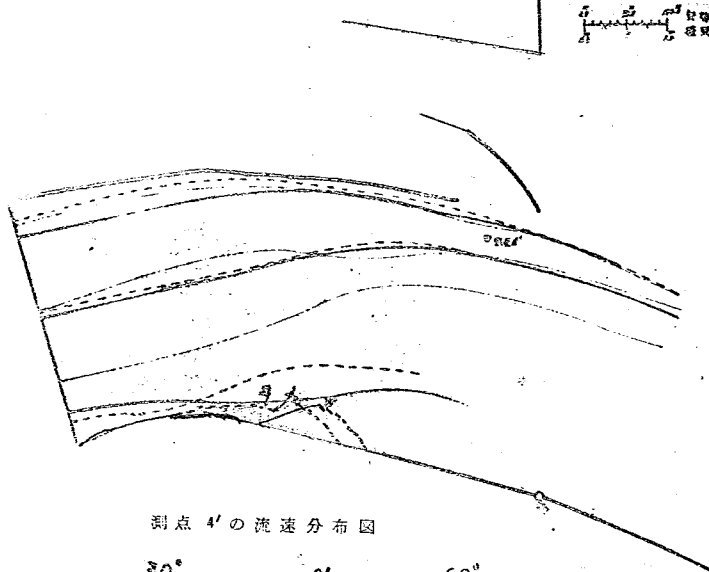


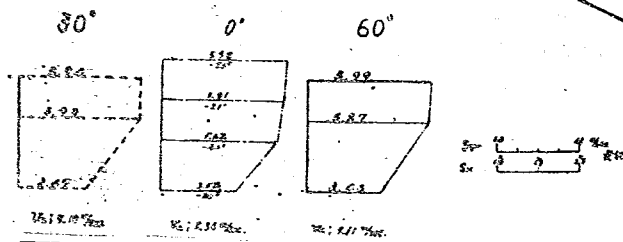
図 5.20 水制実験による流速・流跡線図

〔註〕 高瀬左岸引堤後の模型であるが
その影響はないものと考えてよい
。

流量番号 II
($Q_t = 2500 \text{ m}^3/\text{sec}$)



測点 4' の流速分布図



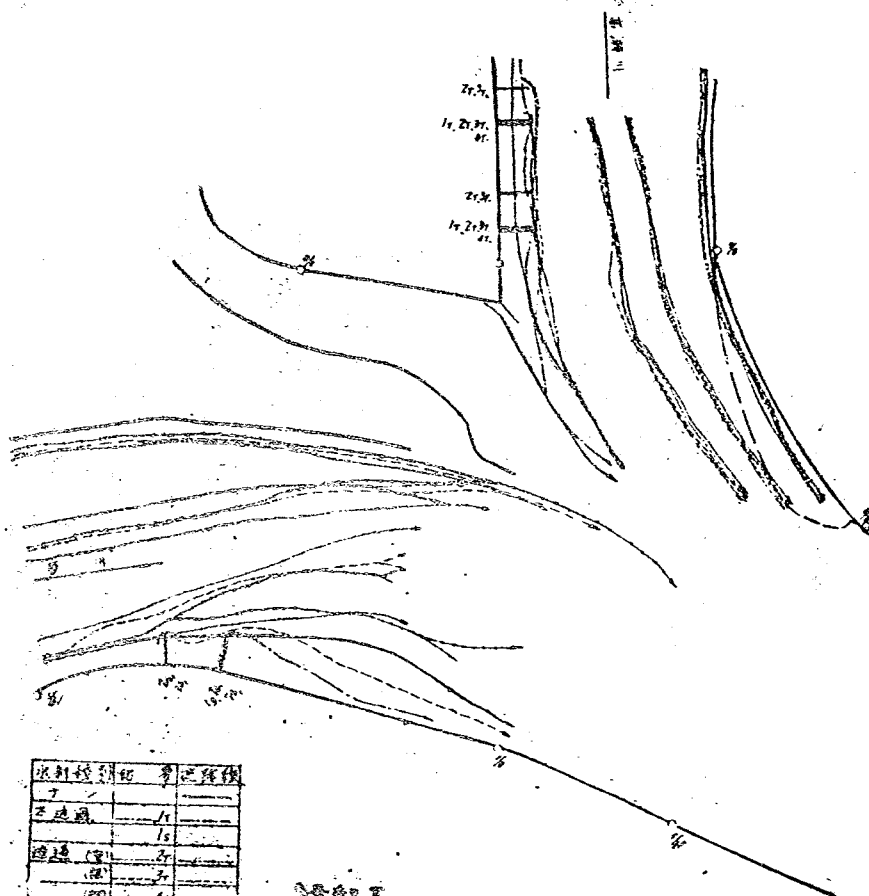
水 制	流 跡 線
75	———
30°	- - - - -
60°	—————

図 5.21 水 制 候 型



〔註〕粗の場合は横木なし
密の場合は径0.5cmの丸棒を各列に下から1cm間隔に横に3段入れたもの

图 5.22 流 迹 线 图



水刺线	距	距
1	1	1
2	1	1
3	1	1
4	1	1
5	1	1
6	1	1
7	1	1
8	1	1
9	1	1
10	1	1
11	1	1
12	1	1
13	1	1
14	1	1
15	1	1
16	1	1
17	1	1
18	1	1
19	1	1
20	1	1
21	1	1
22	1	1
23	1	1
24	1	1
25	1	1
26	1	1
27	1	1
28	1	1
29	1	1
30	1	1
31	1	1
32	1	1
33	1	1
34	1	1
35	1	1
36	1	1
37	1	1
38	1	1
39	1	1
40	1	1
41	1	1
42	1	1
43	1	1
44	1	1
45	1	1
46	1	1
47	1	1
48	1	1
49	1	1
50	1	1
51	1	1
52	1	1
53	1	1
54	1	1
55	1	1
56	1	1
57	1	1
58	1	1
59	1	1
60	1	1
61	1	1
62	1	1
63	1	1
64	1	1
65	1	1
66	1	1
67	1	1
68	1	1
69	1	1
70	1	1
71	1	1
72	1	1
73	1	1
74	1	1
75	1	1
76	1	1
77	1	1
78	1	1
79	1	1
80	1	1
81	1	1
82	1	1
83	1	1
84	1	1
85	1	1
86	1	1
87	1	1
88	1	1
89	1	1
90	1	1
91	1	1
92	1	1
93	1	1
94	1	1
95	1	1
96	1	1
97	1	1
98	1	1
99	1	1
100	1	1

流量

c. 導流堤実験

穂高川の流れの影響を万水川から遠ざけ、高瀬川の流れも遠くへ押しやる目的で、穂高川に高瀬川の間で導流堤、および穂高川と万水川の間で導流堤について検討した。検討した導流堤の位置を図 5.2.3 に示す。

穂高川の流れは出口付近では、ほとんど右岸に集つて左岸側は流速が非常に遅くなつてゐる。したがつて、高瀬川右岸に水制を設けない場合でも、導流堤 W (図 5.2.3 あるいは図 5.2.4 参照) の高瀬川流況におよぼす効果はほとんどない。ところが、穂高川の左岸出口付近には赤川という小さい排水河川があり、穂高川の土砂によりその河口が閉そく傾向にあるが、導流堤 W は穂高川左岸のわずかの水を集めて流す性質を有しており、赤川河口閉そくの傾向を多少なりとも改善するものであると期待される。この導流堤の長さは 20 m ではさつぱりで、巻込はないが高瀬川の勢力が大きき、効果がなから、最少 40 m は望みたい。なお、赤川河口閉そくに対する根本的対策は赤川の両岸から低い導流堤を伸ばすことであるが、困難な問題もあるので、W の導流堤はできるだけ長くした方がよいと思われる。

穂高川の流れの影響を万水川から遠ざけ、かつ高瀬川の勢力を左岸の方へ押しやる導流堤の種類として 4 種類のものについて検討した。

まず、穂高川左岸堤防法線に沿つて直線的に X、Y、Z の導流堤を伸ばすケース (図 5.2.4) は、流れを分離する点、および高瀬川の流れを下流に押しやる点では秀れているが、導流堤を伸ばすなど大きい死水域ができ、また導流堤先端に渦ができて、導流堤に沿う万水川上流方向への強い逆流がみられるところに欠点がある。ここにてきる逆流は、万水川の出口までは達しないが、土砂の堆積が生じると考えられる。また、導流堤自身についてもその先端部の維持が容易でなく、穂高川についても右岸の保護に相当留意する必要がある点で好ましくない。

導流堤を高瀬川の上流へ向けて、強制的に穂高川を高瀬川の上流で合流させ、3川合流を2川合流のようにする案は、思想としてはよく、例えば図5.2.5および図5.2.6（ただし高瀬川左岸引堤後）のように、万水川出口を完全に穂高川および高瀬川から切り離してしまうが、導流堤の維持は極端に困難である。

第3の導流堤T、Vは穂高川の主流である右岸沿の流れの流跡線に沿って彎曲させて設けるものである。この場合は、流れ方が自然であるから、穂高川左岸の維持の問題を除いて、かなり改善され、導流堤先端の大きな渦（死水域）もできず、良好であつた。ところが、導流堤の長さはあまり短かくては効果がないが、十分な長さを有する導流堤Vの場合でも、犀川を穂高川および高瀬川の勢力関係で、ときとして万水川への土砂の巻込みがあり、この案はやや微妙である。

そこで、次に導流堤をずつと犀川寄へ押しあげ、導流堤の穂高川側へ、強制的に剥離域を造らせる案（導流堤AおよびB）について実験を行つた。この案は、導流堤の穂高川にできる渦によつて、穂高川自身の流れを高瀬川におしあげ、この渦部分の堆積を期待して導流堤の構造を軽くするとともに、万水川におよぼす穂高川および高瀬川の直接の影響を引き離し、犀川のための対策によつて、万水川出口付近の維持を計ることを意図している。

導流堤AおよびBの検討は高瀬川左岸の引堤I模型で行つたために、高瀬川の流れが改善され、導流堤先端付近では高瀬川の勢力が多少弱められた状態のものである。

この導流堤では、先端部の深掘れの問題があるが、各川のいかなる流出量配分に対しても、万水川への土砂の巻込みを完全になくするような形状とその位置をさがすことを第一の目標とした。

各川の流出量について解析結果に基づいて昭和33年から36年まで調べてみると、犀川の流量はかなり大きく、犀川流量と、高瀬川流量および穂高川流量の合計との比は1:1から2:1の間が大部分であるが、犀川流量の小さいときも危険であるので、安全の

ために表 5.7 のような 7 種類の流量について検討した。

流量 7 ケースの実験の結果、万水川側への導流堤沿の逆流は、穂高川の流れからのものと、犀川の流れからのものと 2 つあることがわかった。前者は 3 川各河川の流出量に関係するが、後者はほとんど無関係でただ犀川の流出量だけ関係するようである。そこでまず、後者についてみると、犀川の流れの影響で出来る逆流は、流れの一部が導流堤の先端付近に当たり、ここに渦が出来、その為に逆流を生じており、その渦が出来る位置（流れが導流堤に当たる）位置は、犀川の流出量の大きいほど、導流堤上流側（万水川方向）に移動していく。この為に万水川への影響は、大きい流出量の時に起こる。実験範囲では、犀川流出量が 2000 m³/sec の時だけであり、あとの流出量の影響はほとんどない。次に穂高川からの巻き込みについて、流量関係からみていくと、高瀬川の流出量が多い時には、穂高川の流出量が小さくても、巻き込みがある。また、穂高川の流出量が大きくても、高瀬川のそれが小さいと巻き込みは見られない。犀川の流出量が大きい時は、一般的に巻き込みは見られないが、犀川の流出量が大きくても、高瀬川の流出量が大きいと巻き込みが見られる。犀川と穂高川の流出量が同じぐらいの時でも、高瀬川の流出量が大きいと巻き込みが見られ、小さい時には見られない。以上の事から、穂高川からの巻き込みは、高瀬川の流出量に大いに関係するものと恐われる。

表 5.7 導流堤 A の実験条件と結果

流量 番号	流 出 量			流 出 比					巻き込み有無	
	犀 川	穂高川	高瀬川	犀 川	穂高川 高瀬川	犀 川	穂高川	高瀬川	犀川から	穂高川 か
1	2000	200	400	3.3	1	5	0.5	1	有	無
2	1400	500	800	1.1	1	1.8	0.6	1	〃	有
3	900	200	400	1.5	1	2.3	0.5	1	〃	無
4	550	500	1200	1	1.2	2.8	2.5	1	〃	〃
5	700	300	1000	1	1.8	0.7	0.3	1	〃	有
6	500	500	500	1	2	1	1	1	〃	〃
7	1250	200	440	2	1	2.8	0.5	1	〃	無

次に、犀川流出量 $2,000\text{ m}^3/\text{sec}$ の時に、逆流がかなり万水川の出口をふさぐと思われるので、導流堤をやや後にずらして、犀川からの流れを、導流堤に当たるのをやわらげる事にして、逆流範囲を、万水川の出口から遠ざける目的で、流量番号1および4で実験した(導流堤B)。

実験結果を見ると

流量番号1について、前実験と比較すると、穂高川側からの巻き込みは、同じように見られない。

犀川からの巻き込みは、有るけれども、万水川方向へ進む範囲が、そうとう小さくなっている。

すなわち、前実験では、ほとんど万水川出口全体にまで及んだけれども今回は、犀川左岸堤先端より下流 400 m の地点までで、逆流してくる範囲はとまっている。右岸の堆積もこの関係で下流に下り、万水川出口をふさぐことはなくなつた。

流量番号4について、流れの逆流範囲は、変化が見られないが、石炭の堆積は、前回の実験よりも下流になり、導流堤の先端付近で堆積するだけである。

これらの様子は図5.27～5.30に示す。なお、犀川左岸で万水川出口付近からの導流堤は不要と思われ、かえつて流れを乱すへい害がある。

表 5.8 導流堤 A 流況説明表

流 量 条 件	説 明
犀 川 2000 ^{m³} /s 高瀬川 400 穂高川 200 計 2600	穂高川から犀川への巻き込みはない。犀川からの流れは、導流堤先端付近に流れが当たるために、逆流を起す。その逆流は、犀川左岸堤先端近くにまで及んでいる。しかし、万水川の上流方面にはいかなない。 このため、石炭は穂高川からの導流堤万水川側へは、巻き込まないが、犀川左岸沿いに入れた石炭は、先端からの逆流に乗って、万水川の出口を半分ぐらいまでに堆積を示す。 巻き込む量は多い。 石炭粉の堆積は万水川河口で、河口から中へは巻込んでいかず、よって、石炭の堆積も、上流には及ばない。
Q _S 1400 Q _T 800 Q _H 500 計 2700	穂高川からの流れの巻き込みが、ごくわずかであるが見られる。犀川の流れを見ると、導流堤先端付近で穂高川の流れとぶつかり、又一部は導流堤先端で犀川の流れがぶつかり、逆流している。逆流は、犀川堤左岸先端より60.0mぐらい下流の地点までさかのぼる。 しかし、万水川の出口付近で逆流しているだけで上流までは及ばない。穂高川から入れた石炭は、先端からの逆流があるにもかかわらずこの逆流に乗って、万水川側に巻きこみはない。 犀川の左岸堤先端より岸沿いに入れた石炭は、逆流に乗って、堆積する。堆積する範囲は、左岸堤先端より60.0m下流から導流堤先端までで、ヘク離線にそって帯状に堆積する。堤防より少しはなれた所に入れた石炭はすべて流下する。
Q _S 900 Q _T 400 Q _H 200 計 1500	穂高川からの巻き込みはない。 犀川からの流れは、導流堤先端に、ゆるくではあるがぶつかり、この為渦ができて、逆流を生じる。 逆流は小さい。 穂高川から入れた石炭の万水川側への堆積は見られない。 犀川堤左岸沿いに入れた石炭は、逆流に巻きこまれて、わずかであるが、導流堤先端にたまる。万水川への影響は、まったくない。

$Q_S = 550$ $Q_T = 1,200$ $Q_H = 500$ 計 2,250	穂高川の流れの巻込みはない。犀川の流れは、導流堤先端付近に一部があたり、又、穂高川、高瀬川と犀川の合出口付近（犀川左岸堤先端より140.0m下流）で、合流した時に犀川の流れが穂高川、高瀬川の流れとぶつかって、又、犀川の河床の流れは、この付近の河床の高い部分にぶつかり、渦を作り、このために、導流堤万水川側に逆流をつくる。逆流してくる範囲は、犀川、左岸堤先端より80.0mぐらい下流の地点までである。石炭は穂高川側へ入れた時は逆流にのつてこない。犀川へ入れた石炭は、左岸沿いに入れると、下流してきた一部は逆流にのつて、帯状に堆積をし、その範囲は、犀川左岸堤先端より、80.0m、下流から導流堤先端にかけてであり、万水川への影響はない。
$Q_S = 700$ $Q_T = 1,000$ $Q_H = 300$ 計 2,000	穂高川の流れの一部が導流堤先端より万水川側へ巻込みがごくわずかであるが見られる。この巻込みは導流堤先端よりやや下流で小さい渦が周期的に出来るのでこのために周期的に巻込みがみられる。このために逆流が出来る。犀川の流れは堤先端及び穂高川の流れとぶつかって渦をつくり、逆流を生ずる。逆流してくる範囲は犀川左岸堤先端より下流60.0mぐらいまでである。石炭の巻込みは、穂高川からの巻込みがあるにもかかわらず何もみられない。 犀川左岸沿いに流した石炭は、一部は逆流にのつて導流堤先端付近に堆積をする。その範囲は犀川左岸堤先端より60.0m下流までで、万水川への影響はない。
$Q_S = 500$ $Q_T = 500$ $Q_H = 500$ 計 1,500	穂高川の流れの巻込みは、ごくわずかにあり、その範囲は導流堤先端より上流へ、30.0m付近までで、堤沿である。犀川の流れは、穂高川の流れとぶつかって、（その位置は犀川左岸堤先端より下流へ140.0m付近である）逆流を起し、犀川左岸堤先端より80.0m下流までで万水川上流へは及ばない。 石炭は穂高川から入れた時は、先端で巻込みがあるにもかかわらず、この巻込みにはのつてこない。犀川から入れた石炭は、逆流している範囲にたまるのがみられ、それは帯状に堆積している。又、ハク離線にそつてもごくわずかであるが、縁環にたまっているのがみられる。

$Q_S = 1,250$ $Q_T = 440$ $Q_H = 200$	穂高川の流れの導流堤先端の万水川(犀川)側への巻込みはない。穂高川の流れは、犀川の流れにおされきみで、この流れと合流してもただちに犀川の流れにしたがつて流下する。犀川の流れは導流堤先端付近に一部があたり、このために渦が起り逆流を生じ、導流堤沿に万水川方面に逆流する。逆流してくる範囲は、犀川左岸堤先端より下流60.0m地点までであり、万水川出口の死水域には及ばない。 石炭の堆積については、穂高川から入れた石炭は導流堤先端よりの巻込みはない。犀川から入れた石炭は、先端の逆流部に一部が巻き込まれ、そして、堆積している。堆積範囲は、流れの逆流している範囲と同じで、帯状に堆積をしている。
計 1,890	

表 5.9 導流堤 B 流況説明表

流 況 条 件	説 明
$Q_S = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 高瀬川 $Q_T = 400$ 穂高川 $Q_H = 200$	穂高川からの巻込みはみられない。犀川からの巻込みはあるけれども、前回の実験にくらべて、逆流してくる範囲は、下流に移り、犀川左岸堤先端より下流へ40.0m地点の所までである。穂高川からの石炭の巻込みは見られない犀川の堤防沿に入れた石炭の一部は、この逆流につて、導流堤先端付近に堆積を示すが、万水川上流への移動は見られない。この堆積の範囲も、逆流範囲と同じ地点までである。
計 2,600	
$Q_S = 550$ $Q_T = 1,200$ $Q_H = 500$	犀川からの巻込みはあいかわらずみられる。万水川方面へ逆流してくる範囲は犀川左岸堤先端より80.0m下流の地点までであるが石炭の巻込み堆積は、導流堤先端に堆積して、80.0m地点まではこない。この堆積した石炭は、時々導流堤先端に小さな渦が出来た時にこの渦の中に巻込まれて流下していく。導流堤先端から穂高川の流れの万水川側への巻込みはみられるが大きなものでないので、穂高川から入れた石炭がこの巻込みに乗って万水川側へ巻込まれることはない。
計 2,250	

圖 5.23 導流堤設置詳細圖
水 制

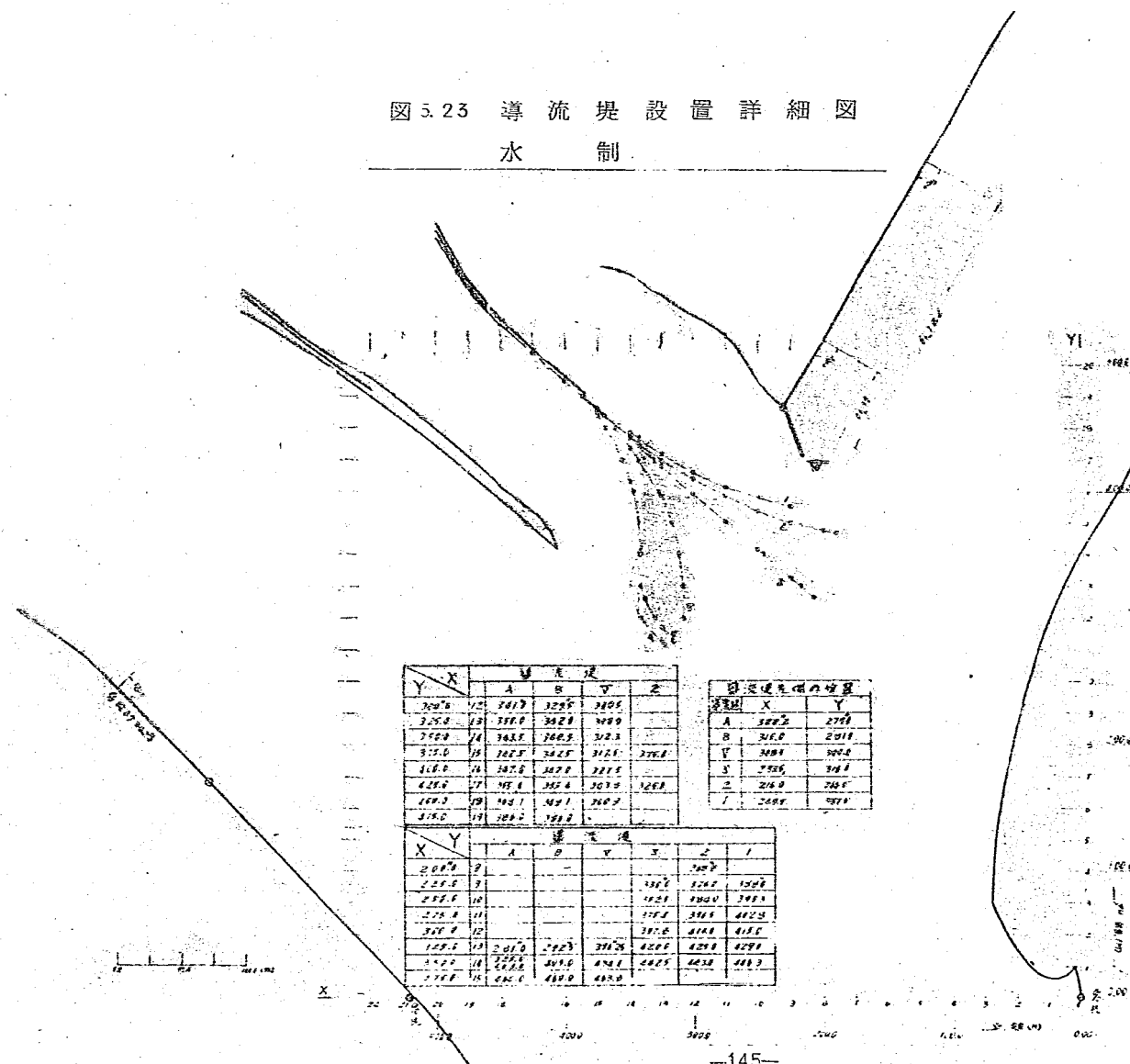


図5.24 導流堤設置による流跡線図
(流量番号Ⅱ)

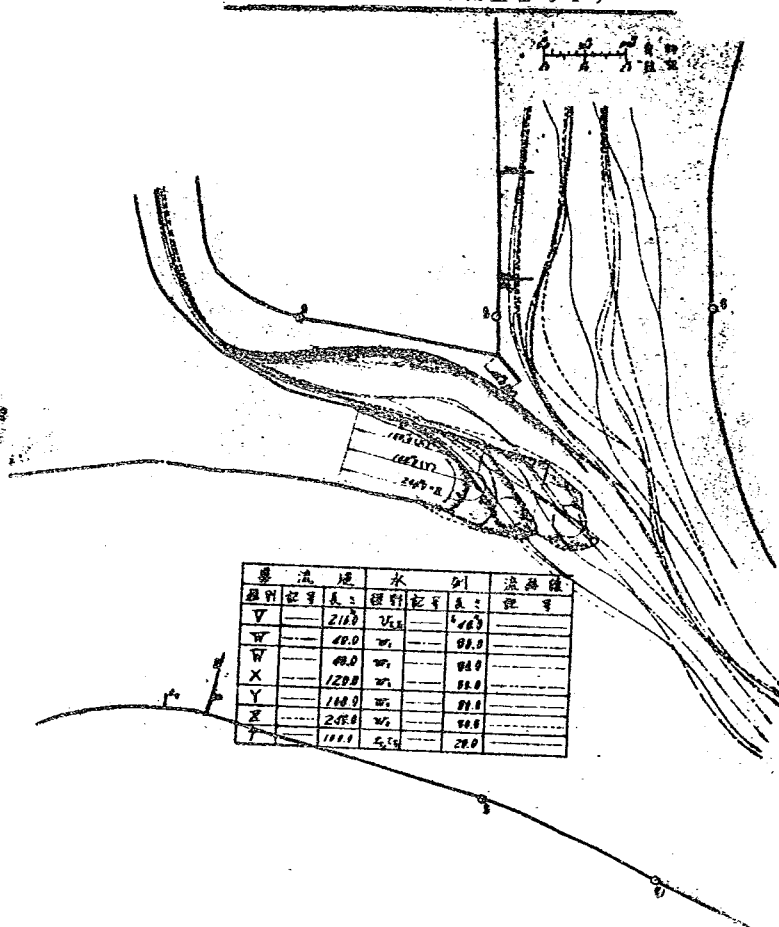


図 5.27 導流堤先端附近の巻込み状態の実験結果図

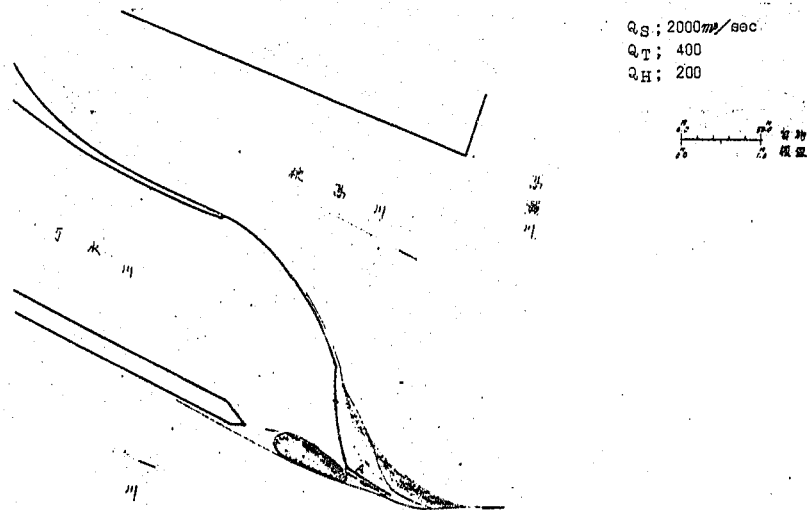
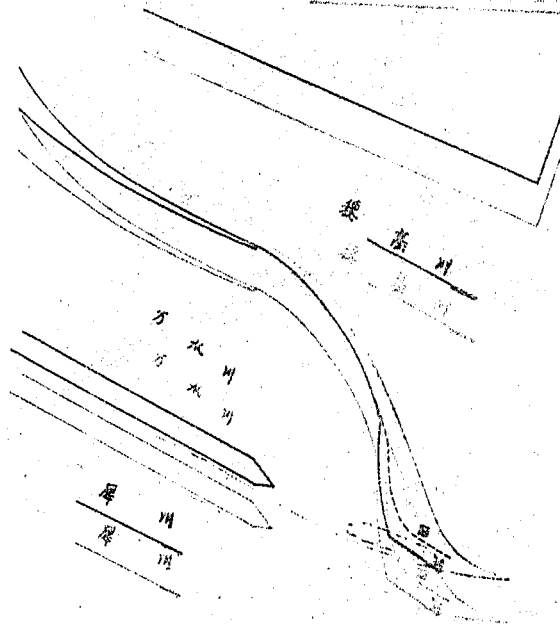


図5.29 導流堤先端附近の巻込み状態の実験結果図

図5.29 導流堤先端附近の巻込み状態の実験結果図

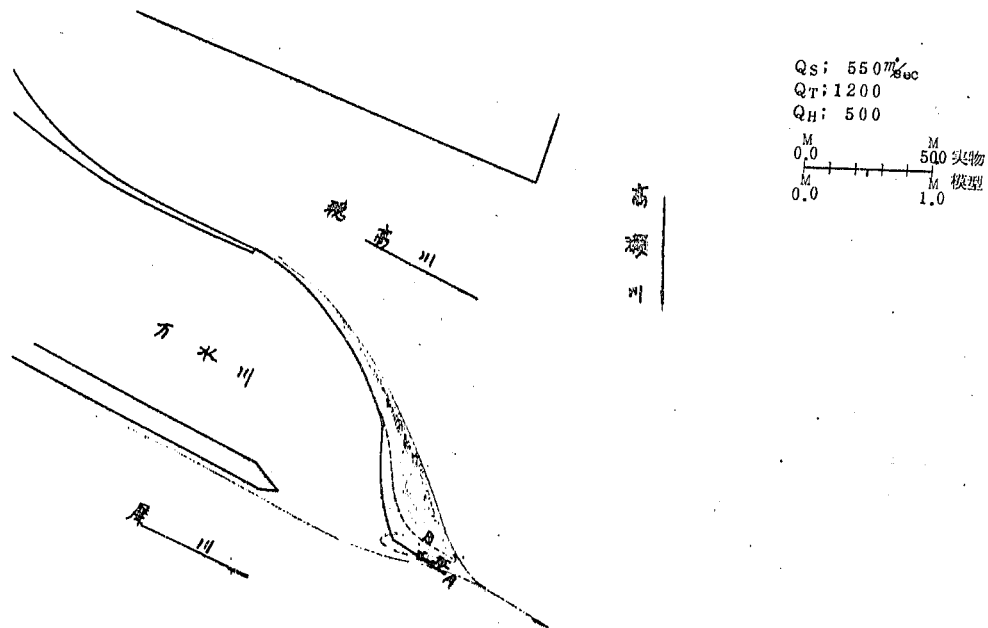


$Q_S: 2000 m^3/sec$
 $Q_T: 400$
 $Q_H: 2200 m^3/sec$
 $Q_M: 400$
 $0.0: 200$
 0.0
 0.0

M
 50.0 実物
 1.1 + M 模型
 1.0
 1.0

高瀬川

図 5.30 導流堤先端附近の巻込み状態の実験結果図



(5) 高瀬川左岸引堤案の検討—その1

高瀬川の川幅は広く、これまでの実験によると、流路がやや不安定である。高瀬川は三川合流点の調整に果す役割が大きいので、合流点附近の高瀬川左岸を引堤し、スムーズな曲線形に是正して、高瀬川の流路をできるだけ左岸側に固定させることを検討した。合流点の流況改善のためには、できるだけ多く引堤して実質上の合流点を犀川下流に移すほど、水理的合流条件が良くなることは当然であるが、引堤の効果率という観点からすると引堤量は少くとも効果的な引堤の仕方というものが存在するはずである。実験の目的は最大効果率となる引堤案を探し出すことである。

引堤は合計4案について検討したが、固定床実験では図5.31のようなる3案について検討した。1案と2案はあまり大きな違いはないが、3案は千曲川工事々務所案（概算計画資料）でかなり大きく引堤したものである。

