



土 木 研 究 所 資 料

第571号

庄 手 川 模 型 実 験 報 告 書

昭 和 45 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所



序

本実験は、庄手川の改修計画を行うにあたり、必要な資料をえるために、九州地方建設局よりの依頼によって、昭和42年度より、昭和44年度の期間において実施したものである。

篠崎試験所長 川 村 幸 司

河川研究室長 土 屋 昭 彦

篠崎試験所 馬 場 亨

目 次

[1]	はじめに	1
[2]	実験目的	1
[3]	実験概要	2
[4]	実験条件	4
1)	模型諸元	4
2)	相似関係	4
3)	基礎条件	4
4)	計画	11
[5]	検証実験	11
[6]	本実験	13
	実験-I 現状実験	13
	I-(1) 各測定について	13
	I-(2) 昭和31年～34年実験との比較	33
	実験-II 分流せき第1案について	36
	実験-III 分流せき第2案について	39
	実験-IV 水叩き減勢工に関する実験	45
	実験-V 流砂実験	54
	実験-VI 導水路に関する実験	58
	実験-VII 分流せき最終案に関する諸実験	69
	VII-(1) 水叩き減勢工に関する実験	69
	VII-(2) 流速分布	73
	VII-(3) 流況について	78
	VII-(4) 流砂実験	81
[7]	結 語	85

〔1〕はじめに

庄手川は、大分県日田市地先において、三隈川が、三川分流をなしているうちの一派川である。(図-1)

三隈川は、筑後川の上流部にあたり、阿蘇山に源流を有する大山川と九重山を源流とする玖珠川との合流点から下流の夜明ダム附近までを称している。

昭和38年、島内せきから隈川への分流路が完成されるまでは、出水規模によって越流させた流量を流下させるための小水路があって、三隈川はほとんど庄手川だけを分流させているような状況であった。しかし、昭和28年大出水などによって、計画高水流量の検討の結果、流下能力の不足が明らかとなり、放水路(隈川)を開削し、三川分流としたものである。

庄手川は、かつて上流の山中から切出される原木の運搬用としてあった重要な川で、その歴史は古い。近年になって陸上運搬に切り変わったために、現在では、諸用水の取水のために在るような河川となっている。

旧総体計画では、昭和31年～昭和34年の水理模型実験から庄手川活用の重要性が検討されていたが、本川側の三隈せき、島内せき等の工費との関係から、末着手となっていたもので、昭和36年出水によって庄手川の流下能力が $300 \sim 400 \text{ m}^3/\text{s}$ であることが実証され、新総体計画の策定によって、三川分流量を改訂し、庄手川の分流せき設置と河道改修を行うこととしたものである。

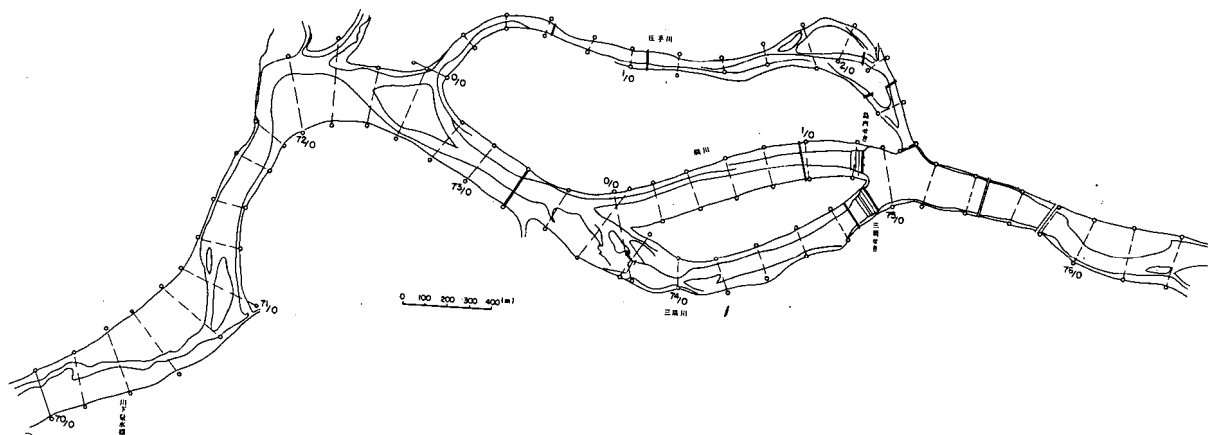


図-1 平面図

〔2〕実験目的

日田地区は、昭和28年の出水によって大災害を被った。そのために、この地区の基本計画

として、計画高水流量 $Q = 5,500 \text{ m}^3/\text{s}$ が決定され、三川分流の流量配分も決められた。

改修工事は、災害復旧、河床掘削、引堤、島内可動せきの設置、隈川開削、三隈せきは従来の頭首工を廃して、直越流せきとする。こと等で、昭和39年に完成をみて、次の段階に入った。

工事の実施にあたっては、模型実験結果に基づいて行われているが、三隈せき、島田せきの位置および形状は、施工の際に、実験の条件と異って竣工されている。したがって、本実験は、現状の流況を把握することを含め、改めて流量配分の測定を行い、先に実施した実験値と比較し、どのような変化があるかを確かめることと、この地区がすでに大部分の改修工事が完了し、残された部分である庄手川の改修に必要な、分流せきの分流機構について、この地区の観光的条件から、その外観との関連を含めて検討することにある。

〔3〕 実験の概要

前記の実験目的を達成させるために、縮尺の異なる二つの固定床模型（ $1/40$ 、 $1/20$ ）を作成し、縮尺 $1/40$ 模型では、昭和39年完成されている島内可動せき、三隈固定せきが、施工の際に変更があったので、現状の流況、流量配分、等を調べる実験を行い、さらに庄手せきの実験を行う上で、実験施設の関係から、本川は右岸側の一部分だけを取り入れた変則模型となることから、相似関係を損わないようにするための資料をえる実験を行うこととした。縮尺 $1/20$ 模型では、本川計画高水流量に対して、庄手川への分流を $Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ に、平水時には、 $Q = 3 \sim 5 \text{ m}^3/\text{s}$ の分流が可能となるような、分流せきの位置、高さ、形状、水叩き、減勢工、平水通水口、等を決定するための実験を行うこととした。（表-1 参照）

分流量の測定には、模型の流頭部と三隈川、庄手川の流末部に量水せきを設け、それぞれ測定して、隈川は差引きにより算出している。

水位測定は $1/10$ 読み取りの水面測定器を用いて、河床に設けた基準点からの水深を測定している。

流速測定には、ピトー管を使用した。

表 - 1 実 験 一 覧 表

実 験 No.	実験別，模型別	流 量	分流量	水 位	流 速	流 況 流 向	河床 状況	備 考
〔 I 〕 - (1)	現状 (1/40)	5,500	○	○	○	○		
		4,000	○	○	○	○		
		2,000	○	○	○	○		
		1,000	○					
〔 I 〕 - (2)	現状 (1/40) 予備実験	5,500	○	○	○			分流量を 規制
		4,000	○	○	○			
		2,000	○	○	○			
〔 I 〕 - (3)	現状 (1/40) 予備実験	5,500	○	○	○			本川一部 締切り
		4,000	○	○	○			
		2,000	○	○	○			
〔 II 〕	分流せき 第1案 (1/20)	5,500	○	○	○			
〔 III 〕	分流せき 第2案 (1/20)	5,500	○	○		○		
		2,770	○					
		2,080	○					
		15	○					
〔 IV 〕	水叩き，減勢工 (A) ~ (D) 案 (1/20)	5,500			○	○		
		2,770			○	○		
		2,080			○	○		
		15			○	○		
〔 V 〕	流砂実験 (1/20)	5,500				○	○	
		2,770				○	○	
		2,080				○	○	
〔 VI 〕	導水路，孔口 (A) ~ (F) 案 (1/20)	5,500	○			○	○	導水路を 左岸へ移 したもの
		15	○			○		
〔 VII 〕 - (1)	最終案せき (1/20)	5,500	○	○		○		
		2,770	○			○		
		2,080	○			○		
		1,830	○			○		
〔 VII 〕 - (2)	水叩き，減勢工 (1/20)	5,500			○			
		2,770			○			
〔 VII 〕 - (3)	流砂実験 (1/20)	5,500					○	

(4) 実験の諸条件

(1) 模型について

模型は、昭和42年7月測量による横断図に基き、モルタル仕上げの固定床として、縮尺 $S: 1/40, 1/20$ 、の歪めない二つの模型を作製した。

模型の範囲は、縮尺 $1/40$ 模型で、本川上流端を $75/600 \text{ Km}$ 、下流端を $74/600 \text{ Km}$ 、隈川は $0/800 \text{ Km}$ より分流点まで、庄手川は、 $2/200 \text{ Km}$ から分流点までを取入れてある。また構造物としては、三隈せき、島内せき、庄手川分流点にある砂簗せき、亀山橋、中島せき、等を設置した。縮尺 $1/20$ 模型は、本川を $75/300 \text{ Km}$ から三隈せき、島内せきまで、庄手川は、分流点から $2/000 \text{ Km}$ までをとり入れた。庄手川は計画断面としている。現在の亀山橋橋脚は、計画法線形と方向が合致していないので、修正して設置した。分流せきは水理計算により諸元を決めて、 $2/600 \text{ Km}$ 地点に設けた。(図-2)

