

土 木 研 究 所 資 料

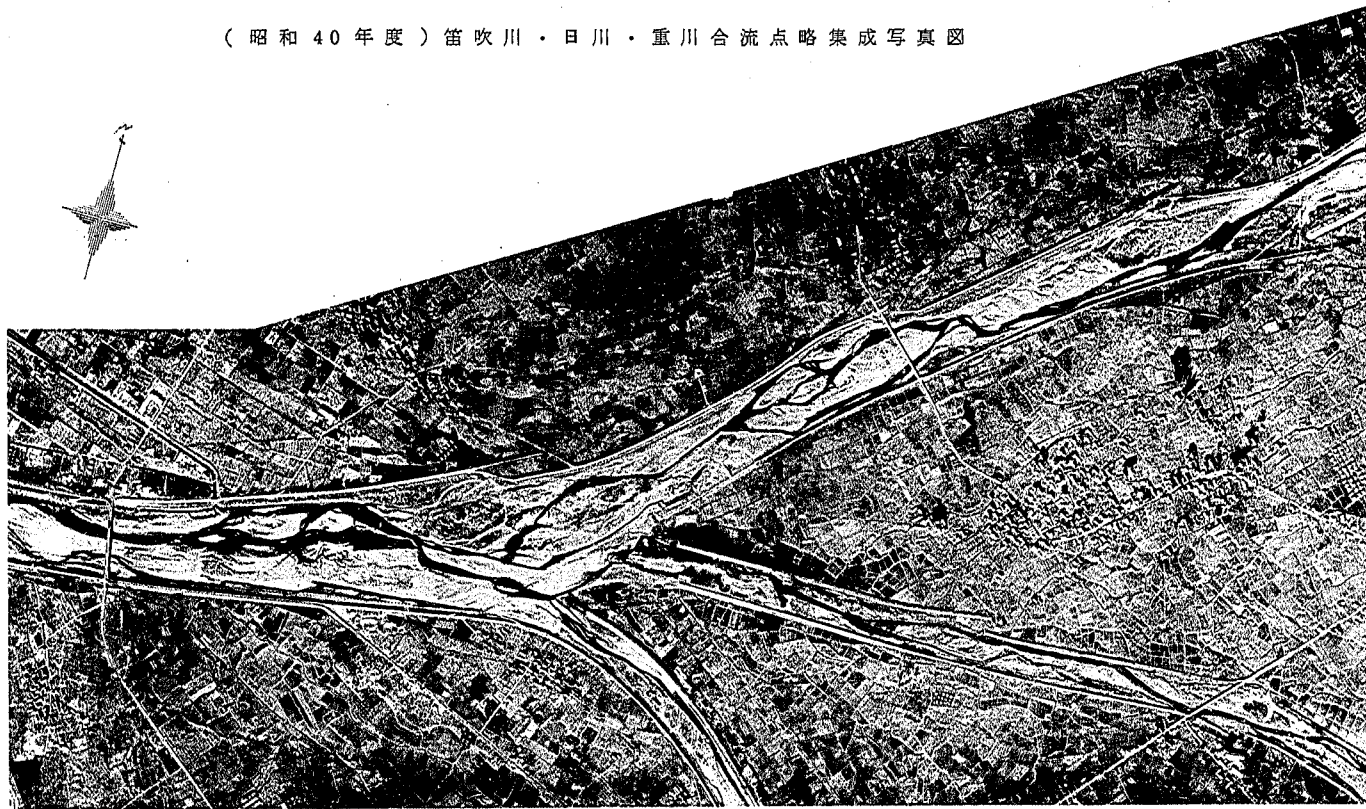
第 3 6 2 号

笛吹川三川合流模型実験報告書

昭 和 4 3 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

(昭和40年度) 笛吹川・日川・重川合流点略集成写真図



目 次

I 序	1
II 合流点の調整	2
〔1〕 過去の研究成果	2
〔2〕 合流点附近の河川の状況	3
(1) 流域の諸元	3
(2) 河床材料調査	7
(3) 横断測量	9
(4) 航空写真	9
(5) 構造物	15
(6) 調査成果にみる合流点の諸特徴	15
〔3〕 合流点処理計画の概要	16
(1) 事務所計画の概要	16
(2) 合流点処理計画の考え方	18
III 実験の概要	19
〔1〕 実験の目的	19
〔2〕 実験研究の方針	19
IV 固定床実験	20
〔1〕 模型諸元	20
〔2〕 実験水理量	24
〔3〕 固定床実験内容	24
〔4〕 粗度調整	27
〔5〕 現状模型実験	28
〔6〕 対策案	38
〔7〕 導流堤設置案	39

V	移動床実験	44
〔1〕	移動床実験の目的	44
〔2〕	移動床模型	44
〔3〕	実験準備	44
〔4〕	実験の方針および経過	46
〔5〕	実験結果	54
(1)	現状模型実験——実験 № 6	55
(2)	実験 № 7 ～ 9……導流堤の影響	67
(3)	実験 № 10 ～ 11……水制設置の影響	78
(4)	流量を変化させた実験	90
(5)	中央道橋の洗掘	100
VI	結 論	101

I 序

笛吹川三川合流模型実験は、建設省土木研究所が建設省関東地方建設局より委託をうけて昭和41年度および昭和42年度に実施した笛吹川3.0 km地点附近における支川、重川、日川との合流点の調整に関する実験的検討を総称する。

この笛吹川三川合流点は往時からその変遷はなほだしく、特に明治40年の洪水により河道の変つた個所として記憶に新しい。この変遷の概要は、「富士川の沿革」の要約によると、「笛吹川は、塩山地方を流れて、重川橋附近で現重川と合流していたのが、加納岩万力の中間にある現今の流れとなり、石和附近においては往時宿の東部を流れていたが、これまた西部を流れるに致つた。明治40年8月大出水があり、右岸春日居村左岸一宮町以下9900mの堤防、護岸を決潰し、またまた旧に復するに致つた。」と述べられている。

このような変遷のはげしいことから、合流点調整に留意しなければならず、また留意されてきた。

急流河川の合流点問題としては、偏流による河岸堤防の安全対策、堆砂による内水排除の不良、下流の水当りの変化および洪水流下の阻害などの問題を考慮し、ひいては合流点の安定河床形について検討することであるが、この場合には特に明治40年の河道変遷に象徴される合流点下流左右岸の水当りの対策が問題の中心となる。

このような問題は、三次元問題であり、その上に合流点での流砂の運動が支配的な要因となるため、計算によつては解をうることは困難であるから、模型において現地に生じうる種々な場合を生起せしめ、これに対する対策案をたてていくという方針をとつた。

模型の大きさは、水平および鉛直方向とも現地の1/40とし、模型範囲は上流は蛇行の1ピッチ以上とし、下流は笛吹橋までを含めた。

模型実験は所要の砂を敷き、河床の状態も現地と同じにして移動床模型によつて検討することが望ましいが、移動床実験のみで検討することは、大変煩雑になるので固定床実験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。実験の河床条件としては甲府工事事務所より提供を受けた昭和39年2月実施の横断測量にもとづいた。

河川研究室室長 土 屋 昭 彦

研 究 員 星 畑 国 松

II 合流点の調整

(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、主として実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 :

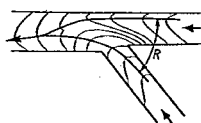
- a. 合流点では水面が低下し、一定流量のもとでは、合流角度の増加とともに、また一定合流角度のもとでは、支川流量の増加とともに水面低下が大きくなる。
- b. 合流点より上流部では、一般に水面が上昇するが、これは合流角度の増加にもなつて大きくなる。
- c. 合流に際しては、本川から支川にエネルギーが輸送され、その量は合流角度が小さいときほど大きくなる。
- d. 合流に際して、本川と支川との間に渦流が発生し、その領域は合流角度が大きくなるほど広がる。
- e. 合流点の下流側では、支川流入点と反対側に深掘れを生じ、流入点側には砂礫が堆積するが、その程度は支川流入量の増加とともに大きくなる。

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、安芸氏は、合流点における一般的形態を、便宜上河床構成砂礫の移動の甚しい急流の場合とそうでない緩流の場合とに大別して考えをすすめている。前者の場合、その砂礫の輸送量によつて影響の程度は異なるが、合流点直下流に扇状地を形成して本川を圧迫し、支川はその上流側を流れて本川に合流する傾向がある。

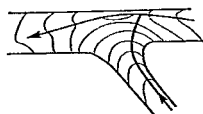
したがつて支川の合流角度がしだいに大きくなり、ときには 90° 近く、あるいは場合によつては上流に向つて本川と真正面にぶつかり合うこともある。(図-2.1)

このような合流点における調整に関する原則として安芸氏は次の事項を挙げている。

- 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。



a. 初期の状態



b. しだいに合流角Rが大きくなった状態

図-2-1 急流河川の合流の等高線と流心

(2) 合流点附近の河川の状態

合流点調整の内容は、合流点附近の河川の状態を治水上好ましい状態に導くことである。このためには合流点附近の諸特徴をとらえ、最適の方針を過去の諸研究と合わせて見出さなければならない。

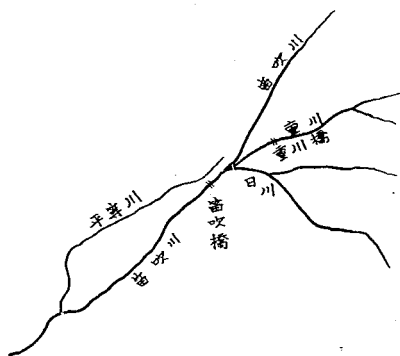


図-2-2 合流地点概要図

(1) 流域の諸元

相模川、重川、日川の合流地点における流域面積、計画高水は、表-2.1の通りであり、合流点附近の縦断面図はそれぞれ図2.3～2.5の通りである。

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る。

三川合流地点を略図すると、図-2.2の通りであり、相模川本川に対して2支川がほとんど同時に合流している。

昭和34年以降に撮影された航空写真をみると、合流点下流左右岸の水当たりがまず注目される。明治40年の破堤、過去の流路変遷の歴史をみると、これに対する検討の必要性がまず第一にあげられる。

以下過去に調査された諸資料を簡単に概観する。

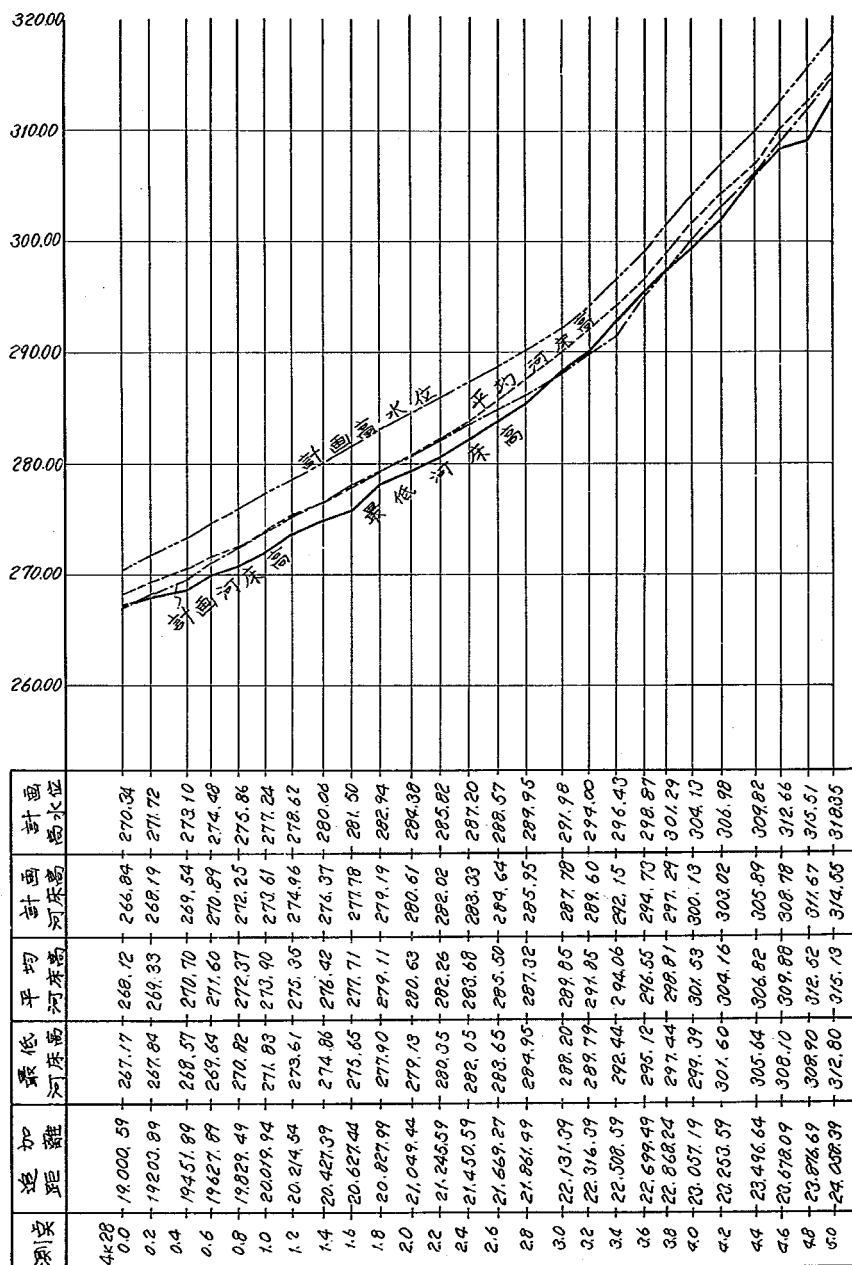


图 2-3 笛吹川縦断面图

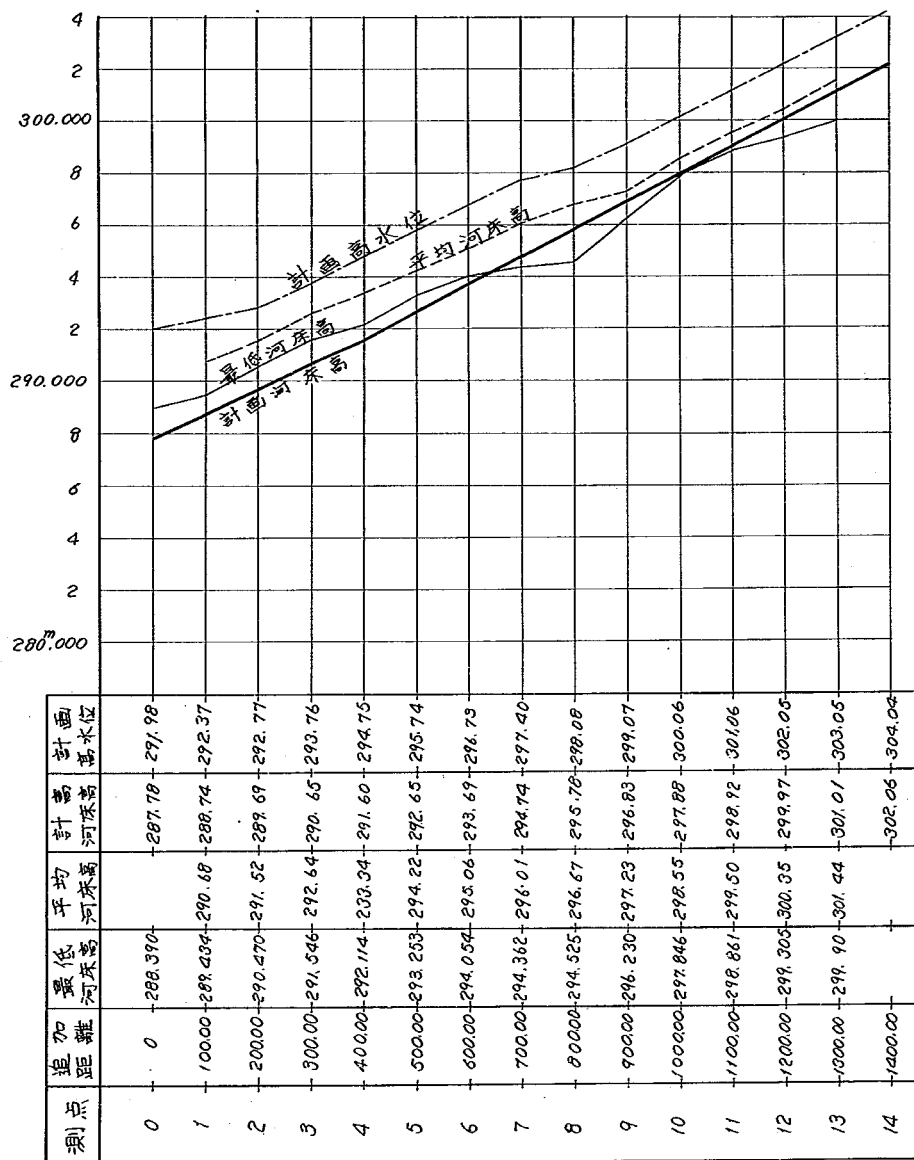
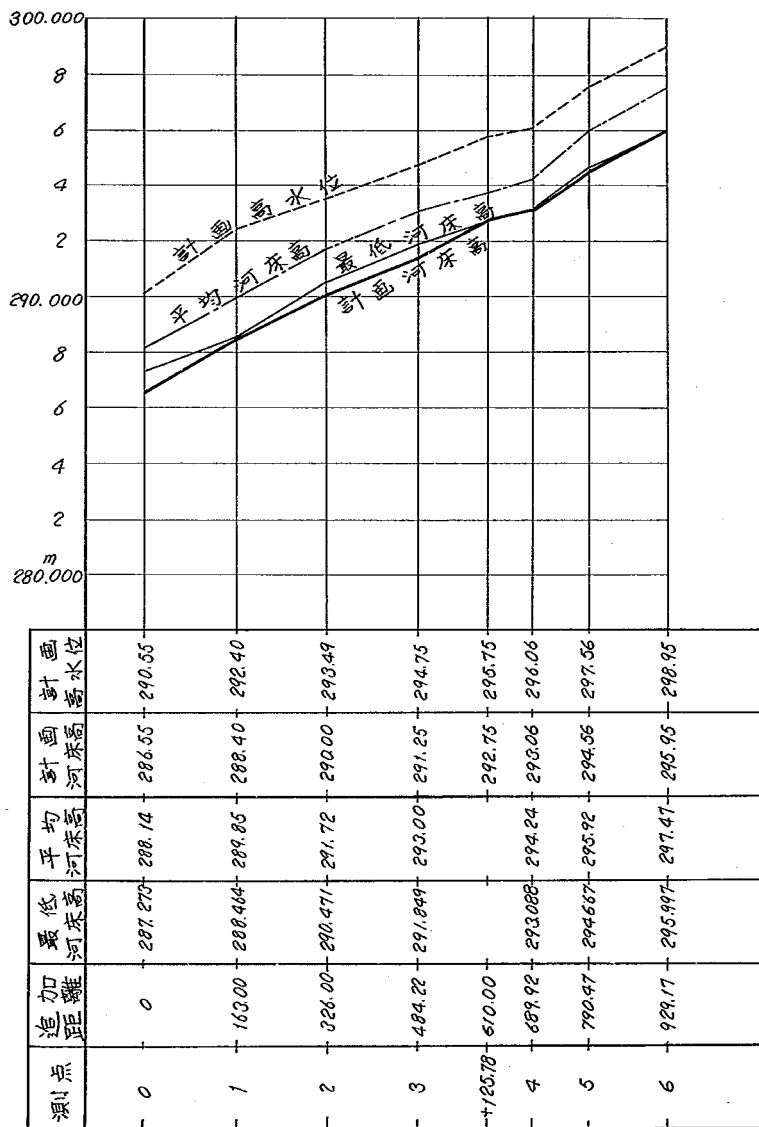


图-2-4 重川縱断面图



圖一2-5 日川縱断面圖

表 2.1

	流 域 面 積	計 画 高 水 流 量	摘 要
笛 吹 川	2 6 9.7 8 Km ²	1 4.0 0	
重 川	1 1 3.4 4	6.5 0	
日 川	1 1 1.4 1	6.0 0	

これより、合流点附近は 1/100 ~ 1/150 の非常な急勾配河川であり、かつこの近傍において勾配変化が非常に大きいことがわかる。

(2) 河床材料調査

笛吹川の河床材料は、河床勾配の変化と対応し、この合流地点附近において急変している。各地点の通過重量百分率で示すと、合流地点については図 2.6 の通りである。

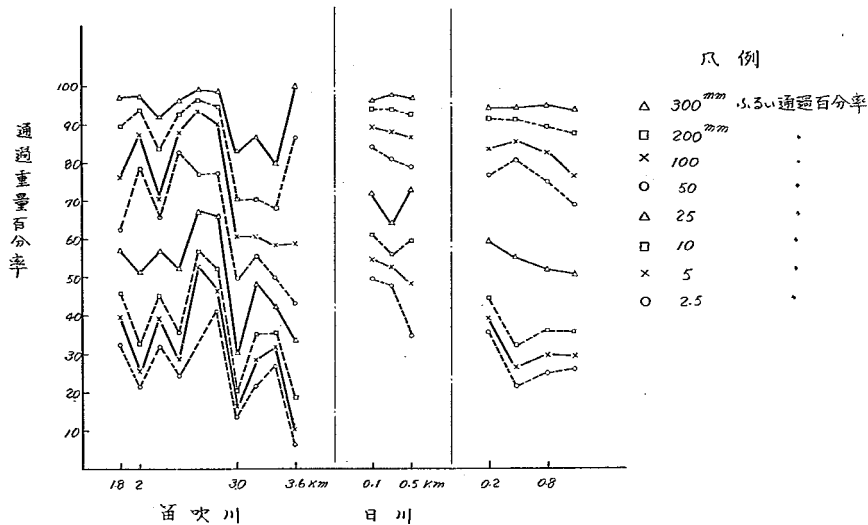


図-2-6 三川合流点河床材料篩分試験結果

この粒径をみると、砂分まで含まれているが、30 cm 以上の礫もたくさんみうけられる。笛吹川、重川、日川の粒径を比較すると、合流点上流の笛吹川の粒径が2支川よりかなり大きく、下流部においてほぼ2支川と同程度になつている。笛吹川の粒径の変化は合流点の3.0 kmを界にして顕著である。

各地点の平均粒径を算定すると、図 2.7 ~ 2.8 の通りである。

dm
粒度
(mm)

图-2-7 笛吹川平均粒径

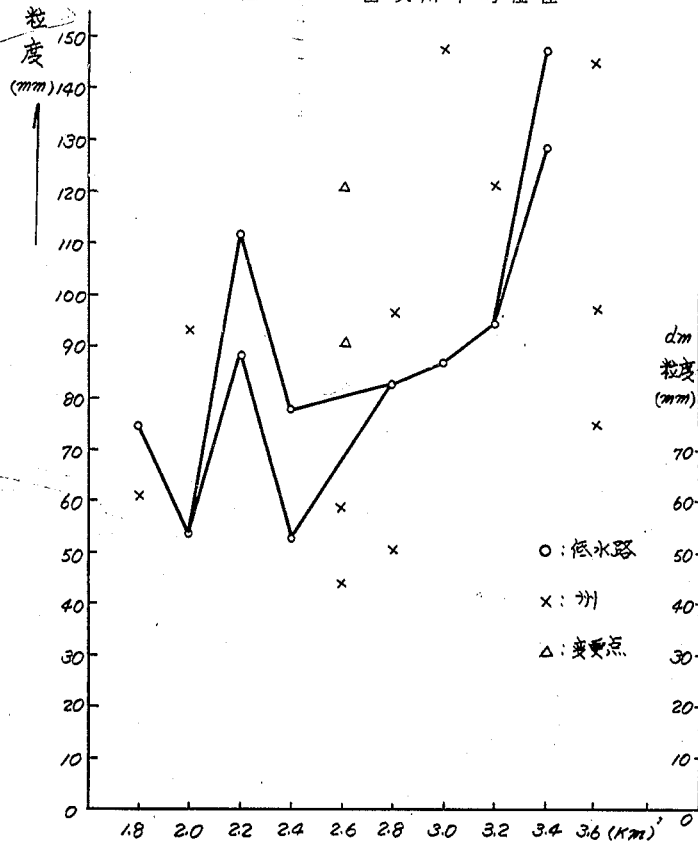
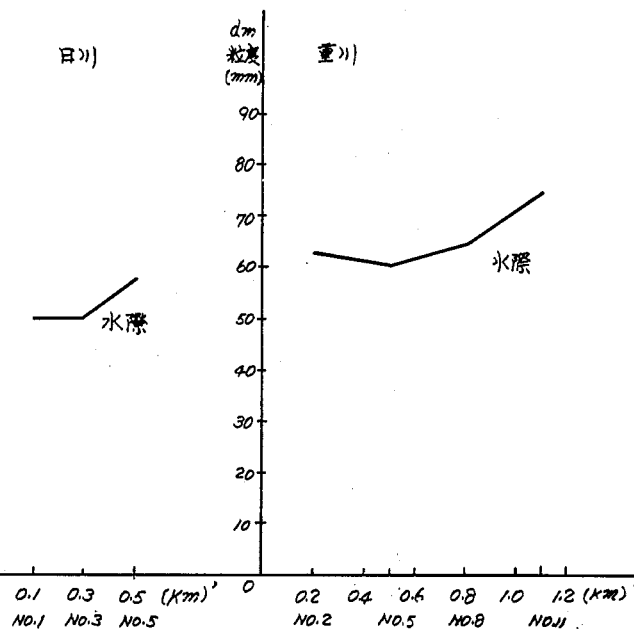


图-2-8 日川，重川平均粒径



(3) 横断測量

笛吹川筋においては、昭和25年以降の横断測量成果をマイラー原図に整理し、河床変動の比較を容易にしている。

この図を通して深ぼれ位置、河床変動の大きさ等をみることができるが、それらのオーダーをみると、局部的には年に2mをこす河床変化点も認められ、変化のはげしさをしのばせる。

次にこの横断測量結果をもとに最深部を読みとると表-2.2の通りである。

この表をもとに、最深部縦断面をとると、図-2.9の通りである。最深部位置は全体として2mの変動巾におさまって、上流から下流にむけてゆるいカーブをなして勾配を減じている。このカーブを直線近似すると、

$X > 2.6 \text{ km}$	11/1000
$2.6 > X > 1.5$	75/1000
$1.5 > X > 0.1$	6/1000

と近似される。

この勾配変化は、合流点での河床粒径の変化とも対応している。

また、このような勾配の変化から、掃流力の低下がもたらされ、定性的には堆積傾向はまぬがれ得ないものと考えられる。

(4) 航空写真

昭和34年から40年にかけての4回の航空写真をのせた。

この写真に対応する期間の洪水資料は、事務所での検討結果、表-2.3の通りに提示された。

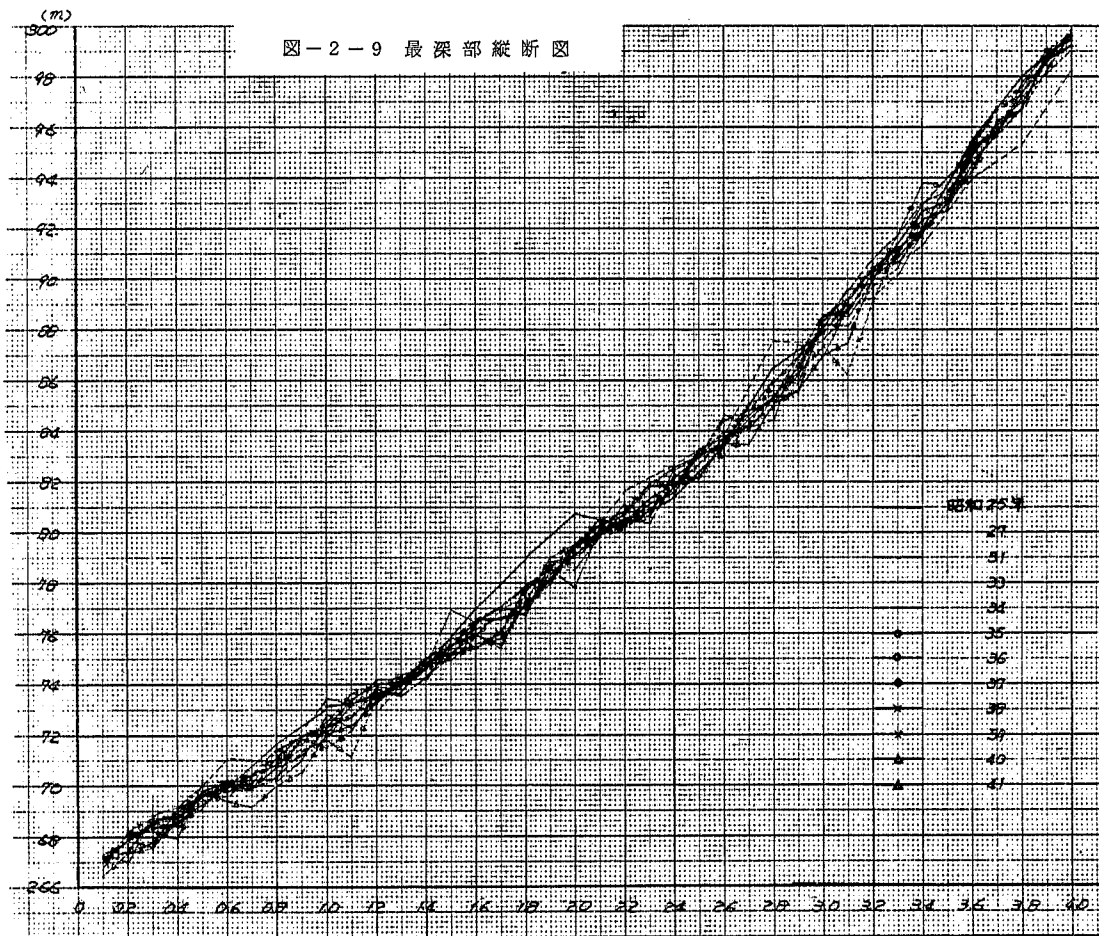
表-2.3 最近の出水の最大流量表

洪水生起月	笛吹川ピーク流量	日川、重川合成ピーク流量
3 3. 9	4 4 9 m^3/s	1 7 4 m^3/s
3 4. 8	9 5 8	4 7 6
3 6. 6	5 3 2	2 8 9
4 0. 9	1 4 0	3 0 2

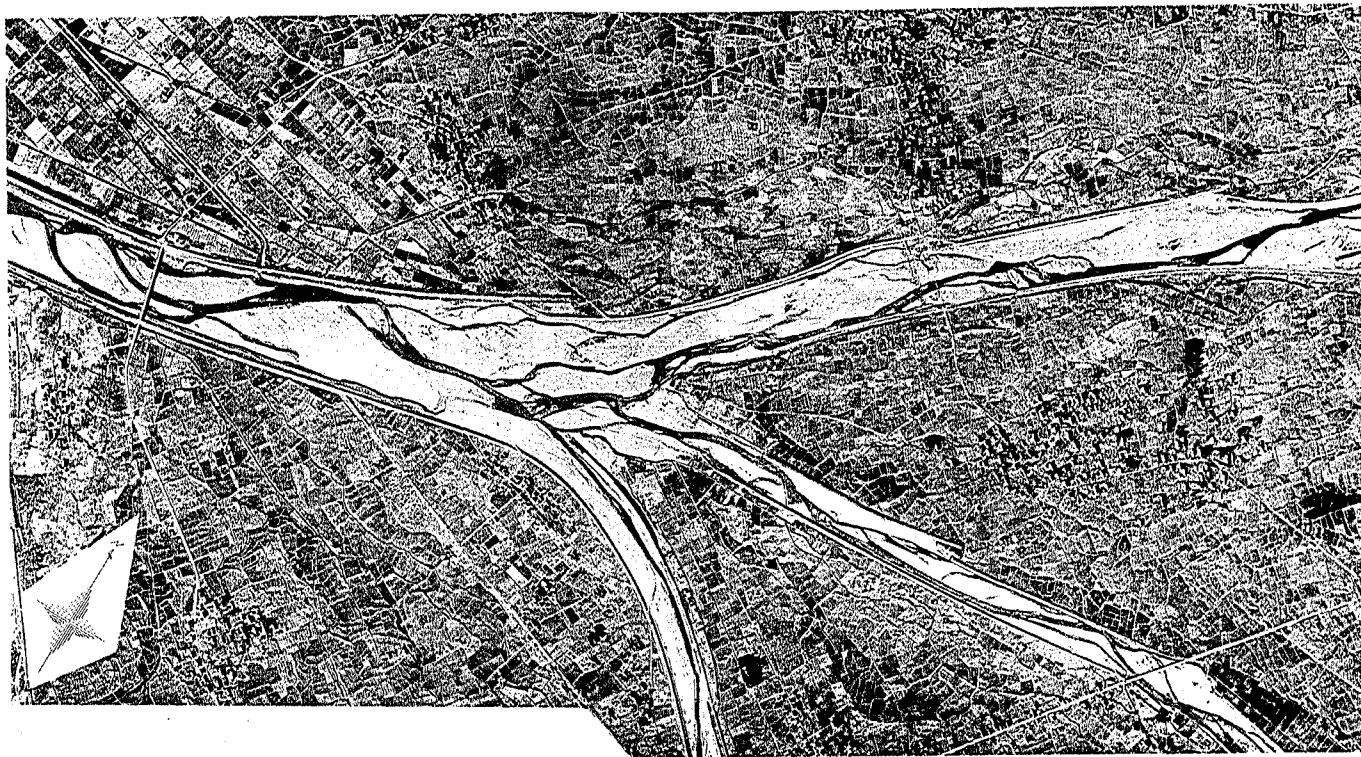
これより、昭和34年度写真は34年8月出水の写真であり、昭和38、39年度写真は36年6月、昭和40年度写真は40年9月に対応する。全体を概観すると合流点右岸側の洲は動かず、下流左右岸の水当りはけんちよである。

表-2-2・最 深 部 高 さ (笛 吹 川)

	年 25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	D.L
0.1							4.25		4.15	4.25	4.30	4.20	4.05	3.70	4.20	3.45	4.05	263.00
0.2	5.05						4.05		4.85	4.50	4.80	4.90	5.15	5.25	4.85	4.35		"
0.3							4.85		4.55	4.65	3.65	4.35	4.25	4.70	4.50	3.55	3.75	264.00
0.4	3.60		4.00				4.15		3.40	3.70	3.70	3.55	2.95	3.70	3.90	3.80	4.15	265.00
0.5							4.95		4.80	4.65	4.10	4.50	5.15	4.65	4.60	4.40	4.55	"
0.6	3.95		5.10				4.10		4.10	3.75	4.15	3.60	4.10	3.80	4.05	3.40	3.75	266.00
0.7							2.95		1.90	3.00	3.20	3.40	3.25	3.10	2.80	2.15	3.45	267.00
0.8	3.65		2.95				3.10		2.75	2.35	2.30	2.80	3.40	3.40	3.10	2.00	2.80	268.00
0.9							2.20		3.20	3.40	4.00	3.45	3.65	4.00	4.05	2.55	3.85	"
1.0	4.10		4.45				3.80		3.35	3.85	3.10	2.85	3.55	3.40	3.35	3.10	2.50	269.00
1.1							3.25		3.70	4.40	4.25	2.10	4.65	4.40	3.80	3.40	3.20	"
1.2	2.40		1.95				2.95		2.80	3.15	2.70	2.50	3.00	2.95	2.30	2.30	2.60	271.00
1.3							2.85		2.55	3.25	2.60	3.00	3.30	3.15	3.00	3.10	3.00	"
1.4	2.65		3.05				2.65		2.25	2.20	2.60	2.80	2.80	3.05	2.80	2.25	2.50	272.00
1.5							4.95		3.50	3.70	3.55	3.20	2.95	3.55	3.15	3.45	3.15	"
1.6	4.00		3.60				3.45		3.55	3.20	3.50	2.60	3.00	3.00	2.95	2.55	2.40	273.00
1.7							2.95		2.90	2.65	2.55	2.00	2.10	1.65	1.40	0.80	2.15	274.00
1.8	3.95		2.45				1.70		2.85	1.80	2.00	2.85	2.15	2.20	2.70	2.15	2.55	275.00
1.9							3.55		3.50	3.85	3.10	3.65	3.00	4.00	3.70	3.10	3.20	275.00
2.0	4.70		3.25				2.50		1.80	3.00	3.45	3.10	3.50	3.50	3.45	3.40	3.10	276.00
2.1							3.80		4.10	4.00	4.05	3.95	4.50	4.30	4.30	4.10	3.85	"
2.2	3.30		4.75				4.10		3.55	3.80	3.35	3.30	3.80	3.70	3.80	3.45	3.25	277.00
2.3							2.65		2.35	2.90	3.15	2.85	3.90	3.75	3.85	3.50	2.65	278.00
2.4	2.45		3.65				3.45		3.20	2.80	2.55	3.30	3.55	3.65	2.95	2.95	2.85	279.00
2.5							3.95		3.95	4.25	4.10	3.15	3.95	3.95	3.70	3.15	4.15	"
2.6	3.45		3.85				3.90		4.65	3.75	3.40	3.65	4.50	3.55	3.75	3.50	3.00	280.00
2.7							4.15		4.05	4.80	4.45	4.25	4.80	4.60	5.10	3.45	4.35	"
2.8	4.45		5.50				2.40		3.20	4.00	3.30	2.85	3.25	3.30	3.35	3.10	4.00	282.00
2.9							3.45		2.90	1.95	2.50	2.60	2.20	1.55	2.30	1.60	2.95	284.00
3.0	3.80		3.55				2.95		4.60	4.30	4.25	4.20	4.50	4.60	3.35	3.05	4.60	284.00
3.1							3.90		3.50	4.50	4.55	3.15	3.65	3.70	1.25	2.55	4.20	285.00
3.2	4.40		4.05				3.25		4.00	4.80	4.00	3.75	4.30	4.20	3.10	4.15	3.50	286.00
3.3							4.15		5.35	5.70	5.70	4.40	4.90	5.40	5.20	4.85	4.65	286.00
3.4	3.95		3.30				3.85		4.90	5.00	5.80	4.35	4.70	4.65	4.35	3.95	3.80	288.00
3.5							4.00		5.00	4.45	4.70	3.75	4.05	4.00	3.70	4.00	4.15	289.00
3.6	5.40		3.95				4.55		5.00	4.65	5.35	5.10	5.40	5.20	5.25	4.30	4.15	290.00
3.7							3.80		4.20	3.65	4.40	3.80	4.80	3.80	4.75	4.15	4.30	292.00
3.8	5.00		3.25				4.20		4.00	3.70	4.35	4.40	4.60	4.85	4.35	3.70	3.70	293.00
3.9							4.10		4.70	4.65	4.70	4.70	5.00	4.80	4.60	4.95	4.35	294.00
4.0	3.65		2.20				3.00		3.20	3.70	3.20	3.35	3.70	3.50	3.85	3.55	3.80	296.00