流量条件1種類（流量番号Ⅱ）について、流線を調べた結果は図5.31のとおりである。これで見ると、引堤の割合が大きいほど高瀬川の流跡線は、この川の出口付近から急激に左岸側に近寄り、引堤下流端は近づくにしたがい、いずれの引堤の場合にも、ほぼ同じ場所に集まる傾向がみられる。また、左岸の凸部を除去すると剝離域は消失して流れ方は非常にスムーズになる。この流れ方は、高瀬川から犀川に合流するわん曲部の始端付近では内側に吸い寄せられて、いわゆる自由渦の流況を示し、わん曲部の末端付近では外側に変つて、いわゆる強制渦の流況を示し、わん曲部の流れとして一般に安定したものである。

図5.31の流跡線は安曇橋地点で左右岸および中央の三点に色素を投入した場合の流跡線で、各実験ケースとも3本の線が入っているから、合計では12本である。各実験ケースを比較するために、試みに右岸流跡線を取りあげて、現状模型の流跡線を基準に、各流跡線の左岸側に寄った距離を、引堤の長さで割つた値を仮に引堤効果率として、各実験ケース毎にとつてみると表5.10のようである。

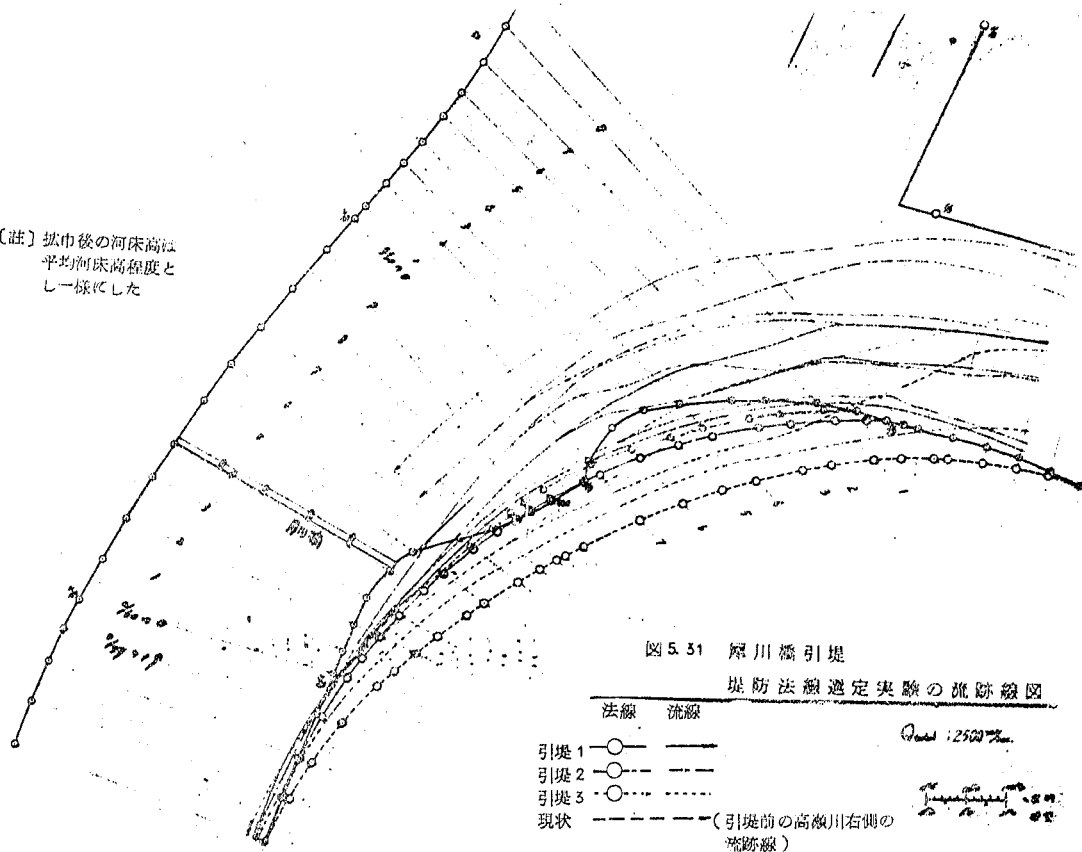
表 5.10 各引堤案流線の現状模型流線からのずれ
の引堤長に対する割合（引堤効果率）

断 面	距 離 標	ケース 1	ケース 2	ケース 3	備 考
1	5/60の7	4.50	7.40	1.75	
2	" 6	3.10	3.78	1.51	
3	" 5	2.66	2.53	1.34	
4	" 4	1.98	1.73	1.19	
5	" 3	1.83	1.33	1.11	
6	" 2	2.10	1.68	1.20	
7	" 1	5.06	13.00	1.58	

各引堤による流跡線の変化は、固定床模型ではかなり大きい。特に左岸 5/0 から 0/0 に至る間の凸部除去による影響は顕著であると思われる。図 5.31 図の流跡線、および表 5.10 から判断して、引堤 3 は少し大きすぎ、引堤 2 と 1 の差はあまりないが、引堤 1 の方がやや適当であるから、以後の実験ではこの形を採用した。ただし、もう少し引堤を少なくする案の検討を固定床実験では行っていない。引堤をあまり大きくしても埋められる可能性があるから、後に砂の動きを考慮する移動床実験によつて検討する。

なお、各河川の勢力範囲および二・三の流跡線を図 5.32 に示す。合流後のわん曲部では水面と水路底で勢力範囲が異なり、複雑な合流となつてはいるが、各支川の流況は万水川の合流点の維持には好都合である。犀川の流跡線におよぼす引堤の影響はあまりないが、高瀬川は大きく左岸寄りとなつて合流点を下流にさげ、穂高川は流れの巾が大きくなり、広がりが左寄りとなつてはいる。

〔註〕 拡巾後の河床高は
平均河床高程度と
し一律にした



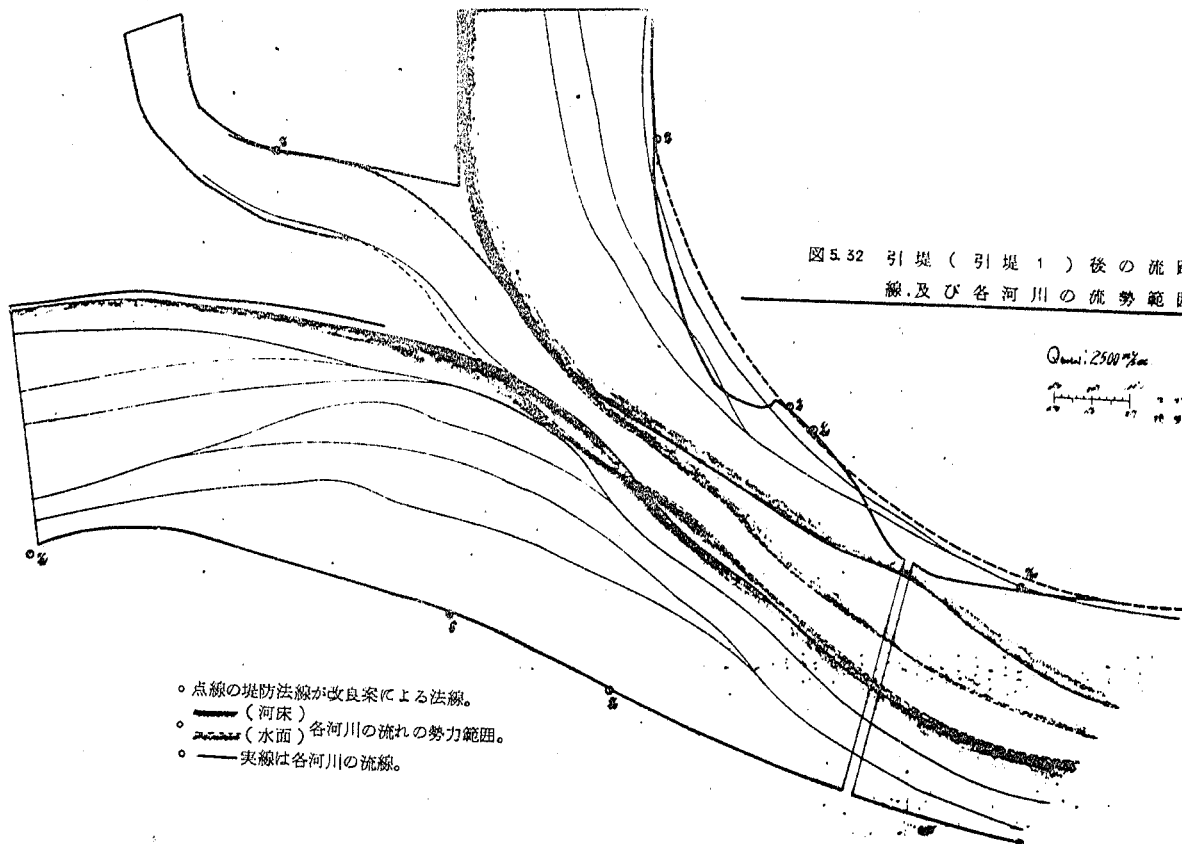


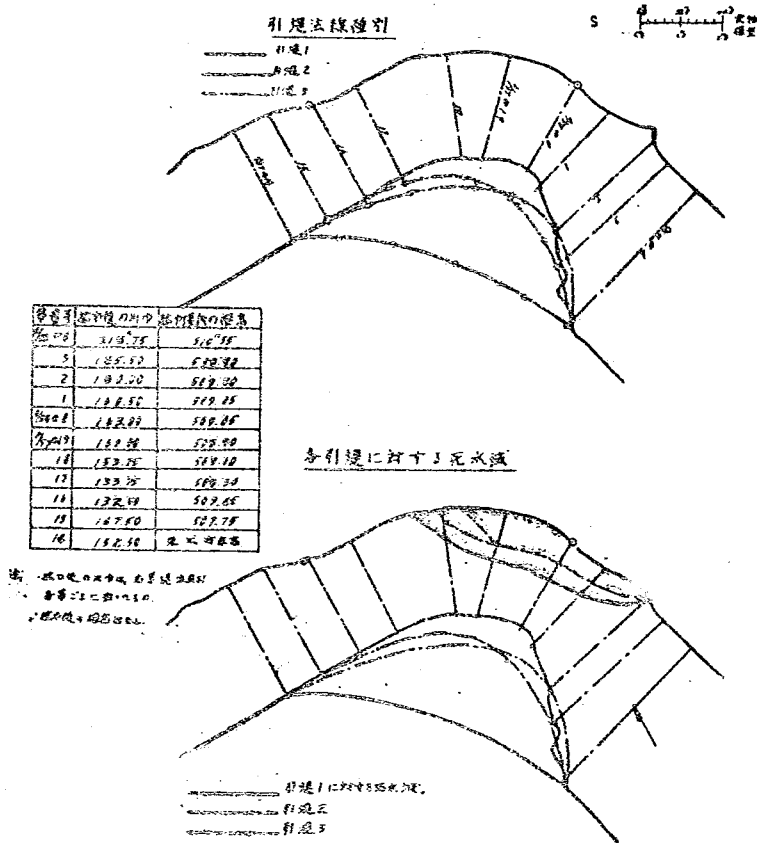
図 5.32 引堤 (引堤 1) 後の流跡線, 及び各河川の流勢範囲

(6) 木戸橋左岸引堤案の検討

木戸橋地点は狭さく部になつていて、流れが激しく乱れて疎通が悪い。そこで、木戸橋左岸を拡巾して流況を改善することを検討する。

実験は拡巾の仕方を3種類かえて行つた。その結果、いずれの場合も合流点の水位には関係がないこと右岸の剝離域はどのような拡巾に対しても消失しないことなどが判明した。図 5.3.3 は法線形とそれに対する死水域の大きさを示す。引堤後も死水域がかなり広範囲にわたつて存続するが、引堤前と比べて流れ方は著しく円滑となり、直上流の水位はかなり近くなる(後述)。ところが、流心が左岸側に寄つてしまふので、拡巾効率はあまりよいとはいえない。実験3ケースのうちで最良案は引堤3である。橋脚の洗掘軽減および護岸の負担軽減には役立つであろう。

图 5.33 木戸橋引堤実験決定法線図



(7) 水位と流速におよぼす影響—総合検討

三川合流地点調整のための構造物のおおかたの検討は、固定床模型によつて、主として、流跡線を比較することによつて行つてきた。その結果、水制・導流堤および引堤について、それぞれの構造物の範囲をしぼることができた。ここでは、固定床模型実験を総括する意味で、水位や流速分布等の測定結果に基づいて検討する。

実験ケースは表 5.1.1 のようである。実験ケース 1 は、構造物の維持が大変であるが水跳効果の大きいもの、実験ケース 3 はあまり効果が期待できないもの、実験ケース 2 はその中間的なものであり、実験ケース 0 は比較のために現状模型の値を示す。さらに、高瀬川左岸引堤（ケース 1）時の実験ケース 2 の測定を行つた。測定内容は水位、流速、流線で流量番号 I ～ VII について行つた。

表 5.1.1 実験内容

実験ケース	水制	導流堤	高瀬川左岸引堤	水位	流速	流線	備考
0	なし	なし	なし	○	○	○	現状河床
			あり（ケース 1）	○	○	○	流量ケース II のみ
1	W_B, d	Z	なし	○	○		水跳効果 大
2	V_S, V_{T1}, V_{T2}	V	なし	○	○		水跳効果 中
			あり（ケース 1）	○	○	○	
3	t_S, t_{T2}	T	なし	○	○		水跳効果 小

ただし、この中で実験ケース 2 が最良案とするものではない。ここで検討する各案は比較のためのもので、最終案は移動床実験結果をまつて定められる。ちなみに、水制については透過水制、導流堤は B 案、および引堤は 4 案（後述）を最終的には推しようすることになつてゐる。

まず、各測点の水位の比較を行なうと図 5.3.4—図 5.3.8 のようである。（測点位置については図 4.1.8 参照）いずれのケースにおいて

も、現状模型水位に較べてあまり水位があがつていないばかりか、逆に下つている場合が多いのは、構造物によつて水流がある程度まとめられて、河床の小さな凹凸の影響が直接表面にまで及ぶ程度が軽減され、エネルギー損失が小さくなるためと考えられる。実際の場合にも、近似解としてはこの実験結果が適用されるが、厳密な意味においては相似性について多少疑問がある。ただし、水位におよぼす引堤の効果はかなりのものが期待できる。この傾向は、水制導流堤設置前で高瀬左岸引堤のみを比較した図 5.3.8 からも推定されるところである。殊に、測点 910 では引堤による水位低下が著しい。

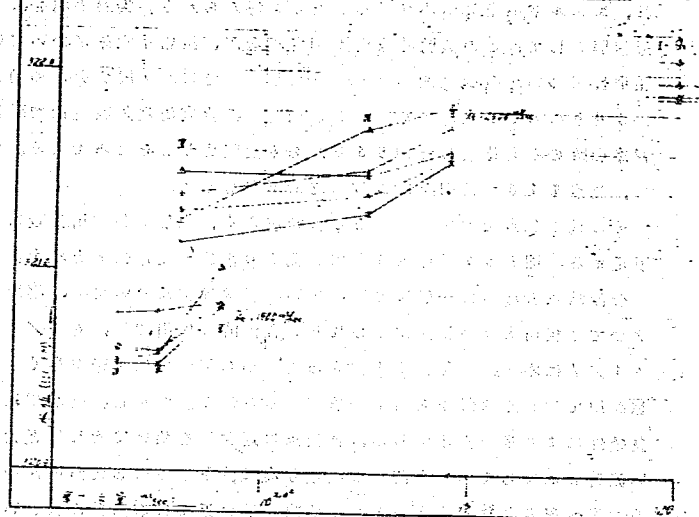
その他の測点では構造物による影響がなく、水位は各支川流量により定まる。図 5.3.9～図 5.4.2 に各測点の水位・流量曲線を示す。

合流地点の流速は一般に非常に早い。現状模型においても、場所によつては相当大きい流速が現われる。合流前の犀川では、61/2～61/7 は右岸が早く、61/0 あたりから下流では左岸が早くなる。穂高川ではわん曲部から右岸の急流がみられる。ただし、高瀬川は流量条件により多少変化するが、合流点付近左岸を除いてそれほど大きい流速とはならない。合流後の流速分布は流下するにしたがい左岸から右岸へ移り、犀川橋下流のわん曲末端部付近では右岸側に大きい流速が現われる。この断面の流速分布は強制渦のそれに近い。水制・導流堤を設け、高瀬川左岸の引堤を行つたときは、剝離は全くなく、高瀬川右岸に州がつくことが期待される犀川橋付近の流れは、左右岸沿が早くなり、中央が州になる可能性も感じられる。右岸沿の流れは多少早いが極端な値ではない。犀川橋の引堤後は左岸より 2 本目の橋脚の角度を困難であればその必要はないが、できれば、少し修正した方がよい。

高瀬川左岸引堤前のいろいろな流量および各構造物の条件のものにおける各測点の流速分布を図 5.4.3 に、また引堤後のケース 2 における流速分布を図 5.4.4 に、導流堤 1 および 2 を設置したときの流速分布を図 5.4.5 および図 5.4.6 図に示す。図 5.3.8 には水制および導流堤を設けなくて、高瀬川左岸の引堤を行つた場合と行わない場合の

図 5.34 合流点附近の測点の水位図 (測点 4)

水深図 (潮目)



水深図 (m)

測点	水深 (m)	流速 (m/s)	流量 (m³/s)
1	122.2	1.00	1.00
2	122.4	1.10	1.10
3	122.6	1.20	1.20
4	122.8	1.30	1.30

流速の比較を行つているが、流線が變つてゐるから同じ測点についての流速の値はそれほどの意味はなく、参考値程度のものである。表 5.13 は、比較のために、各点の最高流速と底流量を一覧表にしたものである。流速は場所によつては相当大きな値となるから、構造物の根入れは十分深くしておく必要がある。

なお、構造物および護岸付近の最大流速を知る目的で、犀川の合流前計画流量 $3050 \text{ m}^3/\text{s}$ を流して、万水川合流点付近（測点 4'）の最大流速を測定したところ、導流堤のない場合で 7.0 m/s 、犀川右岸に不透過水制 V_B を設け導流堤 B を設置したとき 7.34 m/s となった。流量 $3050 \text{ m}^3/\text{s}$ は極端に大きい値であるが、多少小さい流量のときでも測点 4' 付近は相当大きな流速となる。その他主要な位置の流速を 5.47 および図 5.48 に示す。

固定床実験の総括として、水制 V_B, V_{T1}, V_{T2} 、導流堤 V および引堤の場合について、流量を 7 種類かえて、流跡線および各支川の勢力範囲に関する実験を行つた。その結果を図 5.49 ～ 図 5.55 に示す。流量によつて異なるが、高瀬川は左岸の引堤と水制の効果により、左岸側に寄つて合流形態は大きく改善されている。また犀川右岸の水制も流れを有効にそうじゆうしている。このあとの引堤の大きさ、導流堤および透過水制等の細部の検討は移動床実験の方にバトンタッチする。

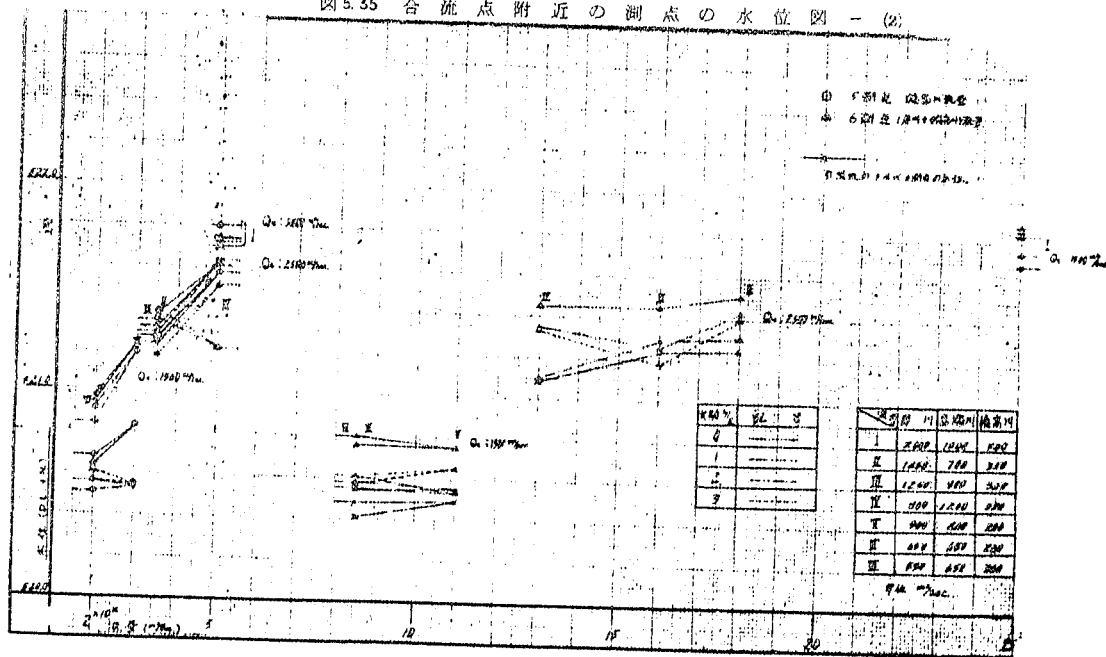


図 5.36 合流点附近の測点の水位図 - (8)

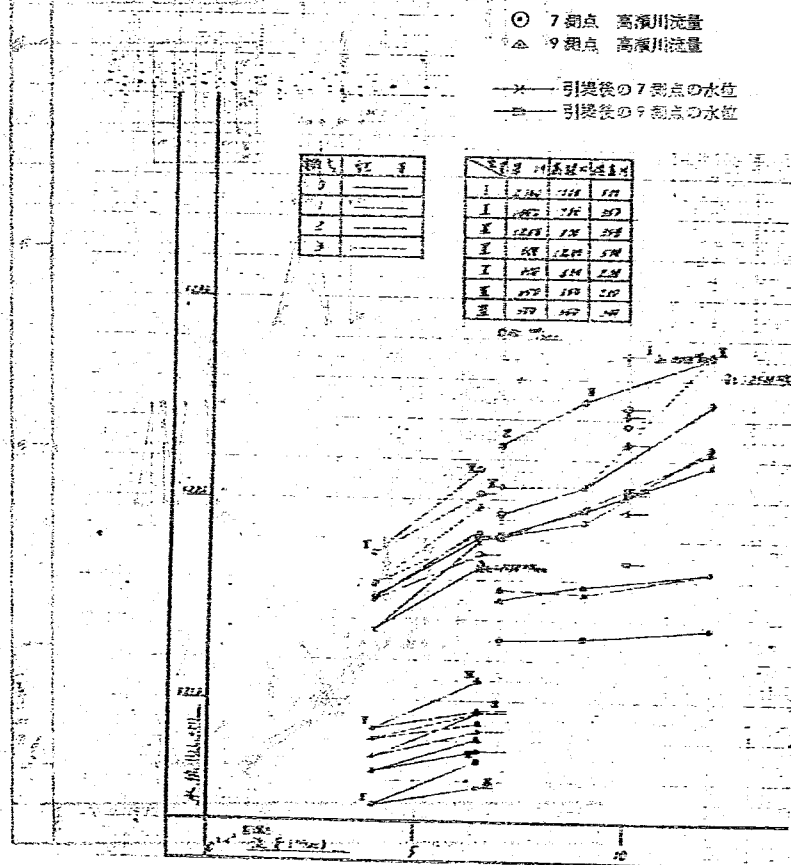


図 5.37 合流点附近の測点の水位図 - (4)

- 10 測点 合計流量
 ○ 11 測点 合計流量
 △ 12 測点 合計流量

—×— 引込後の 10 測点の水位
 - - - - - 11 " "
 - - - - - 12 " "

時刻	記号
0	-----
1	-----
2	-----
3	-----

時刻	10 測点の水位	11 測点の水位	12 測点の水位
1	2.10	2.12	2.12
2	2.12	2.12	2.12
3	2.15	2.15	2.15
4	2.18	2.18	2.18
5	2.20	2.20	2.20
6	2.22	2.22	2.22
7	2.25	2.25	2.25
8	2.28	2.28	2.28
9	2.30	2.30	2.30

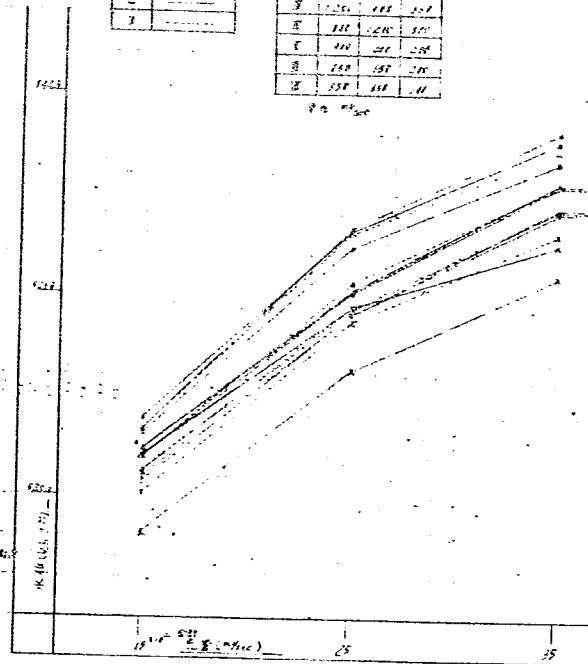


図5.38 引堤後水制導流堤設置前での水位流速測定値

Qc: 2570 $\frac{m^3}{s}$
流速を以て

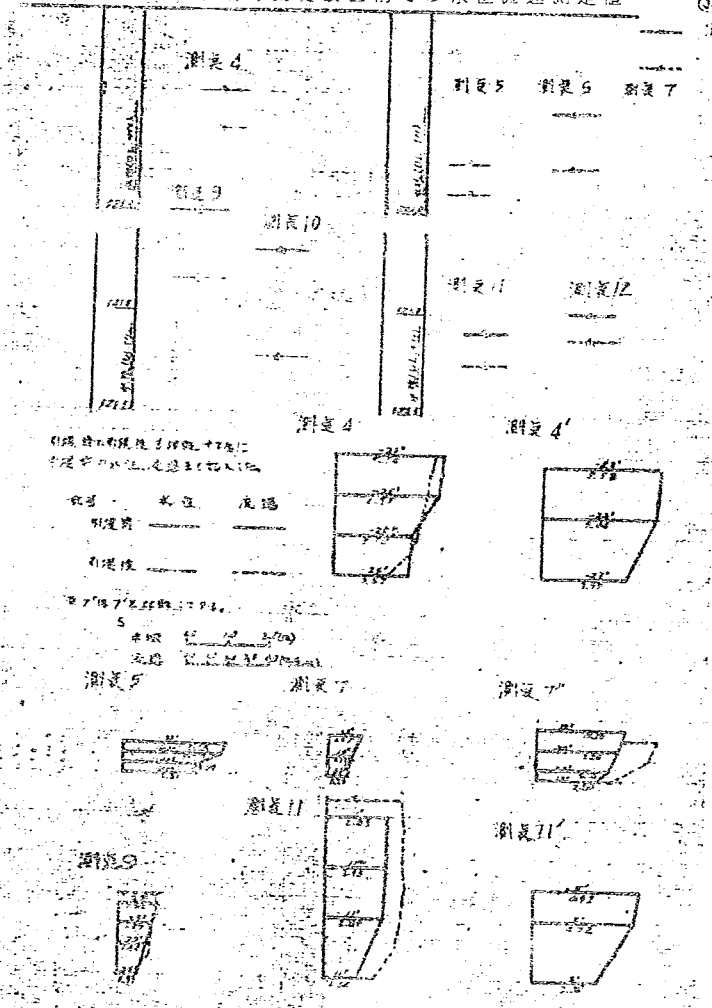


図5.39 荒川上流 61.825km 附近の水位図 測点 1

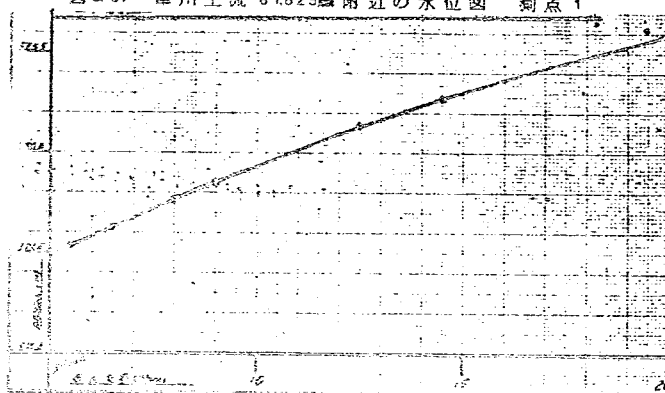


図5.40 荒川上流 0.59 km 附近の水位図 測点 2

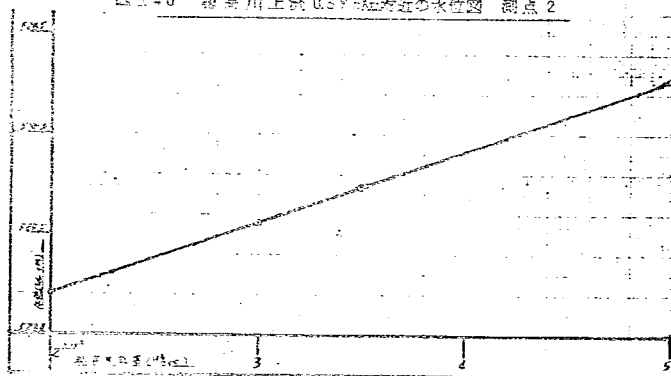


図 5.41 高瀬川上流 1.144km 附近の水位図 測点 3

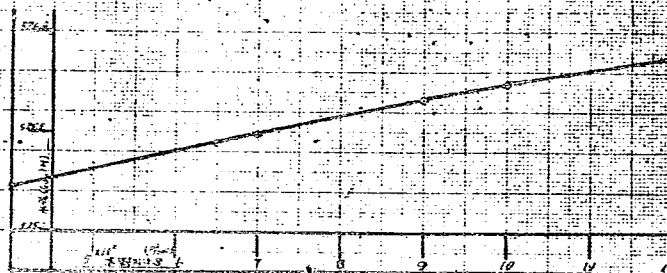


図 5.42 犀川木戸橋附近の水位図 測点 13

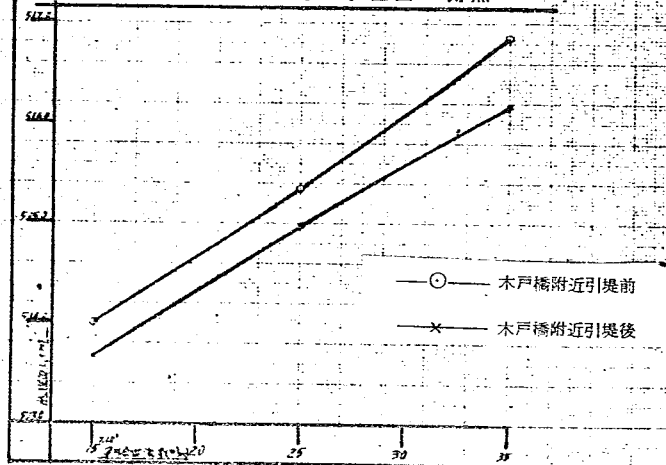


表 5. 12 水 位 数 値 表

測 点 1

流 量	550	650	800	900	1250	1450	2000
水 位 <i>m</i>	524.54	524.63	524.76	524.85	525.14	525.27	525.58

測 点 2

流 量	200	300	350	500
水 位	523.20	523.56	523.74	524.27

測 点 8

流 量	400	650	700	900	1000	1200
水 位	525.22	525.44	525.48	525.66	525.74	525.88

測 点 13

流 量	1500	2500	3500
水位 (現状模型)	514.00	515.38	516.84
・ (引堤後)	513.68	514.98	516.18

測 点 4

流 量	650	750	800	900	1250	1450	2000
水位 (現状模型)	520.78	520.79	520.84	521.02	521.48	521.60	521.96
・ (実験ケース2)	520.62	520.60	521.38	520.84	521.50	521.83	521.96
・ (引堤後)	520.53	520.53	521.14	520.82	521.29	521.55	521.90

測 点 5

流 量	2 0 0	3 0 0	3 5 0	5 0 0
水位 (現状模型)	(V) 520.64	520.85	(II) 521.23	(I) 521.74
	(W) 520.68		(III) 521.26	(IV) 521.57
・ (実験ケース2)	(V) 520.84	521.18	(II) 521.25	(I) 521.80
	(W) 520.91		(III) 521.28	(IV) 521.63
・ (引 堤 後)	(V) 521.97	521.22	(II) 521.37	(I) 521.70
	(W) 521.94		(III) 521.31	(IV) 521.62

