



土木研究所資料 第938号

長沼ダム導水路分流模型実験報告書

昭和 49 年 3 月

建設省土木研究所
篠崎試験所

目 次

1. まえがき.....	1
2. 実験概要.....	5
2-1 計画概要.....	5
2-2 実験目的.....	5
2-3 実験方法.....	7
3. 検証実験.....	13
3-1 相似律.....	13
3-2 模 型.....	14
3-3 実験結果.....	14
4. 本 実 験.....	17
4-1 計画河道第1案について.....	17
4-1-1 流 況.....	17
4-1-2 分流量.....	27
4-1-3 水 位.....	29
4-2 計画河道第2案について.....	29
4-2-1 流 況.....	33
4-2-2 分流量.....	34
4-2-3 水 位.....	42
4-2-4 流速分布.....	46
4-3 南谷地越流せきの流量係数.....	50
4-4 流量配分と量水標地点水位との関係および水門扉の流量係数.....	53
5. 結 論	62
6. あとがき.....	65

序

本報告書は、迫川の洪水調節に必要な長沼ダム導水路の分流点に関する水理模型実験についての検討結果をまとめたもので、宮城県の依頼によって昭和46年度より昭和48年度までの間に建設省土木研究所篠崎試験所において実施したものである。

篠崎試験所	所 長	松	山	宣	信
	研究員	馬	場		亨
		西	田	祥	文
		山	本	裕	二

1. ま え が き

長沼ダムは北上川水系迫川の治水ダムとして建設されるもので、計画高水流量 $Q=1,600 \text{ m}^3/\text{s}$ のうち、 $Q=723 \text{ m}^3/\text{s}$ の洪水調節を行ない、南谷地遊水池による調節とあいまって迫町を中心に三方島地点下流の洪水防御を目的としている。また、昭和38年、41年、43年の異常洪水の際には、長沼の水位低下によってかんがい用水が不足して水争いが起きるほどとなっており、この用水量の安定化を図るためにも長沼ダム建設の必要性が高くなっている。

迫川は、奥羽山脈の栗駒山を源流として宮城県北部の穀倉地帯を東南流し、旧北上川へ合流している河川で、流域面積は 91.3 km^2 、流路延長は 84 km である。流域の地形は扇状を呈し、洪水の起りやすい形状となっている。中・下流部は開こんされた湿地帯が多く、標高も低いため氾らん水の排水が困難で、洪水被害を大きくする要因となっている。

迫川の改修は昭和7年頃より実施されているが、昭和22年、23年、25年、の台風等による大出水は沿川に多大の被害を与えた。（長沼治水ダム事業計画書より）

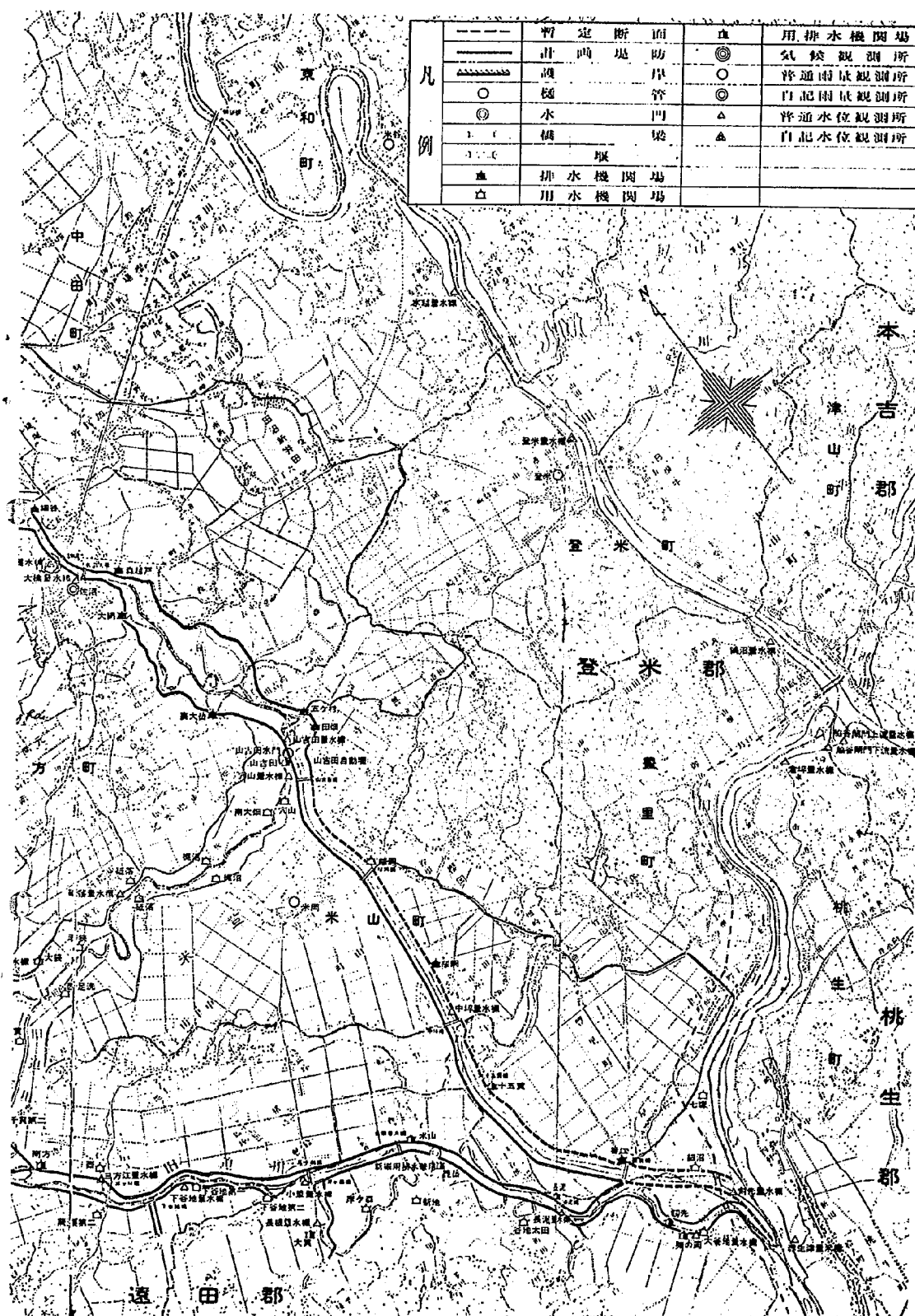
迫川の計画高水流量は、昭和29年度に栗駒、花山両ダムの調節（ $Q=700 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を考慮した流量検討の結果、大林基準地点の計画流量を $Q=1,600 \text{ m}^3/\text{s}$ としているが、迫川の疎通能力は小さく、その上、迫川合流後の旧北上川の河口附近にある石巻狭さく部は流下能力を一層制限している。したがって、迫川の治水計画を進める上で、南谷地遊水池が完成している現在、長沼ダムによる洪水調節以外にないことになる。（図-1、2）

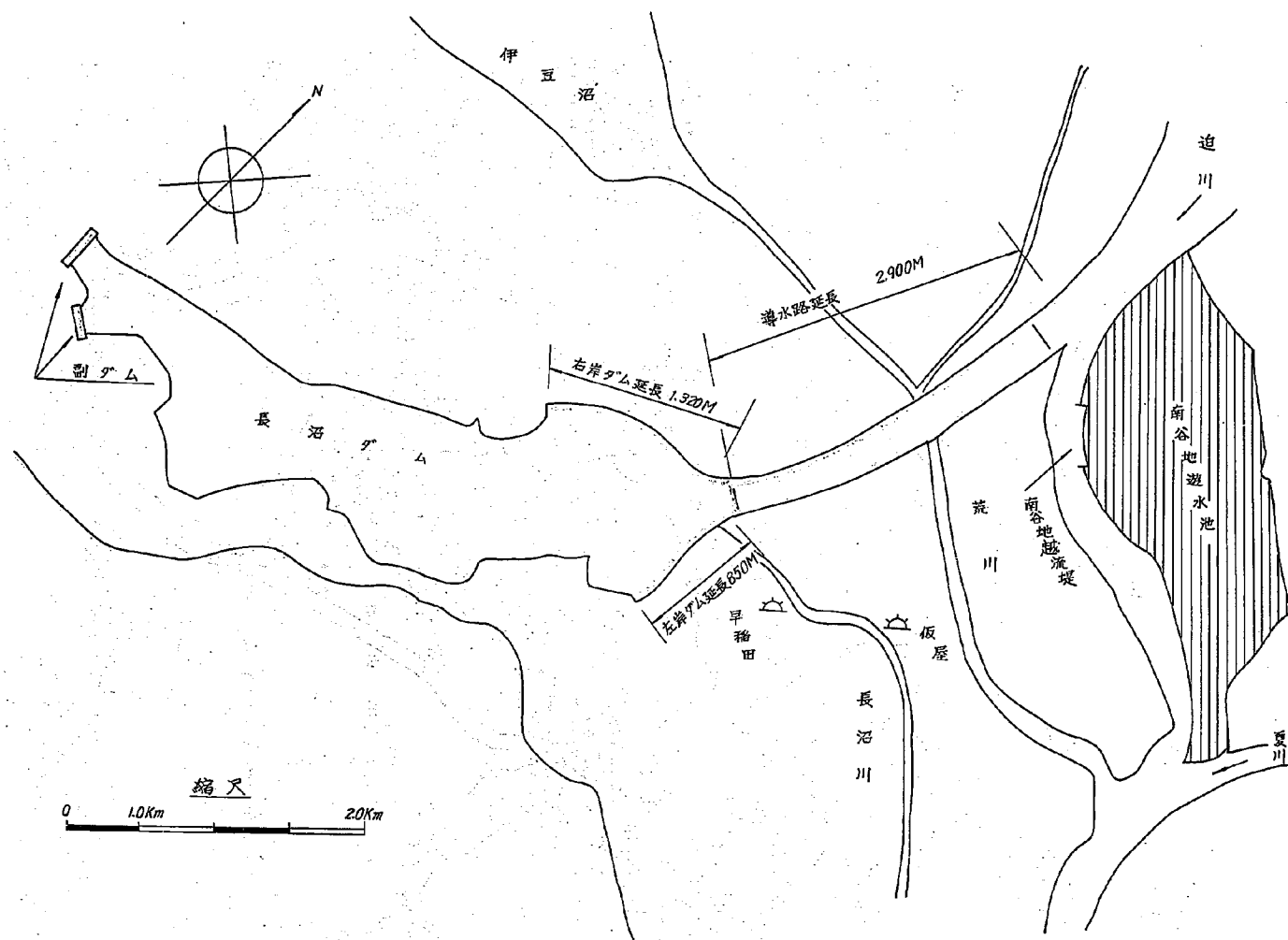
長沼ダムで洪水調節を行うためには、迫川と長沼との間約 8 km の導水路を設け、分流点に設置する分流水門の操作によって洪水の一部を流入させるようになるが、分流点のすぐ下流には南谷地遊水池への倒伏水門を有する越流堤（延長 866 m ）が本川左岸側にあって、計画流量配分を確保する上で水位と流量の関係を非常に複雑にしている。

本水理模型実験は、分流点の形状、分流水門の位置、南谷地転倒水門に必要な三方島床固め、流量配分の関係、等分流点の諸問題について検討したものである。



凡例	———	暫定断面	直	排水機関場
	———	計測堤防	◎	気候観測所
	———	河川	○	普通雨量観測所
	○	樋管	◎	自記雨量観測所
	◎	水門	△	普通水位観測所
	△	橋梁	△	自記水位観測所
	△	堰		
	△	排水機関場		
	△	用水機関場		





図一 2 長沼ダム平面図

2. 実験の概要

2-1 計画概要

長沼ダム、南谷地遊水池による迫川中流部の洪水防御計画は昭和29年「迫川総合計画」¹として策定されたもので、昭和32年には南谷地遊水池が完成されている。

その計画流量配分は、若柳地点における計画高水流量を $Q=1600\text{ m}^3/\text{s}$ とし、長沼ダムによって $Q=588\text{ m}^3/\text{s}$ （容量27,666,000 m^3 ）を調節し、南谷地遊水池での調節を $Q=262\text{ m}^3/\text{s}$ とする。したがって下流への流下流量は $Q=750\text{ m}^3/\text{s}$ となる。（南谷地倒伏水門は転倒水位を $H=K. P. 12.525\text{ m}$ で設計されている。）

迫川下流部の計画高水流量は、夏川の合流量 $Q=150\text{ m}^3/\text{s}$ を加へ、 $Q=900\text{ m}^3/\text{s}$ とし、旧北上川へ合流させることになっている。

迫川より長沼ダムへ流入させるために必要な導水路の分流点は、本川断面No 238～No 240（右岸側）附近とし、導水路の上、下流部には調節用水門を設ける。

導水路延長は2900 m 、低水敷巾は70 m で小段を有する断面水路とする。

導水路の機能は、洪水調節時に流入させるだけでなく、洪水終了後にはダムよりの放流水を本川へ逆流させ、排出する水路として利用する。図-3, 4 参照。

参考までに長沼ダムの諸元を記すと次のとおりである。

型 式	アースフィルダム
堤 高	18.0 m
埋 長	2170 m
湛水面積	5.8 km^2
常時満水位	K. P. 8.85 m
洪水時満水位	K. P. 12.60 m

図-5 参照

2-2 実験目的

前述のように、迫川洪水調節に必要な導水路は新たな分流点を設けることになり、本川河床も低水路計画によって河道整成が行われ、本川計画河床と分流点構造の関係が問題となる。したがって、実験目的としては、流入時、放流時のいずれの場合にも対応できる分流点附近の低水路法線形状、分流点の形状、等の水理設計に必要な資料を得ることを主目的とした。

その他、分流水門の位置、水門と堤防との取付け線形、および、長沼導水路、南谷地遊水池、本川への流量配分、等について検討を行った。

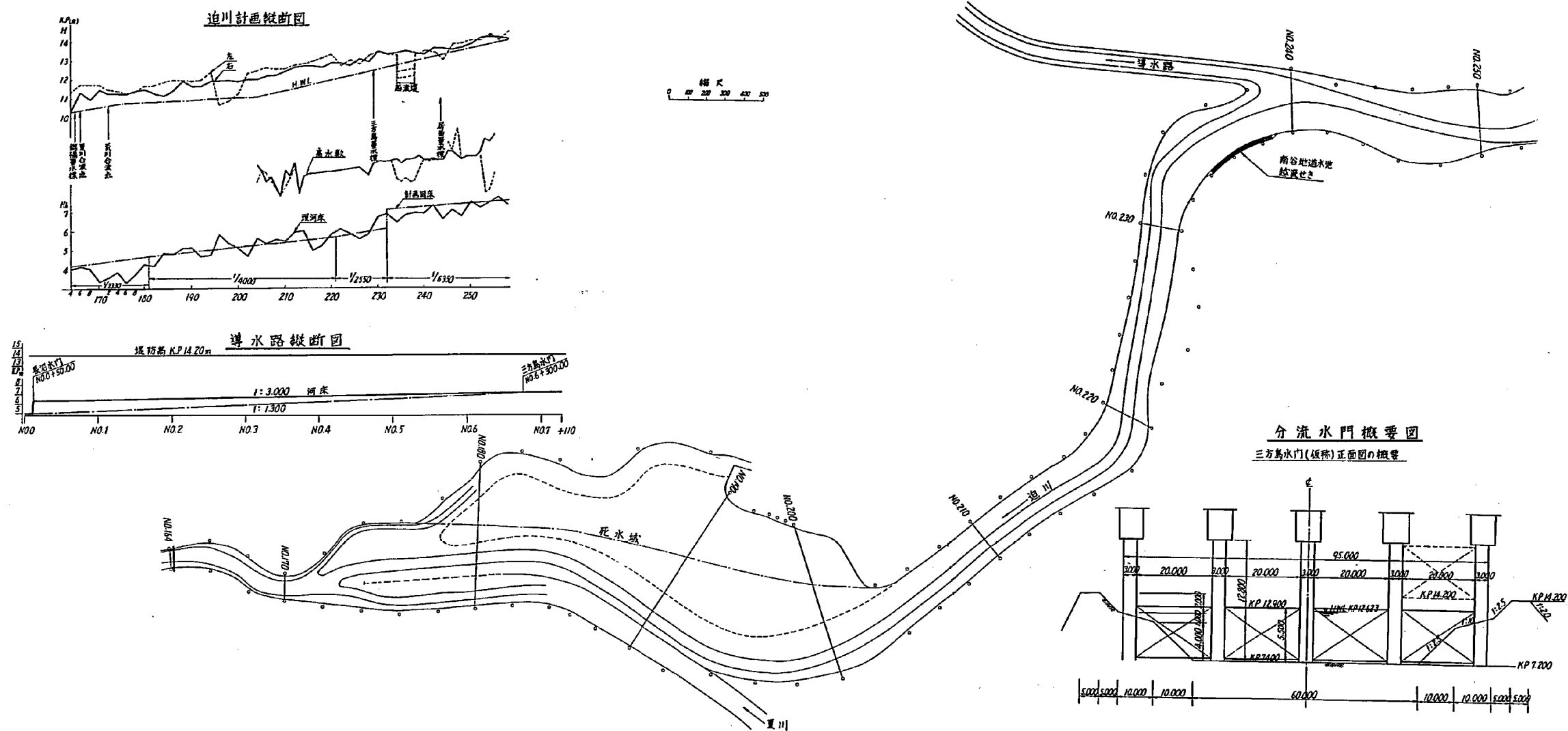


図-3 長沼ダム導水路計画図

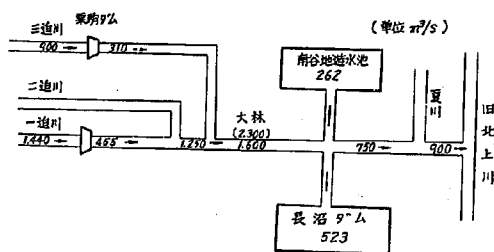


図-4-1(1) 計画高水流量配分図

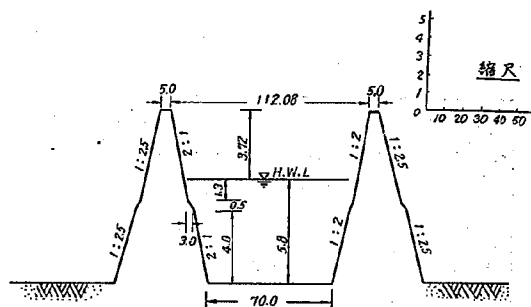


図-4(2) 導水路標準断面図

2-3 実験方法

実験は、水力計算によって概略設計された迫川計画河道第1案について分流点附近の諸問題を検討するために、水位、分流量、流向の測定を行い、さらに修正を加えた計画河道第2案についての諸測定を行った。また、導水路の河床勾配は、導水路末端の構造物敷高との関係から、2種類(1/1300, 1/3000)で実験をした。実験ケースは表-1のようである。

南谷地越流せき転倒水門は、模型縮尺の関係から門扉の取付けが不可能であったため、水門柱だけとして洪水流は常に越流する状態で実験を行った。

導水路流頭部に設けた分流水門は、全門操作を原則とし、同時に同開度となるような操作とした。なお、水門扉は構造設計ができていなかったので、厚さ0.75m、下端厚0.25m、の刃形リップとしたスルースゲートにしている。

測定方法は、模型上流端にある鋭線矩形せきから各種の洪水流量を与え、南谷地遊水池には三角せき、本川下流端には鋭線矩形せきを設けて分流量の測定ができるようにしてあり、長沼導水路への分流量は差引きで求めた。なお、量水せきの誤差は、 $\pm 1.4\%$ であるといわれている。

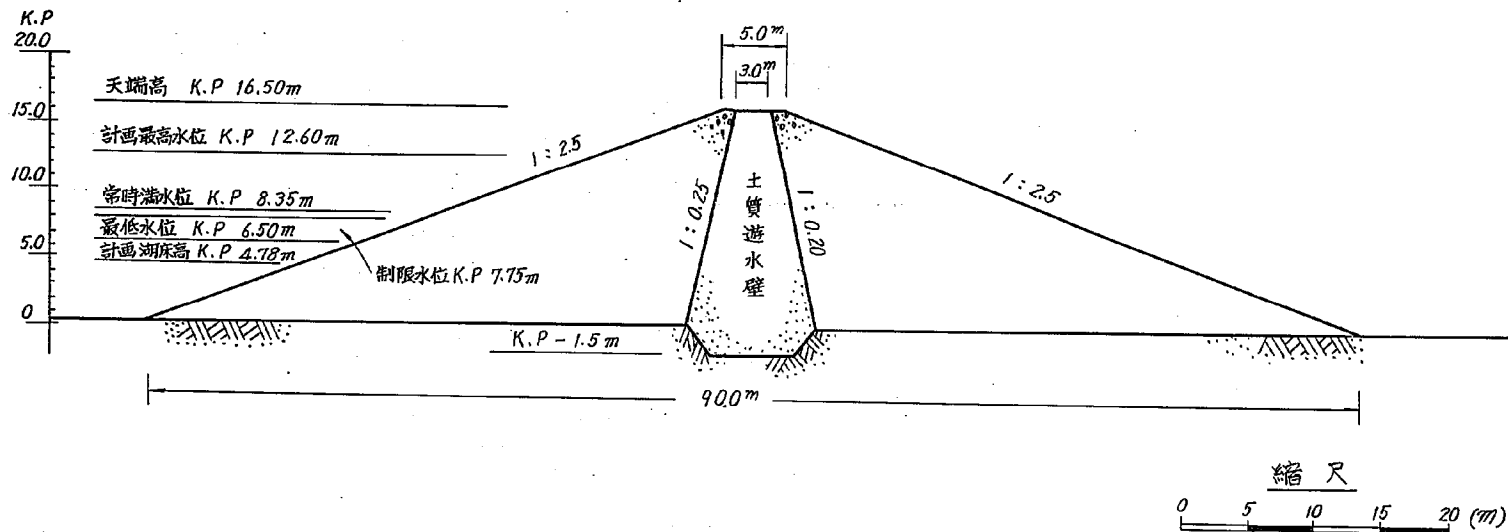
下流端条件は、水力計算から本川、導水路の水位～流量曲線を求めて実験条件を与えられるようにし、模型下流端の水位調節板で操作した。(図-7)

水位測定は、20断面を選定し、1断面当り3～5点の測定点を設け、1/10mm読み水面測定器で測定した。測定範囲は、図-6に示す。

流向は、模型河床に1mの方眼を設け、色素の流下する流線を追跡できるようにし、分流点附近を重点的に測定した。

表-1 実験ケース一覧表

河道 条件	夏川 合流		実験 No.	本川流量 Q ₀ (m ³ /s)	下流端条件断面			導水路 K. P (m)	水門 操作	測定				備考	
	有	無			本川 KP (m)					分流量 (m ³ /s)			水位		流向
					No.228	No.230	No.234			本川下流 Q ₁	導水路 Q ₂	南谷地 Q ₃			
計画河道 ①	○		1	1,600			○	等流	部分開	750	○	○	○	放流時	
	○	○	2	0	○			HWL	〃	○	300	—	○		
	○		3	1,600			○	等流	全開	○	○	○	○		
	○		4	〃			○	〃	部分開	750	○	○	○		
	○		5	877			○	—	全閉	○	—	○	○		
	○	○	6	〃	○			—	〃	○	—	○	○	放流時 〃	
	○		7	750			○	—	〃	○	—	○	○		
	○	○	8	〃	○			—	〃	○	—	○	○		
	○	○	9	450	○			HWL	部分開	○	300	○	○		
	○	○	10	200	○			〃	〃	○	100	—	○		
	○		11	1,600			○	等流	〃	780	○	○	○		
計画河道 ②		○	12	780		○		—	全閉	○	—	○	○	放流時	
		○	13	924		○		—	〃	○	—	○	○		
		○	14	1,600		○		等流	全開	○	○	○	○		
		○	15	〃		○		〃	1門全開	○	○	○	○		
		○	16	〃		○		〃	2門全開	○	○	○	○		
		○	17	500		○		HWL	部分開	○	100	—	○		
		○	18	1,600		○		低下背水	全開	780	○	○	○		
		○	19-1	850		○		等流	部分開	○	○	50	○		
		○	2	1,000		○		〃	〃	○	○	50	○		
		○	3	〃		○		〃	〃	○	○	100	○		
		○	4	〃		○		〃	〃	○	○	135	○		
		○	5	1,200		○		〃	〃	○	○	100	○		
		○	6	〃		○		〃	〃	○	○	144	○		
		○	7	〃		○		〃	〃	○	○	200	○		
		○	8	1,400		○		〃	〃	○	○	100	○		
		○	9	〃		○		〃	〃	○	○	144	○		
		○	10	〃		○		〃	〃	○	○	200	○		
		○	20	1,600		○		等流	全開	○	○	○	○		
		○	21	〃		○		低下背水	〃	780	○	○	○		
		○	22-1	850		○		等流	部分開	○	○	50	○		
		○	2	1,000		○		〃	〃	○	○	50	○		
		○	3	〃		○		〃	〃	○	○	100	○		
		○	4	〃		○		〃	〃	○	○	144	○		
		○	5	1,200		○		〃	〃	○	○	100	○		
		○	6	〃		○		〃	〃	○	○	144	○		
		○	7	〃		○		〃	〃	○	○	200	○		
		○	8	1,400		○		〃	〃	○	○	100	○		
		○	9	〃		○		〃	〃	○	○	144	○		
		○	10	〃		○		〃	〃	○	○	200	○		