(2) 相似関係

本模型に関する相似則は、慣性力が支配的となるため、フルード則に従うことになり、模型の諸量の縮率は表のとおりである。

本報告書で取扱っている数値は、全てその縮率によって実物に換算したもので表している。

表-2 水理諸元の縮率

基本量	次元	縮率	$1/40$ 模型	$1/20$ 模型
長さ、水深	L	ℓ	$1/40$	$1/20$
流速	$L T^{-1}$	$\ell^{1/2}$	$1/6.33$	$1/4.48$
流量	$L^3 T^{-1}$	$\ell^{3/2}$	$1/10,120$	$1/1,790$
時間	T	$\ell^{1/2}$	$1/6.33$	$1/4.48$
粒度係数	$L^{1/3} T$	$\ell^{1/6}$	$1/1.85$	$1/1.65$

(3) 基礎条件

実験を実施するにあたって、その基礎となる条件は次のようである。

- 計画高水流量は、 $Q=5,500 \text{ m}^3/\text{s}$ である。
- 庄手川への分流は、計画高水流量に対して、 $Q=350 \text{ m}^3/\text{s}$ に規制し、庄手川の計画流量とする。
- 平水時には、 $3 \sim 5 \text{ m}^3/\text{s}$ の庄手川流量を確保する。
- 粗度係数は、計画粗度 $n_p=0.038$ を用いる。
- 下流端条件は、本川については、川下量水標の $H \sim Q$ 曲線から水位計算によって、三隈川、隈川の模型下流端水位を決定する。庄手川については、実測資料がないため、中島せ