測 点 6

流 量	8 5 0	1 1 0 0	1 3 0 0	1 6 0 0	1 8 0 0	2 5 0 0
水位 (現状模型)	(III) 521.80	520.75	521.45	521.45	521.51	521.86
	(W) 521.76					
・ (実験ケース2)	(III) 520.58	520.55	521.35	521.26	521.43	521.88
	(W) 520.54					
・ (引 堤 後)	(III) 520.48	520.49	521.09	521.24	521.25	521.69
	(W) 520.41					

測 点 7

流 量	400	650	700	900	1000	1200
水位 (現状模型)	521.52	521.80 521.81	521.93	522.07	522.42	522.48
" (実験ケース2)	521.50	521.73 521.83	521.82	520.89	522.37	522.26
" (引堤後)	521.35	521.66 521.79	521.82	520.95	521.94	522.17

測 点 9

流 量	400	650	700	900	1000	1200
水位 (現状模型)	520.65	520.75 520.61	520.50	521.57	522.05	521.64
" (実験ケース2)	520.72	520.85 520.94	521.55	521.53	522.07	521.64
" (引堤後)	520.48	520.58 520.70	521.30	521.31	521.69	521.36

測 点 10

流 量	1 5 0 0	2 5 0 0	3 5 0 0
水位 (現 状 模 型)	520.38	521.32	521.77
・ (実 験 ケー ス 2)	520.33	521.33	521.82
・ (引 堤 後)	520.20	520.95	521.25

測 点 11

流 量	1 5 0 0	2 5 0 0	3 5 0 0
水位 (現 状 模 型)	520.10	520.91	521.42
・ (実 験 ケー ス 2)	520.07	520.91	521.44
・ (引 堤 後)	520.20	520.63	521.10

測 点 12

流 量	1 5 0 0	2 5 0 0	3 5 0 0
水位 (現 状 模 型)	520.23	521.01	521.55
・ (実 験 ケー ス 2)	520.19	521.02	521.56
・ (引 堤 後)	520.02	520.87	521.31

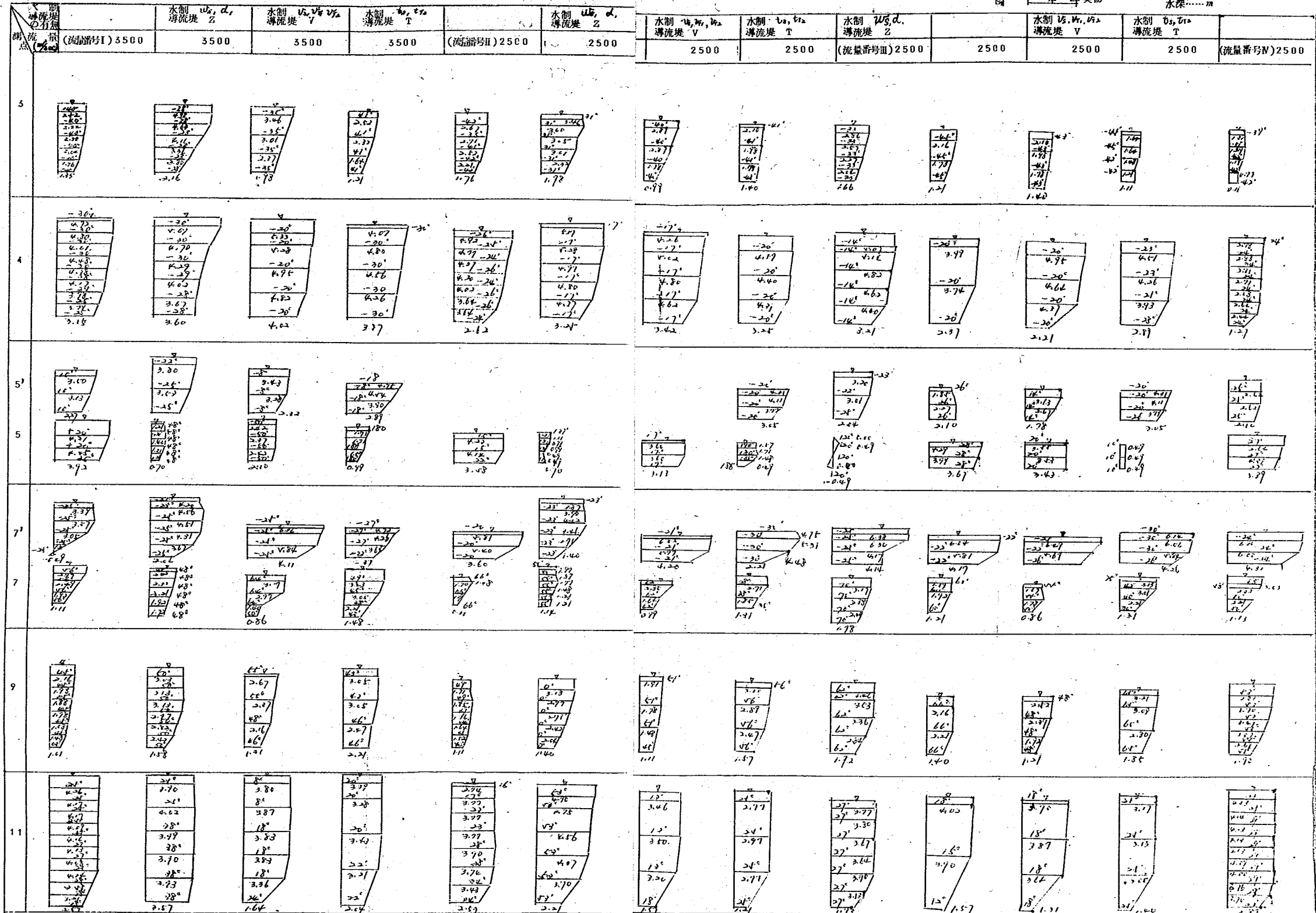
なお、表中の(Ⅲ)回…(Ⅴ)回は流量番号を示す。

图 5.43

高 瀬 川 引 堤 前 の

各 測 点 流 速 分 布 図

単位: 流速……m/sec
水深……m



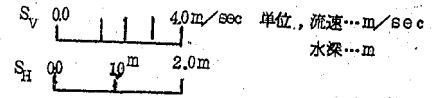


図5.44 高瀬川引堤、犀川橋拡巾後 (実験ケース2、 V_S V_{T1} V_{T2} 、 V)の

各測定流速分布図

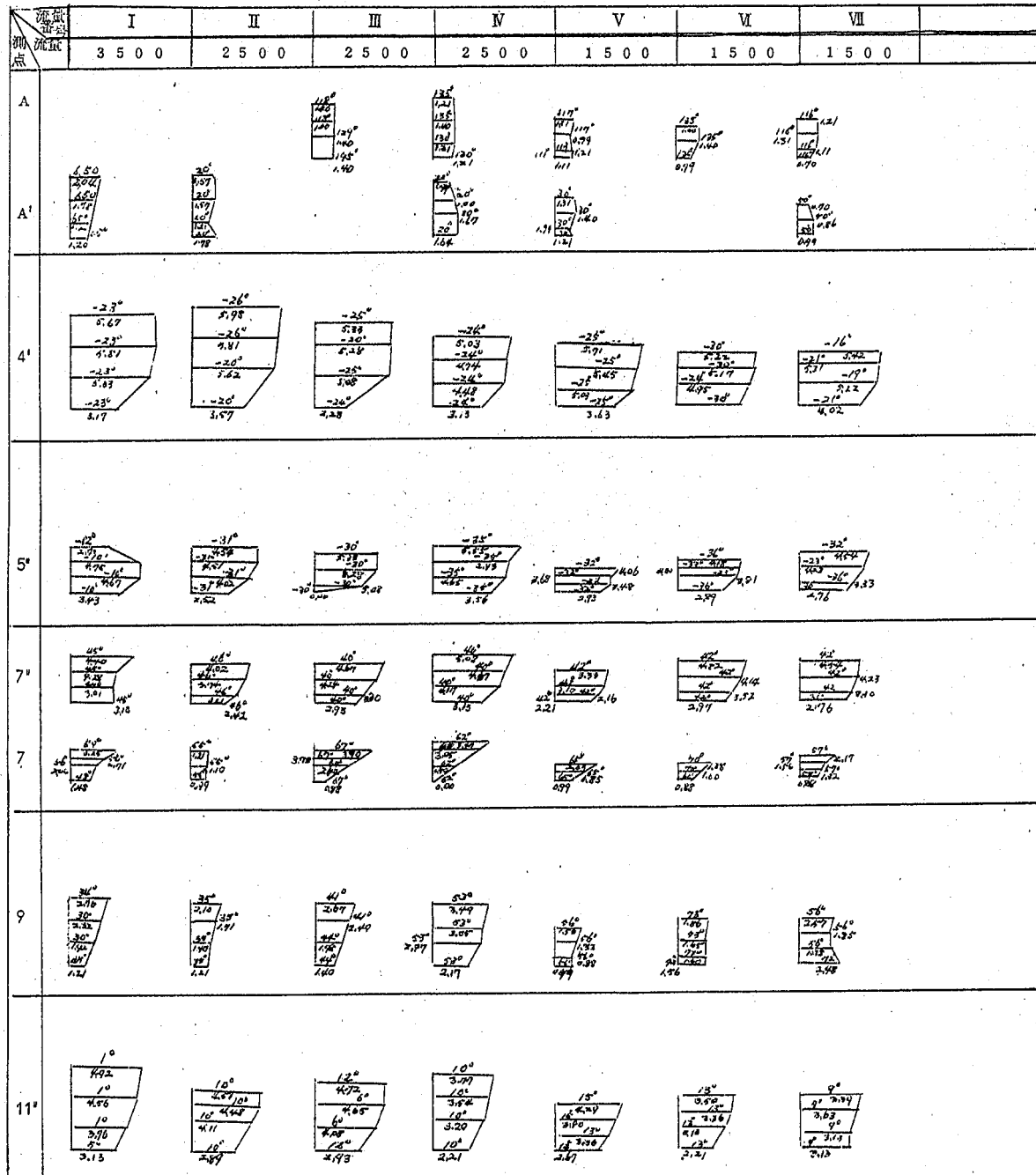


図 5.45 導流堤を高瀬川方向に彎曲設置（導流堤 1）した時の流速図

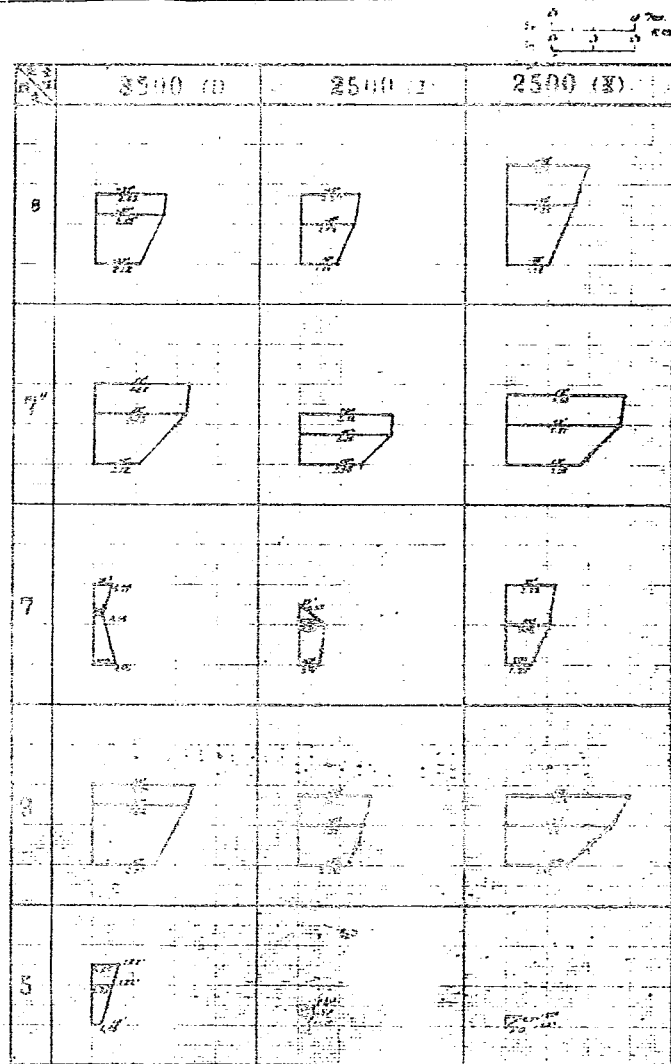
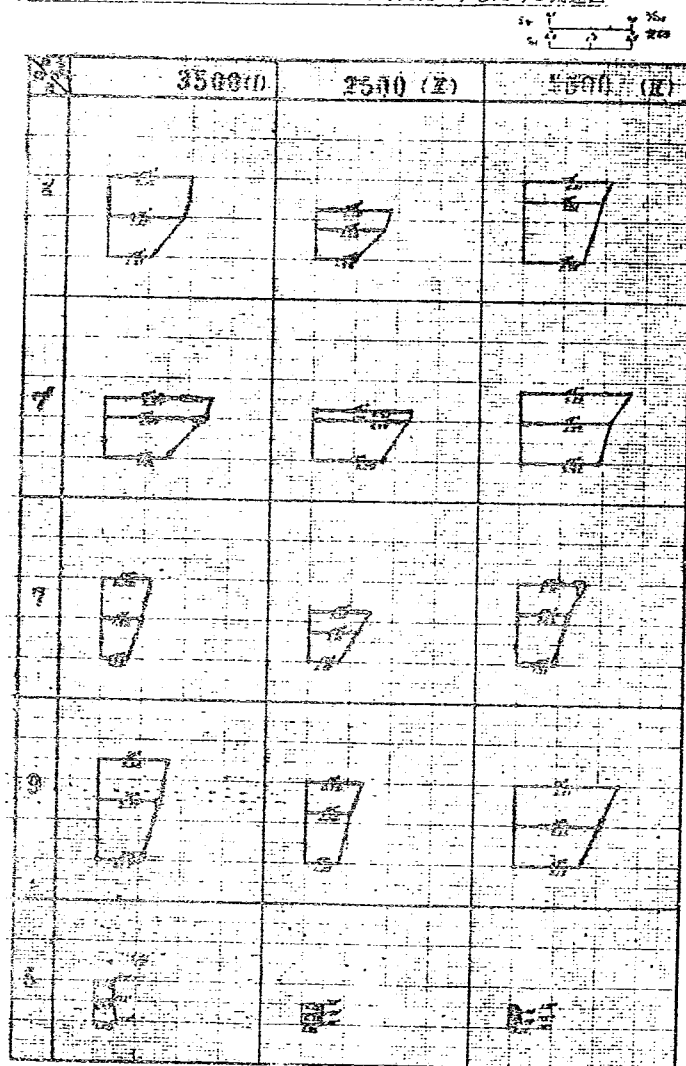


図 5.46 導流堤を高瀬川方向に彎曲設置（導流堤 2）した時の流速区



水制 测点	水制 测流堤 Z	水制 测流堤 V	水制 测流堤 T	水制 测流堤 Z	水制 测流堤 V	水制 测流堤 T	水制 测流堤 Z	水制 测流堤 V	水制 测流堤 T	水制 测流堤 Z	水制 测流堤 V	水制 测流堤 T	水制 测流堤 Z	水制 测流堤 V	水制 测流堤 T	水制 测流堤 Z	水制 测流堤 V	水制 测流堤 T
流量号	流量号	流量号	流量号	流量号	流量号	流量号	流量号	流量号	流量号	流量号	流量号	流量号	流量号	流量号	流量号	流量号	流量号	流量号
2500	2500	2500	(流量号V) 1500	1500	1500	1500	(流量号V) 1500	1500	1500	(流量号V) 1500	1500	1500	(流量号V) 1500	1500	1500	1500	1500	1500
3																		
4																		
5																		
7																		
9																		
11																		

表 5. 13 各実験における各測点の流速分布の河床及び最大値表

(各実験ケース上段が v_{max} , 下段河床流速)

(高瀬川引堤前)

流量 番号	測 点 カ ー ス	3	4	5'	5	7'	7	9	11
3500 (I)	0	2.52	4.80	3.50	4.81	3.57	2.97	2.16	4.26
		1.45	3.15	2.27	3.92	-0.49	1.11	1.01	2.57
	1	4.82	5.67	3.80	1.40	4.56	2.42	3.13	4.02
		2.16	3.60	2.47	0.70	2.04	1.48	1.58	3.57
	2	3.46	5.33	3.43	2.42	6.36	3.17	2.67	3.87
		1.98	4.02	2.32	2.10	4.11	0.86	1.31	1.64
	3	2.52	5.07	4.75	1.98	4.72	3.43	3.15	3.43
		1.21	3.87	2.89	0.99	2.37	1.48	2.21	2.04
2500 (II)	0	2.76	4.42		4.14	5.81	1.70	1.85	3.90
		1.76	2.62		3.58	3.60	0.31	1.11	2.57
	1	2.89	5.28		0.99	4.02	1.77	3.13	4.90
		1.99	3.25		0.74	1.40	1.14	1.40	2.21
	2	2.89	5.26		3.60	5.77	2.80	1.91	3.46
		1.40	3.42		3.13	4.20	0.99	1.11	1.57
	3	2.86	4.59		1.71	5.31	2.71	3.00	2.97
		1.60	3.25		0.49	2.21	1.31	1.57	1.21
2500 (III)	1	2.86	5.14	3.20	0.49	6.38	3.17	3.53	3.80
		1.66	3.21	2.04	-0.49	4.14	1.98	1.92	1.98
	0	2.16	3.99	2.27	4.29	6.04	1.99	2.16	4.02
		1.21	2.37	2.10	3.67	4.17	1.21	1.40	1.57
	2	2.10	4.95	3.13	3.55	6.49	1.78	2.52	3.90
		1.40	2.21	1.78	3.43	4.75	0.86	1.21	1.31
	3	1.64	4.51	4.31	0.49	6.14	3.13	3.21	3.17
		1.11	2.89	3.05	0.49	4.26	1.21	1.85	1.40

実験 流量	測 点 実験 ケース	3	4	5'	5	7'	7	9	11
2500 (M)	0	1.33	2.98	2.62	4.64	6.30	3.03	3.81	4.18
		0.77	1.27	2.10	3.89	4.31	1.13	1.90	2.82
	1	1.57	4.08	3.74	0.70	6.18	2.87	4.59	3.83
		0.70	2.89	2.52	0.00	4.14	1.40	2.21	1.85
	2	1.71	3.43	3.60	4.02	6.50	3.93	3.96	4.37
		1.11	1.92	2.47	3.57	5.14	1.21	2.47	1.40
	3	0.99	3.36	4.87	0.21	6.38	4.11	4.48	3.50
		0.49	2.27	3.53	0.21	4.40	1.78	2.10	1.64
1500 (V)	0	1.88	4.30	3.09	3.26	5.64	1.14	2.74	4.60
		1.65	3.20	3.09	3.20	4.14	0.77	1.70	2.95
	1	1.57	4.59	2.52	-0.49	3.39	0.86	2.62	3.36
		1.21	2.89	1.85	-0.49	0.49	0.86	1.98	1.78
	2	1.71	4.85	3.01	3.49	5.53	1.98	2.10	3.48
		1.71	2.57	2.42	3.28	4.64	1.40	1.48	1.21
	3	1.85	4.34	3.53	0.70	5.88	2.67	3.36	3.99
		1.40	3.28	3.05	0.70	4.43	1.57	1.64	1.92
1500 (M)	0	0.99	3.13	3.26	3.67	3.98	0.99	2.89	3.99
		0.20	2.16	2.88	3.28	4.34	0.00	1.98	1.31
	1	1.31	4.23		0.00	4.05	1.31	4.29	3.87
		0.70	0.99		0.00	3.77	0.86	2.42	1.71
	2	1.31	3.96	5.98	3.70	2.52	2.32	2.62	4.14
		0.99	2.21	4.75	3.39	1.98	0.99	1.78	1.98
	3	0.99	3.57	3.36	0.49	5.86	2.80	3.46	3.74
		0.70	2.37	2.80	0.00	4.08	0.86	2.21	1.71

実験 流量	測 点 実験 ケース	3	4	5'	5	7'	7	9	11
(Ⅳ)	1	0.99	3.57		0.00	6.00	1.48	4.11	3.57
		0.99	2.21		0.00	3.83	0.99	2.42	1.71
	0	0.49	2.89	3.39	3.83	5.98	1.40	3.13	4.14
		0.49	1.85	3.07	3.83	4.34	0.22	2.24	1.52
	2	0.99	3.77	3.28	3.40	6.02	1.40	2.71	3.91
		0.70	2.42	2.32	3.40	4.45	0.99	1.98	1.40
	3	0.86	3.28	3.80	0.80	6.26	2.32	3.77	3.83
		0.00	1.98	2.88	0.70	4.05	1.64	2.62	1.85

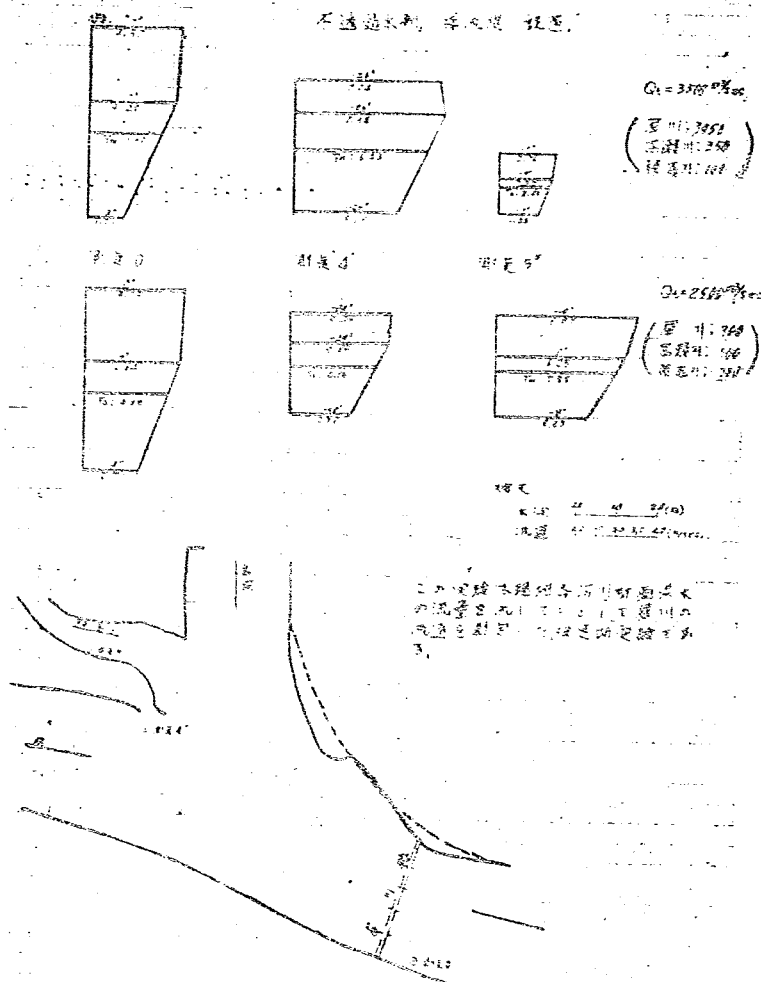
(引 提 後 ——— 水 制 V_S 、 V_{T1} 、 V_{T2} 、導流堤 V 実験ケース 2)

実験 流量	測 点 実験 ケース	A	A'	4'	5''	7'	7	9	11
3500 (I)	2		2.04	5.81	4.75	4.40	3.25	2.76	4.92
			1.20	3.17	3.43	3.13	1.48	1.21	3.13
2500 (II)	2		1.78	5.98	4.54	4.02	1.21	2.10	4.51
			1.78	3.57	2.52	2.42	0.99	1.21	2.89
2500 (III)	2	1.40		5.33	5.33	4.67	3.90	2.62	4.72
		1.40		2.28	0.00	2.93	0.88	1.40	2.93
2500 (IV)	2	1.40	1.64	5.03	5.55	5.08	3.47	3.49	3.77
		1.21	1.64	3.13	3.66	3.13	0.00	2.17	2.21
1500 (V)	2	1.37	1.40	5.71	4.06	3.33	2.67	1.56	4.29
		1.11	1.21	3.63	2.93	2.21	0.99	0.99	2.67
1500 (VI)	2	1.40		5.22	4.18	4.52	1.98	1.86	3.50
		0.97		4.00	2.89	2.97	0.88	1.56	2.21
1500 (VII)	2	1.31	0.99	5.42	4.54	3.77	2.17	2.48	3.93
		0.70	0.99	4.02	2.76	2.76	0.88	2.48	3.13

導流堤を高瀬川方向に彎曲設置した時（導流堤 1, 2）
の各測点の V_{max} 、河床流速

導 流 堤	測 点 実 験 ケース	B	7'	7	9	5
1	3,500 (I)	3.43	4.60	0.99	4.95	1.25
		2.12	2.12	0.99	2.97	0.44
	2,500 (II)	2.83	4.54	1.25	3.51	0.77
		1.66	2.90	0.99	2.42	0.44
	2,500 (III)	3.91	5.69	2.38	6.10	0.77
		1.98	3.60	1.25	2.94	0.00
2	3,500 (I)	3.96	5.07	2.42	3.34	1.08
		2.21	2.94	1.33	2.17	1.08
	2,500 (II)	3.65	4.81	2.90	2.73	0.99
		1.88	3.28	1.40	1.60	0.86
	2,500 (III)	4.31	5.26	3.10	5.01	0.44
		2.91	3.81	1.71	3.13	0.00

図5.47 構造物付近流速分布 (1)