圖一五 dams 標準橫斷圖

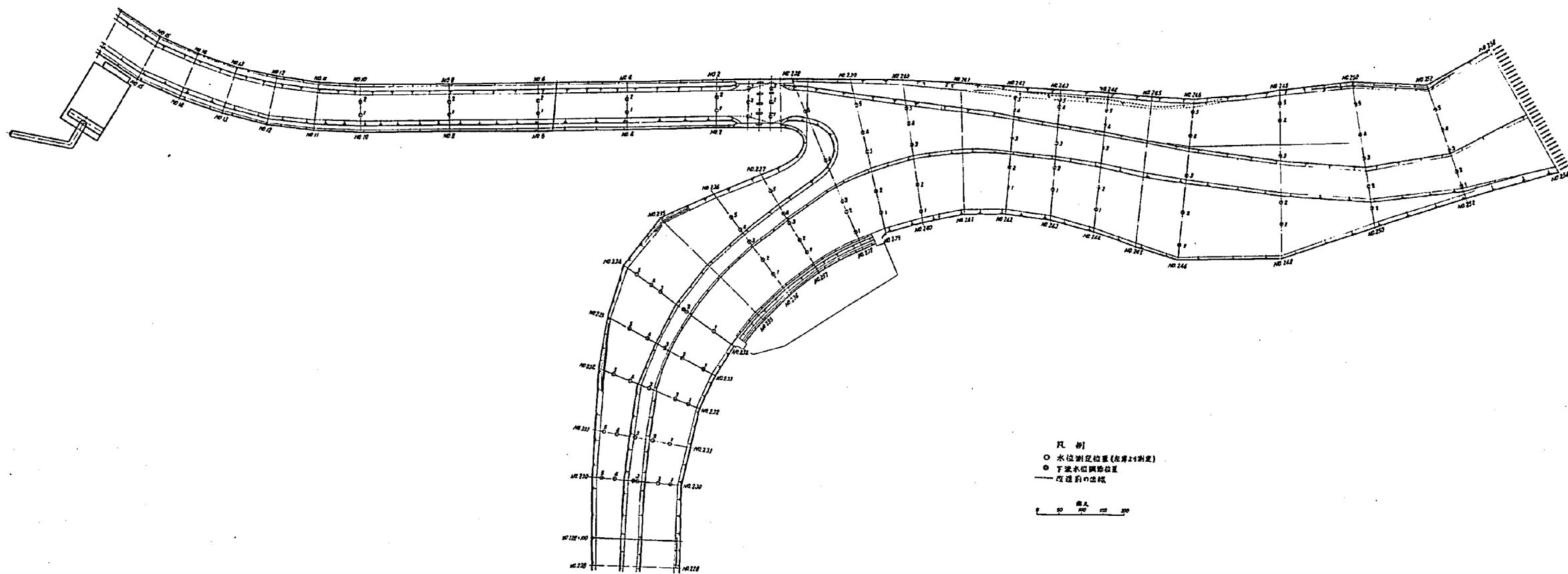


图-6 测定点模型平面图

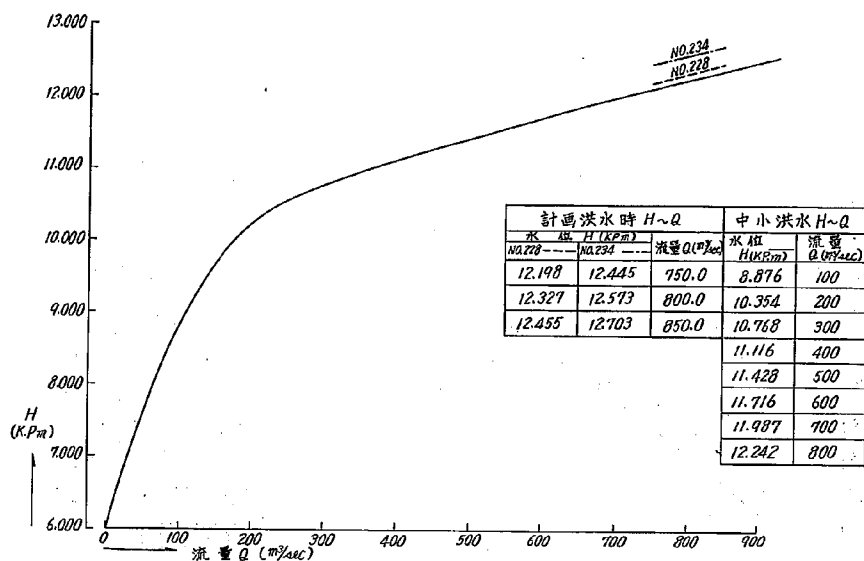


図-7-1(1) 迫川 H~Q 曲線図
(計画河道第1案)

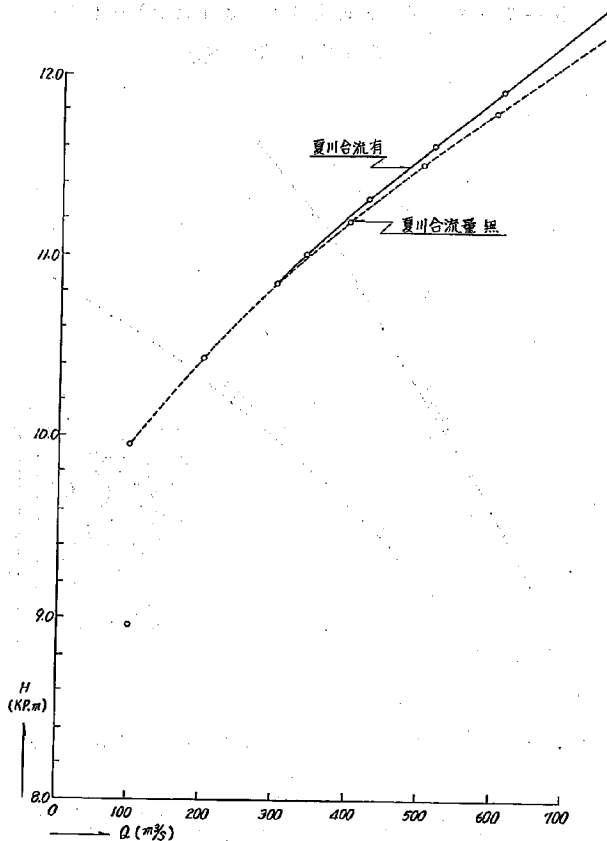


図-7-2) №230断面 H~Q 曲線図
(計画河道第2案)

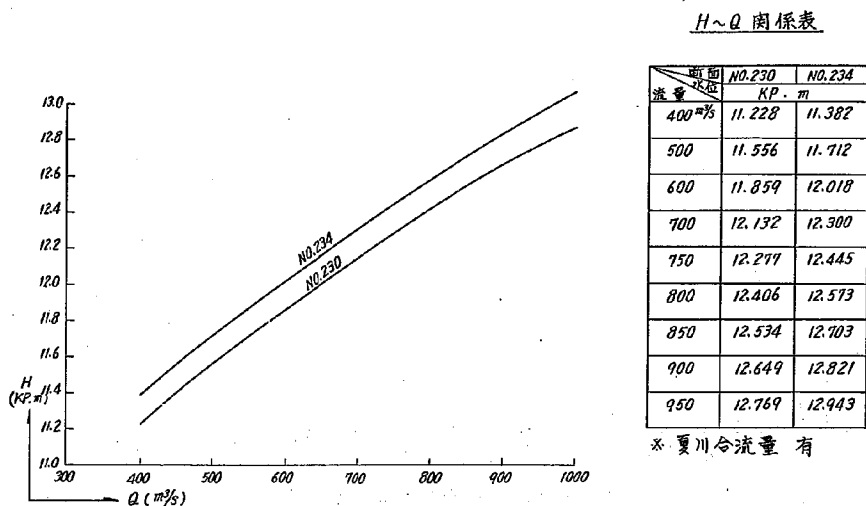


図-7-(3) №230及び№234断面H~Q曲線
(計画河道第2案)

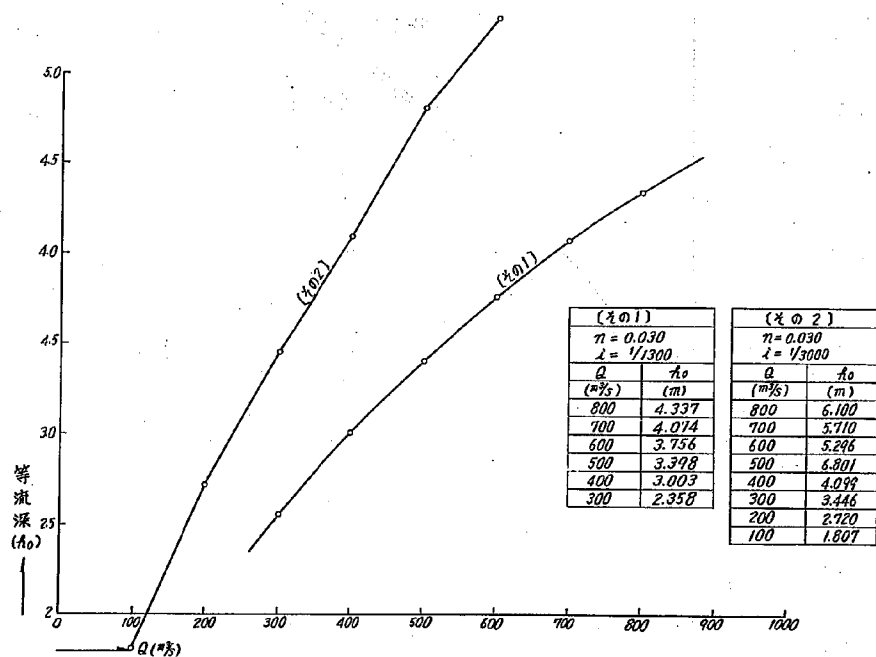


図-7-(4) 長沼導水路水位~流量曲線

3. 検証実験

3-1 相似律

実物と模型との水理現象が相似するためには、両者の間に力学的な相似則が成立しなければならない。本実験の場合は、重力、慣性力、の作用力が支配的と考えられるので、フルードの相似則に従うことになる。

流れの運動方程式を次のように表すと、

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V_x}{\partial t_x} + \frac{\partial h_x}{\partial x_x} - i_x + \frac{\partial}{\partial x_x} \left(\frac{V_x^2}{2g} \right) + \frac{n_x^2 \cdot V_x^2}{(R_x)^{4/3}} = 0 \dots \dots (\text{現地})$$

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial x_m} - i_m + \frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{V_m^2}{2g} \right) + \frac{n_m^2 \cdot V_m^2}{(R_m)^{4/3}} = 0 \dots \dots (\text{模型})$$

となり、流れの相似関係が成立するためには、運動方程式の各項の比が一定にならなければならない。

したがって、

$$\frac{V_x}{V_m} = V, \quad \frac{t_x}{t_m} = t, \quad \frac{h_x}{h_m} = h, \quad \frac{X_x}{X_m} = X, \quad \frac{n_x}{n_m} = n$$

とおき、各項の比を整理すれば、

$$\frac{V}{t} \cdot \frac{X}{h} = 1 = \frac{i \cdot X}{h} = \frac{V^2}{h} = \frac{n^2 \cdot V^2 \cdot X}{h \cdot R^{4/3}}$$

となって、第2項と第4項から、流速縮尺が、第1項と第2項からは時間縮尺、第2項と第5項から粗度縮尺が得られる。

以上のことから諸量の縮尺を表示すると次のようになる。

$$\text{面積: } A = X \cdot h$$

$$\text{流速: } V = (h)^{1/2}$$

$$\text{流量: } Q = X \cdot (h)^{3/2}$$

$$\text{粗度: } n = (h)^{3/2} \cdot (X)^{-1/2}$$

$$\text{時間: } t = X \cdot (h)^{-1/2}$$

8-2 模 型

模型は、実験場の敷地、設備の関係上、その縮尺を、

$$\left. \begin{array}{l} \text{鉛直方向} \\ \text{水平方向} \end{array} \right\} S = 1/50$$

とし、モルタル仕上げの固定床模型とした。

河床製作にあたっては、昭和46年作成の平面図・昭和26年測量横断面図に挿入された計画横断面図に基づいて製作した。

模型の範囲は、

水川筋 Na 2 2 8 ~ Na 2 5 4 の区間 (1.6 Km)

導水路 分流点 ~ 1.6 Km 下流の区間

南谷地遊水池 越流量の測定に必要な部分 である。

模型にとり入れた構造物は、南谷地越流せき（転倒水門柱付き）、分流水門（4門扉）で実験に必要なものとして、流頭部、流末部に矩形鋭縁せき、南谷地遊水池に三角せきを設け、長沼ダムからの放流実験のために導水路流末に量水槽を設置して流量調節ができるようにしてある。

模型下流端境界条件を水位～流量曲線によって与えるために、模型流末には水位調節板を設けてある。（図-6 参照）

模型に関する水理諸量の縮尺は、フルード相似則にしたがうと、次表のようになる。

表-2 水理諸元の縮尺

諸 元	次 元	縮 尺	
長さ 水深	L	$1/l$	$1/50$
流速	$L \cdot T^{-1}$	$1/l^{1/2}$	$1/7.07$
流量	$L^3 \cdot T^{-1}$	$1/l^{3/2}$	$1/177.00$
時間	T	$1/l^{1/2}$	$1/7.07$
粗度係数	$L^{-1/2} \cdot T$	$1/l^{1/2}$	$1/1.92$

本報告書で表示している実験値はすべて、縮尺によって換算したものである。

8-3 検証実験結果

現地と模型との間で水理現象の相似関係が、フルード則にしたがって成立するよう模型上で求めるためには、水位、流速分布の相似関係が得られればよく、その手段として

は粗度係数を相似させることによって得られる。

粗度係数を相似させる手法は、①洪水痕跡実測資料に基づくもの、②流量観測資料より算出した粗度によるもの、③水位観測所間の洪水位追跡により算出した粗度によるもの、④計画粗度によるもの、等が考えられ、この中から1方法を選択して模型の粗度を合わせることになる。

本実験の場合は、計画河道模型としているので、計画粗度係数—本川粗度係数 $n = 0.038$ ，導水路粗度係数 $n = 0.030$ —を用いて、模型粗度の調整を行うこととした。

実験結果は、表-8のようである。

粗度調整は、径 $0.5 \sim 1.0$ cm位の豆砂利をセメントペーストで河床に適宜付着させて行った。対象流量は、本川 $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ， $600 \text{ m}^3/\text{s}$ ，導水路 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ ， $300 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、各断面における水位測定値から不等流式によって、区間別に粗度係数を算出して検定した。

表-8から知られるように、区間毎の粗度にはバラツキを生じているが、流況からみて本実験には支障とならないと判断されたので、時間的制約等も考慮して、必要粗度とは完全な一致をみなかったが粗度調整を打切った。

表一 3 栓証実験結果

[illegible]

4. 本実験

4-1 計画河道第1案実験

計画河道第1案は、宮城県河川課より提示された原案の低水路法線形を若干修正したもので、河道の状態としては、大体现状低水路が計画低水路につけかえられたものとしてみてよく、低水路でなくなった現状低水路の大部分は、河床整成の際に「埋戻しが行われない河床」としている。図-8参照

本川計画河床高の縦断形は、現状最深河床の平均として設定しているが、No.232断面で越流せきとの関係から、1.0mの段落ち部を設け、その上流側では最深河床より高い河床高で上流にすりつけている。高水敷は、河床勾配とは一致しておらず、現状高水敷高を勘案して設定しているため、一様勾配とならない部分が生じる。また越流せき前面では約1m切下げをしている。

導水路の河床勾配は、長沼ダムへの放出口施工高まで一様勾配としたので $I_b = 1/1300$ となっている。

4-1-1 流況

実験結果は、図-9のようである。

実験No.1, 2. は、計画案の妥当性を調べたもので、分流点近傍の流向を測定した。

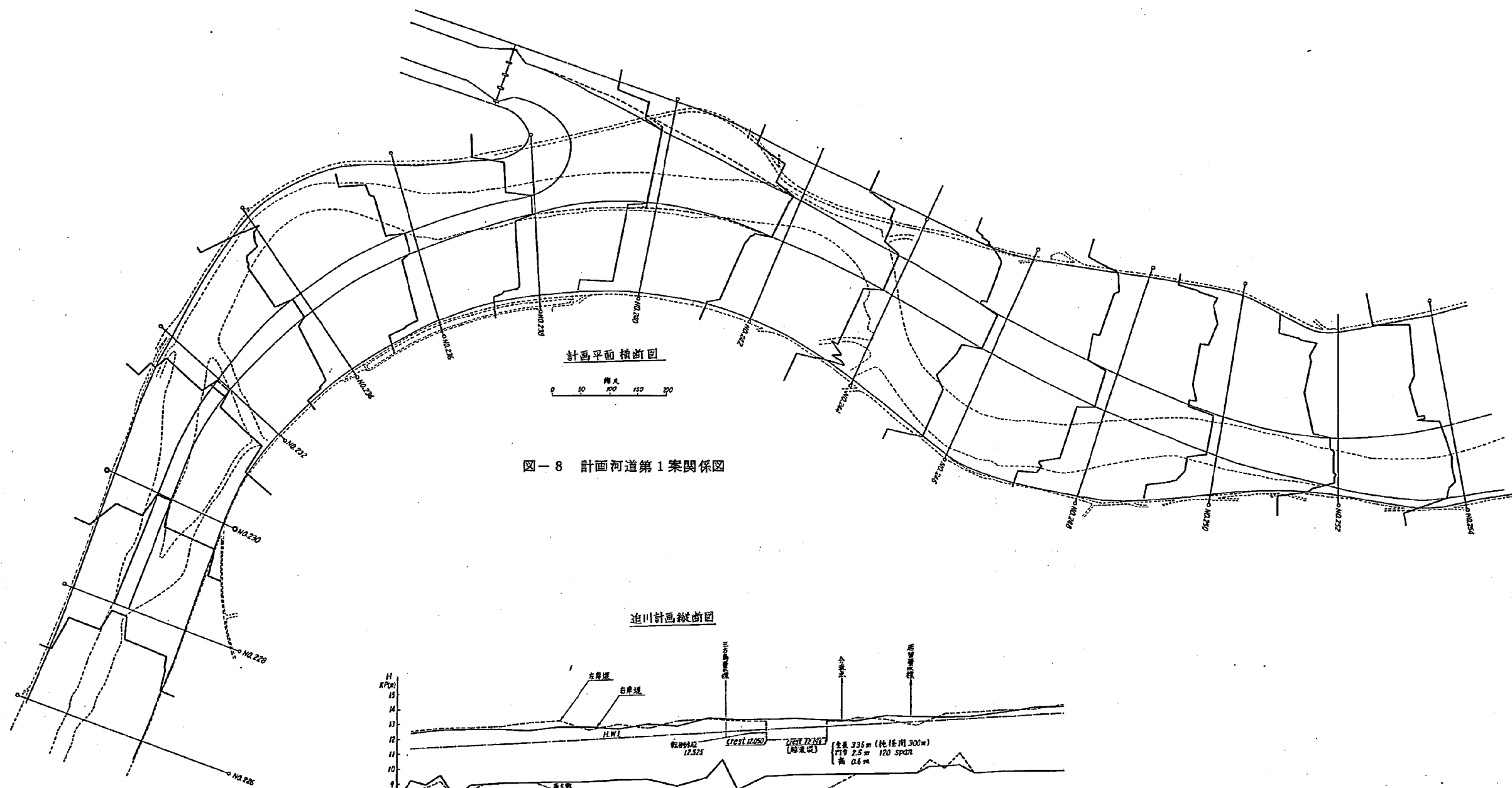
図9-(1)から知られるように、基準点流量 $Q_0 = 1.600 \text{ m}^3/\text{s}$ で、本川下流を $Q_1 = 750 \text{ m}^3/\text{s}$ になるよう分流水門を操作した場合で、分流点附近の河道線形が湾曲しているために導水路の呑口に向って流れが集中して行く傾向をもつが、流速が全般的に小さく、顕著な集中はみられない。

分流点上流側の低水路線形は、流線に一致しない部分があられ、分流点すぐ上流の低水路巾は若干広すぎるようにみられる。

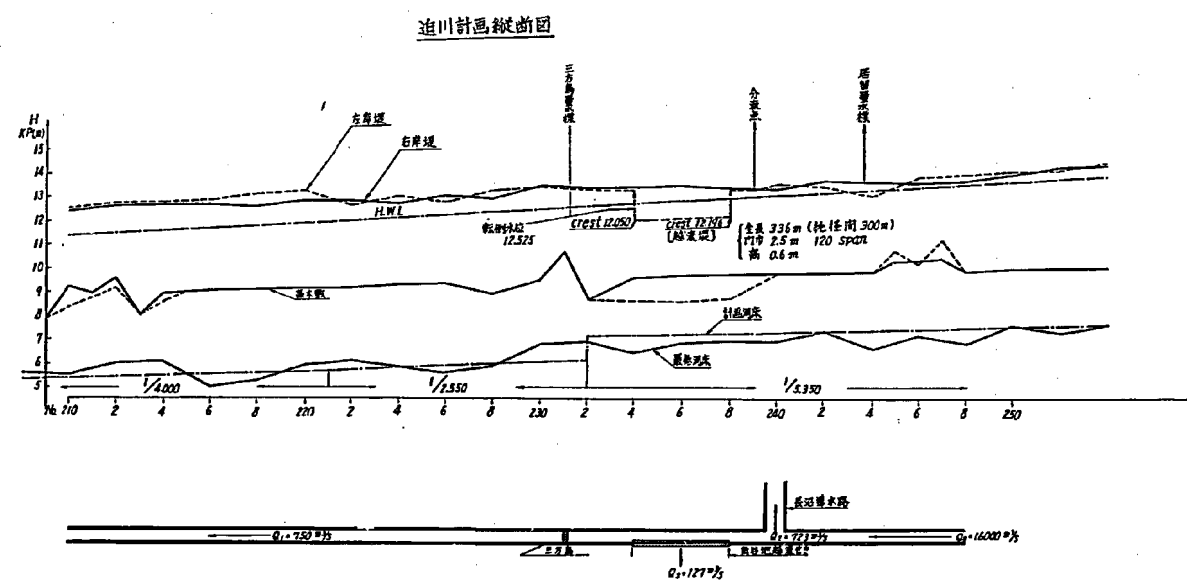
分流点先端部の高水敷は、本川側から導水路小段高にすりつけを行っているが、小段の方が高いために勾配がついている。したがって、分流点への水衝はみられないが、分流点から導水路への堤防沿いの流れが高水敷上より低水路へ落込む流れとなるために剝離現象が生じ、低水路法面の維持管理上好ましくない流況を示している。

分流水門と上・下流の取付け線形については、上流側の取付け角度が鈍角のために、接近流速は小さいが、高水敷のすりつけとも関連して流れが好ましくなく、左・右水門からの流出が小さくなる。ことに水門全開した場合には、死水域状になっている。下流側のとりつけはほとんど問題はなかった。

分流点より下流の本川の流況は、大体河道法線形に沿って流下するが、No.235~No.236断面右岸側に小逆流域を発生させる。



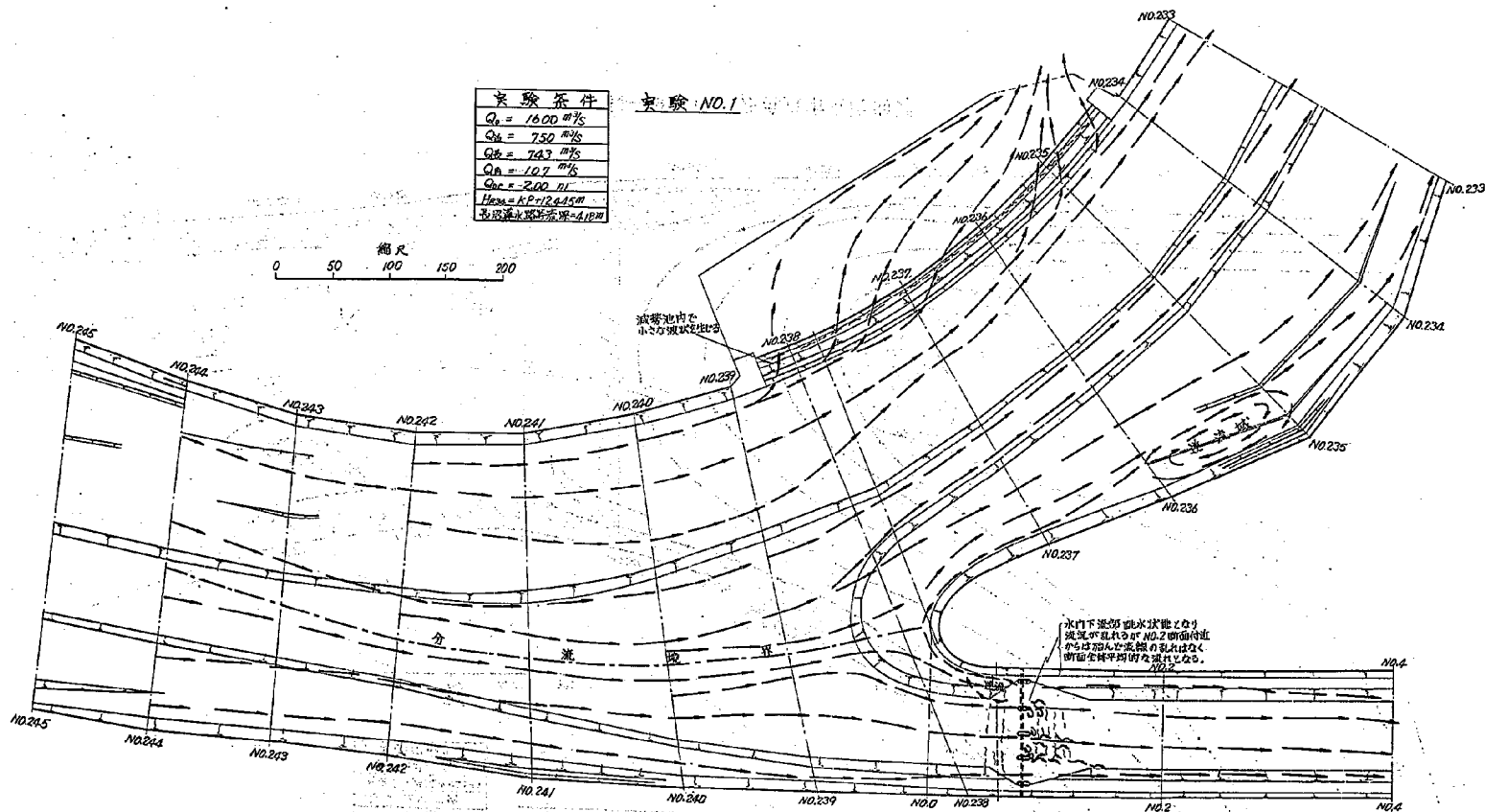
図一 8 計画河道第 1 案関係図



実験条件	
$Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$	
$Q_{10} = 750 \text{ m}^3/\text{s}$	
$Q_{20} = 743 \text{ m}^3/\text{s}$	
$Q_{30} = 107 \text{ m}^3/\text{s}$	
$Q_{40} = 200 \text{ m}^3/\text{s}$	
$H_{max} = 12.415 \text{ m}$	
右図は実験結果-A1Eの	