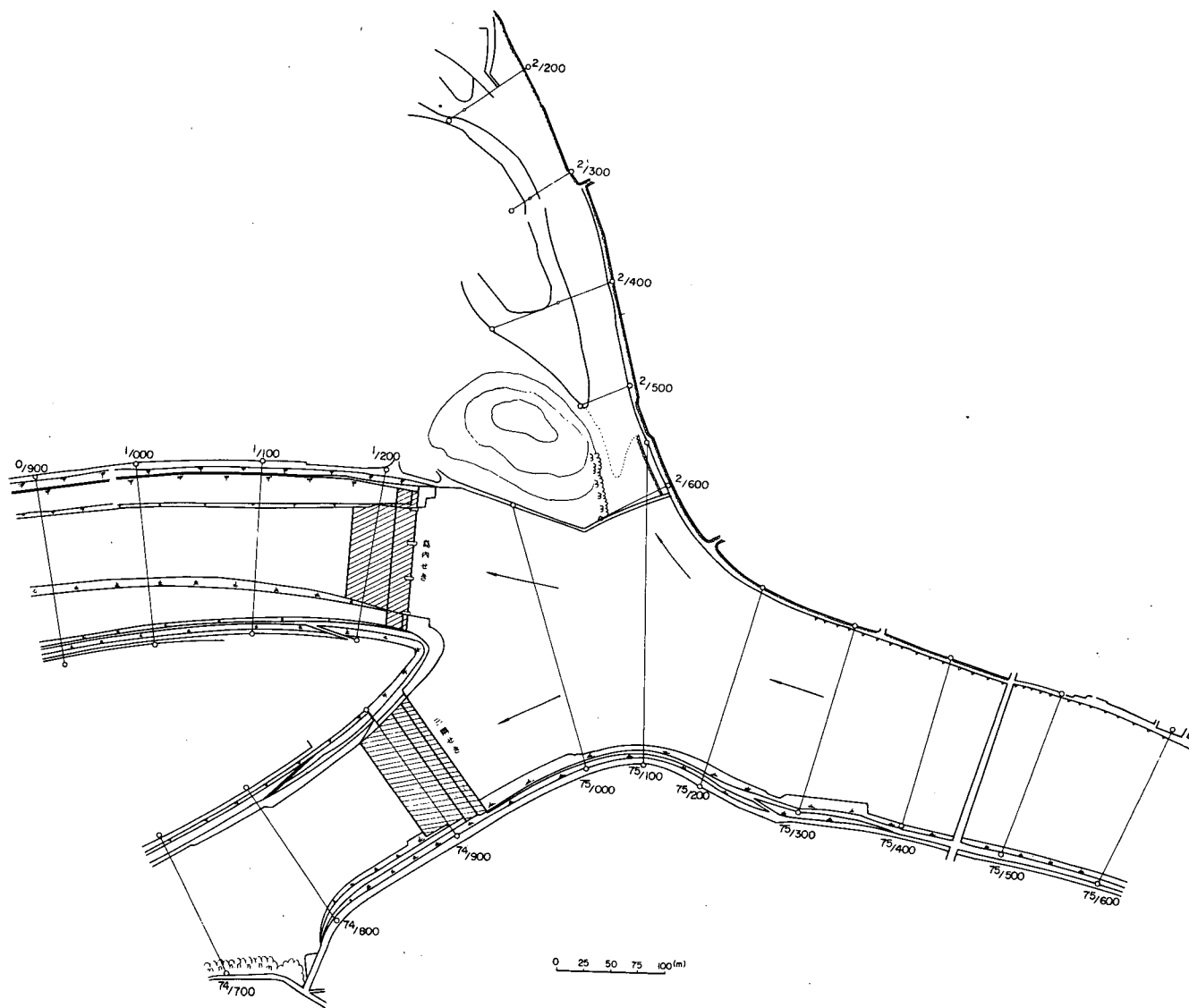


圖-2 模型範圍平面圖

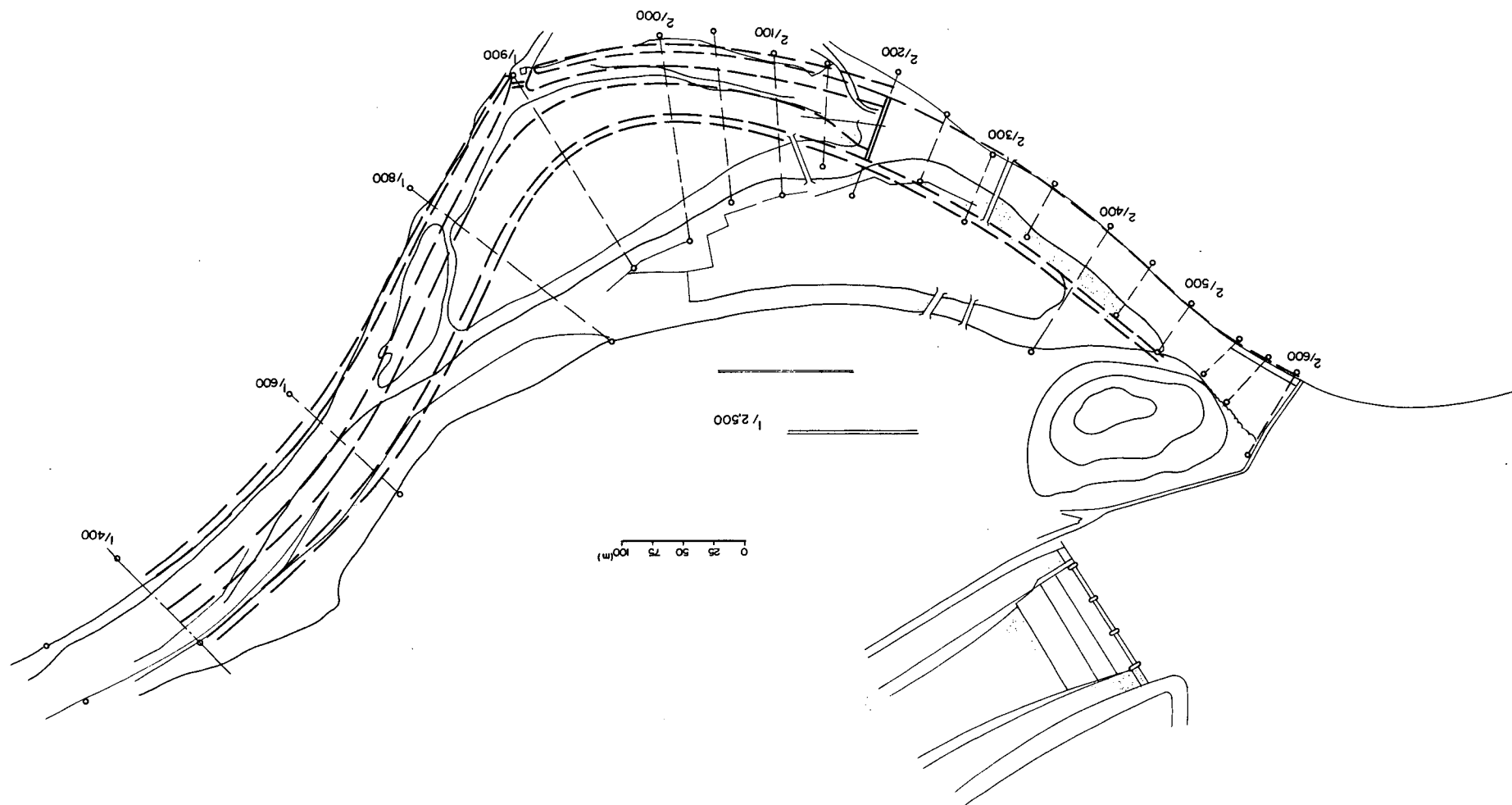


図-3-(1) 庄手川 計画河道図

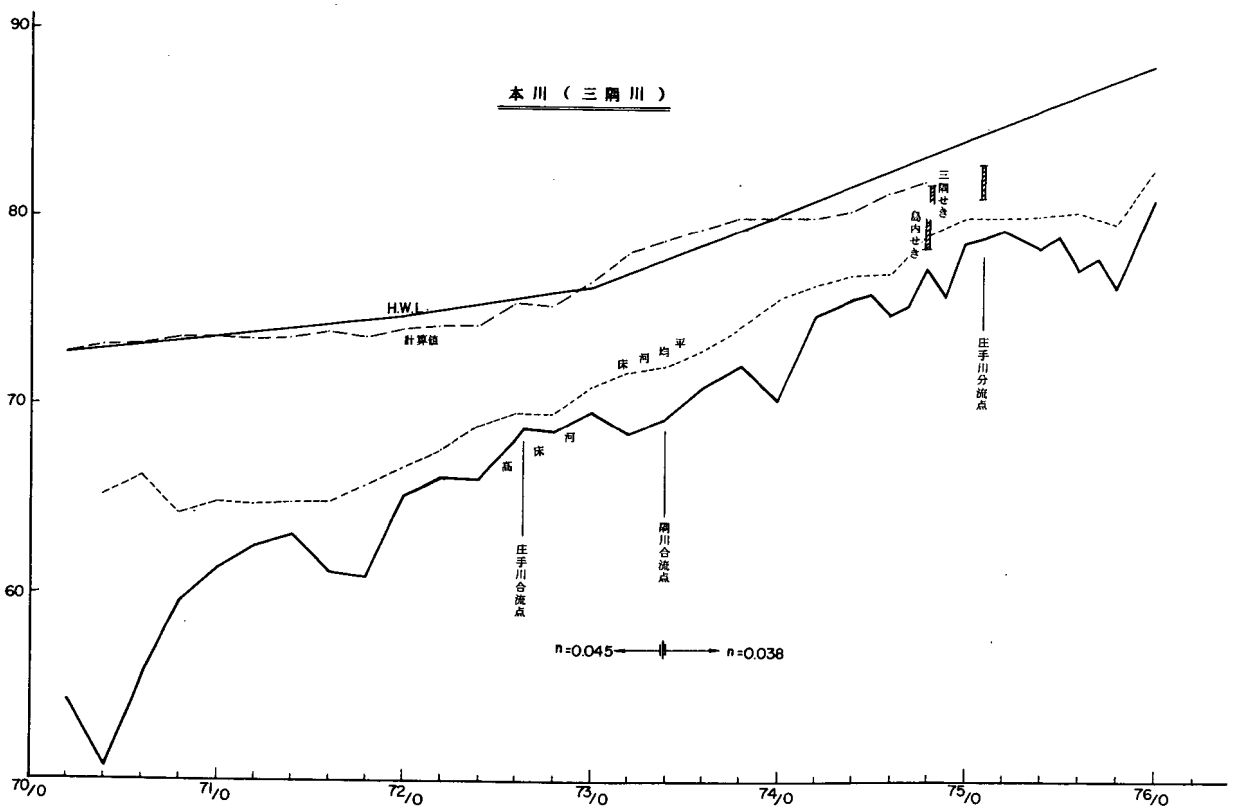
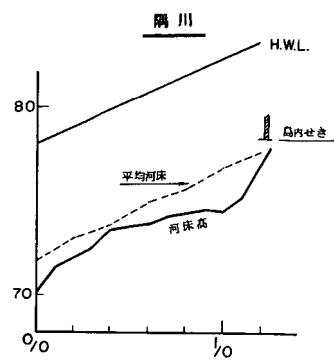
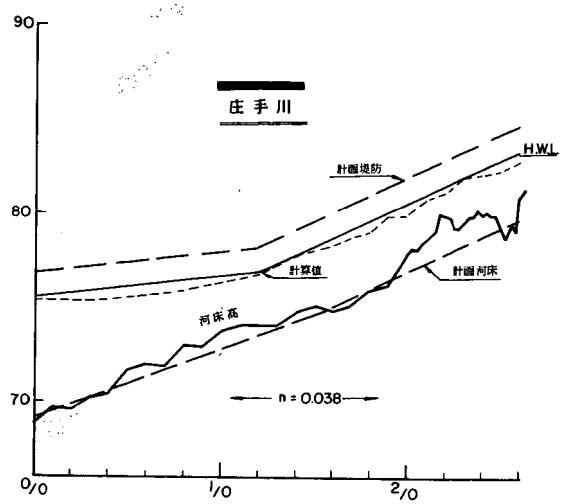
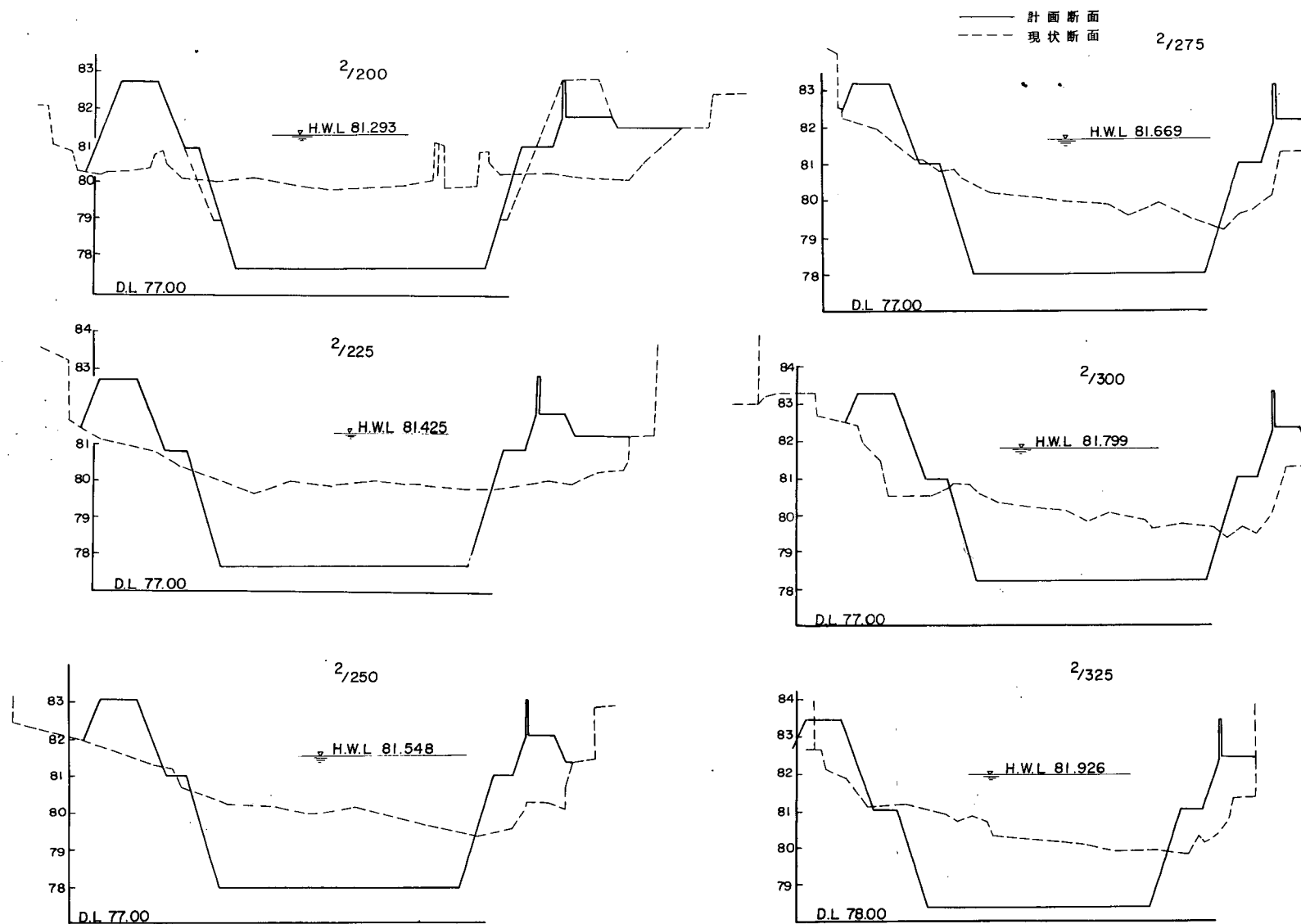
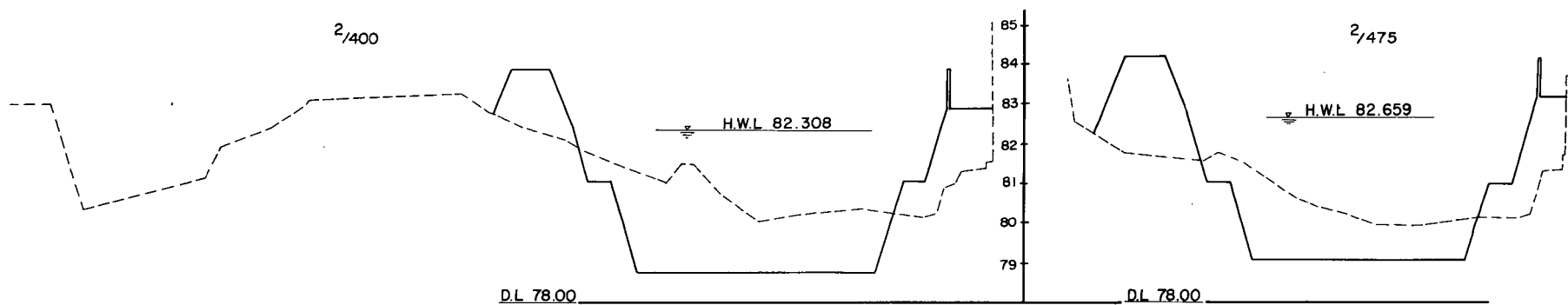
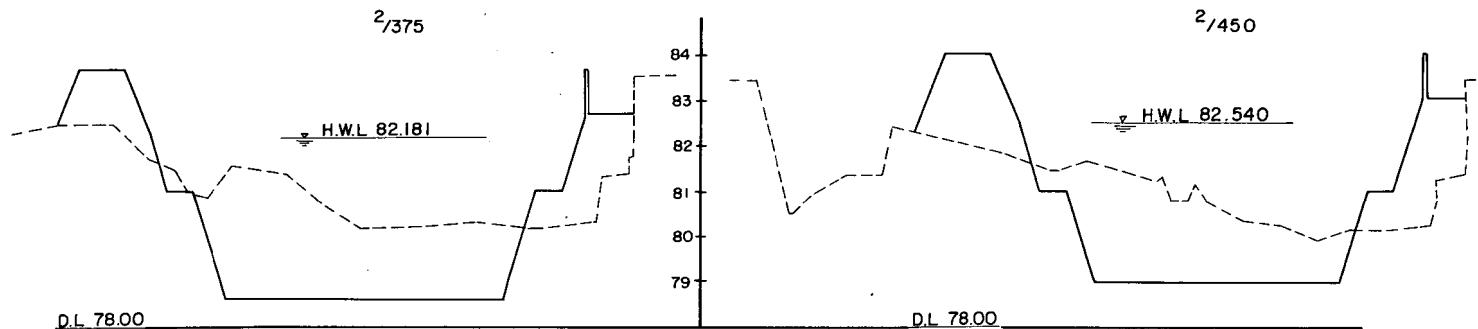
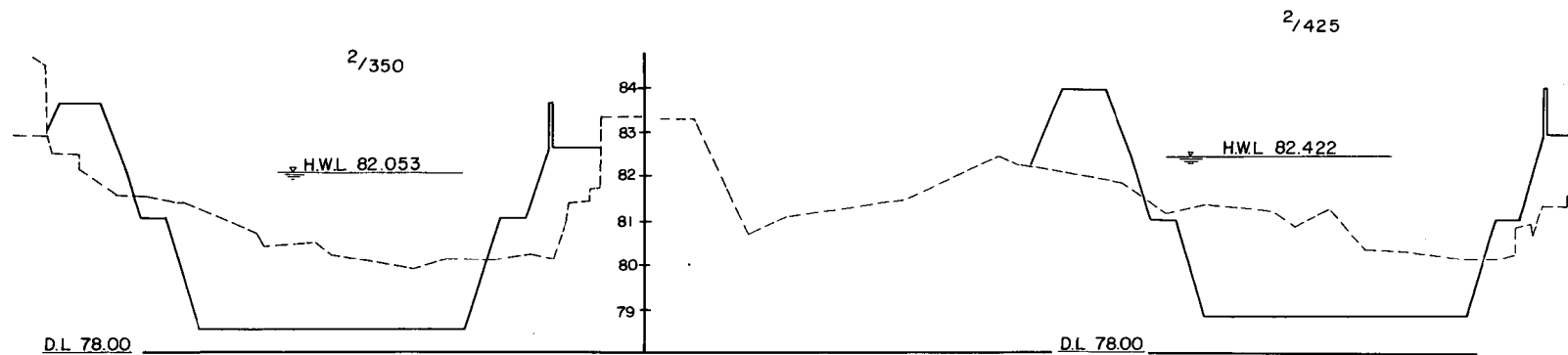
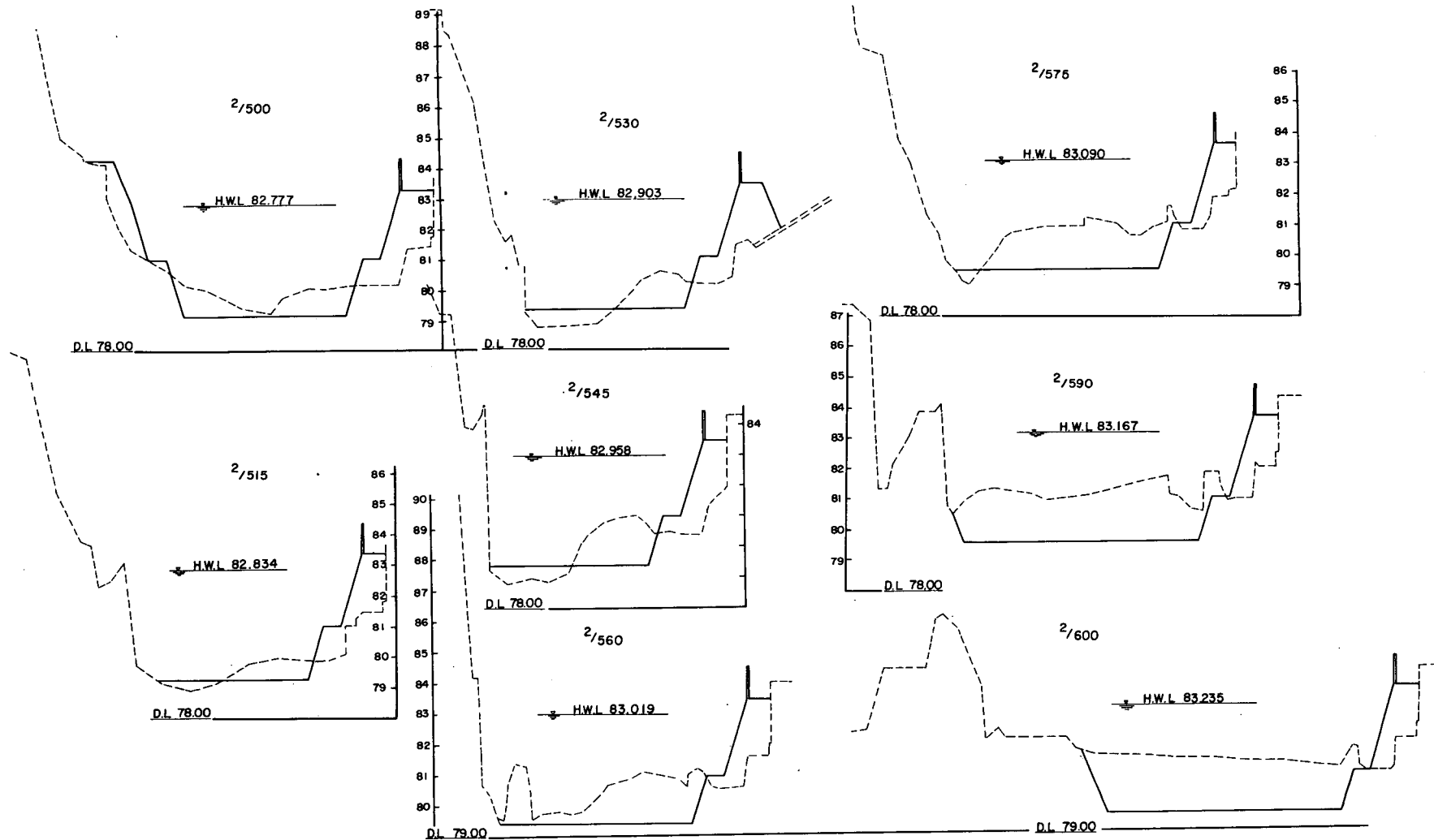