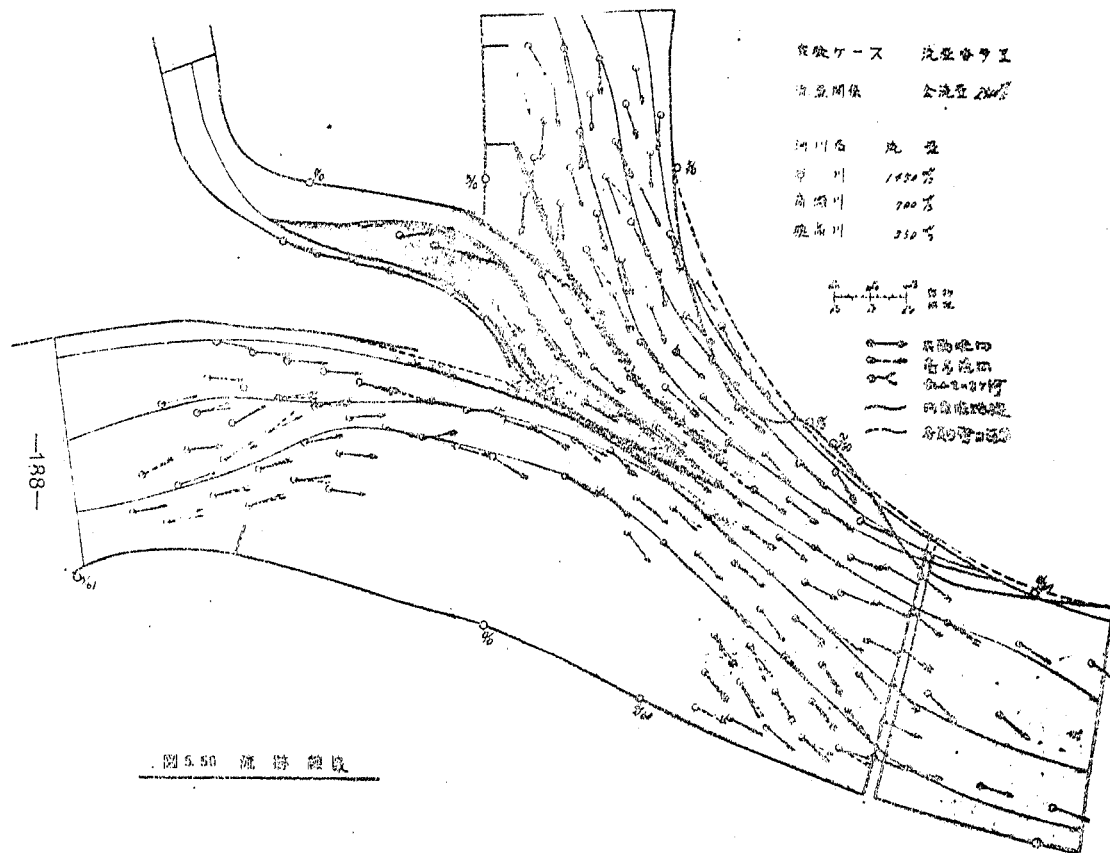


圖 5.50 河流總圖

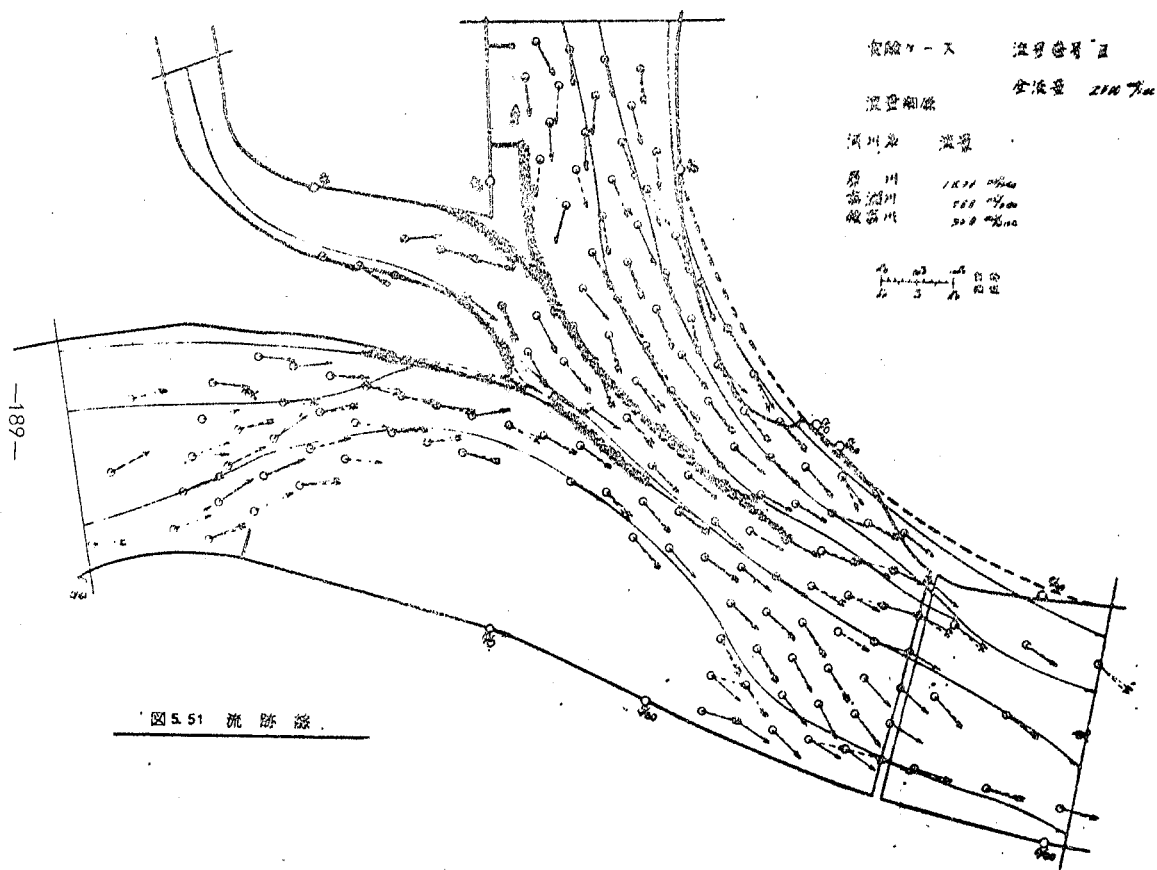
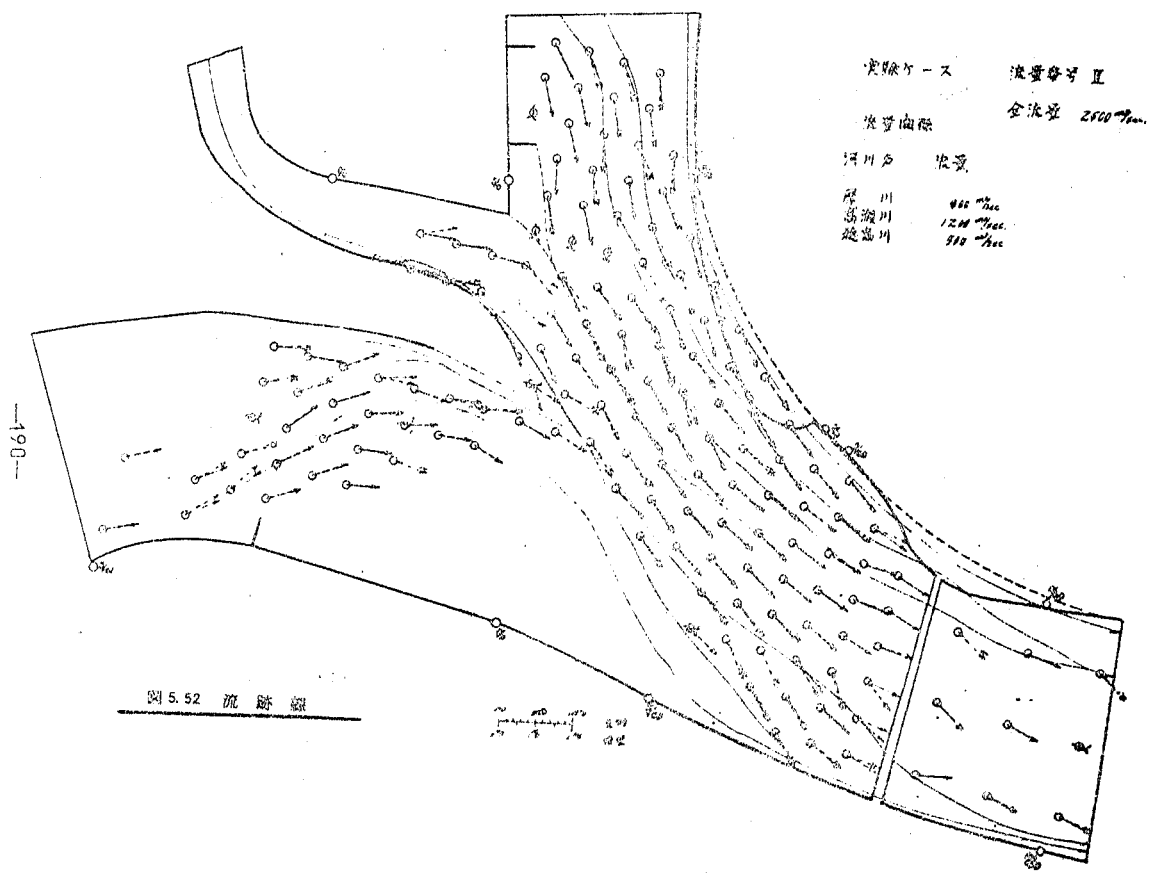
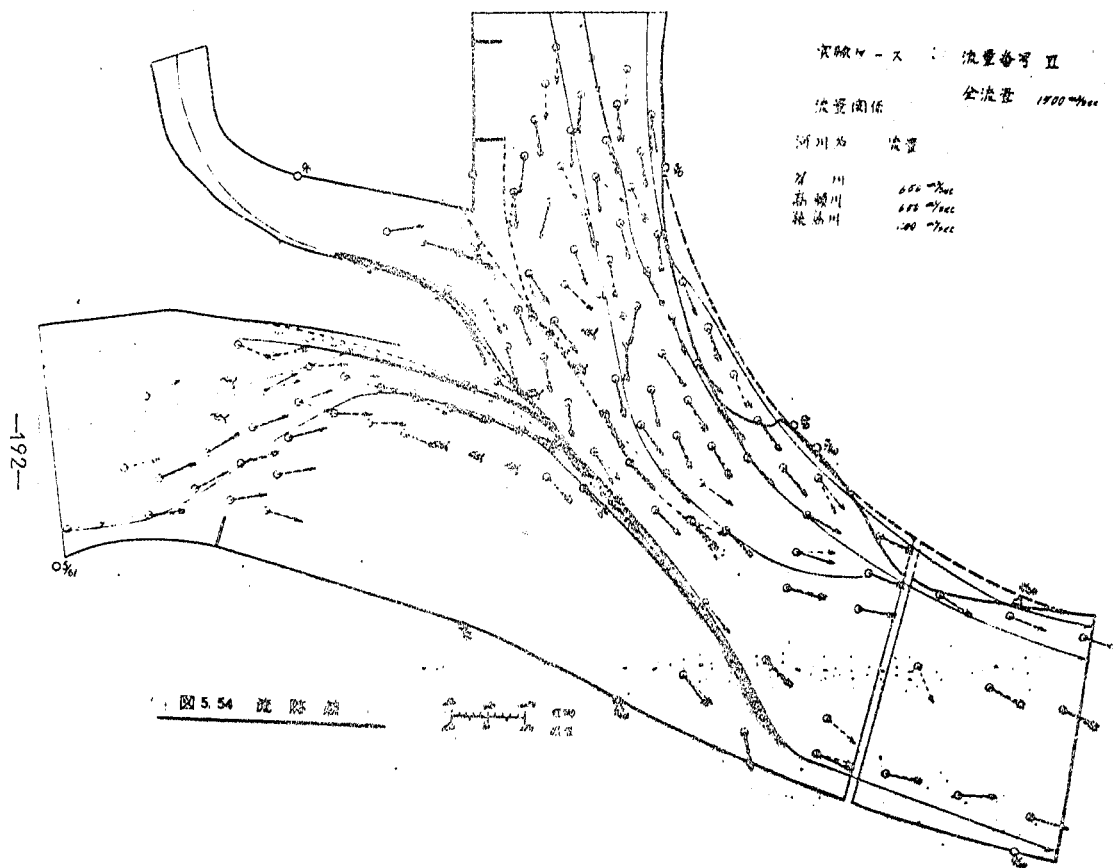
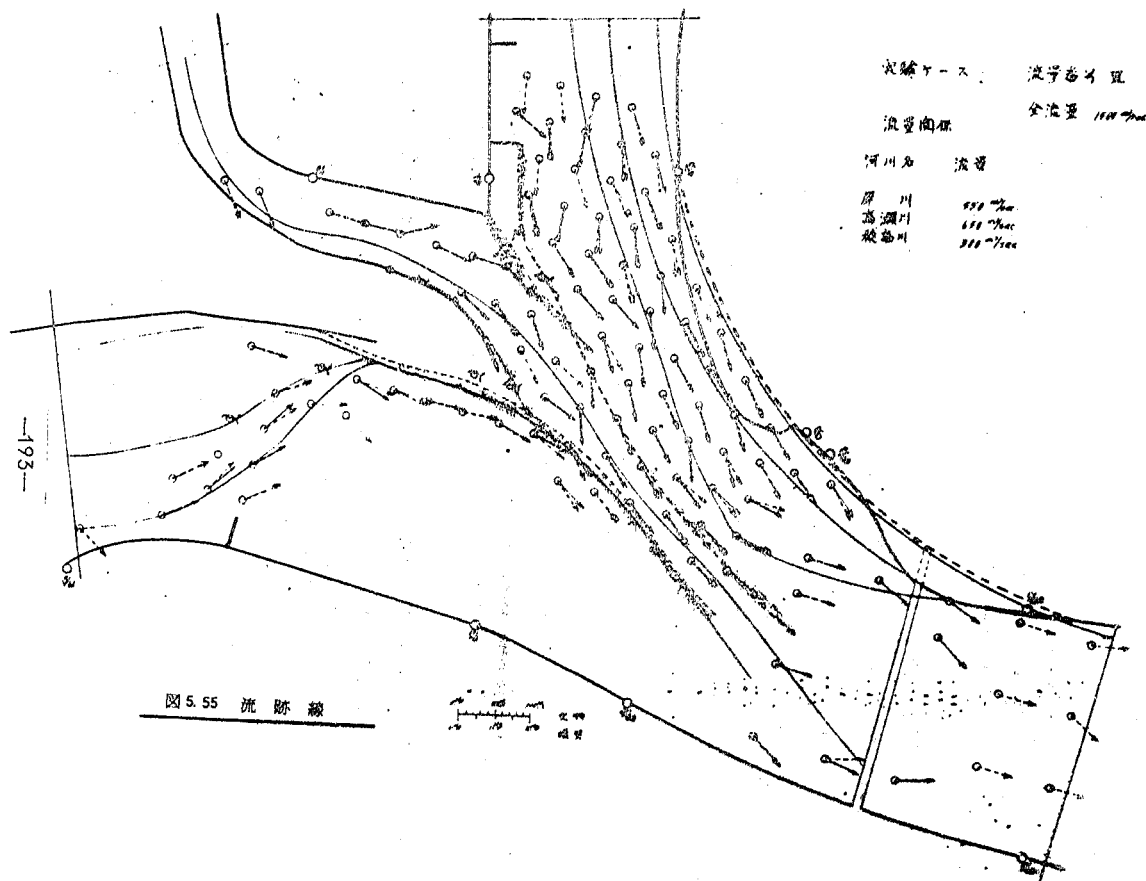


圖 5.51 流跡線







(b) 固定床実験まとめ

一応固定床模型に関する実験をほぼ終ったところで、最良案のアウトラインを求めるならば次のようなものであろう。

- a 犀川右岸水制 V_g (不透過、非越流)
- b 高瀬川右岸水制 V_{T1} , V_{T2} (' ')
- c ' 左岸引堤 1 案
- d 穂高川右岸導流堤 B 案
- e 木戸橋拡巾 3 案 (One span の拡巾を実施するとすれば)

ただし、固定床模型での水の流れは射流に近い(ところどころで局部的に小さい範囲で射流になつている)状態であるから、土砂の動きを考慮する移動床実験では多少異つた結果となる可能性がある。事実、これらの案は多少修正されることになる。

次に、個々の案について補足する。

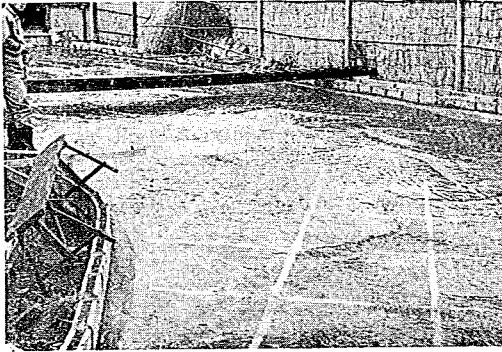
- a 犀川の合流点上流はわん曲部であつて、本来は左岸へ寄る、事実、600m程度上流で、流れを左岸へ寄せれば、そのまま左岸沿いに流下するが、水制を出して、流れを右岸へ押しても、合流点では左岸へ戻つてゐるほどである。ところが、過去の記録では、右岸へ寄つてゐることもある(例531)ので、完べきを期して、合流点で流れを左岸へ固定するためのもので、構造としては、左岸を極端に補強しないで済む程度のも物が望ましい。ただし、この水制の本来の意義は流れをはねるものである。長さ、角度、数、高さ等については多少の変更はさじつかえない。
- b 高瀬川の流れを万水川合流から遠くへ離して固定する意味において有効である。
- c 1案引堤のうち、特に上流側のコブを除去することは効果が大きい。
- d 万水川への土砂の巻き込み、三川の流況、導流堤の維持のすべての点でB案がまさる。導流堤先端部の保護は重要であるが、他の部分の構造は軽いものでよい。

g 流況はよくなるが、右岸の死水域を消すことができない。合流点
水位への影響はない。

固定床模型実験で解決できなかったこと、および今後の問題として、
次の事項を挙げる。

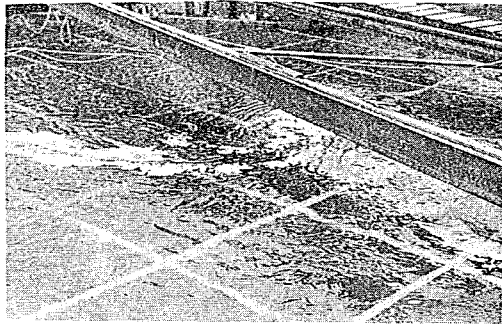
- f 赤川およびその隣りのわさび排水を維持することが完全でない。
- g 犀川のみお筋が合流点で右岸へ寄つた原因
- h 粗度係数の決定

写真5.1 現代河床（流量係数 $1.0 = 3500 \text{ m}^3/\text{s}$ ）



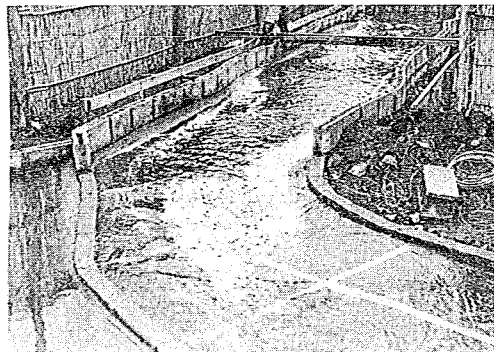
(a)
犀川合流点より上流
6.2Km付近

犀
川



(b)
合流点高瀬川出口よ
りやや下流。流れ渦
流跡線図—20参照

高
瀬
川
万水川
犀川



(c)
穂高川
彎曲部付近。出口付
近から上流に向って

写真 5.2 現状模型 流量番号 XIII 不定流 (7.40 ~ 10.36 分)

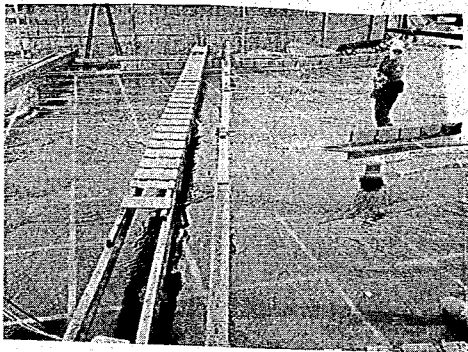
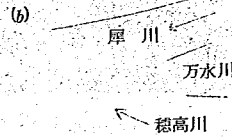
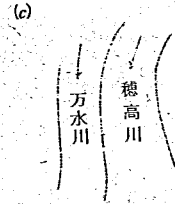
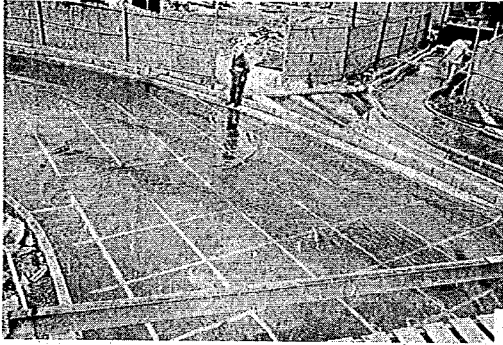
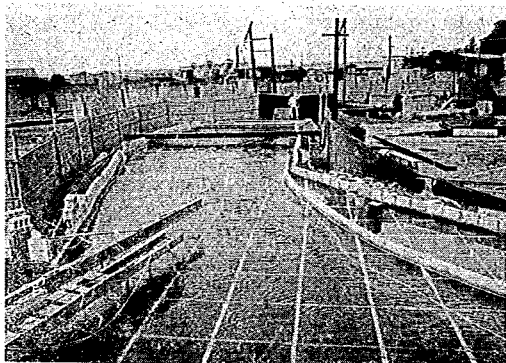


写真 5.3 高瀬川左岸引堤 1 案 (流量番号Ⅱ)



白線が現状法線

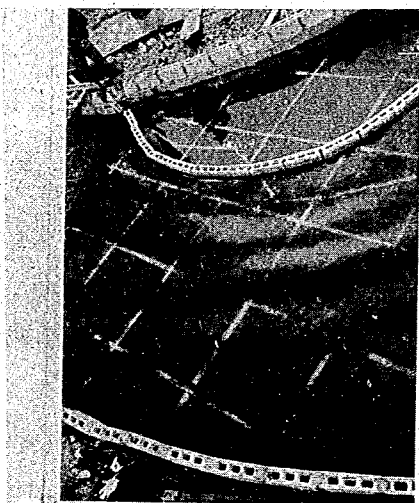
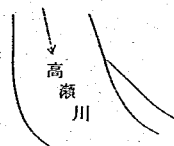
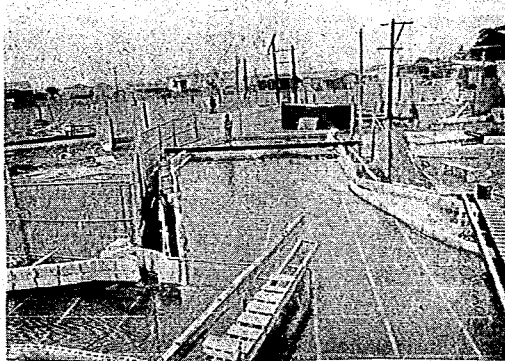


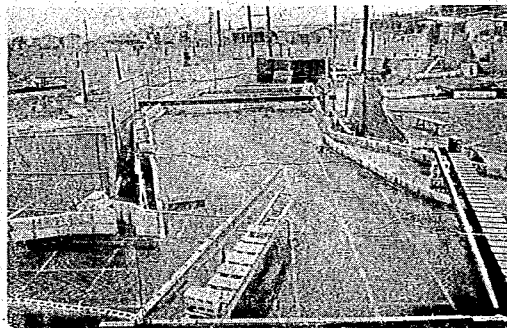
写真 5.4 木戸橋拡巾 ($Q=2500m^3/s$)
白線は現状法線

写真 5.5 高瀬左岸 引堤後の (流量番号Ⅱ)
水制の実験

(a)
水制無し
合流点より
上流に向って



(b)
水制を出口付近に
一本設置したとき
合流点より上流に
向って
水制は V_{T_2} 水制



(c)
水制を二本つけた
とき (V_{T_1} , V_{T_2} 水制)
合流点より上流に向って

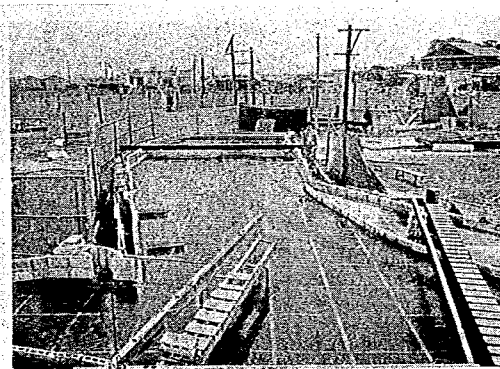


写真 5.6 導流堤先端附近の呑込み状態実験

(a)

実験流量

$$Q_s = 2000 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_t = 400 \text{ \#}$$

$$Q_h = 200 \text{ \#}$$

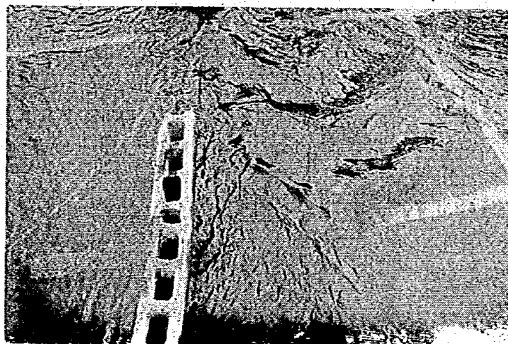
犀川左岸堤先端付近
より下流に向って
穂高川から色素投入



(b)

犀川左岸堤先端より
下流に向って
導流堤先端

犀川から色素投入



(c)

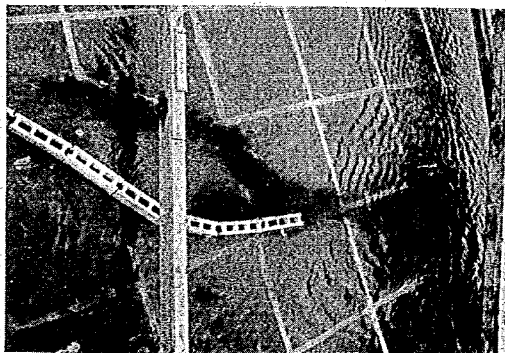
実験流量

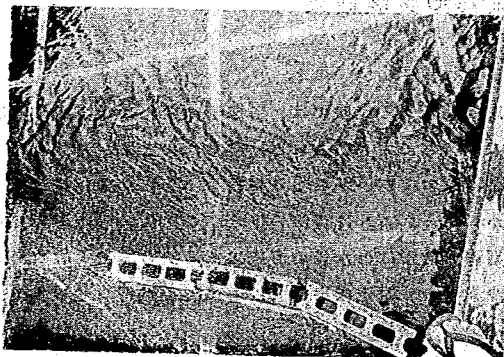
$$Q_s = 1400 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_t = 800 \text{ \#}$$

$$Q_h = 500 \text{ \#}$$

穂高川から色素投入
犀川左岸堤先端より
下流へ





(d)

実験流量

$$Q_s = 550 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_t = 1200 \text{ m}^3/\text{sec}$$

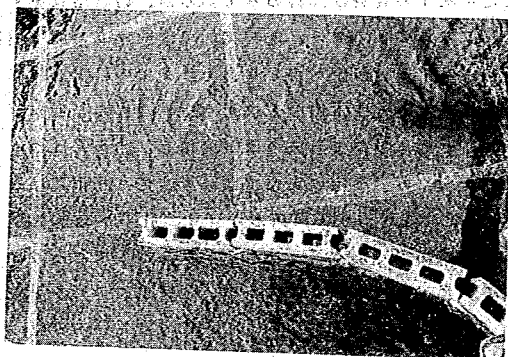
$$Q_h = 500 \text{ m}^3/\text{sec}$$

穂高川から色素投入
犀川左岸先端より下
流に向って



(e)

石炭の堆積状態



(f)

犀川から色素投入
犀川左岸先端より
下流に向って

6 移動床模型実験結果

(1) 流況変化の様子

移動床模型による実験では、河床形の変化に伴つて流況は時々刻々変化する。流速の大きいところは掘られて水深が大きくなり、流速が小さくて掃流力の弱いところは堆積するという具合に、全体的に流れが滑らかになる。これは実際の出水時の流れに近いと考えられる。固定床模型の河床形は出水後の河床であるから、出水時の河床形とは一般に多少異なり、固定床実験ではその影響が入ってくるが、移動床実験ではその影響は小さくなるわけである。ただし、移動床にした場合、河床の洗掘・堆積のほかに、砂れん発生に伴う粗度の変化の影響が入る。この砂れん特性については、現在なお解明されていないところがあり、厳密には相似になつていないが、三川合流模型実験では河床変動の規模が大きいから、粗度の影響はこれに比して無視しうるものと考えて実験をすすめることにした。また、主流となつていところでは $F = 1$ となつているが、それ以外では $F < 1$ である。このあたりは相似とはならないが、あまり大きな影響はないと考えられる。不定流実験では、河床の時間変化は測定困難であるから、おおよその河床変化に伴う流況の時間変化の目視観察に主眼をおき、実験終了時の河床形状は参考のために測定した。定流実験では主として安定河床形状と、それに至るまでの流況の時間変化を観察した。

流況変化に関する資料は写真のみであるが、観察結果をまとめれば表 6.1～表 6.5 のようである。定流実験では約 14 時間（模型時間で約 2 時間）程度で安定河床が得られ、それまでの流況を調べた。固定床の流況と比較すると、水路の三次元性や構造物の影響が直接ではないが、時間の経過に伴つて河床の形が変化し、徐々ににつきりとその特性が現われてくる。不定流実験では河床変化は相似にはならないが、いろいろの流量条件に対する河床形の変化の仕方がわかる。

これらの実験からいえることは次のようなものであろう。

- a 犀川は上流では右岸寄りであるが、合流点に近づくと左岸寄りの

傾向を有し、これは時間の経過と共にはつきりする。右岸の水制はこの傾向を確かなものとすると同時に促進の役割を果す。

- b 犀川の合流点上流の左岸は高速流となる。
- c 犀川の合流点付近の中央より右岸側一帯は堆積傾向である。
- d 穂高川では、合流前のわん曲部で強い高速の右岸沿の流れが現われる。現状河床ではこの流れがそのまま万水川の方へ流れ落ちて、この付近に土砂の堆積をもたらす。これは流量の大きいほど大きい。導流堤B案を設けると、万水川への巻込もなく、かつ導流堤の穂高川側にできる堆積によつて、右岸流を河の中央へ押しあげ、穂高川の勢力を万水川から切り離すのに役立つ。
- e 穂高川の河口付近左岸には、小さな排水河川（赤川）の河口があるが、この付近は穂高川の流速は非常に小さく、土砂の動きはほとんどない。導流堤Ⅳは水を集めるのに多少役立っている。
- f 高瀬川は流量条件により複雑に変化する。この場合、右岸の水制と左岸の引堤は有効である。引堤で特に有効なのはその上流部であつて、この付近の流速は非常に早くなり、土砂の移動も激しい。しかし、犀川橋に近づくと逆に堆積しはじめ、堆積が進むにつれて、流れを中央の方へ押すようになる。万水川の合流点への影響は引堤の上流部の流況が大きく、堆積による主流位置の変化はあまり大きくない。
- g 犀川橋付近では左・右岸に分かれ、中央部が堆積傾向である。

表 6—1 流 況 観 測 表 — 1

(定流
流量番号ⅡおよびⅣ、現状模型)

流 量 番 号	総 括	犀 川	高 瀬 川	穂 高 川	合流点付近より下流
Ⅱ	約 14 時間で安定河床となる。	上流では流れは中央より右岸側に寄っている。0/61の 4 付近から左岸寄りの傾向がみられる。この傾向は時間と共に進行し、安定河床では合流点付近左岸流はかなり強くなる。犀川左岸先端はかなり洗掘される。	左岸よりの流れはますます左岸により、合流後も左岸流となる。右岸沿の流れは、流下にもなつて中央付近にくる。左岸の凹部は当初死水域であつたが次第に堆積していく。	右岸沿いの流れが強くこれが土砂を万水川へ運ぶ。赤川河口はあまり土砂の動きはない。右岸沿の洗掘は大きい。	万水川への犀川からの土砂巻き込みはみられない。穂高川から流し込まれる土砂によつて万水川河口がふさがつている。犀川と穂高川が合流した流れが中央を流れ、犀川橋付近で右岸沿いの流れとなる。高瀬川の流れはそのまま左岸沿の流となる。
Ⅳ	流量Ⅱの安定河床に透水	0/61の 8 付近から左寄りの傾向があり、これは実験終了まで変化しない。	全体的に左岸流でありそのまま犀川橋左岸寄の橋脚間を流下する。しかし凹部の堆積がすすむと左岸沿の流れはやや中央寄りとなる。	流量が多いから万水川河口を横切るようにして流下し、そのために万水川への堆砂が多い。犀川と合流後は右岸流となり犀川橋右岸側橋脚間を流下する。	万水川河口は、穂高川からの土砂によりますます堆積されるようになる。犀川橋では流れが両岸側に分かれている。

表 6-2 流 況 観 測 表 - 2

(定流
流量番号N引堤オ一案 導流堤B案およびW
水制2S(2本)および3T(4本))

現 地 時 間	総 括	犀 川	高 瀬 川	惣 高 川	合流点付近より下流
0 ~ 3 時	高瀬川の流量が大きい。 (高瀬1,200、 犀 800 穂高 500 m ³ /S)	上流では右岸に流れの主体があるが、水制やや上流あたりから左岸寄りの傾向をみせる。	左・右岸沿に流れが集まるが、右岸では水制によりこれより下流で中央にはねられている。上流側の水制先端はかなり掘れる。	導流堤(B案)うらに堆積があり、急速に進行。	合流点では高瀬川の土砂の影響はほとんどない。
3 ~ 13	4時間程度でかなり安定してくる。	左岸寄りの傾向はかなり顕著に現われ、水制下流からS/60の1の間では、水の流れが川の半分より左側に集まっている。左岸に州。	合流点付近左岸は急流であるが、補給砂多くわずかに堆積がみられる。	右岸沿の流れは急流である。 赤川河口は流れも弱くほとんど変化ない。	犀川左岸沿の流れが強い。 犀川橋付近では左右岸沿の流れに分かれる。
13 ~ 17	安定河床となり、これ以上の変化はない。	上流側水制先端は洗掘、下流側の水制は逆に堆積。	高瀬川の水制の効率は大きい先端が少し掘れる。 左岸流は速く、左岸より50mあたりが掘れている。	高瀬川の勢力は大きい導流堤うらの堆積が伸びて、川の中央あたりを流れるようになり、これが高瀬川の流れを左岸側に押して犀川との合流点を下流に下げている。	導流堤Bはよく効いている。

表 6-3 流況観測表 - 3

(定流
流量番号Ⅱ)引堤才一案 導流堤B案およびW
水制2S'(2本)および3T(4本)

現地時間	総括	犀川	高瀬川	穂高川	合流点付近より下流
0 ~ 7	流量Ⅳを流したあとの河床であるからその影響を受けている。	水制付近より下流で左岸寄りとなり、導流堤先端は洗掘。上流側の水制先端は洗掘、下流側の水制もやや洗掘されている。	上流で左岸、流下するにしが右岸に寄ってくる。	導流堤Bの堆積により流れはこの付近で中央に寄ってくる。	犀川の流れが導流堤先端より70mほど上流にぶつかり、万水川では極くゆつくりとした渦がみられるが、砂の動きはない。
7 ~ 14	安定な河床となる。合流点付近では犀川右岸、中央、高瀬川左岸沿いに堆砂がみられ、概して合流点の川巾が広すぎるようである。	犀川上流の流れは変化ない。導流堤B先端のやや下流の洗掘河床は、洗掘・堆積をくりかえしている。(洗掘深さ5m以上)	左岸の堆積のために中央よりやや右岸によつて流下している。		犀川橋付近中央に堆積があつて、流れの主体がやや左寄りとなる。

表 6-4 流況観測表-4

(不定流 引堤オ一案 導流堤B案およびW
流量番号Ⅳ 水制2S(2本)および3T(4本))

現地時間	総括	犀川	高瀬川	穂高川	合流点付近より下流
0~7時	流量が小さいので砂の動きは活発ではないがこの頃に流路が定められ成長する。	所々に露出河床がみられる。全体的な流れは右岸寄りとなつてゐるが、水制によつてこの付近より左岸に寄りはじめ、合流点では導流堤の先端付近に集まる。水制先端は洗掘。	安曇橋付近では右岸沿いの流れが強いが、5/60の6あたりから、左岸沿となる最上流の水制がきいてゐる。	右岸沿の流れは強いが流量が小さいから、あまり洗掘は進行しない。導流堤裏側の堆積は3時間半くらいから目立ってくる。	合流点付近では、中央に主流があるが、0/60の8あたりから、流れの主体が左右に分かれる。
7~14		左岸沿いの流れもみえて来る。水の跳ねられる効果も大きい。導流堤先端付近が深堀れしてゐるが、広い範囲ではない。	上流側の水制のあたりから左岸流がはつきりしてくる。	右岸流強くなるが、左岸沿いの流れもみられるようになる。導流堤うらの堆積のため出口付近では、流れが中央の方に寄りはじめる。	穂高川はいつたん高瀬川と合流してから、犀川と合流する形をとる。高瀬川の左岸沿の流れはさらにその下流で合流する。
14~17.40	流量最大	合流点に近づくに従い、左岸寄りの傾向著しい。導流堤先端より40mほど上流にぶつかり、先端での深堀が大きい。しかし、流れの主体は中央にある水制先端の洗掘がとまり、逆に堆積してきた。	上流の右岸流は水制付近より中央に寄る。左岸には砂の堆積がみられる。	右岸導流堤沿いにかんがりの堆積があり、流れは川の中央に寄つてきた。死水域もなく、かなりうまく流れている。	前に同じ。万水川は、ゆつくりとした渦。砂の流入は全くみられない。
17.40~19	最大流量後は流路がほとんど定まり、あまり大きな変化がない。	犀川のぶつかる点が前時間より20mくらい上流になる。			

表 6-5 流 況 観 測 表 - 5

(定流
流量番号ⅡおよびⅣ)

引堤才四案 導流堤 B案およびW
水側 2S (2本) および 3T (4本)

流 量 番 号	総 括	犀 川	高 瀬 川	穂 高 川	合流点付近より下流
Ⅱ		犀川上流はいずれの場合もあまり変わらず、右岸流である。 水側付近より左岸へ寄り始めるが、その傾向は時間がたつに従つて著しくなる。 水側先端は当初洗掘のち堆積傾向である。 導流堤先端の深掘がみられなかつた。	左岸流はそのまま岸に沿つて流下。右岸流は水側によつて跳ねられ、中央流となるが、安定河床ではやや左岸寄りとなる。		万水川への土砂の巻込みはみられない。 高瀬川の流れは左岸沿ひ、犀川および穂高川の流れは右岸沿ひになる。
Ⅳ		流量が小さい。	主体は左岸流であるが、左岸側堆積傾向がみられ流れが中央方向に寄る。		犀川橋付近では左・右岸流となるが、左岸に堆積傾向がみられ、それに伴つて左岸流は中央へ寄る。 合流点では高瀬川の流れの変化に伴い、深掘位置が移動する。