実験 NO. 1

縮尺
0 50 100 150 200



図—9—(1) 分流点附近流向図

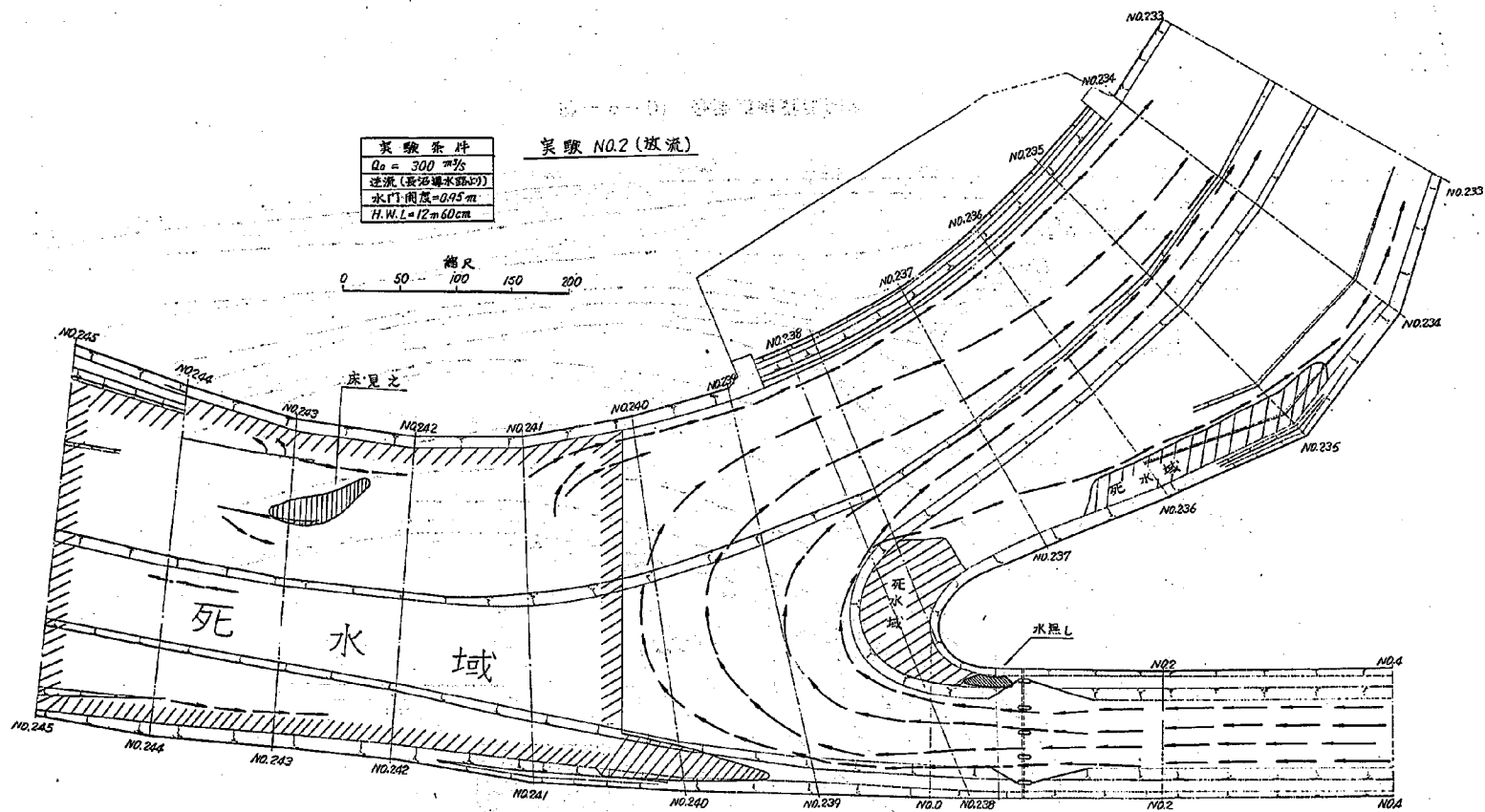


图-9-(2) 分流点附近流向图

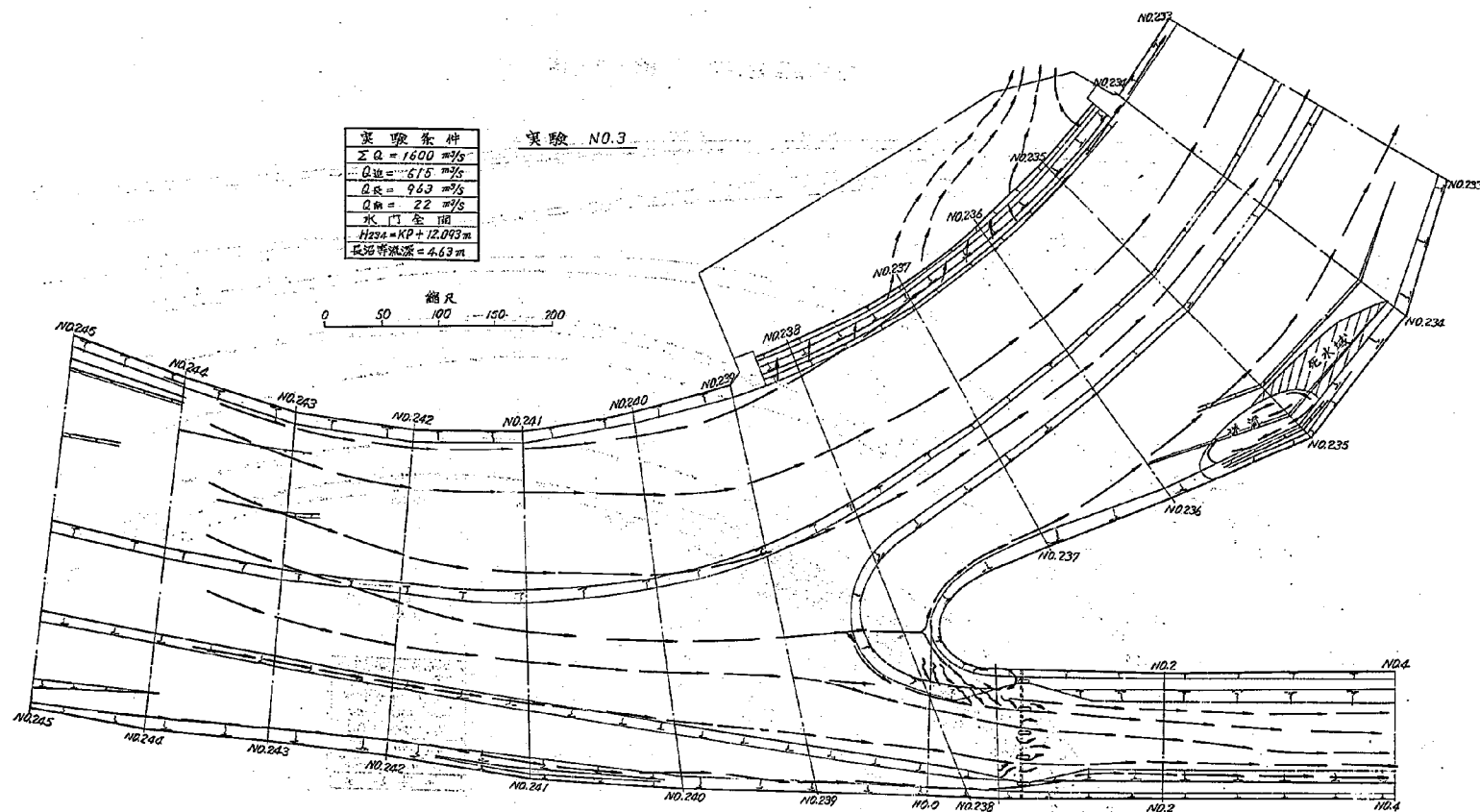


图-9-(3) 分流点附近流向图

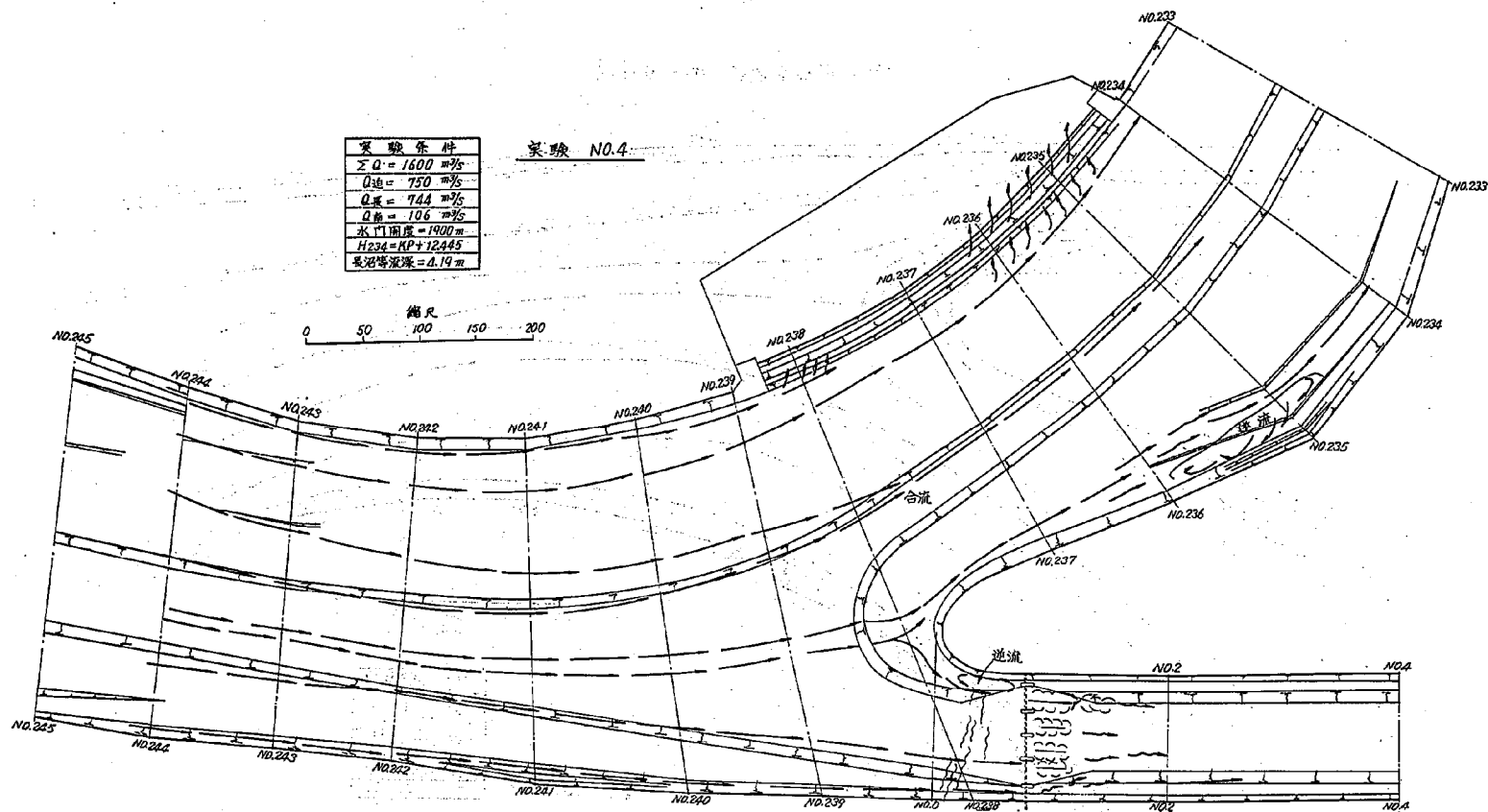


图-9-(4) 分流点附近流向图

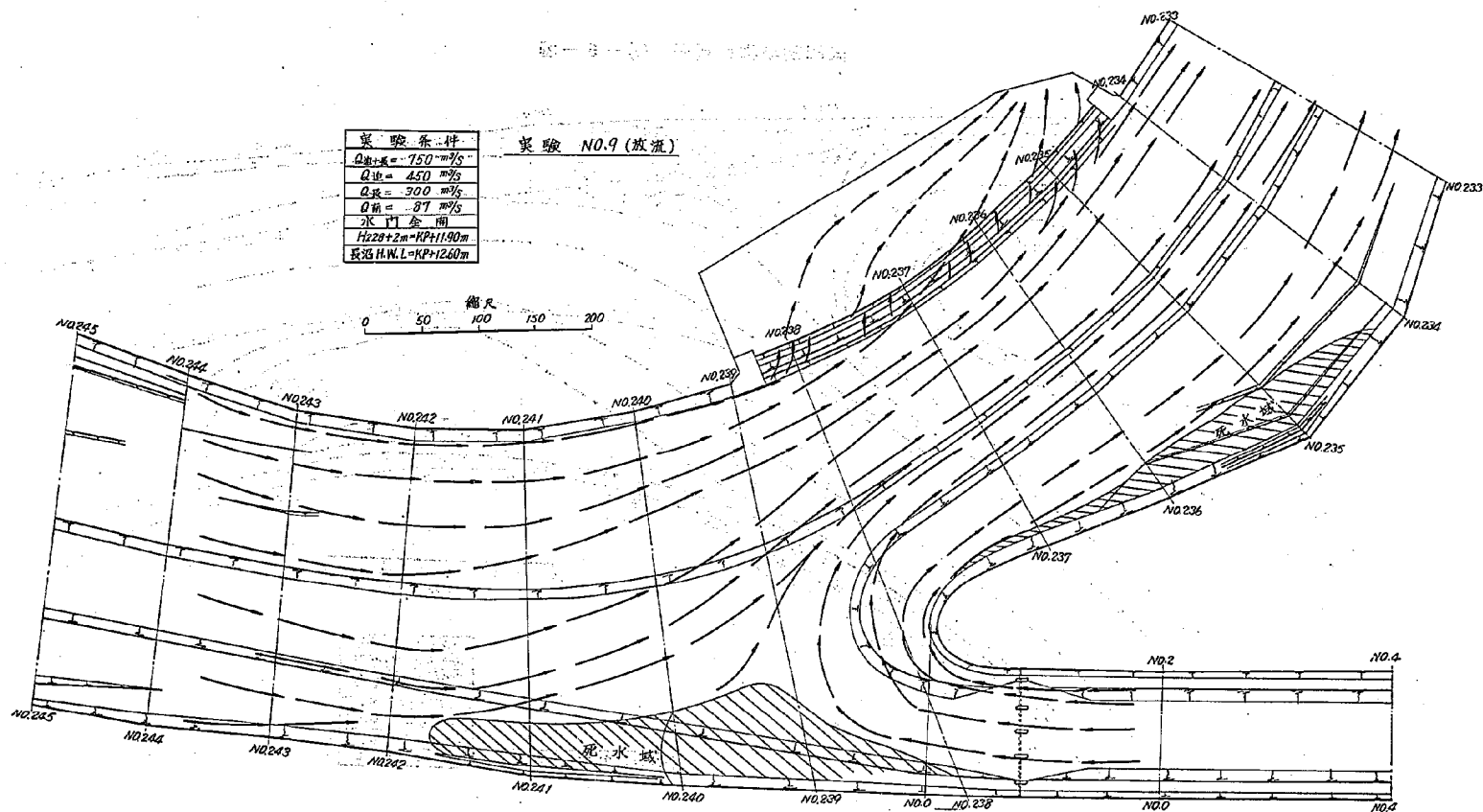
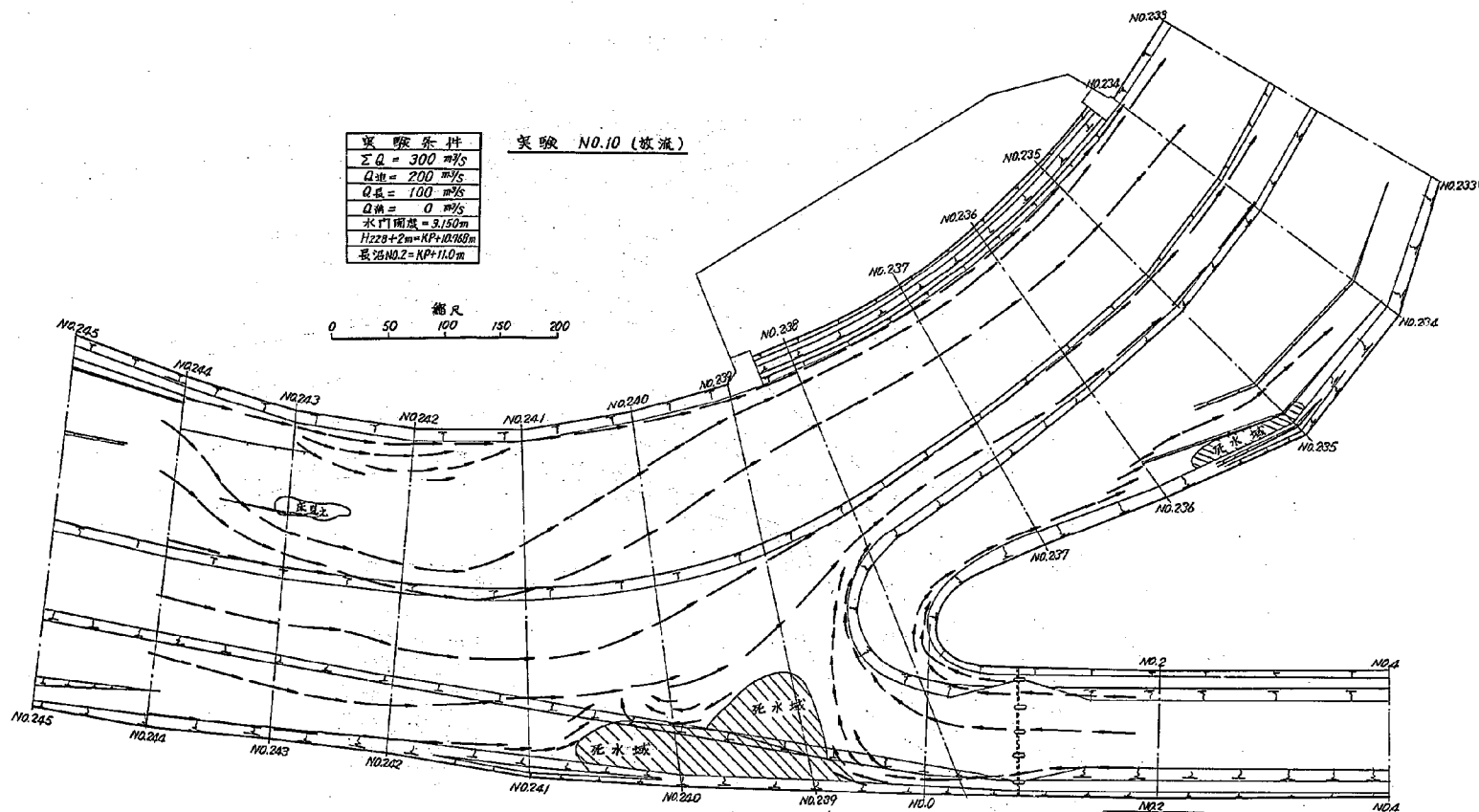
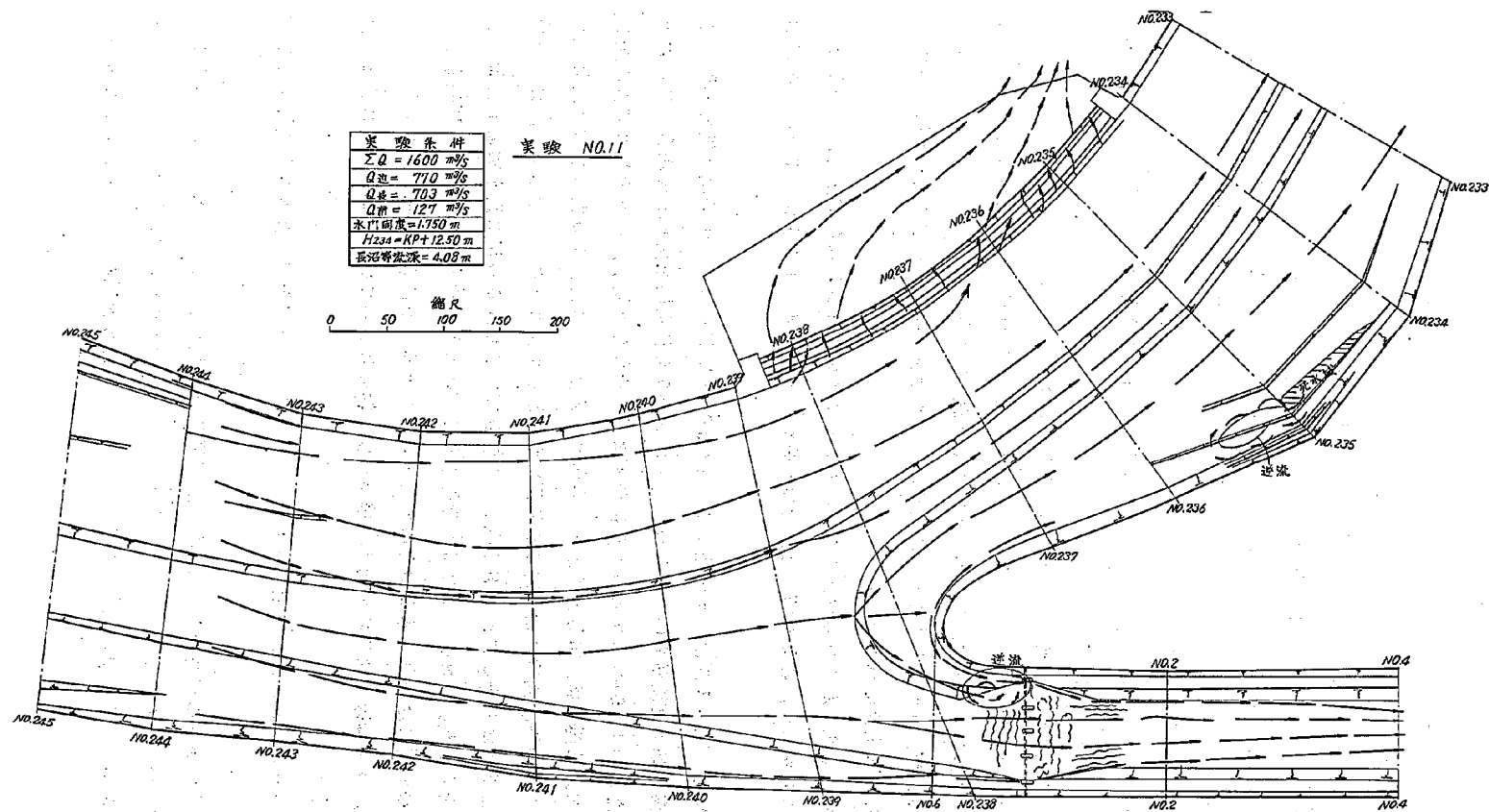


图-9-(5) 分流点附近流向图



图一 9 - (6) 分流点附近流向图



图一 9 — (7) 分流点附近流向图

南谷地越流せきは、せき前面の高水敷上流速が 1.5 m/s 前後と比較的小さい流速であるが、斜越流の流況を示し、高水敷上の流れに若干の影響を与えている。

越流する流線は、せきの上流部と下流部では流入角がかなり異なり、せきの湾曲していること共に越流せきの流量係数決定を困難にしているのが示されている。

図-9-(2)は、長沼ダムより放流した場合の実験で、導水路 $Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$ (貯水量を1日間で放流したとする場合の平均流量)、本川 $Q_0=0$ とし、放流条件としては最悪の状態を想定したものである。

本川上流からの流量を $Q_0=0$ とした関係上、No.240断面附近から上流部は死水域となるが、顕著な渦流域はみられない。

水門からの流出水脈は、分流点の低水路線形によく沿って流下し、No.237断面より下流はほぼ全断面に拡散して流れる。分流点の上流で左岸低水路法面をこえて高水敷上へ流れるのがみられるが、流速が小さいので問題にはならない。

分流点に死水域のできるのは、高水敷のすりつけが導水路側が高くなっているためで分流点高水敷上は流れない。

実験No.1, 2. から知られたように、好ましくない流況が現れた部分を、図-10のように修正をして、実験を行った。その結果は(実験No.3~11)図-9-(3)~(7)に示す。

実験No.3, 4, 11は、計画流量 $Q=1600 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して、①分流水門を全開の場合、②南谷地下流流量を $Q_1=750 \text{ m}^3/\text{s}$ になるよう分流水門を操作した場合、③南谷地越流量を $Q_2=12.6 \text{ m}^3/\text{s}$ になるよう分流水門を操作した場合、それぞれの流況を示したもので、法線形状、分流点高水敷の取付け、分流水門の上、下流側の取付け、等の修正を加えた結果、流線は比較的良好な修正線形に沿って流れることを示したが、分流水門左岸直上流には若干の逆流域が発生し、この取付け線形はさらに修正を加える必要があることを示した。また、No.235断面附近には、いずれの場合にも死水域を発生させるが、この附近には現状低水路がそのまま残されているためによる影響と思われる。

なお、南谷地遊水池内の流向は、模型を極小範囲にとっているため、実際の流況とは一致しない。

図-9-(5), (6), は、長沼ダムよりの放流時における流況で、流量条件を変えて実験を行った。

本川上流からの流量を与えた関係上、実験No.2と比較してかなり異った流況を示しているが、分流点の高水敷をを修正したことによって流れが円滑に流下するようになっている。分流点より上流での流線は法線形と一致しない部分が現れているが、流速が小さい

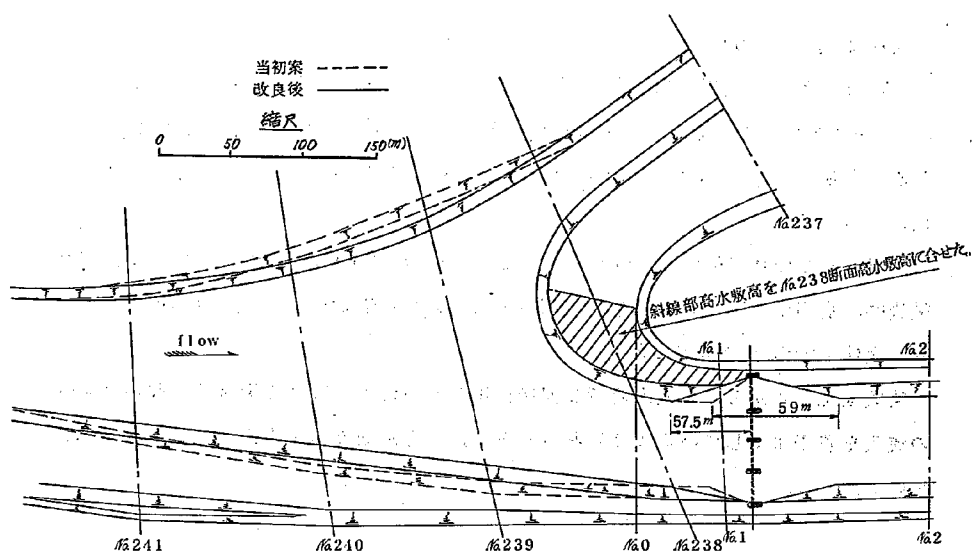


图-10 分流点附近法線形改良图

ので河床への影響はほとんどないとみてよい。導水路呑口の右岸側には相反する流向をもつ流れが合流するために避けることのできない死水域を発生させる。

4-1-2 分流量

洪水調節の計画流量配分は、計画概要でも記したように、若柳地点計画高水流量 $Q_0 = 1600 \text{ m}^3/\text{s}$ のうち、南谷地遊水池へ $Q_3 = 262 \text{ m}^3/\text{s}$ 、長沼ダムへ $Q_2 = 588 \text{ m}^3/\text{s}$ を流入させ、調節後の本川下流流量を $Q_1 = 750 \text{ m}^3/\text{s}$ とする計画が樹られている。その後、長沼ダム実施調査のために行われた水理計算によると、南谷地遊水池への流入量は $Q_3 = 127 \text{ m}^3/\text{s}$ 、長沼ダムへは $Q_2 = 788 \text{ m}^3/\text{s}$ となる結果を得ている。