図 - 3 - (2) 庄手川縦断図
 隅川縦断図
 三隅川縦断図

図-3-(3) 庄手川現状及び計画横断比較図







きの水理計算を行い決定する。

f) 分流せきの構造は、固定せきとする。

g) 分流せきの位置は、庄手川流頭部に設ける。

h) 庄手川計画河道 2/200 Kmには、水門を設けるものとし、平水時は現在の取水口 (T.P. 80.70 m) まで湛水させ、洪水時は門扉を開放する水門操作とする。

(4) 改修計画概要

庄手川の改修計画は、図-3、に示したように、まず 1/400 Kmより分流点までを実施しようとするもので、その下流は本川の改修との関係から次期に残される。

河床は、現状の最深河床を包絡したもので、その勾配は約 1/200 となり、分流点附近の河床は現状河床高から約 1.5 m ~ 2.0 m 掘削することになる。河道の底巾は場所によって異なるが、平均 27 m 位で、堤防には 3.0 m の小段を有し、法面勾配を、1 : 1.5 とし、右岸側の市内地部は特殊堤とする。また現在 2/500 Km、2/200 Km地点からの分流路は廃川とし、単一河道に整理することになっている。

(5) 検証実験

模型上で起る現象と現地での現象とが一致しなければ、相似関係は成立しないことはいうまでもないところで、模型と現地との粗度を合せることによって、流量、流速、水位、等の縮尺が満足され、発生する水理現象が相似することになる。

粗度を合せる場合に、①現地での痕跡水位資料に基いて行う方法と、②流量観測によって粗度係数を算出して使用する方法、③あるいは、計画粗度を用いて行う方法、などの手法がとられる。

本実験では、③の方法によって、模型が計画粗度 $n = 0.038$ 、となるよう、2種類の流量に対して模型粗度を調整しながら合せた。その結果は、図-4、に示したように、粗度係数 $n = 0.036 \sim 0.039$ となったので、これ以上の調整は打切った。