この実験では砂れんの発生がみられた。そのために、模型の粗度は砂れんの成長の具合によつて変化し、それに伴つて定流実験においても水位は時間的に変化している。例えば、二・三の測点の水位変化を示せば図6.2および図6.3のようである。通水後模型時間で60分後は水位変化が少くなつてゐる。マンニング式により粗度係数(現池)を求めると表6.7のように、かなり大きな値となつてゐる。

表 6.7 粗 度 係 数

実験番号	犀川上流	合流地点	備 考
30(現 状)	0.069	0.059	流量番号II
28(引堤1)	0.052	—	
32(引堤4)	0.062	0.044	

図6.1 移動床模型全図及び測点

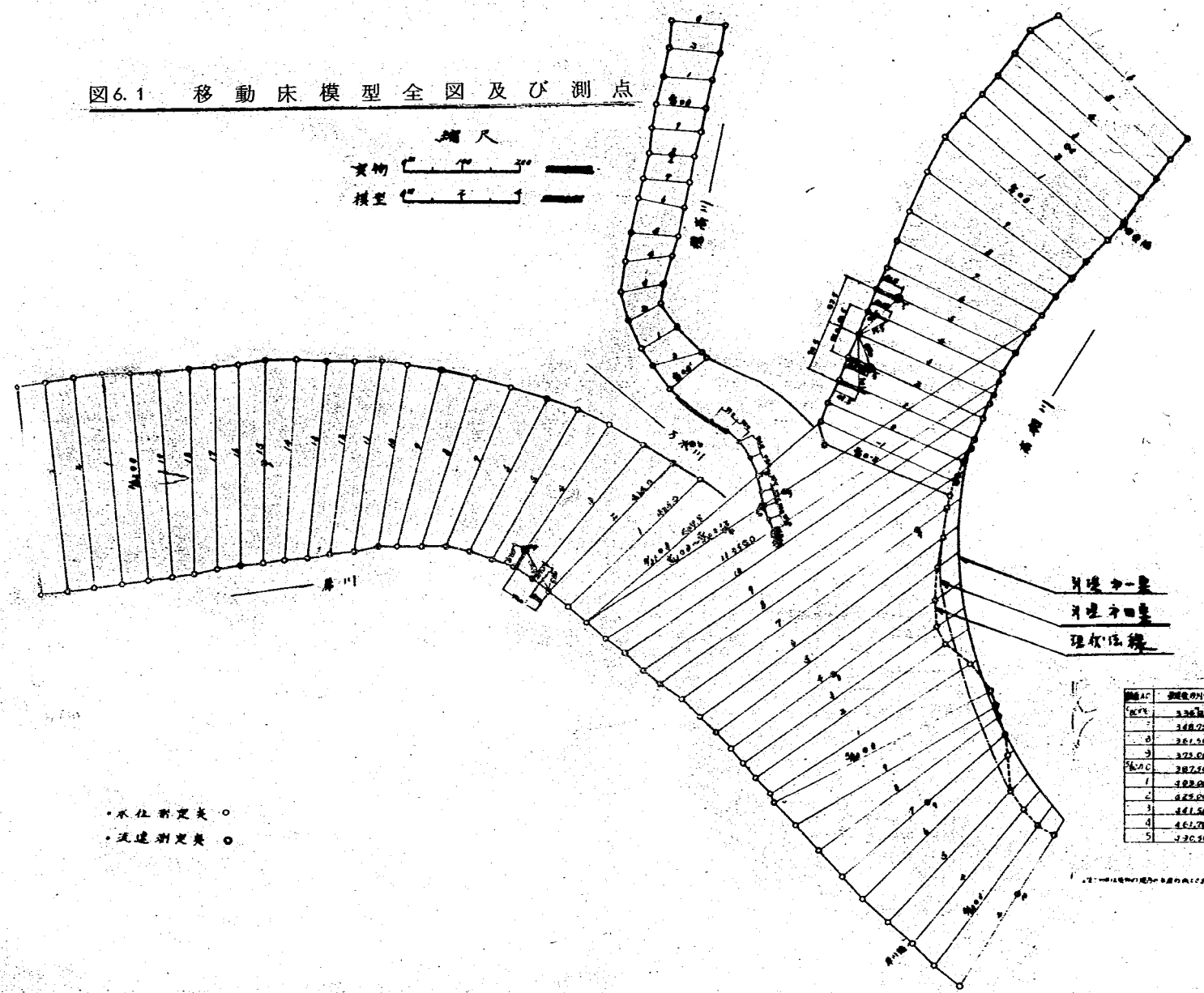
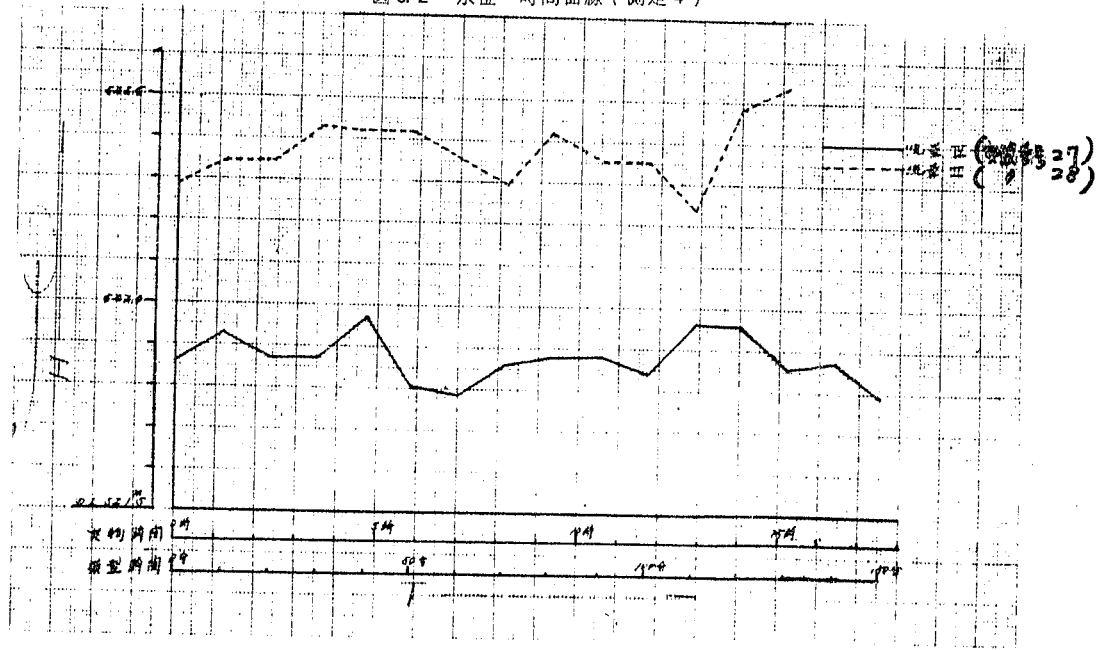


圖 6.2 水位—時間曲線 (測定 4)



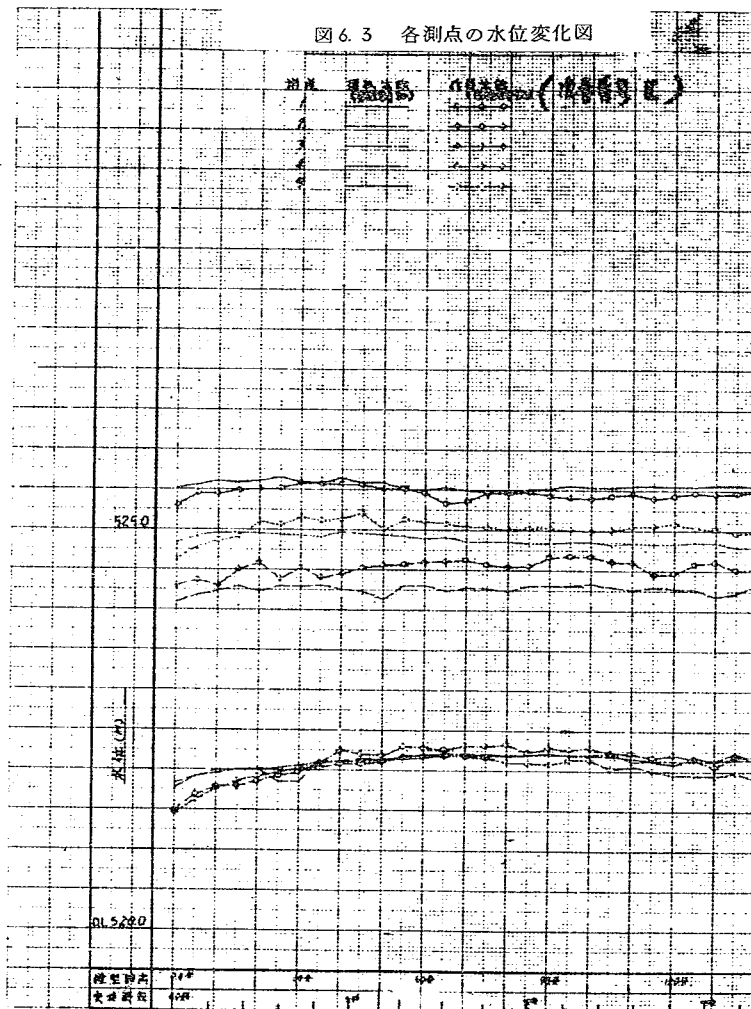


表 6 - 6

水位数值表 (实验番号 3 0.3 2、流量番号 II)

測点	時間	現 状	改 修	測点	時間	現 状	改 修
1	0.00	525.515	525.310	2	0.00	524.095	524.300
	5	.565	.450		5	.180	.375
	10	.615	.450		10	.235	.310
	15	.530	.490		15	.295	.300
	20	.615	.505		20	.225	.580
	25	.660	.520		25	.300	.390
	30	.590	.580		30	.290	.530
	35	.575	.575		35	.310	.410
	40	.650	.570		40	.255	.460
	45	.580	.560		45	.235	.535
	50	.580	.510		50	.135	.555
	55	.500	.515		55	.305	.575
	60	.500	.455		60	.310	.600
	65	.525	.330		65	.245	.620
	70	.490	.360		70	.280	.630
	75	.475	.465		75	.275	.570
	80	.475	.465		80	.240	.545
	85	.505	.490		85	.310	.555
	90	.520	.430		90	.305	.665
	95	.560	.410		95	.315	.675
	100	.535	.400		100	.335	.675
	105	.530	.440		105	.280	.615
	110	.555	.455		110	.260	.610
	115	.565	.400		115	.290	.455
	120	.550	.435		120	.275	.475
	125	.550	.465		125	.270	.585
	130	.570	.450		130	.185	.610
	135	.575	.470		135	.255	.515
	140	525.560	525.490		140	524.325	524.530

測点	時間	現 状	改 修	測点	時間	現 状	改 修
3	00	524.830	524.640	4	00	521.830	521.475
	5	.925	.790		5	.920	.690
	10	.965	.865		10	521.995	.780
	15	.965	524.910		15	522.000	.800
	20	.965	525.110		20	522.030	.860
	25	.935	.065		25	521.855	.935
	30	.930	.155		30	.855	521.975
	35	.920	.120		35	522.115	522.105
	40	.980	.145		40	.115	.255
	45	.960	.205		45	522.140	.205
	50	.935	.005		50	.135	.195
	55	.925	.135		55	.175	.305
	60	.890	.105		60	.185	.245
	65	.910	.085		65	.220	.270
	70	.855	.045		70	.220	.315
	75	.865	.045		75	.220	.315
	80	.855	.020		80	.200	.335
	85	.830	.030		85	.205	.235
	90	.835	.035		90	.205	.295
	95	.855	525.005		95	.220	.275
3	100	.855	524.995	4	100	.220	.295
	105	.825	525.020		105	.220	.235
	110	.840	.060		110	.235	.235
	115	.835	.070		115	.115	.170
	120	.835	.095		120	.130	.210
	125	.860	.045		125	.080	.160
	130	.850	525.020		130	.180	.055
	135	.795	524.970		135	.230	.195
	140	524.800	524.950		140	522.120	522.185

測点	時間	現 状	改 修	測点	時間	現 状	改 修
5	0.0	521.770	521.455	6	0.0	524.825	521.470
	5	.925	.620		5	.945	.670
	10	521.970	.760		10	521.980	.820
	15	522.005	.860		15	522.015	.900
	20	.010	.915		20	.030	521.990
	25	.025	521.970		25	.040	522.030
	30	.065	522.035		30	.070	.090
	35	.095	.035		35	.090	.135
	40	.105	.080		40	.105	.170
	45	.115	.080		45	.120	.185
	50	.130	.110		50	.130	.170
	55	.145	.185		55	.140	.270
	60	.170	.185		60	.175	.240
	65	.185	.185		65	.190	.235
	70	.185	.185		70	.190	.250
	75	.185	.165		75	.190	.260
	80	.190	.110		80	.180	.295
	85	.195	.095		85	.210	.265
	90	.215	.085		90	.215	.275
	95	.195	.145		95	.205	.285
	100	.190	.145		100	.190	.245
	105	.190	.040		105	.175	.210
	110	.155	.070		110	.160	.205
	115	.130	522.005		115	.140	.230
	120	.130	521.960		120	.150	.245
	125	.130	.955		125	.120	.175
	130	.130	.945		130	.130	.165
	135	.150	.955		135	.120	.165
	140	522.510	521.915		140	522.175	522.160

測点	時間	現 状	改 修	測点	時間	現 状	改 修
	0.0	521.595	521.190		0.0	521.210	521.850
	5	.760	.195		5	.340	520.865
	10	.765	.630		10	.340	521.140
	15	.765	.690		15	.330	.255
	20	.805	.740		20	.315	.305
	25	.825	.720		25	.290	.315
	30	.805	.740		30	.300	.295
	35	.825	.855		35	.320	.320
	40	.840	.765		40	.345	.350
	45	.905	.920		45	.295	.325
	50	.895	.875		50	.305	.240
	55	.890	.950		55	.300	.365
	60	.910	.905		60	.335	.325
	65	.925	.900		65	.345	.305
7	70	.925	.905	8	70	.315	.175
	75	.915	.845		75	.340	.230
	80	.895	.960		80	.380	.210
	85	.880	.845		85	.305	.215
	90	.815	.865		90	.290	.210
	95	.865	.855		95	.255	.115
	100	.850	.830		100	.305	.115
	105	.755	.835		105	.285	.065
	110	.875	.805		110	.250	521.085
	115	.900	.800		115	.105	520.885
	120	.805	.715		120	.155	.925
	125	.815	.750		125	.095	.925
	130	.745	.800		130	.145	.955
	135	.915	.670		135	.155	.760
	140	521.925	521.520		140	521.195	520.905

測点	時間	現 状	改 修	測点	時間	現 状	改 修
	00	520.920	520.675		75	520.585	520.535
	5	.970	.655		80	.500	.380
	10	.925	.690		85	.420	.400
	15	.865	.755		90	.370	.370
	20	.815	.775		95	.400	.470
	25	.750	.690	9	100	.400	.385
9	30	.745	.615		105	.405	.320
	35	.695	.670		110	.400	.315
	40	.730	.665		115	.310	.310
	45	.660	.615		120	.330	.280
	50	.630	.530		125	.360	.250
	55	.570	.690		130	.360	.150
	60	.555	.575		135	.335	.370
	65	.525	.575		140	520.335	520.350
	70	.525	.470				

(2) 安定河床形状

河床形状は最終の形について測定を行つた。模型の相似律は限界掃流力については正しいが、流砂量は佐藤・吉川・芦田公式で F がいずれの場所においても $F=1$ にはなっていないので、厳密には正しくなく、実際には堆積しないのに堆積傾向となるところも出る。しかし、全体的に掃流力はかなり大きい実験を行つてゐるわけであるから、近似的に $F=1$ とみなし、最終結果の補正は行わないことにした。粗度係数の関数である ϕ についても、その時間的、場所的变化を近似的に無視するものとした。

実験後の洗掘、堆積図をそれぞれの実験ケース毎に図6.4～図6.7に、一部のケースの等高線図を図6.8～図6.10に示す。また、横断毎に各実験ケースの傾向を比較したものとして、犀川の各横断図を図6.11～図6.24に、高瀬川のそれを図6.25、26に、および穂高川のそれを図6.27～図6.29に示す。なお、横断図の標高は固定床模型を基準にしている関係で、移動床の標高は横断図の値から5.0 m (模型10 cm)を差し引いた値が正しい。

現状模型に対する移動床の実験は流量番号Ⅱで行つて後、河床の成形を行わないで、引き続き流量番号Ⅳを流して行つた。最終の安定河床は図6.4によれば、犀川の合流点付近はわずかに堆積傾向であるが、このあたりは土砂の動きがあまり激しくはないところである。合流点付近左岸は洗掘傾向となつてゐるが、万水川河口は穂高川からの土砂により大きく堆積が生じてゐる。穂高川のわん曲部右岸側は洗掘が生じる。しかし、土砂の移動の激しい割合に洗掘量は大きくない。高瀬川は全体にはつきりしないが、合流点に近づくときたい洗掘傾向である。左岸沿は堆積さみである。これは高瀬川の流量の大きい流量番号Ⅳになつて、左岸沿の流砂量が大きくなると、一層堆積傾向は顕著であり、流量番号Ⅱの河床形に較べると図6.4の河川敷外(堤内地)示すごとく、堆積量が大きい。特に凹部には急速に土砂が堆積する。犀川橋付近は両岸側で洗掘、中央で堆積傾向である。

引堤Ⅰ模型(水制2S、3T、導流堤B)に対する流量番号Ⅱおよび

び N の実験は、図 6.5 に示すようである。ただし、これには流量 N を流した後の河床のみを示す。全体的に各河川とも上流で洗掘済みであり、合流点では中央を除いて他は堆積が目立っている。これは構造物により流れを安定させたためであり、その効果が顕著であることを物語るものである。導流堤 B の穂高川側の堆積はかなり大きく、これは穂高川の流量が大きければ大きいほど大きくなる。この場合、流量番号 N のときの $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ によるものが多い。犀川水制および高瀬川水制先端は堆積となつている。しかし、例えば犀川水制の場合であると、水制上流の洗掘が大きくなると水制周辺の堆積が逆に洗掘されるようになるのであり、補給砂との関係において洗掘深さが定められる。実験では洗掘と堆積を繰り返していたが、洗掘の深さは極端に大きくはならない。穂高川および高瀬川では流量 N の影響が大きい。

高瀬川左岸の堆積も流量 N で $Q = 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$ を流したことに依るところが大きい。この付近は流速も大きいが、流砂も集つてきて堆積となる。高瀬川右岸の水制をさらに強力にした方がよいかも知れない。導流堤 B の先端より下流にかけては流量 II のときに洗掘が著しい。5 m 厚（模型で 10 cm）の砂が全て流されてモルタル河床が現われていた。流量 W では水制の効果で犀川の流れが水制上流より左岸寄りとなり、現在の左岸先端付近から左岸沿となつていて、導流堤先端では流量 II ほどの洗掘はみられない。これは犀川流況が少ないこともあるが、主として補給砂の集まり具合によるものである。万水川への掃流砂の流入はない。浮遊流砂の巻き込みは、たとえ存在するにしても、万水川の自流により十分押し流しうるものと考えられる。

不定流量実験では河床形は相似とはならず、いろいろの流量条件に対する河床変化の様子と流況をみたわけであるが、洗掘・堆積の分布は図 6.5 の場合と非常によく似ている。各河川の上流から流下してきた砂は、合流点付近の河巾の広いところに堆積をしている。犀川では右岸水制よりやや上流右岸側から合流点の川巾半分位右岸側、穂高川河口右岸側、高瀬川左岸の河口付近一帯に相当量の堆積がみられる。洗掘の大きいところは、やはり導流堤 B の先端付近にあり、その水通しにそつてかなり下流まで深掘れが続いている。犀川の水制先端は堆

積がみられ、高瀬川の水制先端付近はわずかに洗掘されている。堤防法
泥まで洗掘されているところは、犀川右岸 0/61 の 7 から上流と、犀
川左岸先端付近である。

引堤 4 模型（水制 2 S、3 T、導流堤 B・W）の場合は、犀川まで
の引堤の影響はなく、洗掘・堆積の場所は現状模型の場合とほぼ同
じである。ただし、洗掘・堆積の量は改修模型の場合の方が多いわけ
であり、引堤 1 と引堤 4 とではだいたい量的にいつでも似ている。こ
のことは合流点下流の右岸側についても同様のことがいえる。高瀬川
ではだいたい洗掘傾向であり、水制の効果によつて、水制の下流には
堆積がみられる。高瀬川左岸の堆積はやはり流量の増加に伴つて著し
くなるが、引堤 1 に比して、下流に下つてからの堆積が多い。この堆
積は時間の経過につれて巾は広がり、長さも犀川橋左岸まで伸びる。
流れはそれに伴つて犀川橋の左岸から徐々に中央の方へ寄つていく。
高瀬川左岸の堆積によつて、高瀬川の流れが右へ寄つても万水川合流
点への影響は少ない。この付近の流速は他のケースに比して小さくな
く洗掘深さも比較的小さい。

図6.4 現状河川での
洗掘堆積図

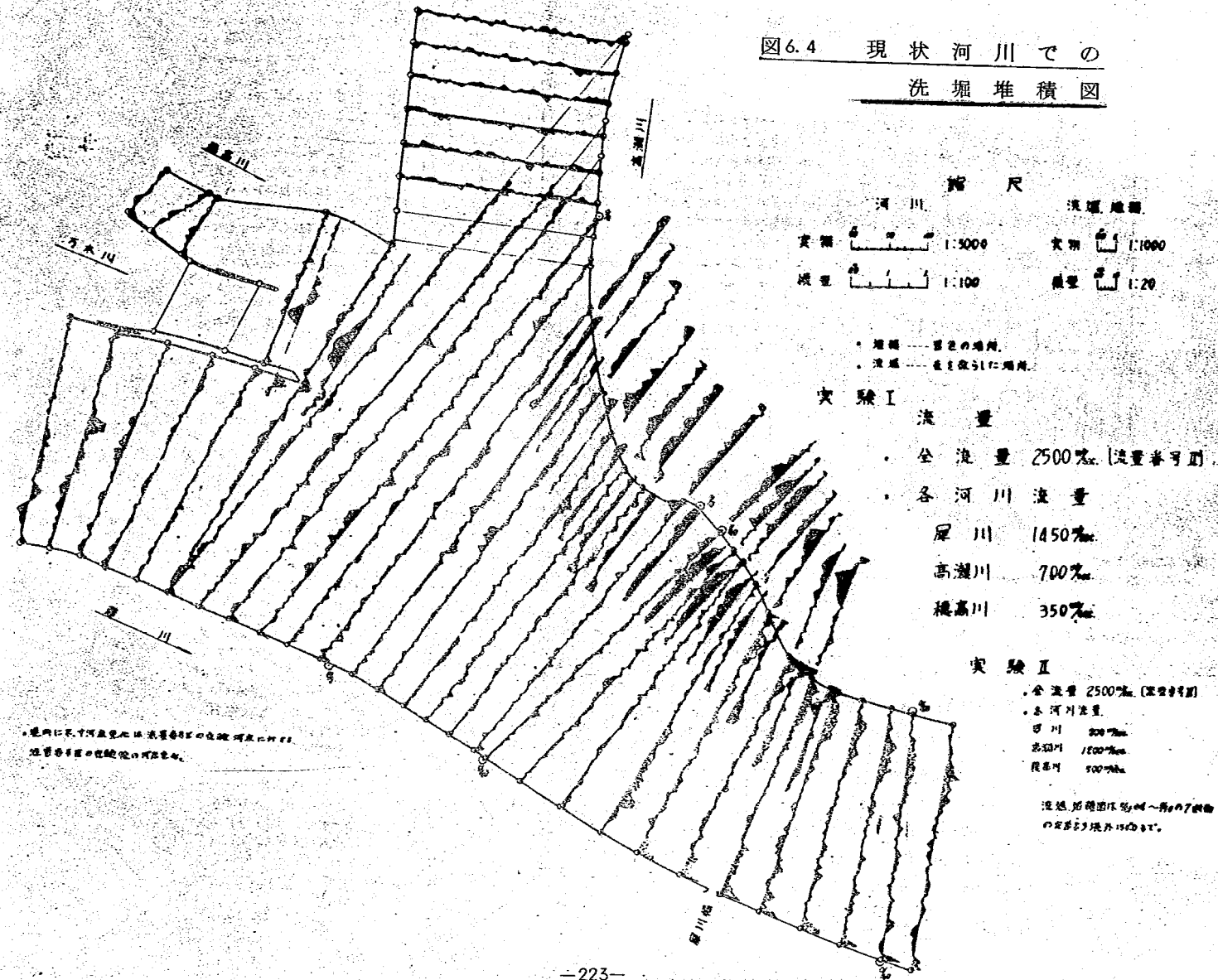


図 6.5 定流実験による
洗堀堆積図

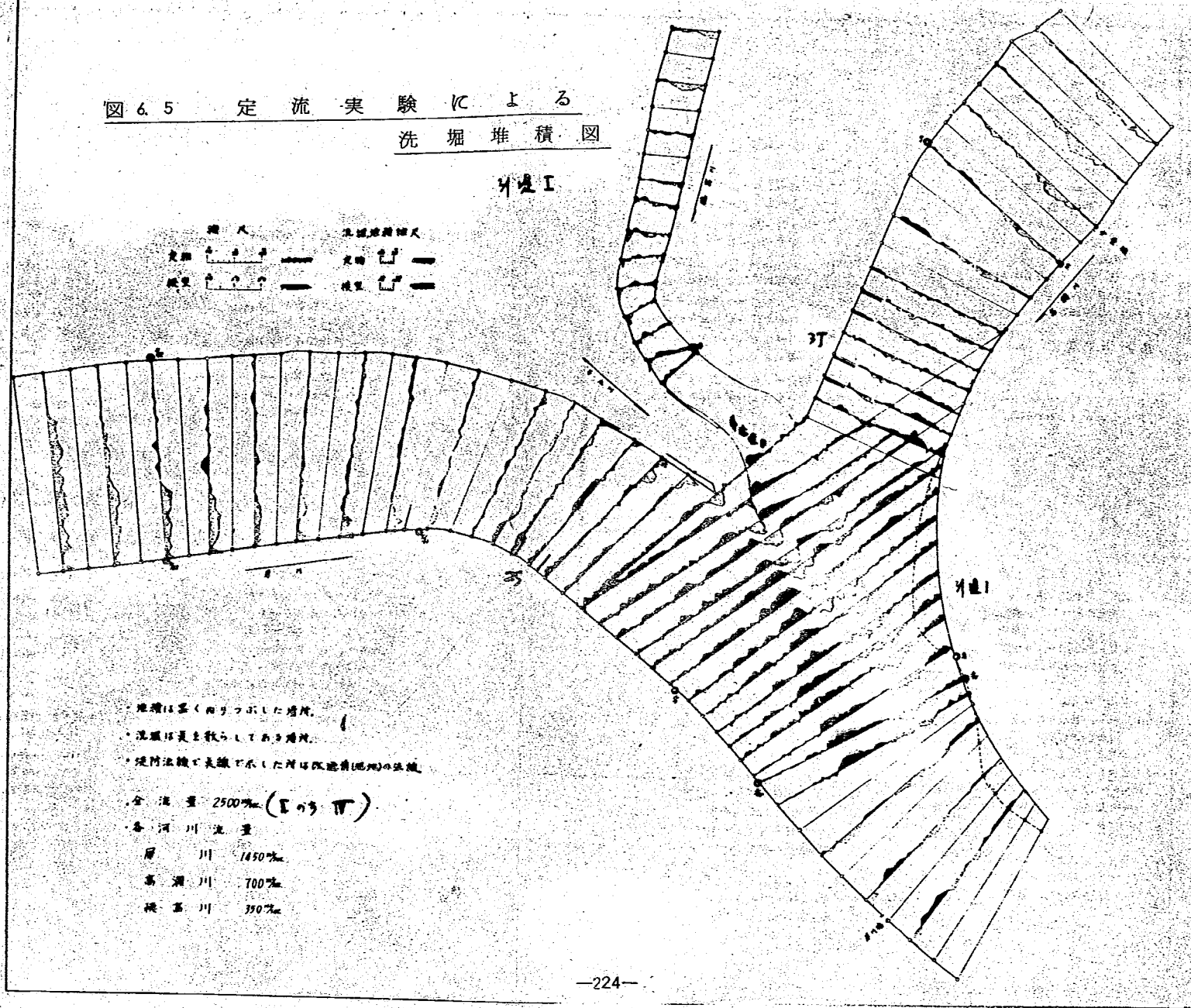


図 6.6 不定流実験による
洗堀堆積図

(外理1, 磁量考号 511)

橫量 縮尺	直線距離縮尺
尺碼 	定例 
橫量 	橫量 

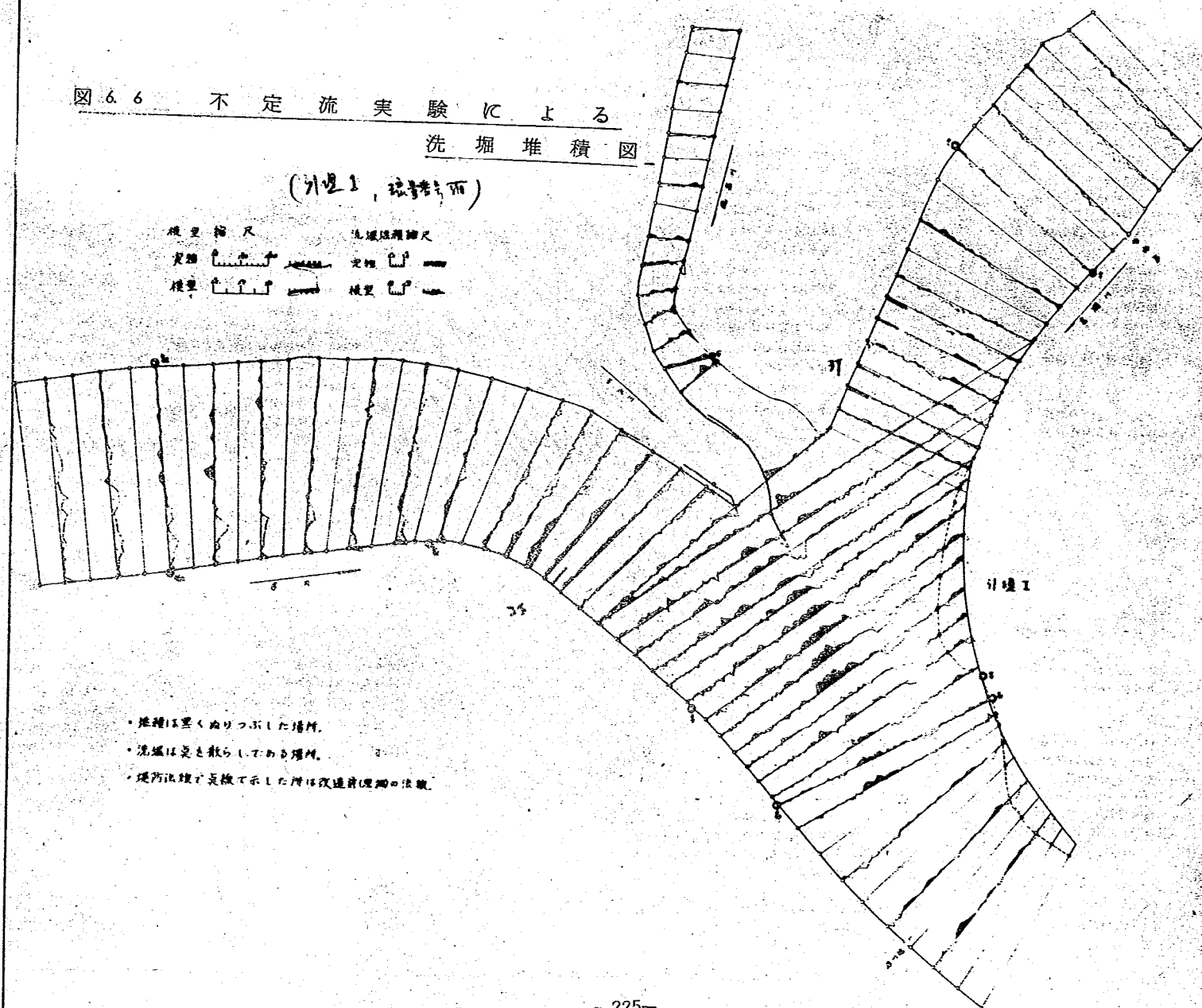


図6.7 洗堀堆積図(引堤4)