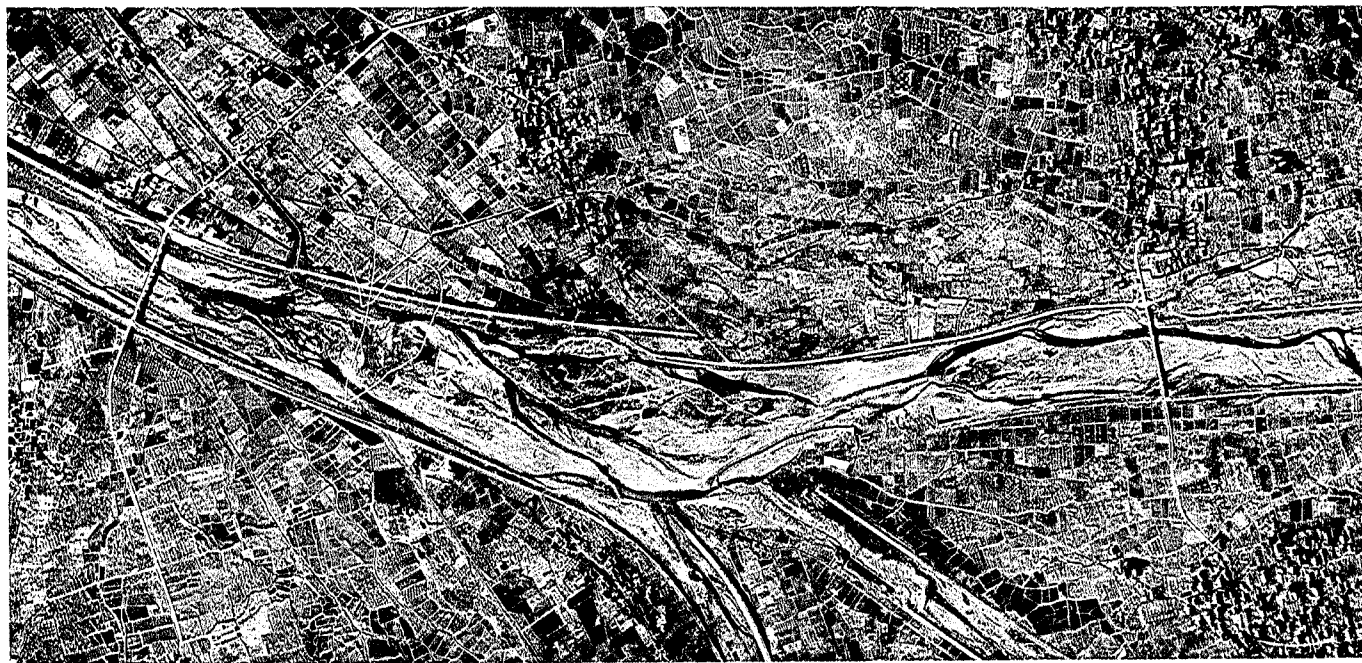
(昭和34年度)笛吹川・日川・重川合流点略集成写真図



(昭和38年度) 笛吹川・日川・重川合流点略集成写真図



(昭和39年度)笛吹川・日川・重川合流点略集成写真図



個々についてみると、34年出水は、流量がもつとも大きなもので、日川出口の土砂の押出しが顕著であり、右岸近津堤の深ぼれがめだっている。

36年6月出水では、左岸堤の水当りが顕著で、三川全部のみおがこの地点に集中している。

40年9月出水は、各川ほぼ同一程度の流量で、全流量としても440 m³/s と小さいものであるが、全体として右岸寄りである。

合流点上流の笛吹川の流水は、桑戸橋では中央に洲をおき、兩岸をみおがはしり、3.25 km附近で中央にあつまり、主として左岸側に流れが集中しているようである。

桑戸橋兩岸のみおは洪水の規模や上流の蛇行の仕方によつて変化している。

笛吹川、重川の合流の仕方をみると、各洪水とも笛吹から重川にまわりこむ流れがみとめられる。詳細にみると、笛吹川堤防延長上3.0 km～2.8 kmに洲をおきその洲の上流側で笛吹川の流れが重川にまわりこんで、重川の流れと合流している。この洲の高さは等高線図からみると、1 m～1.5 m程度である。

日川からの流れについては、右岸堤にそつた流れの延長上に合流点下流右岸堤につきあたるみおがどの洪水においてもこのつており、この流れと写真2の下流左岸堤に向う流れとが流量とどのような対応関係にあるかが問題となろう。

また、40年の日川重川合成流量300 m³/sで洲が大きく変化しており、洪水の流出の仕方により河床形状が大きく変化することが注目される。

(5) 構造物

富士川は、河川工作物の豊庫といわれ、この合流地点においても種々の工作物がみられる。合流点下流についてみると右岸 $\#24 \sim \#13$ 、左岸 $\#28 \sim \#14$ にかけて、図-10の四基構、右岸 $\#12 \sim \#2$ にかけて図-2.11のコンクリート大壘牛が設置されており、これらが左右岸の水当りに対処しているものと考えられる。

(6) 調査成果にみる合流点の諸特徴

以上の調査成果を整理してみると、

1. 合流点附近は、勾配が大きく変化する部分に位置しており、全体として堆積傾向が懸念される。
2. 三川のうちでは流域面積の最大の笛吹川が特に勾配が大きく、合流点の動態を支配すると考えられる。
3. 合流点下流左右岸の深ぼれが、どの洪水においてもみとめられる。

S = 1 : 100

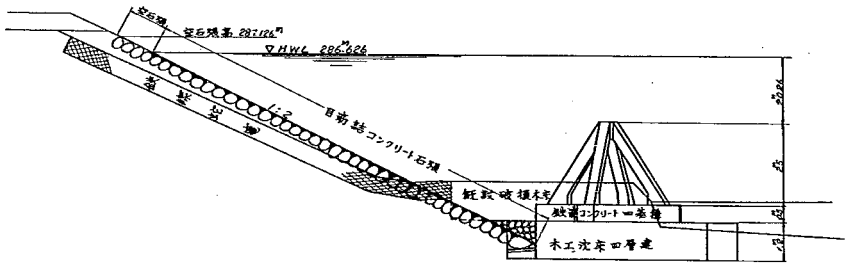


図-2-10 コンクリート製四基構

S = 1 : 100

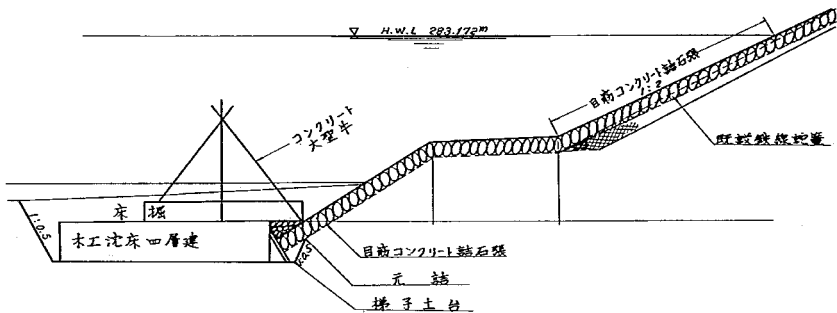


図-2-11 コンクリート大聖牛

4. 合流点附近の河床形は小洪水によつてもかなり変化が大きい。
5. 合流前の川巾は笛吹川約150m, 重川、日川各約75mであり、合流後の川巾は2.7kmで約300m, 2.2kmで約200mである。
6. 合流点の砂堆の形状は各流況により異なるが、かなり固定的である。

〔3〕合流点処理計画概要

(1) 事務所計画の概要

甲府工事々務所においては、この三川合流点における調整策として、「現在重川は他の二川に比し河床低く、他に疎通をはばまれる傾向にあるため日川右岸堤はできるだけ

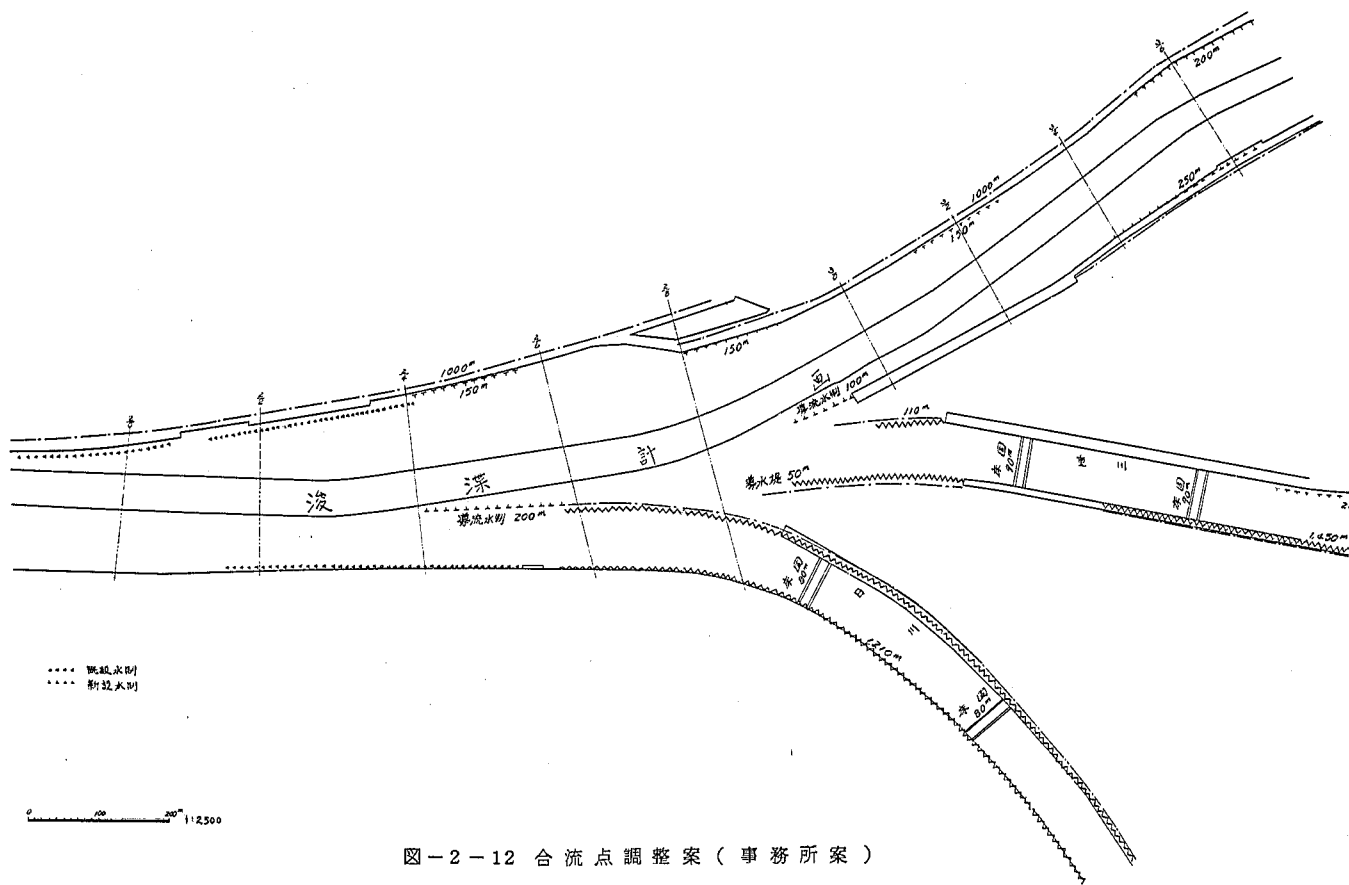


図-2-12 合流点調整案(事務所案)

下流に導びき、笛吹川左岸堤末端に導流水制を、重川の兩岸堤末端にも導流堤を設け、三者相互の流衡を緩和させる。また重川、日川は床固め各2基づつを設置し、河床の安定をはかる。」と考えて、対策案として図2.12の案がたてられている。

(2) 合流点処理計画の考え方

合流点処理の考え方は、各河川において異なるものであり、この考え方が明らかになつたときが、対策案が樹立されるときである。この考え方は、出発の時点、実験中の時点と、合流点の水流の機構の理解の度合の違いによつて異なるものであるが、この場合に最も注目すべき特徴は、〔2〕—(6) にあげたが、

1. 勾配約 $1/100$ で、かつ変化部に位置している。
2. 小出水によつても土砂が大きく動く。
3. 笛吹川本川が最も勾配が大きく、この合流点を支配している。

であり、現在の合流点の川巾をみると、

1. 合流後の川巾は、合流前の全川巾の合計値とほぼ等しく、この川巾を 500 m の縦断距離の間で約 100 m 縮小している。

これは、合流後の計画高水が合流前の計画高水の合計値よりも少い等によるものと考えられるが、現在の合流点は、

1. 各河川の合流のさせ方は、接線方向がよいと考えられるが、このことは特に考えず合流後 $6\sim700\text{ m}$ の区間を緩和区間と考えて、この区間において流況をととのえ、ある程度の河状の不整はがまんし、左右岸の水当りは護岸水制でまもる。

という事のように思われる。

この合流点処理対策は、合流点の水流の機構を実験によつて観察し、その結果を現地におろして考えることによつて樹立していかなければならないが、以上のような諸特徴のもとに、合流部にあらわれる砂堆の動向に注意しながら、実験にあらわれる諸特徴を解釈し対策案を樹立していくものとする。

Ⅲ 実験の概要

(1) 実験の目的

現在、笛吹川三川合流地点において問題となつている点を整理すると、

1. 現状における流況の把握を先ず行つて、それに基づきどのような対策がもつとも有効であるかを検討する。
2. 総体計画における背割導流堤の必要性とそれが河道に与える影響の把握
3. 合流点下流左右岸の深掘れの原因とその対策
4. 総体計画書にのべられている重川の堤積傾向

(重川は他の2川に比し河床低く、他に疎通をはばまれる傾向にあるため)

の諸点について調べることである。

(2) 実験研究の方針

以上の問題を解決するために固定床および移動床実験により対策案を明らかにしていく方針をとる。

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す。したがつて、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うことが望ましい。

しかし、合流点調整に最も重要な影響をおよぼす合流量の組み合わせの問題をはじめとして、種々なケースについてすべて移動床によつて究明することは時間的にも、経費的にも大変である。そこで固定床実験によつて大方の方針を比較検討し、これによつて、案をしぼつていくこととした。

移動床実験においてはこのようにしてしぼられてきた固定床実験の計画案を基本としてこれを修正していくものとした。

IV 固定床実験

(1) 模型諸元

模型範囲は	笛吹川	———	1.9 ~ 3.8 km .
	重 川	———	0 ~ 1.2 km
	日 川	———	0 ~ 0.75 km

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、さらに十分な流頭部を有すること、また笛吹川下流については、左右岸の水当りおよび2.2 kmに設置予定の中央道橋脚下流に川巾程度の流下部をとることとの考えに基づき採用された。

模型縮尺は水平方向および鉛直方向とも1/40。模型は大きい方が精度がよくなるが、実験場の面積、給水施設の能力、経費等により定めた。

模型製作、現地の昭和38年 月の測量成果に基づき、縦断方向に約50 m間隔の横断をベニヤ型で作成し、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。

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に中央道橋の橋脚図を示す。

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	$n \quad 1/40 = 0.025$	
時 間	T	$n^{\frac{1}{2}} \quad 1/\sqrt{40} = 0.1581$	
流 速	$L T^{-1}$	$n^{\frac{1}{2}} \quad 1/\sqrt{40} = 0.1581$	
流 量	$L^3 T^{-1}$	$n^{\frac{5}{2}} \quad 1/40^{\frac{5}{2}} = 1/10119$	
圧力強度	$M L^{-1} T^{-2}$	$n \quad 1/40 = 0.025$	
流量係数	—	$1/1 = 1.0$	
粗度係数	$L^{\frac{1}{3}} T$	$n^{\frac{1}{6}} \quad 1/40^{\frac{1}{6}} = 0.5407$	

图-4-1 模型平面图

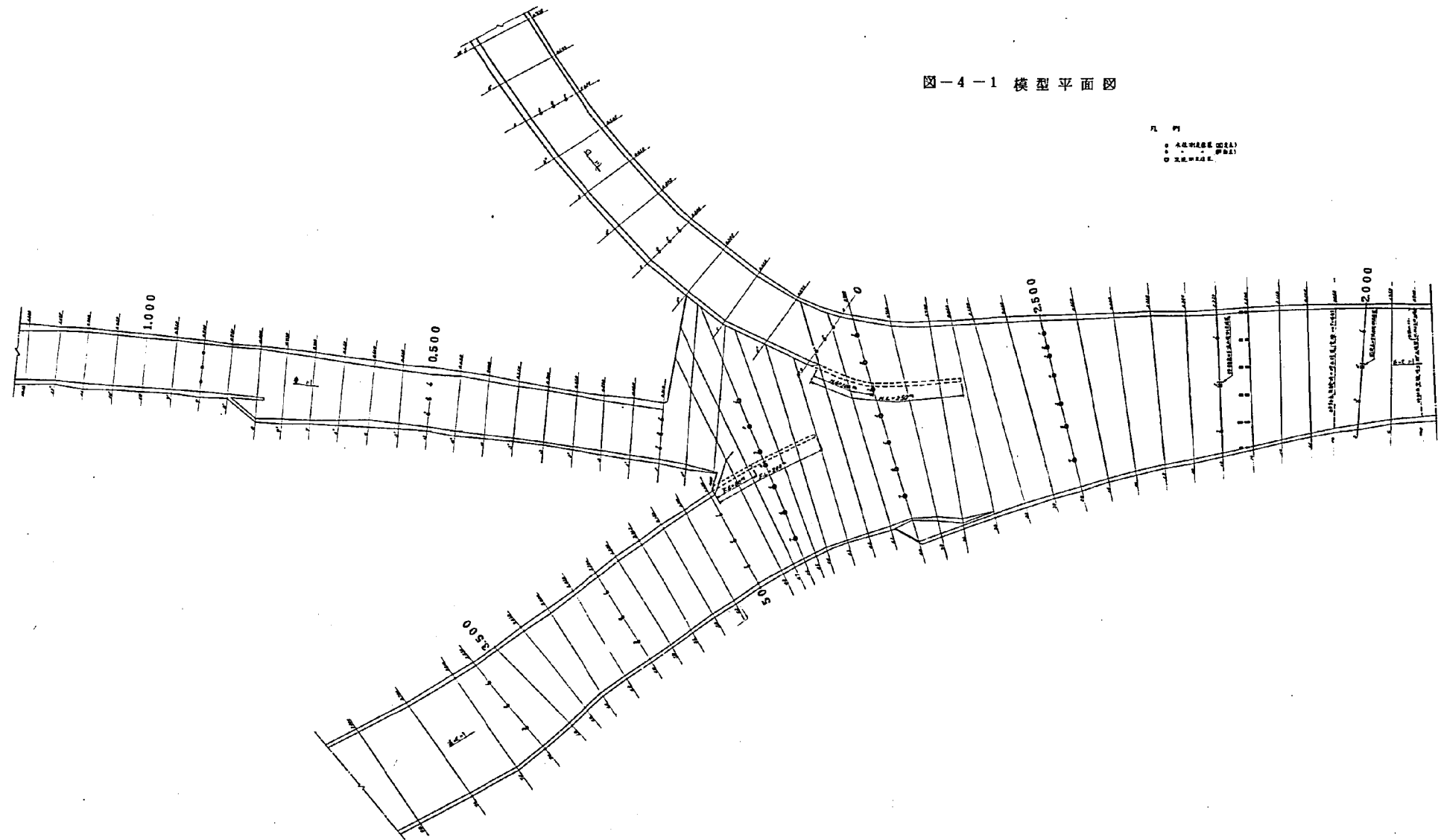
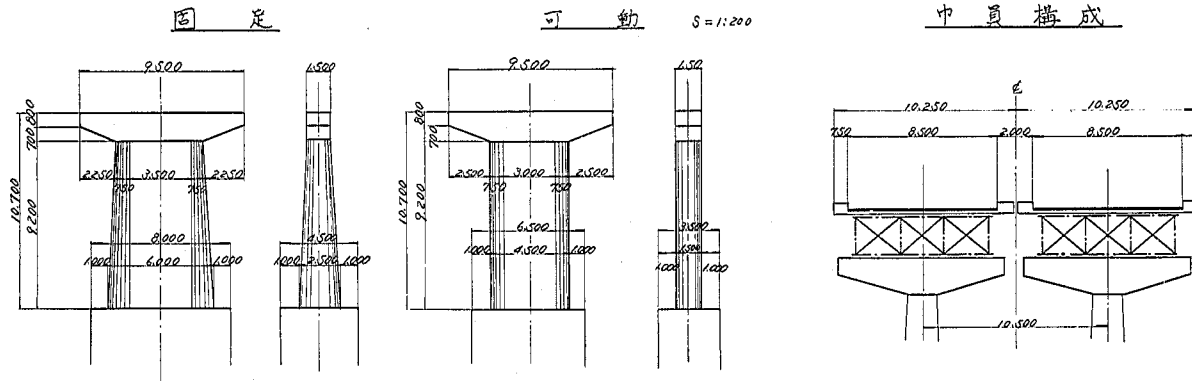
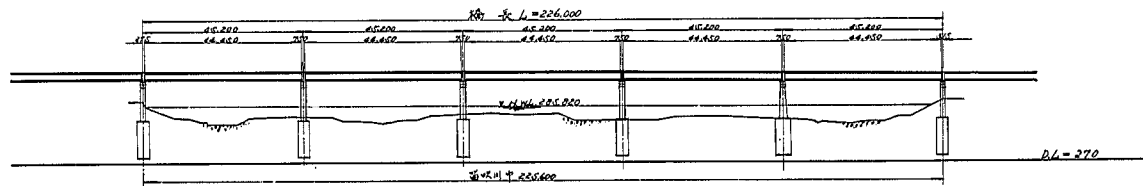


图-4-2 笛吹橋概要図



側面図 $S=1:500$



〔2〕実験水理量

実験流量は、過去の流量履歴を調べ、合流点におよぼす影響の度合を考慮して行わなければならない。しかし、笛吹川の上流部については、過去の流量記録はほとんどないため、計画高水流量を中心にして、表4.2の3定流を用いた。

表4.2 実験流量

流量番号	笛吹川	重川	日川	合計流量	摘 要
I	1400	350	300	2050	計画流量
II	500	620	600	1720	支川最大流量
III	700	150	150	1000	小洪水流量(1/2配分)

I型は本川の計画高水流量およびそのピーク時の支川の合流量であり、II型は支線最大流量に対して本川流量を減じたものであり、III型は計画流量の配分で流量を半減して小洪水に対する影響を調べたものである。

先のべた流量検討の結果(表2.3)と比較すると、34年8月、36年6月の各出水はほぼI型、III型の配分率であり、40年9月出水はII型の配分率に近い。

合流点の流況としては、以上のような定流実験だけでなく、不定流実験を行い、合流点に与える諸影響を考察することが望ましいが、波形を想定することが困難であるため実施しなかつた。

模型下流端水位は、河床勾配が急であり流れはほぼ等流で近似しうるものと考えて、断面2.0 kmと2.8 kmの間の河床勾配より、 $I \div 1/145$ を算定し、 $1/145$ の断面特性を用いて、 $1/145$ のH-Q curveを作成した。

粗度係数は事務所提供の $n = 0.04$ を使用した。

これらの関係資料を図4.3に記載する。

2.25 kmのH-Qは後に移動床の下流端条件としたものであるが、この値は固定床実験により求めたものである。

〔3〕固定床模型実験内容

固定床模型に関する実験は、数多くの導流堤諸案の効果について比較する上で秀れている。しかし、河床が変化しないため、流量と河床の相互作用がわからず、これらについては移動床の結果をまたねばならない。

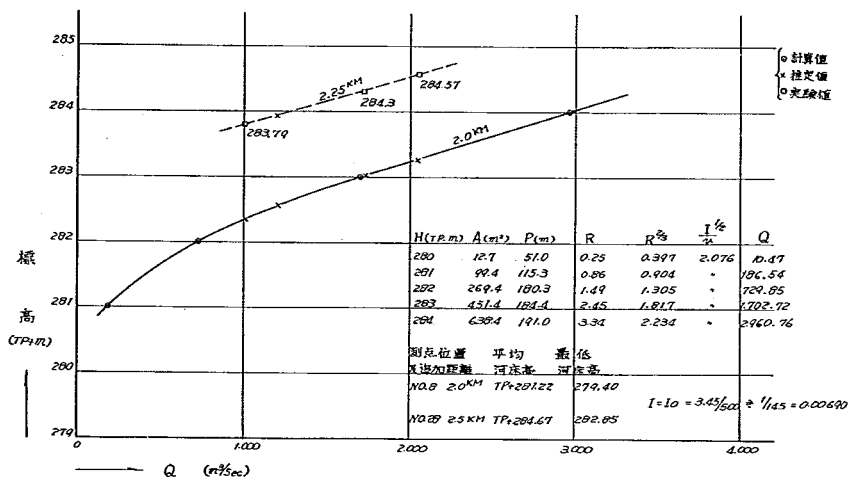


図-4-3 2.0 KM, 2.25 KM地点H～Q関係曲線

ここでは、まず現状河道に対する実験を実施し、その結果および対策案にならつて笛吹左岸および日川右岸の種々の導流堤案について検討した。実験内容の概略を示せば表4.3の通りである。

表-4.3 固定床模型実験内容

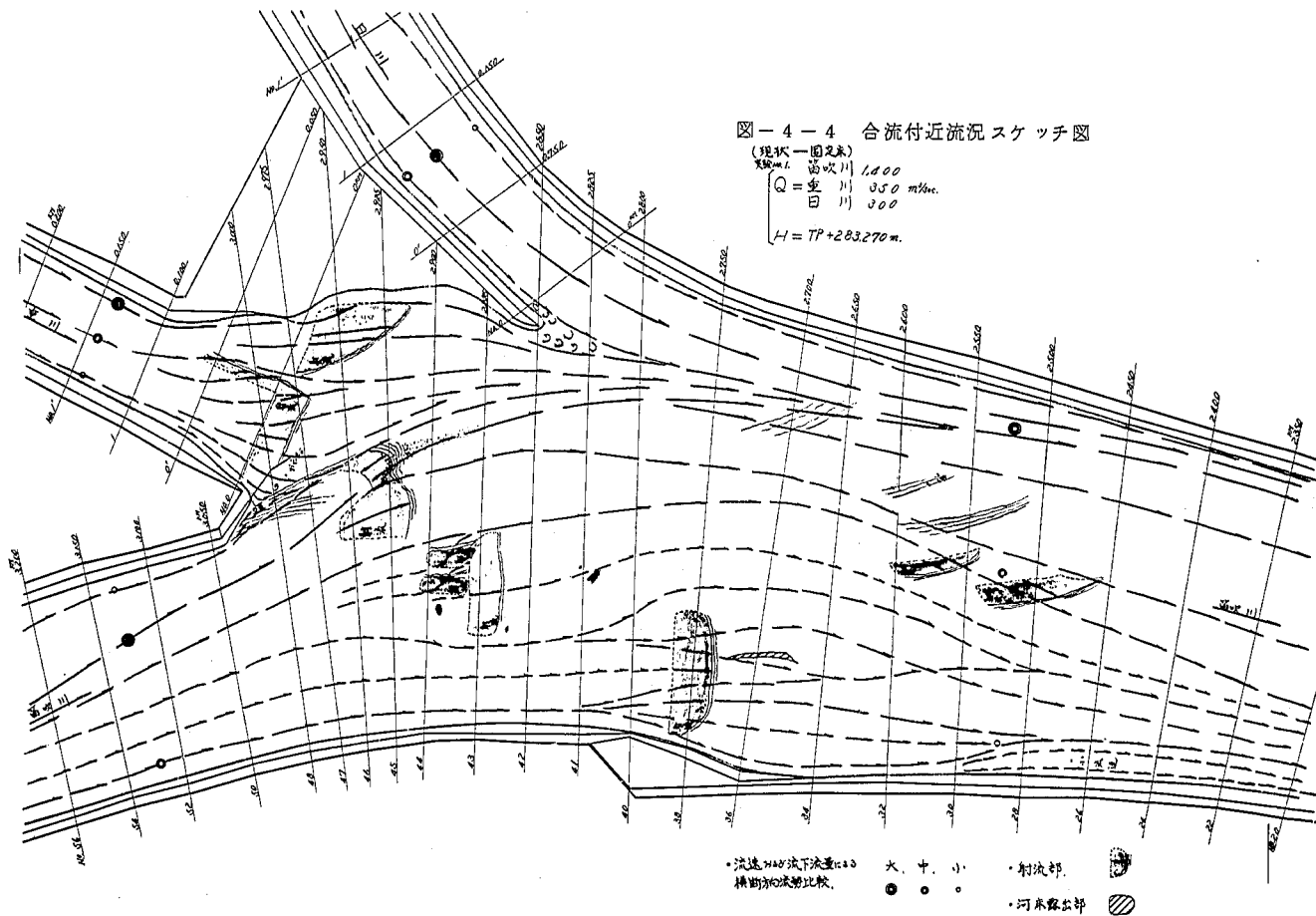
実験番号	模型条件	流量番号	備考
№1～№3	現状模型	I, II, III	比較のための資料を得る
№4～1～2	導流堤 FL, HL	I, II	計画案決定のための考察
3～4	FL, HS	"	FL: 笛吹長導流堤
5～6	FS, HL	"	HL: 日川 "
7～8	FS, HS	"	FS: 笛吹短
			HS: 日川短
№5	計画案 (FL, HS)	I	

№1～№3は、現状模型に対し、流量変化による流況比較を行い、現状河道の諸特徴をとらえ、対策案を考える基礎を与えるものであり、№4の一連の実験は、計画案決定のために笛吹左岸および、日川右岸から出した不透過導流堤の長さを種々変化させたものである。

図-4-4 合流付近流況スケッチ図

(现状—固定米)

實驗 1. $Q = \begin{matrix} \text{齒吹} & | & 1.400 \\ \text{重} & | & 350 \text{ m/sec.} \\ \text{日} & | & 300 \end{matrix}$

$$H = TP + 283.270 \pi.$$


№5はその実験結果に基づき計画導流堤案を算定し、計画流量を流したものである。測定内容は、№4実験は流況観察のみとし、他実験は表-4.4の測定を行った。

表-4.4 測定内容

測定内容	測定位置			摘要
	笛吹	重川	日川	
水位	№ 70, 60, 50, 46 40, 28, 18, 8	9, 5, 1	4, 2, 0	
流速	46, 40, 28			
流況	№ 56 ~ № 22	№ 0 ~ 2	№ 0 ~ 1'	

導流堤諸案の名称は表-4.3の模型条件の項にあげたが、これらの形状は、不透過としてコンクリートブロックをあてた。延長は表-4.5の通りであり、位置は図・3.1に併記する。

表-4.5

名称	FL	FS	HL	HS
延長	200m	80m	250	100

(4) 粗度調整

模型の粗度を現地の粗度に合わせる方法は、水位をあわせるものと粗度係数であわせるものの2者が一般に用いられる。

この合流地点においては、複雑な流況をなし、これらの検討が十分行われていないが、甲府工事事務所において実施された「富士川上流域流出解析報告書」において、笛吹川筋は鵜飼橋より上流が $n = 0.04$ と決定されており、事務所よりこの数値の提供をうけた。

この数値を対称に粗度調整を実施した。

まず、模型製作時そのままのモルタル面河床で重川と日川について各々 $Q = 620 \text{ m}^3/\text{s}$ と $600 \text{ m}^3/\text{s}$ を流し粗度係数 n を算出し、実物値に換算した結果 $n = 0.015 \sim 0.020$ の小さな値が算出された。

このため径約 1.5 cm の砂利にセメントペーストをまぶして河床に撒布して粗度づけを実施した。その結果粗度値は $n = 0.025 \sim 0.028$ と算出された。この値はなお指定値とは大きく相違しているが、これ以上大粒の砂利の撒布は実験上にも支障を来たため、粗度づけとしてはこの程度で十分として本実験を行うこととした。

〔5〕 現状模型実験

現状模型実験は、昭和 38 年現状河床をもとに、現況の流況を観察し、現状河道の諸特徴をとらえ対策案を立案していく基礎とする。

実験は、表 4.2 の 3 流量型について、 $\#1 \sim \#3$ の実験を実施した。

測定は、表 4.4 の測定内容について実施した。

流況のスケッチ結果を図 4.5 ～ 4.7 に、水位測定値を表 4.6 ～ 4.8 に（図は後に移動床との比較図に併記す）記載する。

まず、全体としての流況の特徴をみると、

- (1) 局部的に射流がみられる。
- (2) 主流の位置は、各実験ケースともほとんど変化せず定位置を通っている。
- (3) 合流点下流については左岸側に流れが集中し、右岸側の流勢は弱い。
- (4) 笛吹川から重川に向うまきこみ流れがみられる。
- (5) 流量別にみると、本川流量の多い実験 $\#1$ と $\#3$ では笛吹川と重川がまず合流し、その後日川の流量と合して左岸に向う。支川流量の多い実験 $\#2$ では左岸の水当りが減じ全体として流れる。

(1) の射流は、移動床時にはみられないものと考えられるが、局部的なものであり全体の流況にそれほど影響しないものとして実験をすすめた。

流速分布は測定結果をここに示しえないが、この結果をみると、

- (1) 下流左岸側の水当り部では全ケースとも 6 m/s 以上の高速流がみられる。
- (2) 他地点にも 6 m/s 以上の地点がみられるが、これらの高速部は射流地点との対応関係がみられる。
- (3) 全体に 4 m/s 以上の高速が多い。
- (4) 下流右岸側は 3 m/s 以下で他と比して流速が遅い。
- (5) 水深は平均すると 1.5 m 以下である。

以上の流況および流速測定結果を総括すると、

図-4-5 合流付近流況スケッチ図

(現況 - 国定水)
 合流川 500
 $Q = \begin{cases} \text{重川} & 620 \text{ m}^3/\text{s} \\ \text{日川} & 600 \end{cases}$
 $H = TP + 283.010 \text{ m}$