庄手川計画河床の場合は、分流せき、岩による狭窄、亀山橋、等の影響がかなりあって、十分な調整が困難であった。種々試みた結果、 $n = 0.031 \sim 0.040$ の範囲にばらついたが、流況から判断して調整を打切った。

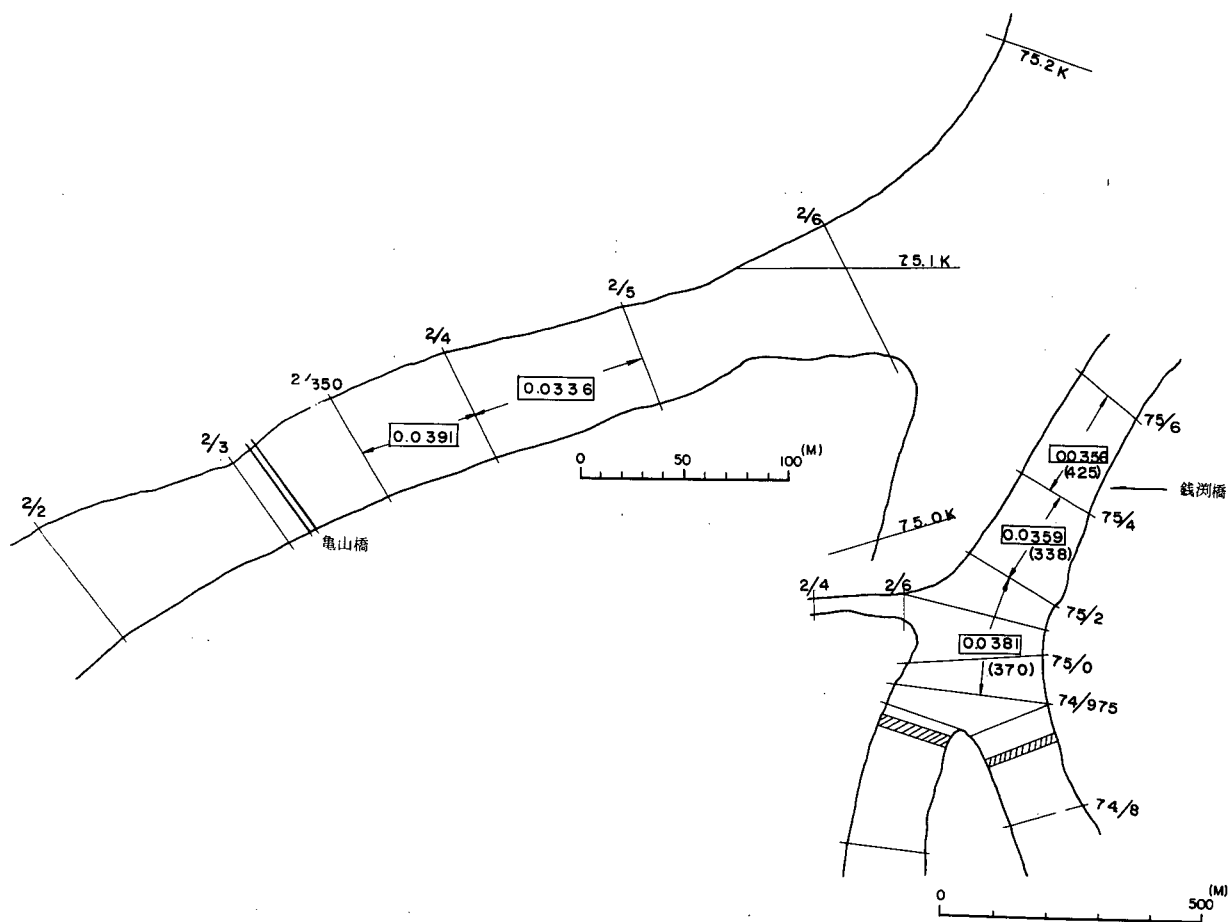


図-4-(1) [検証実験]

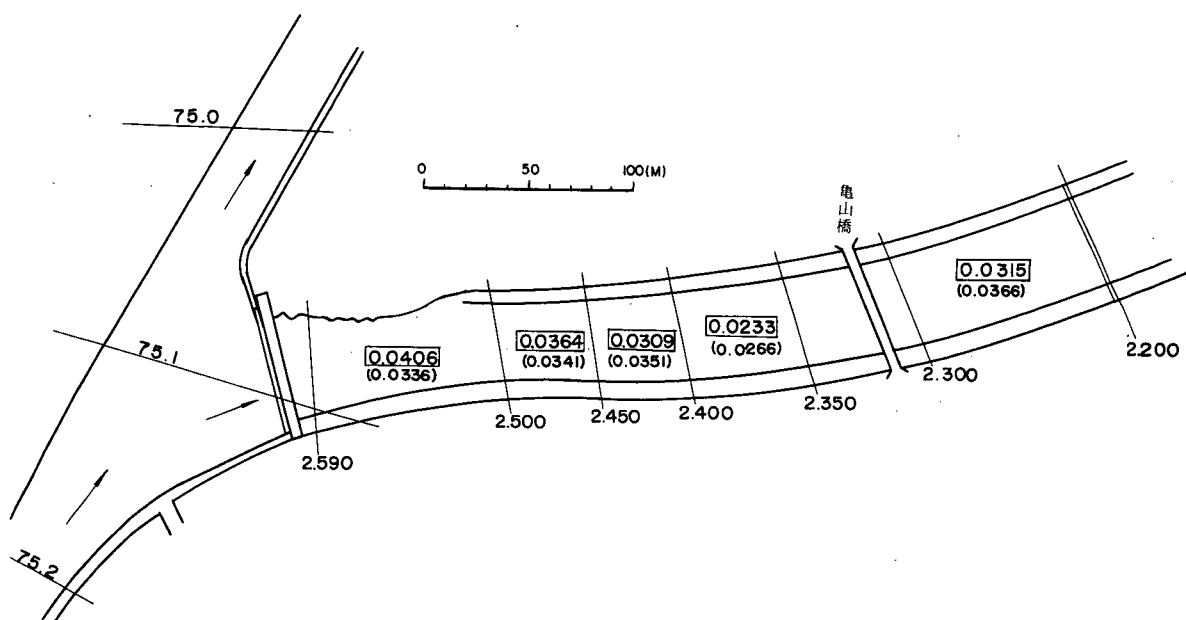


図-4-(2) [検証実験]

[6] 本 実 験

実験 - I 現状実験

I-(1) 縮尺 1/40 模型によって、現状実験を行い、水位、流速分布、流向の測定には、実験流量 $Q=5,500, 4,000, 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の三種について、分流量の測定には、 $Q=5,500, 5,000, 4,000, 3,000, 2,000, 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の六種について行った。測定点は、図-5, のとおりである。

(a) 水位については、図-6, のようで、本川、隈川、庄手川の実験水位を各断面平均値で示してある。三隈、島内両せきの下流は、せきで支配断面となるため、測定しなかったもので、下流水位との関係を概略的に示した。

本川の河床縦断は、平均的には 1/200 勾配となっているが、三隈、島内両せきで急激が変わり、せき上流は 75/800 Km までほとんど勾配がなく、最深河床ではせき附近から上流ほど、75/800 Km での狭窄部のために河床が低下している状態となっている。

このような本川の水位は、島内可動せきを開放して測定を行っているが、水位縦断形は、75/600 Km から庄手川呑口まで大体一様勾配となり、大流量の場合には急勾配を示し、流速も大きくなっている。

H.W.L. との関係では、せき近傍と 75/400 Km より上流で、H.W.L. を越えている。各断面での左右岸水位からみると、75/400, 75/600 Km では左右岸共に、75/200 Km は左岸、75/000 Km, 74/975-1, 74/975-2 Km は右岸、1/250 Km は左右岸、で H.W.L. 以上の水位を示し、上流部の現堤防高は H.W.L. とほとんど同高であるから、堤防を越流することになる。下流部は、せき近傍の H.W.L. が、図示の H.W.L. + 0.5 m とすることにし上流へすりつけるようことが決定されているので、ほとんどの断面で、H.W.L. の範囲内におさまる。

また、左岸側は水位低下を生ずるので、H.W.L. を越さない。右岸側は、H.W.L. を越しても亀山公園の山つきとなるから越流の恐れはないが、島内せきの直上流側では問題となる。

庄手川は、分流点直下流に砂竈せきが、高さ 1.0 m、長さが断面巾の 2/3 を占める状態で設られて、自然分流に近い形式となっている。河床は 2/200 Km に頭首工（中島せき）が設られているために勾配はほとんどなく、砂竈せきを越流する流れは、その下流 2/500 Km 附近まで深堀れを生じさせている。