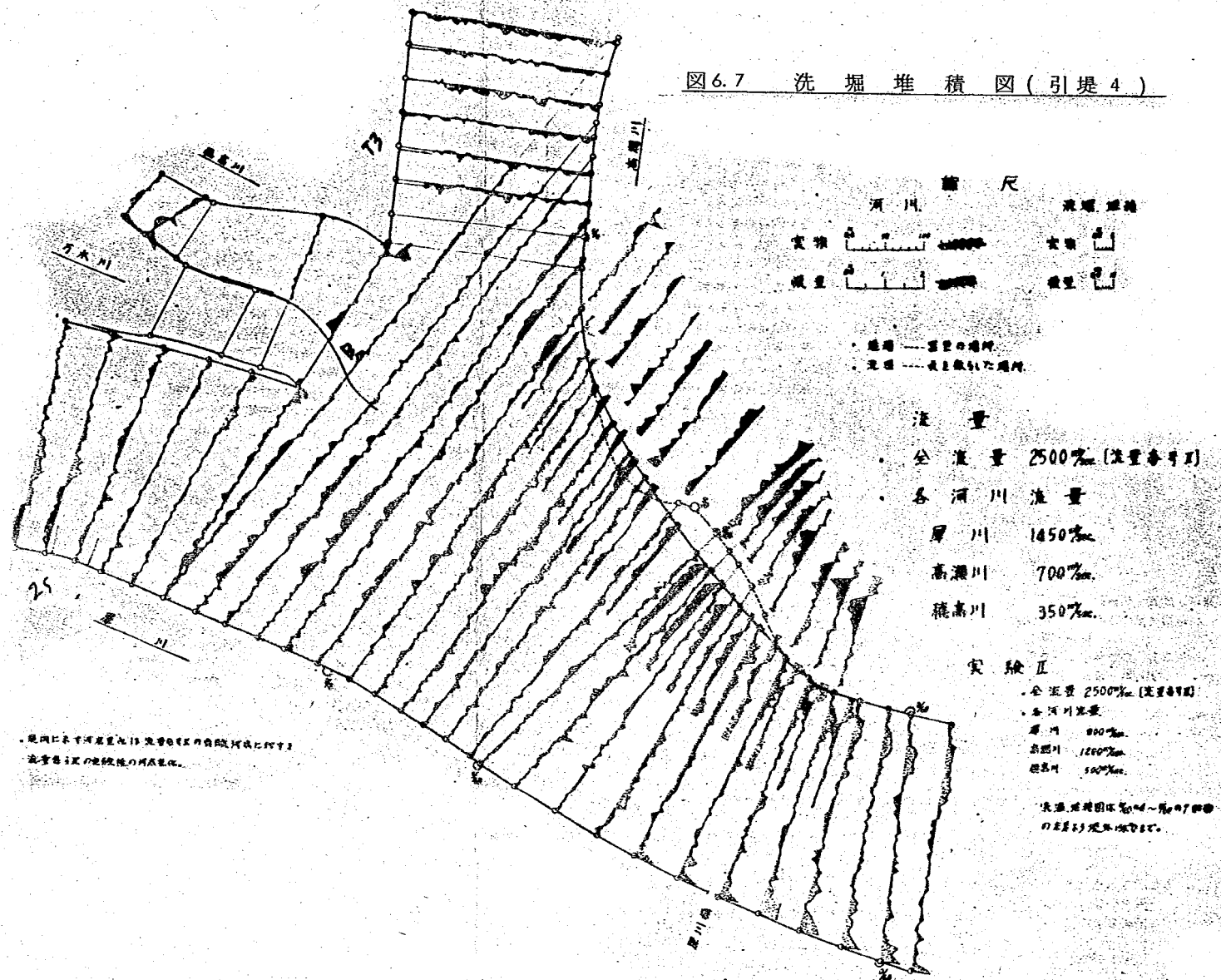


圖 6.8 現 地 等 高 線 圖

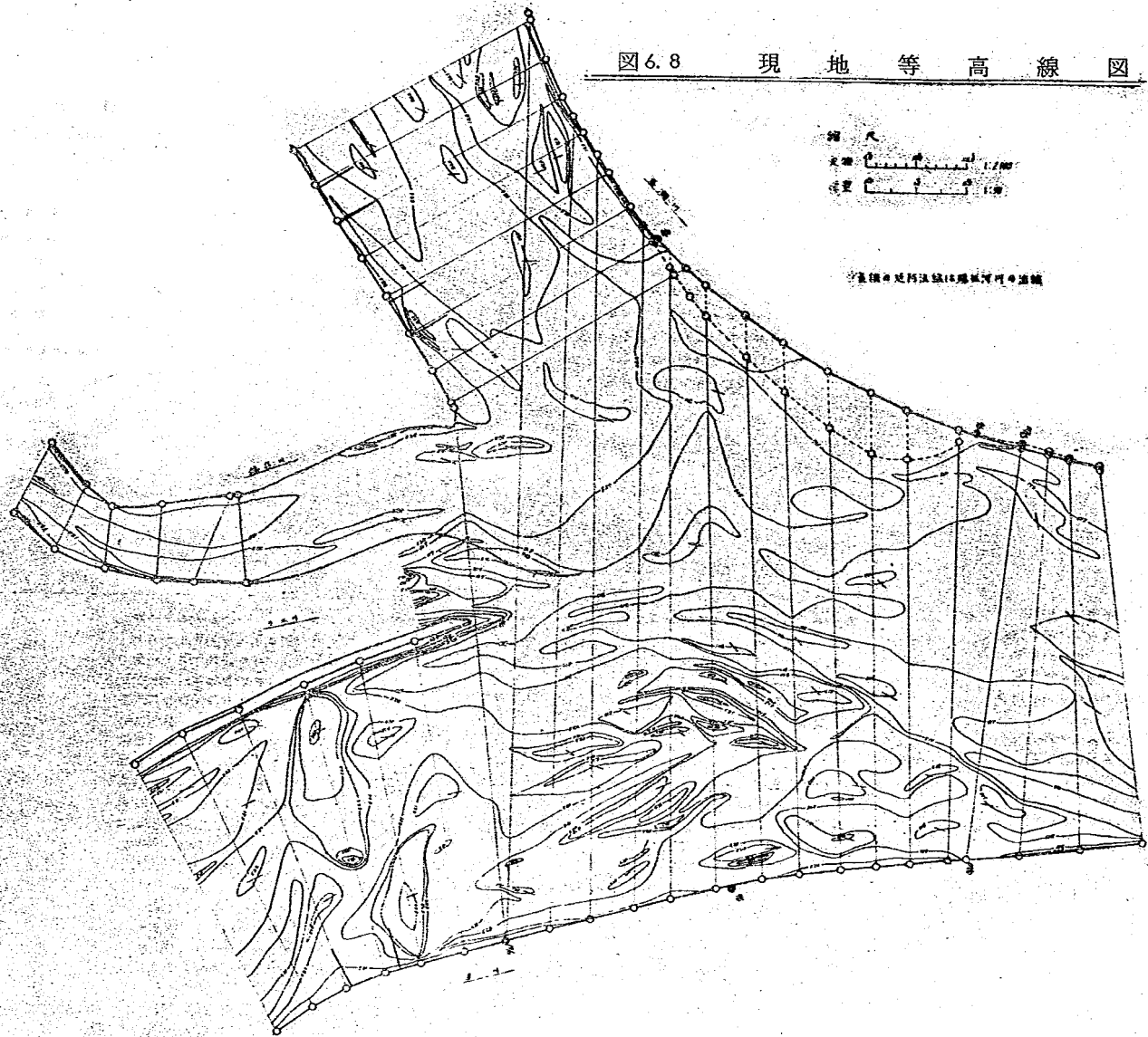


図 6.9 定流実験による
等高線図

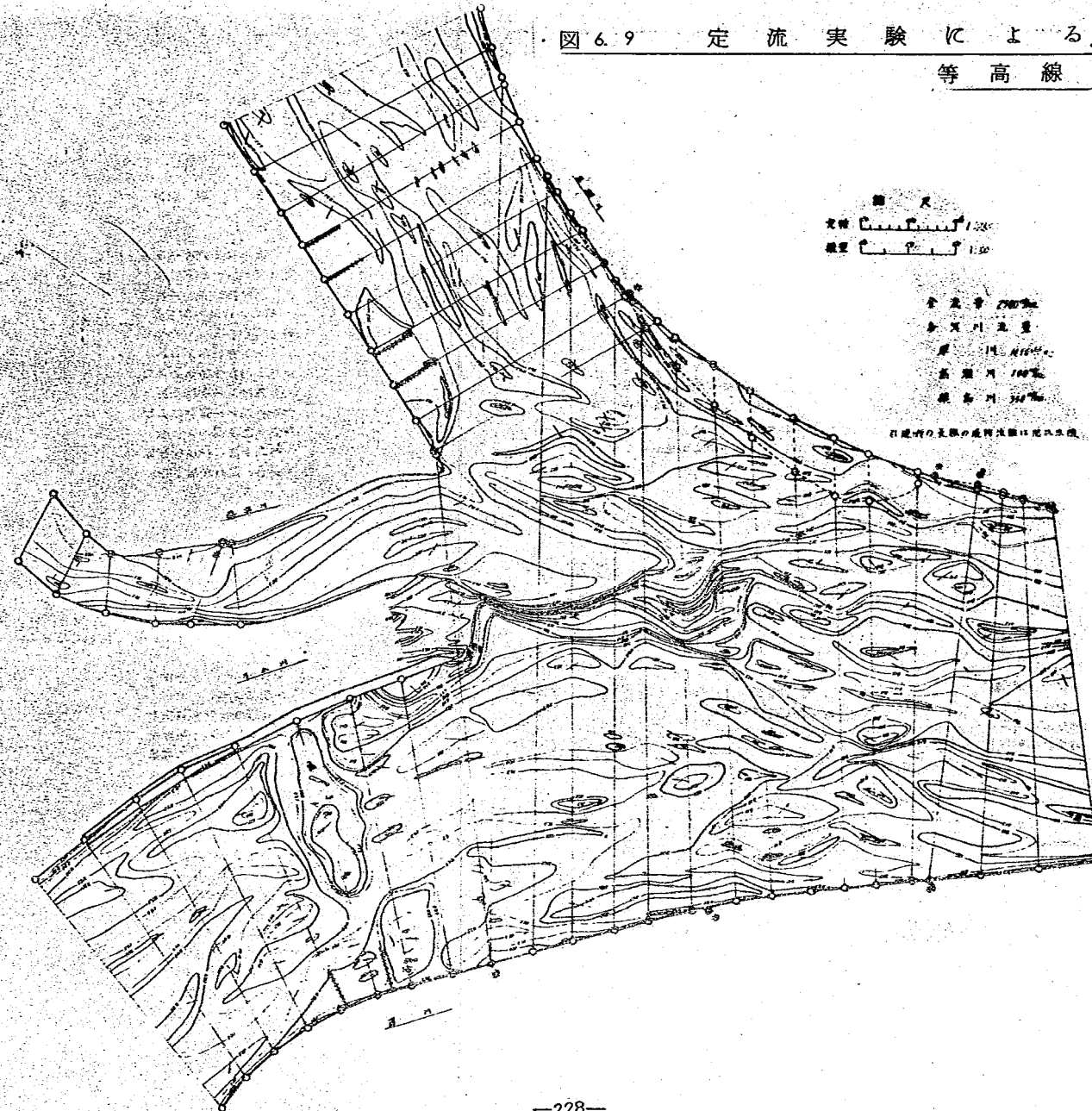
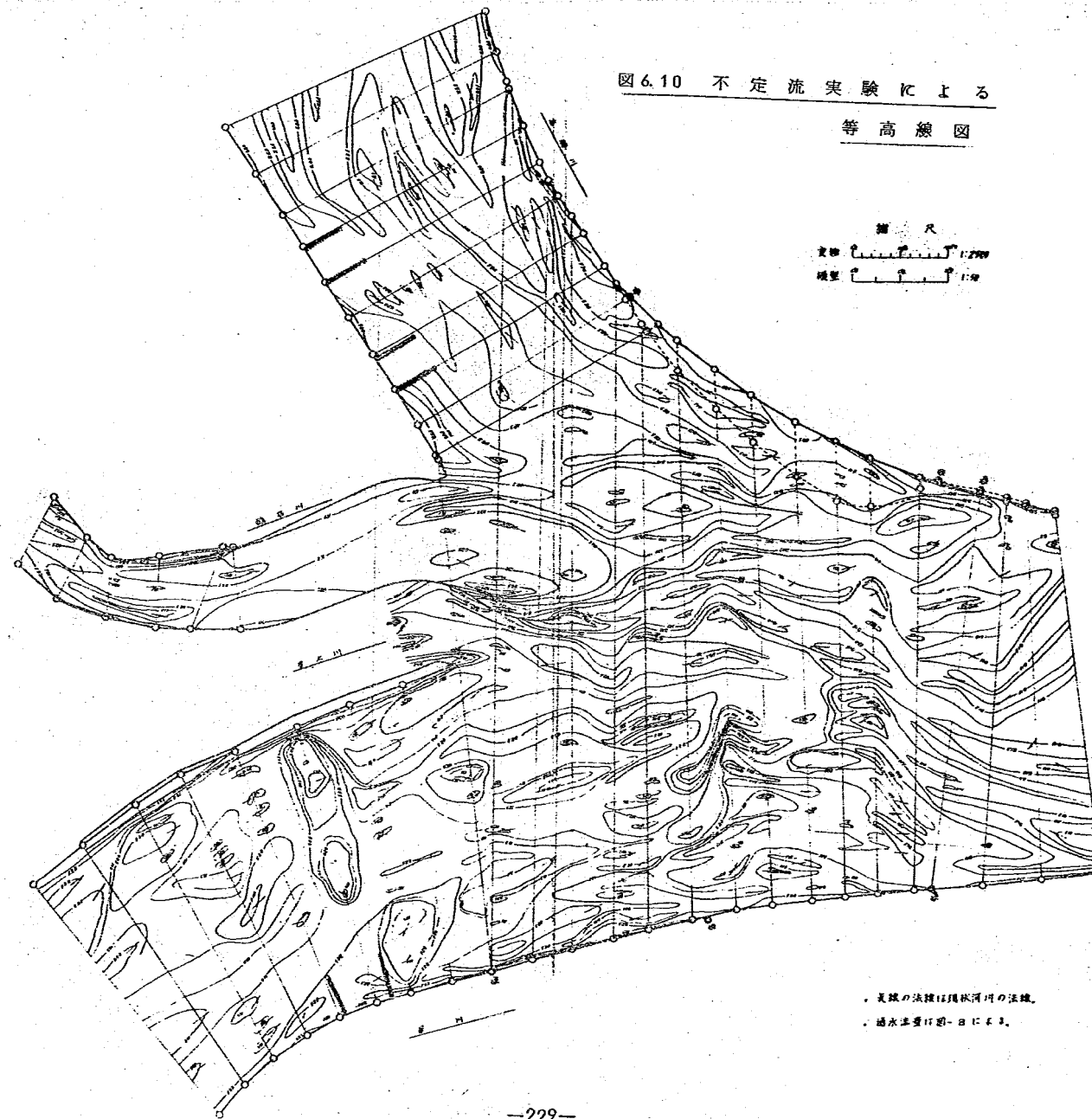


図 6.10 不定流実験による
等高線図



。実験の法線は環状河川の法線。
。過水断面は図-8による。

图 6.1.1 犀川横断面图

断面 47+16

凡 例
 不定流 (引堤1)
 流量 II (")
 现地河床

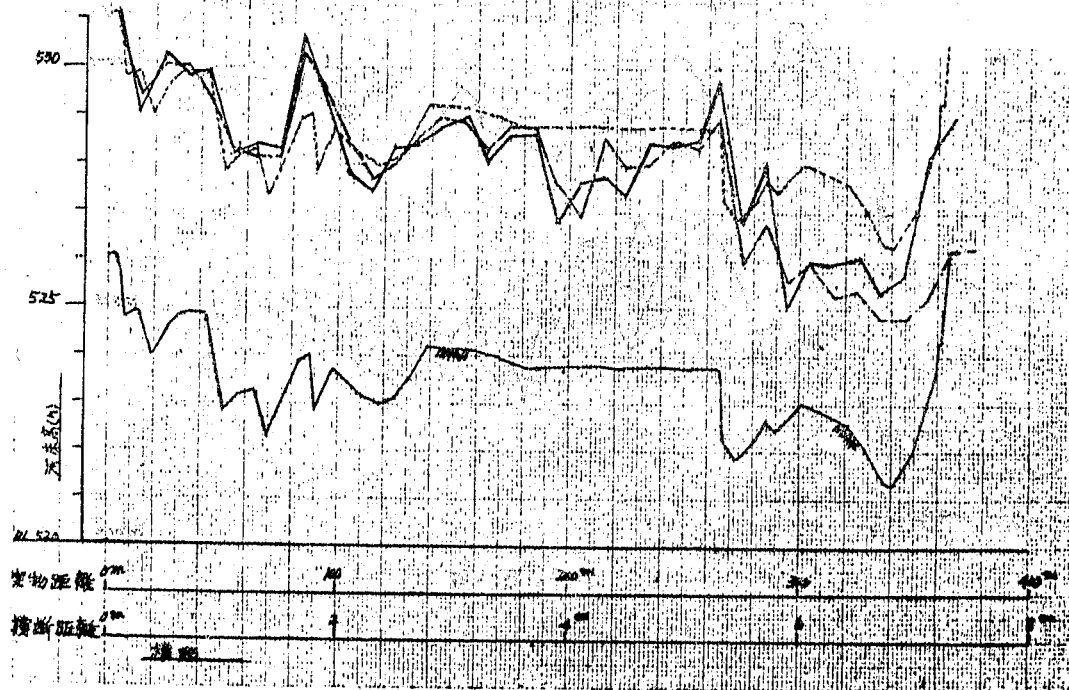


図6.12 屋川横断面図

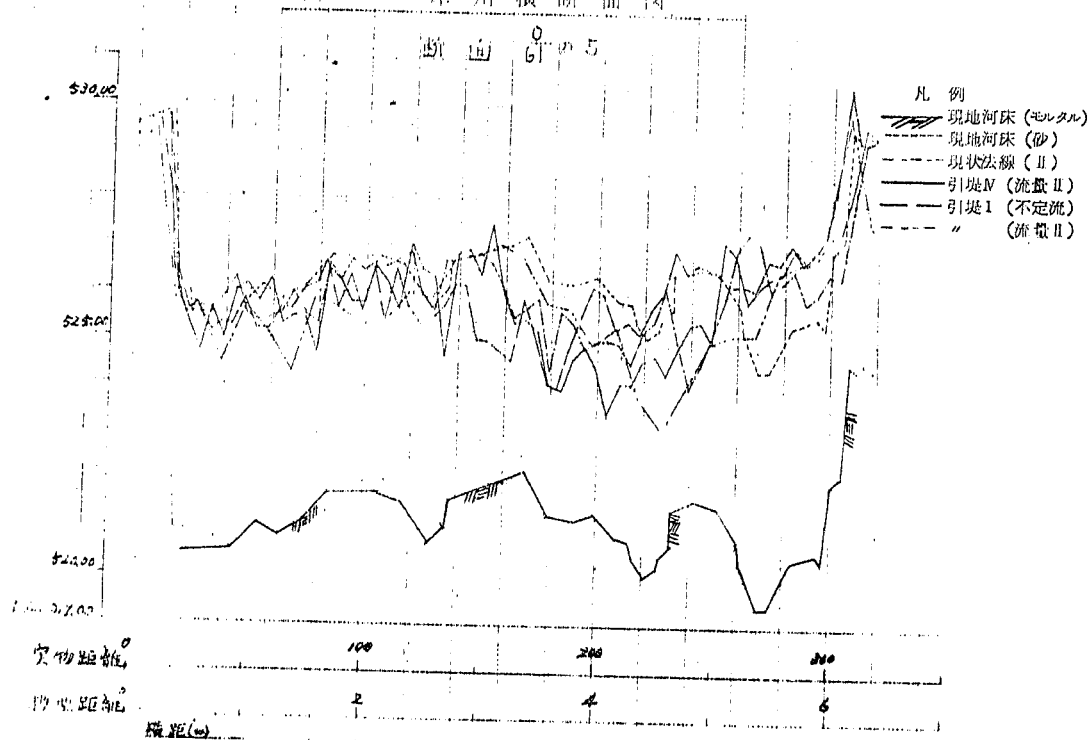


図 6.13 犀川横断面図

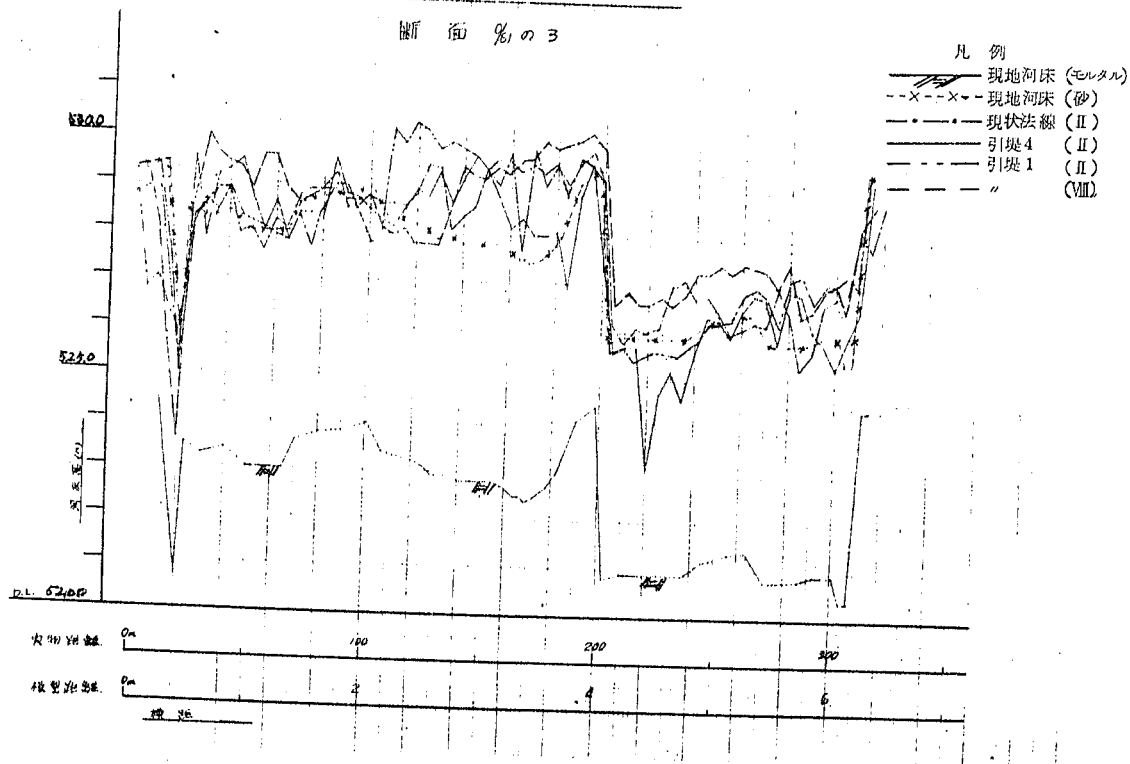


図 6.1 4 犀 川 横 断 面 図

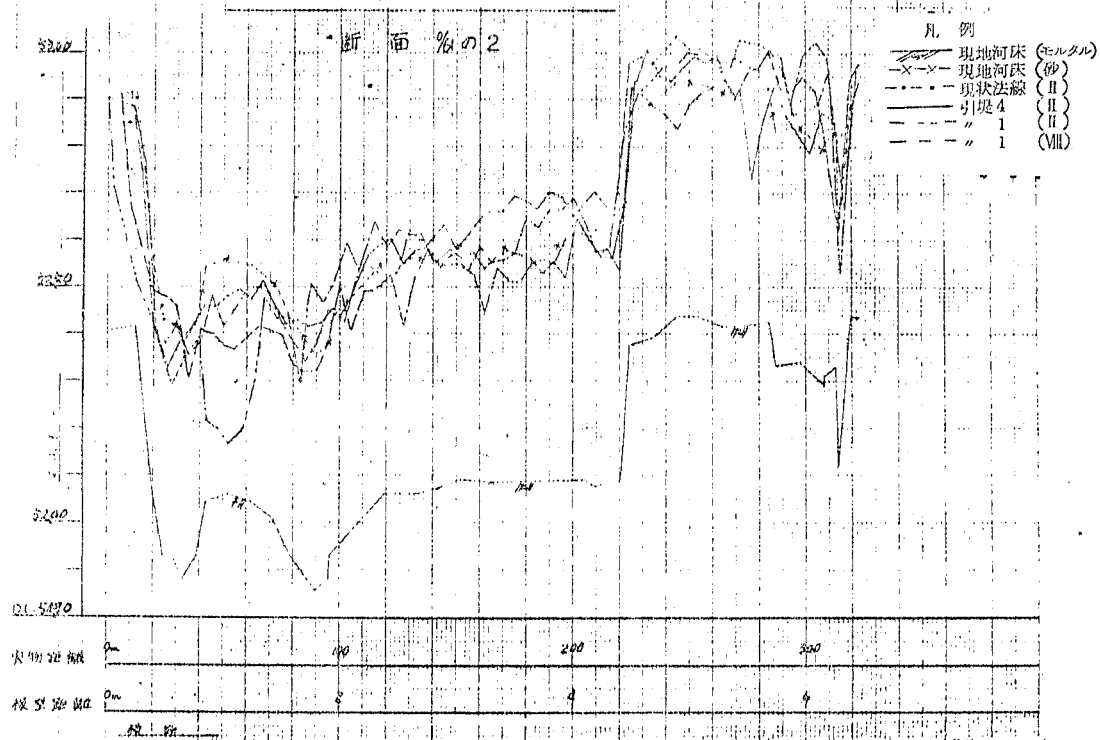
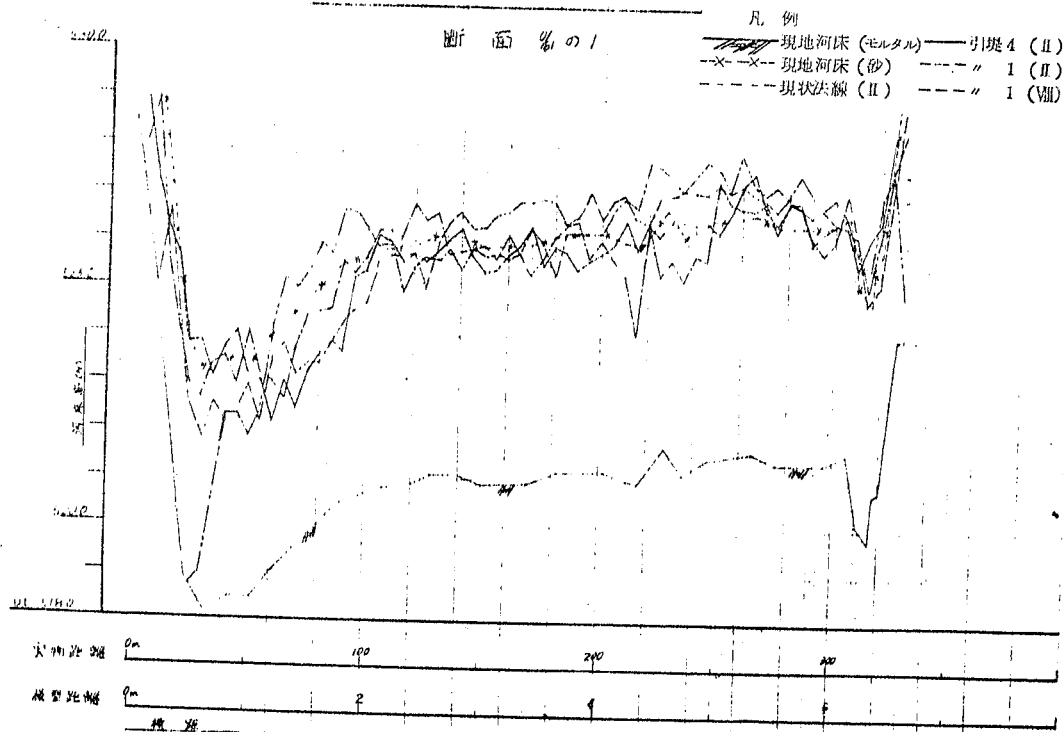