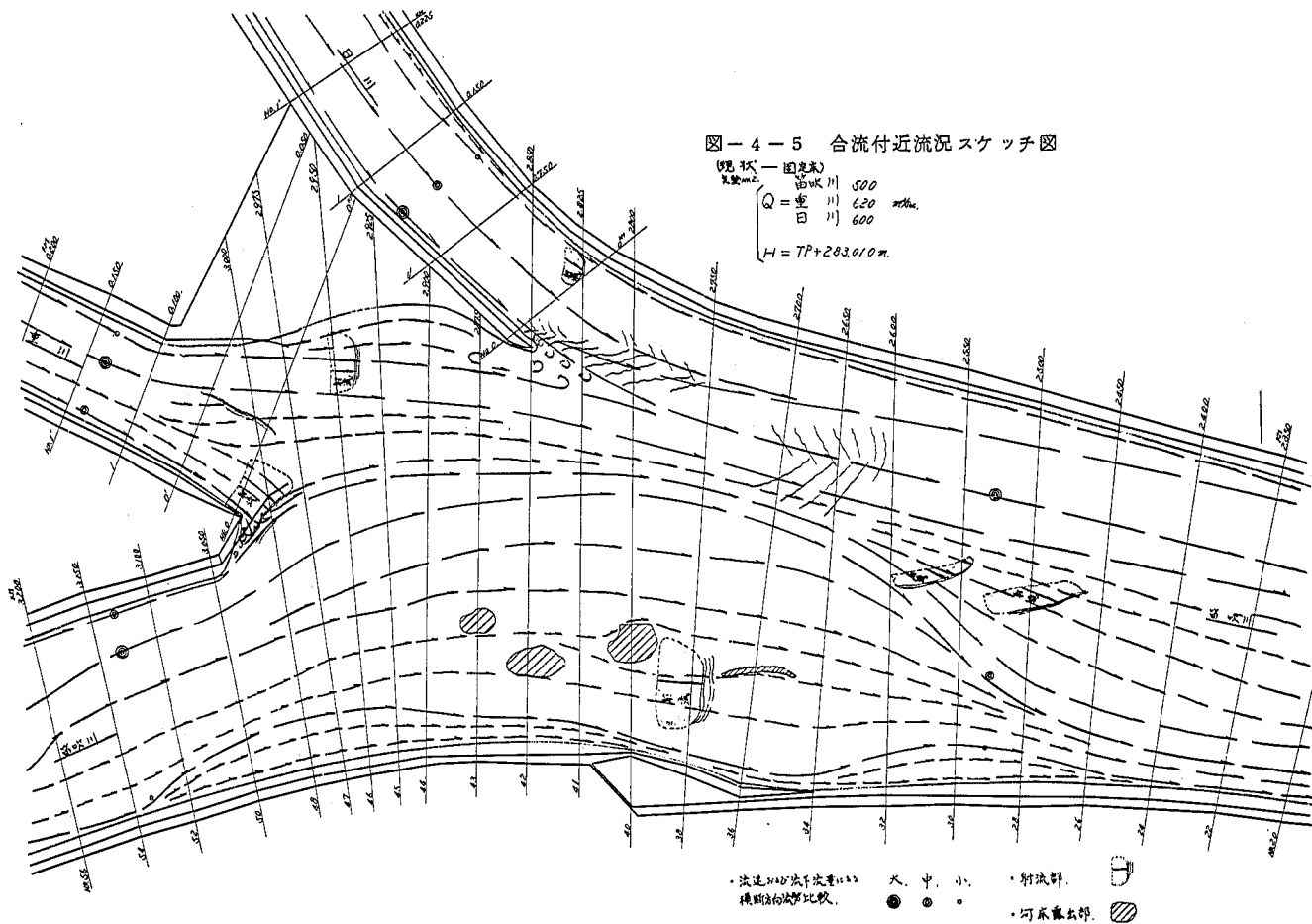
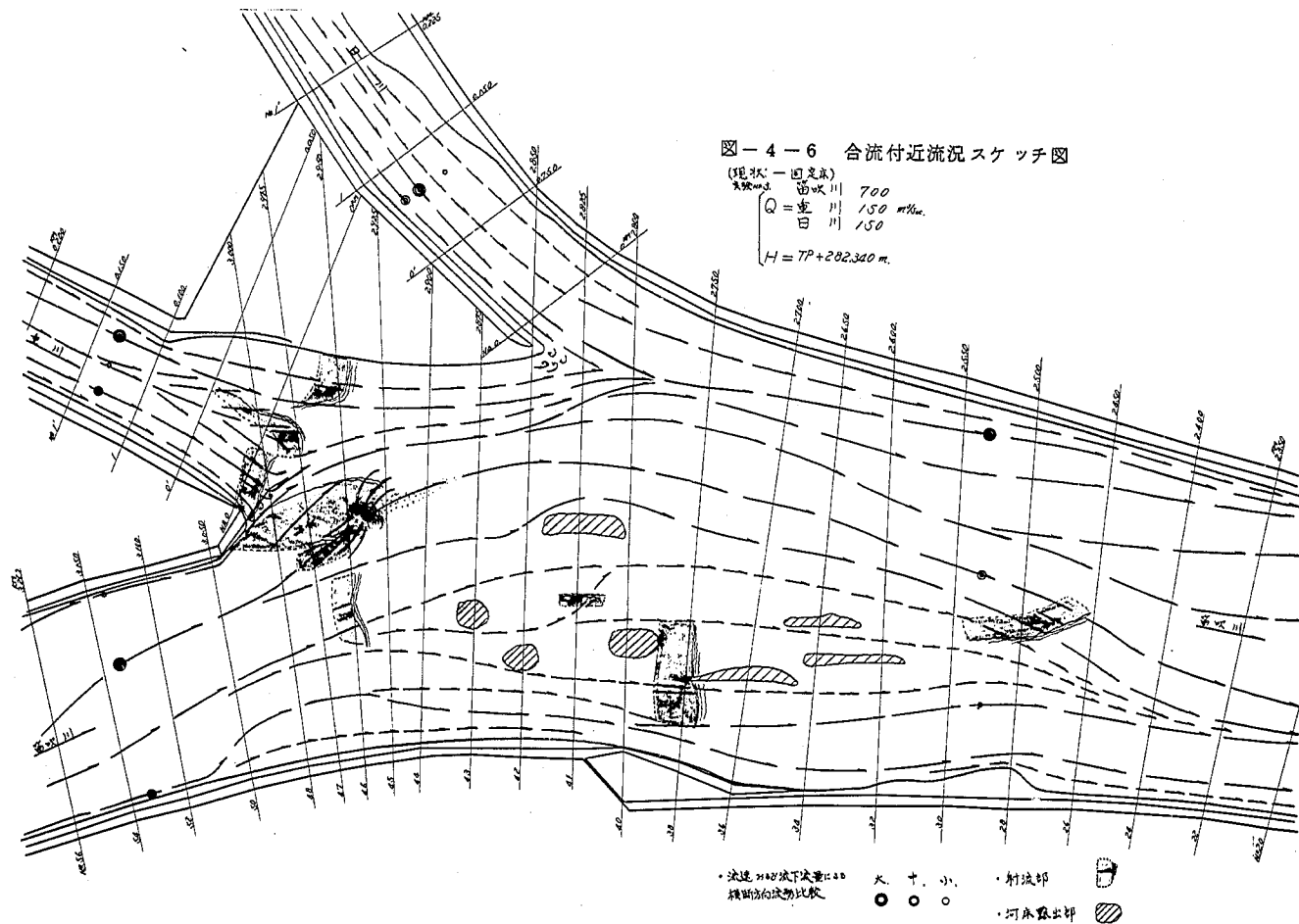


図-4-6 合流付近流況スケッチ図

(現状一回定案)

西吹川 700
 $Q =$ 豊川 150 m³/s
 日川 150

$H = 7P + 282.340 \text{ m}$



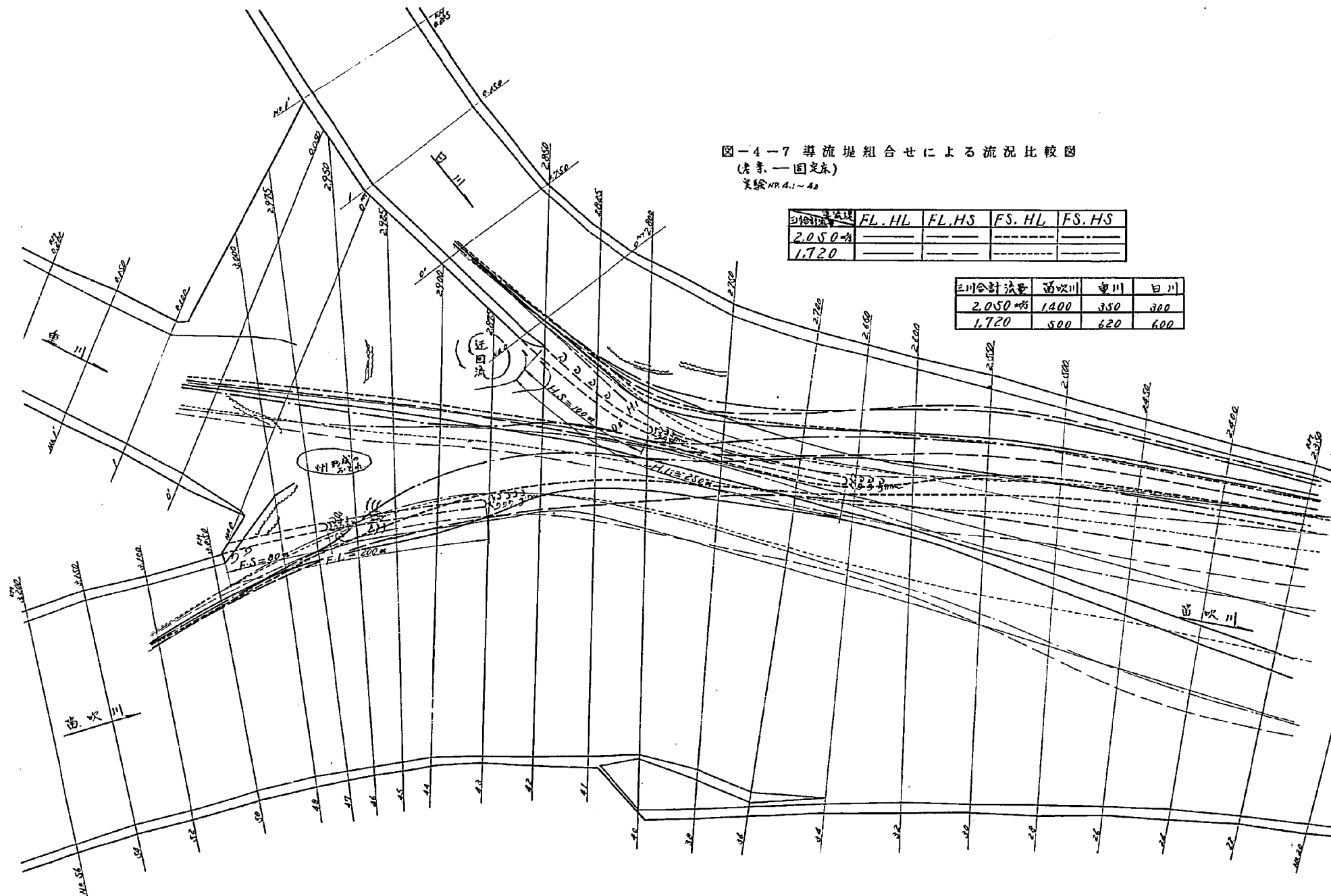


図-4-7 導流堤組合せによる流況比較図
(参考—国定床)
実験NR.4.1~4.3

水位	FL.HL	FL.HS	FS.HL	FS.HS
2.050m	—	—	—	—
1.720	—	—	—	—

三河合計流量	苗吹川	南次川	日川
2.050m	1,400	350	300
1.720	500	620	600

表-4.6 水位測定値表

(現状-固定床) 実験No.1.

$$\left. \begin{array}{l} Q = \text{笛吹川 } 1,400 \text{ m}^3/\text{s} \\ \text{重川 } 350 \\ \text{日川 } 300 \end{array} \right\} 2,050 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = TP + 283.270 \text{ m}$$

河川名	断面番号	測点	水位	平均水位
笛吹川	No.	No.	TP m	TP m
	8	1	283.45	283.17
		3	282.88	
	18	1	284.16	284.57
		2	284.90	
		3	284.66	
	28	1	286.76	286.48
		2	286.36	
		3	286.38	
		4	286.35	
		5	286.60	
		6	286.48	
		7	286.46	
	40	1	289.60	289.18
		2	289.45	
		3	289.15	
		4	289.02	
		5	288.91	
		6	289.07	
		7	289.05	
	46	1	290.71	290.65
		2	290.84	
		3	289.35	
		4	290.09	
		5	290.78	
		6	291.67	
		7	291.11	
	50	1	292.42	292.56
		2	292.80	
		3	292.46	
	60	1	294.29	294.96
		2	295.16	
		3	295.43	
	70	1	297.29	297.52
		2	297.32	
		3	297.94	

河川名	断面番号	測点	水位	平均水位
重川	No.	No.	TP m	TP m
	1	1	292.18	291.88
		2	291.96	
		3	291.51	
	5	1	295.54	295.37
		2	295.49	
		3	295.09	
	9	1	298.33	298.67
		2	298.84	
		3	298.83	
日川	0	1	289.70	289.74
		2	289.76	
		3	289.76	
	2	1	292.71	292.36
		2	292.27	
		3	292.11	
	4	1	295.44	295.48
		2	295.44	
		3	295.56	

表-4.7 水位測定値表

(現状-固定床) 実験 No. 2.

Q=笛吹川 500 m³/s

重川 620

日川 600

1,720 m³/s

H=TP+283.010 m

河川名	断面番号	測点	水位	平均水位
笛吹川	No. 8	No. 1	TP m 283.19	TP m 283.12
		3	283.04	
	18	1	283.92	284.30
		2	284.63	
		3	284.36	
	28	1	286.56	286.31
		2	286.24	
		3	286.26	
		4	286.22	
		5	286.44	
		6	286.38	
		7	286.04	
	40	1	289.45	288.84
		2	289.13	
		3	289.03	
		4	288.47	
		5	288.60	
		6	288.50	
		7	288.71	
	46	1	290.74	290.55
		2	290.75	
		3	290.54	
		4	290.26	
		5	290.21	
		6	290.83	
		7	290.51	
	50	1	291.44	291.65
		2	291.64	
		3	291.86	
	60	1	293.80	294.15
		2	294.13	
		3	294.53	
	70	1	296.85	296.70
		2	296.88	
		3	296.37	

河川名	断面番号	測点	水位	平均水位
重川	1	1	TP m 292.55	TP m 292.34
		2	292.44	
		3	292.02	
	5	1	295.92	295.75
		2	295.79	
		3	295.54	
	9	1	298.89	298.98
		2	298.87	
		3	299.18	
日川	0	1	289.83	289.61
		2	289.52	
		3	289.49	
	2	1	293.30	293.00
		2	292.93	
		3	292.76	
	4	1	296.06	295.83
		2	295.56	
		3	295.88	

表-4.8 水位測定値表

(現状-固定床) 実験№3.

$$\left. \begin{array}{l} Q = \text{笛吹川 } 700 \text{ m}^3/\text{s} \\ \text{重川 } 150 \\ \text{日川 } 150 \end{array} \right\} 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = TP + 282.340 \text{ m}$$

河川名	断面番号	測点	水位	平均水位
笛吹川	8	1	282.40	282.43
		3	282.45	
	18	1	283.58	283.79
		2	284.09	
		3	283.71	
	28	1	285.92	285.75
		2	285.82	
		3	285.60	
		4	285.77	
		5	285.99	
		6	285.60	
		7	285.54	
	40	1	288.78	288.42
		2	288.64	
		3	287.98	
		4	287.96	
		5	288.15	
		6	288.50	
		7	288.90	
	46	1	290.18	290.20
		2	290.03	
		3	289.31	
		4	289.70	
		5	290.27	
		6	291.10	
		7	290.81	
	50	1	291.50	291.79
		2	291.88	
		3	291.98	
	60	1	293.88	294.38
		2	294.44	
		3	294.82	
	70	1	297.09	296.92
		2	296.91	
		3	296.71	

河川名	断面番号	測点	水位	平均水位
重川	1	1	291.26	291.45
		2	291.62	
		3	291.46	
	5	1	294.96	294.79
		2	294.86	
		3	294.56	
	9	1	297.72	298.23
		2	298.54	
		3	298.44	
日川	0	1	288.90	289.10
		2	288.90	
		3	289.50	
	2	1	292.18	291.93
		2	292.02	
		3	291.58	
	4	1	295.09	295.07
		2	295.05	
		3	295.06	

表-4.9の1 導流堤各種組合せによる流況比較メモ

(考案 - 固定床) 実験 No. 4

$$Q = \left. \begin{array}{l} \text{笛吹川} \quad 1.400 \\ \text{重川} \quad 350 \\ \text{日川} \quad 300 \end{array} \right\} 2.050 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H = TP + 283.270 \text{ m}$$

実験 No.	1		3		5		7	
実験条件	笛吹川側 日川側	F. L H. L	F. L H. S	F. S H. L	F. S H. L	F. S H. S		
観 察 メ モ	水位差	$F_1 - O_1$ 2.0 m程 (100 m附近で) $O_2 - H_1$ 1.2 m程 (100 m附近で)	2.0 m程 (100 m附近で) 1.2 m程 (55 m附近で)	1.6 m程 (45 m附近で) 2.0 m程 (100 m附近で)	1.6 m程 (45 m附近で) 2.0 m程 (55 m附近で)			
	流況観察	笛吹川 F_1 の上流部は迂回状を見せているが大きく堆積するおそれはない。 F_2 を過ぎた流れは重川の水位低下にともない急変してH.Lへ接近する。 F_2 では下流40 m附近まで非常に乱れて洗掘のおそれが大きい。	実験1に同じ	F_1 の上流部小さく渦状を見せている程度。出口の流況状態は実験1及び2とあまり変化が見られないが、下流の流れはかなり左岸に寄って幾分流況状態は悪くなっている。 F_2 の下流は40 m附近まで非常に乱れて洗掘のおそれが大きい。又60 m下流では局部的に跳水現象が見られる。	実験3に同じ			
	重川	重川の出口は全体に射流状態であり、その下流中央部では淀んでおり砂州の形成が考えられる。 O_1 沿いでは非常にゆるやかな流れである。 O_2 では上流部で流れが小さくH.L沿いに迂回をなしており大きい範囲で堆積するものと思われる。	実験1に同じ なお、重川の主流も40 KM地点より笛吹川主流と同傾向をなす。	実験1に略同じ流況状態であるが O_2 の上流部の迂回流の範囲はかなり縮小されている。	実験3に同じ			
	日川	H_1 の上流部で小さな渦を生じているか問題はない。 H_2 では下流28 m附近まで乱れている。洗掘のおそれはない。	H_1 の上流部は実験1に同じ。 H_2 では下流32 m附近まで乱れているが、洗掘はたいして問題はないと思われる。	H_1 の上流部では小さな渦を生じているか問題はない。 H_2 では下流24 m附近まで乱れているが洗掘のおそれはないと思われる。 $H.L$ に沿った流れは125 m附近より左岸に向う。	H_1 の上流部で小さな渦を生じているか問題はない。 H_2 では下流20 m附近まで乱れ洗掘のおそれがある。日川の主流の H_2 を過ぎた下流流況は実験1～3に比べ左岸の寄りかなり弱まり良くなっている。			
	流水の導流堤への当り	F_1 50 m附近より下流端に掛けて特に100 m附近が強く当る。 O_1 良 好 O_2 重川の主流が100 m附近に当り、その部分では洗掘のおそれが大きい。 H_1 良 好	実験1に同じ 良 好 良 好 良 好	下流端附近 良 好 重川の主流は50 m附近に当るが大きくはない。笛吹川の流れは当らず平行して下流する。 良 好	下流端附近 良 好 良 好			
問題点		水位差が大きい。笛吹川主流の F_1 への当り。重川出口の州形成のおそれ及び O_2 上流の堆積関係。	実験1に同じく及び H_2 下流で左岸へ片寄る流れ	水位差が大きい。重川出口の州形成のおそれ。 F_2 下流の流況及び洗掘関係	実験3に同じ			

表 - 4.9 の 2 導流堤各種組合せによる流況比較メモ

(考案 - 固定床) 実験 4

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{array}{l} \text{笛吹川} \quad 500 \\ Q = \text{重川} \quad 620 \\ \text{日川} \quad 600 \end{array} \right\} 1,720 \text{ m}^3/\text{sec} \\
 & H = TP + 283.010 \text{ m}
 \end{aligned}$$

実験 4		2	4	6	8
実験条件	導流堤 笛吹川 日川側	F. L H. L	F. L H. S	F. S H. L	F. S H. S
観 察 メ キ ヤ	水位差	F ₁ -O ₁ 1.2m程(100m附近で) O ₂ -H ₁ -0.2m程(100m附近で)	0.4m程(100m附近で) 1.2m程(55m附近で)	1.0m程(45m附近で) 0.4m程(100m附近で)	0.6m程(45m附近で) 1.4m程(55m附近で)
	流況観察(流速、洗掘、堆積等)	笛吹川 F ₁ の上流部は迂回状を見せているが堆積のおそれはない。F ₂ の下流では20m付近まで乱れを見せて洗掘のおそれがある。	F ₁ の上流部は迂回状を見せているが堆積のおそれはない。F ₂ の下流では18m付近まで乱れて幾分洗掘のおそれあり。	殆んど問題なし。下流60m地点の実験4で見られたような局部的跳水現象も見られず、僅かに波状的乱れが見られる程度	殆んど問題なし。F ₂ の下流は16m付近まで乱れているが洗掘のおそれはない。
	重川	重川の出口は全体に射流状態で、その下流中央部では旋み砂州の形成が考えられる。O ₂ の上流部はH. L沿いに迂回をなしており、堆積するものと思われる。	実験1'に同じ。	実験1'に同じ流況であるが、中央部の砂州形成のおそれは少ないものと思われる。又O ₂ の上流の迂回流の範囲も僅かである。	実験3'に同じ。
	日川	出口の中央から幾分右岸寄りに流れの乱れがあつて局部的に射流が見られる。H ₁ の上流部で小さく渦を生じているが問題はない。H ₂ の下流は20m程乱れ幾分洗掘のおそれあり。	出口はその下流で水位が低下している為中央で射流が大きく見られ流況が乱れている。	実験1'に同じ流況で、H ₂ 下流の流れも全体巾をもつて流下して問題ない。	実験3'に同じ。H ₂ の下流18m付近まで乱れ洗掘のおそれあり。
	流水の導流堤への当り	F ₁ 65m附近より下流端に掛けて、特に100m附近が強いがはねはさほどでなくその下流における日川の流れによるはねの方が大きい。	100m附近に当りがあるが、洗掘のおそれはない問題ない。	良 好	良 好
		O ₁ 良 好	良 好	良 好	良 好
問題点		O ₂ 重川的主流が70m附近に当るがその影響はたいして問題でなくその下流ではH. Lに沿つて流下している。	良 好	良好。笛吹川及び重川ともに当りなし	良 好
		H ₁ 良 好	良 好	良 好	良 好
問題点		F ₁ 、O ₁ の水位差が大きい重川出口の州形成のおそれ及びO ₂ 上流の堆積関係。	O ₂ 、H ₁ の水位差が大きい、及び実験1'に同じ。	たいして問題なし	たいして問題なし

- (1) 流量の変化に対する流線の変化がそれほどなく、合流点での支川の圧迫が他地点でみられる程強くなく、本川から支川合流側の左岸側に向う流勢が顕著である。
- (2) これらの原因としては、本川が支川に比して勾配大きく、流砂量も多いため、合流点の砂洲の運動が本川の流況に支配されるものと考えられる。
- (3) また、流量による流線変化の小さいことは、水深が浅いために、慣性力が支配的で河床形状の影響が顕著にでているためと考えられ、これらの問題については移動床実験により確かめなければならない。
- (4) 航空写真においては、左岸側の深掘れとともに右岸側の深ぼれが顕著にみとめられるが、固定床実験においては各ケースとも右岸側の流速が小さく左岸側の深掘れとは異つた機構によつて洗掘現象が生じているように考えられる。
- (5) 富士川の沿革において、「現在重川は他の二川に比し河床低く、他に疎通をはばまれる傾向にあるため」と記されているが、固定床実験において笛吹川から重川にまきこむ流れがみられ、この傾向が認められるが、水位だけからいうと、河床勾配きつく影響は小さいものと思われ、この問題は流砂を含んだ移動床実験においてより顕著にあらわれるものと考えられる。この場合に、この合流点は勾配の変化部に位置しているため、全体としても堆積傾向が生じやすいことは注意されねばならないところである。

(6) 対 策 案 ……

固定床模状実験にあらわれた現象をもとに、Ⅱ－(3)の事務所案などの対策案を考えてみよう。

固定床実験の結果によると、Ⅱにのべた通り、合流点下流左岸側の水当りが顕著であり、まずこの対策を考えてみよう。

この左岸側の水当り軽減策としては、

- (1) 笛吹川、重川からの流量が左岸に当る角度を小さくする。
- (2) 合流点を下流にさげて流水の集中を軽減するために導流堤を設ける。

等の案が考えられ、この案は事務所案と対応してくる。

重川対策については、移動床の現象をみなければならぬため、まず以上により、対策案としては、(1)(2)の策として種々の導流堤案を考え、これらについて固定床実験で流況比を実施し最良と思われる計画案を樹てる。

〔7〕導流堤設置案

導流堤の設置位置としては、笛吹川と重川および重川と日川の合流点延長上の2個所で、設置も片方につけるか両方につけるか。また、導流堤の長さをどのようにとるかなどの問題により種々の組合せがあるが、現状模型の上に軽量ブロックを並べて仮導流堤とし、この位置長さ等を種々かえて実験を実施した結果、図4.1に併記のような導流堤の組み合わせを考え、流量2種と組み合わせて、表4.3のNo.4の一連の実験を実施した。

この実験においては流況比較しか実施しなかつたが、流況比較図は図4.8の通りである。まず個々の導流堤の特徴をとらえると、

- (1) 笛吹川導流堤を短い方のFS ($\ell = 80\text{ m}$)とした場合は、導流堤先端および更に下流に射流や跳水現象を生じ、笛吹川主流の日川導流堤への当り、更に重川出口の水位が上昇して流速を減じその為洲が出来やすくなる等の弊害が生じやすい。
- (2) 笛吹川の流れを更に右岸部へ刎ねようとして、導流堤を右岸側へ向けることは導流堤自身への水当りが強くなり、また、重川との水位差がますます大となり、先端での乱れを増す。
- (3) 全体として導流堤をはさんでの水位差が大きく、導流堤先端部においてまきこみ流れがみとめられる。
- (4) 日川導流堤については、堤長をなるべく長くして下流で合流させることが望ましいと考えられるが、HLとHSを比較すると流況図にみられる通り、左岸側の水当りがHLの場合の方がやや小さくなっている。しかしHL下流部に対する流れの集中の度合が大きく、維持に多大の労をさかなければならないものと考えられ、HLを採用することは困難である。
- (5) 以上の流況のもとに、のこされたFL (200 m) とHS (100 m) の組合せに対する流況をみると、笛吹川の流れの左岸側に対する集中は導流堤なしに比してかなり改善されており、他案に比して良好と考えられた。各ケースに対する流況比較の概要は表4.9の通りである。

以上のような流況から、FLとHSの組み合わせを計画案として、表-3.4の測定を実施した。計画案に対する流況図は、図-4.9の通りであり、流速分布は、図4.9～4.11、現状との比較は図4.12の通りである。

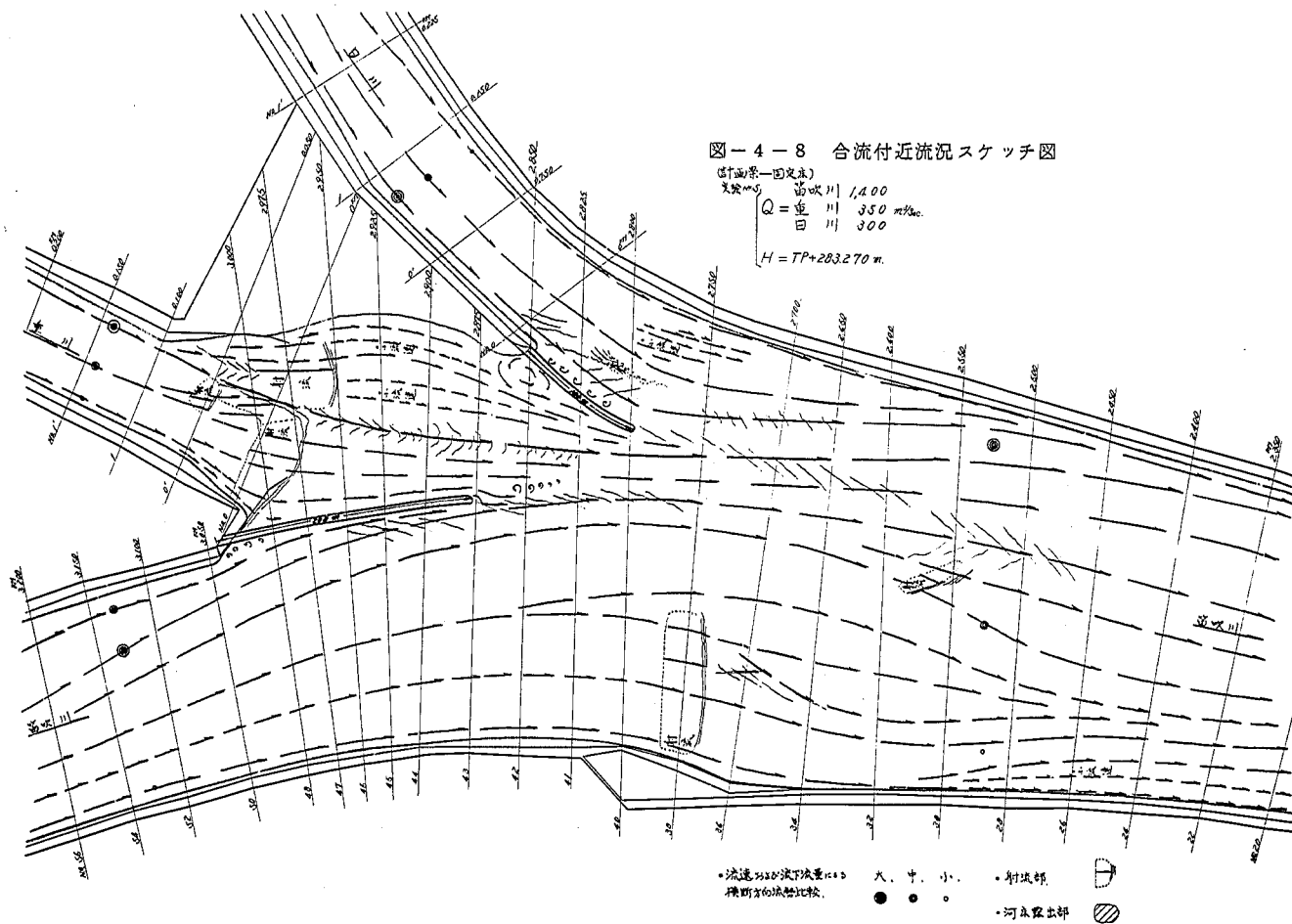
これによると全体的な流況状態は非常によくなっており、このことは各断面の流速分布の均一化からも知ることが出来る。

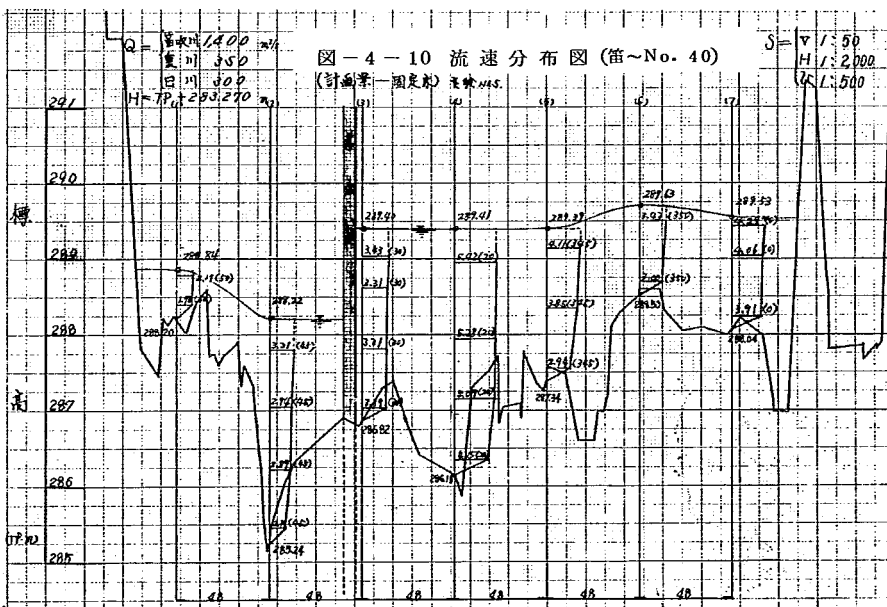
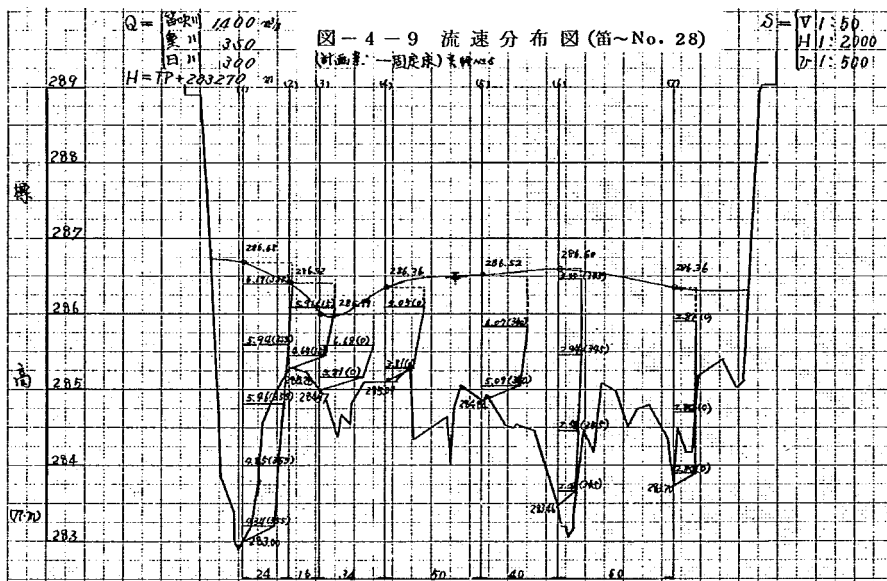
図-4-8 合流付近流況スケッチ図

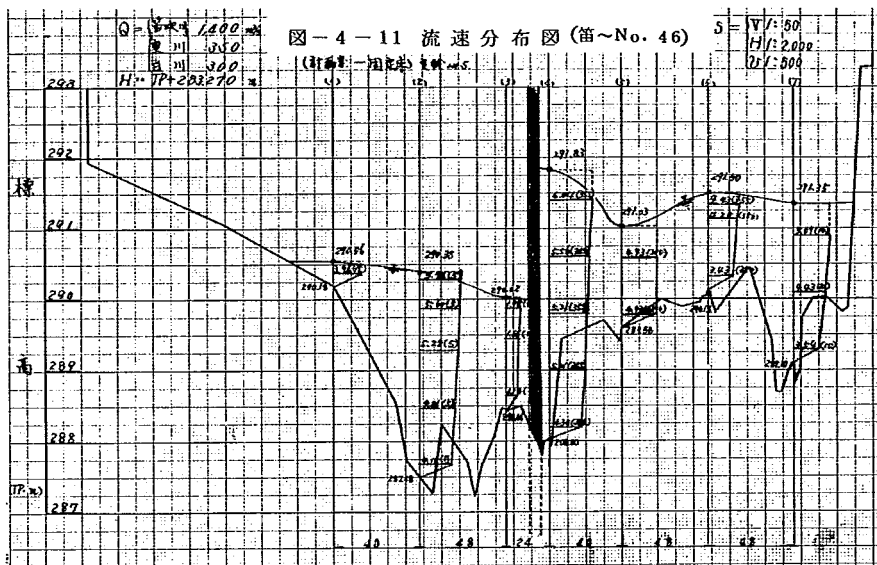
(設計断面—図定法)