実験は、水力計算結果の配分流量を目途として検証することにした。実験結果は表-4に示す。

実験Na.8から知られるように、分流水門を全開にした場合には、導水路（河床勾配 $I_s = 1/1800$ ）を等流状態で流下させると、長沼ダムへの流入量は $Q_2 = 968 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、計算値より $2.40 \text{ m}^3/\text{s}$ 多く、分流水門の操作が必要であることを示している。

実験No 1, 4は、分流水門を操作し、調節後の本川下流流量を $Q_1 = 75.0 \text{ m}^3/\text{s}$ とした場合であるが、長沼ダムへの流入量は $Q_2 = 74.4 \text{ m}^3/\text{s}$ 、南谷地遊水池には $Q_3 = 10.6 \text{ m}^3/\text{s}$ を流入させ、計算値に比して $20 \text{ m}^3/\text{s}$ の差が生ずる。

また、南谷地遊水池への流入量を計算値程度確保しようとするれば、実験 No. 11. のように本川下流への流量係 $Q_1 = 780 \text{ m}^3/\text{s}$ で、 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 過多となり、長沼ダムへの

流入量は $Q_2 = 690 \text{ m}^3/\text{s}$ で、 $80 \text{ m}^3/\text{s}$ 少くなる。

南谷地越流量と本川下流流量の合計流量で、導水路への流入をさせずに流下し、夏川の合流の有無によって生ずる南谷地越流量の変化を調べると（実験 № 5.6）合流のある場合には $Q_3 = 110 \text{ m}^3/\text{s}$ 、合流のない場合には $70 \text{ m}^3/\text{s}$ が流入し、 $40 \text{ m}^3/\text{s}$ 位の差が生ずる。

長沼ダムでの調節後の残流量（ $Q_0 - Q_2$ ）を $Q = 750 \text{ m}^3/\text{s}$ とした場合の南谷地越流は、夏川の影響があると $Q_3 = 8.5 \text{ m}^3/\text{s}$ 、夏川を無視すると $Q_3 = 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、大体 $10 \text{ m}^3/\text{s}$ の差ができる。

実験 № 1. 4 から、分流点附近の河床修正を行ったことによる影響は、長沼ダムへの流入を若干よくしているようにみられるが、ほとんどないと考えてよいことを示している。

表-4 分流量測定結果（計画河道第1案）

実験 No	本川基準点 流量 (Q_0)	下流端条件			水門操作	分流量 (m^3/s)			
		No 2 2 5	No 2 3 4	導水路		本川下流	導水路	南谷地	
	(m^3/s)	KP.(m)	K.P.(m)	(m)	(m)	(Q_1)	(Q_2)	(Q_3)	
1	1600		12,445	4.18	2.00	750	743	107	放流時
2	0	10,768		KP.(m) 12,600	0.95	300	300	—	
3	1600		12,093	4.63	全開	615	963	22	
4	1600		12,445	4.19	1.90	750	744	106	
5	877		12,476	—	全閉	768	—	109	
6	877	12,250		—	全閉	810	—	67	
7	750		12,308	—	全閉	717	—	33	
8	750	12,070		—	全閉	724	—	26	放流時
9	450	11,980		KP(m) 12,600	1.85	726	300	24	
10	200	10,768		KP(m) 11.00	3.15	300	100	—	放流時
11	1600		12,525	4.08	1.75	780	690	130	

4-1-3 水位

水位測定結果は、図-11、表-5に示すようである。

大林基準点計画高水流量 $Q_0 = 1600 \text{ m}^3/\text{s}$ を流下させた実験No. 1. 4. 11. によれば、水位縦断形は、長沼ダム、南谷地遊水池へ分流させたために、分流点特有の現象である水位低下が生じ、水面勾配は $I_w = 1/1850$ となり、低下背水で流れる。分流点下流は、一般的には南谷地への越流があるために水面形が一樣勾配に現れないとみられるが、比較的一様で緩勾配となり、しかもせき上げ背水のような水面形に現れている。この傾向は、断面No. 228~No. 234 区間で損失水頭が水理計算値と実験値とに差があることを示しているといえよう。

実験は、水理計算に近い流量配分が得られるような下流端条件を設定しているが、南谷地越流量は分流量測定結果から知られたように、実験No. 1. 4. では、断面No. 234 水位をK. P. 12.445 m (転倒水位K. P. 12.525 mより0.08 m 低い)としても水理計算結果より少い。本川下流流量を $Q_1 = 780 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下させると断面No. 234 水位はK. P. 12.525 で転倒水位と同じになり、越流量も計算値に一致するようになる。すなわち、転倒水位を得るための流量は $Q_0 = 780 \text{ m}^3/\text{s}$ が必要であることを示している。

計画高水位との比較では、南谷地越量せきより下流では0.1~0.4 mの余裕が、上流では0.5 mの余裕がみられる。

実験No. 5. 6. 7. 8. は、夏川の合流の有無による実験であるが、その水位差の影響は(長沼ダムへの分流を行わない)断面No. 252より上流まで及ぶことを示している。

導水路は、等流で流下させているので河床勾配に沿った水面形を示している。放流実験では湛水位を高くし流量を与えているために現地では湛水位から水面勾配がつくようになるが、分流水門近傍で水位を与えたのでダム側の水位が計画水位を越すような水面形(実験No. 2)となった。

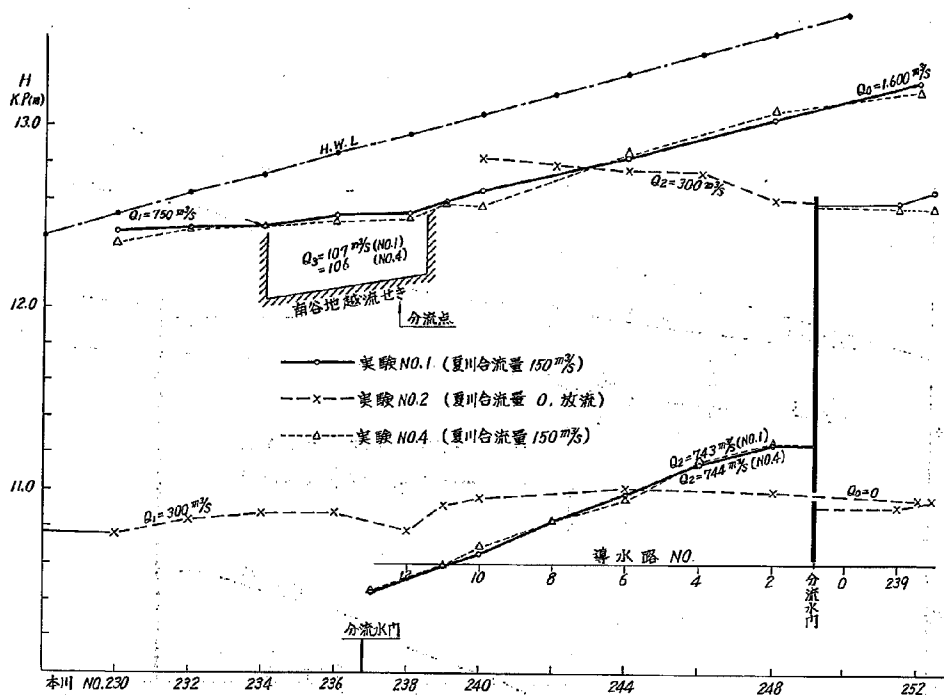
実験No. 1. 4.からは、分流点附近の河床を修正しても影響がほとんどないことが知られる。

4-2 計画河道第2案実験

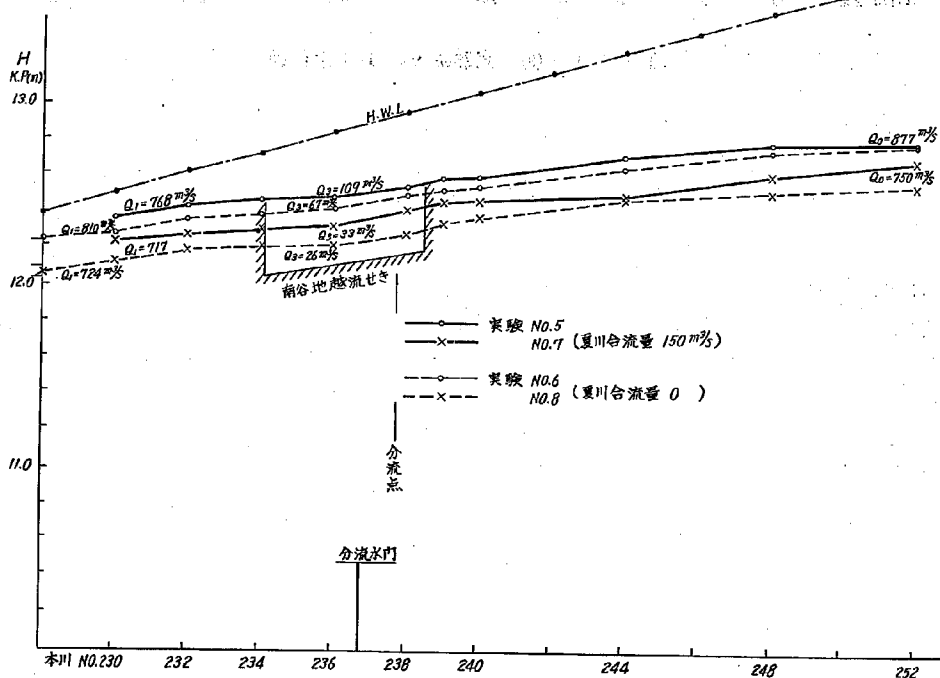
計画河道第2案は、図-12. にみられるように、分流点上流の低水路線形、計画河床高は第1案と同様にし、高水敷は完全に整成された複断面形となるよう河床勾配に合せた高さとしている。分流点下流低水路法線は、No. 228~No. 232 間を拡巾、No. 232~No. 238 間を縮巾し、同一幅員となるよう修正した。また導水路は、河床勾配を $I_0 =$

表一 5 計画河道第 1 案水位測定結果表

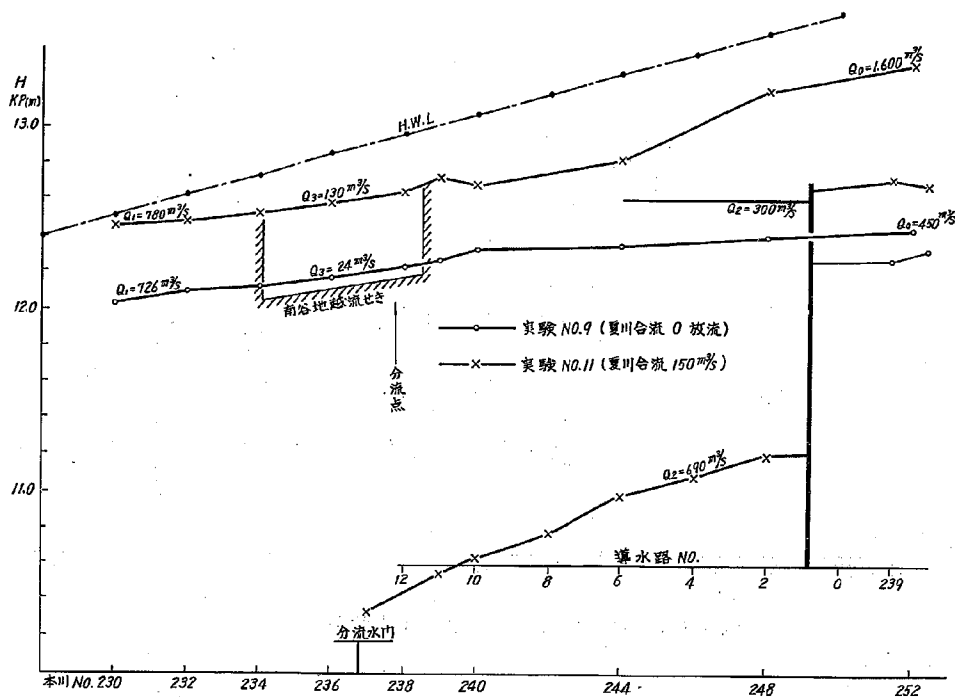
河川名	断面 No.	実験 No. 1	No. 2	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 11
		Q ₀ = 1600 Q ₁ = 750 Q ₂ = 743 Q ₃ = 107	Q ₀ = 0 Q ₁ = 300 Q ₂ = 300 Q ₃ = 0	Q ₀ = 1600 Q ₁ = 750 Q ₂ = 744 Q ₃ = 106	Q ₀ = 877 Q ₁ = 768 Q ₂ = 0 Q ₃ = 109	Q ₀ = 877 Q ₁ = 810 Q ₂ = 0 Q ₃ = 67	Q ₀ = 750 Q ₁ = 717 Q ₂ = 0 Q ₃ = 33	Q ₀ = 750 Q ₁ = 724 Q ₂ = 0 Q ₃ = 26	Q ₀ = 450 Q ₁ = 726 Q ₂ = 300 Q ₃ = 24	Q ₀ = 1600 Q ₁ = 780 Q ₂ = 690 Q ₃ = 130
迫 川	252	13,250	10,958	13,205	12,800	12,790	12,705	12,570	12,437	13,345
	248	13,040	11,002	13,085	12,795	12,751	12,619	12,530	12,399	13,201
	244	12,827	11,016	12,845	12,720	12,650	12,501	12,478	12,347	12,823
	240	12,645	10,960	12,562	12,600	12,553	12,474	12,375	12,324	12,680
	239	12,585	10,918	12,575	12,591	12,518	12,465	12,350	12,271	12,720
	238	12,519	10,785	12,492	12,546	12,500	12,416	12,287	12,231	12,641
	236	12,512	10,874	12,469	12,487	12,419	12,327	12,227	12,171	12,577
	234	12,445	10,870	12,445	12,476	12,386	12,308	12,219	12,123	12,525
	232	12,441	10,836	12,428	12,436	12,366	12,275	12,194	12,097	12,479
	230	12,419	10,761	12,349	12,371	12,284	12,239	12,128	12,028	12,461
導 水 路	2	11,262	12,600	11,264					12,600	11,212
	4	11,154	12,750	11,174	(分流水門全閉)	(分流水門全閉)	(分流水門全閉)	(分流水門全閉)	(放流)	11,087
	6	10,979	12,762	10,948						10,979
	8	10,837	12,790	10,842						10,774
	10	10,649	12,827	10,692						10,642
	11	10,587	(放流)	10,592						10,549
	13	10,442		10,452						10,342



图—11—(1) 实验 No. 1, 2, 4 水位图



图—11—(2) 实验 No. 5, 6, 7, 8 水位图



図一 1 1 - (3) 実験 No. 9, 11 水位図

1/3000とし、分流水門を25m下流に移設して、水門との取付け構造を修正した。さらにNa241~Na247区間の右岸堤を引堤している。

4-2-1 流況

実験は、ケース一覧表に示したように、4ケースについて流向測定を行った。実験条件は、下流水位を夏川が合流しない場合、したがって本川筋に流下しやすい状態としたものである。測定結果は図-13に示す。

実験Na14は、計画高水流量 $Q_0 = 1600 \text{ m}^3/\text{s}$ を流下させ、分流水門を全開にしたときの流量配分における流況を示したもので、全般的には河道線形、低水路線形に沿って流下する流線を示している。導水路の呑口右岸側で低水路線形と流線が合致しない流況がみられるが、この付近では本川側へ流下する傾向が強くなっているためによると考えられ、低水路法線沿いは若干流速が小さくなるが死水域状とはならないので、この法線形としても大きな問題とはならないと思われる。分流境界は若干右岸側へ寄っている。

また、水門上流の左岸側には渦流域を発生させるが、その規模は小さく、大きな影響はないものと考えられる。

分流点への水衝りは、第1案でも知られたようにほとんどなく、特別な防護工を施す必要は認められないが、高水敷先端部では低水護岸に沿って流れる現象があるので、護岸根固めは充分注意を払う必要がある。

分流水門と堤防との取付け方法を変えたことによって流入は円滑になった。

南谷地越流せき前面の高水敷を高くした影響はみられない。また、Na285断面附近右岸側に生じた死水域も堤防法先だけになり、特異現象は全くみられない。

実験Na17は、水理計算による検討結果から放流時における最大放流量は $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度となり、その場合の本川流量は $Q_0 = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ であることが知られたので、実験条件として計算結果を用うことにした。なお、貯水位は、水門下流100m地点でK P. 12.20mを与えた。

導水路からの放流量に対する本川流量の比率が大きいため、分流水門から流出する水脈はNa0断面附近まで直進するが、本川流に圧迫されて右岸高水敷上を流下するようになる。

流線は、本川流との接点で多少の乱れを生ずるが、ほとんど法線形に沿った流れを示している。

呑口附近の右岸側には死水域を発生させるが、流向の相反する流れが合流するため、この現象は不可避的なものとなる。導水路内のNa2断面附近両岸に発生している死水

域は、水門操作によって導水路内の水位はせき上げの状態となっており、水門への接近流速は極めて小さく、死水域の領域判定はむしろ困難な流況を示すような流れであるから、影響はないと考えてよい。

実験№15. 16. は、分流水門操作を1門開放、2門開放した場合の流況を測定したもので、いずれも左岸側水門の操作とした。

この2ケースは、流量配分の差はあるが、流れはよく似た流況を程している。本川側の流れは河道線形によく沿った流線となっており、特に問題となる流況はみられないが、導水路内は分流水門を左岸側の一部を開放したことによって、流れの集中を発生させ、蛇行現象が現れる。このような流れは導水路の維持管理上好ましくなく、水門操作には全門または中央部2門による方式でなければならないことを示している。

4-2-2 分流量

長沼ダム、南谷地遊水池で調節する計画流量配分は、河道条件が変わったため、越流せき附近の流況を考慮し、越流せきの横越流計算方式を修正して、水理計算で再検討を加えた結果、長沼ダムへの流入量 $Q_2 = 676 \text{ m}^3/\text{s}$ 、南谷地越流量 $Q_3 = 144 \text{ m}^3/\text{s}$ 、本川下流流量 $Q_1 = 780 \text{ m}^3/\text{s}$ となることが知られた。

実験は、夏川合流量の有・無の2ケースについて計算によって得られた流量配分を確かめることにした。測定結果は表-6に示すようである。

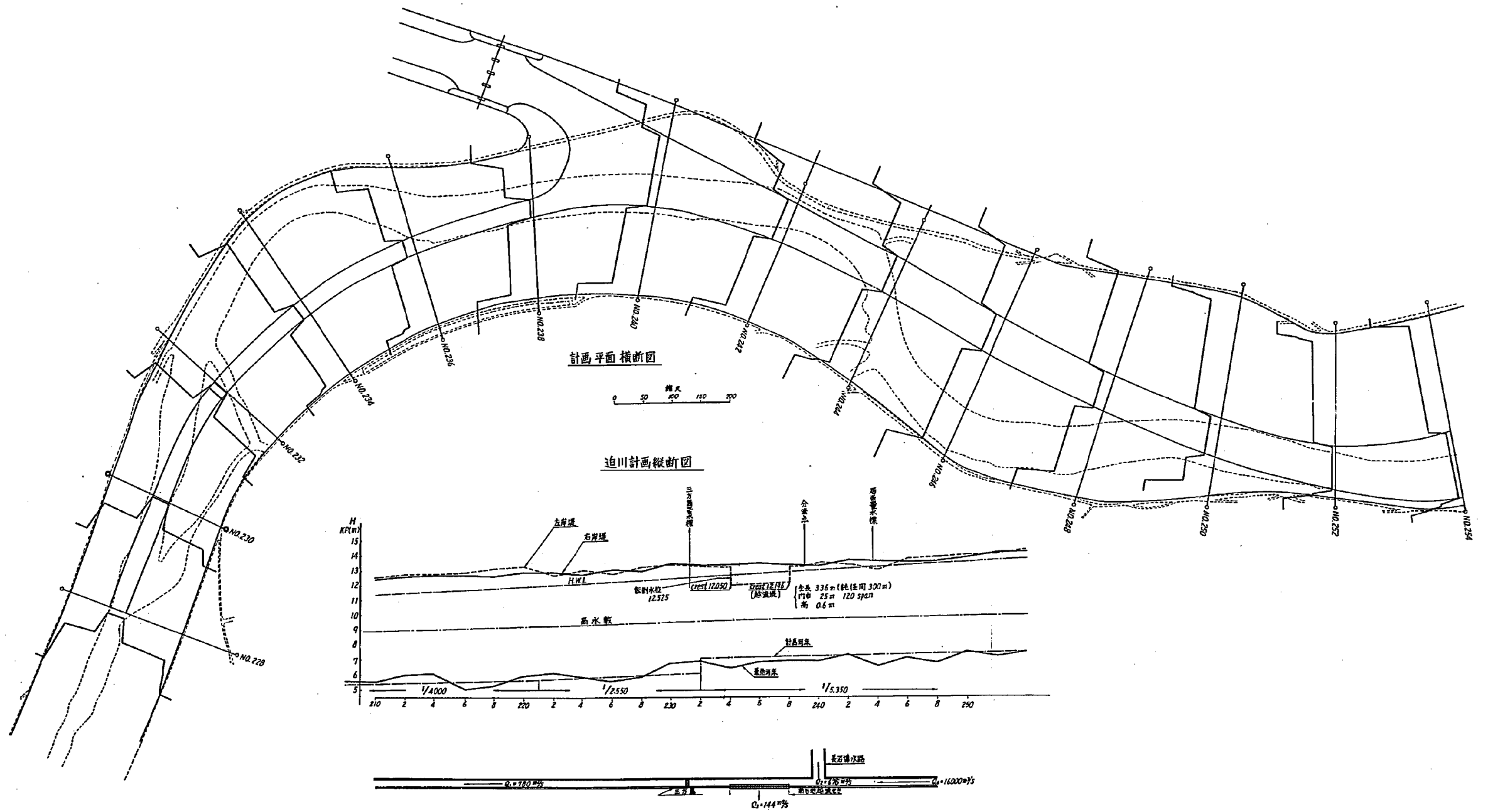
実験№14. 20. は計画流量に対して分流水門を全開にし、自然分流させている場合で、実験№14. は夏川合流量を「無し」、№20 は合流量が「有り」の実験条件としている。

測定結果によれば、いずれも長沼ダムへの流入量が $Q_2 = 680 \text{ m}^3/\text{s}$ 前後となっており、計算値より $40 \text{ m}^3/\text{s}$ 位少ない値を示しているが、導水路は河床勾配を緩(1/8000)にしたため、等流で流入させると計画配分流量は得られないということを示している。計算では長沼ダムの貯水位を考慮して不等流(低下背水)で流れるものとしているので、分流水門操作により配分流量が得られることになっている。

また南谷地への越流量をみると、模型下流端境界条件の設定に充分精度のある状況にはなかったが、大体 $Q_3 = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度と考えられ、計算値に比して $20 \text{ m}^3/\text{s}$ 位少くなっている。

したがって、長沼ダム、南谷地遊水池への調節流量減は、本川下流への流量(Q_1)を約 $60 \text{ m}^3/\text{s}$ 増大していることになる。

実験№18. 21. は分流水門を全開の状態にして、本川下流流量を $Q_1 = 780 \text{ m}^3/\text{s}$ となるように、導水路水面形を低下背水にして流入させた場合の測定結果である。



図一 1 2 計画河道第 2 案関係図

图-13-(1) 分流点附近流向图

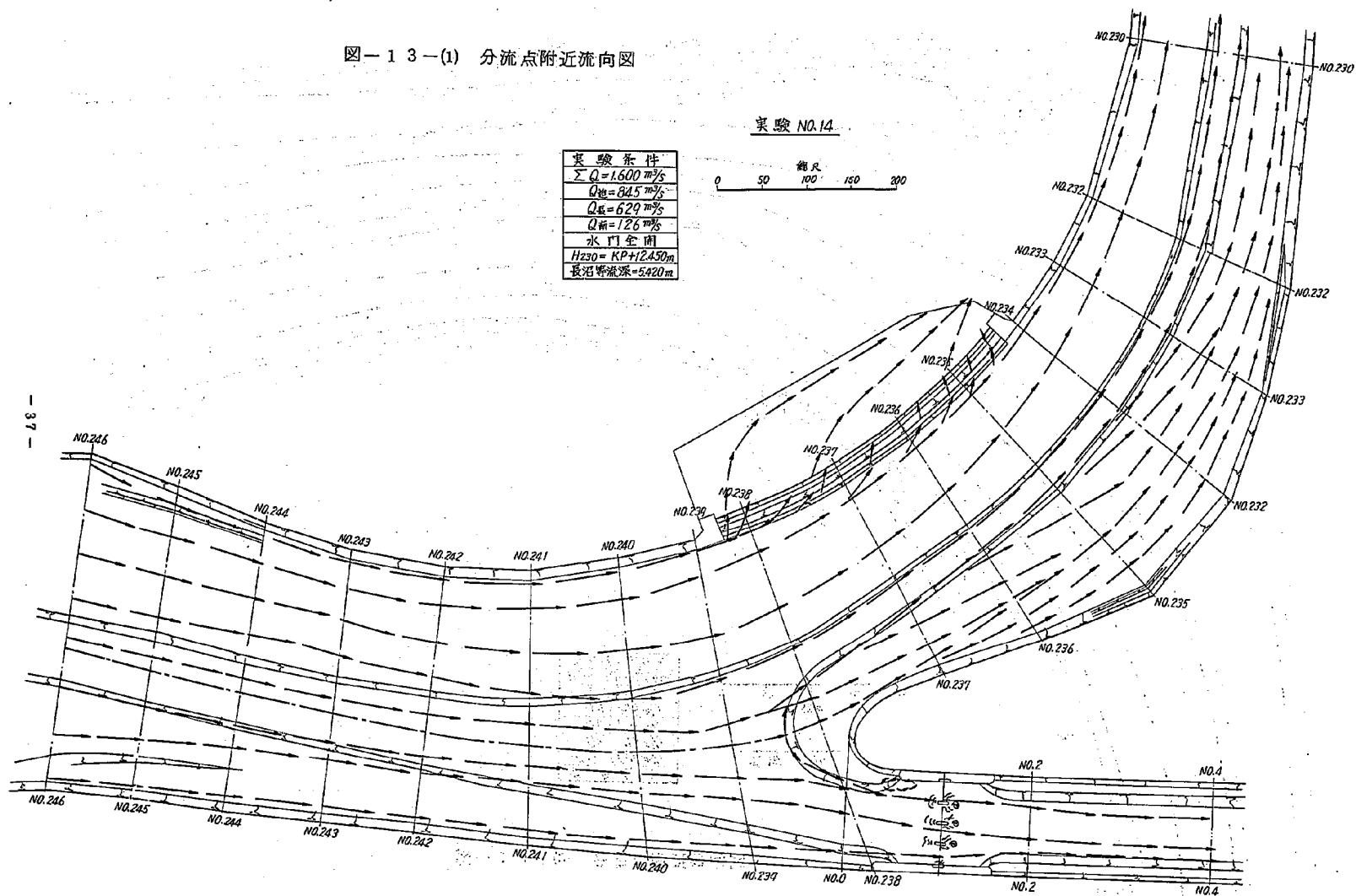
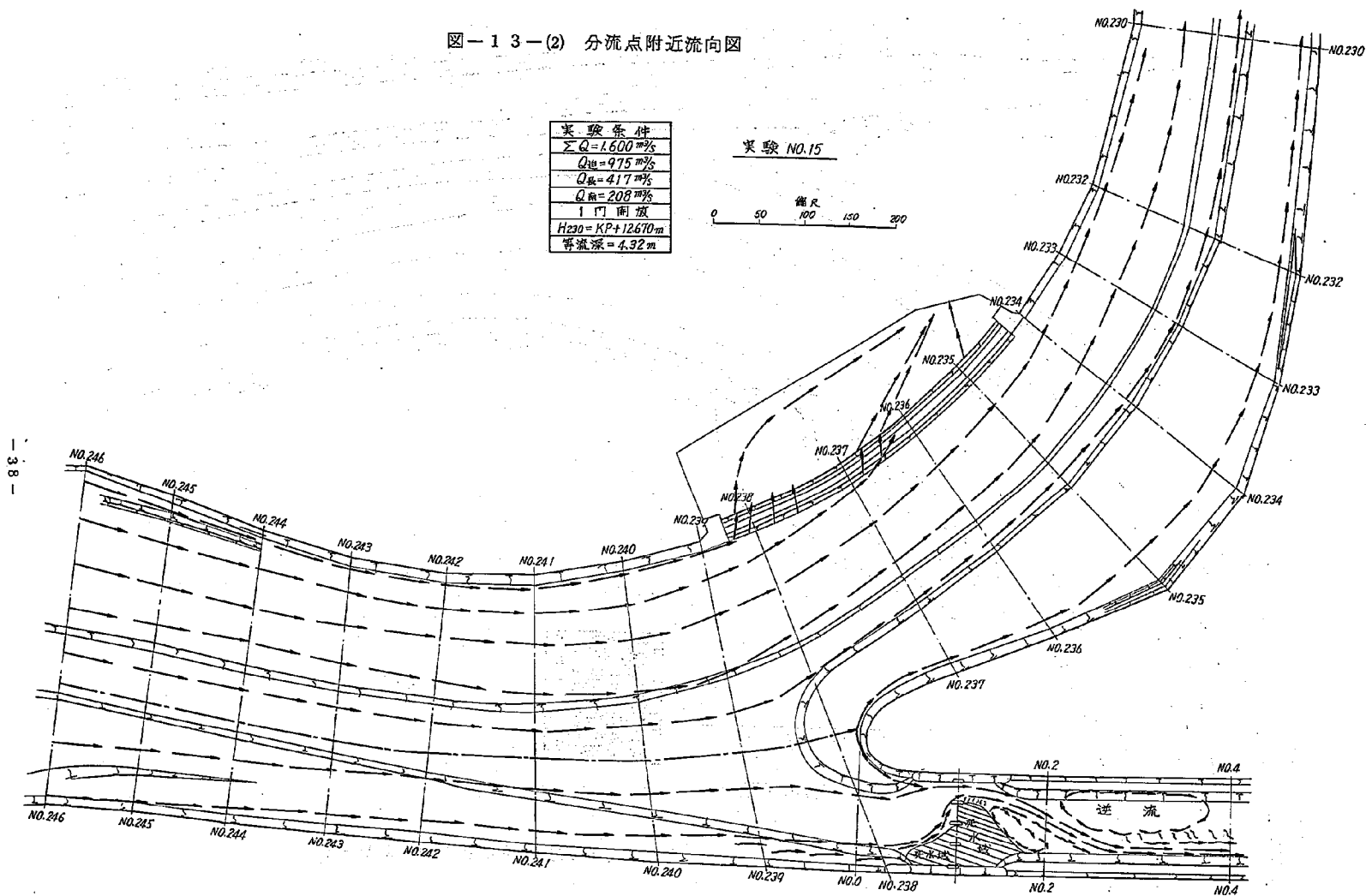