図 6.1.5 尾川横断面図



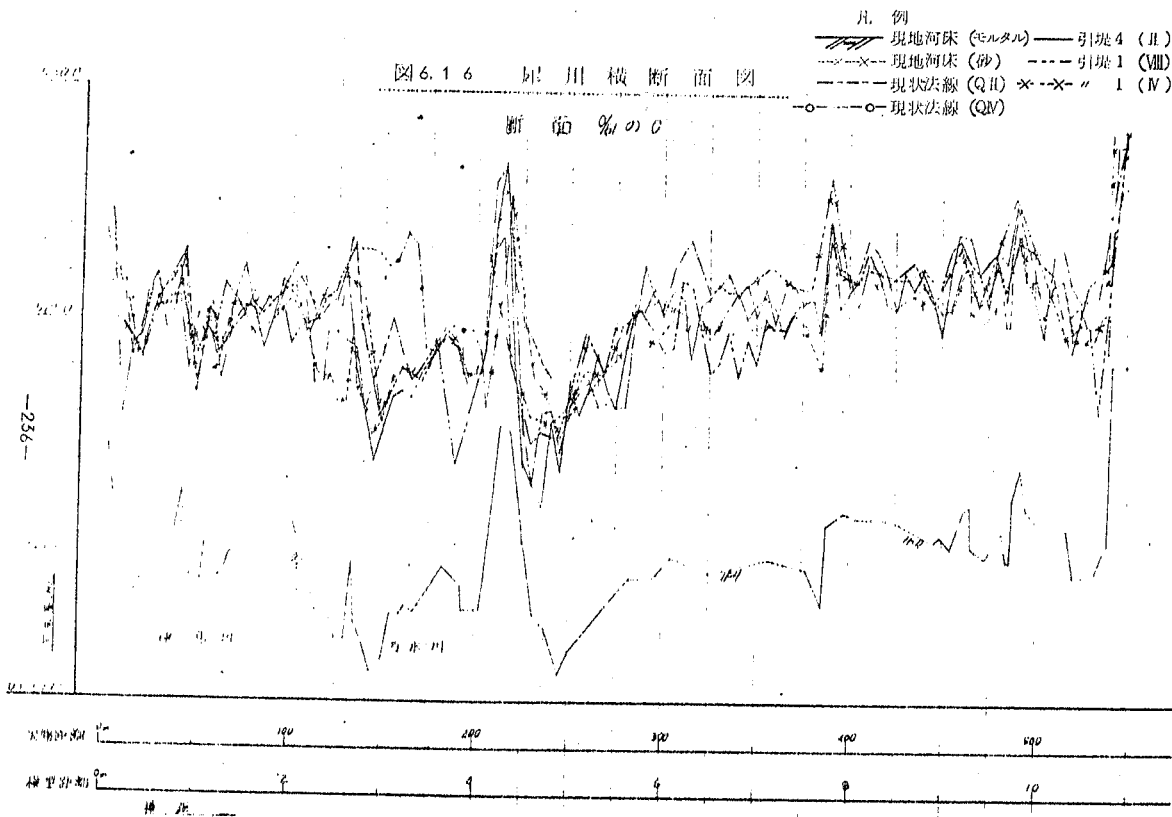


图 6.17 犀 川 横 断 面 图

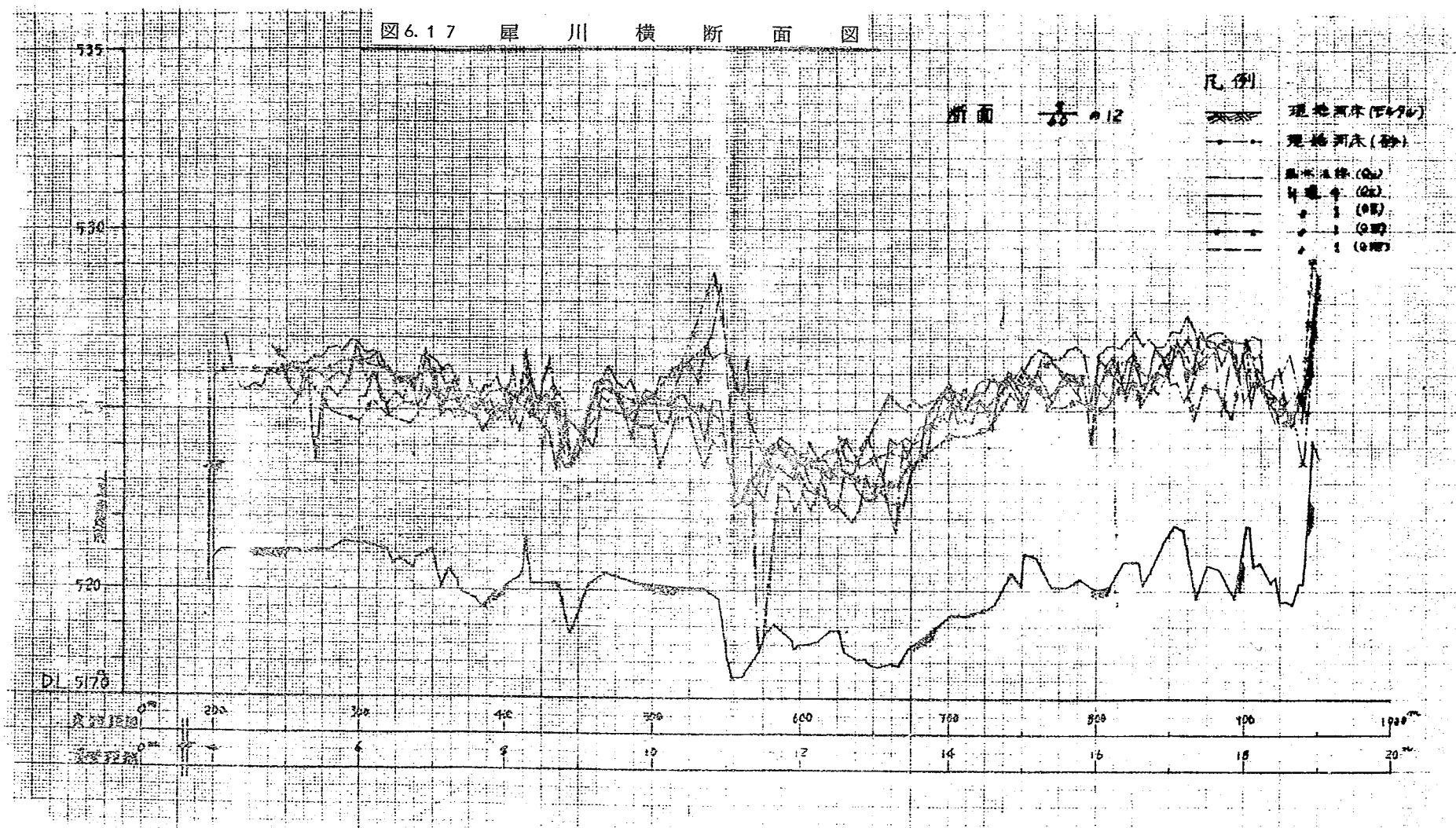


图 6.18 犀川横断面图

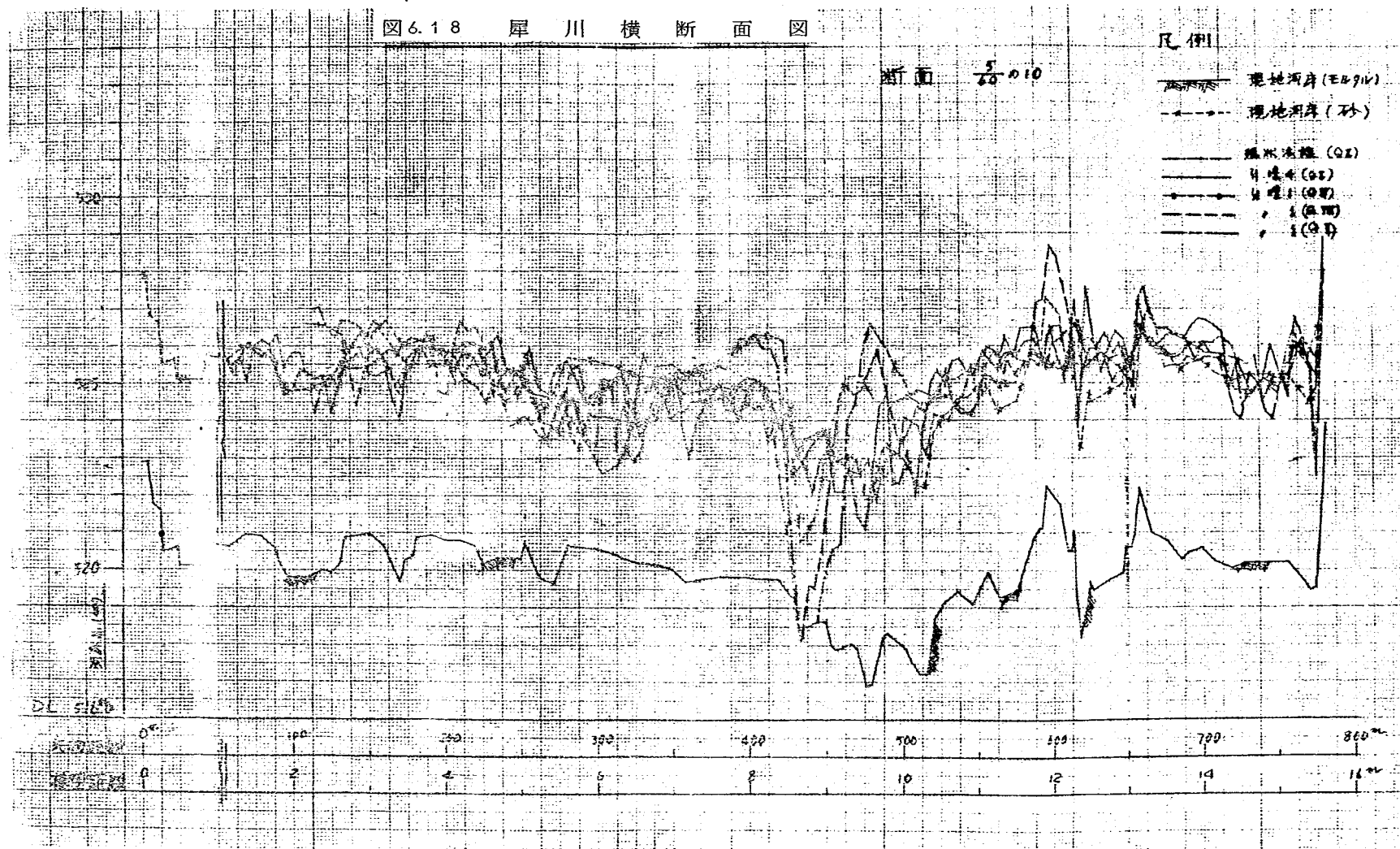


圖6.19 畢川橫斷面圖

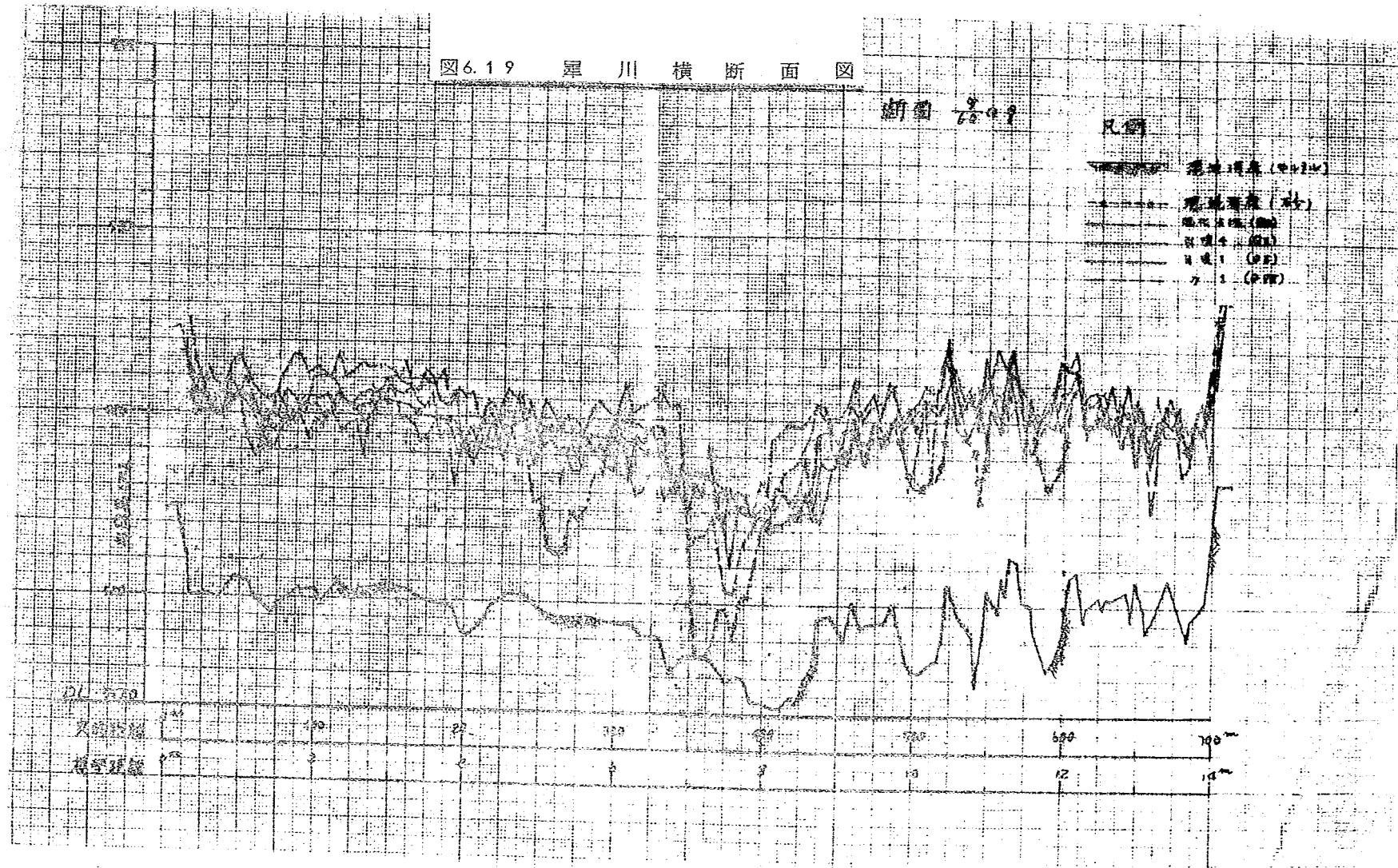


图 6.20 犀川横断面图

断面 1/60 的 6

- | | | | |
|---|------------|---|-----------|
| — | 现状河床(1/60) | — | 新堤中(1/60) |
| · | 现状河床(1/60) | · | 新堤中(1/60) |
| · | 现状河床(1/60) | · | 新堤中(1/60) |
| · | 现状河床(1/60) | · | 新堤中(1/60) |
| · | 现状河床(1/60) | · | 新堤中(1/60) |
| · | 现状河床(1/60) | · | 新堤中(1/60) |

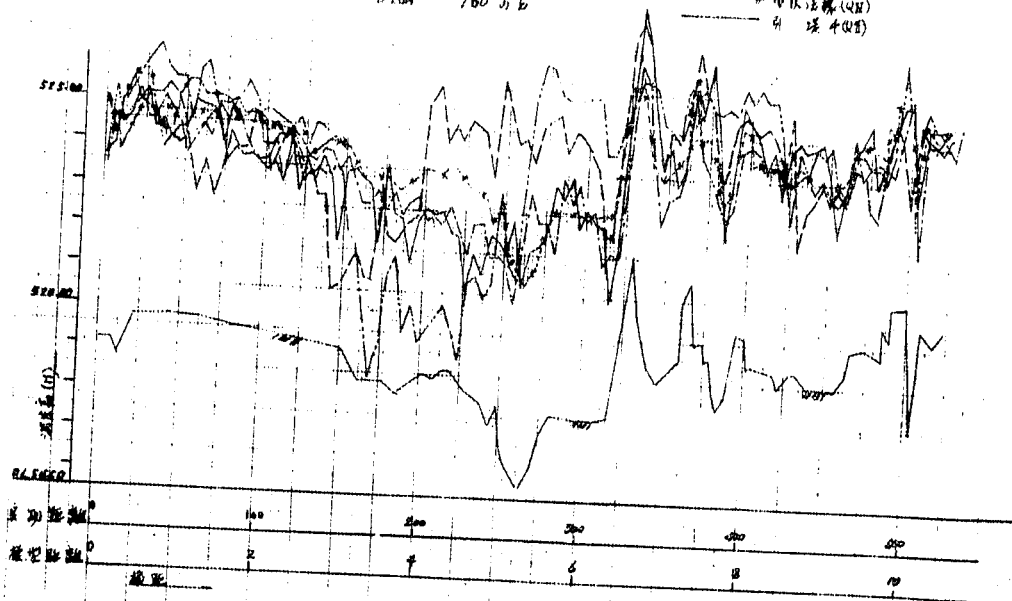


图 6.29 平行液断面图

時間 $\frac{1}{60}$ 秒

——引堤 1 (Q.VIII)

——引 提 $I(Q, n)$

— 100 —

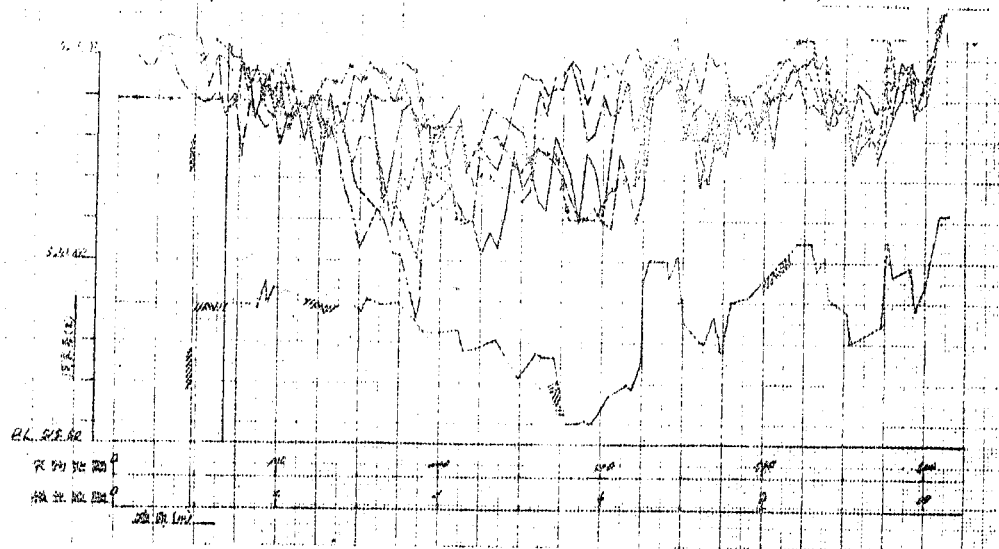


図 6.22 翠川横断面図

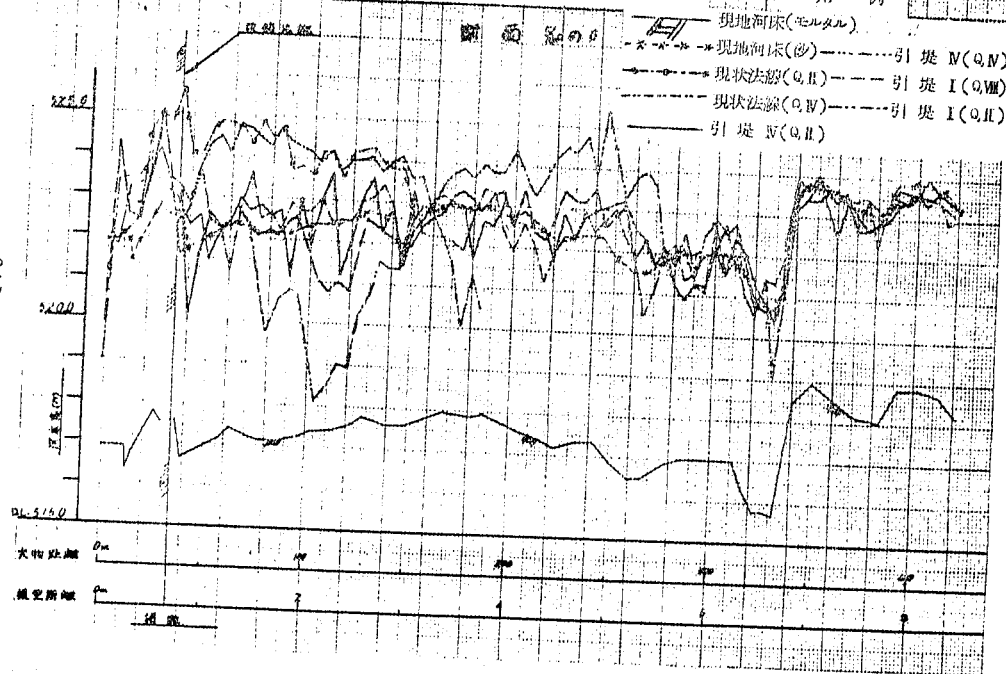


图 6.24 犀川横断面图

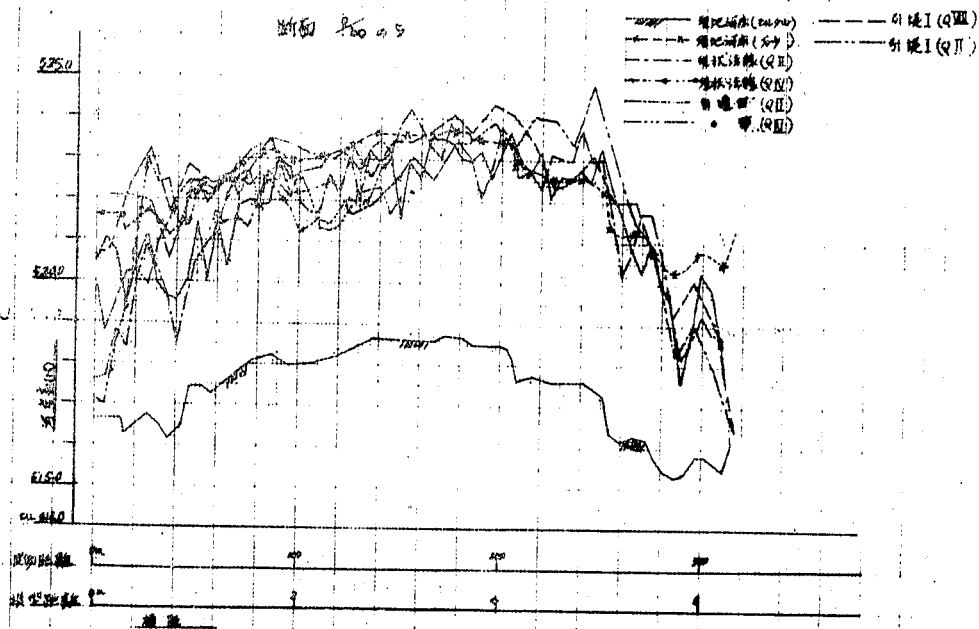


図 6.25 高瀬川横断面図

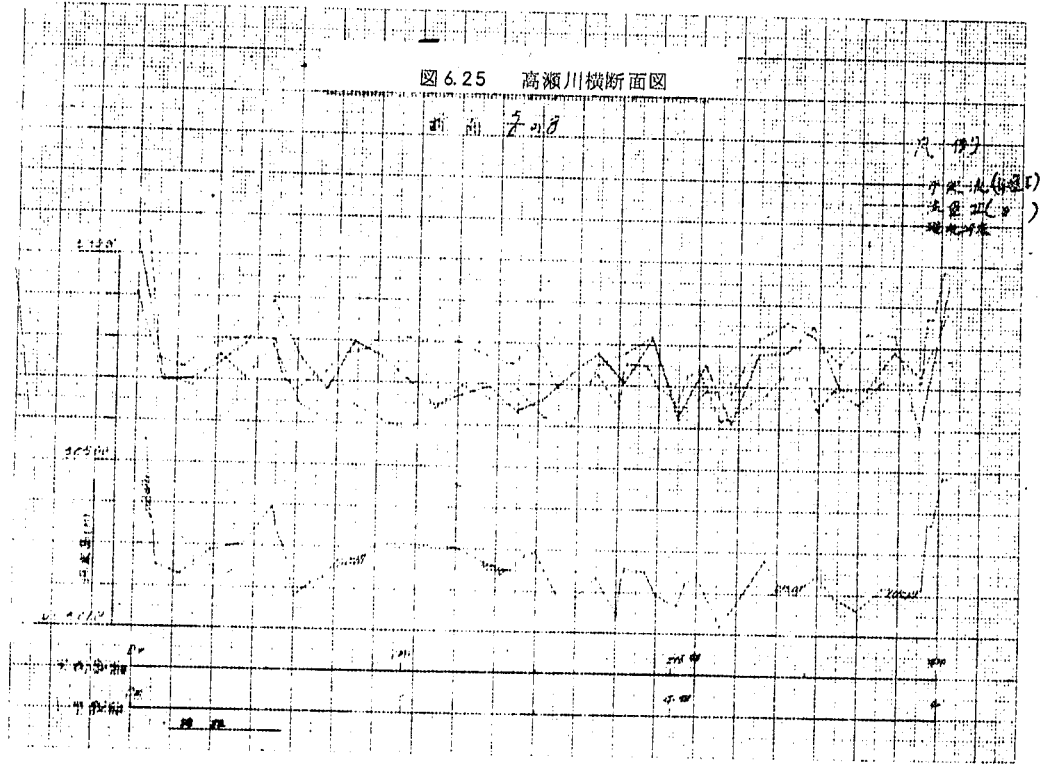


図 6.26 高瀬川横断面図

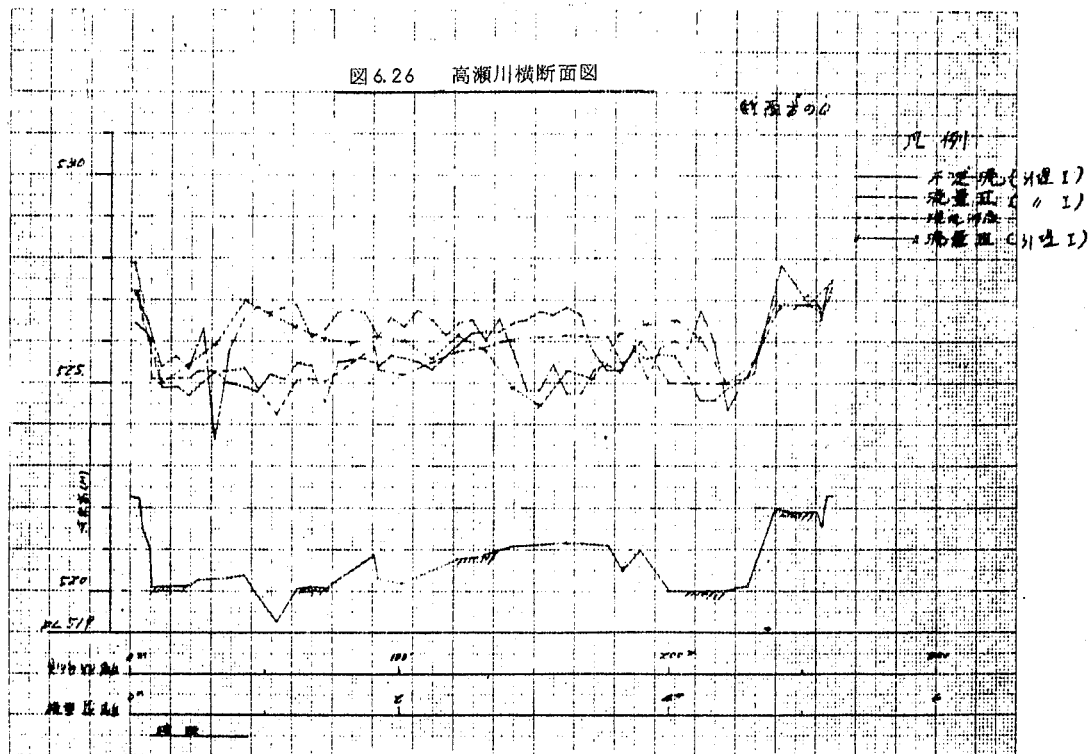
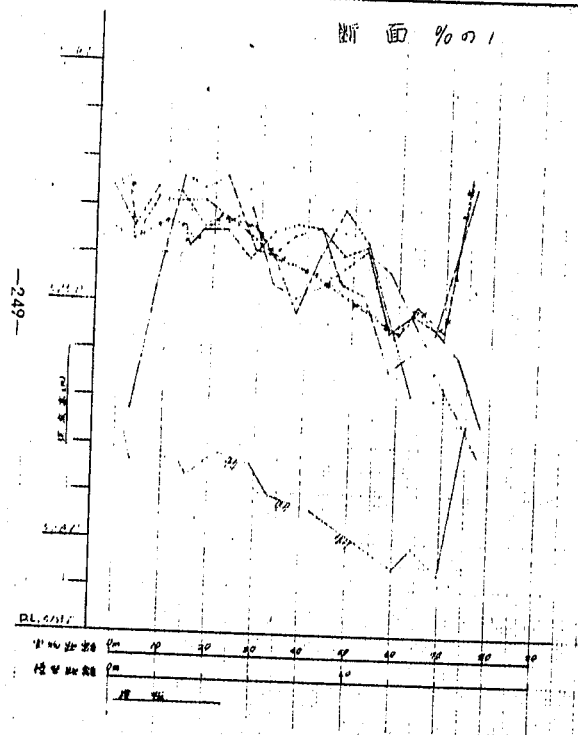


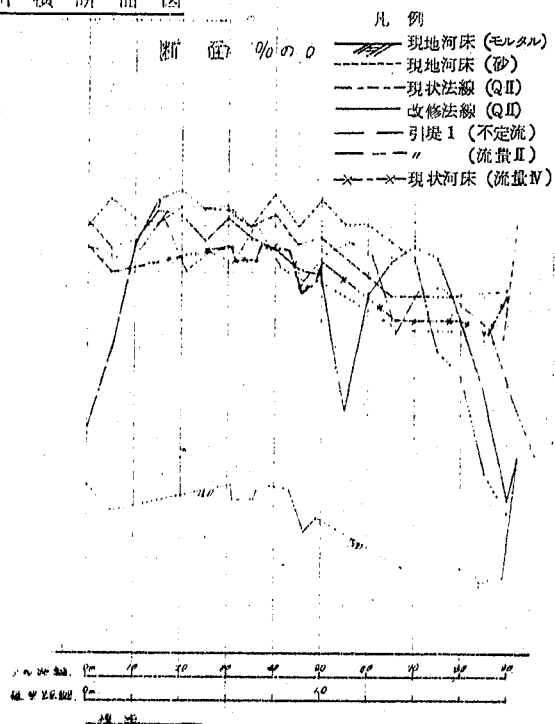
図 6.28 穂高川横断面図



凡 例

- 現地河床 (モルタル)
- 現地河床 (砂)
- 現状法線 (QII)
- 改修法線 (QII)
- 引堤 1 (不定流)
- " (流量 II)
- ×-×-× 現状河床 (流量 N)

図 6.29 穂高川横断面図



(3) 水制と導流堤の検討—その2

水制・導流堤は移動床実験の結果も、あらゆる水理量に対処するには必要であり、かつその効果の大きいことを示している。

犀川右岸水制(透過水制28)は小流量時に洗掘、大流量時にはやや堆積の傾向がみられる。したがって、大流量時には犀川はわん曲の影響で万水川合流点あたりに流れが集中する特性を有しており、水制は補助的役割を果たすにとどまる。しかし、小流量時には流れはわん曲の影響の他に河川の蛇行の影響を強く受けるが、水制は万水川合流点で犀川の流れを左岸に固定するのに役立つ。この場合、特に上流側の水制先端はかなり洗掘されるので、できれば更にこの上流に水制が一本あれば好都合であろう。

高瀬川右岸水制(透過水制3T)は同様に流れを左岸側に跳ねて流路を合流点下流へ押しやるに有効である。小流量に上流側2本の水制の効果大きい。高瀬川の場合には水制付近の水深大きくなく、流速も犀川ほどではないので構造物としては犀川右岸水制に比してやや軽くしてよいと思われる。

穂高川右岸先端から延長される導流堤B案は、固定床実験で推定したとおり、導流堤裏の穂高川に大きな堆積を生じ、穂高川の流れを右岸から河の中央部に押しあげ、万水川への直接の影響を軽減するとともに、犀川との合流条件を改善するのに役立つ。導流堤の先端部は後述のように高流速が現われて深く洗掘されるが、これは流れがこの付近に安定して集中することを物語るものであり、万水川河口の維持にとつては好ましいことである。

穂高川左岸の導流堤Wは、高瀬川の流況におよぼす効果はあまりないが、穂高川右岸の非常に遅い流れを集めるのに多少は役立つようである。模型実験では赤川河口付近の土砂の移動はみられず、堆積もないが、実際の場合は浮遊土砂の堆積があるから、導流沿の流れが生じれば浮遊物の堆積防止に効果があると考えられる。

水制および導流堤先端付近の洗掘深さの測定例を図6.30～図6.32、および図6.33に示す。これらはいずれも引堤1の場合の測定値であ

るが、引堤 4 の場合にこれと大きく異なることはない。水側の場合は、小流量で掘れて大流量で埋められたり、大流量でも定流実験によると時間の経過に伴う流路の変化によつて洗掘・堆積が繰り返されることがあるので、安定時の洗掘深さは必ずしも最大洗掘深とはなっていないので、図 6.30～図 6.32 は参考資料にすぎない。

水制先端の洗掘深さは犀川および高瀬川ともに少くとも 4～5 m は覚悟しておく必要がある。

導流堤 B の先端付近の洗掘は激しい。移動床模型では厚さ 5 m の砂を敷いて実験を行つたが、洗掘深は 5 m より大きく下のモルタル河床が露出している場合が多くあつた。図 6.33 の流量番号 II の洗掘深さは、ほとんどがモルタル河床の現われている場合であつて、実際はこれより大きくなるわけである。導流堤 B の穂高川は堆積となるが、犀川側は少くとも 10 m 程度洗掘されるものと考えておく必要があろう。

水制および導流堤付近の流速を測定したところ、表 6.8 のようであつた。これらは河床より 6 割の水深位置での流速である。一般に固定床模型での流速よりは河床の掘れているところでは流速が小さくなっている。

表 6.8 流 速 (m^3/s)

流量番号	測点	S_1	S_2	S_2'	T_1	T_2	備 考
II	(実験番号 28)	4.08	4.29	—	1.71	1.70	
IV	(" 27)	2.47	3.17	—	2.42	1.57	
犀川 3050 m^3/s (" 29)		max 5.28 min 3.36	5.28 (5.42)	2.32	小	小	()内は 表面流速

測点 S_1 の最大流速と最小流速は洗掘途中と洗掘後の流速である。

測点 S_2 および S_2' については洗掘部をうめて流速を測定したところ、 S_2 では $V=4.48 \text{ m/s}$ (河床)、 5.42 m/s (6割水深)、 S_2' では $V=0.99 \text{ m/s}$ (河床)、 1.57 m/s (6割水深)とあまり大きな変化はなかつたので、導流堤沿いでは局所的な河床変化にはあまり関係なく、 S_2 の流速測定値が付近の大体の流速を示すものと思われる。

高瀬川の流速をみると、流量番号 II および IV で流速はあまり変わらず、またともに大きい値ではない。

図 6.30 犀川水制先端附近の河床横断面図

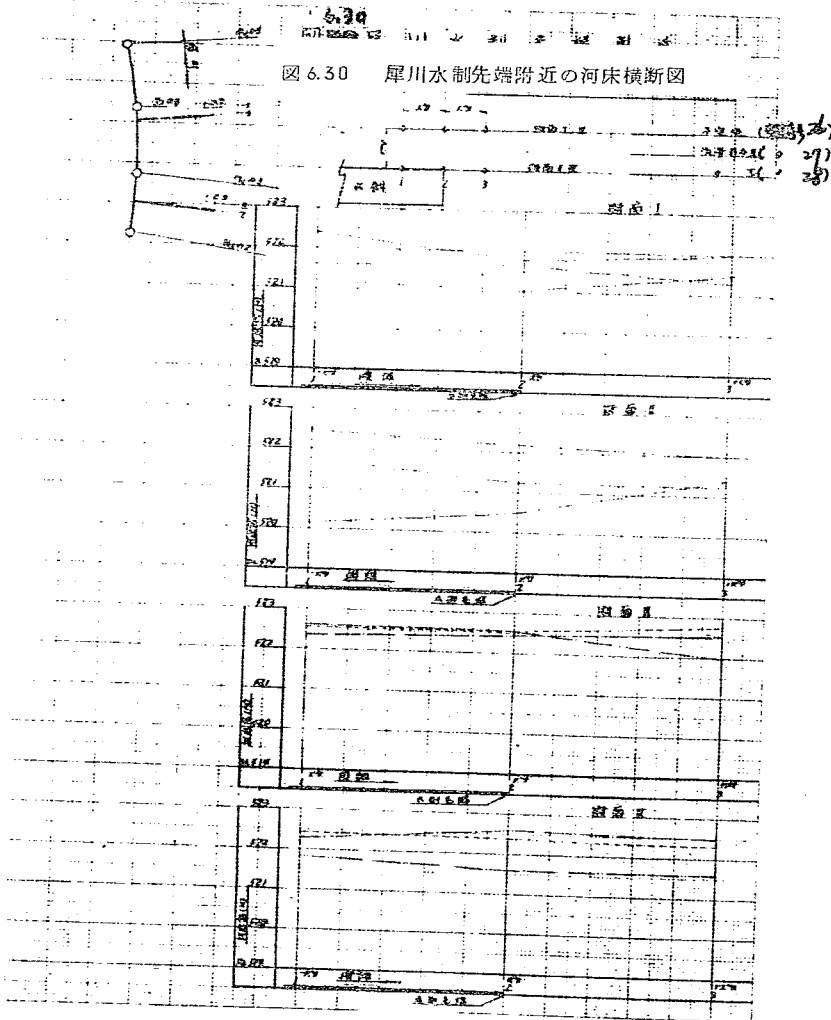


図 6.31 高瀬川水制先端附近の河床横断面図 (その1)