支線
 $Q =$ 吉吹川 1,400
 本川 350 $m^3/sec.$
 田川 300

$H = TP + 283.270 \text{ m.}$

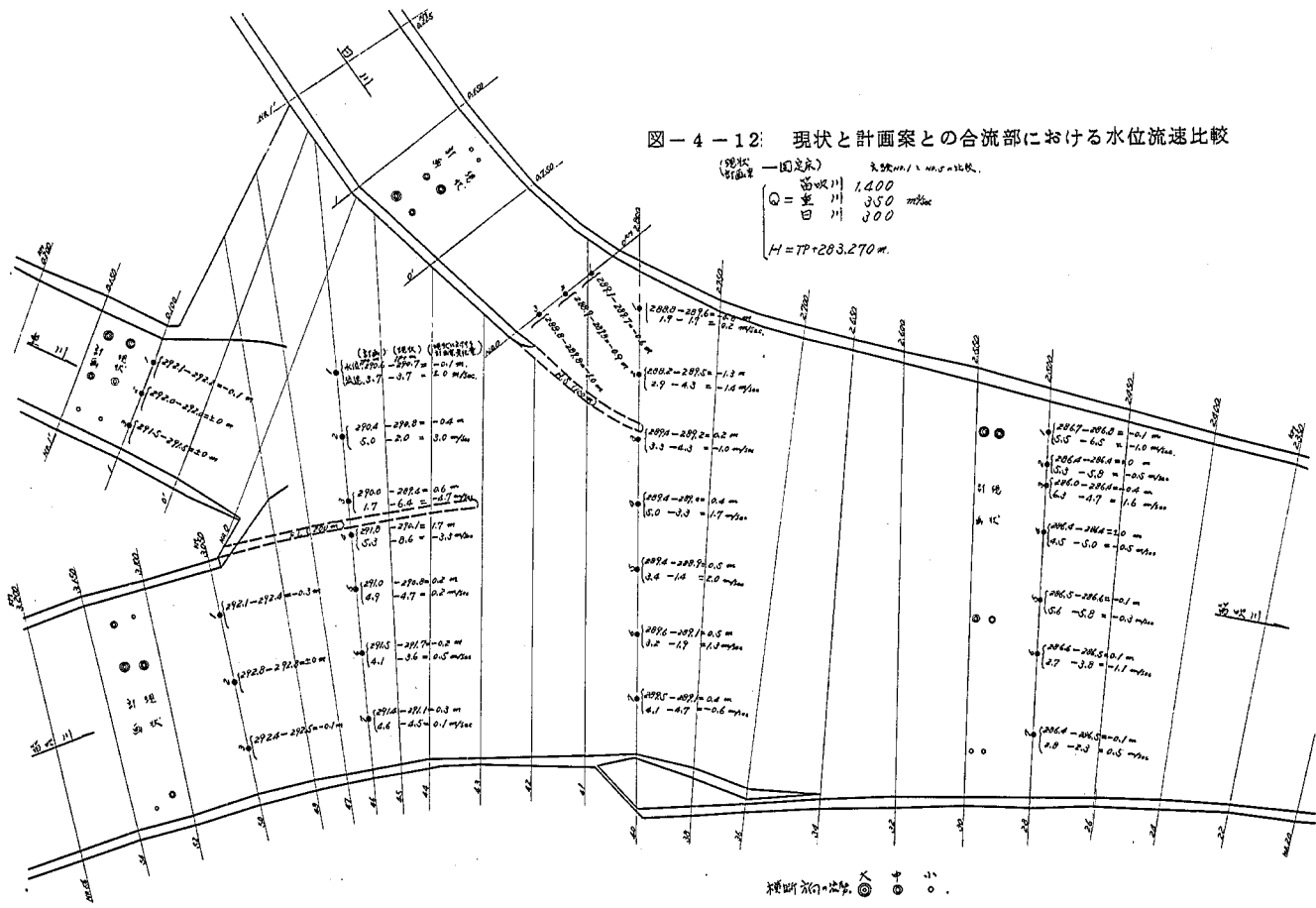






しかし、笛吹川のF L導流堤沿いではなお $V=5.0$ m/s 程度の大きな流速が見られることや、導流堤をさかいてして笛吹川と重川および重川と日川との水位差が1.0～2.0 m程にもなっており、導流堤先端部での脚部洗掘の大きな原因ともなっているため、これを防止するために、計画案導流堤の下流部分を透過性の構造物とする等の検討を要するものと考えられるが、これらの検討は移動床実験に待つこととした。

(现状) — (固定床) 无 2 号 NR.1 与 NR.5 的站板.

$$Q = \begin{array}{l} \text{苗吹} \text{川} \\ \text{重} \text{川} \\ \text{日} \text{川} \end{array} \begin{array}{l} 1,400 \\ 350 \\ 300 \end{array} \text{ m}^3/\text{sec}$$
$$H = TP + 283.270 \pi.$$


橫斷方向の流速 $\begin{matrix} \text{大} \\ \text{中} \\ \text{小} \end{matrix}$

註：流達口各測點10月17日早測值

V 移動床による実験

[1] 移動床実験の目的

固定床実験は、流水の場が固定された状態において種々の流量の組合せにより全体の概況を把握する上ですぐれているが、合流点等の河床の変化の大きい場における問題は移動床にまつべきものが多い。

この笛吹川三川合流点については、航空写真の結果をみても、各支川からの流出の仕方により河床が大きく変化しており特にその観が深い。

ここでは、固定床実験では解明できなかった次のような問題を中心に移動床実験を行い、計画案の樹立を試みた。

1. 合流点下流の深ぼれと右岸の深ぼれの相違点の解明およびその対策
2. 重川出口の堆積傾向
3. 合流点の洲と深ぼれの関係
4. 計画導流堤等の構築物が河道に与える影響
5. 合流点附近の河床変動とそれによる水位変化などの把握

[2] 移動床模型

実験には先に終了した固定床模型を利用し、上流は笛吹川 3.7 km 、重川 1.2 km 、日川 0.75 km より下流笛吹川 2.05 km にわたって 10 cm の厚さに規定粒径の砂を敷きつめ、固定河床の横断変化に合わせて整形した。

そのため橋脚や導流堤も 10 cm かさ上げし、低水護岸については、法面と肩を 10 cm かさ上げたうえにモルタルでかため、現地と相いなる洗堀を期して、護岸根入部は約 45° の角度で固定河床にすりつけた。

[3] 実験準備

(I) 現地河床平均粒径

現地の河床形状についてはさきに1章においてのべた。

この結論としては、 3.0 km 附近をさかいにして粒径がかなり変化しているということであった。

このような地点において、単一の粒径を代表として算出することは困難をとまなうが、現地の平均粒径 d_m を $6.0 \text{ mm} \sim 8.0 \text{ mm}$ と考えて、この粒径に対する模型粒径を算定する。

(2) 模型河床平均粒径

模型の河床材料の選定は、非常に重要な問題である。

それは、固定床においては、相以則がはつきりしているが移動床においては模型縮尺、流量等の相以則を実験者が任意に定めた場合、河床形状、流砂量等が相以になりにくいことにある。

本実験の場合には、現地の平均粒径は $60 \sim 80 \text{ mm}$ であり、この粒径においては砂蓮は発達せず、発生する形状は平坦と砂堆であり、現地においても砂堆の発生が認められる。砂蓮の発生しない限界の粒径としては過去の研究結果から $1 \sim 2 \text{ mm}$ の粒径が求められており、本実験においてもこの程度の粒径を選定したい。

次に流砂量の相以としては、まずその前堤の限界掃流力の相以を考える。 70 mm の現地粒径の限界掃流力を用いて $\frac{1}{40}$ 模型での粒径を算定すると模型粒径は約 2.3 mm となり、これは上の条件にも合致する。故にこの粒径を対称に模型砂を選定することとしたが、種々選定の結果この粒径に最も近い表 5-1、図 5-1 の砂を選定し、実験の状況を観察することとした。

この場合流砂量および河床変動の時間の縮尺は次のようになる。

流砂量公式

$$q_b = \varphi(n) \cdot F(\tau_o/\tau_o) \frac{U_*^3}{[(\rho_s/\rho) - 1]g} \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

河床変動の連続式

$$\frac{d(Bq_b)}{dx} + (1-\lambda) \cdot B \frac{dz}{dt} = 0 \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

従つて流砂量の縮尺は

$$\frac{q_{bp}}{q_{bm}} = \frac{U_{*p}^3}{U_{*m}^3} \frac{\varphi(n)_p}{\varphi(n)_m} \frac{F(\tau_o/\tau_o)_p}{F(\tau_o/\tau_o)_m} = \left(\frac{h_p}{h_m}\right)^{\frac{3}{2}} \frac{\varphi(n)_p F(\tau_o/\tau_o)_p}{\varphi(n)_m F(\tau_o/\tau_o)_m} \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

また時間の縮尺は

$$\frac{T_p}{T_m} = \frac{Z_p \cdot X_p}{q_{bp}} \bigg/ \frac{Z_m \cdot X_m}{q_{bm}} = \left(\frac{h_p}{h_m}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{\varphi(n)_m \cdot F(\tau_o/\tau_o)_m}{\varphi(n)_p \cdot F(\tau_o/\tau_o)_p} \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

ここに

Q ; 流 砂 量 (cm^3/s)

B ; 川 巾

λ ; 砂の空隙率

T ; 時 間

F ; t_0/t_c で定まる定数

ϕ ; n で定まる定数

[4] 実験の方針および経過

固定床実験を通して、合流点調整策として導流堤案がしぼられてきた。

移動床実験においては、この成案を出発点として現れた問題点を逐次修正していくという考えのもとに、実験内容のバリエーションと実験内容の充実を目途として次のような2種の実験を試みた。

一つは、流況観察、水位測定、河床形状の測定のすべてを含んだ実験であり、一つは流況観察のみというものである。前者は導流堤構造などを变化させた場合に他ケースと比較を実施するためのもので一定の流量組合せのもとに実験を実施し、後者は、実験のバリエーションをもたして、各対策案に対して流量変化の影響をとらえ、対策案の問題点を明らかにするためのものである。

後者の場合においては、河床の成形は行わず、前者の実験後の河床をそのままとして通水した。

実験の通水継続時間は、通常現地のハイドログラフ等から決められるべきものであるが、特に定めず河床の変化の状態をみていき、ほぼ安定した状況において通水を中止した。

前者の場合はほぼ1時間であり、後者の場合は約30分である。

実験内容を示すと表5.2の通りである。各ケースの枝番の実験が流況観察のみのケースである。

通水流量としては中洪水程度と考えられる笛吹川 $700 \text{ m}^3/\text{s}$ 、重川、日川各 $150 \text{ m}^3/\text{s}$ の洪水を基本型とし、この実験に対する河床測定完了後枝番のケースについての実験を河床形状をそのままとして実施したわけである。

表-5.1 試料砂の平均粒径の算出

節の目 $d(mm)$	止まつた重量 (gr)	P (%)	遞 減 百 分 率	d_n	ΔP	$d_n \cdot \Delta P$
4.76	100	2.15	97.85	4.76	2.15	10.234
2.00	410	8.83	89.02	3.38	8.83	29.85
1.68	103	2.22	86.80	1.84	2.22	4.09
1.19	242	5.21	81.59	1.435	5.21	7.48
0.84	488	10.51	71.08	1.015	10.51	10.67
0.59	928	19.98	51.10	0.715	19.98	14.29
0.42	1,047	22.54	28.56	0.505	22.54	11.38
0.297	787	16.94	11.62	0.358	16.94	6.06
0.149	480	10.33	1.29	0.223	10.33	2.30
0.088	42	0.90	0.39	0.118	0.90	0.11
残	18	0.39	0	0.044	0.39	0.02
	4,645	100.00			100.00	96.484

。 d_n を算術平均にとる。

$$。 d_n = \frac{\sum d_n \cdot \Delta P}{\sum \Delta P} = \frac{96.484}{100.00} \approx 0.96 mm$$

図-5-1 試料砂粒径加積曲線図

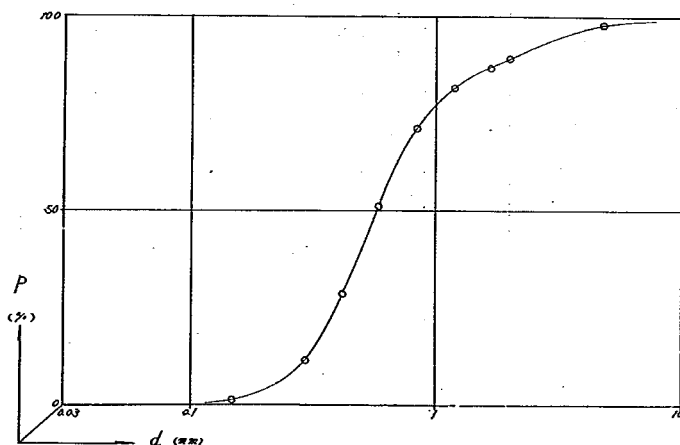


表 — 5. 2

実験番号	模 型 条 件	流 量 番 号	備 考
№ 6	現 状	Ⅲ	
6. ~ 1	"	I	
6. ~ 2	"	Ⅱ	
№ 7	計 画 案 — F L , H S	Ⅲ	
7. ~ 1	計 画 案 — F L , H S	Ⅱ	
7. ~ 2	F M (1 3 5 ^m) , H S	Ⅱ	F L と F M に変更
7. ~ 3	F M , H S	I	
№ 8	計 画 修 正 第 一 案	Ⅲ	図、 5.3
			5.5
№ 9	計 画 修 正 第 二 案	Ⅲ	
		Ⅱ	図、 5.4
			5.5
№ 1 0	計 画 最 終 案 , 水 制 設 置	Ⅲ	図、 5.6, 5.7,
1 0. 1	" "	I	5.5
1 0. 2	" "	Ⅱ	
№ 1 1	同 上	Ⅳ型 (600300.300)	
1 1. 1		Ⅱ	
1 1. 2		I	

表 — 5. 3 導 流 堤 構 造

	笛 吹 川 導 流 堤	日 川 導 流 堤
№ 7	不透過—非越流型延長 2 0 0 ^m	不透過、非越流型延長 1 0 0 ^m
№ 8	不透過、非越流型延長 1 3 5 ^m A型水制巾員 4.5 ^m 延長 3 0	不透過非越流型延長 4 0 ^m A型水制巾員 4.5 ^m 延長 3 0 ^m
№ 9	不透過非越流延長 1 3 5 ^m C型水制巾員 1 1 ^m 延長 3 0 ^m	不透過非越流型延長 4 0 C型30 ^m , B型30 ^m , A型30 ^m (巾員各11 ^m)
№10.11	同 上	不透過非越流型延長 5 5 ^m D型15 ^m , B型30 ^m , A型30 ^m (巾員各11 ^m)

実験概要をのべておくと、

実験 $\#$ 6は、まず現状（昭和38年河床）河床形についての実験を実施したもので、河床に現われる現象を実積河床形と比較した。実験結果は水当り等の状況が非常に類似しているものとみなすことができた。

実験 $\#$ 7は、固定床実験で定められた最良案に対する実験であり、固定床同様軽量ブロックにより不透過で非越流型として実施した。7～2.3においては、実験結果より笛吹川導流堤FL（200^m）を65^m短縮して、FM（135^m）としたものである。

$\#$ 8、 $\#$ 9はさらに導流堤の構造に透過部分を加えたもので、詳細は図5.2、5.3に配置図を示し、使用した水制構造は図5.4に示す。

$\#$ 10、 $\#$ 11は日川側導流堤の構造を多少修正を加え、さらに合流点下流左右岸に水制を設置して、その影響を調べた。配置図は図5.5に、新設水制構造は図5.6に示す。

測定内容は、各ケースの筆頭ケースのみ水位、河床形状、流跡線測定を行い、他は流況観察のみを行った。

補給砂は各河川の最上流端断面において投入し、補給の目安としては各投入地点断面の河床高をを一定の高さに維持する方法を採用した。

水位の測定は、最上流端の測定を除き、固定床と同一断面を選定し、測点については各断面毎に2～4点にしほり、5分おきとした。

図-5-2 計画案導流堤と計画修正第1案の比較平面図

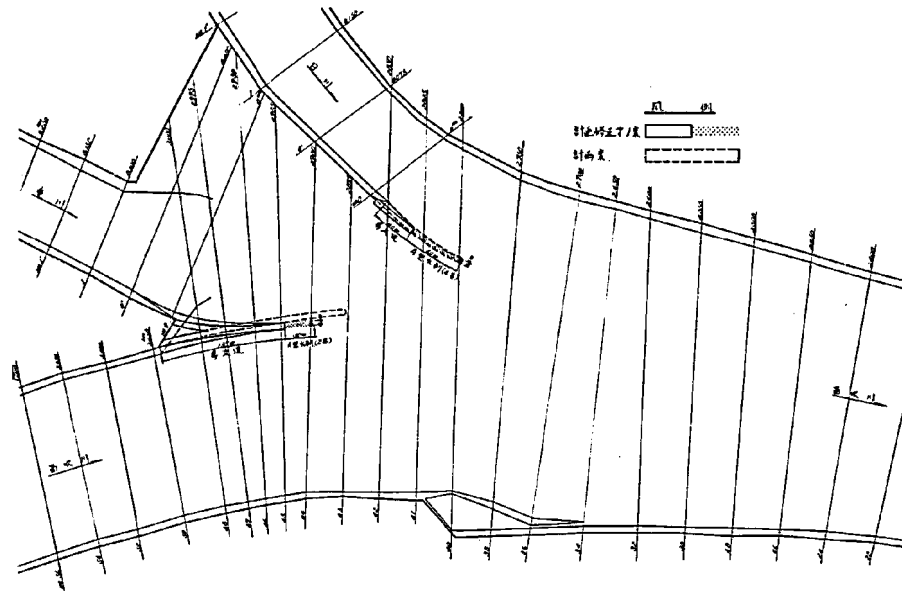


図-5-3 計画案導流堤と計画修正第2案の比較平面図

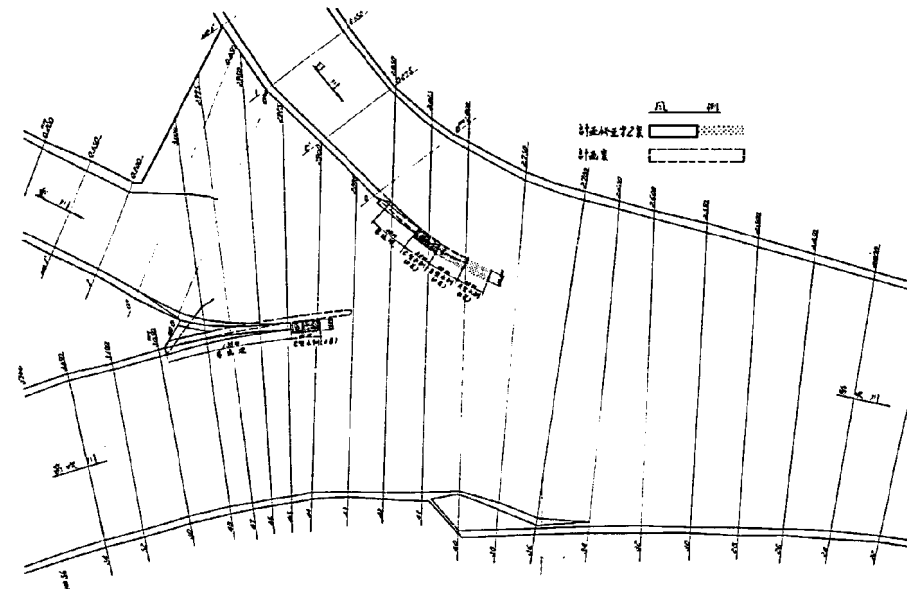


図-5-5 最終案導流堤及び笛吹川下流左右岸沿の水制中空三角ブロック設置概要平面図

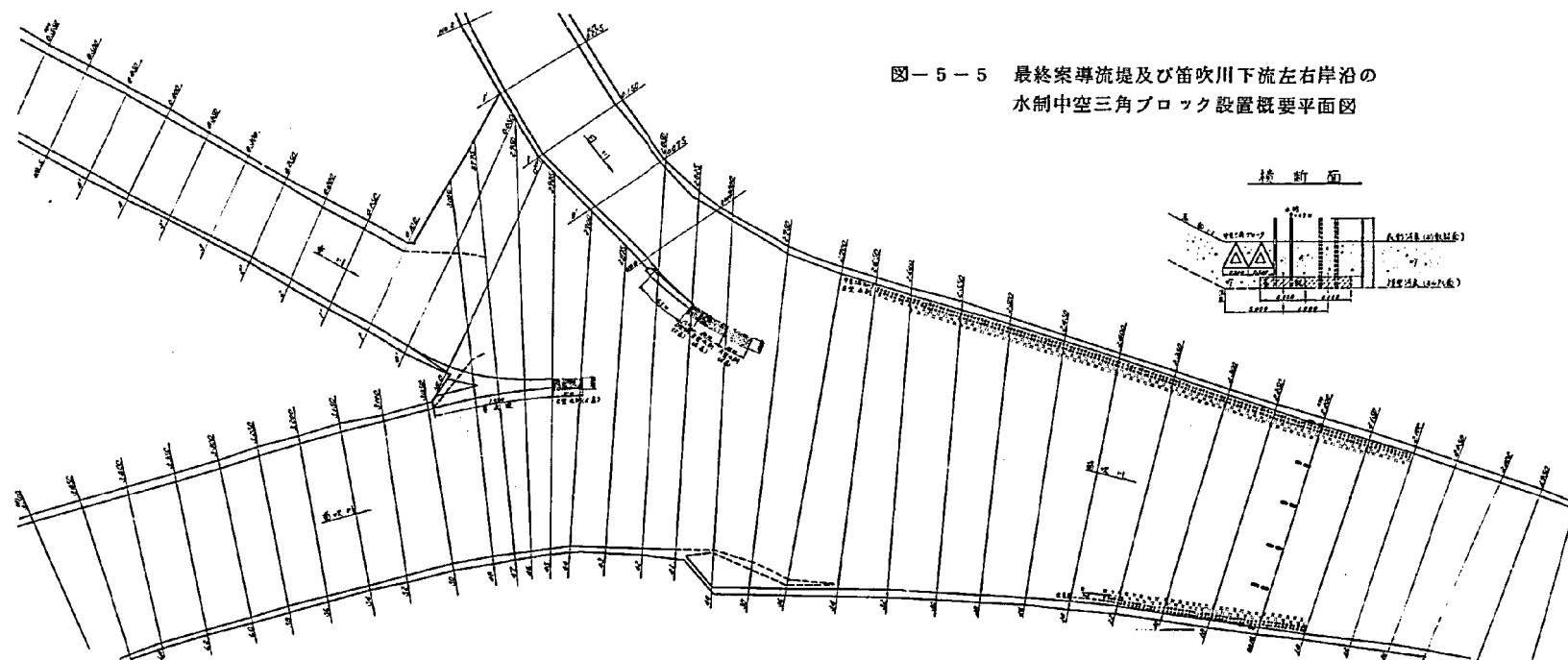
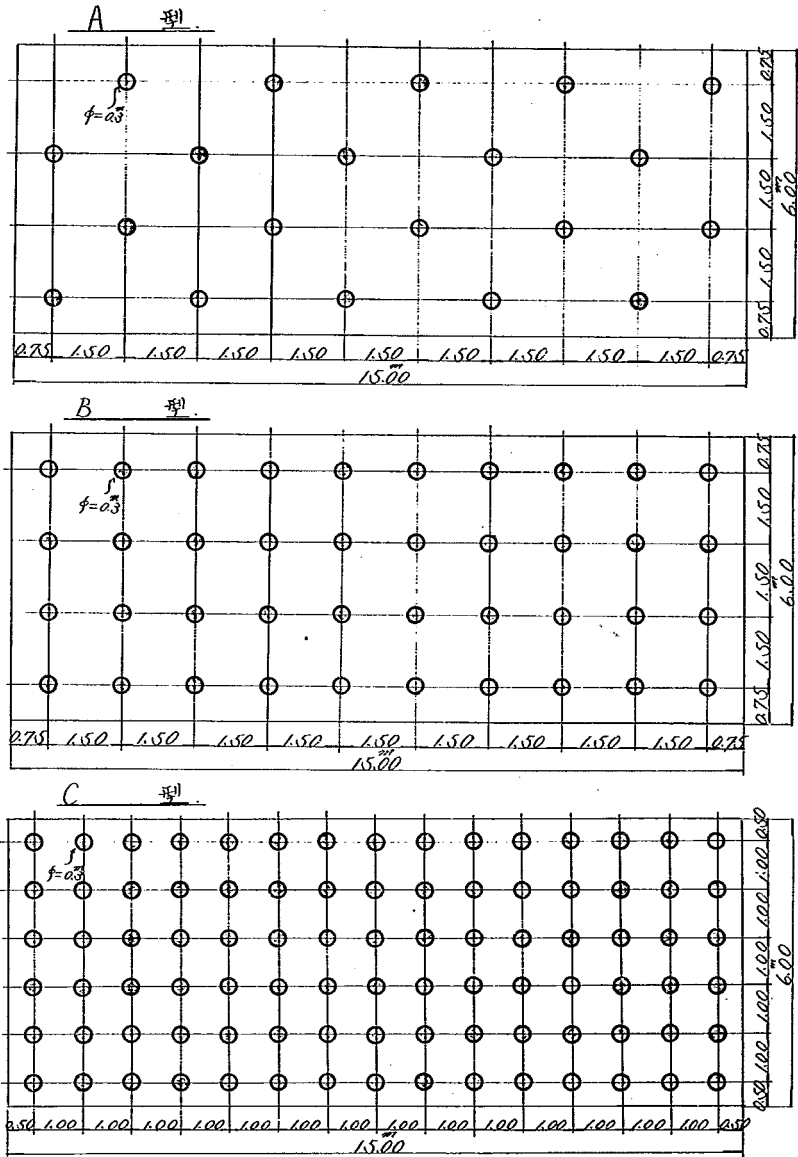


圖-5-4 水制種別詳細平面圖



〔5〕 実 験 結 果

移動床模型による実験では、河床形が時々刻々変化していき、それにつれて流況も変化する。

固定床模型の河床型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、実験条件と河床形の間に対応関係がみられず、洪水時の河川に現われる種々の流況をみることは困難である。

特に合流点においては、各川の出水条件によつて河床形が微妙に変化するために移動床による検討が望ましい。

この移動床実験としては、

- a 通水開始時の流況
- b 流況の変化と河床変化の傾向
- c 最終的河床形状
- d 河床変動量

等を明らかにし、各ケースに生じる問題点を明らかにすることにあるが、このために実験結果を次のように整理した。

a 流 況 図

実験終了時の流跡線図を示す。

b 等 高 線 図

実験終了後、各断面における河床高を10cm間隔で測定し、等高線図を作成する。これにより砂堆の形成の状態がわかる。

c 河床状態のスケッチ図

bによつて河床の状態は把握できるが全体の概況をスケッチし、深堀れ位置、砂堆の形成をとらえた。

d 洗堀堆積平面図

測定横断について、動水前断面形（S38年断面）と通水後断面の差を記し、砂の移動状態を示した。

e 河床変動縦断面図

横断面をもとに各断面の洗堀堆積量を算定し、縦断面図を作成した。

f 横 断 図

通水前の断面形状と実験後の断面形状を併記した。

g 水 位 図

横断方向の水位変化も大きいので、平均水位をもとに縦断面図を作成した。

各実験ケースに共通していえることは、合流点附近にかなり大きな砂堆を形成することである。

この砂堆の形は流況によつて分裂したり、一体となつたりするが、その規模は現地になおして数メートルに達する高さ、数百メートルにわたる広がりをもつ巨大なものである。また各流況により表われる河床の形状は、現地の航空写真上に現われた状況と非常に類似していると考えられた。

以下に各ケースに対する実験結果の詳細を記述する。

(1) 現状模型実験………実験 No. 6

1. 給砂量

各支川の最上流端から、上流端の河床変化が生じないように補給を実施した。給砂量は表 5—4 の通りである

流砂濃度をみると一見非常に量が多いことがわかる。ことに笛吹川の補給量が多く。この合流点においては笛吹川の流れが支配的なことがうかがえる。

表 5—4

河川名	流量 (実物) m^3/s	通水 時間 (分)	実施給砂、給水量		流砂濃度	摘 要
			給水量全量 (模 型)	給砂量全量 (模 型)		
笛吹川	700	60	$2.5 \times 10^8 \text{ cm}^3$	$1.9 \times 10^6 \text{ cm}^3$	4500 ppm	空隙率 0.4
重 川	150	60	0.53×10^8	0.16×10^6	1800 "	
日 川	150	60	0.53×10^8	0.20×10^6	2300 "	

(5.1) 式の土研式より模型の数値をもとに流砂量を算定する。

後にみる笛吹筋の実験値は、現地換算して粗度係数 $n_p = 0.029$, $B_p = 150 \text{ m}$, $h_p = 1.2 \text{ m}$,

$I_p = 1/100$ でありこれを模型換算すると、 $n_m = 0.0157$, $B_m = 375 \text{ cm}$, $h_m = 3 \text{ cm}$,

$I_m = 1/100$ であり $\therefore \phi(n)m = 3.5$, $u^2 = 29.4 \text{ cm}^2/\text{s}^2$

平均粒径 $d_m = 0.1 \text{ cm}$ を用いると、 $u_{*c}^2 = 5.5 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ となり、 $\tau_o/\tau_c = 5.35 > 3$

故に $F \approx 1$ となり、60分間の計算流砂量は $0.46 \times 10^6 \text{ cm}^3$

である。実際の補給砂量ははこの約5倍になっている。

今この実験でもとめた水深、勾配等をもとに、水深：(5—4)式から時間縮尺を計算すると、

$$\frac{T_p}{T_m} \div (40)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{3.5}{0.623} \div 3.5$$

となり、実物と模型の時間縮尺は約3.5倍となり、実験の1時間は現地では3.5時間に対応することになる。

ただしこの値は、模型においても実物においても土研式で表わされたとした場合のもので、実際には、この実験の給砂量にもみられるごとく理論式との差異が生じて結論はだし難く、また $\phi(m)$ の値により大きく変つてくるという問題点のために、各地点で変化し、上の数値は一つの目安として利用したい。

2. 流況と河床変動

実験No.6に現われた流況の特徴を移動床実験の状況がとらえられるように箇条書にすると、

- (a) 笛吹川上流3.5 Km附近中央に洲があり、兩岸を流れてきた流れは、3.3 0 Km附近で合流し、このとき右岸からの流れは大きく、左岸への流勢をつよめて合流部に向う。
- (b) 合流部においては、笛吹川から重川出口にまわりこむ流れが実験開始直後から現われ、重川と合流して日川にむかう。この笛吹川の流れによつて笛吹川左岸堤の延長上に洲をつけていく。
- (c) 重川上流は蛇行しており、合流点附近では左岸の流勢が大で、右岸側はわずかに流れている程度で中央部に洲をおいていくのがみられる。
- (d) 日川は、合流点附近では左岸側の流れは小さいもので、右岸堤沿いにすすむ。
- (e) 日川右岸堤終端附近から、流れは左岸側に向い、笛吹重川の流れとともに、左岸側に対して大きな水当りをなす。
- (f) 合流点中央部に目を転じると、右岸側万年洲から始まる合流部の全容が流れとともに判然と現われてくる。大きくとらえると、3 Km附近に始まり、2.3 0 0 Km下流にまでおよぶ7 0 0 Km以上の洲ともとらえられる。
- (g) この洲の上の流れをみると、左岸に向う流れとしてはさきにふれた笛吹、重、日川の三川の流れを合せた左岸を衝く流れの下流において、洲の前縁から左岸にむかう斜め流れがあり、洲を成長させるとともに左岸側の流れをますます成長させている。洲の前縁は相当を高さにおよんでいる。
- (h) 右岸側については、笛吹上流から左岸側によつた流れの一部が2.7 Km附近より次第に2.3 5 Km右岸に向う流れを生じている。右岸上流を通つてこの流れと合する流れは小さい。

(i) 左岸側は、2.3 5 Kmより下流、右岸側は2.2 5 Kmより下流ではそれぞれ堤防にそう流れがみられる。

(j) 実験中における主要な変化をみると、

(i) 重川出口附近の右岸沿いの流れは笛吹川の流れに押しやられて極端に方向を左岸に押しやられて合流する。

(ii) 合流点下流左岸側においては、全体に洲は大きく発達して左岸側に深堀れがすすむ。2.7 Km~2.3 Kmが特にけしい。

(iii) 右岸側の流れは、合流点附近での左岸部の堆積がすすむにつれて、右岸側をまっすぐに流下する流れがつよまり、中央から2.3 5 Kmにむかう流れが弱まってくる。

この最終の流況は、図-5.7の流線図、図-5.8の等高線図-5.9の河床状態図、図-5.10の洗堀堆積平面図にみることができる。これらをさらに詳細にみると、

(a) 左岸2^k550前後の深堀れが非常に大きい。横断面図5.11よりみると、平均河床以下4 mにおよぶ。

(b) 右岸2^k350近辺は水当りに比して、洗堀の度合が大きい。横断面図5.12よりみると平均河床以下3^mにおよんでいる。

(c) 笛吹川、重川の合流点においては、笛吹川左岸堤の延長上に砂洲が形成され、この部分の堆積は特に大きい。

(d) 実験流量と最もちかい実績洪水36年6月出水のあとと考えられる。昭和38年1月の平面図と比較すると、水当り箇所、砂堆の形状、みおの道筋が非常に以ていることがうかがえる。

(e) 洗堀堆積図を河床形態の上からみると、砂堆上で堆積がすすみ、岸沿いには流砂の補給が十分をされず兩岸部分で洗堀がすすんでいるように考えられる。

3. 水位

固定床による実験結果と比較し、また移動床における粗度の検証等を行う。

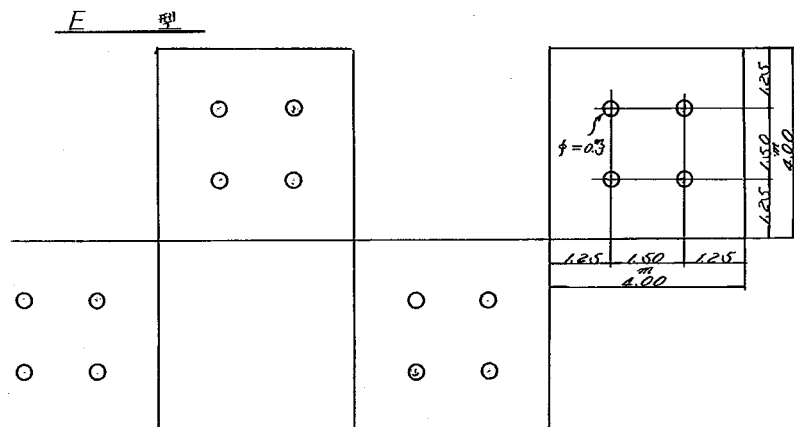
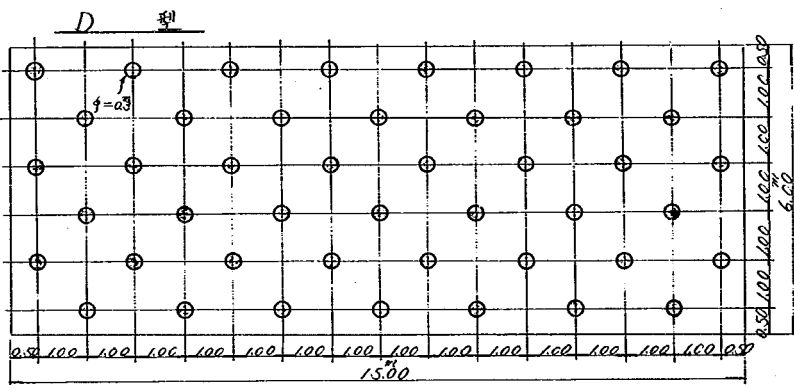
水位図には、横断面図から整理した平均河床高、最深河床高を併記した。図6の実験結果を図-5.13、表5.5に記す。

水位をみると、重川、日川は固定床とほぼ等しいが、笛吹川は上流部において約50^{cm}低下している。

縦断的にながめると、重川の水位は下流で堰上げ気味であるようにみられる。

これらの水位から粗度係数を逆算してみる。水面勾配、川巾、河床勾配とも代表値を選ぶの

図-5-6 水制種別および中空三角ブロック詳細平面図



中空三角ブロック.