图-13-(2) 分流点附近流向图

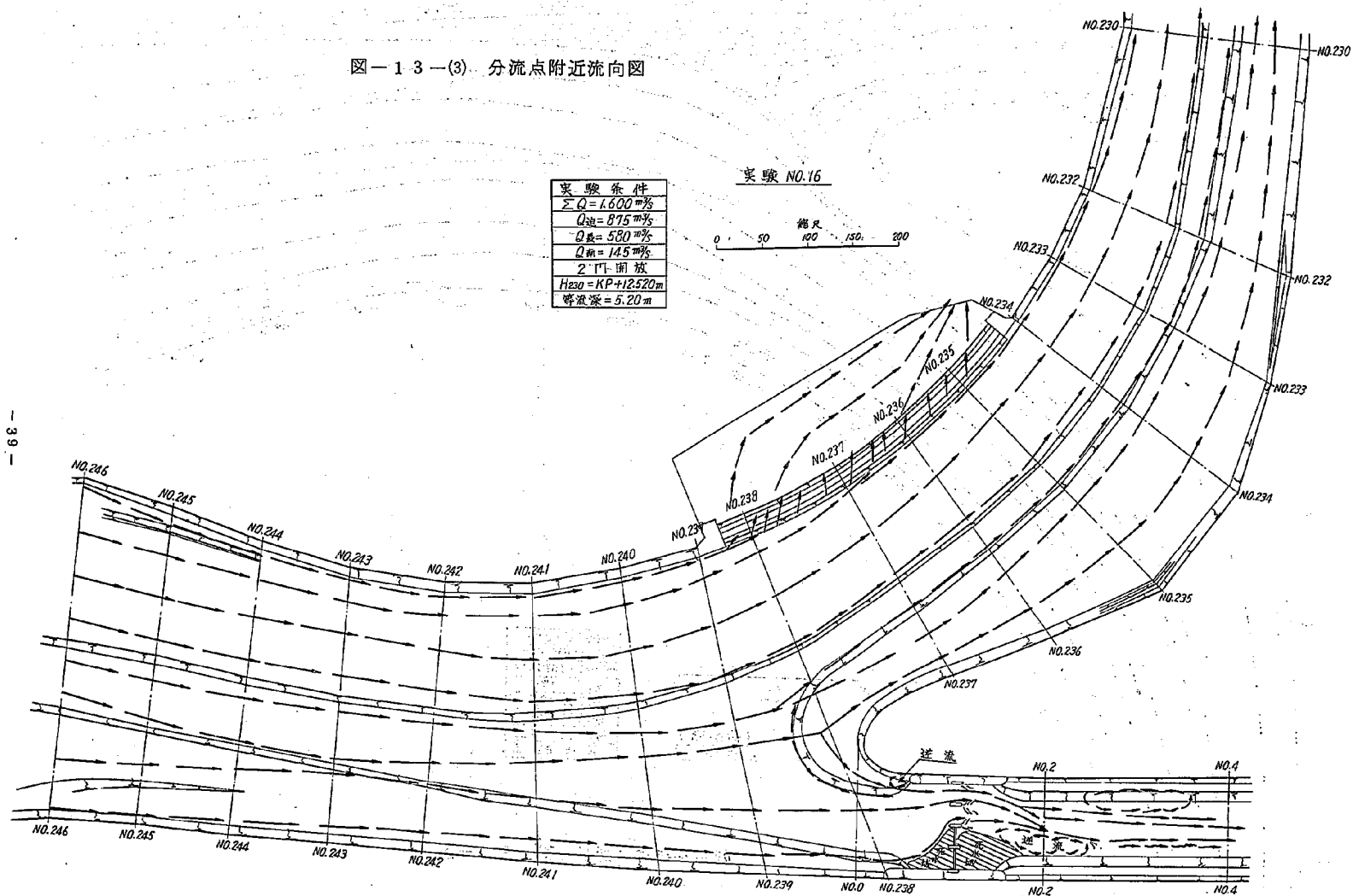
实验条件
$\Sigma Q = 1600 \text{ m}^3/\text{s}$
$Q_{\text{进}} = 975 \text{ m}^3/\text{s}$
$Q_{\text{出}} = 417 \text{ m}^3/\text{s}$
$Q_{\text{回}} = 208 \text{ m}^3/\text{s}$
1 门闸板
$H_{230} = KP + 12.670 \text{ m}$
分流深 = 4.32 m

实验 NO. 15

0 50 100 150 200 公尺



139.

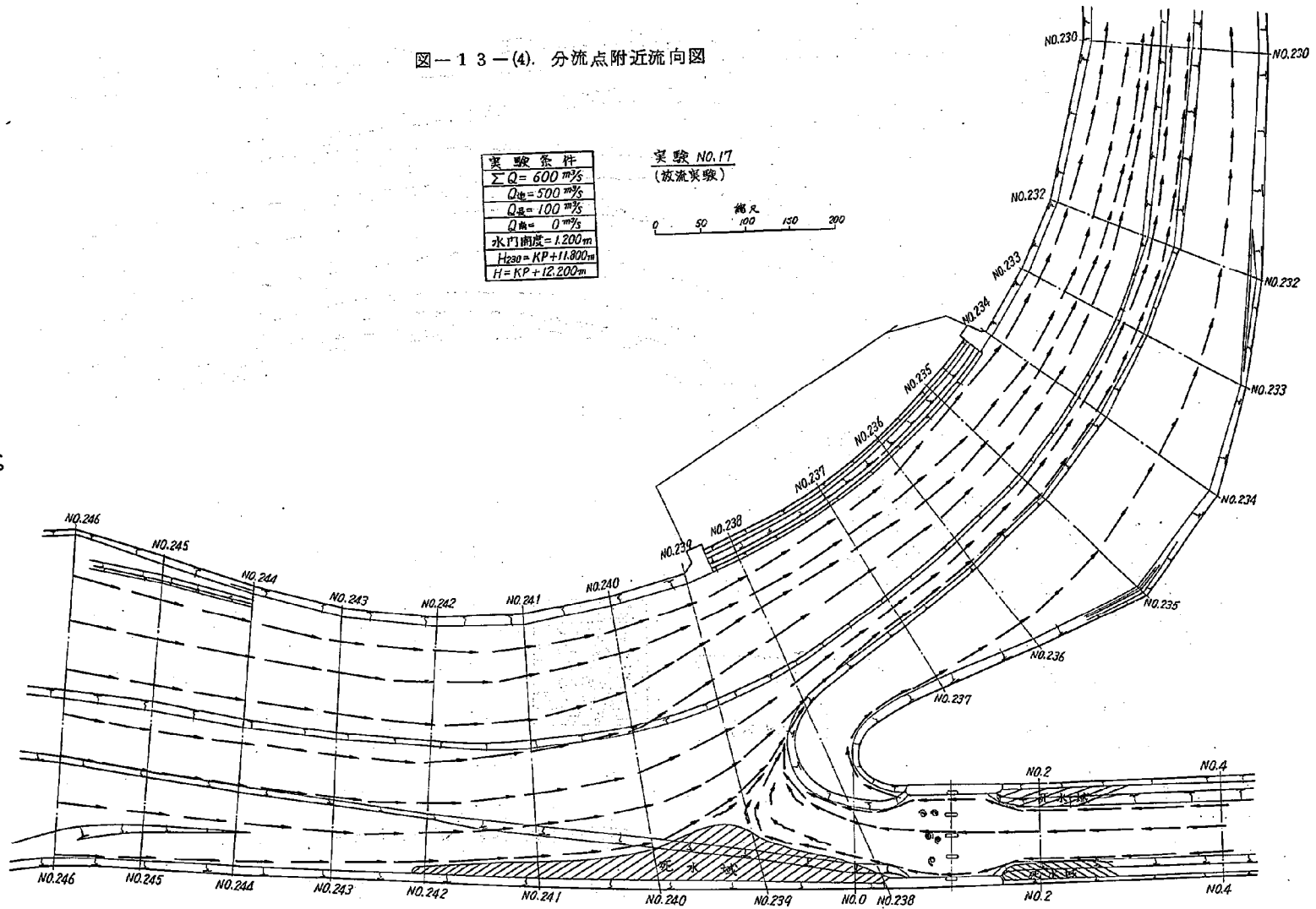


图一 1 3 - (4). 分流点附近流向图

实验条件
$\Sigma Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$
$Q_{\text{左}} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$
$Q_{\text{右}} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$
$Q_{\text{分}} = 0 \text{ m}^3/\text{s}$
水门高度 = 1.200 m
$H_{200} = KP + 11.800 \text{ m}$
$H = KP + 12.200 \text{ m}$

实验 NO. 17
(板流实验)

0 50 100 150 200
公尺



実験No 18は、夏川合流量がないと考えた場合で、長沼への流入量は $Q_2 = 774 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、計算値より約 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 多く、導水路の水面勾配は $I_w = 1/1400$ となっている。南谷地への越流量は $Q_3 = 46 \text{ m}^3/\text{s}$ で、 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 少くなる。

分流水門でその $100 \text{ m}^3/\text{s}$ を調節したとすれば、前記実験からみて、南谷地越流量は $60 \text{ m}^3/\text{s}$ 、本川下流流量は $40 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の割合で増加するものと考えられる。

実験No 21は、夏川合流量を考慮に入れた場合で、長沼への流入量は $Q_2 = 720 \text{ m}^3/\text{s}$ 、計算値より約 $35 \text{ m}^3/\text{s}$ 多く、導水路の水面勾配は $I_w = 1/2100$ となって、夏川合流量のない場合より流入しやすくなった。南谷地越流量は $Q_3 = 110 \text{ m}^3/\text{s}$ で約 $35 \text{ m}^3/\text{s}$ 多い。

分流水門でその $35 \text{ m}^3/\text{s}$ を調節したとすれば、南谷地越流量は $10 \text{ m}^3/\text{s}$ 、本川下流は $25 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度増加することが予想される。

以上の測定結果からみて、長沼ダムへの流入量は、導水路内の流れが等流であるとすれば計算値の流量配分は、全門開放しても得られないが、貯水位の如何によっては分流水門の操作で任意に得ることが可能である。しかし南谷地越流量は計算値より少さくなり、本川下流へは多く流下する可能性が大きくなっている。

南谷地越流せきは、模型の縮尺から小さい三次元模型に作製されており、越流水深も $0.5 \sim 1.5 \text{ cm}$ と非常に小さく、現地の水理現象との相似性は極めて疑わしくなっている。MATTHEW*の研究によれば、縮尺が異なることによって生ずる越流係数への影響はかなり大きくなると報告されている。本実験の場合について検討してみると、大体20%、越流係数が小さくなっていると考えられるので、水理計算から求められた流入量が妥当ではないかと思われる。

実験No 12, 13. は分流水門を全閉にし、南谷地への流入量を調べたものであるが、若柳地点流量 $Q_0 = 924 \text{ m}^3/\text{s}$ では $Q_3 = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_0 = 780 \text{ m}^3/\text{s}$ では、 $Q_3 = 40 \text{ m}^3/\text{s}$ を越流させる。

実験No 15は分流水門の1門を全開させた場合で、長沼ダムへの流入量は計算値より $260 \text{ m}^3/\text{s}$ 少く、南谷地へは $208 \text{ m}^3/\text{s}$ 越流させるが、本川下流流量が極度に大きくなり、疎通能力を越えるため、計画高水流量時の1門による水門操作は不可能である。

実験No 16, はNo 15と同様、2門を全開させた場合で、1門全開の場合より流量配分は計算結果に近似しているが、本川下流流量が増大し、高水時の水門操作としては不適當である。

* 水理模型実験における越流頂の流量係数土木技術資料 Vol 12-6 1970

表-6 分流量測定結果 (計画河道第2案)

実験 No	本川基準点 流量(Q_0) (m^3/s)	下流端条件			水門操作 (m)	分流量(m^3/s)			
		No 230 K.P. (m)		導水路 (m)		本川下流 (Q_1)	導水路 (Q_2)	南谷地 (Q_3)	
12	780	12,190		—	全閉	740	—	40	
13	924	12,383		—	全閉	824	—	100	
14	1600	12,438		5.42	全開	845	629	126	
15	1600	12,683		4.32	1門全開	975	417	208	
16	1600	12,513		5.20 K.P.m	2門全開	875	580	145	
17	500	11,800		12.20	1.20	600	100	—	放流時
18	1600	12,258		低下背水	全開	780	774	46	
20	1600	12,443		5.50	全開	850	635	115	
21	1600	12,518		低下背水	全開	780	710	110	

4-2-8 水位

水位測定結果は、図-14、表-7 のようである。

若柳地点計画高水流量 $Q_0 = 1600 m^3/s$ を流下させ、分流水門全門開放による分流時の水位を示したものが、実験No 14, 18, 20, 21 である。実験No 14, 18 は、夏川合流の影響がないもので、実験No 20, 21 は夏川合流の影響を考慮した場合の実験である。

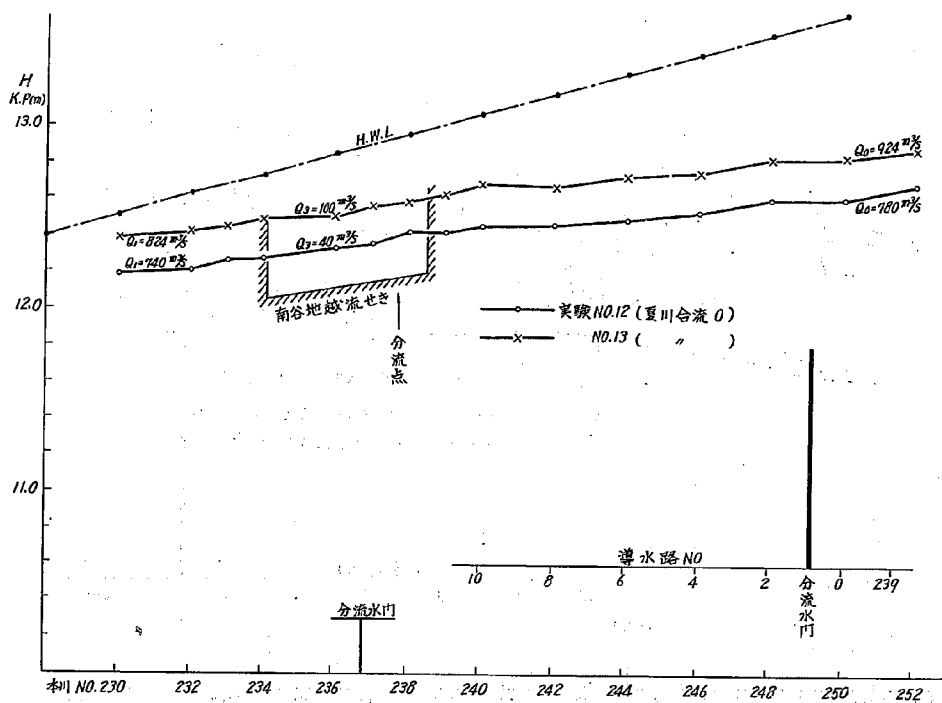
水位縦断形をみると、導水路、南谷地遊水池への分流する影響によって分流点附近の水位は低下し、そのために分流点上流の水面勾配は河床勾配より急になり低下背水状で流下する。この水位低下の影響は若柳附近の狭窄部までおよぼすものと考えられる。分流点より下流は水面勾配が緩になり、大体河床勾配に一致している。南谷地越流せきの影響で若干水位低下がみられるが、水面形の変動は極めて少い。

夏川合流の有無による水位差は、断面No 250 地点で収斂するものとみられるが、実験条件の設定に充分精度のある状態が得られなかったため、正確に言及するには至らなかった。

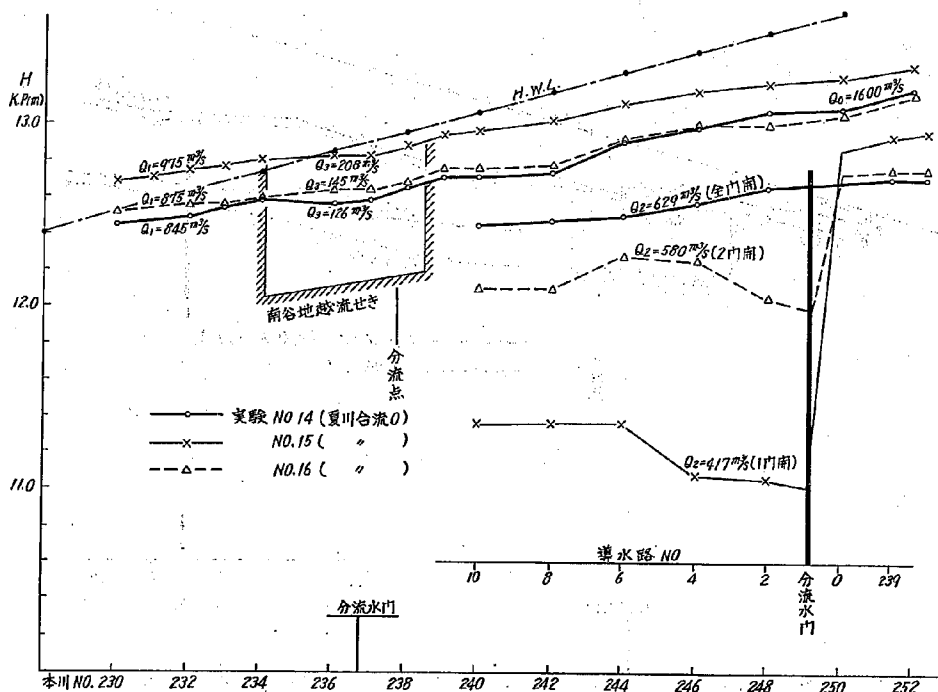
H. W. L. との比較では、分流点より下流で $0.1 \sim 0.3 m$ 、分流点より上流で $0.3 \sim 0.5 m$ の余裕がみられる。

実験No 21 からみて、夏川合流量を考慮した場合の転倒水位流量は $Q = 780 m^3/s$ と考えてよい。

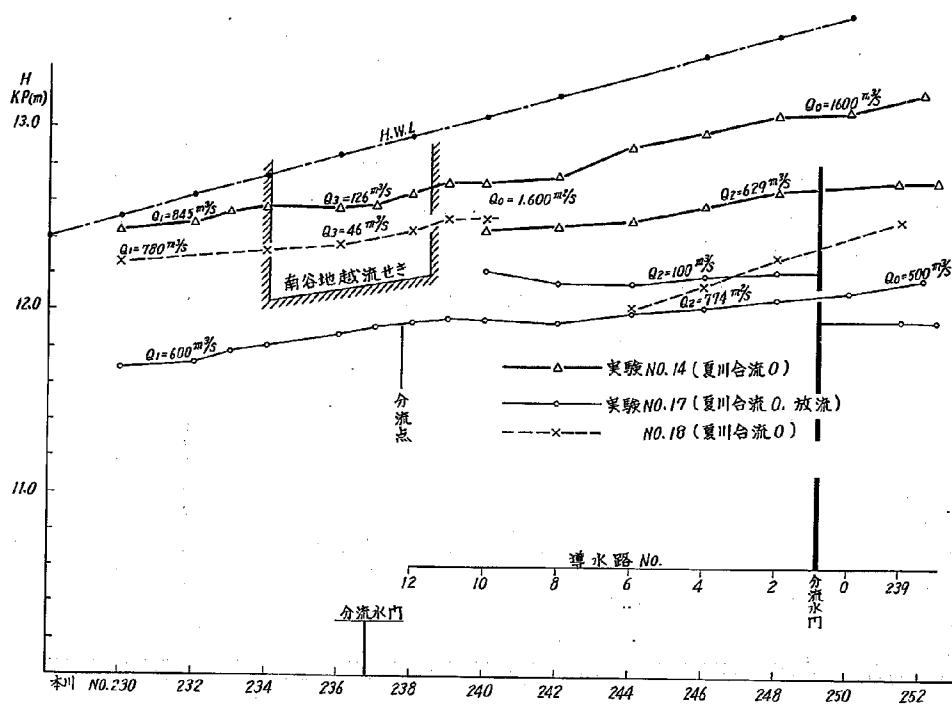
導水路内では、等流で流入させている場合は、河床勾配と大体一致するが、低下背水で流入させると、夏川合流のない場合の水面勾配は $I_w = 1/1500$ 夏川合流のある



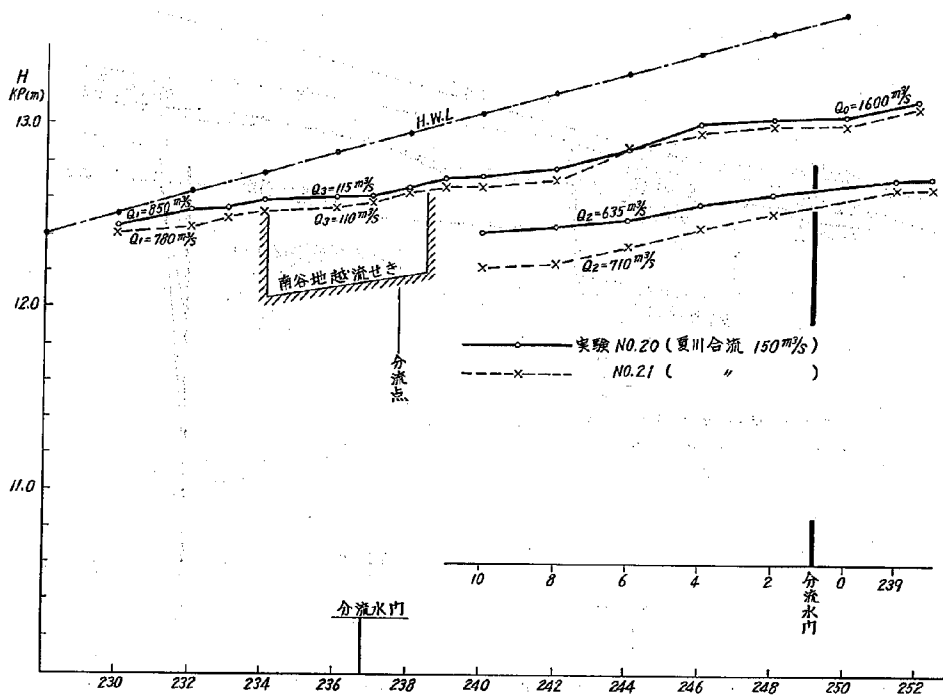
図一 14-(1) 実験 No 12, 13 水位図



図一 14-(2) 実験 No 14, 15, 16 水位図



図一 14-(3) 実験 No. 17, 18 水位図



図一 14-(4) 実験 No. 20, 21 水位図

表一 7 計画河道第 2 案水位測定結果表

河川名	断面 No	実験 No.12	No.13	No.14	No.15	No.16	No.17	No.18	No.20	No.21
		Q ₀ =780 Q ₁ =740 Q ₂ =0 Q ₃ =40	Q ₀ =924 Q ₁ =824 Q ₂ =0 Q ₃ =100	Q ₀ =1600 Q ₁ =845 Q ₂ =629 Q ₃ =126	Q ₀ =1600 Q ₁ =975 Q ₂ =417 Q ₃ =208	Q ₀ =1600 Q ₁ =875 Q ₂ =580 Q ₃ =145	Q ₀ =500 Q ₁ =600 Q ₂ =100 Q ₃ =0	Q ₀ =1600 Q ₁ =780 Q ₂ =774 Q ₃ =46	Q ₀ =1600 Q ₁ =850 Q ₂ =635 Q ₃ =115	Q ₀ =1600 Q ₁ =780 Q ₂ =710 Q ₃ =110
迫 川	252	12,692	12,881	13,199	13,330	13,165	12,185		13,147	13,118
	250	12,612	12,836	13,092	13,255	13,065	12,106		13,062	13,015
	248	12,601	12,826	13,070	13,233	13,005	12,066		13,041	13,011
	246	12,533	12,749	12,985	13,193	12,995	12,019		13,015	12,963
	244	12,487	12,728	12,910	13,110	12,932	11,991		12,870	12,873
	242	12,458	12,672	12,734	13,018	12,782	11,932		12,765	12,710
	240	12,452	12,677	12,712	12,973	12,760	11,952	12,510	12,720	12,665
	239	12,416	12,619	12,712	12,941	12,760	11,956	12,502	12,708	12,661
	238	12,419	12,576	12,652	12,870	12,685	11,935	12,433	12,659	12,636
	237	12,355	12,558	12,583	12,823	12,638	11,910		12,604	12,576
	236	12,328	12,499	12,559	12,827	12,638	11,872	12,350	12,604	12,545
	234	12,276	12,491	12,584	12,802	12,590	11,801	12,323	12,581	12,518
	233	12,260	12,447	12,541	12,774	12,562	11,770		12,543	12,486
	232	12,205	12,413	12,483	12,737	12,560	11,712		12,530	12,433
	230	12,190	12,383	12,438	12,683	12,513	11,681	12,258	12,443	12,402
導 水 路	2	(分流水門全閉)	(分流水門全閉)	12,660	11,062	12,047	12,200	12,292	12,630	12,527
	4			12,570	11,082	12,260	12,187	12,152	12,575	12,440
	6			12,500	11,357	12,285	12,150	12,015	12,485	12,337
	8			12,470	11,365	12,210	12,152		12,443	12,240
	10			12,442	11,350	12,210	12,215		12,407	
						(放流)				