水位縦断をみると、計画に近い流量で 1/200, 小流量で 1/400 程度の水面勾配をもつ、2/575 Km での水位低下は射流の影響である。

分流点は水衝のために、左岸水位は右岸水位より約 1.0 m 高くなり、偏って庄手川へ

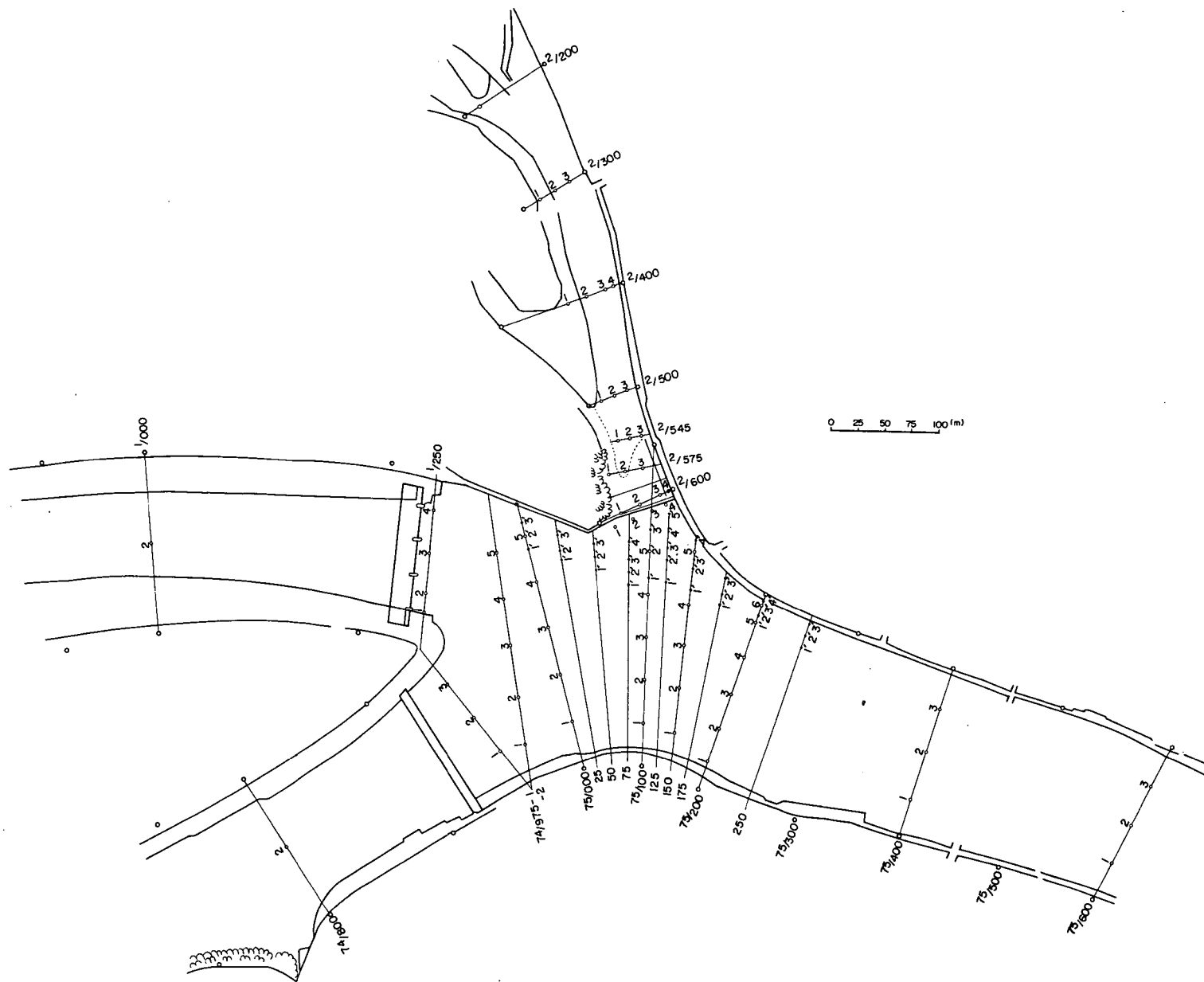


图-5 测定点位置图

表-3 水位縦断測定値表

Q=5,500 m ³ /sec							
断面	測点	1	2	3	4	5	平均水位
標高	DL.m	DL.m	DL.m	DL.m	DL.m	DL.m	DL.m
三	75.6	87.508	87.328	87.562			87.466
	75.4	86.107	86.018	85.970			86.032
	75.2	85.204	85.236	84.610	84.424	84.888	84.791
	75.15	84.580	85.212	84.714	84.110	84.318	84.587
	75.1	84.076	84.360	84.334	84.882	83.766	84.084
川	75.0	83.604	83.540	84.434	84.538	84.662	84.156
	74.975	83.050	83.592	83.830	84.348	83.790	83.722
	74.975	83.710	84.556	84.842			84.369
	74.8	82.090	82.048	81.652			81.930
	74.8	82.090	82.048	81.652			81.930
川	1.25	84.860	84.632	84.306	84.100		84.475
	1.0	82.452	82.744	82.882			82.693
	2.6	85.138	84.820	84.314	84.068		84.585
	2.575	83.164	83.784	83.710			83.553
	2.545	83.778	83.634	83.728			83.713
庄手川	2.5	83.811	83.875	83.761			83.816
	2.4	83.486	83.438	83.259	83.259		83.359
	2.3	82.846	82.522	82.842			82.737
	2.3	82.846	82.522	82.842			82.737
	2.3	82.846	82.522	82.842			82.737

Q=4,000 m ³ /sec							
断面	測点	1	2	3	4	5	平均水位
標高	DL.m	DL.m	DL.m	DL.m	DL.m	DL.m	DL.m
三	75.6	86.140	86.196	85.742			86.026
	75.4	85.258	85.170	85.034			85.154
	75.2	84.280	84.184	83.734	83.772	84.464	84.062
	75.15	83.768	84.208	83.806	83.830	83.826	83.888
	75.1	83.496	84.172	83.475	83.926	83.214	83.657
川	75.0	83.132	83.184	83.894	83.730	83.410	83.470
	74.975	83.134	83.472	83.638	83.620	83.514	83.476
	74.975	83.302	83.812	84.010			83.708
	74.8	81.730	81.804	81.832			81.791
	74.8	81.730	81.804	81.832			81.791
川	1.25	84.020	83.680	83.658	83.492		83.712
	1.0	81.752	82.372	82.266			82.130
	2.6	84.086	83.904	83.574	83.464		83.757
	2.575	82.668	82.872	82.906			82.815
	2.545	82.982	82.962	82.812			82.919
庄手川	2.5	83.062	82.974	83.064			83.030
	2.4	82.713	82.592	82.394	82.578		82.569
	2.3	82.104	82.150	82.030			82.094
	2.3	82.104	82.150	82.030			82.094
	2.3	82.104	82.150	82.030			82.094

Q=2,000 m ³ /sec							
断面	測点	1	2	3	4	5	平均水位
標高	DL.m	DL.m	DL.m	DL.m	DL.m	DL.m	DL.m
三	75.6	84.368	84.484	84.354			84.402
	75.4	83.890	83.990	83.922			83.944
	75.2	83.004	82.808	82.714	82.932	83.042	82.905
	75.15	82.948	83.008	82.970	83.002	83.046	82.995
	75.1	82.780	82.936	82.810	82.738	82.336	82.612
川	75.0	82.916	82.908	82.890	82.558	82.340	82.742
	74.975	82.862	82.840	82.850	82.520	82.718	82.758
	74.975	82.930	82.924	83.006			82.953
	74.8	80.702	80.664	80.626			80.664
	74.8	80.702	80.664	80.626			80.664
川	1.25	82.332	82.300	82.446	82.468		82.387
	1.0	81.068	81.136	81.198			81.101
	2.6	82.814	82.692	82.354	82.372		82.558
	2.575	81.648	81.808	81.974			81.810
	2.545	81.842	81.674	81.772			81.763
庄手川	2.5	81.710	81.738	81.728			81.725
	2.4	81.312	81.394	81.362			81.356
	2.3	81.052	81.050	81.034			81.045
	2.3	81.052	81.050	81.034			81.045
	2.3	81.052	81.050	81.034			81.045