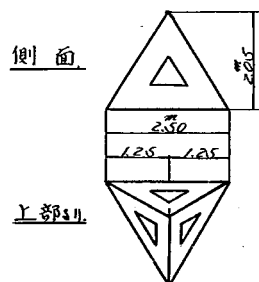


表-5.5 水位測定値表

(現状-移動床)実験 No. 6

$$Q = \left. \begin{array}{l} \text{苗吹川} \quad 700 \text{ 噸} \\ \text{重川} \quad 150 \\ \text{日川} \quad 150 \end{array} \right\} 1,000 \text{ m}^3$$

$$H = TP + 202.340 \text{ m.}$$

註: 時間は模型値

河川名	断面番号	測点番号	水位													
			0分	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	
			南始時													終了時
			No.	No.	TP. m.											
苗吹川	18	2	283.770	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
		平均	283.770	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
		28	1	283.864	283.814	286.100	286.100	286.264	286.264	286.100	286.036	286.036	286.036	286.036	285.672	283.672
			3	285.494	285.720	285.772	285.772	285.742	285.732	285.612	285.636	285.536	285.536	285.536	285.504	285.504
			5	285.924	285.920	285.812	285.800	285.800	285.820	285.852	285.780	285.680	285.632	285.674	285.616	285.384
			7	285.504	285.702	285.702	285.702	285.572	285.420	285.352	285.248	285.368	285.320	285.352	285.424	285.472
	平均		285.697	285.816	285.856	285.849	285.932	285.814	285.750	285.682	285.665	285.626	285.645	285.557	285.528	
	40	1	288.544	288.680	288.720	288.812	288.672	288.564	288.552	288.576	288.664	288.664	288.640	288.640	288.640	
		3	288.056	288.020	288.304	288.244	288.356	288.468	288.726	288.484	288.512	288.504	288.676	288.676	288.804	
		5	287.864	287.846	288.156	288.116	288.476	288.580	288.576	288.716	288.576	288.416	288.548	288.440	288.672	
		7	288.484	288.504	288.528	288.544	288.572	288.572	288.476	288.520	288.520	288.496	288.572	288.572	288.620	
		平均	288.252	288.296	288.428	288.477	288.555	288.511	288.570	288.553	288.571	288.527	288.547	288.572	288.637	
	46	2	279.600	279.772	279.972	279.972	279.968	279.044	279.116	279.228	279.280	279.280	279.488	279.016	279.172	
		3	289.876	279.460	279.060	279.060	279.164	279.280	279.056	279.056	279.340	279.372	279.436	279.444	279.464	
		5	279.184	279.120	279.096	279.104	279.480	279.560	279.536	279.536	279.536	279.536	279.536	279.536	279.536	
		7	279.240	279.308	279.332	279.364	279.376	279.376	279.476	279.476	279.456	279.352	279.364	279.584	279.636	
		平均	279.060	279.162	279.228	279.228	279.252	279.317	279.426	279.435	279.412	279.391	279.360	279.337	279.433	
		50	1	271.088	271.016	271.160	271.216	271.340	271.480	271.680	271.440	271.340	271.320	271.476	271.428	271.468
	3		271.660	271.356	271.782	271.516	271.666	271.626	271.672	271.560	271.684	271.684	271.620	271.720	271.840	
	平均		271.374	271.286	271.444	271.365	271.402	271.450	271.444	271.510	271.503	271.498	271.498	271.538	271.647	
	60	1	271.940	271.004	271.920	271.776	271.810	271.680	271.684	271.684	271.756	271.756	271.904	271.820	271.824	
		3	271.116	271.944	271.944	271.980	271.940	271.944	271.944	271.944	271.944	271.944	271.944	271.944	271.944	
		平均	271.380	271.744	271.914	271.870	271.870	271.812	271.812	271.812	271.850	271.850	271.850	271.850	271.850	
	70	1	276.740	276.772	276.988	276.746	276.700	276.712	276.720	276.720	276.720	276.720	276.720	276.720	276.720	
		3	276.360	276.380	276.512	276.412	276.432	276.600	276.596	276.700	276.720	276.700	276.680	276.420	276.520	
		平均	276.654	276.680	276.746	276.681	276.576	276.654	276.644	276.644	276.612	276.658	276.676	276.676	276.676	
重川	1	1	271.076	271.084	271.288	271.008	271.008	271.076	271.304	271.208	271.120	271.628	271.412	271.208	271.216	
		3	271.616	271.436	271.920	271.708	271.576	271.536	271.646	271.580	271.636	271.660	271.672	271.722	271.616	
		平均	271.346	271.370	271.614	271.353	271.272	271.306	271.384	271.384	271.388	271.474	271.642	271.470	271.416	
	5	1	274.706	274.712	274.812	274.780	274.812	274.820	274.812	274.792	274.816	274.800	274.820	274.820	274.820	
		3	274.600	274.644	274.564	274.564	274.564	274.564	274.620	274.620	274.620	274.620	274.620	274.620	274.620	
		平均	274.668	274.678	274.688	274.676	274.676	274.680	274.720	274.720	274.720	274.720	274.720	274.720	274.800	
白川	0	1	288.872	288.772	288.900	288.900	288.860	288.840	288.910	288.910	288.910	288.910	288.910	288.910	288.910	
		3	288.956	288.956	288.956	288.956	288.956	288.956	288.956	288.956	288.956	288.956	288.956	288.956	288.956	
		平均	288.746	288.924	288.924	288.924	288.924	288.924	288.924	288.924	288.924	288.924	288.924	288.924	288.924	
	2	1	水なし	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		3	271.980	271.980	271.980	271.980	271.980	271.980	271.980	271.980	271.980	271.980	271.980	271.980	271.980	
		平均	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	

図-5-7 終了時の流跡線図

(計画修正第2案～移動床)実験No. 12

$Q = 700 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H = 77 + 202.340 \text{ m}$

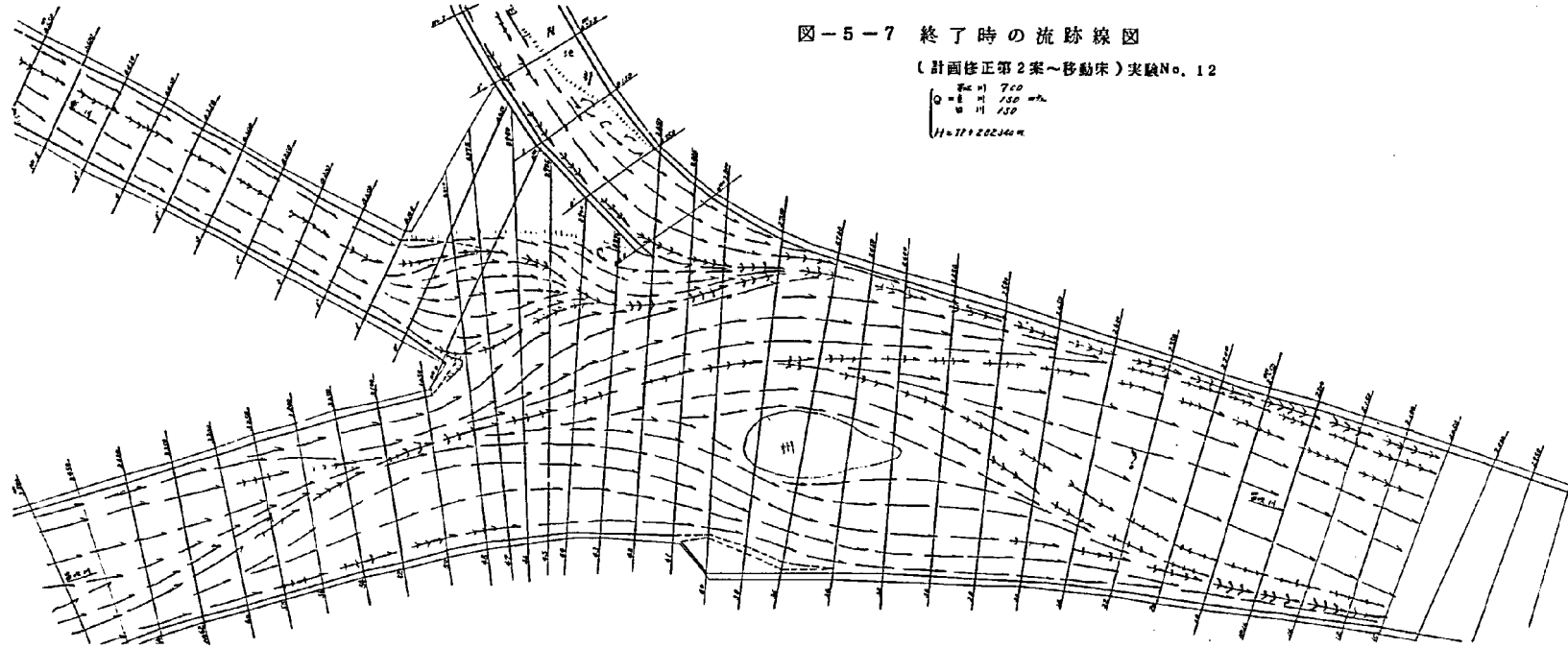
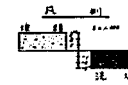


図-5-8 合流付近洗掘堆積図

(2D 概一移動床)

$Q = 700 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H = 77 + 202.340 \text{ m}$



注: ① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪ ⑫ ⑬ ⑭ ⑮ ⑯ ⑰ ⑱ ⑲ ⑳ ㉑ ㉒ ㉓ ㉔ ㉕ ㉖ ㉗ ㉘ ㉙ ㉚ ㉛ ㉜ ㉝ ㉞ ㉟ ㊱ ㊲ ㊳ ㊴ ㊵ ㊶ ㊷ ㊸ ㊹ ㊺ ㊻ ㊼ ㊽ ㊾ ㊿
 ① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪ ⑫ ⑬ ⑭ ⑮ ⑯ ⑰ ⑱ ⑲ ⑳ ㉑ ㉒ ㉓ ㉔ ㉕ ㉖ ㉗ ㉘ ㉙ ㉚ ㉛ ㉜ ㉝ ㉞ ㉟ ㊱ ㊲ ㊳ ㊴ ㊵ ㊶ ㊷ ㊸ ㊹ ㊺ ㊻ ㊼ ㊽ ㊾ ㊿

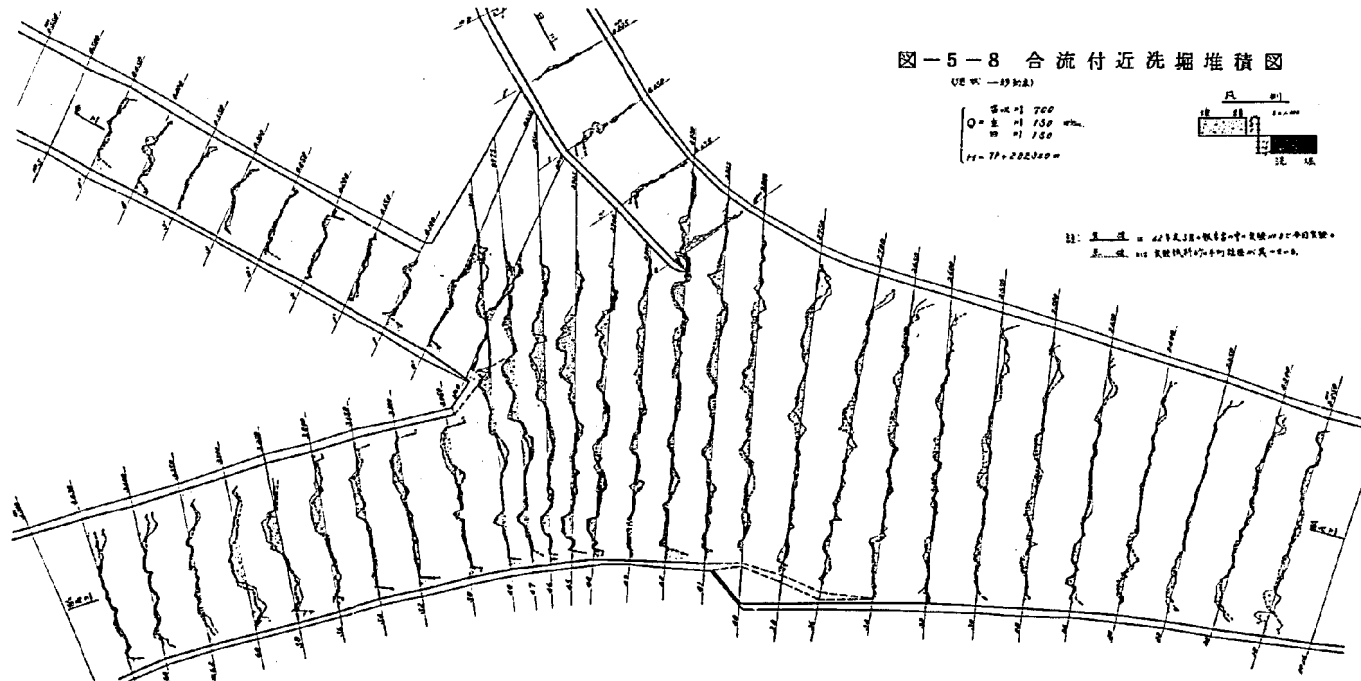


图-5.9 河床等高线图 $S=1:2,500$

(现状—移动床) 头验 No. 6

Q = 苗次川 700 m³/s
 重川 150
 日川 150 } 1,000 m³/s
 $H = TP + 282.340 \text{ m}$

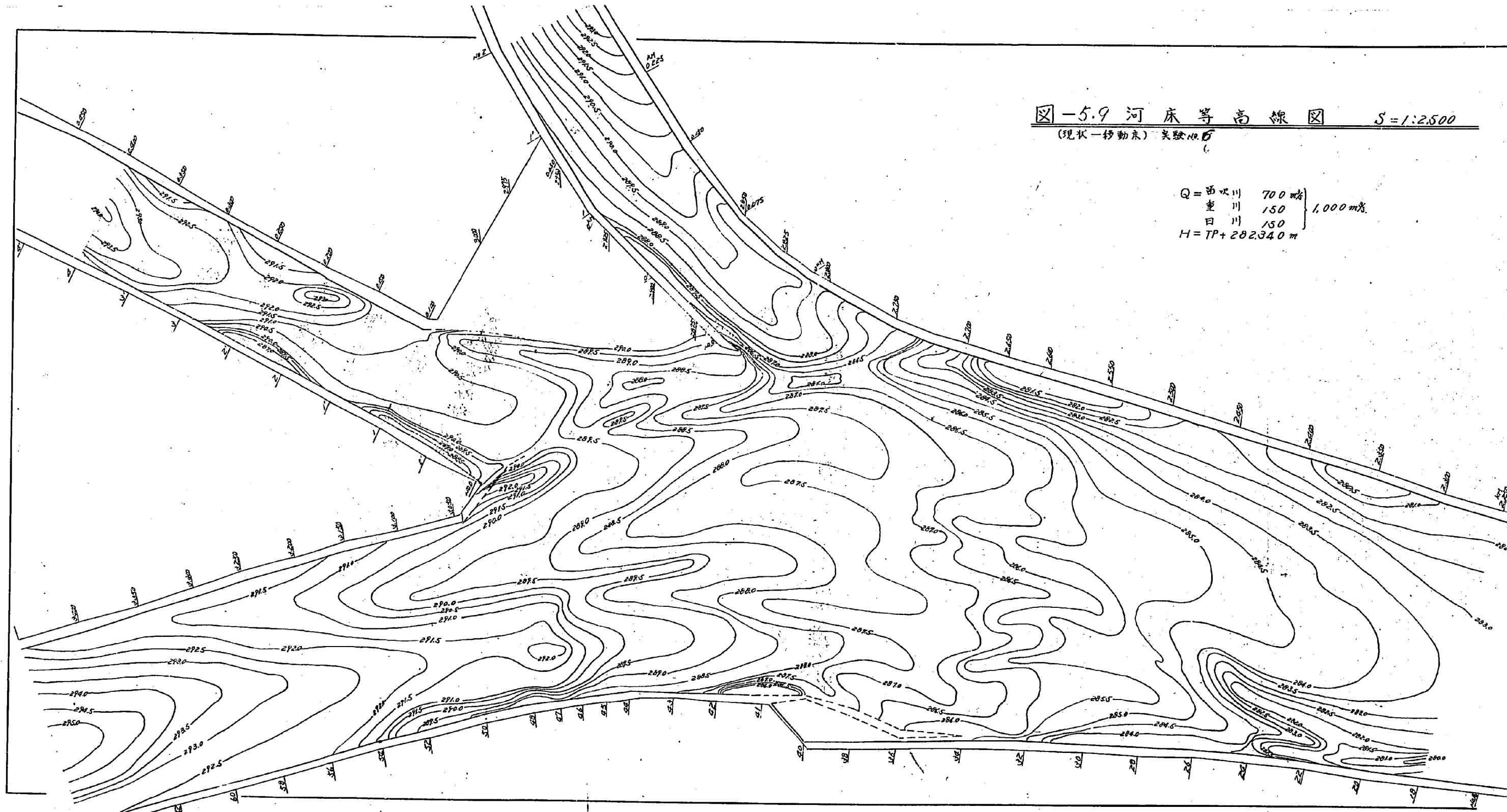
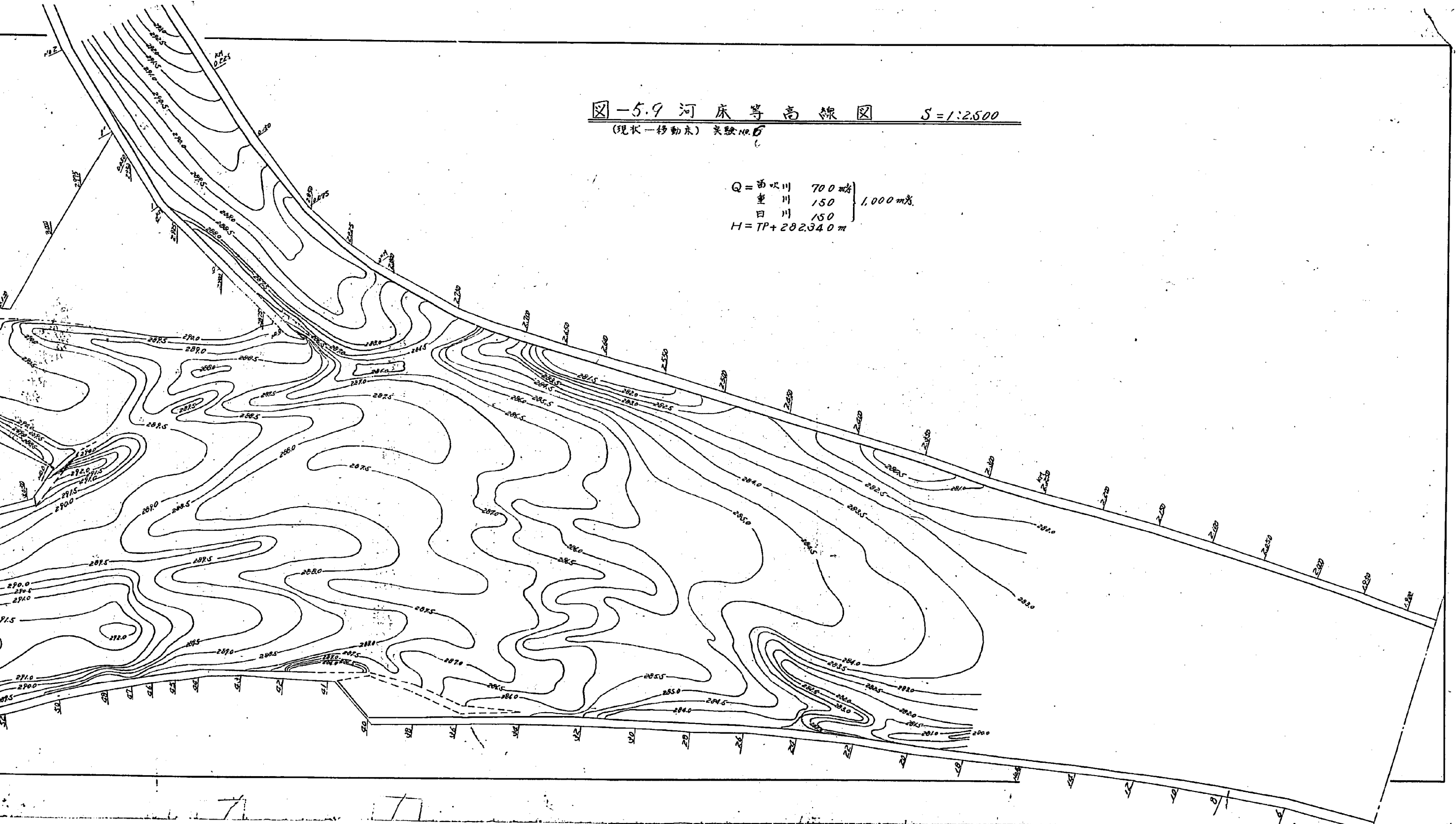


图-5.9 河床等高线图 $S=1:2.500$
(现状—移动床) 实验 No. 6

Q = 苗吹川 700 m³/s
重川 150
日川 150 } 1,000 m³/s
 $H = TP + 202.340 \text{ m}$



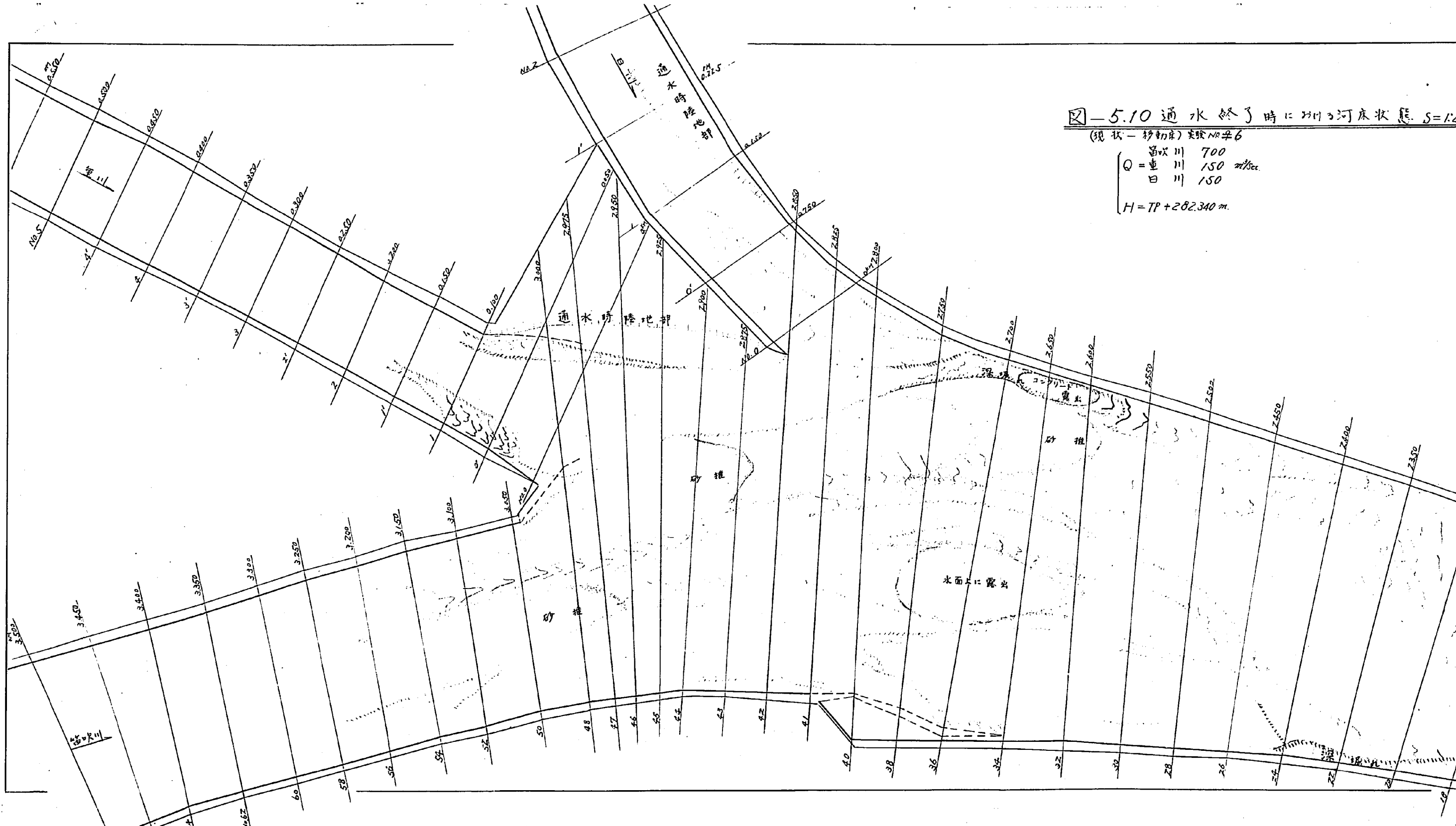


図-5.10 通水終了時に川の河床状態 $S=1/2$

(現状 - 移動床) 実験 No. 6

$Q =$ 富沢川 700
 重川 150 m³/sec
 白川 150

$H = TP + 282.340 \text{ m}$

(現狀—移動床) 實驗 NO 96

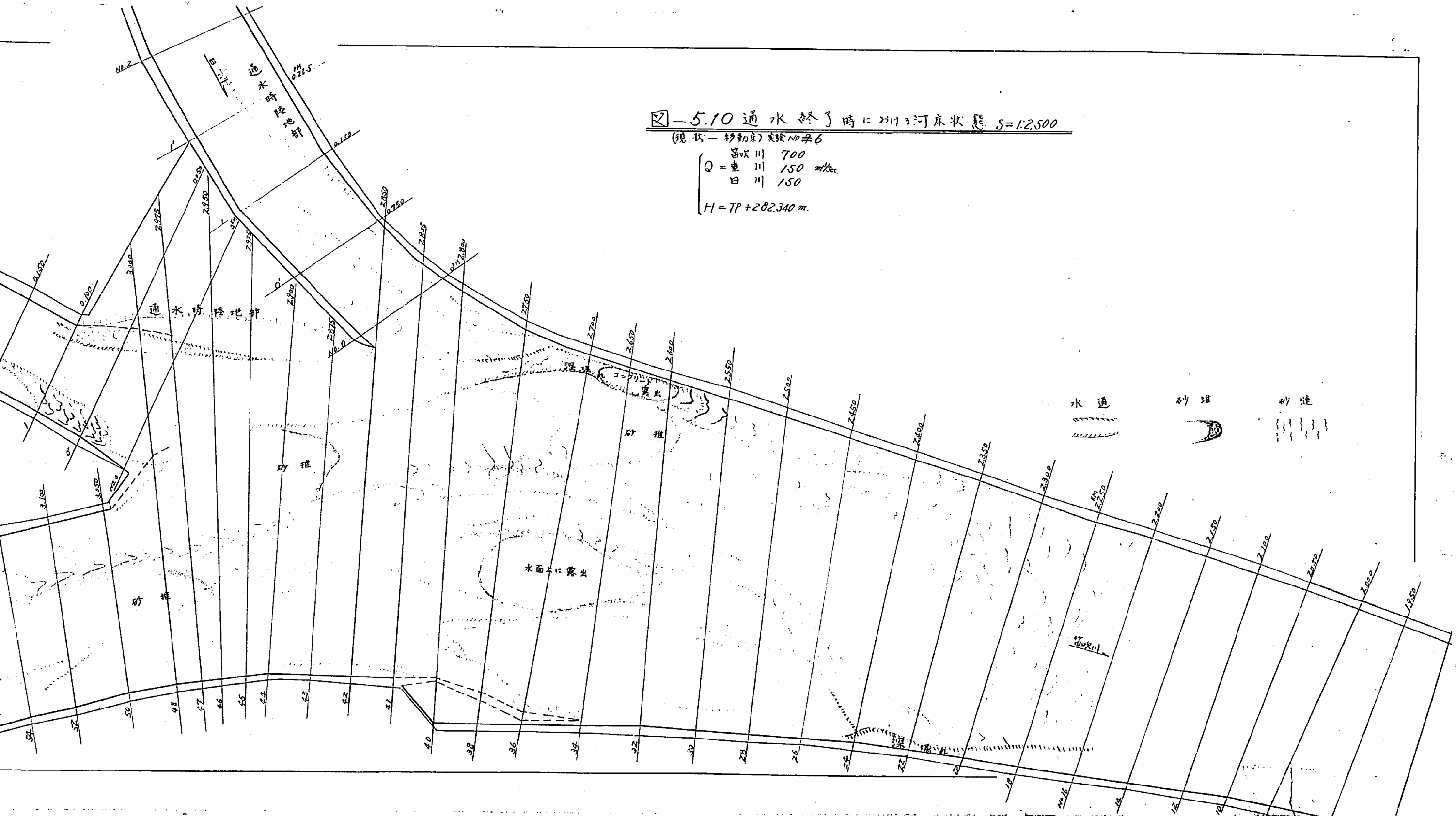
$$\left[\begin{array}{l} Q = \begin{array}{l} \text{高次} \\ \text{重} \\ \text{日} \end{array} \begin{array}{l} || \\ || \\ || \end{array} \begin{array}{l} 700 \\ 150 \\ 150 \end{array} \end{array} \right] \text{ m}^3/\text{Sec.}$$
$$H = TP + 282.340 \text{ m.}$$


図-5-11 洗堀，堆積横断面図(笛~No. 30)

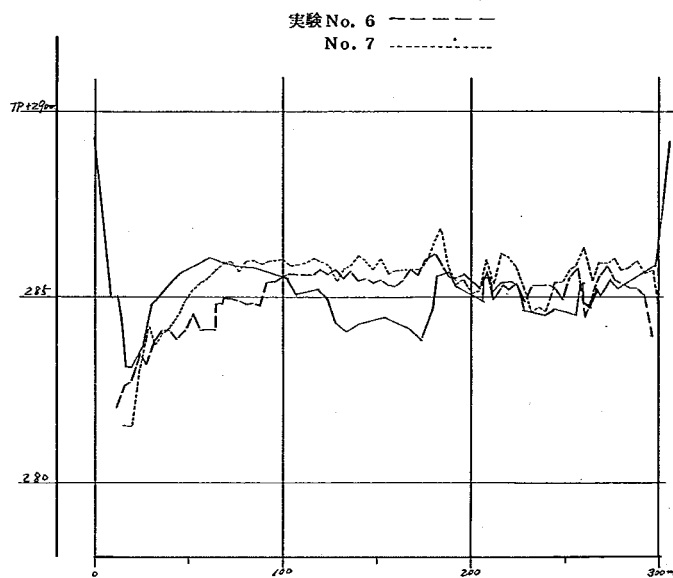


図-5-12 洗堀，堆積横断面図(笛~No. 22)

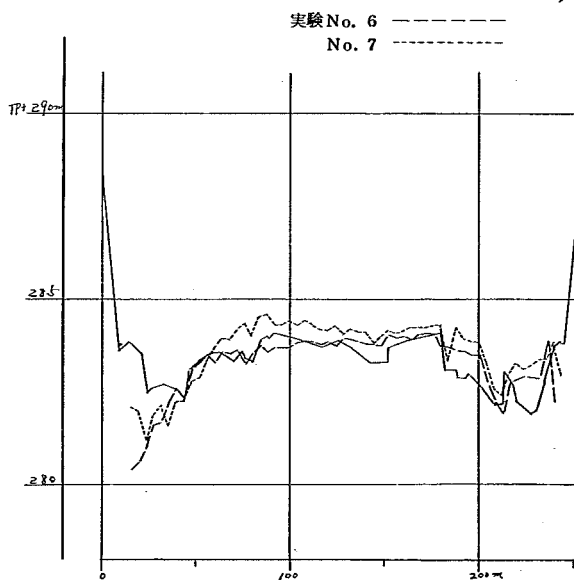
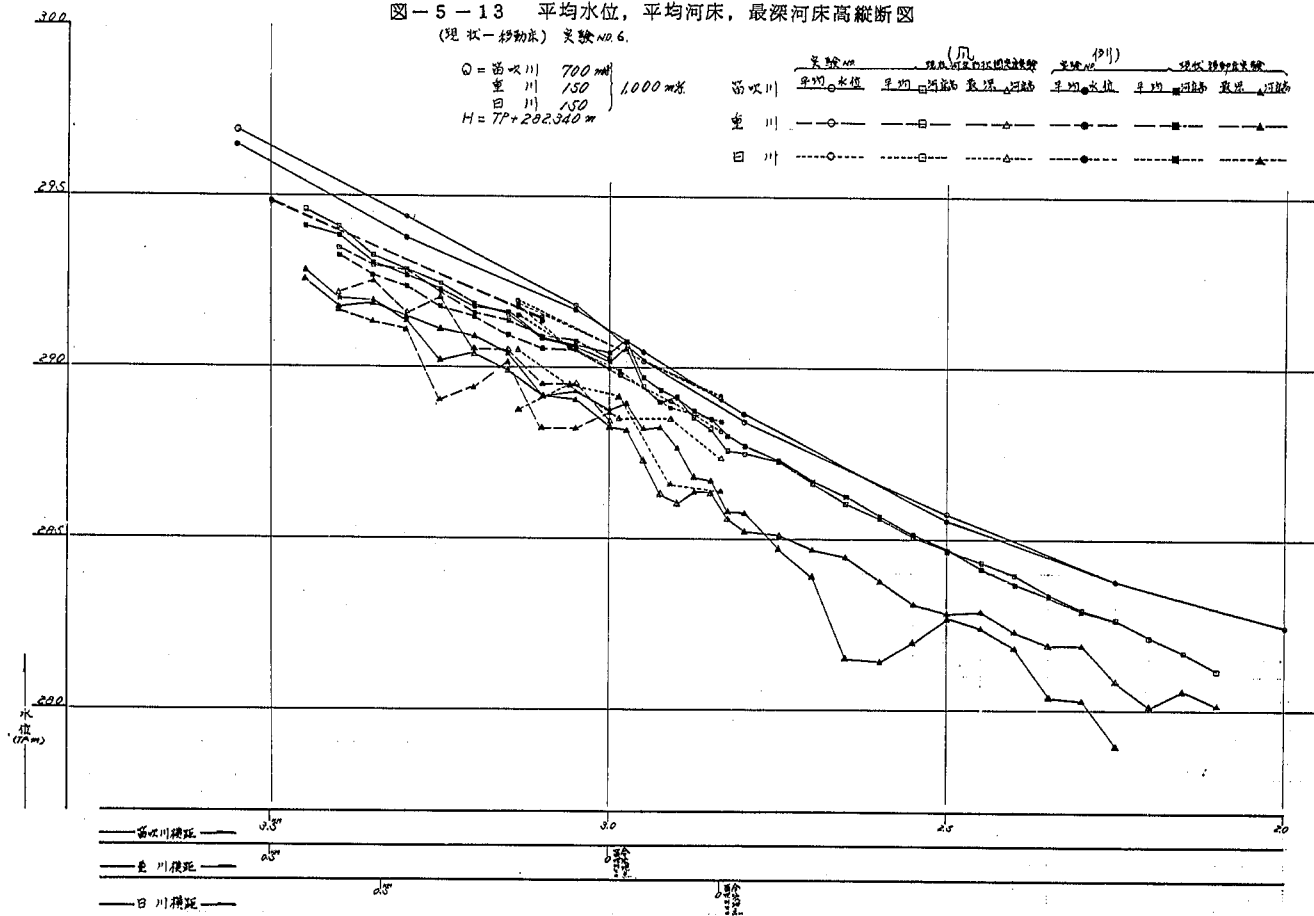


图-5-13 平均水位, 平均河床, 最深河床高縱断面图

(现状-移動物) 実験 No. 6.