場合の水面勾配は $I_w = 1/2400$ 位となって、河床勾配 $I_b = 1/8000$ に比して著しく急勾配となる。特に夏川合流のないとした場合には、本川水位の低下によって、長沼ダムへの流入が困難になり、本川下流流量を $Q_1 = 780 \text{ m}^3/\text{s}$ にするためには、非常に勾配の強い低下背水によって強制的に長沼ダムへ流入させなければならないことになる。

長沼ダムへの計画配分流量を得るためには、導水路の流れは低下背水で流下することになるので、導水路内の流速は大きくなり、河床への影響が大きくなる。導水路の河床材料はシルト質の微粒径のものであるから、置換河床材料、床固工等の計画には、勾配 $I = 1/1500$ とした流れに耐えうるような設計をする必要があると考える。

実験№ 12, 13. は分流水門を全閉した実験で、南谷地越流量が小さいため、分流したことによる水位への影響はほとんどみられない。

実験№ 15, 16. は計画高水流量に対して、1 門, 2 門を全開にした状態で、長沼ダムへの流入量が減少するために、本川水位が上昇し、下流部では H. W. L. を越える。また分流水門附近では縮流現象のために、流速水頭が大きく、水位低下を生じ、水門下流 8 ~ 50.0 m まで影響することを示し、このような水門操作は避けるべきであり、不可能であることを示している。

4-2-4 流速分布

流速分布は、図-15 に示す位置(12 測点)で若柳地点流量 2 ケースについて測定を行った。測定結果は、図-16 のようである。

若柳地点流量 $Q_0 = 1400 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は、分流水門を操作し、水門開度 $\alpha = 1.2 \text{ m}$ で、長沼ダムへの流入量 $Q_2 = 406 \text{ m}^3/\text{s}$ 、南谷地越流量 $Q_3 = 144 \text{ m}^3/\text{s}$ 、本川下流流量 $Q_1 = 850 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量配分になるよう調節して測定したものである。

左岸高水敷上の流速は $v = 1.8 \sim 2.5 \text{ m/s}$ 程度で、低水路では、 $v = 1.9 \sim 2.7 \text{ m/s}$ を示し、分流点高水敷上で $v = 1.8 \sim 2.3 \text{ m/s}$ 、導水路呑口では $v = 1.7 \sim 2.1 \text{ m/s}$ となっている。河床附近での最大流速 $v_{max} = 1.8 \text{ m/s}$ とみられる。

分流点高水敷の先端では $v = 1.7 \sim 2.1 \text{ m/s}$ で導水路呑口、高水敷上と同じ分布を示し、水衝部にはなっていないことを示している。

水門下流は、水門扉を部分開放にしているために、水門より 10 m 地点では河床流速の方が大きくなる不規則分布を示し、河床附近流速は $v = 4 \sim 4.5 \text{ m/s}$ 程度になるものと考えられる。50 m 地点では正常分布に復し、 $v = 1.7 \text{ m/s}$ 位の流速となり、100 m 地点でも大体同じ程度となっている。

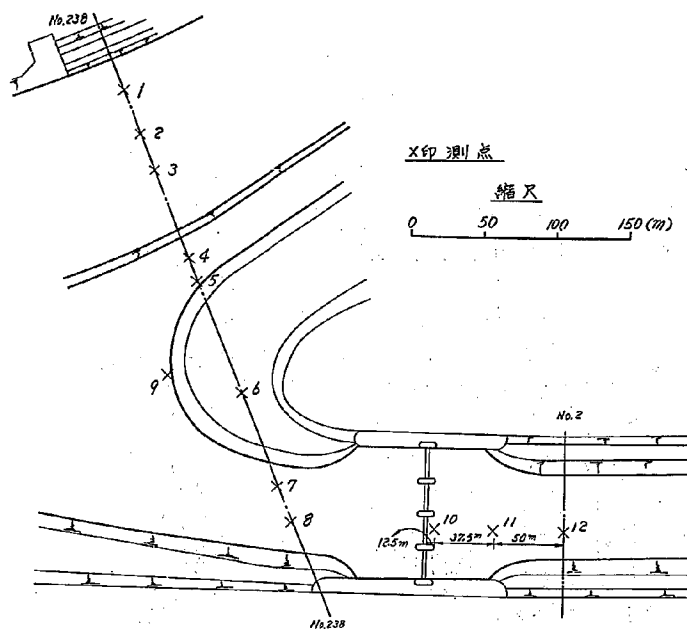


图-1 5 流速测定位置图

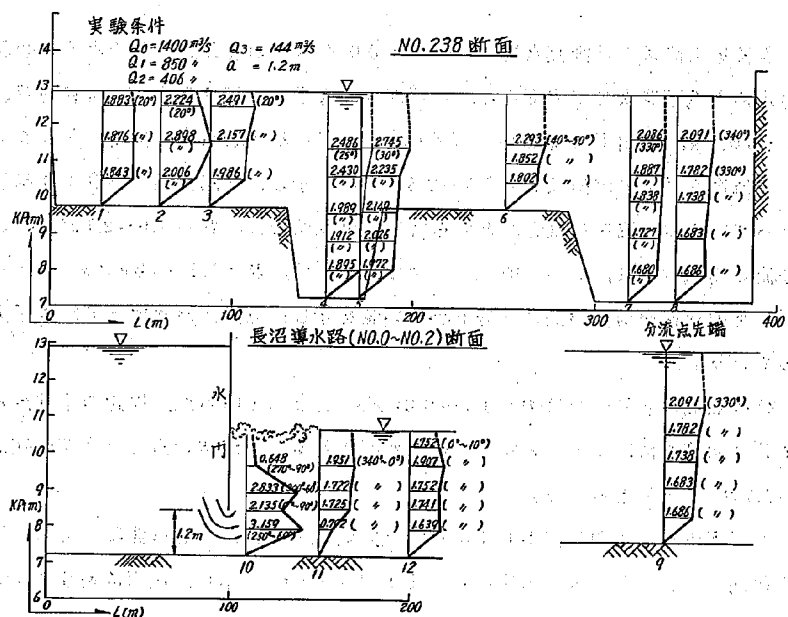


图-1 6-(1) 流速分布图

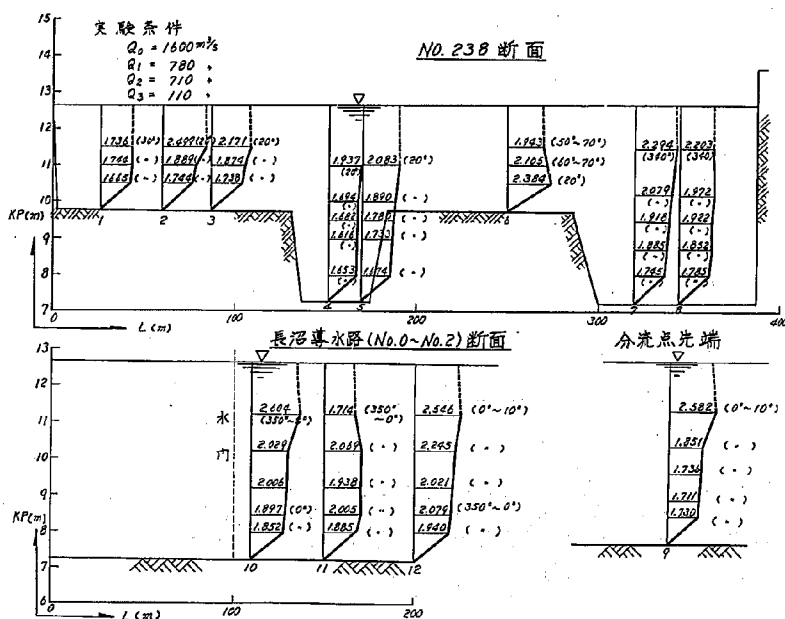


図 16-16(2) 流速分布図

若柳地点流量が計画高水流量 $Q_0 = 1600 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は、分流水門を全開にし、導水路を低下背水流で流下させ、長沼ダム流入量 $Q_2 = 710 \text{ m}^3/\text{s}$ 南谷地越流量 $Q_3 = 110 \text{ m}^3/\text{s}$ 、本川下流流量 $Q_1 = 780 \text{ m}^3/\text{s}$ となる実験条件で測定したものである。

左岸高水敷上の流速は $v = 1.7 \sim 2.5 \text{ m/s}$ を示し、前記実験の場合より流量が少くなっているが、流速はほとんど変わらない。低水路では、 $v = 1.6 \sim 2.1 \text{ m/s}$ とみられ、分流点高水敷上は、 $v = 1.9 \sim 2.4$ 、導水路呑口は、 $v = 1.7 \sim 2.3 \text{ m/s}$ となっており、低水路内流速が前記実験より若干小さい値を示し、分流点高水敷上では若干大きくなっている。

分流点高水敷先端では $v = 1.7 \sim 2.6 \text{ m/s}$ となっているが、周辺の流速分布からみて特に水衝りにはなっていないものと判断される。分流点附近での底面流速は $v = 1.5 \sim 1.7 \text{ m/s}$ と考えられる。

水門下流は、水門地点から 100 m 下流地点まで、水門を全開にしている関係上、大体同様の分布となり、流速は $v = 1.9 \sim 2.6 \text{ m/s}$ を示し、底面流速は 1.5 m/s 前後とみられる。

分流点附近の河床材料はかなり細粒径のもとなっているので、低水護岸、その根固め、分流点高水敷上保護工、等は流送土砂の連続性とも関連するが、局所洗掘のおそれがあり、 $v=2\text{ m/s}$ 程度の流速に耐えうるような構造とする必要がある。

分流点上流の低水護岸も低下背水で流下することになるので、(掃流力からみて河床材料粒径は約 20 mm のもので静的平衡になる) 充分保護する必要がある。

分流水門下流は、長沼ダムの制限水位からみて下流水位が約 0.5 m あるので、露出射流の生ずる可能性は少く、水門操作で流出する水脈は大体 50 m 下流附近で拡散するものと考えられる。したがって、水門下流の水叩き、護岸工は少くとも 50 m は必要である。水門上流側の水叩きは、放流時の流出水脈との関係から決るべき性質のものであるが、本川筋の減水に引続いて放流させるとすれば、水門からの高流速はあまり発生しないので、特に測定をしていないが 80 m 程度でよいと思われる。

また、水門全開にし低下背水で長沼へ流入させると、水門近傍では水門操作した場合の流速の方が大きくなるが、その他では導水路下流まで高流速 (2 m/s 以上) で流下し、掃流力も大きくなるので、導水路河床は、河床材料の置換、床固工等を施す必要がある。

3. 南谷地越流せきの流量係数について

南谷地遊水池で洪水調節をするために設けられた越流堤は、越流せきとせき上の倒伏水門から成っており、倒伏水門は転倒水位に達すると水圧が均衡重とのつり合がやぶられ、洪水の一部が越流するようになっている。この越流せきの長さは366m（純径間300m）、せき高は、高水敷より2m、水叩き面より2.9mで、せきの形状は広頂せきとなっている。

以上のような構造の越流せきは、平面的に彎曲しており、堤頂が上流端と下流端では約15cmの差をもつ勾配を有しているのが特徴となっている。このような特性をもった越流せきから越流する水理現象は、三次元的流れの影響によって全で一様状態で越流することはないと考えられ、流量係数の決定は非常に困難となる。

したがって、縮尺1/40といった小模型を使用して、流量係数を確かめようとするのは、水理現象の相似性が極めて疑問視されることから適切ではないと考えられるので、実験結果について若干の検討を行ってみた。

図-17は、過去の研究から求められている広頂せきの流量係数（南谷地越流せきに類似しているもの）と実験結果を比較したもので、Woodburn, Bazin, Keutner, 等の実験では、大体 $C=1.6$ とみられるが、本実験値は散乱が著しく、流量係数変化の傾向も充分把握できない。強いて平均値を求めると大体 $C=1.3$ 程度となって、約20%小さい値となる。

図-18は、越流量と越流深との関係を示したもので、越流深は8測点の平均値としている。図から知られるように、越流量と越流深との相関は必ずしも充分精度のあるものとはいえず越流深からみて大体0.1mの範囲をもった水位～流量曲線となっており、その平均値を求めると $\sqrt{Q} = 18386 \sqrt{h} + 2316$ の曲線で表され、 $Q = C \cdot B \cdot h^{3/2}$ 形式の流量公式で表現すれば、 $C=1.3$ の場合によく近似する。

測定値が同一流量に対して、水位の上限と下限の差が0.1mあるということは、模型上では0.2cmに相当するので、測定誤差と考えられるが、水面勾配が異なることによって横越流状態が若干変化するためとも考えられる。また、越流深の最大値は、0.7mとなっているが、模型では1.75cmであって越流水は粘性力、表面張力の影響を受けやすい状態のため、流量係数は小さい値になる傾向を強くしている。

越流頂の流量係数におよぼす縮尺の影響について（前出し）は、Matthewらの研究によれば、模型の縮率が大きくなると、したがって越流深が小さくなるにつれて、流量係数は実物値よりもかなり小さくなることが知られている。Matthew提案式は、まだ検討すべき余地が残されているといわれているが、その関数式を用いて計算してみると、越流深が1cm以下では流量係数が非常に小さく、それ以上の越流深の場合には $C=1.2 \sim 1.4$ 程度となって平均値の流量係数と大体一致をみる。すなわち、粘性力、表面張力の影響があるために流量係数が小さくあらわれることを示し、実物の値としては、大きな模型で実験した結果を用いるのが妥当

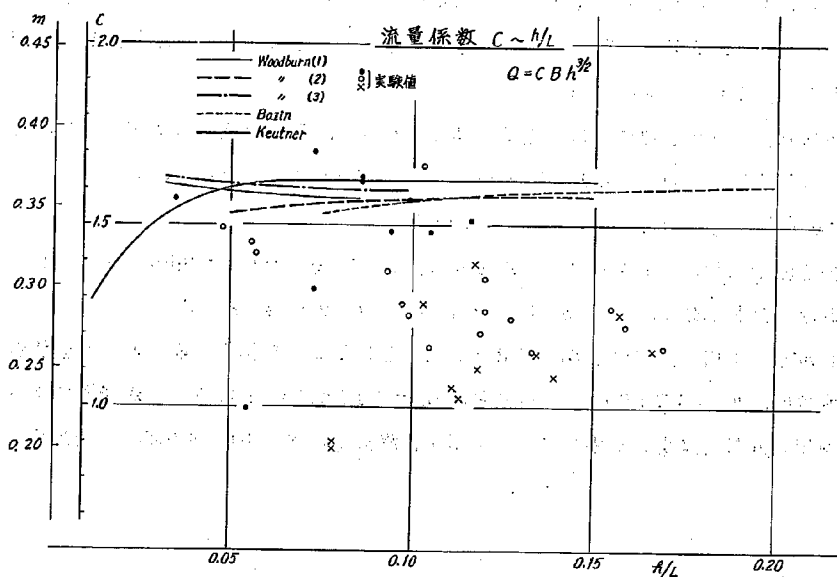


図-17 南谷地越流せき

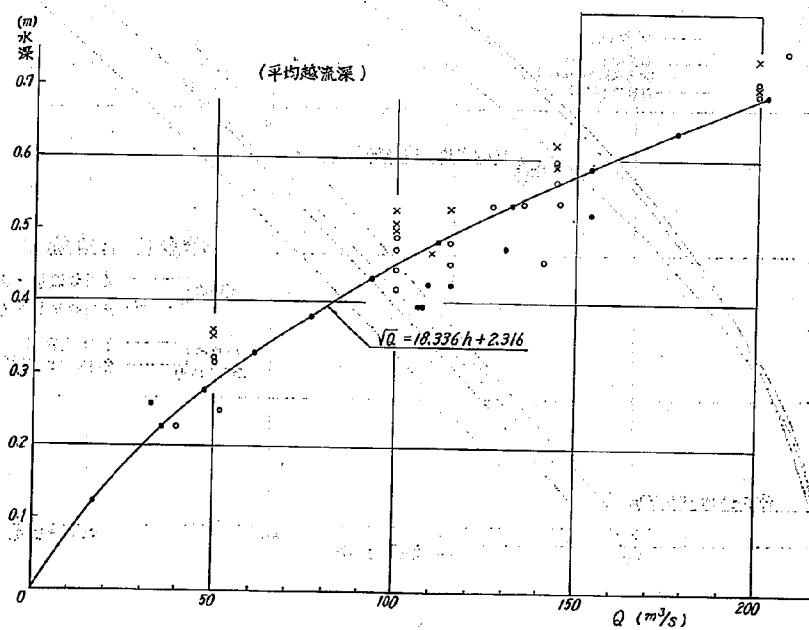


図-18 水位～越流量曲線

であると考えられる。その値は、 $C=1.4\sim 1.6$ とみられる。

図-19は、断面№284（越流せき下流端）における。水位～流量曲線で本川側と越流せきとの関連をさせたものである。

倒伏水門の転倒水位における流量の関係をみると、夏川合流量の影響がある場合、実験結果では本川下流流量 $Q_1=800\text{ m}^3/\text{s}$ 越流量 $Q_3=110\text{ m}^3/\text{s}$ となり、計算結果からは、 $Q_1=780\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_3=140\text{ m}^3/\text{s}$ となっている。

先記流量係数の検討から知られたように、計画調査時の計算で用いた流量係数でよいものとするれば、流量配分は、 $Q_1=800\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_3=140\text{ m}^3/\text{s}$ となる。

しかし、本川下流流量を $Q_1=780\text{ m}^3/\text{s}$ とした場合の関係をみると、実験値から、その時の水位は、K. P12.47m で、越流量は $Q_3=115\text{ m}^3/\text{s}$ となることが予測できる。

夏川合流量を無視した場合には、本川下流流量 Q_1 が、 $30\sim 40\text{ m}^3/\text{s}$ 増加することになる。

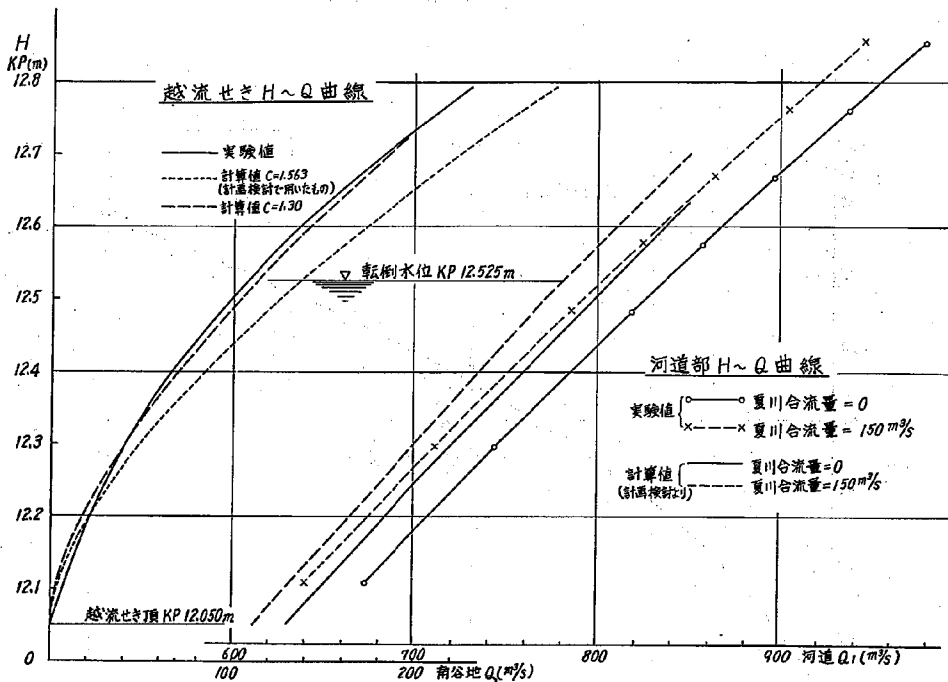


図-19 №284, 断面本川～南谷地越流せき関係

4. 流量配分と各地点水位との関係

大林基準点洪水流量が知られ、長沼ダム、南谷地遊水池で洪水調節を行う場合、その流量配分と分流点附近の水位との関係を明らかにしておく必要がある。

分流点附近には、現在、三方島 (No 231 地点) と居留 (No 243 地点) とに量水標が設置されているが、洪水調節する場合の基礎資料となるのは、両量水標による観測値であると考えられる。したがって、本実験は、両量水標水位と流量配分の関係として分流機能を求めることにした。実験一覧表の実験 No 19, 22. に示したもので夏川合流の有・無の場合に、基準点流量 4 種につき、南谷地越流量 4 種を与えた実験条件にして、それぞれ水位、分流量を測定している。測定結果は、図 20, 21, 22, 23, 表-8, に示すとおりである。

図-20 は、三方島量水標地点における水位～流量曲線で、三方島での水位観測が行われれば、本川下流流量 Q_1 を知ることができる。図-21 は、三方島量水標と南谷地越流せき下流端との水位相関を示したもので、三方島水位を知れば越流せき下流端水位が求められ、本川流量と越流量の流量配分を知ることができる。(図-19 参照)

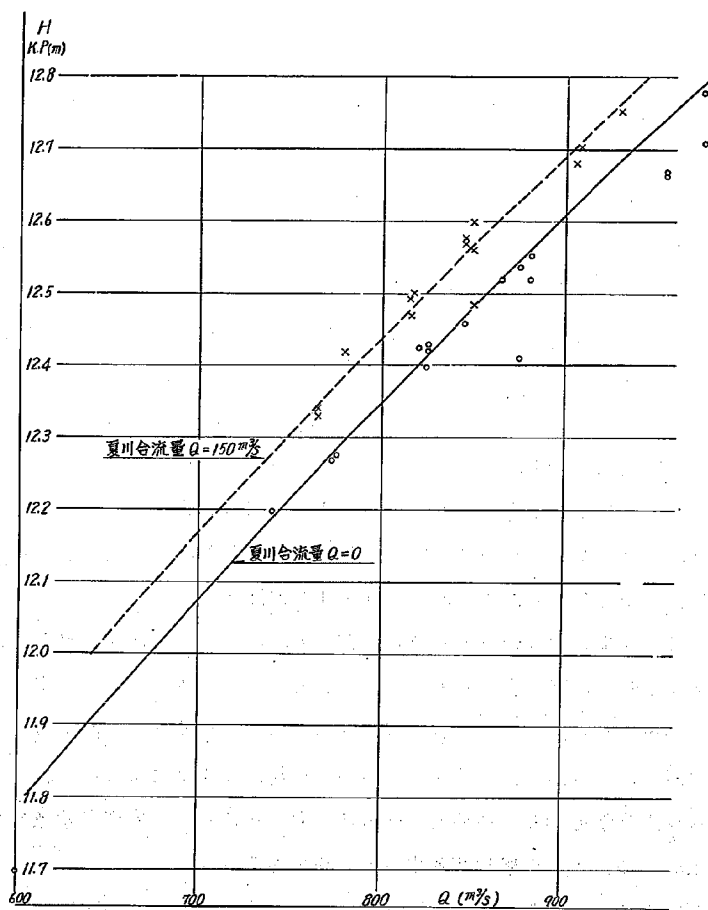
図-22, 23. は、居留量水標地点の水位と長沼ダム、南谷地遊水池への流入量との関係を示したもので、図-22. は夏川合流を無視、図-23. は夏川合流の影響を考慮した場合の結果である。図中、縦軸は居留水位を、横軸は長沼ダムへの流入量を取り、基準点流量をパラメーターにして表示し、南谷地越流量は各ケースの同一越流量点を結んでいる。

この図から、基準点流量を知り、長沼ダムへの流入量を決めると、居留量水標の水位が求められ、南谷地遊水池への流入量が概略判断することができる。

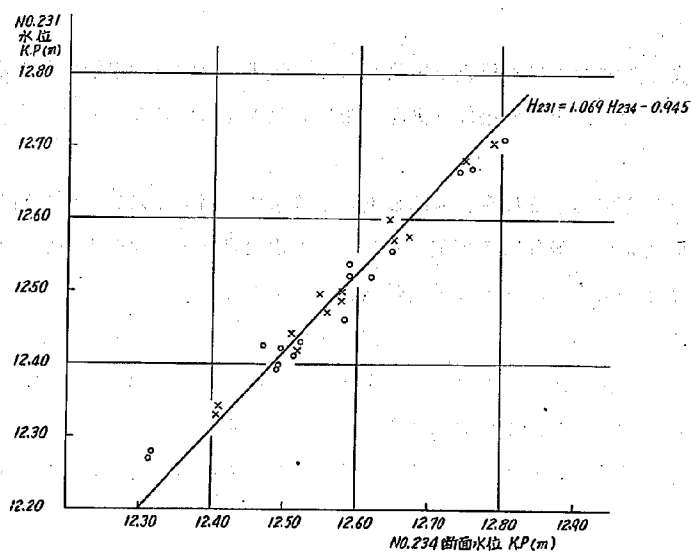
ただし、前述のように越流せきの流量係数は実物よりも小さい値となっていることが明らかであるので、越流量を補正する必要がある。この場合、居留量水標水位への影響はあまりないものと考えられる。

したがって、基準点での出水規模の情報が得られれば、洪水の到達前に分流水門による洪水調節の方法が検討でき、その結果は三方島、居留両量水標水位によって検定することができる。