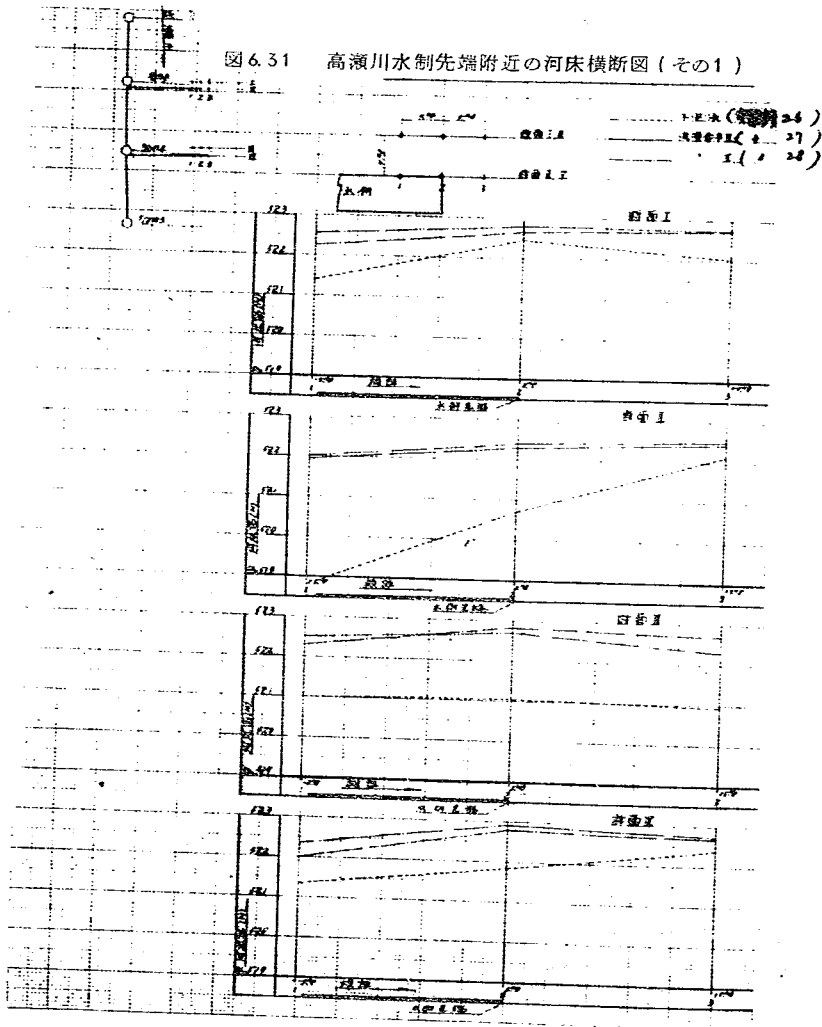
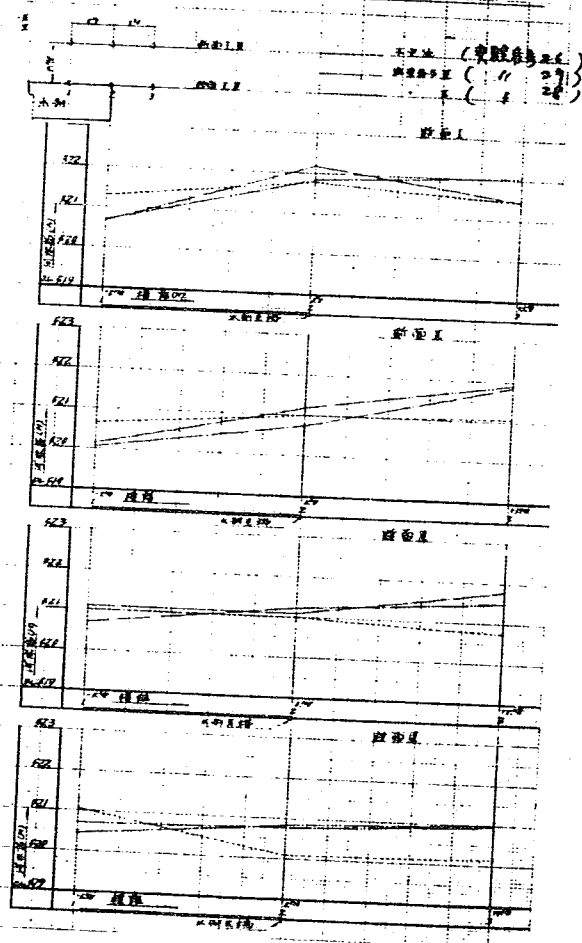


図 6.32 高瀬川水制先端附近の河床横断面図 (その2)



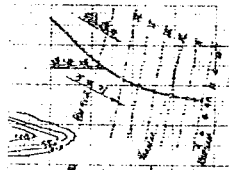
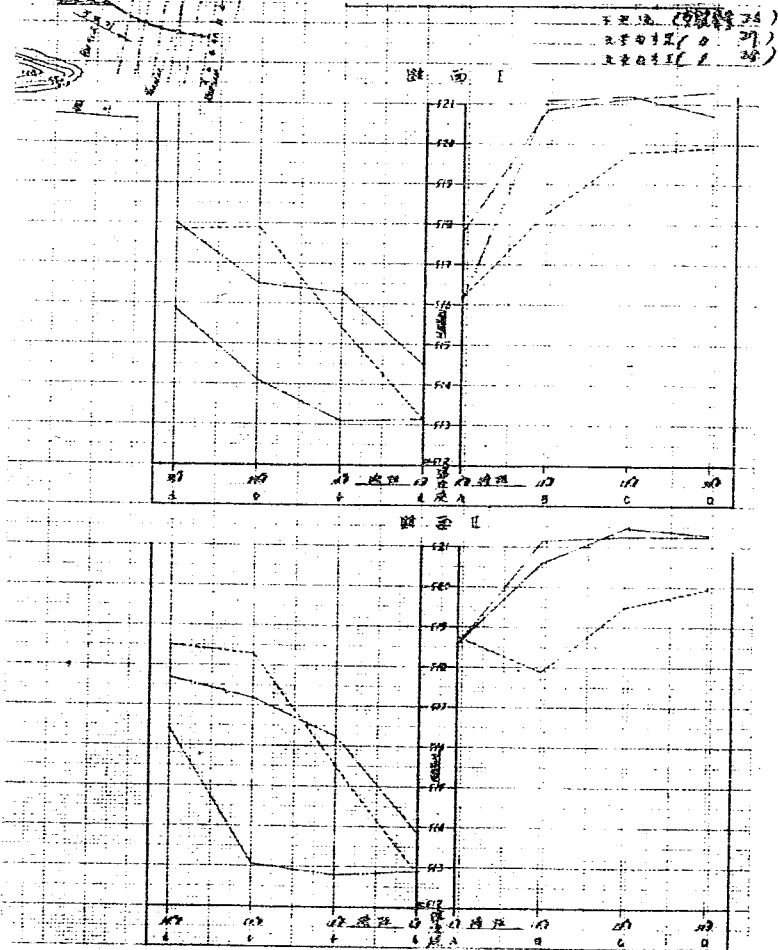
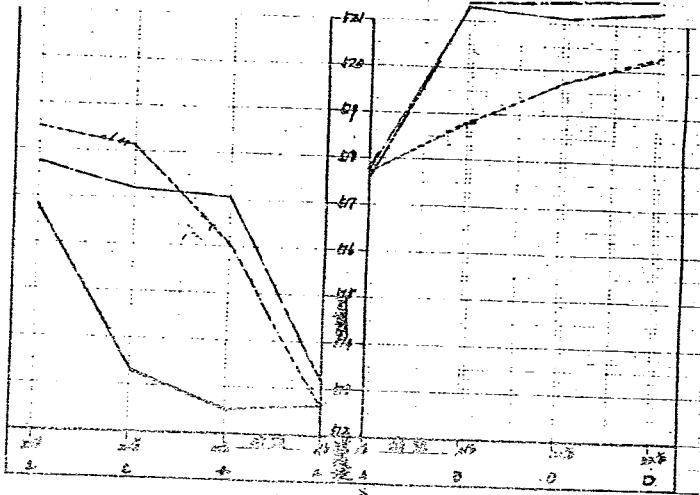


図 6.33 導流堤先端附近の河床横断面図



断面Ⅱ



断面Ⅲ

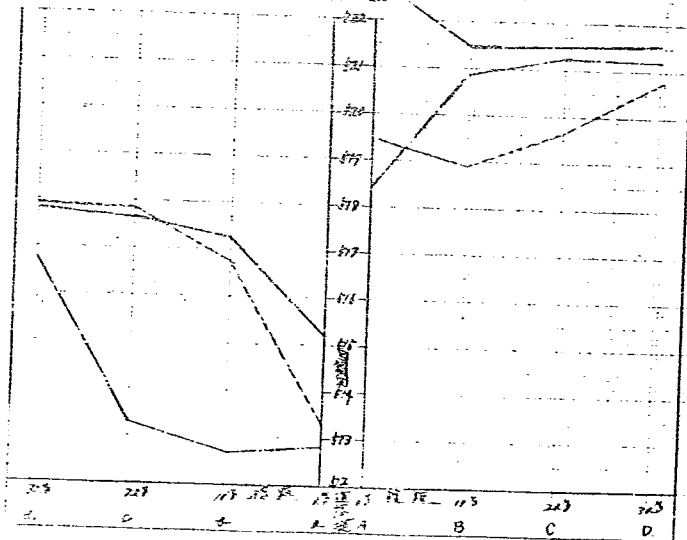
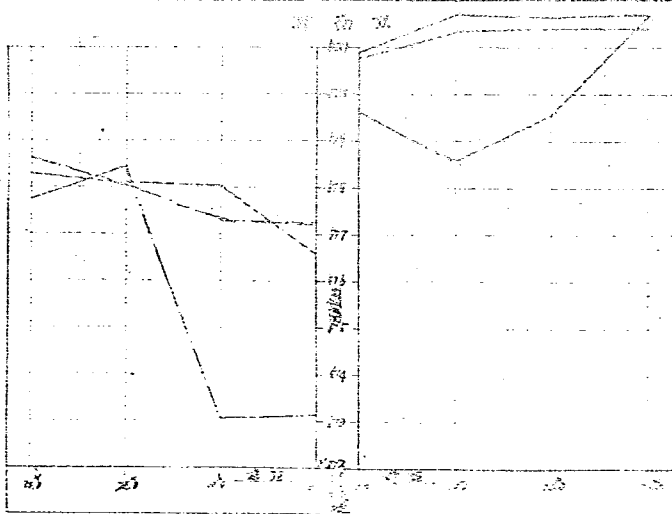
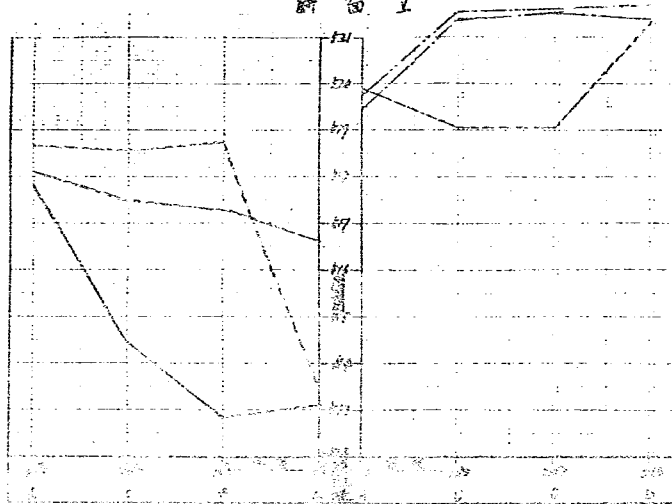


圖 1



(4) 高瀬川左岸引堤案の検討—その2

三川合流点における高瀬川左岸引堤案は、高瀬川の勢力を万水川の合流地点から遠ざけ、流況も改善されるので、合流点の調整上非常に効果がある。なかでも、二つの凸部を除去あるいは凹部を埋めて円滑な法線形にすることは効果率がよい。渦の発生する死水域がなくなると、流れが円滑になる。これは、流れが曲り始める付近ではわん曲部の内側（高瀬左岸側）に寄せられて、いわゆる自由渦の流速分布に近く、わん曲部を流下するにしたがつて、それが外側（犀川右岸側）に寄せられて、いわゆる強制渦の流況に近づき、わん曲の典型として安定した姿である。ただし、引堤の効果は大きい、単独で合流点の調整をなしとげるのは困難である。この場合、水制や導流堤が安定剤の役割を果たすわけで、両者の相互関係において適切な解を求める必要がある。

移動床模型においては、固定床実験の結果に基づいて引堤1案と、引堤4案について実験を行った。才1案は二つの凸部をそっくり除去するものであり、才4案は法線形を円滑にすることに主眼を置いて引堤の大きさを極力小さくしたものである。さらに、引堤1案では犀川橋に近いところが多少、堆積傾向にあるので、引堤4案では犀川橋の拡巾をやめて、上流側の凸部のみを改良するようになっている。

実験の結果によると、引堤4案では引堤上流部のわん曲の度合いが小さいから、流れの寄り具合が多少わるくなり、万水川合流点にとつては心もち都合わるいわけであるが、それより下流では才1案との差はあまりない。合流点に対する影響も顕著というほどではないので、高瀬川右岸の水制がしつかりしていれば、引堤4案でも相当の効果が期待できる。

なお、各案での水位を比較すると表6.9のようである。この数値は、流量番号Ⅱの実験で模型時間で100分以後の測定値を算術平均したものである。

表 6.9 水位の比較 (T.P. m) 流量番号 II

模型条件 \ 測点	1	2	3	4	5	6	7	8	9	備 考
現状模型	525.55	524.26	524.85	522.14	522.14	522.14	521.86	521.15	520.35	水制・導流堤 なし
引堤 1 案	525.06	524.31	542.77	522.42	522.10	522.64	521.86		520.52	水制・導流堤 あり
引堤 4 案	525.45	524.53	525.02	522.17	521.96	522.19	521.73	520.92	520.29	・

水位の測定値をみると、現状模型を引堤 1 案ではあまり変わらないが、引堤 4 案ではわずかながら低くなっているようである。しかし、各案で模型の粗度が必ずしも同一であるとはいきれないものがあり、また測定 10 の水位を同じにしているにも拘らず測点 9 で 2.3 cm の差があることは疑問が残る。

次に水面勾配を求めると表 6.10 のようである。各案の差は水位や水面勾配にははつきり現われてこない。

表 6.10 水面勾配 (流量番号 II)

模型条件 \ 位置	犀 川	高 瀬 川	穂 高 川	合流地点	備 考
現 状 模 型	0.0043	0.0039	0.0030	0.0028	
引 堤 1 案	0.0033	0.0038	0.0031		
引 堤 4 案	0.0041	0.0043	0.0036	0.0022	

結局、各案の比較は、河床と流況変化の様子および安定河床によって行われる。現状法線では流れを固定するのに不安があり、水制のみによつて高瀬川の流れを左岸の方へ押すことは水制維持の点で得策とはいえない。引堤 1 案は特に引堤の下流部で堆積きみであるが、高瀬川の流れは左岸側に寄せられて安定している。ところが引堤の量を減らして犀川橋左岸の拡巾を行わない引堤 4 案でも、流況および河床変化ともにそれほど悪くはならない。高瀬川右岸の水制を強化すれば、合流点の調整にとつては、この程度の引堤でも相当の効果を發揮する

ものと考えられる。水割は数を増すよりも、長さを大きくした方がよいであろう。

(5) 移動床実験まとめ

三川合流点の川巾は非常に広い。これは流量および河床勾配に対して広すぎるほどである。したがって、いろいろの水理条件で河はそれぞれ特有の流れ方をする。例えば、合流地点の犀川のみお筋は多くの場合左岸にあるが、まれには右岸側にできることもある。実験の目的は、都合のよい形で河を安定させるための対策を研究することであつた。この対策には経済性のもとより、現地事情を十分に考慮する必要がある。そのために、河の形を大きく変えることは不可能であるから、やむを得ず水制や導流堤によつて流れの方向づけをしてやらなければならないことにもなる。

三川合流地点の移動床実験をみると、固定床実験の結果を裏づけるものがあり、水制や導流堤はやはり必要であつて、位置や大きさについても、水制では犀川のS₂、高瀬川のT₂、導流堤ではB案およびWが妥当であることが判明した。ただし、三川合流地点の川巾は非常に広いために、洗掘されるところと逆に堆積されるところができる。将来それぞれの水制のまわりに大きな堆積ができれば成功といわなければならない。それまでの間は構造物は河の流れに抗して、流れをコントロールするものであるから、当然洗掘等の負担をかぶるわけで、それに対する十分の保護をしておく必要がある。

導流堤Bの先端付近は、この付近に流れを固定させるために相当の洗掘が予想される。導流堤先端の基礎は強固にする必要がある。導流堤Bの穂高川側には大きな砂堆が成長することになるであろう。

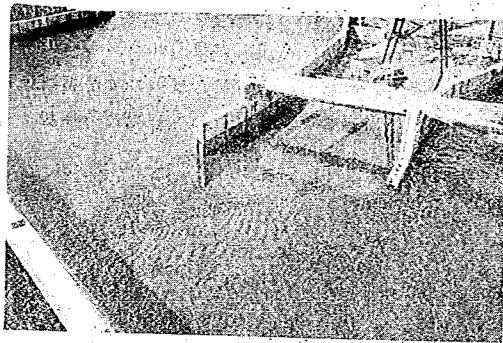
導流堤Wは赤川河口の維持に多少は役立つものと考えられる。この付近は流速が非常に小さいから極く軽い構造でよい。

高瀬川左岸の引堤は、高瀬川を万水川河口から遠ざけてその影響を少くするうえに重要である。できれば引堤1案が望ましいが、引堤4案によつても満足な効果が期待できるものと考えられる。むしろ引堤1案では引堤下流部が堆積ぎみであり、このあたりに河口をもつ排水路の維持に問題が生じる恐れもあるが、引堤4案では堆積量が減つて、逆に犀川橋付近では洗掘されるほどであり、引堤4案の有利性も考え

られる。

その他、穂高川のわん曲部右岸には高速流が現われるから設岸を
しつかりさせておく必要がある。ただし、流砂量も多いので洗掘深は
あまり大きくない。安曇橋、犀川橋および木戸橋の橋脚周辺の洗掘も考
慮しておくことが望ましい。

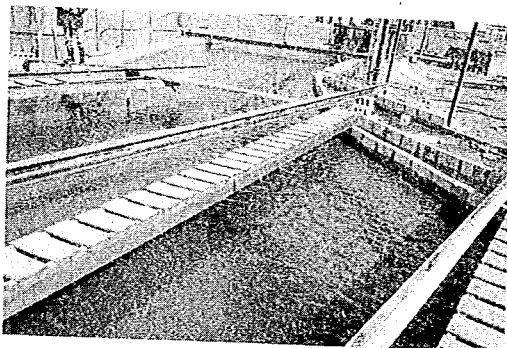
写真 6.1 現 状 模 型 II 安 定 時 流 況



(a) 合流点付近

左の穂高川が万水川
の方へ流れ落ちて、
右の犀川と合流して
いる

(b) 高瀬川上流より合流
点を望む
(右岸流がかなり強い)



(c) 犀川橋付近より
高瀬川を望む

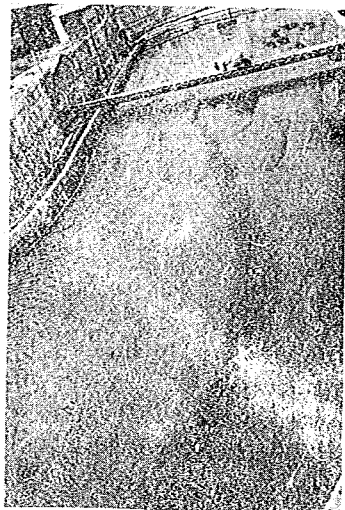


写真 6.2

Ⅷ (0.00~7.00)

犀川左岸万水川合流点

より上流を望む

写真 6.3

Ⅷ (7.00~14.00)

犀川右岸水制付近

流況

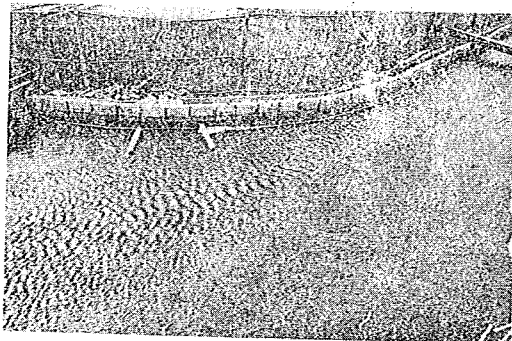
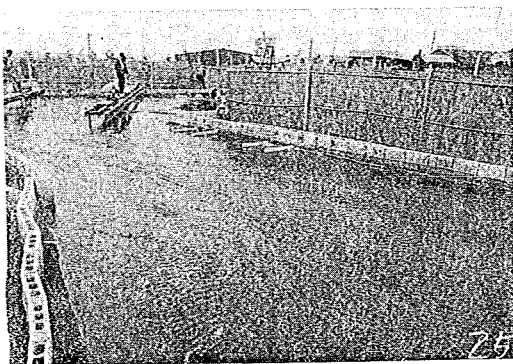
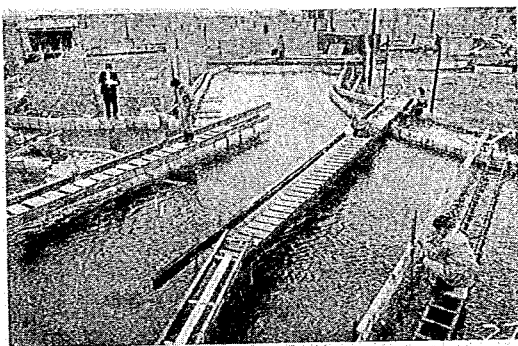


写真 6.4 高瀬川 流況 Ⅷ (14.00~17.40)
(引堤 I)



(a) 高瀬川安曇橋より合流点を望む



(b) 合流点より高瀬川上流を望む

写真 6. 5

穂高川流況

Ⅲ (7.00~14.00)

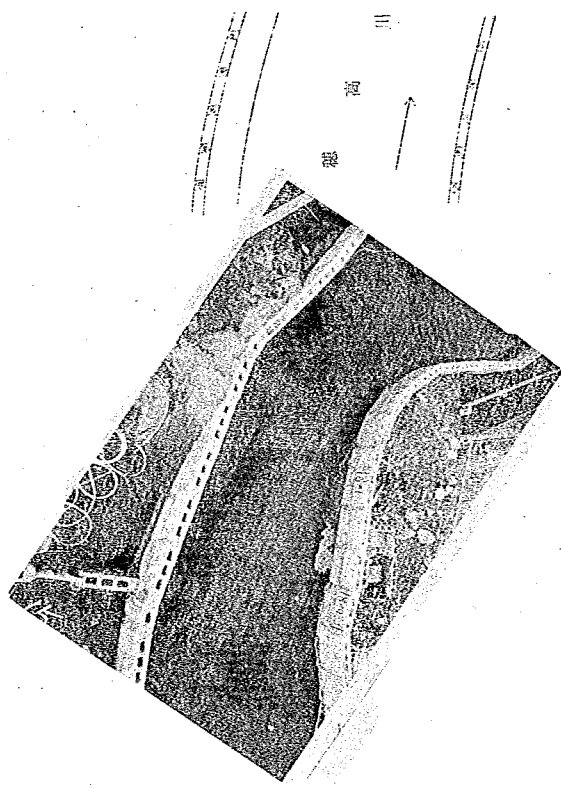
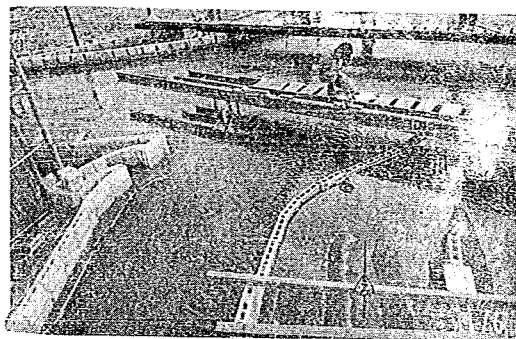
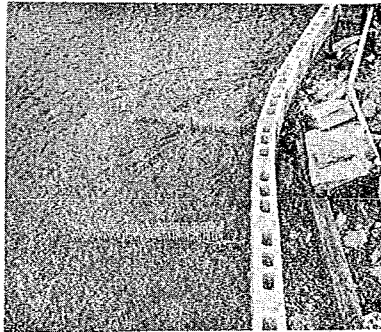


写真 6.6 構造物付近の洗堀 (Ⅷ)



(a) 犀川右岸水制

いったん洗堀後ふたたび埋め
られている



(b) 導流堤 B 先端

左犀川、右穂
高川
モルタル河床
が現われている



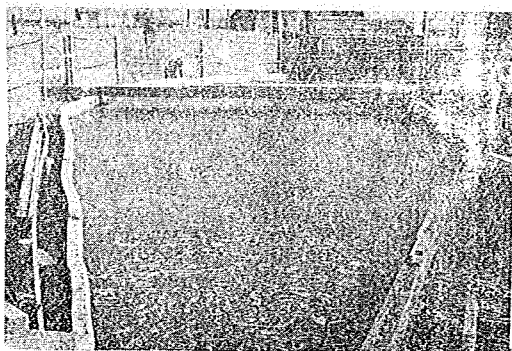
(c) 高瀬川右岸水制

(最上流水制の先端部の洗堀がひどい)

写真 6.7 下流堤水制の場合の流況

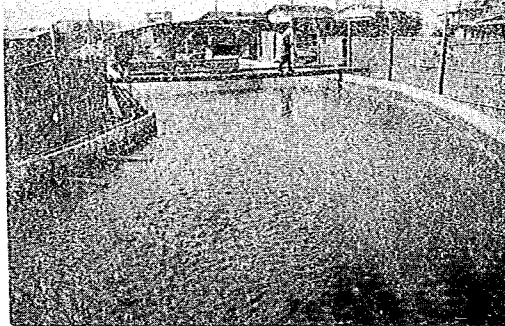


(a) 犀川右岸水制



(b) 高瀬川右岸水制

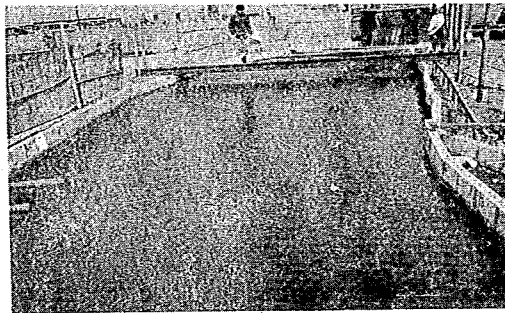
写真 6 8 引 堤 4 流況 (Ⅱ 安定時)



(a)

犀川

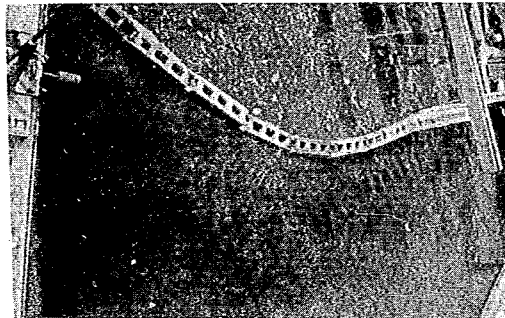
合流点より
上流を見る



(b)

高瀬川

合流点より
上流を見る

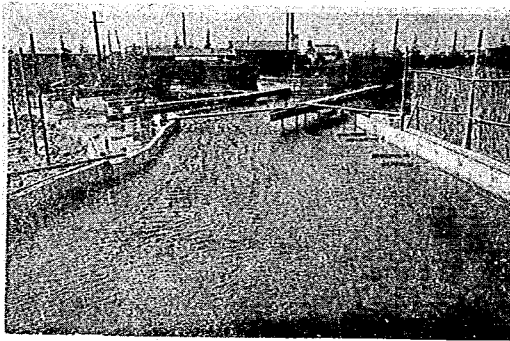


(c)

穂高川

合流点より
上流に向っ
て

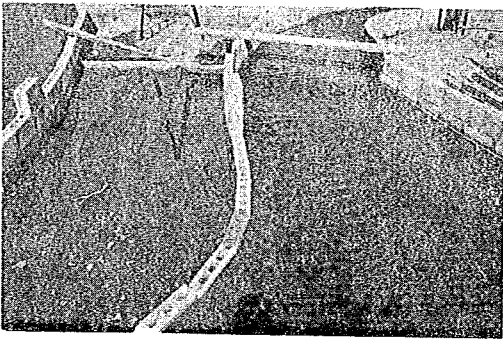
写真 6.9 引 堤 4 (N 安定時)



(a)

高 瀬 川

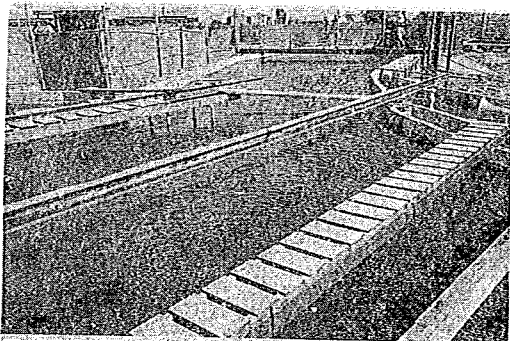
上流より合流
点に向って



(b)

穂 高 川

合流点より上
流に向って



(c)

合 流 点

合流点より高
瀬川に向って

7. 結 論

犀川、高瀬および穂高等三川合流地点の調整のための対策を、固定床および移動床模型実験によつて検討した結果、明らかにされた主要事項は次のようである。

- (1) 三川合流点の改修として、犀川右岸に水制 2 S、高瀬川右岸に水制 3 T、犀川・穂高川間に導流堤 B、穂高川・高瀬川間に導流堤 W、および高瀬川左岸引堤 4 を推す。
- (2) 水制は不透過水制の方が効果が大きい、施工、および維持の点から数を増して透過水制とした。ただし、高瀬川左岸の引堤の効果をより一層高めるために、高瀬川の右岸の水制をさらに強力にすることは得策である。
- (3) 水制および導流堤先端付近は相当洗掘されるものと考えられる。水制は 4 m、導流堤 B は 7 ～ 8 m 程度の洗掘に耐えうる構造物としなければならない。
- (4) その他、犀川左岸合流点付近および穂高川わん曲部右岸、橋脚周辺等は保護を十分にしておく必要がある。
- (5) 導流堤 W は排水河川赤川河口を維持するうえで多少効果がある。
- (6) 木戸橋の拡巾については、合流点にまではその影響がおよばない。流況は多少改善されるが、橋脚周辺の洗掘深さが軽減される程度のことであらう。

なお、この実験では土砂の動きに主眼をおいたのであつて、資料の関係で粗度係数の検討は行つていない。したがつて、計画水位についてはふれることができなかった。

参 考 文 献

1. 土 研 千曲川三川合流模型実験報告書
(洪水流出解析) S. 3 8 3
2. 千・工事 三川合流点導流堤計画について S. 3 5. 1 2
3. 千・工事 千曲川流量改訂報告書
4. 安芸皎一 河川合流点の調整について(才一報)
土研所報 4 6 S 1 4
5. H. Anmar Strömungs verhältnisse bei
Flussvereinigungen, Karlsruhe, (1955)
(石原・本間: 応用水理学中 I x b)