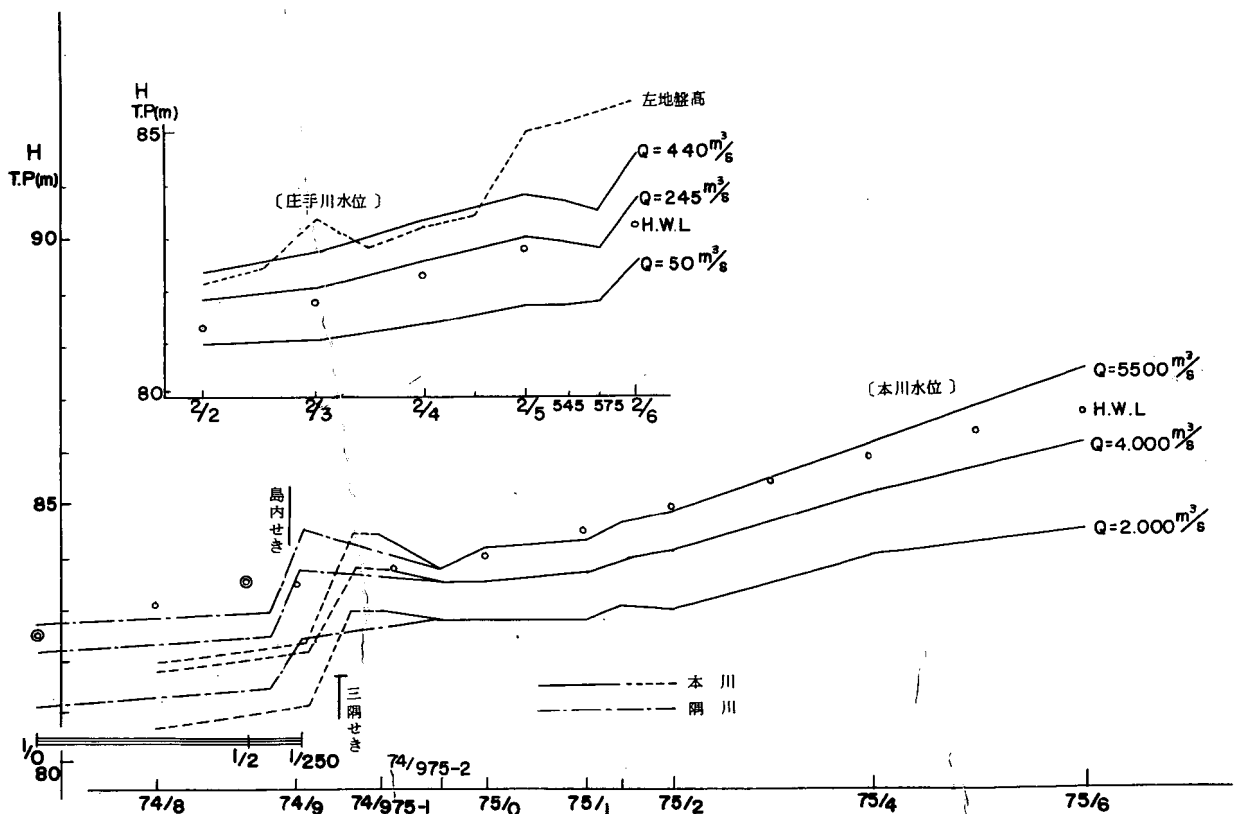


図-6 現状実験水位図

流入する。2/600 Kmの平均水位は、本川水位より高く、H.W.L.をも越えている。また下流においても地盤高を越えているところがみられ、現状の流下能力は満水状態で $400\text{ m}^3/\text{s}$ が限界であると推定される。

隈(75/200 Km右岸)、島内(1/250Km左岸)量水標地点の水位～流量曲線を描いてみると、水位縦断からも知られるように両曲線は交叉し、本川流量が $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上になると、島内量水標は高くなる。図-7 参照

限量水標では、 $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量の場合、射流のために平均水位との差が $0.2 \sim 0.5\text{ m}$ あって、適切な水位を表していない。島内量水標は、せき柱に取付けられていて、実験では比較的安定して点で測定しているが、現地での観測では不正確となる。昭和38、39、40年出水の実測資料があるが、上記の問題や島内せきの操作状態が不明であって、実験値とはかなり異なることの究明はできなかった。

- (b) 分流量については、図-8、のようで、計画高水流量に対して、庄手川には $Q_1=440\text{ m}^3/\text{s}$ を、隈川へは $Q_2=3,730\text{ m}^3/\text{s}$ を分流し、本川は三隈せきより $Q_3=1,330\text{ m}^3/\text{s}$ を流下することになる。したがって、計画分流に対し、庄手川は $90\text{ m}^3/\text{s}$ 、隈川は $500\text{ m}^3/\text{s}$ 、多く、三隈川は $590\text{ m}^3/\text{s}$ 少くなっている。

また、庄手川への分流量を $Q_1=350\text{ m}^3/\text{s}$ に規制した場合には、隈川は $Q_2=3,795\text{ m}^3/\text{s}$ 、三隈川は $Q_3=1,355\text{ m}^3/\text{s}$ の流量配分となり、庄手川への流入規制分の $90\text{ m}^3/\text{s}$ は、大体、隈川、三隈川の流量配分比率に従って、それぞれ増加していることになる。

庄手川への分流開始流量は、大体 $Q_0=1,000\text{ m}^3/\text{s}$ であった。(島内せきを開放しているため)

- (c) 流向、流況、は $Q_0=5,500, 4,000, 2,000\text{ m}^3/\text{s}$ の各流量について測定した。図-9 参照

流量配分からも知られるように、可動せきを開放しているため、上流からの流れは、流心が中央から右岸側にあって、直線的に隈川へ流入していくことになり、この流況は各流量とも共通している。

庄手川の呑口附近は、75/200 Kmから剝離現象がみられ、死水域状とはならないが、右岸沿いの流れは急激に流速が小さくなり庄手川へ流入する。分流境界に沿った流れは、上流からの流速が維持され、呑口での河床が高いことと相待って、フルード数が大きくなり、波状跳水を起して分流点に激しい水衝り生ずる。このために分流点の水位上昇は大きくなり庄手川への流入量の大部分を占めているようにみられる。分流点直下の砂竈せきを越えた左岸沿いの流れは、射流状となって深掘れ地点まで複雑な流況を呈し、そ

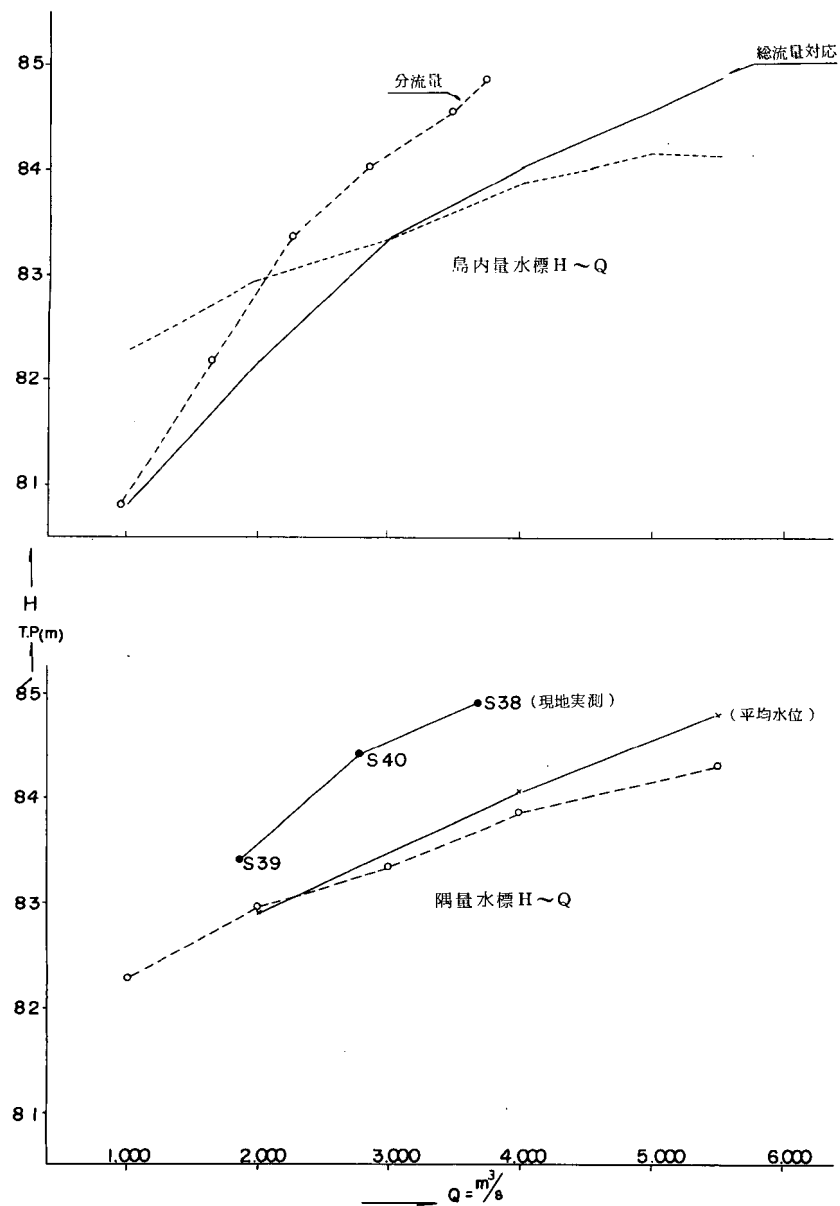


図-7 [現 状]