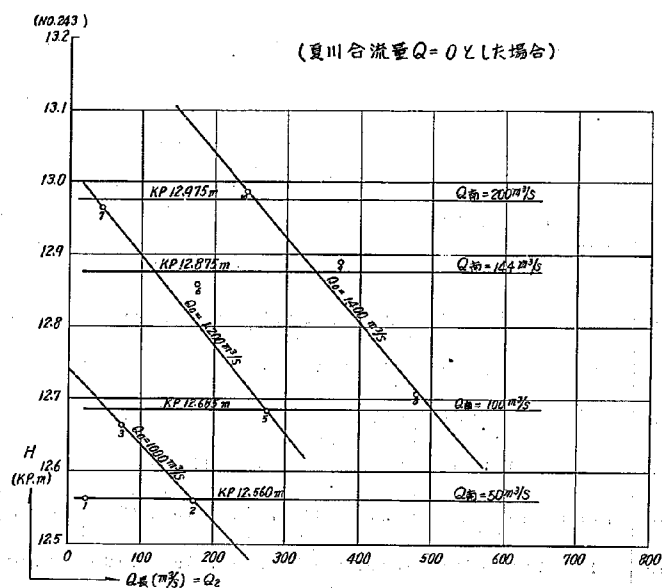
さらに、分流水門を操作する場合、水門の上・下流水位、門扉の開度、と流出流量の関係が明らかにされないと水門の操作は不可能となる。その水理量と水門開度との関係は一般的に表示として、図-24 のように、水門の流量係数によって決ってくる。本実験では、水門扉の構造が具体的に決定されていなかったため、「実験方法」で述べた型にして実験を行っている。水門の流量係数は、門扉下端のリップ形状によって、それぞれ異った値をもつため、リップ形状が決定されたならばその門扉の流量係数を調べる必要があるが、本実験と同じ型になったとすれば、図-24 に示したように、刃型リップの流量係数 C_q に比して、 $0.88 C_q$ の値となる。



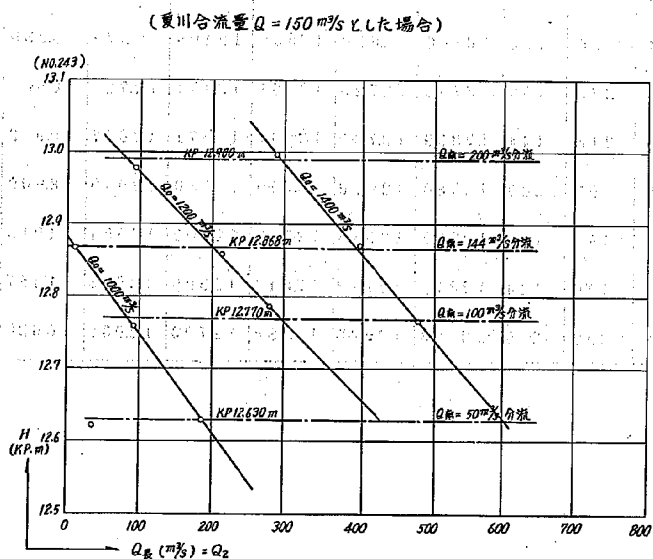
图—20 № 231, 断面水位~流量曲线



图—21 № 231 断面 (三方島量水標) 水位~№ 234 断面水位



図一 2 2 居留量水標 (No. 2 4 3) 水位～長沼ダム，南谷地遊水池分流量図



図一 2 3 居留量水標 (No. 2 4 3) 水位～長沼ダム，南谷地遊水池分流量図

表一 8 量水標地点水位～流量配分測定結果

実験 No.	基準 流量 Q_0 (m^3/s)	流 量 配 分			各 点 水 位 K.P (m)						水門開度 a (m)
		Q_1 (m^3/s)	Q_2 (m^3/s)	Q_3 (m^3/s)	No243	No240	No234	No231	水門上	水門下	
19-1	850	773	27	50	12559	12504	12314	12270	12491	8028	0.025
2	1000	775	175	50	12570	12520	12318	12278	12473	9958	0.300
3	1000	825	75	100	12664	12624	12497	12442	12651	8905	0.100
4	1000	865	0	135	12848	12742	12590	12522	12756	—	全閉
5	1200	825	275	100	12684	12614	12523	12430	12626	10486	0.600
6	1200	880	176	144	12858	12796	12648	12555	12821	9853	0.325
7	1200	955	45	200	12964	12920	12759	12669	12903	8600	0.040
8	1400	820	480	100	12709	12650	12471	12426	12600	11966	1.825
9	1400	880	376	144	12885	12779	12619	12520	12758	11708	1.150
10	1400	955	245	200	12987	12954	12742	12665	12951	10278	0.500
22-1	850	765	35	50	12623	12564	12406	12329	12555	8797	0.500
2	1000	765	185	50	12631	12574	12410	12342	12555	9936	0.350
3	1000	814	96	100	12760	12670	12550	12495	12670	9030	0.150
4	1200	815	285	100	12785	12723	12561	12471	12723	10560	0.660
5	1200	845	216	144	12859	12791	12651	12571	12827	9942	0.380
6	1200	905	95	200	12980	12910	12750	12680	12940	8900	0.140
7	1400	816	484	100	12766	12688	12579	12500	12651	11915	1.875
8	1400	850	406	144	12871	12783	12644	12599	12823	11357	1.200
9	1400	908	292	200	12993	12926	12788	12703	12936	10620	0.650

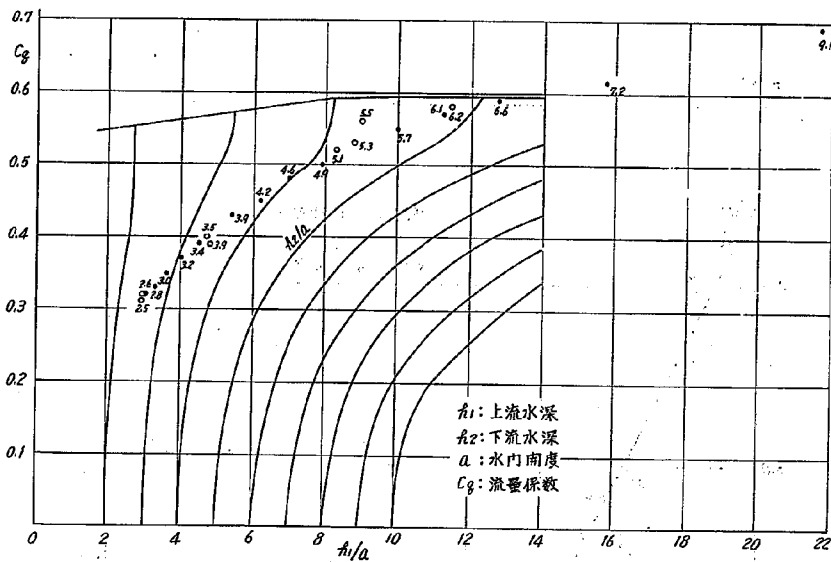


図-24 分流水門の流量係数

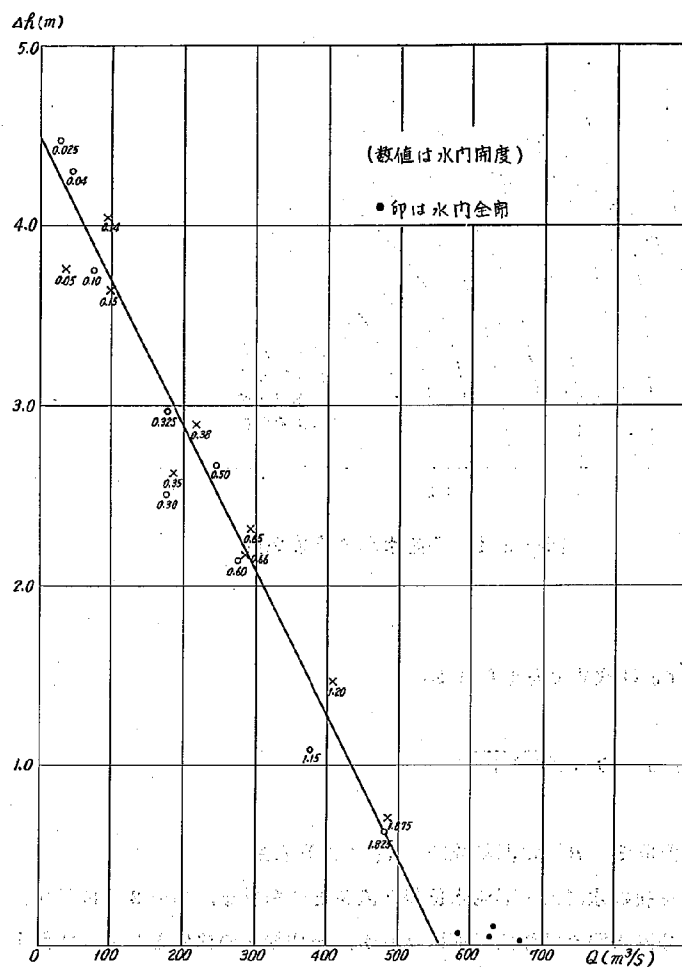
なお、流量係数 C_q は次式で与えられる。

$$Q = C_q \cdot a \cdot B \cdot \sqrt{2g h_1}$$

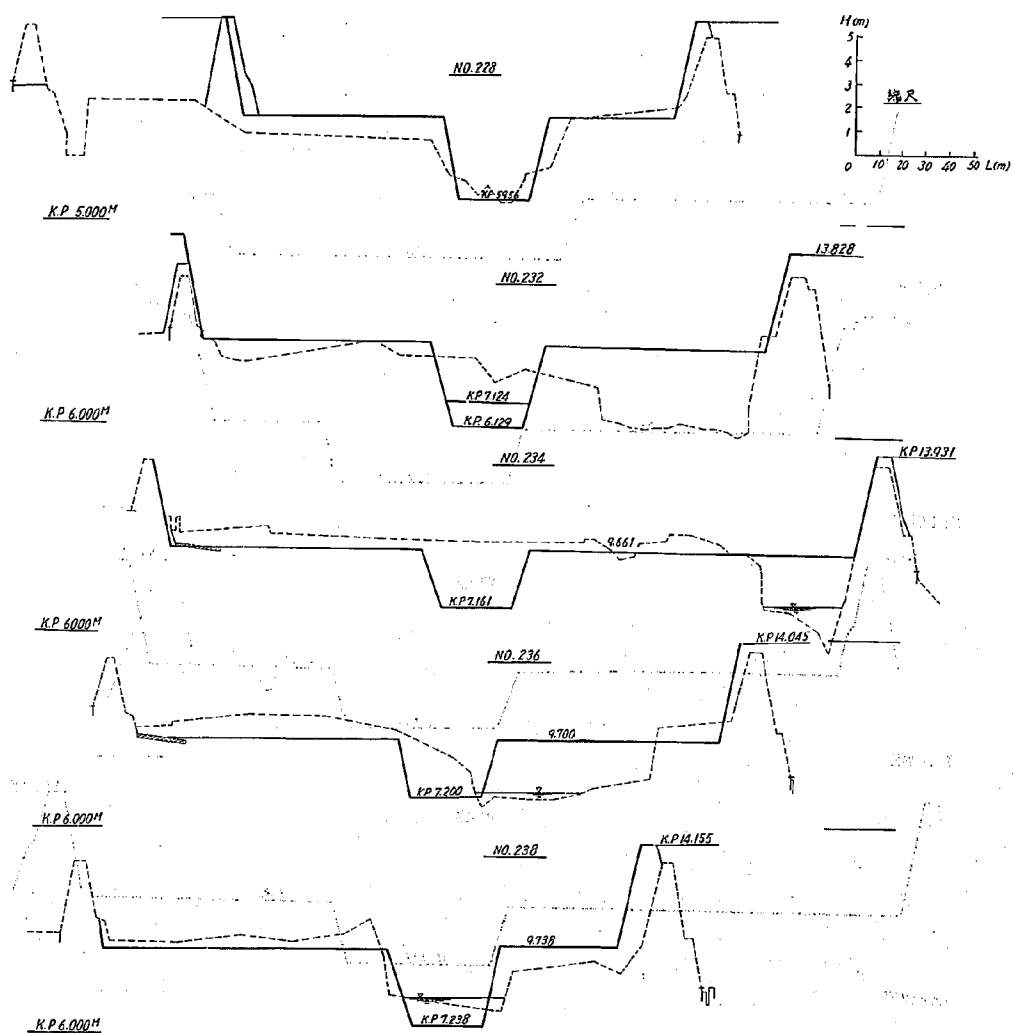
ただし、 a : 水門開度 B : 水門純径間 h_1 : 上流水深

参考までに、本実験の水門上・下流水位差と流量との関係を、図-25に示す。

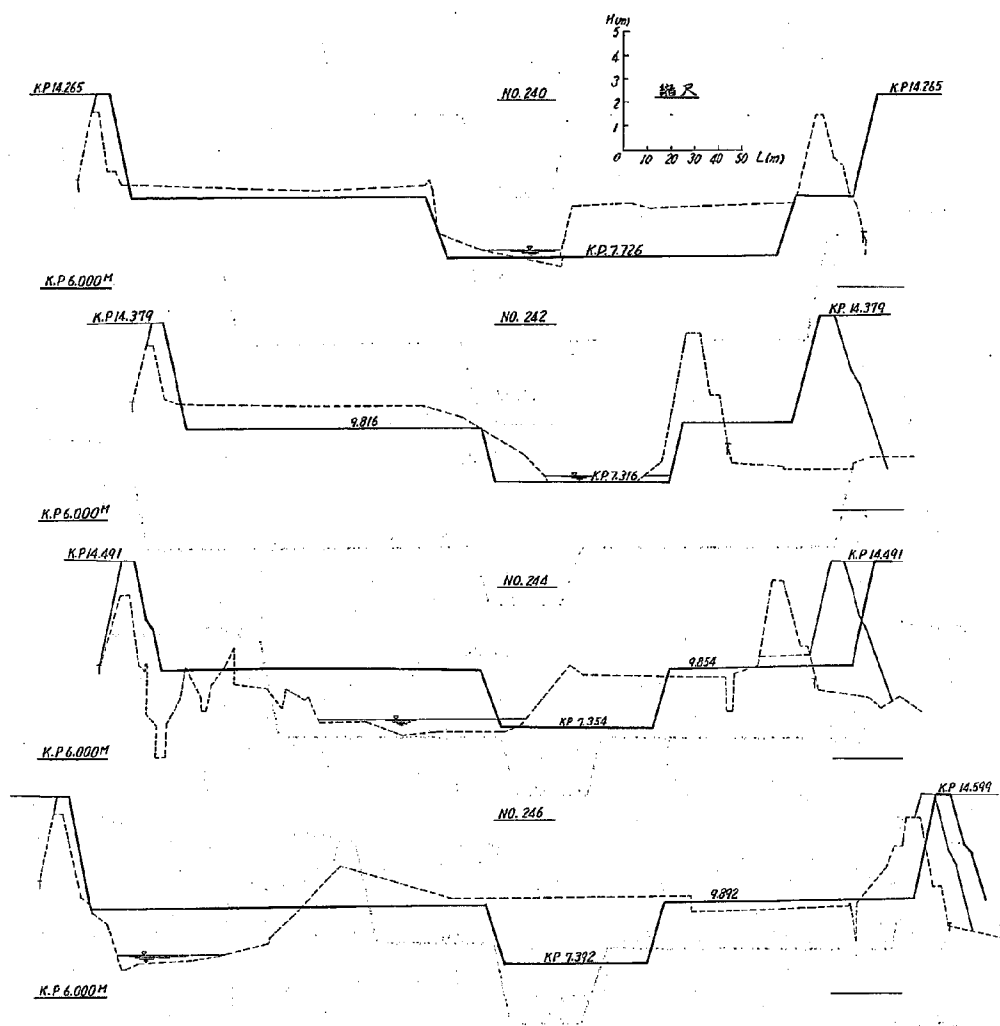
以上によって分流水門の操作は可能になるが、操作結果の検定として、水門上・下流の水位が検出できるようにしておく必要がある。



図一 2 5 水門上・下流水位差～長沼流量図



图—2 6—(1) 横 断 面 图



图—2 6 —(2) 横 断 面 图

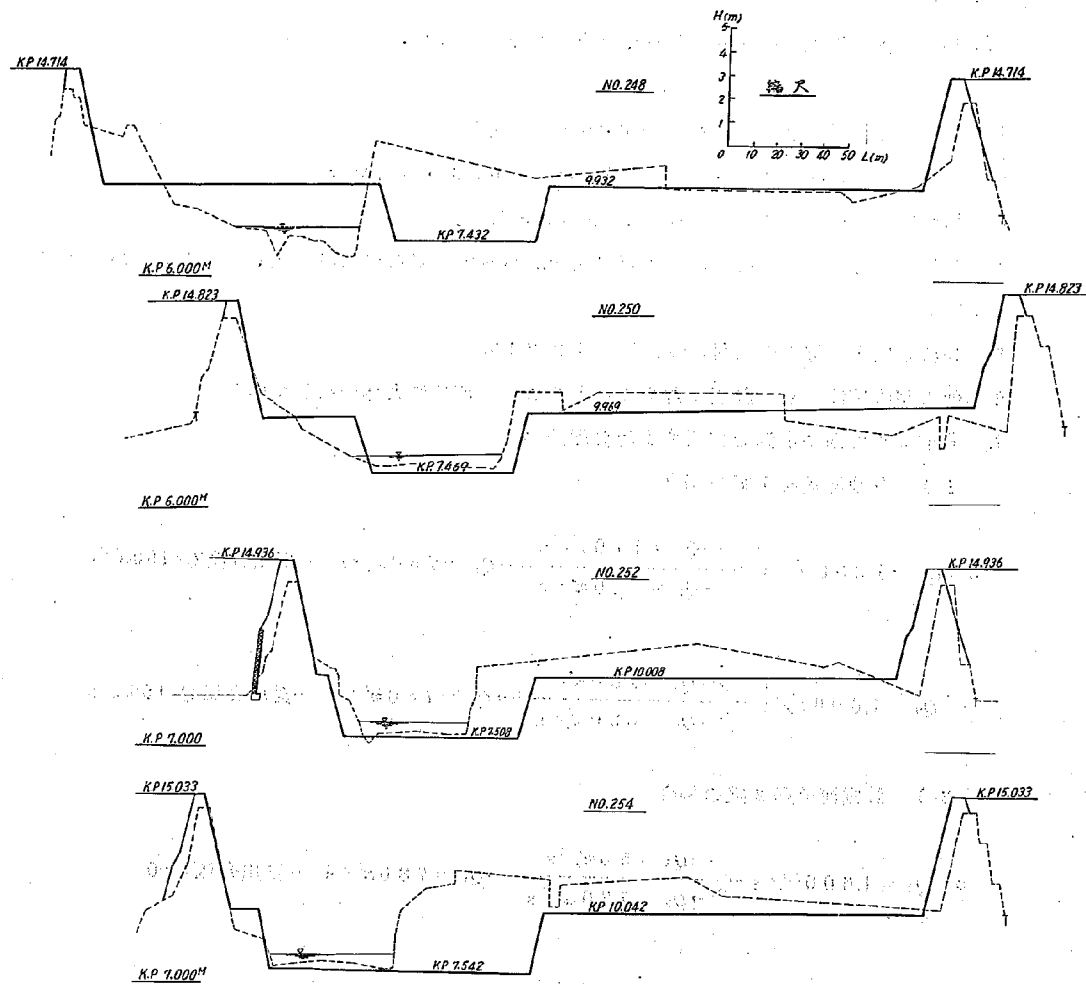


圖-26-(3) 横断面圖

5. 結 論

以上の実験の結果、明らかとなった諸点を列挙すれば次のようである。

1. 若柳地点計画高水流量を $Q_0 = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$ とした。
2. 粗度係数は、本川 $n = 0.088$ ，導水路 $n = 0.080$ を用いた。
3. 模型は固定床模型で、その縮尺を $1/50$ とした。
4. 分流点の形状は、分流時、放流時の流況からみて、計画河道第2案(図-12)のようである。
5. 分流水門と堤防との取付けは、図-12でよい。
6. 低水路法線は、若干修正を加えたことにより、流線に大体一致している。
7. 若柳地点計画高水流量に対する流量配分は、

1) 計画河道第1案の場合

$$\circ \quad Q_0 = 1,600 \text{ m}^3/\text{s} \begin{cases} \rightarrow Q_3 = 110 \text{ m}^3/\text{s} \\ \rightarrow Q_2 = 740 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases} \rightarrow Q_1 = 750 \text{ m}^3/\text{s} \quad \cdots \text{夏川合流 } Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\circ \quad Q_0 = 1,600 \text{ m}^3/\text{s} \begin{cases} \rightarrow Q_3 = 130 \text{ m}^3/\text{s} \\ \rightarrow Q_2 = 690 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases} \rightarrow Q_1 = 780 \text{ m}^3/\text{s} \quad \cdots \text{夏川合流 } Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$$

2) 計画河道第2案の場合

$$\circ \quad Q_0 = 1,600 \text{ m}^3/\text{s} \begin{cases} \rightarrow Q_3 = 50 \text{ m}^3/\text{s} \\ \rightarrow Q_2 = 770 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases} \rightarrow Q_1 = 780 \text{ m}^3/\text{s} \quad \cdots \text{夏川合流 } Q = 0$$

$$\circ \quad Q_0 = 1,600 \text{ m}^3/\text{s} \begin{cases} \rightarrow Q_3 = 110 \text{ m}^3/\text{s} \\ \rightarrow Q_2 = 710 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases} \rightarrow Q_1 = 780 \text{ m}^3/\text{s} \quad \cdots \text{夏川合流 } Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$$

となった。

8. 分流点への水衝りは、ほとんどないとみてよいが、分流点高水敷上の流速は $= 2 \text{ m/s}$ 程度となるので、簡易保護工を設ける必要がある。
9. 分流点附近の低水路護岸、根固めは、局所洗掘に耐えられるように施工しておく必要がある。河床での流速は $= 1.5 \sim 1.7 \text{ m/s}$ である。
10. 分流水門の水叩き、護床工は、上流側に 80 m ，下流側で 50 m 程度が必要であると考えられる。
11. 導水路の河床材料は、置換する必要がある。掃流力からみて、その平均粒径は 80 mm 程度

となる。

12. 分流点上流では低下背水で流下するため、低水護岸の根固めは充分な施工をしておかなければならない。
13. 導水路呑口附近には、水門操作を部分開放で行われるため、土砂堆積の可能性が大きく、放流時に流送されることも考えられるが、呑口附近河床の維持管理が必要となる。
14. 水門操作は、なるべく全門一様開度で行うことが望ましい。1門、2門のみの操作による場合は、中央部水門で行うことが必要である。
15. 本川下流部の疎通能力は、H. W. L. からみて $Q_1 = 850 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度と考えられる。
16. 南谷地越流せき倒伏水門の転倒水位を得る本川流量は、 $Q = 780 \text{ m}^3/\text{s}$ とみてよい。
17. 計画高水流量を流下し、洪水調節した場合の水位は、分流点下流で $0.1 \sim 0.3 \text{ m}$ 、上流で、 $0.3 \sim 0.5 \text{ m}$ H. W. L. より低くなっている。
18. 越流せきの流量係数は、実物では $C = 1.4 \sim 1.6$ と考えられるが、実験値では、 $C = 1.3$ となった。

粘性力、表面張力の影響を考慮して流量係数を算出すると、 $C = 1.2 \sim 1.4$ となって、本実験での流量係数は小さい値をとる傾向にあることが明らかとなった。

19. No 23 4 断面（越流せき下流端）における本川、越流せきの $H \sim Q$ 曲線を実験結果から整理し、水位と流量の関係をみると、転倒水位での本川下流流量は $Q_1 = 800 \text{ m}^3/\text{s}$ 、越流量 $Q_3 = 110 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。

流量係数を $C = 1.56$ （計画調査の計算で用いた）とした場合には、 $Q_1 = 800 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_3 = 140 \text{ m}^3/\text{s}$ になる。

また、本川下流流量 $Q_1 = 780 \text{ m}^3/\text{s}$ とすれば、 $Q_3 = 115 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、水位は K. P 12.47 m で転倒水位より 5.5 cm 低くなる。

20. 分流水門の流量係数 C_q' は、鋭刃形リップの係数 C_q に比して $C_q' = 0.88 \cdot C_q$ であった。水門の流量係数は、リップ形状によって異なるので、門扉の形状が決定されたならば、その流量係数を調べる必要がある。
21. 長沼ダムへの流入量は、貯水位との関係で低下背水で流入させるとすれば、分流水門操作によって任意に決定することができる。
22. 導水路内を等流で流下させるとすれば、河床勾配を $I_b = 1/1500$ 程度にしなければ計画流入量は得られない。
23. 調節方式としては次のようなことが考えられる。

1) 計画高水量に対して

☆ 南谷地遊水池から調節開始する場合

若柳流量	分流水門	長沼流入量	倒伏水門	越流量	本川下流流量
平水流量	全 閉	0	閉	0	平水流量
↓					
780	全 閉	0	転 倒	140	640
↓					
920	全 閉	0	転 倒	140	780
↓					
1600	操 作	680	転 倒	140	780

☆ 長沼ダムから調節を開始する場合

若柳流量	分流水門	長沼流入量	倒伏水門	越流量	本川下流流量
平水流量	全 閉	0	閉	0	平水流量
↓					
750	全 閉	0	閉	0	750
↓					
1430	操 作	680	閉	0	750
↓					
1460	操 作	680	転 倒	140	640
↓					
1600	操 作	680	転 倒	140	780

なお、分流水門を操作するときには、長沼水位を最低限K. P. 7.75m (制限水位)にしておき、導水路河床の損壊を防除するよう努める必要がある。

2) 計画高水流量以下の出水にしては、数種の出水ケースを想定して、それぞれの調節方式、分流水門操作方法を決定しておくことになる。

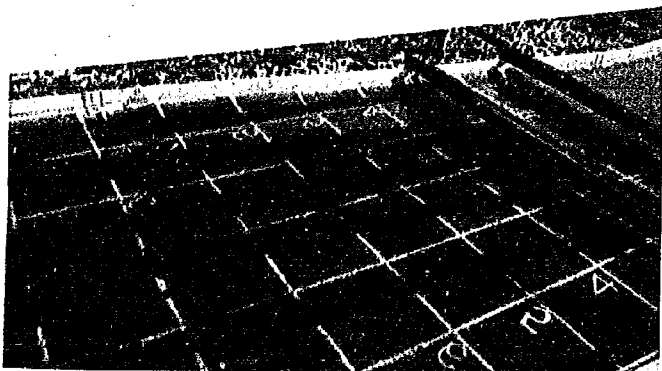
24. 本川下流流量 $Q_1 = 750 \text{ m}^3/\text{s}$ とする場合、南谷地倒伏水門の転倒水位を得るためには、計画河道第2案での高水敷を、断面No 220 から上流で0.4mかさ上げし、下流へは1/2000程度の勾配でとり付けるようにすれば転倒水位を得ることができる。(水理計算による)
25. 洪水調節は、三方島、居留量水標の観測値に基いて分流水門を操作して行われるが、水門操作には水門の上・下流の水位計によって行われることになるので、水門による流れの影響がない地点に水位計を設置しておく必要がある。