Q = 苗吹川 700 m³/s
重 川 150
日 川 150
H = 7P + 292.340 m

実験 No. (凡) 例
苗吹川 平均水位 平均河床 最深河床 平均水位 平均河床 最深河床
重 川 —○— —□— —△— —●— —■— —▲—
日 川 —○— —□— —△— —●— —■— —▲—



はなかなかむつかしいが、平均的に以下の値を抽出する。

笛吹川については、

$$B \div 1.50^m, h \div 1.2^m, I = 1/100 \text{ より } n = 0.029$$

重川については、

$$B \div 7.5^m, h = 0.6^m, I = (35/400) \text{ より } n = 0.02$$

日川については、代表値を選ぶのは一寸困難である。

この数値をみると5割の巾があるが、固定床の粗度係数とほぼ同等の値をもつて流れていることが認められ、ほぼこの条件で実験をすすめていってよいものと考えられる。

4. 実験6の結論

以上の実験を通して次のことがいえる。

1. 合流点下流左岸の水当りは非常に大きく、そのために洗堀が大きい。
2. 合流点下流右岸は流勢は小さいが、土砂の供給がなされず洗堀量は大きい。
3. 昭和38年の航空写真と実験後河床を比較すると非常に類似している。
4. 重川は水位からみると笛吹川、日川に堰上げされているように考えられる。
5. 合流点直下流の断面は全体として堆積傾向が顕著である。

(2) 実験6～9……導流堤設置の影響

実験6～実験9は、現状模型に現われた左右岸の深ぼれ、特に左岸側の水当りに対処するために、笛吹川および日川に導流堤を設置した一連の実験である。

それらの修正の概要は〔4〕においてのべたが、実験上にあらわれた現象が導流堤部を除き類似しているためここで一括してとりあげる。

なおこの実験から、笛吹川にかかる中央道橋の橋脚を2.21^{Km}に設置し、この構造物周辺の洗堀についても観察検討を行うこととした。この橋脚図はさきに 図4-2に記した。

なおこの際、これまでの実験の砂止位置が2.05^{Km}ではあまりにも橋脚に接近しすぎるため、その位置を1.90^{Km}に移設した。

まず、これらの修正の要点をあげると、

- a 笛吹川左岸導流堤を不透過の67の構造で設置した実験結果によると、導流堤は実験開始後しばらくはその右岸側を洗堀されるが、すぐに堆積傾向となり、さらに導流堤の延長上にも洲をつけていくのがみられる。この結果によると導流堤の延長をさらに短縮し得ることが期待され、200^mから65^m短縮

して135^mとして実験7-2を実施した。結果は良好なものであつたが、実験開始時において導流堤前面から重川へまわりこむ流れがはげしく、透過構造物を設置することが望ましいと考えられた。

その案として、A型水制を設置し、さらに杭間隔をせばめたC型構造に改造した。

- b 日川側導流堤については、重川左岸流の水当り部は流砂を途中に堆積させて導流堤まで運搬しないため、限界掃流力程度になるまで洗掘され、水当りに比してかなり大きな洗掘深となり、また、導流堤端に重川と笛吹川の流れが集中するため、40^mを不透過のままとし、その下流部を透過構造とすることが望ましいと考えられた。

実験 α 8においてはその透過構造部60^mをA型水制で設置し、実験 α 9では水制の粗密の割合を変化させるとともに30^mの増設を行い、透過の利点をいかすとともに、重川の流れをできるだけ下流に導びき、下流左岸の水当りの減少をはかつた。

1. 給砂量

この導流堤設置の実験においても、河床整形はすべて現状模型と同一とし、同様の砂の補給を行つた。

砂の補給量は1割程度の増減がみられるがほぼ同一である。

2. 流況および河床変動

流況を各ケースおりまぜて個条書きにのべていくと、

- a 通水開始時の流況は、現状模型に比して、左岸側の水当りは非常に少なく、導流堤の効果が大きい。通水が進行するにつれて、左岸にむかう流れにより砂堆の前縁が左岸側に進行していき、左岸側への水当りが始まり、深堀れ位置が下流に進んでくる。現地2.5^mの砂厚がとられて床見えも発生する。
- b 右岸側の流れは、この実験を通じてやはりゆるやかなものであるが、深堀れはやはり大きい。

この実験を通して、右岸側の深堀れは静的なものであることがかなり明らかになつた。即ち2.7Km中央から右岸2.35^{km}附近に向う流れは、その流水の運搬する流砂の大部分を砂堆上に堆積させ、また砂堆の前縁に段丘状に堆積させて右岸沿いに下流へ運搬する流砂は非常に少い。このことは左岸側についても同様にいえることであるが、右岸側において特に顕著である。この洗掘の状態は実験終了時40分～50分（模型）頃から、かなりはつきり認められる2Km900附近の右岸沿いの流れが到達するところから埋もどされはじめ、ある程度の深さでとどまることが認められた。

c この上流からの流れは、流水と流砂の交互作用によるもので、通水開始時は右岸側万年洲が高く、右岸側を流れにくい、時間の経過につれて中央部の砂堆の堆積がすすみ、流れが右岸側にもどつてくるという機構によるものと考えられる。

d 笛吹川導流堤の笛吹川側については、通水開始時にやや洗堀をうけるが、上流からの流砂をまづつて10分程度でうめもどしをうける。これは、本実験の流量と河床形、導流堤のバランスがとられていないために初期に洗堀をうけるものと考えられる。

導流堤先端においては、不透過時は重川へむかう流れがはげしいが、透過構造にするとその流れはゆるやかになる。導流堤の延長上には笛吹川の流れが洲をつけていくのがみられる。

e 重川の流れは $0^k 100$ 附近から段丘上に洲をつけていき、流れは左右岸にわかれ中央部はよわい。またこの流れは時間的流量的に洲の形成につれて片よりがみられる。笛吹川左岸導流堤沿いの流れは、この $150 \frac{m^3}{s}$ では小さく深ぼれの心配はないが計画型の流量配分の $350 \frac{m^3}{s}$ では $0^k 00$ 附近でかなりの深ぼれがみられた。

左岸から日川導流堤に向う流れは、左岸無堤部をまわつて流砂をういて導流堤にむかい、同様に中央部の流れも途中で洲を形成して堆積し流砂の少い流になつて導流堤に向う不透過構造ではかなり洗堀が大きい。

日川導流堤先端は、重川と笛吹川の両者の流れをうけて不透過ではその洗堀は現河床から 2^m 以上洗堀されコンクリート床が見える。

透過構造とすると重川の流れのほとんどが透過部を通過し、日川と合流して左岸に向う

笛吹川の流れによる、笛吹川導流堤延長の洲による出口の埋設とともに水制内に低水路の形成されることが想定される。

f 重川の $0.1 Km$ より下流は堆積気味であるが、水位をみると、上流にはほとんど影響していない。

g 日川導流堤重川側は、全体として堆積がすすんでいるが、水制の密度をあげた実験、 $\#8$ 以降は洗堀がみられる。

以上の三実験の結果の代表として実験 $\#9$ の流線図を図5.14、等高線図を図5.15河床状態図を図5.16、洗堀堆積平面図を図5.17、水位図を図5.18に示す。

3. 実験結果の結論

a 以上の実験を通して、合流点における導流堤の設置は左岸の水当りをやや緩和する

図-5-14 終了時の流跡線図

(計画修正第2案～移動床)実験No. 12

$Q = 700 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H = 17 + 202.140 \text{ m}$
 2.21m 地点に設置

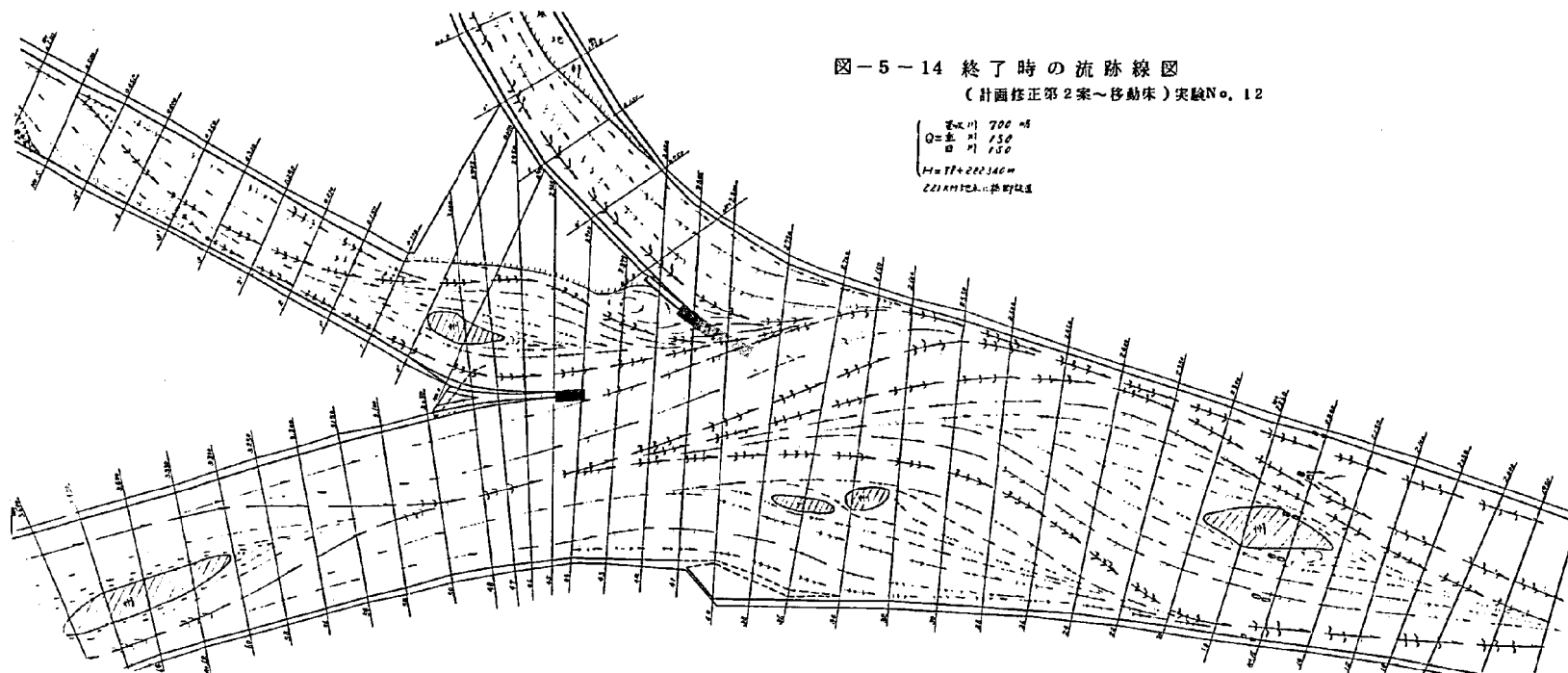


図-5-15 合流付近洗堀堆積図

計画修正第2案～移動床 実験No. 12

$Q = 700 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H = 17 + 202.140 \text{ m}$
 2.21m 地点に設置

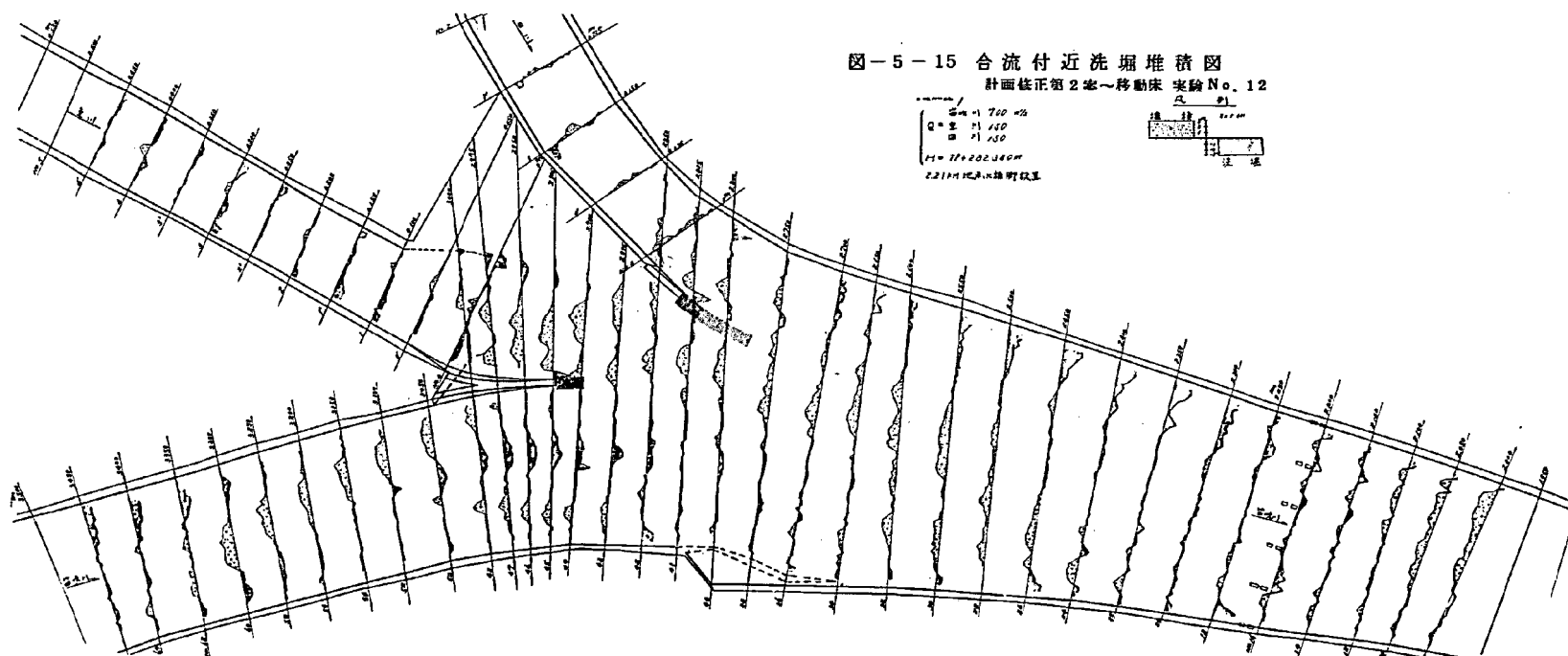
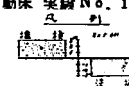
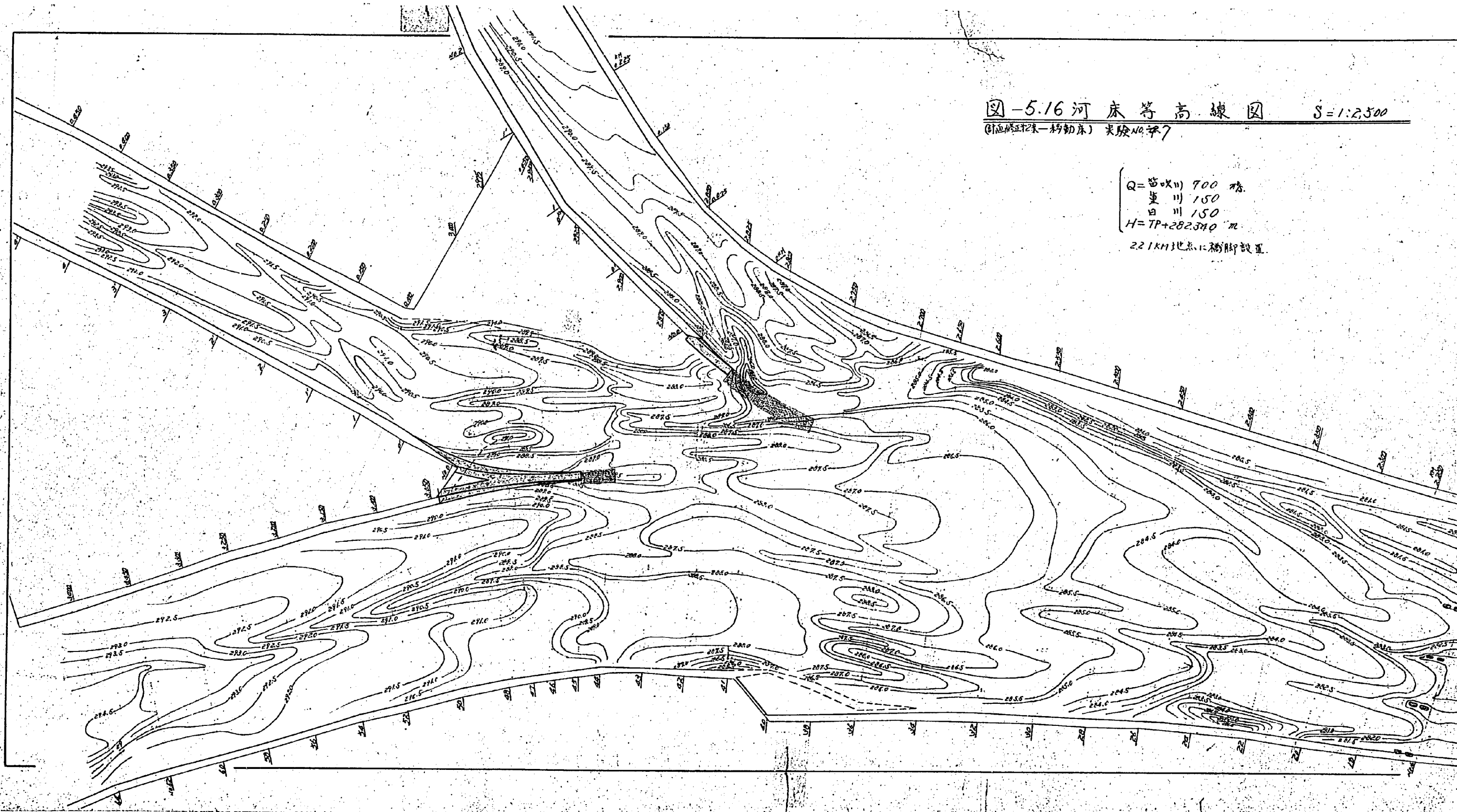


圖-5.16 河床等高線圖 $S=1:2,500$
(剖面線22米—橋軸床) 吳段NO.7

$Q = \text{笛吹川} 700 \text{ 秒}$
 $\text{美川} 150$
 $\text{日川} 150$
 $H = TP + 282.540 \text{ m}$
 221KH地点に橋脚設置



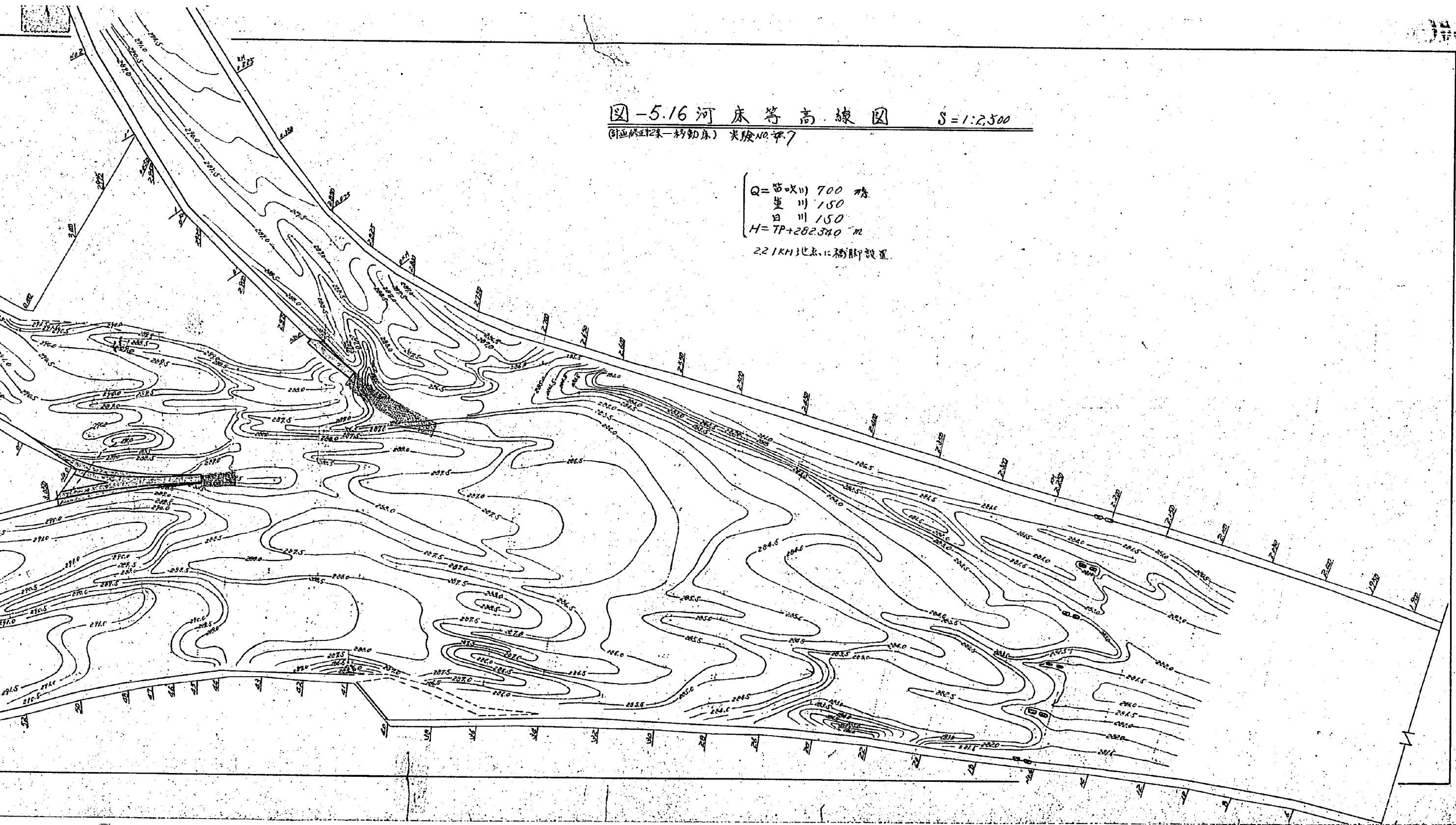


図-5.16 河床等高線図 $S=1:2,500$
(計画修正線-移動床) 実験NO. 7

Q=笛吹川 700 秒
 斐川 150
 日川 150
H=TP+282.340 m
2.21KM地点に橋脚設置

図 5.17 通水終了時に於ける河床状態 $S=1:2.500$

(計画橋上22架 ~ 移動床) 実験 No. 9

苗吹川 700 m/s
 $Q =$ 重川 150
 白川 150

$H = TP + 282340m$

2.21KM 地点に橋脚設置

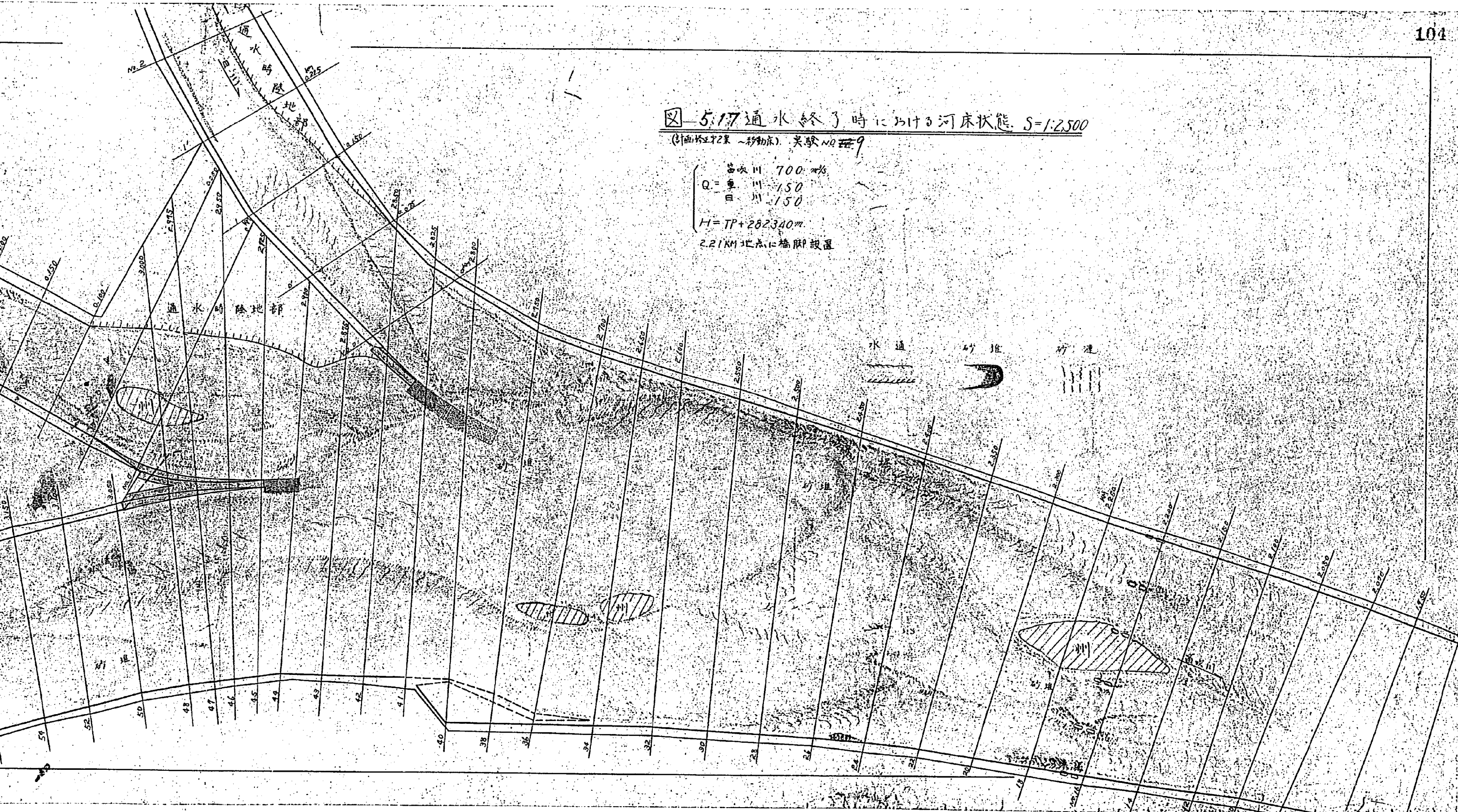
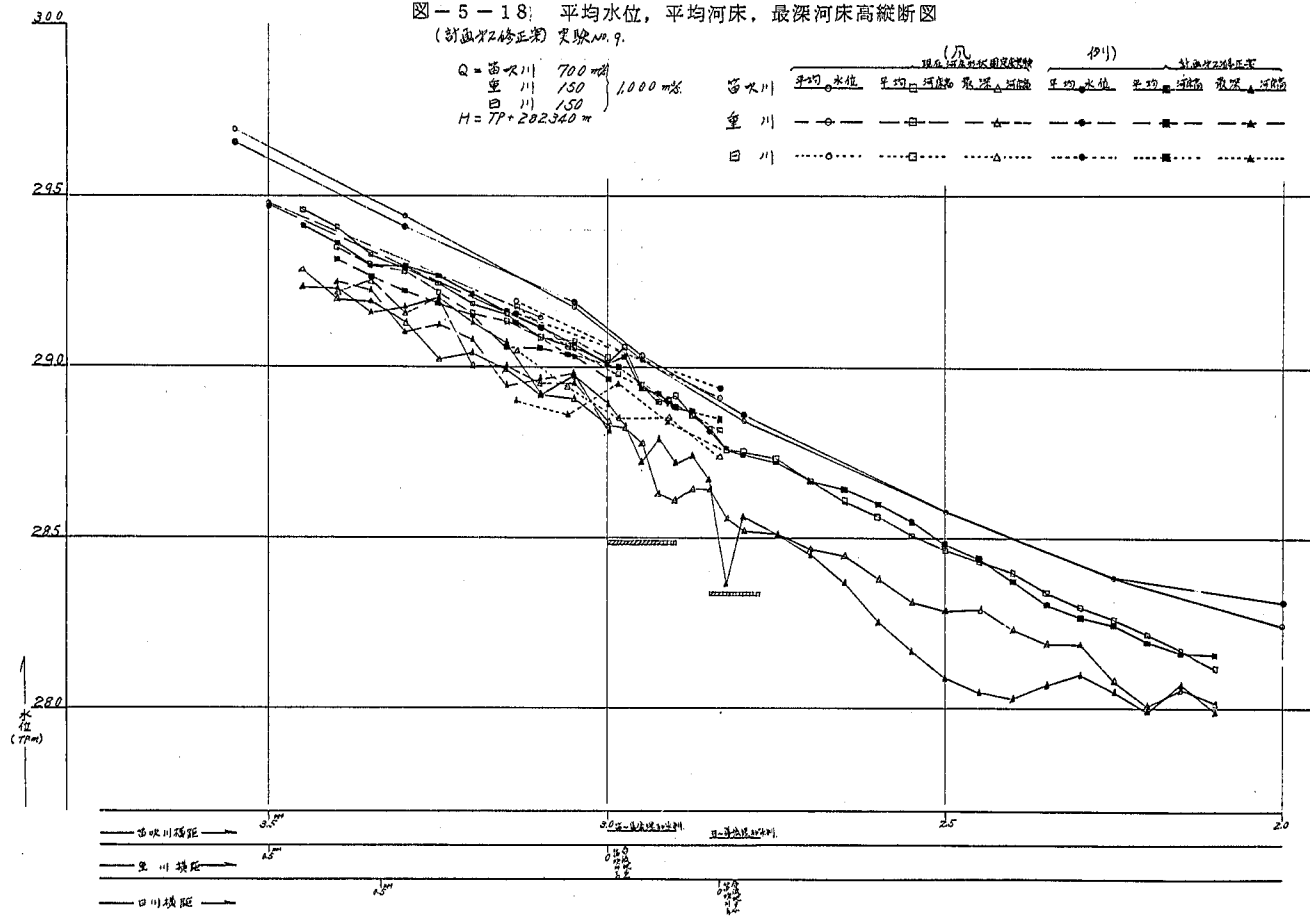


图-5-18: 平均水位, 平均河床, 最深河床高縱断面

(鄂西平江五渠) 实验 No. 9.

Q = 苗吹川 700 m³/s
 重川 150 } 1000 m³/s
 田川 150
 H = 77 + 202.340 m



働きがあるが、この左岸の水当りは合流地点全域にまたがる砂洲の動きによるものであり、導流堤の設置のみによつては、この水当りを消しすることができない。

b 右岸側の深掘れは、静的な流れによる深掘れであり水当りに比して、かなり洗掘深が大きい。しかし上流の流れの変化をまつて埋もどされ、洗掘深は左岸側よりはるかに小さいとみられる。

c 重川出口は、笛吹川、日川の両川にさえぎられて堆積傾向であるが、この部分の影響は水位にほとんど影響があらわれておらない。

導流堤なしの場合には、笛吹川の流れが左岸堤の延長上に洲をおいて重川に流れこんでいたが、この流れが重川の堆砂を掃流していたため低い河床高を保っており、この部分が導流堤設置により堆積され平衡状態に近づいたものと思われる。

(3) 実験 No. 10. ~ 11 水制設置の影響

(2)の実験を通して、導流堤としての妥当な形状をほぼ見出すことができたが、この合流点の問題としては、合流点にひろがる砂洲の動態が支配的で、この洲の動きによつて左岸側の水当りが支配されているため導流堤のみによつては合流点調整が困難であることが提示された。

したがつてこの対策としては、

a 岸から横工を出し、堤防にむかつてくる流れをはねる。

b 護岸の前面の根固水制を強化する。

の2案のような直接的な対策が期待されてくる。

a は、このような急流河川においては維持の点から一寸考えることは困難であり、現地でも実施されているbの案が現実的なものと思われる。

この水制案に対応するものは、本川合流点下流の左右岸にみつけられるもので、これらの構造および設置法はII-(1)-(5)に述べた。今この実験にとりあげるものは、合流点にみられる四基構とか聖牛等とは直接関係なく、一応これらのものを模倣したものとして、図5-6の水制を図5-5のように千鳥に設置し、その後方に三角中空ブロックをおいた。

この配置は、本実験の前に予備実験により、効果を調査して実施したものであるが、水制のピッチは航空写真から4基構のピッチを読みとつて8mとした。

合流部の導流堤については、計画、修正第2案のうち、日川側導流堤の非越流部を15m延長して45mの長さとし、c型水制は15m短縮し、さらに粗にしてB型に近いD型水制とし、笛吹川側は前ケースのままとした。

実験 No. 10 No. 11 は、この導流堤構造と以上述べてきた水制構造とを組み合せて実験を実施

し。

この構造を計画最終案と呼び、これらの配置図は、図5-5に示す。

実験 $\alpha 10$ と $\alpha 11$ の相違は、 $\alpha 10$ は今まで検討してきた通り流量配分を表4-2のⅢ型として実施したもので、 $\alpha 11$ は右岸側の深ぼれの位置づけを行うために笛吹川 $600\text{ m}^3/\text{s}$ 、重川日川各 $300\text{ m}^3/\text{s}$ の流量配分で実施した。この流量は重川、日川の流量を多くして右岸への水当りを強化しようとして実施した。

1. 実験 $\alpha 10$ の流況

個条書に $\alpha 9$ までの実験にあらわれた流況との変化をのべていく。上流部の流況はほとんど同じであり、ここでは主として下流部の流況が問題となる。

- a 笛吹川中央から左岸沿いの流れは、 2.75 Km 附近で重川および日川の主流と合流して、更に左岸側へ向うが、岸への接近はこれまでのようにすすまず、 2.50 Km 附近で最も近ずき、それから下流では流れは河心に向う。
- b 左岸側の水制は、 2.40 Km 附近より上流の洗堀はかなりはげしい。この地点より下流も洗堀傾向であるがそれほど堀られていない。
- c 時間の経過につれて、左岸の接岸位置がやや下流へ下つてきた。水制設置部の流れは、上流からの流れが水制の粗度効果により、除々に排除され 2.40 Km 附近からかなりはつきりした河心への流れが成長し、その流線につれてみおがついてきた。

水制の後方につけた中空三角ブロックの効果は非常に大きいようである。

- d 右岸側では、右岸よりおよび中央部の流れが、 2.5 Km 附近から右岸 2.3 Km へと大きく彎曲して向う流況を呈し、 2.30 Km 附近が局部的に洗堀され、水制部河心よりのところで在来河床より 3 m 以上も堀られて、水制基礎(図5.5参照)がみられるようになった。

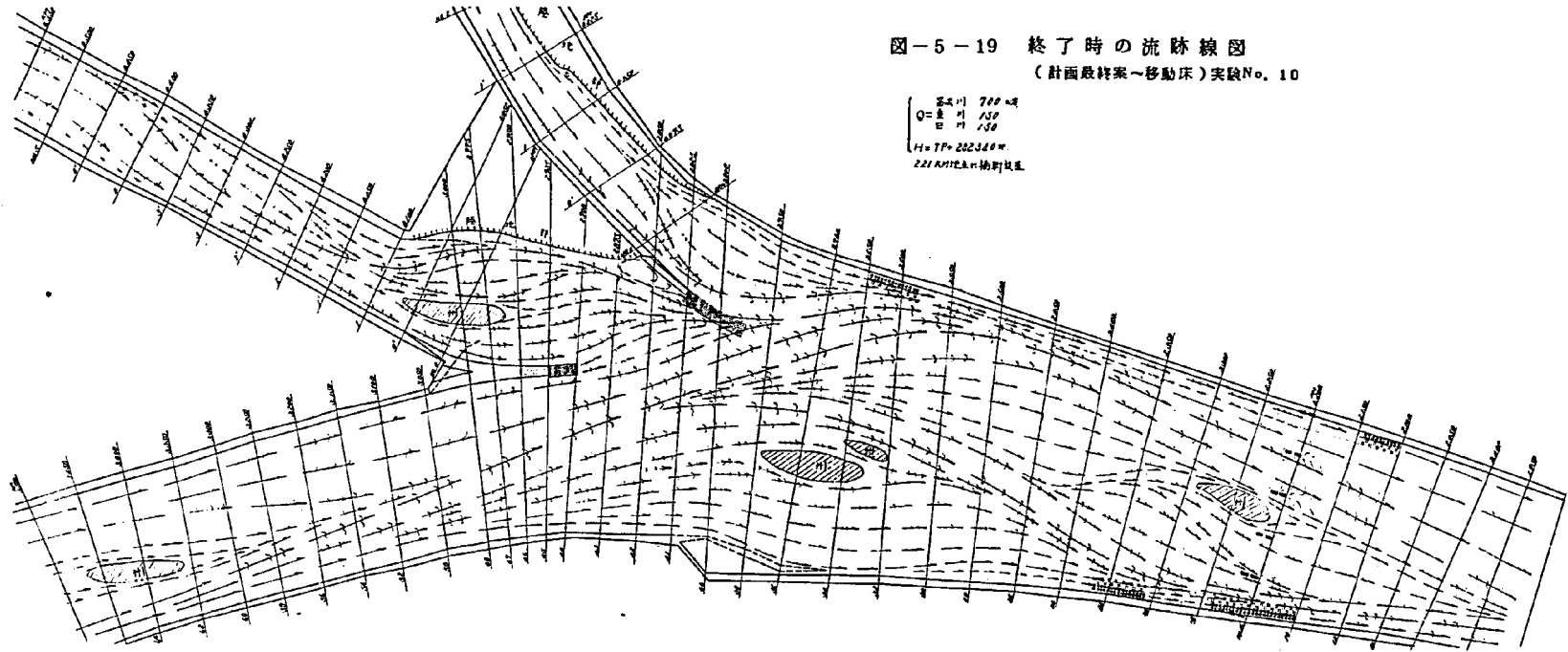
その後この深堀れは、 2.1 Km 附近までのびていつたが、流速はこれまでの実験と同じく緩いものである。

以上の流況は、図-5.19の流線図、図-5.20の等高線図、図-5.21の河床状態図からみることができ、また水制の効果は等高線図、図5.22の洗堀堆積図から読みとることができる。左岸側の水制より河心よりのみおは、昭和38年の航空写真にもはつきりしており、現地においても水制効果が大きいことがわかる。