6. あとがき

本報告書は、昭和46年度から8ヶ年度にわたって実施した水理模型実験結果をとりまとめたものであるが、実験の諸測定、資料整理は、建設技術研究所 K. K が行い、そのまとめは篠崎試験所が行った。

最後に、種々ご協力下さった関係各位に対して深く謝意を表する次第です。

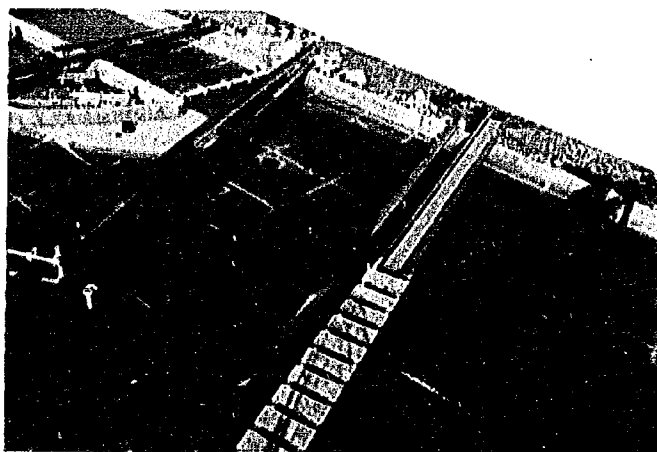
なお、実験に要した経費総額は 8,850,000 円であった。



実験条件……(実験No.1)	
基準地点流量	$Q_0 = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$
長沼ダム流入量	$Q_2 = 743 \text{ "}$
南谷地越流量	$Q_3 = 107 \text{ "}$
本川下流流量	$Q_1 = 750 \text{ "}$

写真No.1

断面No.240より上流部の流況
(実験No.1)



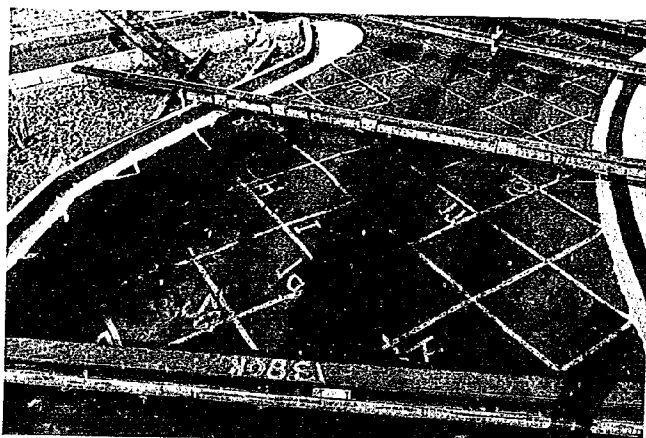
写真No.2

断面No.240より分流点附近の流況
(実験No.1)



写真No.3

断面238より南谷地越流せき附近の流況
(実験No.1)



実験条件……(実験Ⅱ)

基準地点流量 $Q_0 = 0$

長沼ダム放流量 $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$

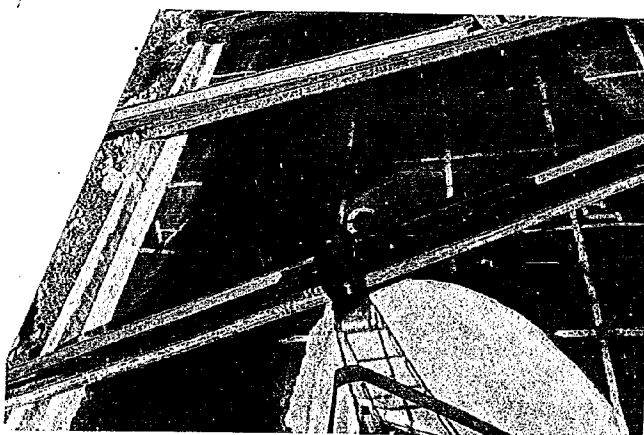
南谷地越流量 $Q_3 = 0$

本川下流流量 $Q_1 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$

(放流実験)

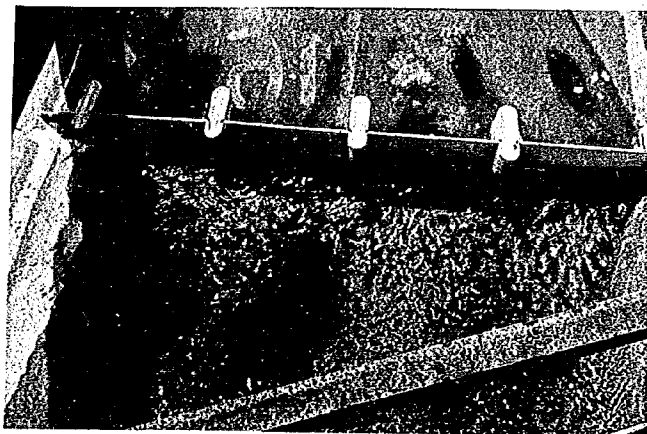
写真Ⅳ

断面Ⅱ 2 3 4 より分流点附近の流況
(実験Ⅱ)



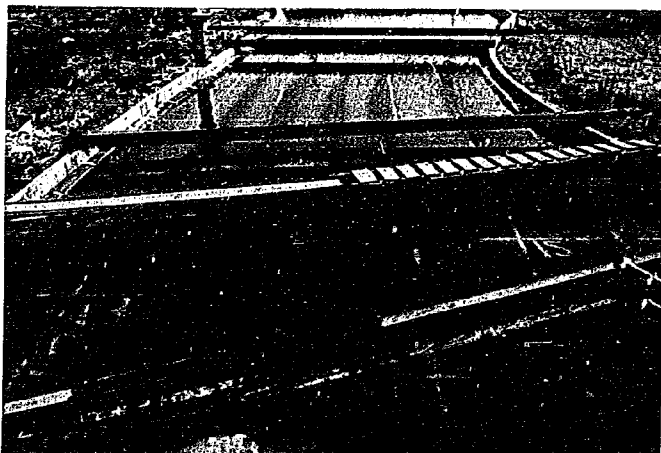
写真Ⅴ

分流点附近の流況
導水路よりの流れが拡散していく状況
(実験Ⅱ)



写真Ⅵ

分流水門より流出する流況
写真上部が導水路側で水位をK.P. 12.60 m
としている。
(実験Ⅱ)



実 験 条 件……(実験Ⅵ4)

基 準 地 点 流 量 $Q_0 = 1,600 m^3/s$

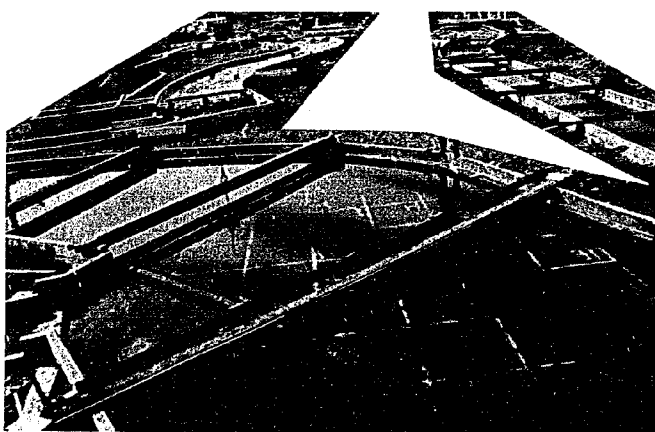
長沼ダム流入量 $Q_2 = 744 "$

南谷地越流量 $Q_3 = 106 "$

本川下流流量 $Q_1 = 750 "$

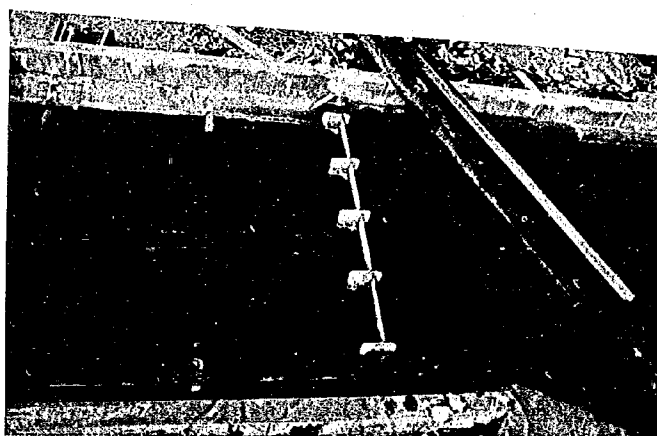
写真Ⅶ7

分流点より上流部の流況



写真Ⅷ8

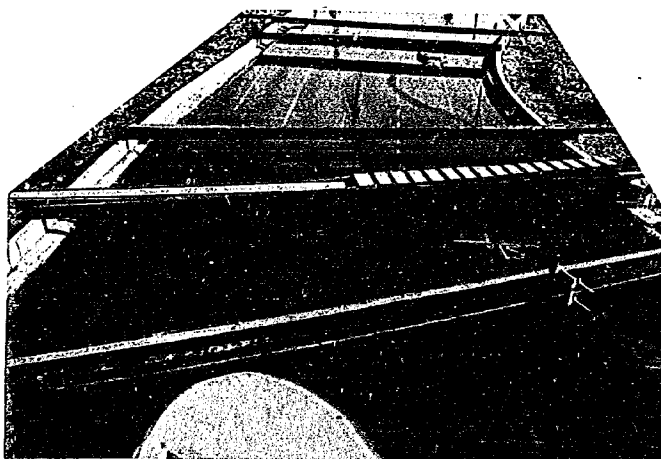
断面Ⅵ238より越流せき附近の本川流況



写真Ⅸ9

分流水門上・下流の流況

写真右が導水路呑口



実験条件……(実験No 10)

基準地点流量 $Q_0 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$

長沼ダム放流量 $Q_2 = 100 \text{ "}$

南谷地越流量 $Q_3 = 0$

本川下流流量 $Q_1 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$

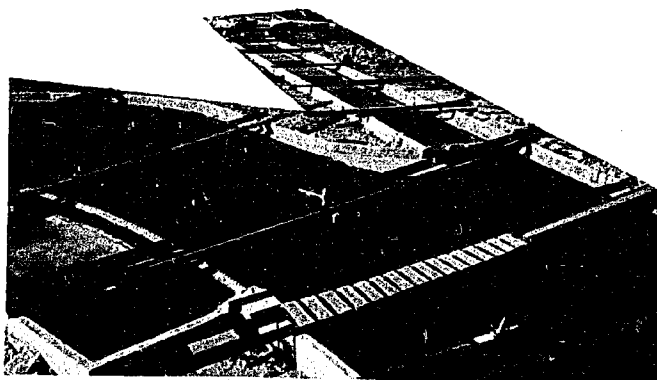
(放流実験)

写真No 10

分流点附近より上流部の流況

導水路よりの流れの拡散状況

(実験No 10)

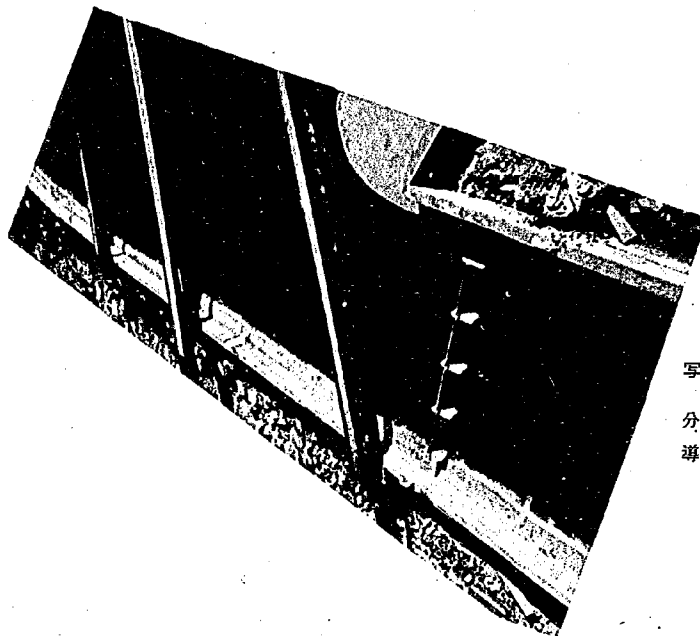


写真No 11

断面No 240より分流点附近の流況

本川流と導水路からの流れが合流する状況

(実験No 10)

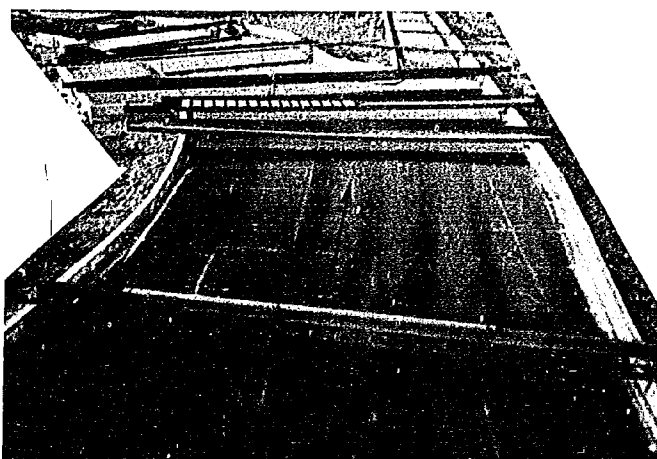


写真No 12

分流点より分流水門附近の流況

導水路唇口の低水護岸沿いの流れの状況

(実験No 10)



実験条件……(実験No 11)

基準地点流量 $Q_0 = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$

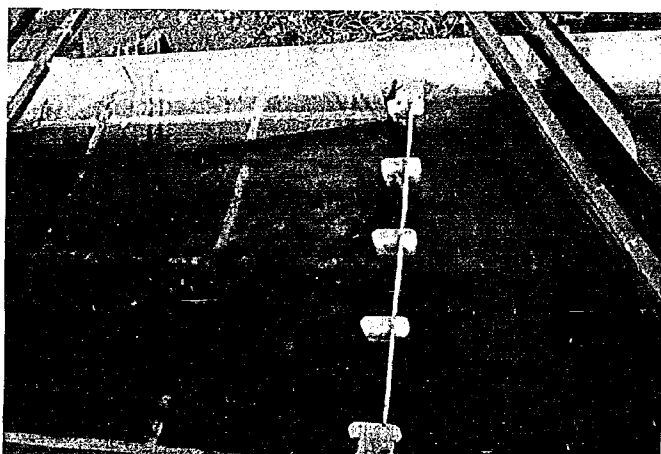
長沼ダム流入量 $Q_2 = 690 \text{ "}$

南谷地越流量 $Q_3 = 130 \text{ "}$

本川下流流量 $Q_1 = 780 \text{ "}$

写真No 13

断面No 244より下流の流況
(実験No 11)

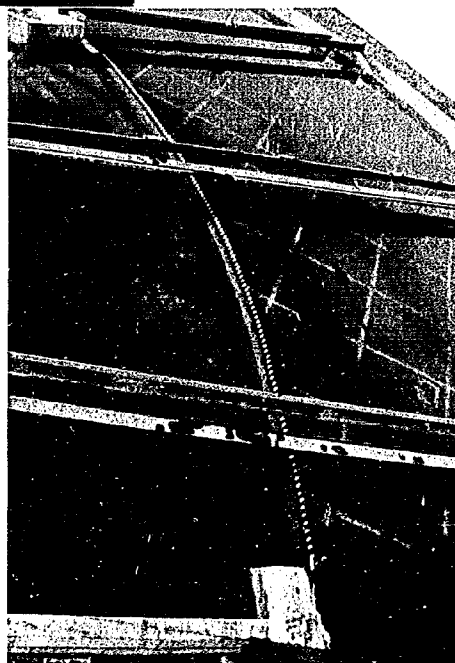


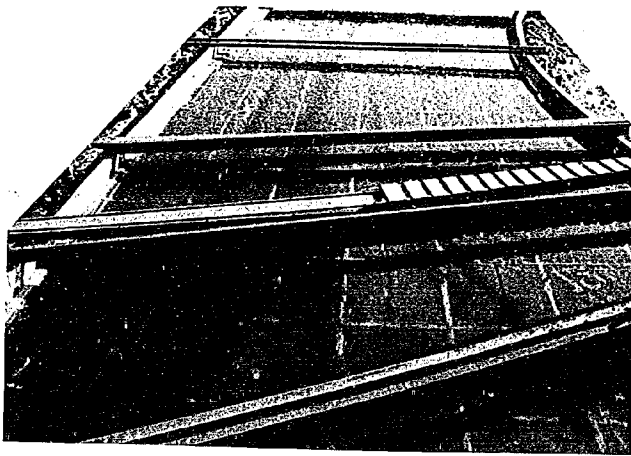
写真No 14

分流水門上・下流の流況
(実験No 11)

写真No 15

断面No 238より越流せき附近の流況
(実験No 11)





実験条件……(実験No 14)

基準地点流量 $Q_0 = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$

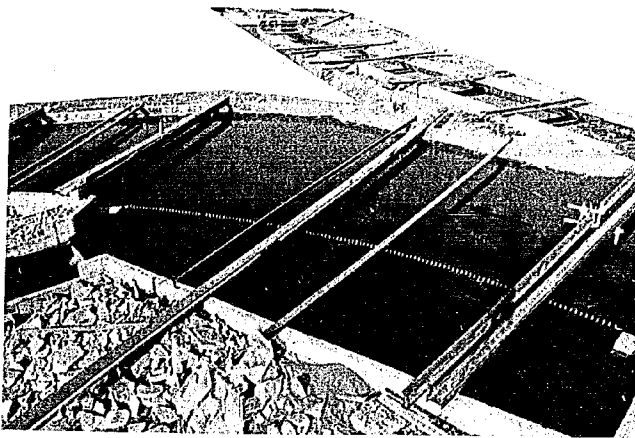
長沼ダム流入量 $Q_2 = 629 \text{ ''}$

南谷地越流量 $Q_3 = 126 \text{ ''}$

本川下流流量 $Q_1 = 845 \text{ ''}$

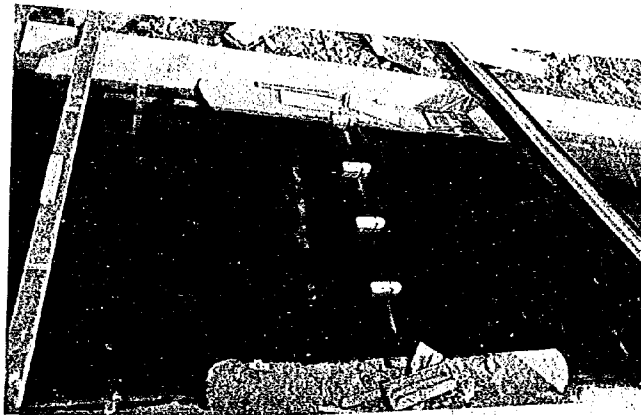
写真No 16

分流点より上流部の流況
(実験No 14)



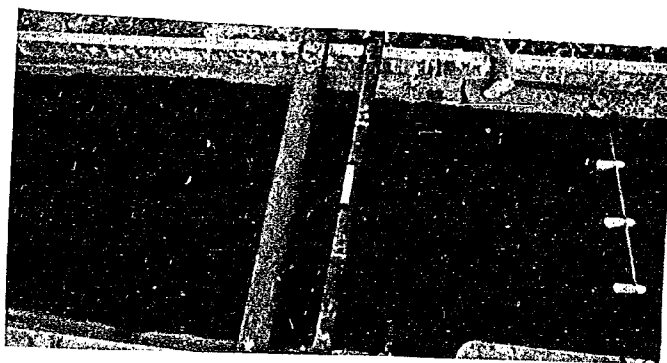
写真No 17

断面No 238より越流せき附近の流況
(実験No 14)



写真No 18

分流水門附近の流況
(全水門、全開の状態)
(実験No 14)

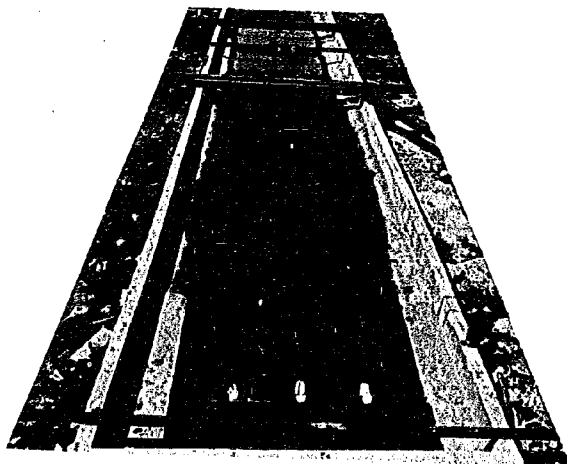


写真No 19

分流水門における流況

1門全開による

(実験No 15)



実験条件……(実験No 15)

基準地点流量 $Q_0 = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$

長沼ダム流入量 $Q_2 = 417 \text{ "}$

南谷地越流量 $Q_3 = 208 \text{ "}$

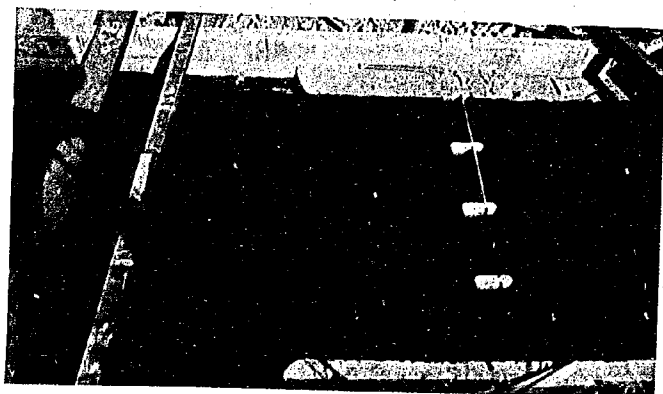
本川下流流量 $Q_1 = 975 \text{ "}$

(1門全開による)

写真No 20

分流水門より下流導水路内の流況

(実験No 15)

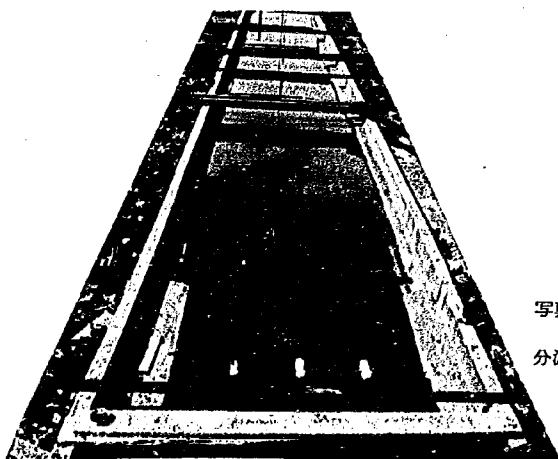


写真No 21

分流水門における流況

2門全開による

(実験No 16)



実験条件……(実験No 16)

基準地点流量 $Q_0 = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$

長沼ダム流入量 $Q_2 = 580 \text{ "}$

南谷地越流量 $Q_3 = 145 \text{ "}$

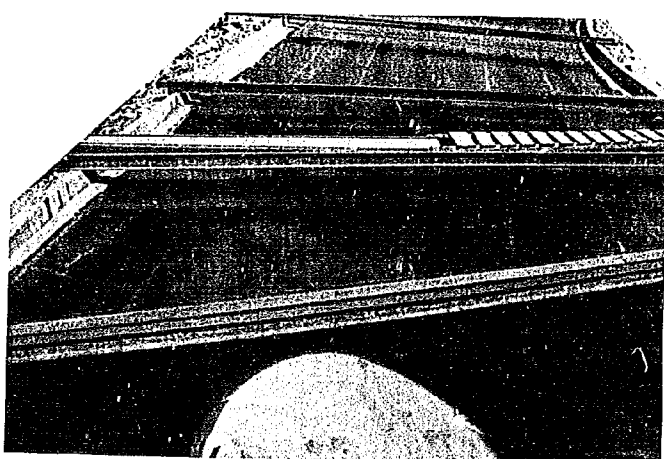
本川下流流量 $Q_1 = 875 \text{ "}$

(2門全開による)

写真No 22

分流水門より下流導水路内の流況

(実験No 16)



実験条件……実験No 17

基準地点流量 $Q_0 = 500 \text{ m}^3/\text{s}$

長沼ダム放流量 $Q_2 = 100 \text{ "}$

南谷地越流量 $Q_3 = 0$

本川下流流量 $Q_1 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$

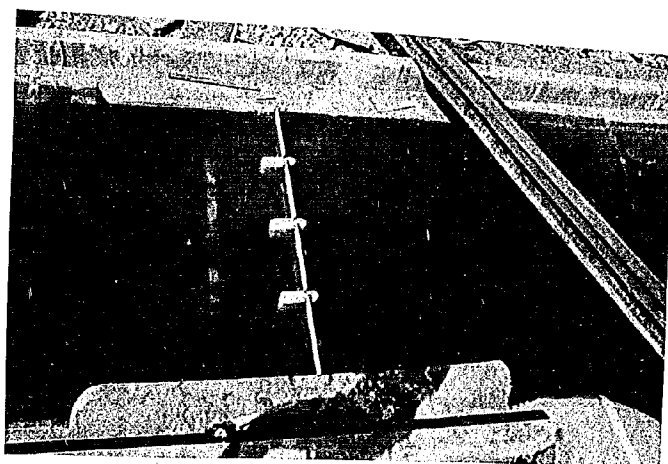
〔放流実験〕

写真No 23

分流点附近の流況

導水路からの流水の合流状況

(実験No 17)

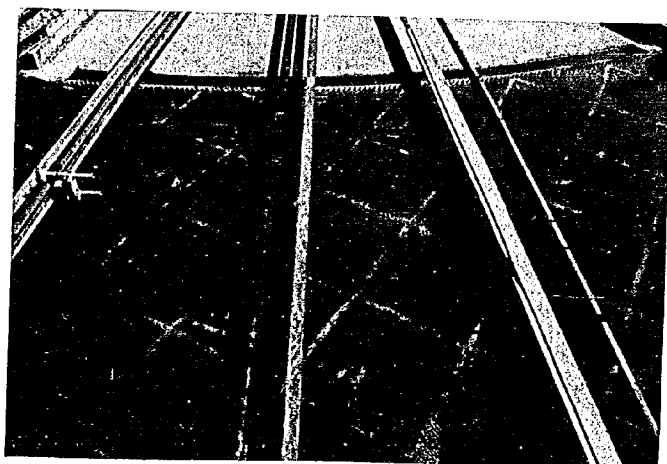


写真No 24

分流水門における流況

(導水路内水位, K.P. 12.20 m)

(実験No 17)



写真No 25

南谷地越せき附近の本川流況

(実験No 17)