水位および横断図からよみとつた平均河床および最深部をとり出すと、図-5.23の通りである。

$$Q = \begin{matrix} & \text{高川} & 700 \text{ 吨} \\ \begin{matrix} \text{高川} \\ \text{中川} \\ \text{低川} \end{matrix} & \begin{matrix} 150 \\ 150 \end{matrix} \end{matrix}$$

$$H = TP + 202340 \text{ 元}$$
 221 AM 地区内 勘野 設置



$$Q = \begin{cases} \text{공액가} & 700 \text{ 원} \\ \text{호} & 150 \\ \text{비} & 150 \end{cases}$$

$$H = TP + 292.348 \text{ 원}$$

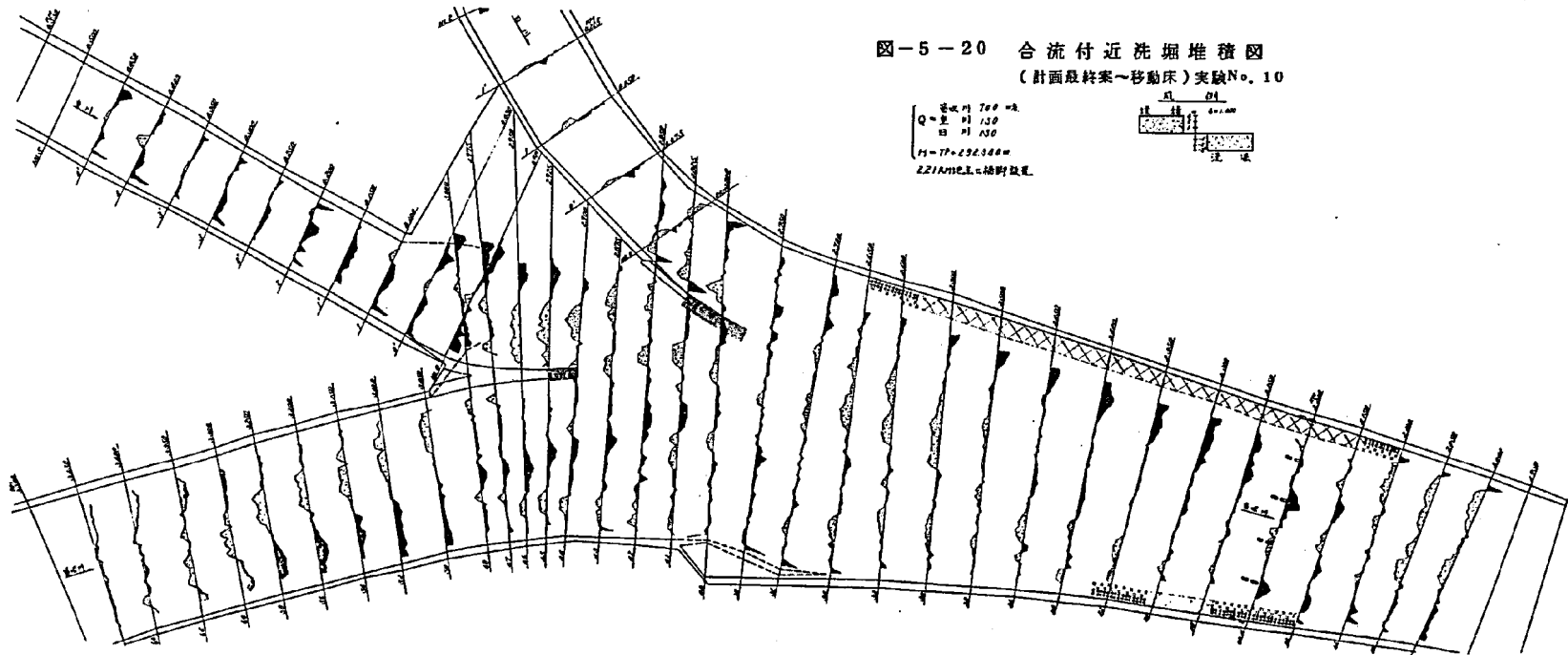


図-5.21 河床等高線図 $S=1:2,500$
 (計画線東-移動床) 実験 NO. 10

$Q =$ 面吹川 700 ㎡
 重川 150
 日川 150
 $H = TP + 28234.0 \text{ m}$
 2.2 KM地点に橋脚設置

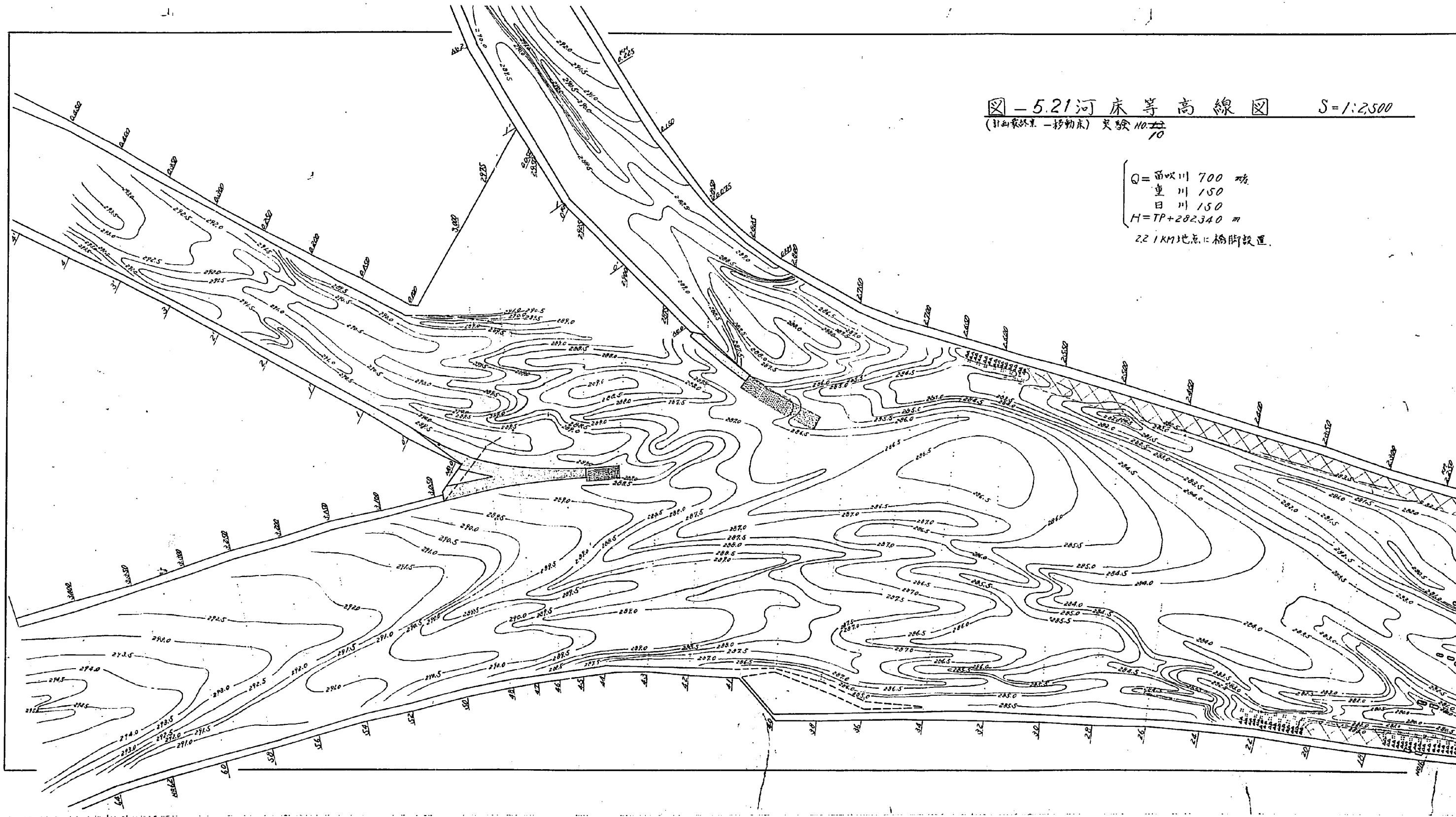
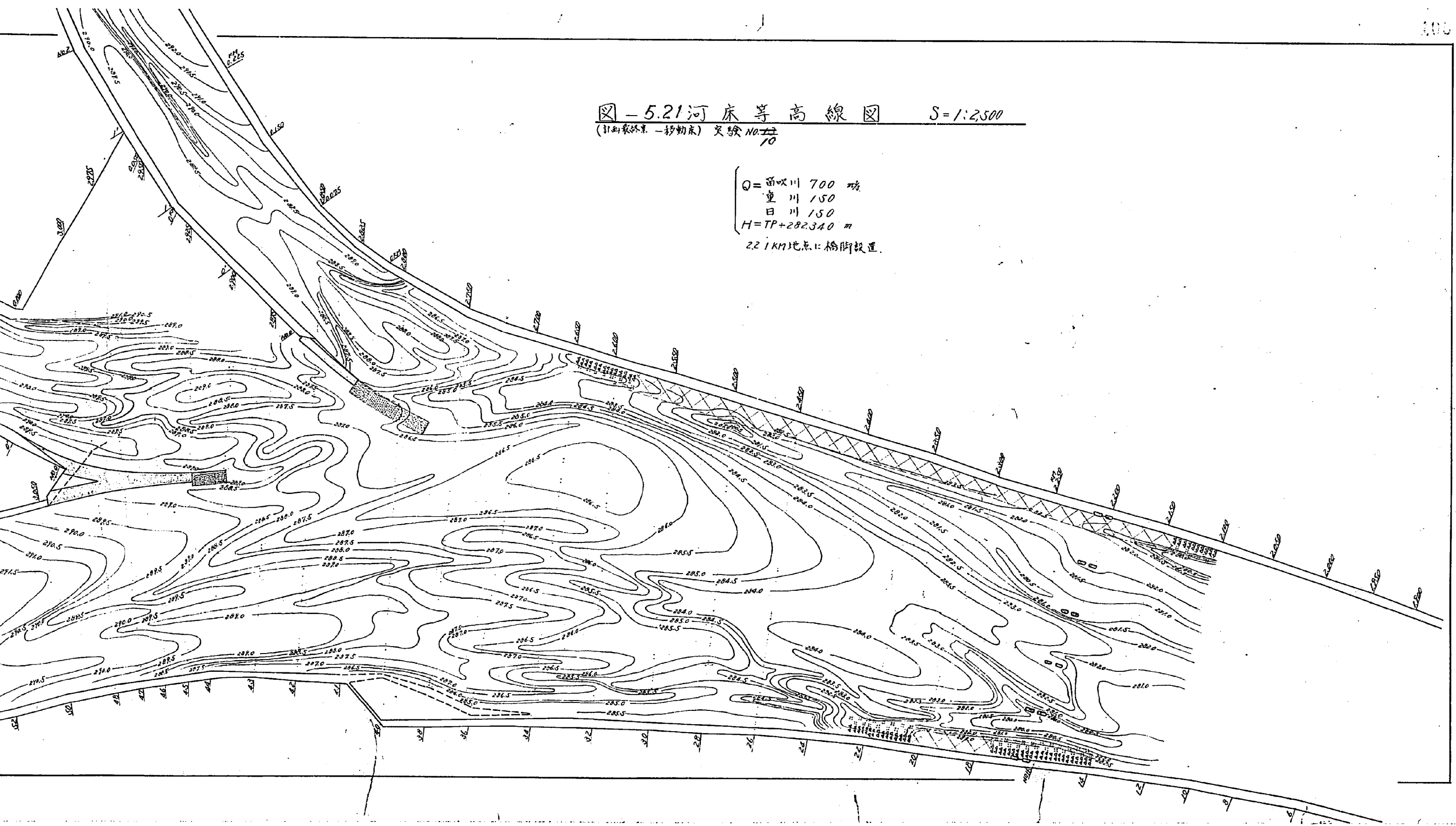


図-5.21河床等高線図 $S=1:2,500$

(計画家浜東-砂動床) 実験 No. ~~10~~ 10

$Q =$ 面吹川 700 噸
重川 150
日川 150
 $H = TP + 282.340 \text{ m}$
22.1 KM地点に橋脚設置.



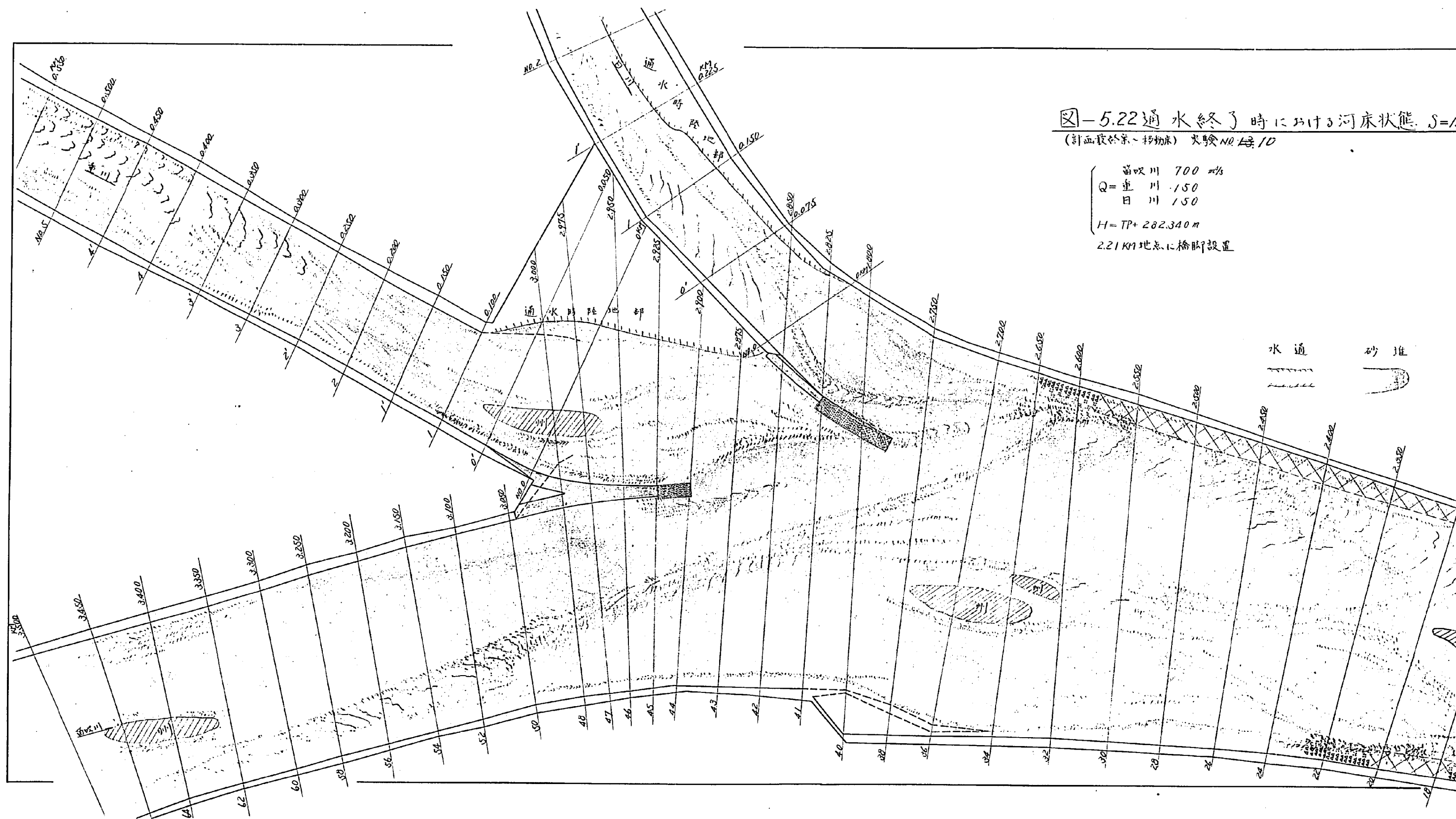


図-5.22 通水終了時における河床状態 $S=1$

(計画段から、移動床) 実験 NO. 10

苗刈川 700 m/s
 $Q =$ 重川 150
 日川 150
 $H = TP + 282.340 \text{ m}$
 2.21 km 地点に橋脚設置

水道
 砂堆

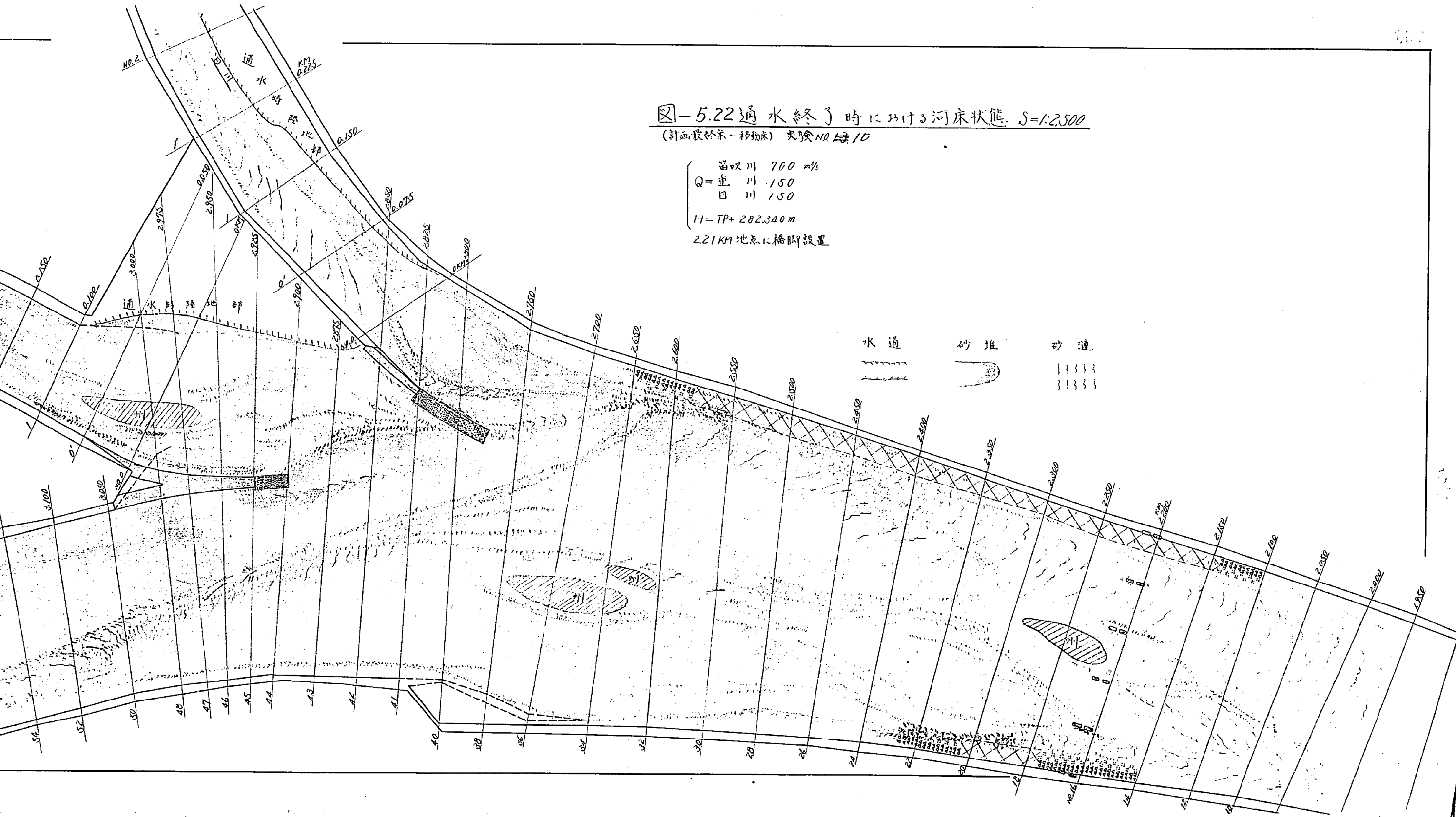
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{苗吹川} \quad 700 \text{ m/s} \\ Q = \text{重川} \quad 150 \\ \quad \text{白川} \quad 150 \\ H = TP + 282.340 \text{ m} \\ 2.21 \text{ KM 地点に橋脚設置} \end{array} \right.$$


図-5-23. 平均水位, 平均河床, 最深河床高縦断面図

(計画最終案~移動床) 実験 No. 10

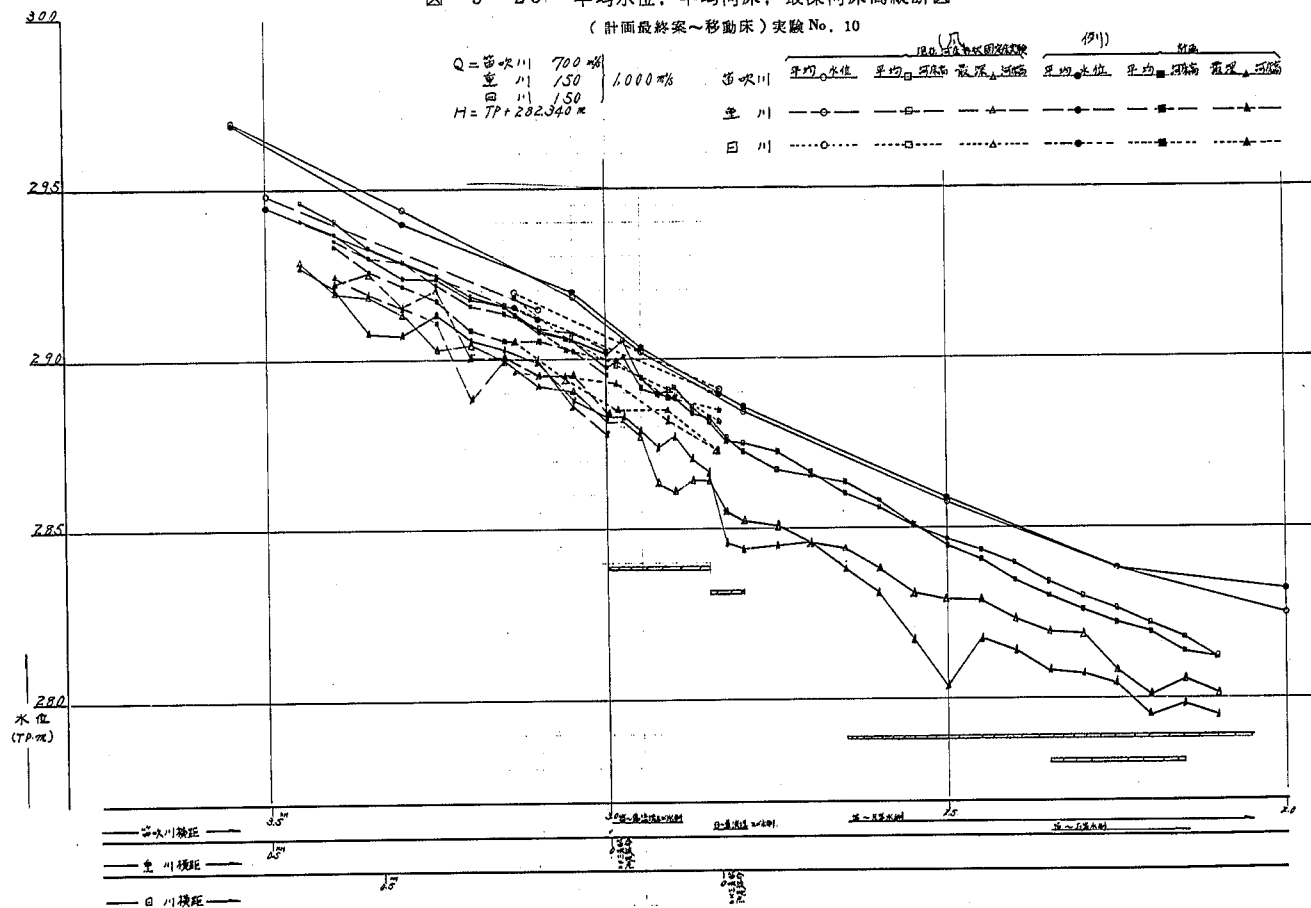
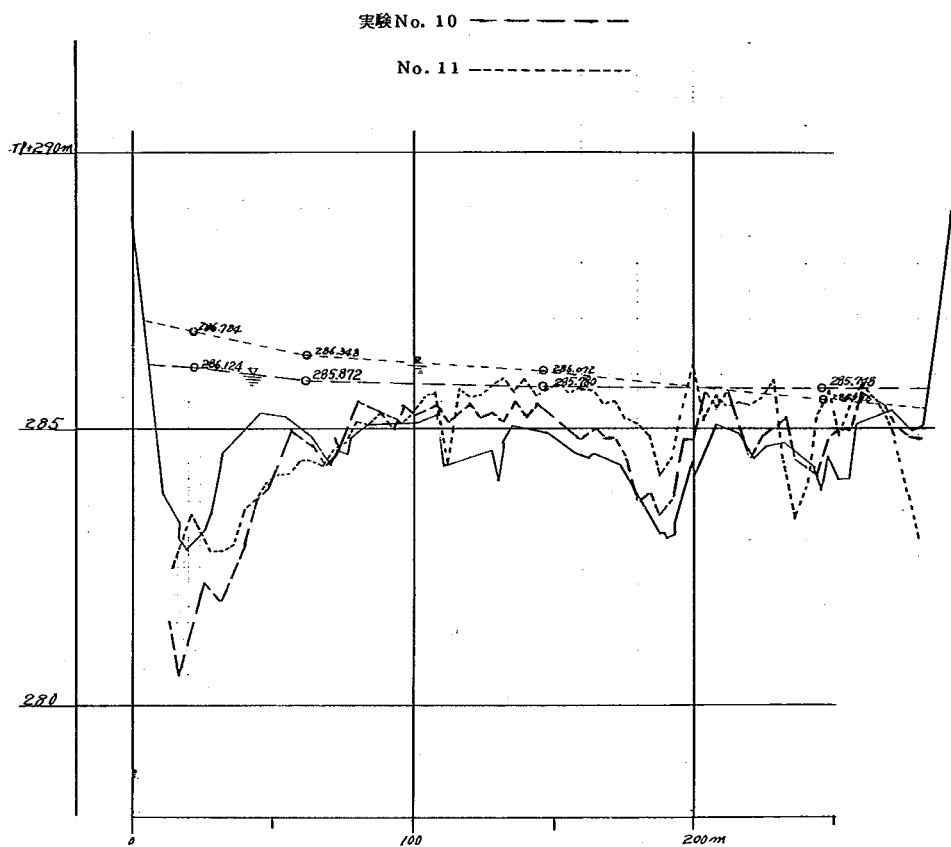


図-5-24 洗堀，堆積横断面(笛~No. 28)



深ぼれ位置としては2 k 5 0 0の左岸側は顕著で他は問題なさそうである。この図を
図-5.24に示す。

2. 実験611の流況

本実験は、構造的には実験611と同一で流量が異なるのみである。(笛吹川600、重
川、日川各300 m^3/s)

本実験は、次の2つの目的を主として調べた。

a 後に一括してのべる各実験ののちに行つた流量変化の実験は、I型およびII型の流
量であるため合流点下流の流量はそれぞれ2050 m^3/s 、1720 m^3/s と大きな流
量であり、合流点下流は局部的でなく全体として流れ、左右岸の深堀れも特になくⅢ
型の流れより良好であつた。このため上にのべた支川の多い流量配分で全流量1200
 m^3/s とⅢ型に近い全流量で実験を行い、右岸側の深ぼれを検討する。

b 重川の出口は堆積傾向であり、重川の出口は日川導流堤と、笛吹川導流堤およびそ
の下流導流堤延長上にできる洲によつてはばまれる傾向にあるが、重川流量が多い場
合の重川の堆積傾向および重川流量の流下の仕方の検討を行う。

本実験において生じた流況をやゝ詳細にみてみよう。

a 笛吹川上流の流れは今までの実験とそれ程かわらないが、3.35 Kmから左岸に向つ
た流れは左岸側の流れと合流して主流を形成し、三川合流後の笛吹川左岸からかなり
河心へよつたところを通過する。

b 日川においては、導流堤先端から下流へ向けての流砂は多く、段丘状に堆積させな
がら下流へのばしていく。この砂は、以前は笛吹川、重川の流れと一緒になつて下流
まで掃流されていたものである。

c 重川の流れは、上流部は蛇行を呈し、0.1 Kmでは中央部が遅くて左右岸が早く、中
央に洲をおきながら進む。小流量では左岸側の流速が大で、右岸側の水当りは問題な
かつたがこの実験においては、0 Km右岸寄りの洗堀がかなりはげしい。

d 笛吹川導流堤先端の流れをみると、はじめは笛吹川から重川へかなり流れが押してい
たが、重川右岸側の流れは強く、今までどの実験においてもみられた導流堤延長上の
洲を笛吹川側においてやって出口を確保した。

e 日川導流堤については実験開始後約20分程のときに、その先端部において床見え
が生じた。その後、4の流れによつてうめもどされていつた。

f 合流点下流部の流れについては、まず左岸の主流は水制部より50 Kmも河心によつ
ており、水制設置の上流側では流速もかなりあるが、流下するにつれて流況はよくな
つてゐる。

g 右岸側については、2.875 Km~2.60 Km附近の中央よりから右岸によつた所にか
けてあちこちに洲がみられ、この附近は流勢も小さい。2.7 Km附近中央部の流れは砂
堆上を2.30 m附近にかけて彎曲しながら流下しており、この流れは流速をましなが
ら水制部を流れ、2.25 Km附近では大きく河床洗堀を生じている。

以上の流況は、図-525の流線図、図-526の等高線図、図-5.27の河床状態図から読

みとることができ、また、水制の効果の大きさは、図—5.28の洗堀堆積平面図によく表われている。

横断面図から平均河床および最深部をとり出すと図—5.29の通りである。深堀れ位置としては2Km 450左岸および2Km 250の左岸が顕著である。この図を図—5.30～5.31に示す。

3. ㏽10～㏽11実験の結論

以上の実験を通して、

- a 合流点下流の水制の効果はかなり大きく、左右岸の洗堀軽減策として効果が期待される。
- b 図2. 15. 17からみると、水制基礎の木工沈床は、HWLから約6.0 m～7.0 m下げて設置されており、H—Q Curve からみると、1000 m^3/s と2000 m^3/s の水位差は約75 cmであるから㏽10㏽11の実験結果の深堀れとほぼ見合う大きさであり、実験に表われた程度の水制の機能をもつ水制を設置することが望ましい。
- c 重川の出口部は堆積傾向ではあるが、その堆積ののちに笛吹川の流れをおし出し、重川の出口を確保する。重川出口の掃流力をます方法としては重川左岸堤をのばしていく案が考えられるが、この案を軽量ブロックをつんで追加実験時にためてみたがこの場合には、左岸側の水当りが強くなり、また、導流堤延長時の河床も現状よりはかなり上昇するものであり、現状河床が異常に低いものと結論される。

(4) 流量を変化させた実験

実験㏽6～11の各ケースの終了時に流量配分ⅠおよびⅡの追加実験を表5—2の通りに実施した。ここでは、これらの問題を個々に論議せず合流点調整策に重要な影響を与える結論を総括的にあげる。

1. ⅠおよびⅡの流量配分の場合は、水深が厚くなりⅢに比して全体としてながれ、左右岸の深ぼれに対してはⅢが最も危険と思われる。
2. 重川の0.1 Kmより下流の流れは、流量が小さい場合は、左岸側が大きく、流量が多くなると右岸側の流勢が強くなる。
3. 重川の左右岸の流勢は中央部の洲のおき方の影響で交互に強弱がくりかえしており洗堀の一つの波をこすと堆積が始まる。
4. Ⅰの流量でも日川の導流堤から下流に洲をつけるが、Ⅱの場合は2 Km 500程度まで洲をのばす。

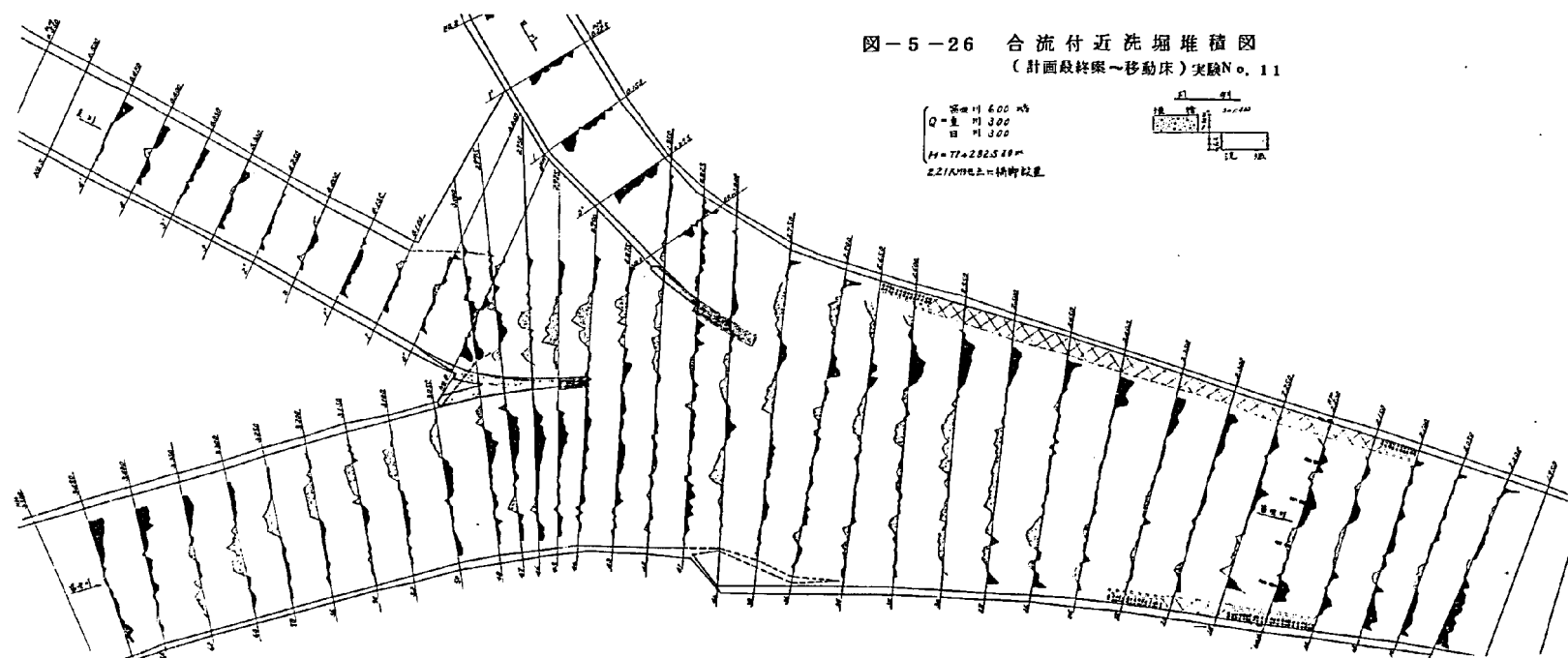
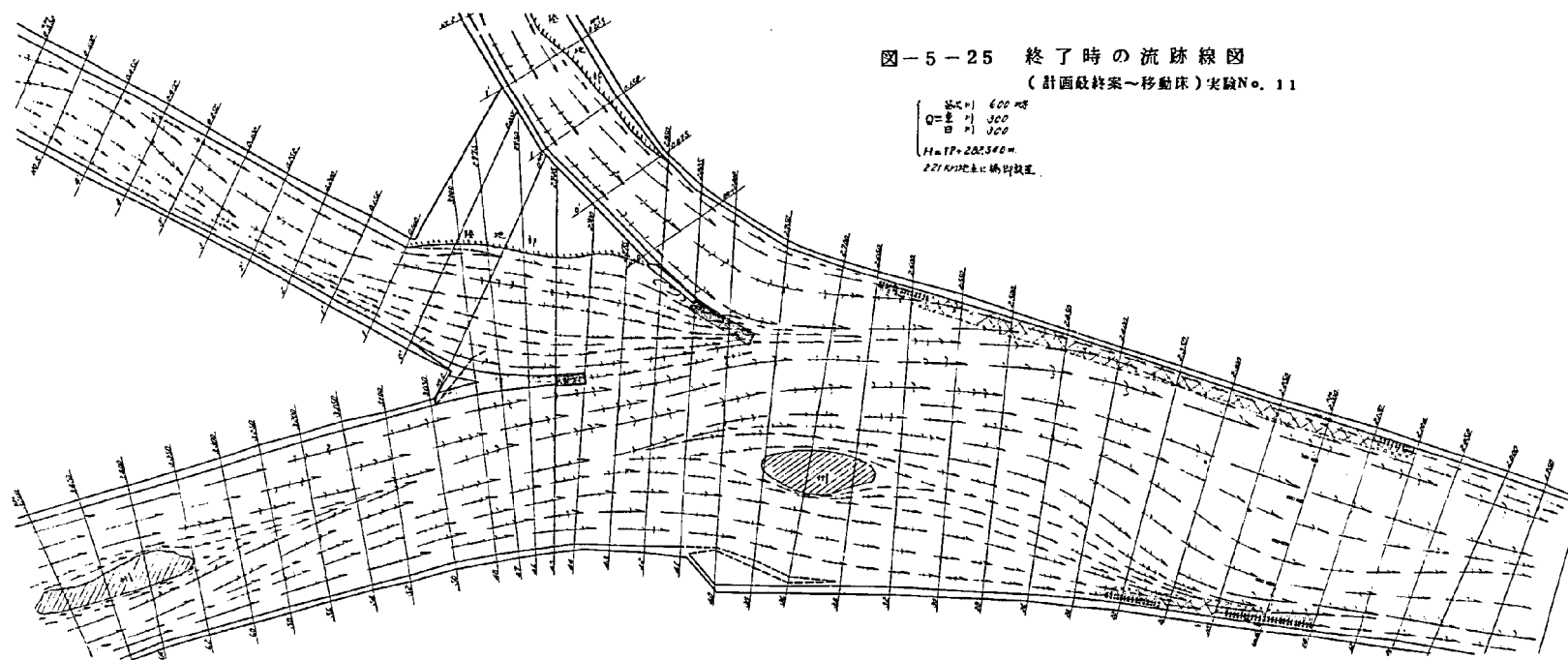


图-5.27河床等高线图 $S=1:2500$
(测流站旁, 一移测床) 实验 10.11

Q=笛吹川 600 噸
重川 300
日川 300
H=TP+282.540 m
22/KM地点に橋脚設置

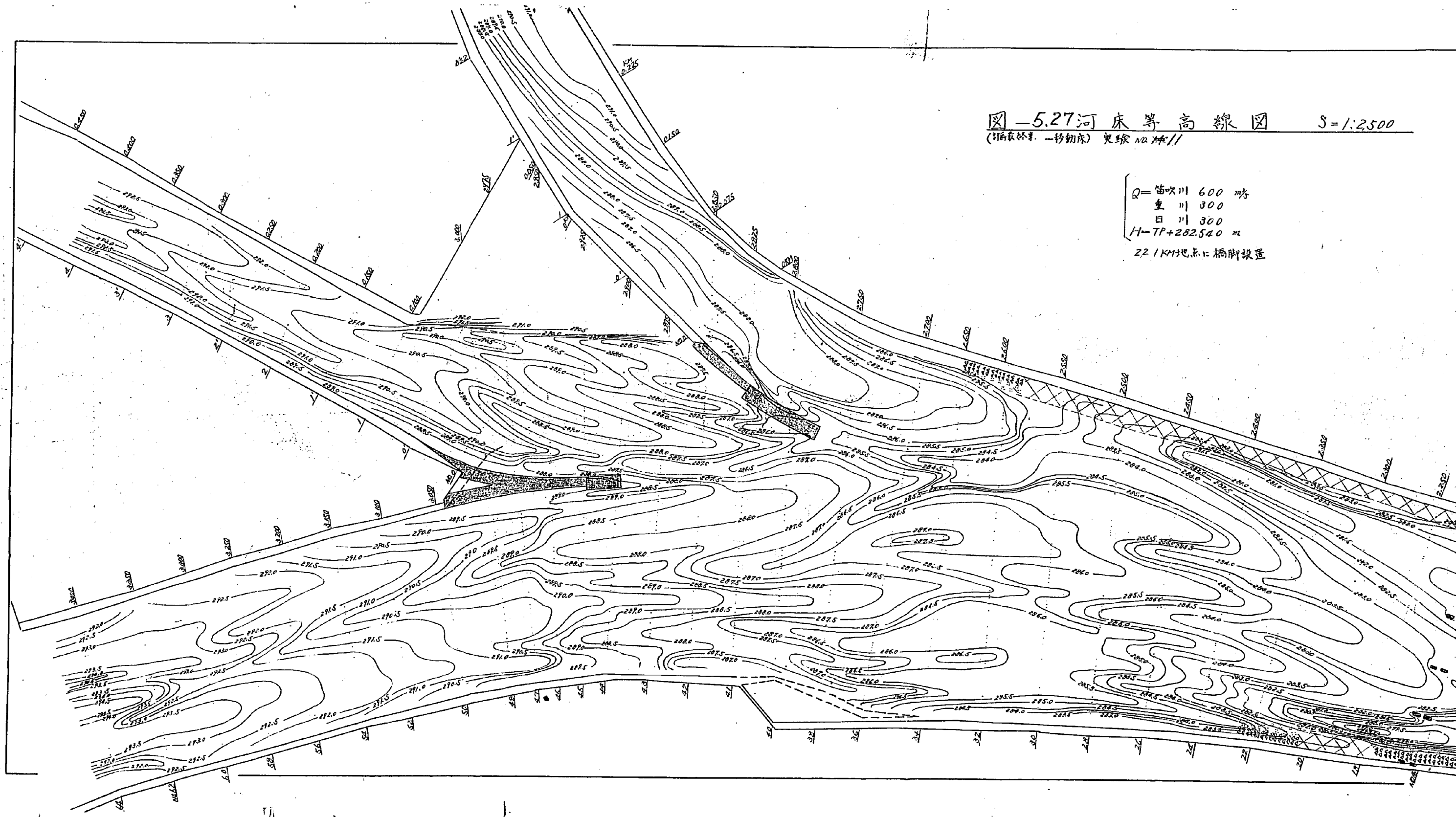
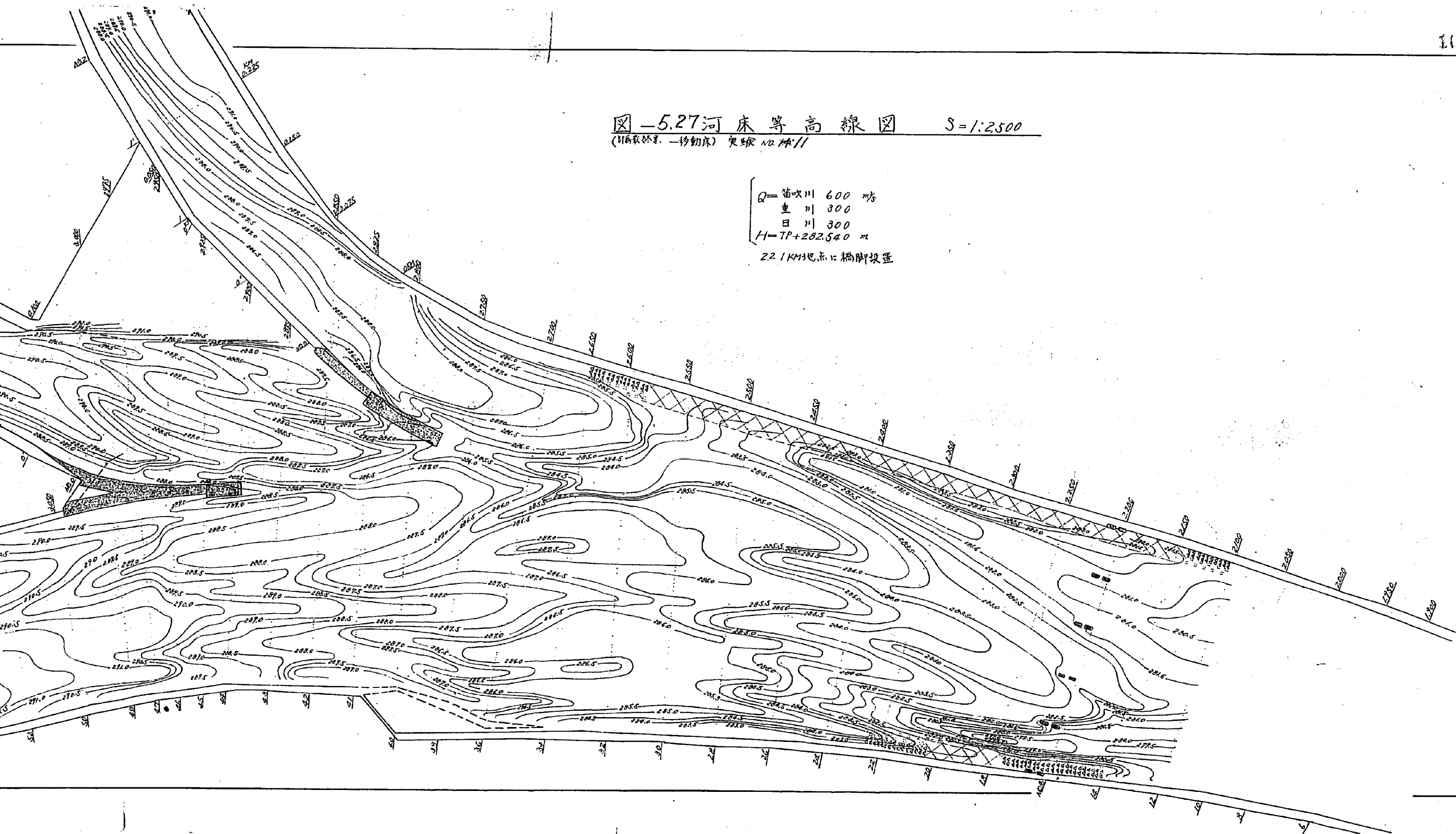


図-5.27 河床等高線図 $S=1:2500$
(引取結果、一物初床) 実験 NO. 11

Q=笛吹川 600 ㍉
重川 300
日川 300
H=TP+282.540 m
2.21KM地点に橋脚設置



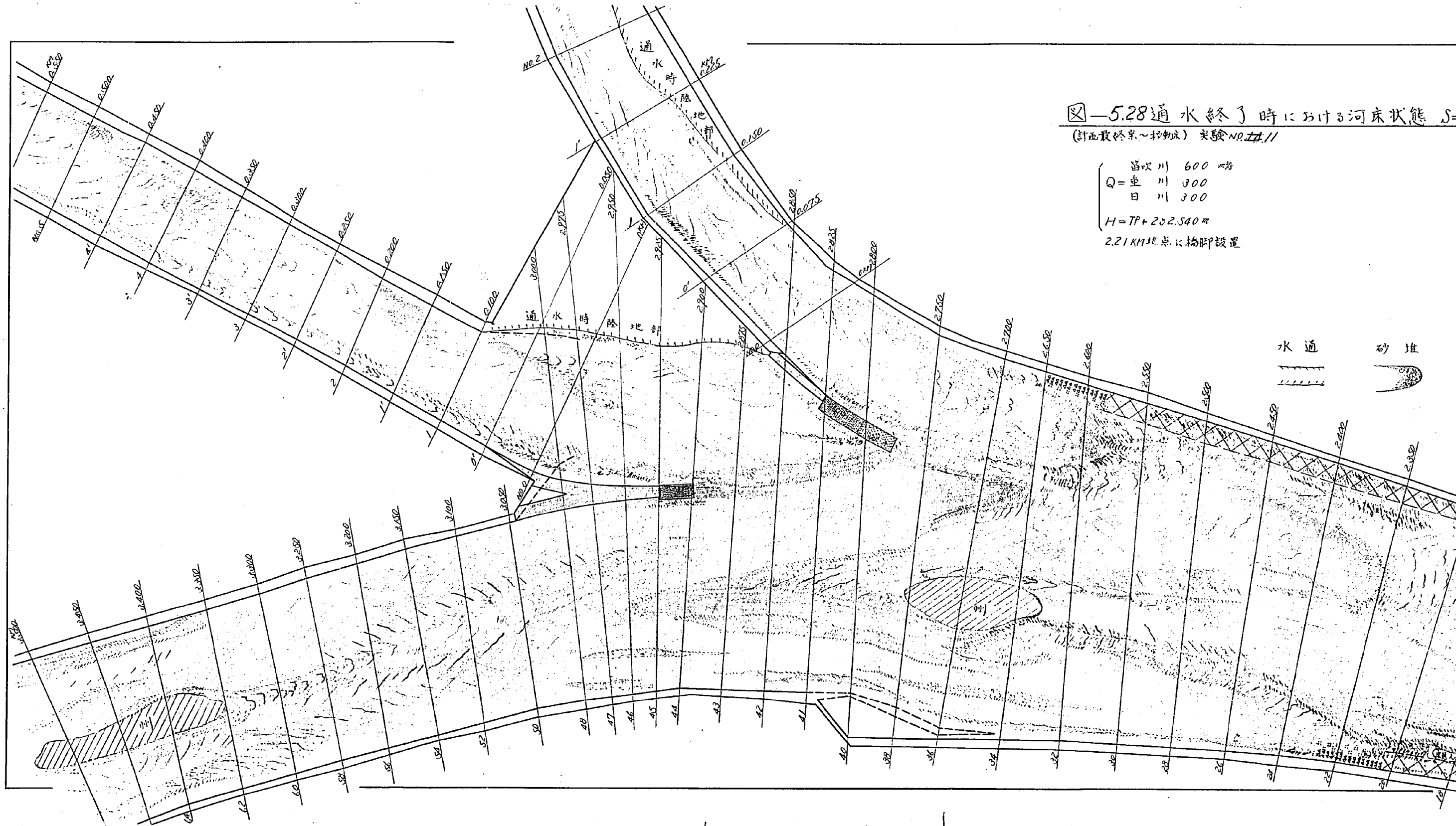


図-5.28 通水終了時における河床状態 $S=$

(計画最終案～移動後) 実験 No. 11

笛吹川 600 ㎞

Q=車川 300

日川 300

$H=TP+252.540 \text{ m}$

2.21 km地点に橋脚設置

水通

砂堆

☒—5.28通水終了時における河床状態 $S=1:2.500$
(計画最終策~初動床) 実験NO.1411

高松川 600 m/s
 $Q=$ 並川 300
 日川 300
 $H=TP+202.540$
 2.21KM地点に橋脚設置

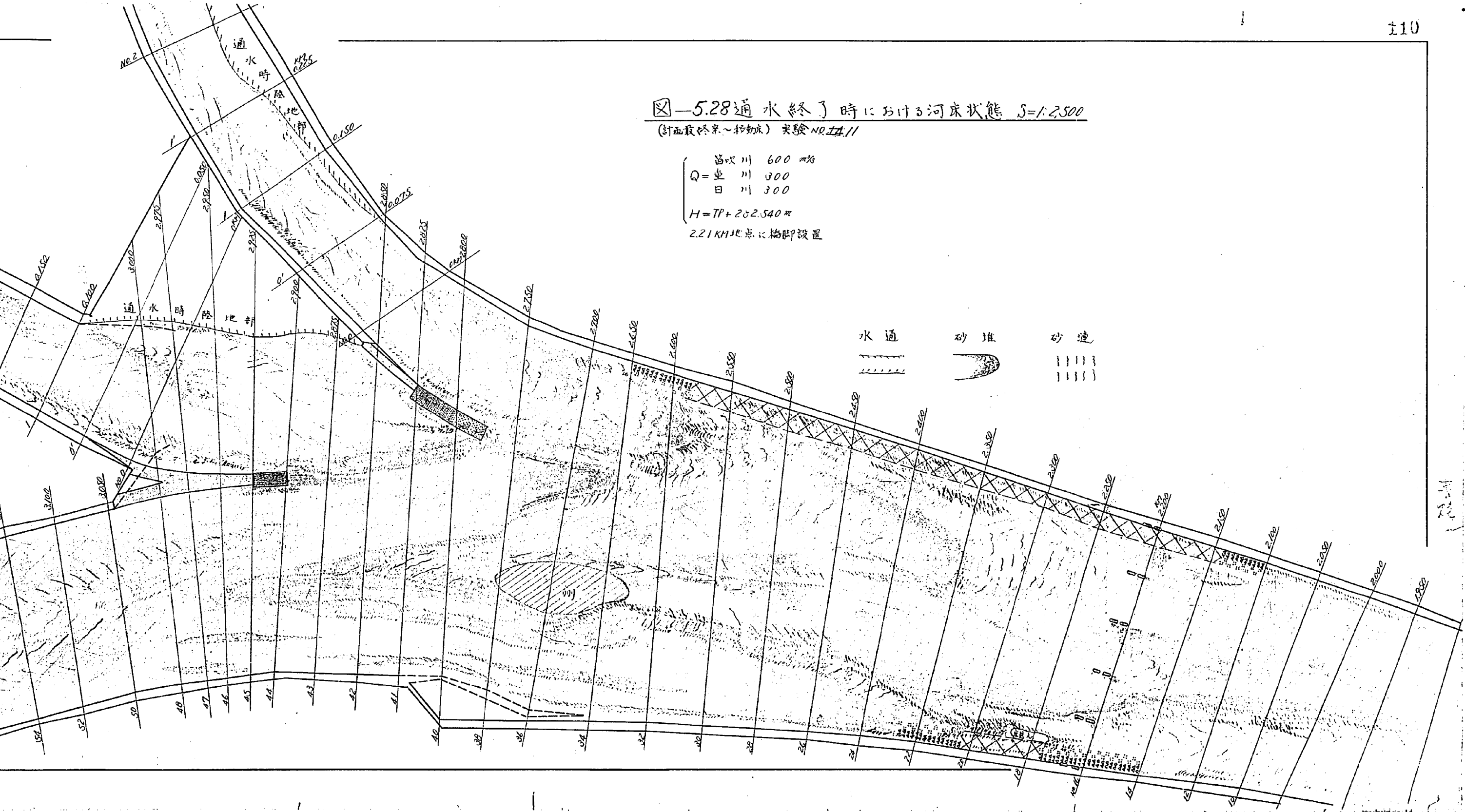


图-5-29 平均水位, 平均河床, 最深河床高縱断面图
(計画最終案~移動床) 実験 No. 11

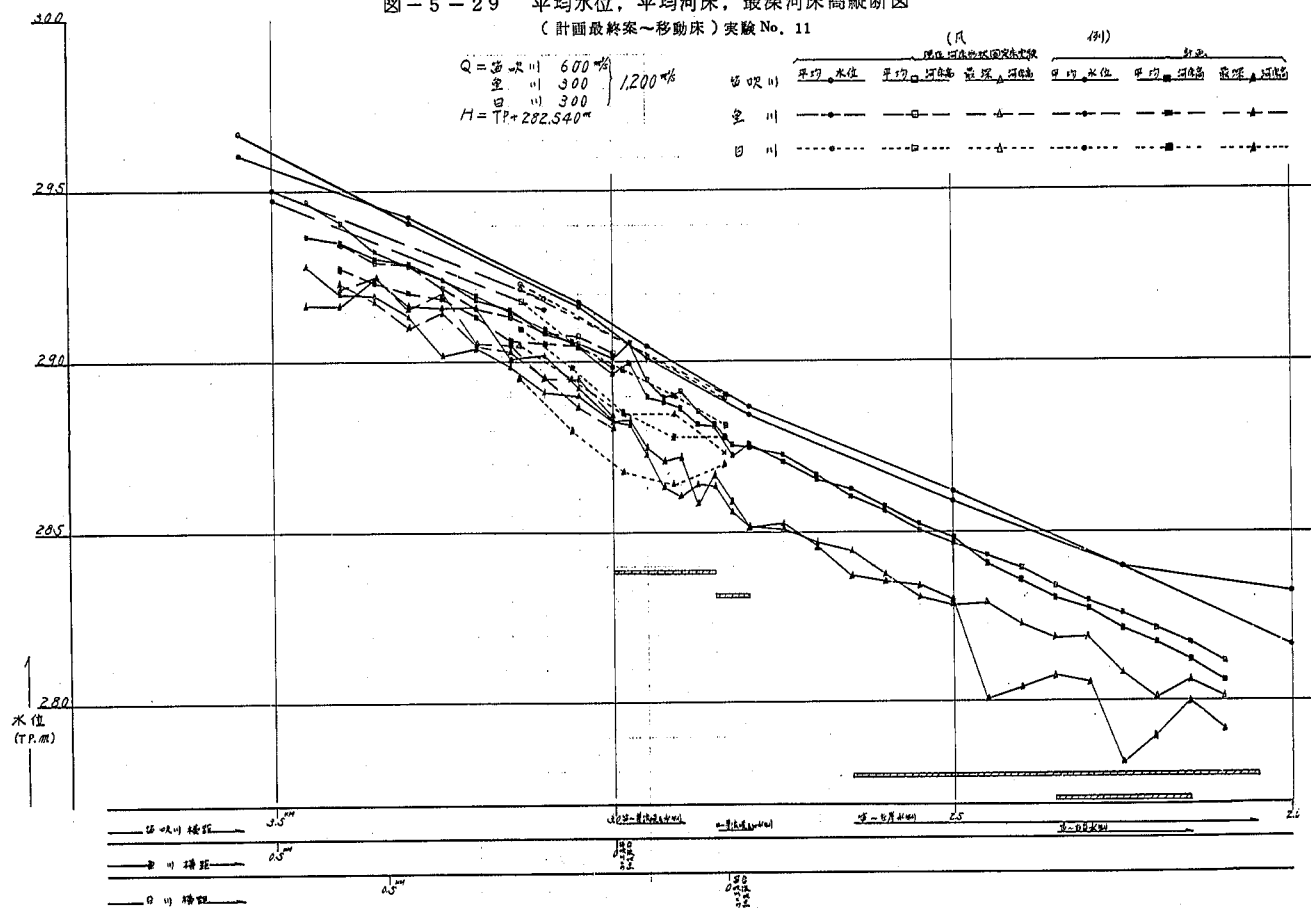


图-5-30 洗掘，堆積横断図(笛~No. 26)

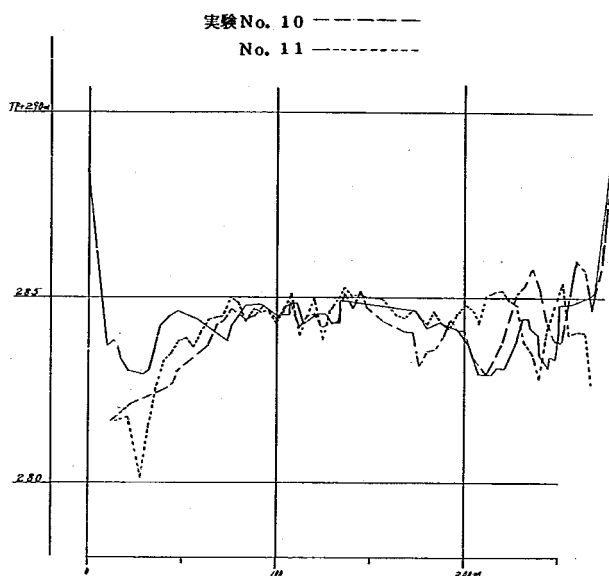
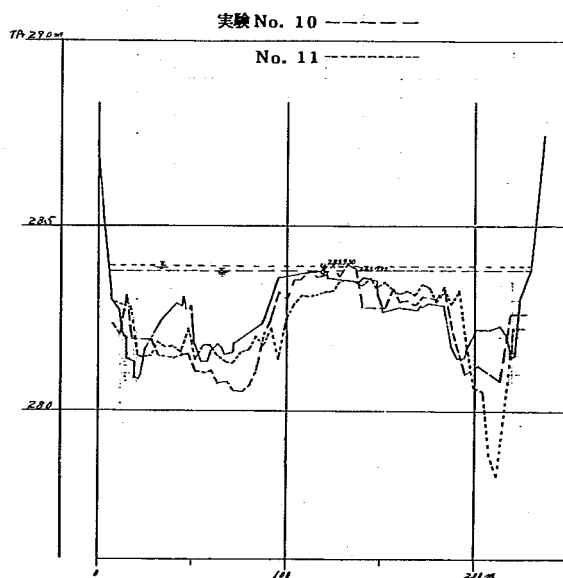


图-5-31 洗掘，堆積横断図(笛~No. 18)



その後はすすまない。

5. 両流量とも通水中は 流心と平行に流れ河岸につきあたる流れはめだたず左右岸への水制設置後は良好な流れとみうけられたがⅡの流量の場合に実験後 $2^k 350$ で床見えが存在した。最終実験の $111, 1$ において注意してみまると、図-5.30のように日川出口部の洲をつけた後は日川の流れは洲の上の流下量が少くなり導流堤沿いの主流が洲をまわりこむ流れが顕著となり、 $2^k 500$ より下流の方へ土砂の供給がとだえてしまい笛吹からの洲の前進とともに $2^k 350$ 附近に水当りして洗掘していく状態がうかがえた。
6. 右岸側の流れをみると、洲からでる斜め流れがみられるが、上流からの流れがあり、洗堀は問題にならない

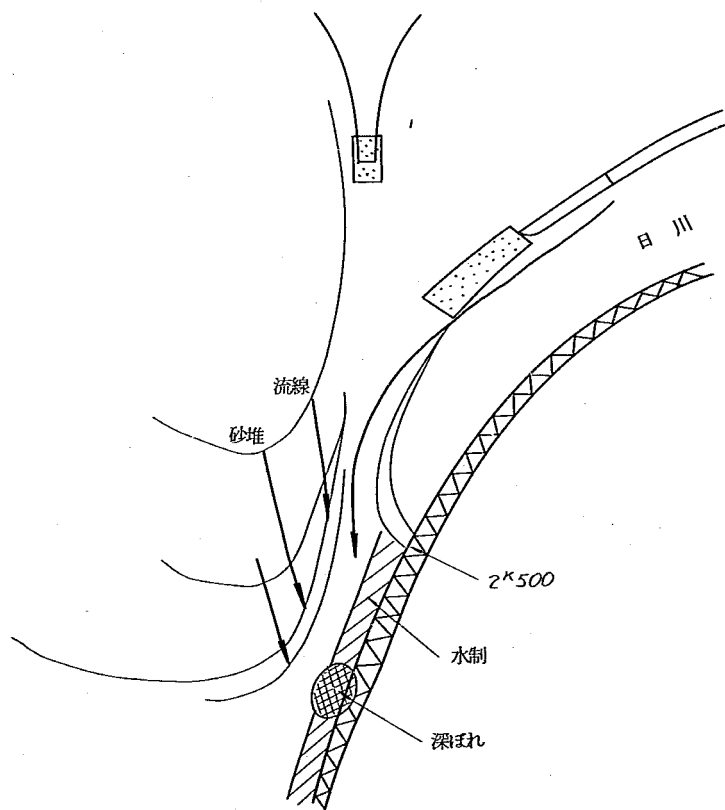


図-5-32

7. 以上より、ⅠおよびⅡの流量に対する対策としてはⅢ型に対する対策で十分であるが、この場合にもやはり水制の洗堀には注意する必要がある。

(5) 中央道橋について

三川合流点の下流点の下流 2Km 210 に中央道橋が架設される予定であり、この橋梁を予定位置に設置して実験を実施した。この橋脚の洗堀に影響するものとしては、

- a 合流点の砂堆がこの附近までのびており、左岸および右岸から橋脚に向う流れがみられ、橋脚軸と流向とを一致させることができない。
- b 左右岸と中央とで水深がことなり、a の偏流が加わるために洗堀深を既往の研究と比較することは困難であつた。
- c これらの洗堀の代表例として、実験 10.1.1 に対する橋脚部の洗堀、堆積図を記すと図 5-33, 34 の通りであり、通水中はこれより 1 m 程度洗堀している故、昭和 38 年河床からみると約 4 m の洗堀が予想される。
- d 流量をふやした場合は、偏流がへつてくるために、洗堀深はⅢ型より減じる事が認められた。

V 結 論

笛吹川、重川および日川の三川合流点の調整のための対策を固定床および移動床によつて検討したその結果、明らかにされた主要事項は次の通りである。

- (1) 三川合流点の現状はⅡ-〔2〕-6にみられる通りの諸特徴を認めることができる。
- (2) 現状実験および対策実験を通して、三川合流点における水理現象には、砂礫堆の動向が非常に大きく影響することが認められた。今後も洪水後の河床形に対しては十分に注意しなければならない。
- (3) 三川合流点の改修として、笛吹川および日川の導流堤および合流点下流の水制からなる図 5.5 の対策案をおす。

- (4) 導流点の構造としては、導流堤の維持の点から透過構造にすることが望ましい。

最終案としては、表 5.3 の杭打型の水制を設置して、不透過部との接続部は密な構造とし、先端にいくにつれて粗な構造とした。

- (5) 合流堤下流の水制は、現在設置している四基構等を模擬して図 5.4 の構造を現在の 1 例に対して 2 列に設置し、さらに水制と護岸との間に中空三角ブロックを設置した。
- (6) 水制設置位置としては、左岸側は 2 Km 6 0 0 から下流、右岸は 2 Km 4 5 0 から下流に設置する。設置法は現在の方法でよいものと考えられるが、特に左岸の 2 Km 5 0 0 から 2 Km 2 0 0、右岸の 2 Km 3 0 0 附近の洗堀がはげしい。
- (7) 導流堤の洗堀については、時間的に変化するが、笛吹川導流堤については重川側の 3 Km 0 附近、日川導流堤については、不透過との接続部および先端部の洗堀がはげしい。4 ~ 5 m の洗堀にたえる構造物としなければならない。

- (8) 本対策案により、重川出口部が堆積傾向となるが、水位に対する影響はそれ程見られない。また現在この部分は笛吹川の河床高と比しても非常に低く、この堆積によつて、バランスしたものであり、水位の点からも許容されるものと考えられる。

なお、本実験においては、土砂の動きに主眼を置いて、資料の関係から粗度係数の検討は行っていない。したがつて計画水位については特に検討を待たなかつた。

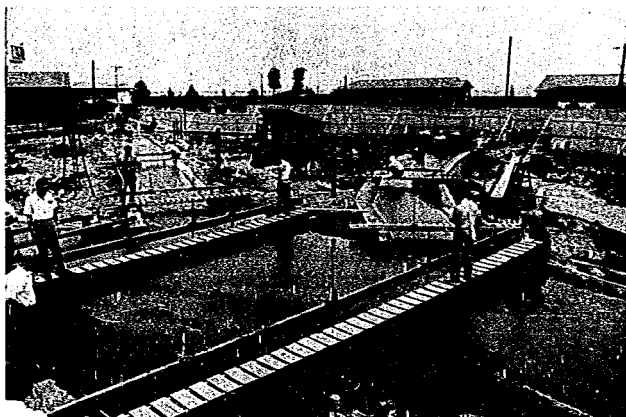


写真 1

合流部流況
左岸側へ集中して
いる状態が見られる。
実験 6



写真 2

2.70 Km 付近流況
実験 6

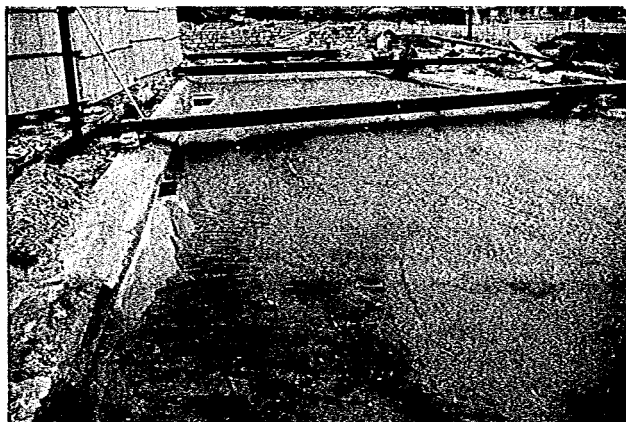


写真 3

終了時河床 2.5 Km 付近
左岸側に深ぼれがみら
れる。
実験 6

写真 4

合流部流況
実験 Ⅵ 7

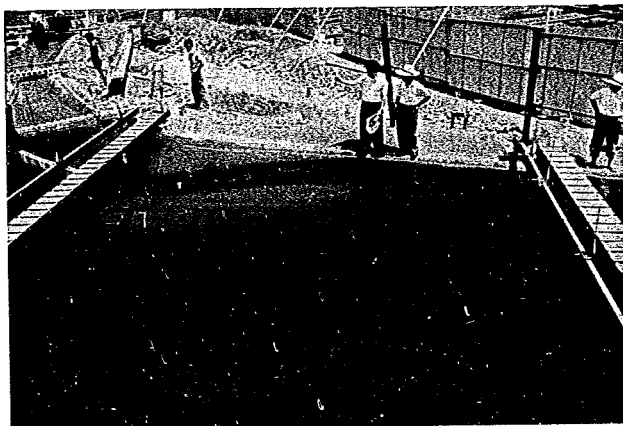
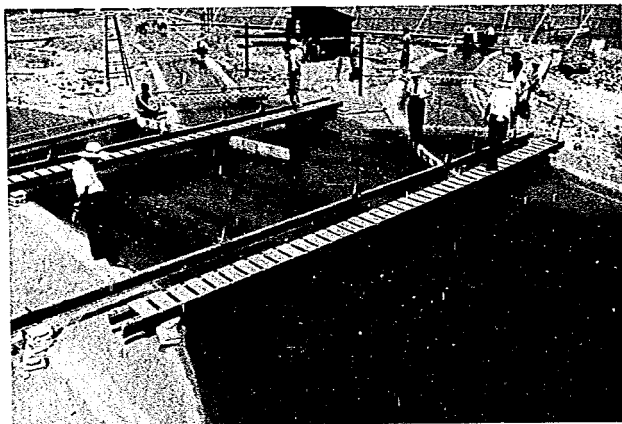
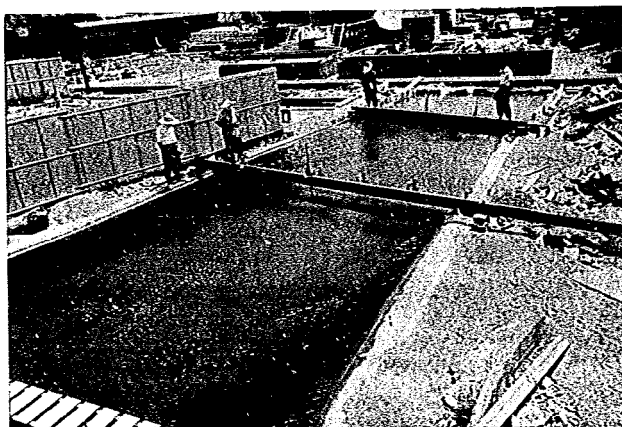


写真 5

2.65 Km 付近流況
実験 Ⅵ 7

写真 6

下流部流況
実験 Ⅵ 7



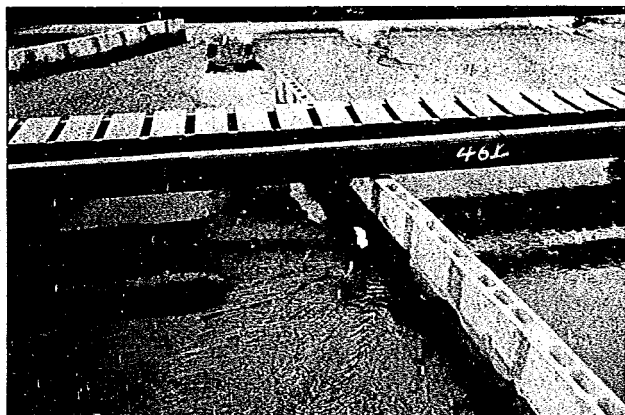


写真 7

終了時河床
重川 0 Km より
実験 67

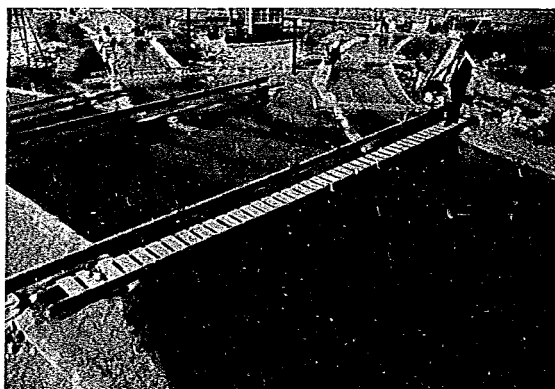


写真 8

合流点流況
実験 69

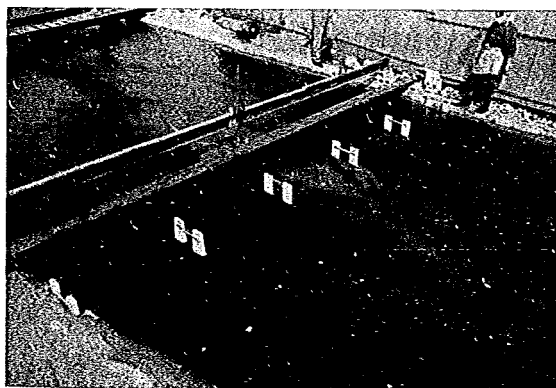


写真 9

橋脚付近流況
実験 69

写真 10

左右岸の水利および
ブロックの設備状況
実験 10, 11

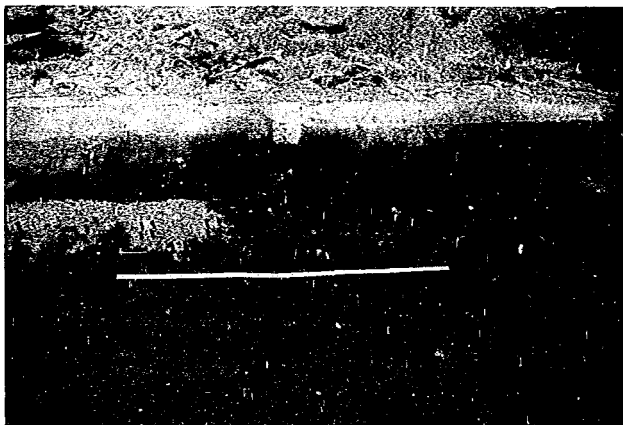


写真 11

合流点下流の流況
実験 10

写真 12

2.30 Km 付近
水利部流況
実験 11

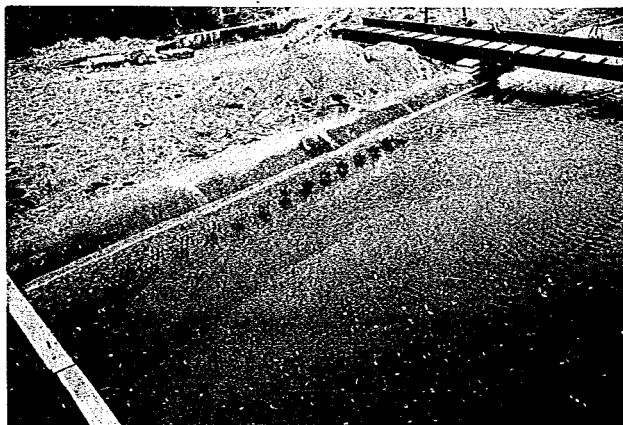




写真 13

実験終了時河床

左岸水利部

実験 No 10



写真 14

実験終了時河床

右岸水利部

実験 No 10

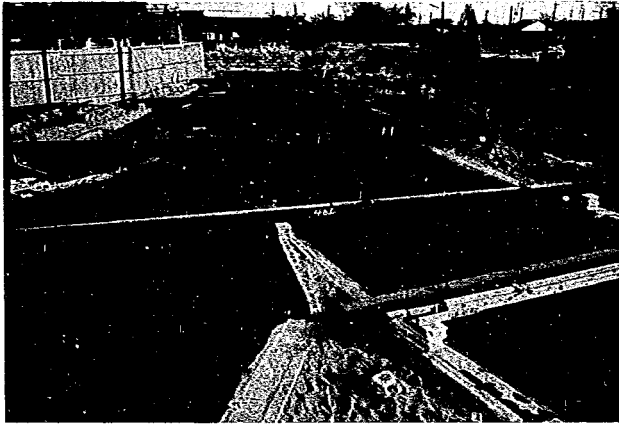


写真 15

終了時河床

実験 11