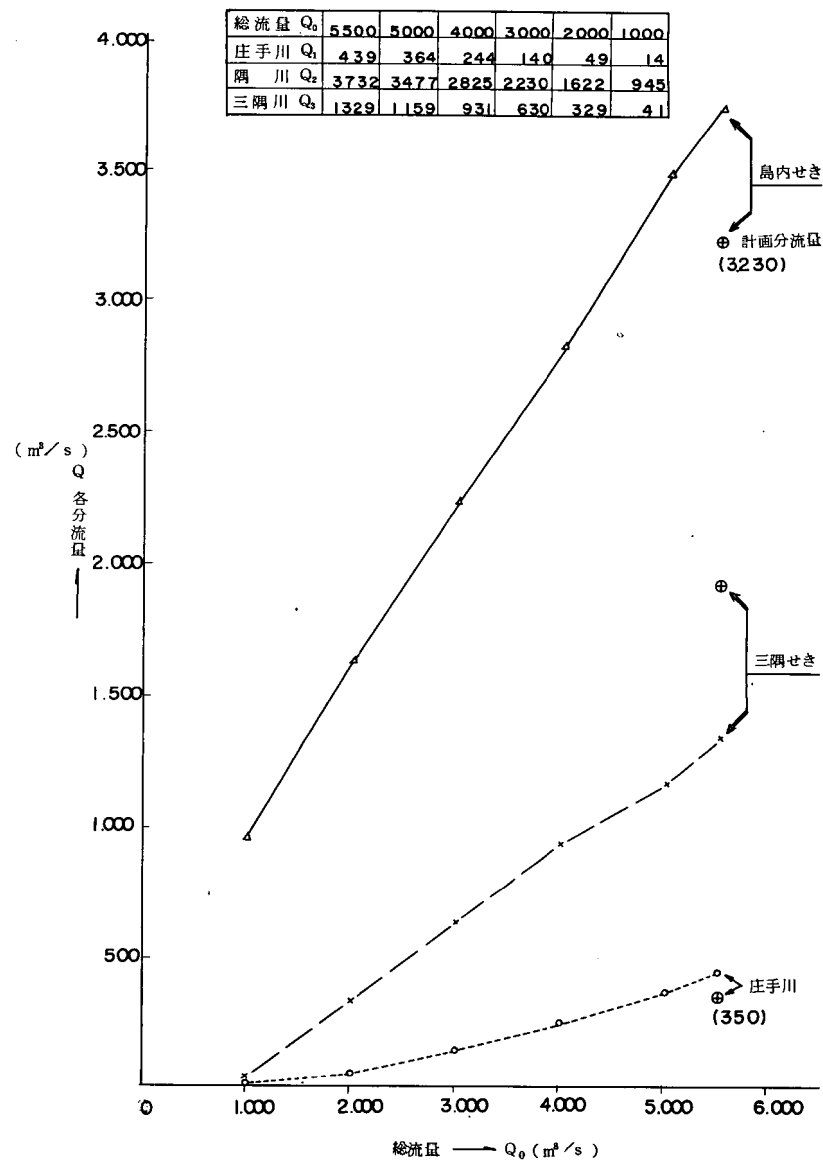


図-8 [現 状] 各川分流量 $Q_0 \sim Q_1, Q_2, Q_3$

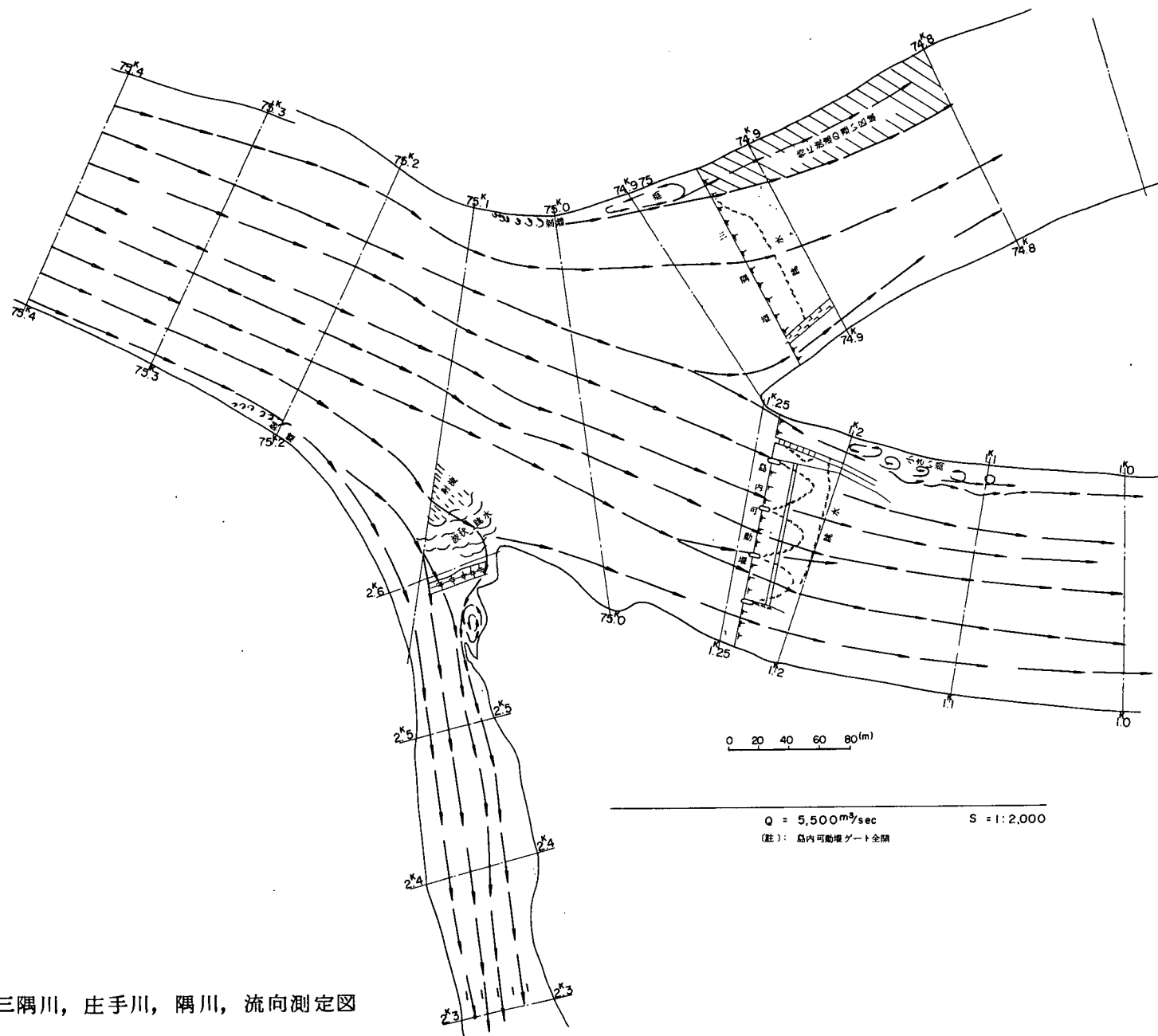
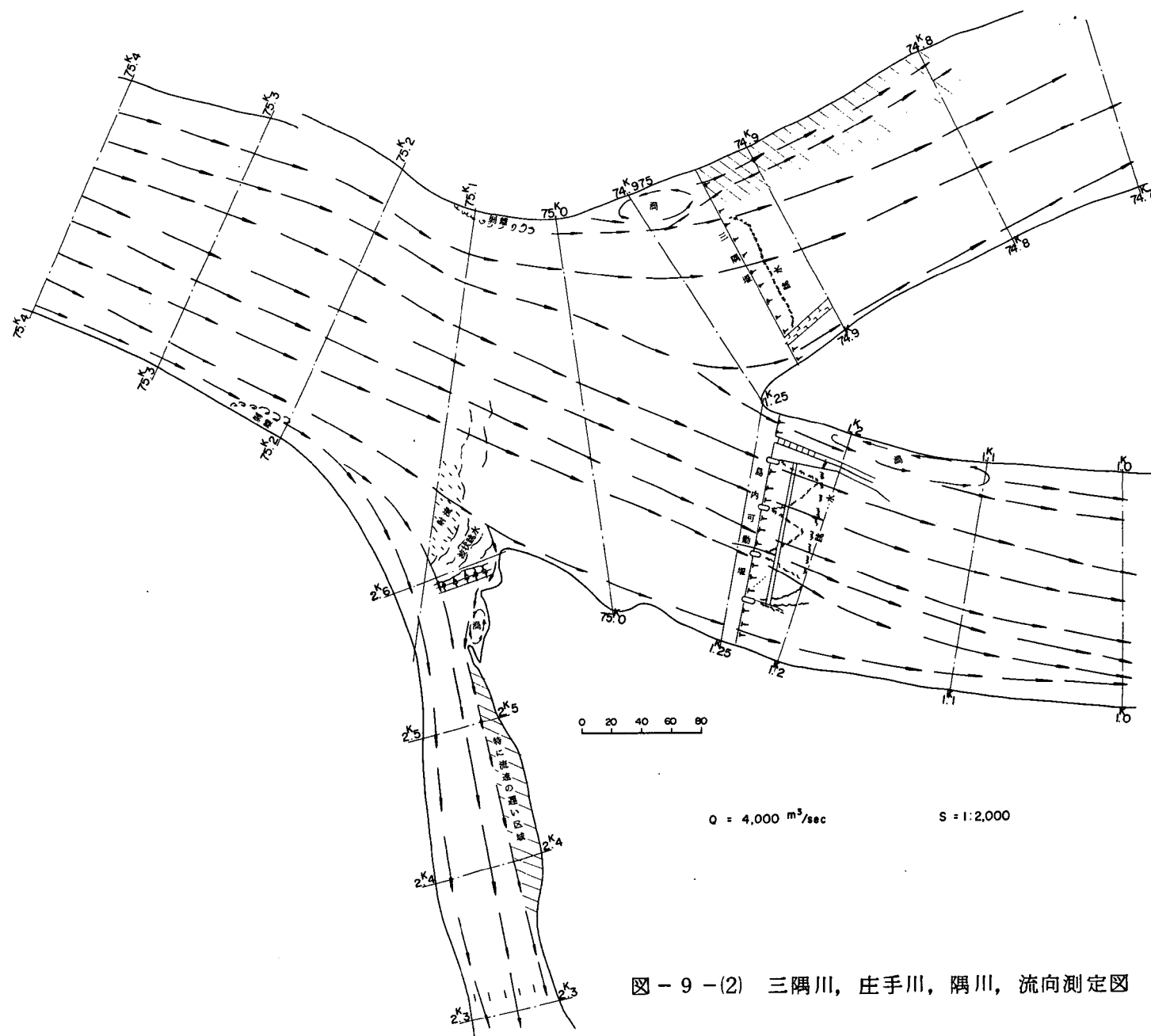


图-9-(1) 三隅川, 庄手川, 隅川, 流向测定图



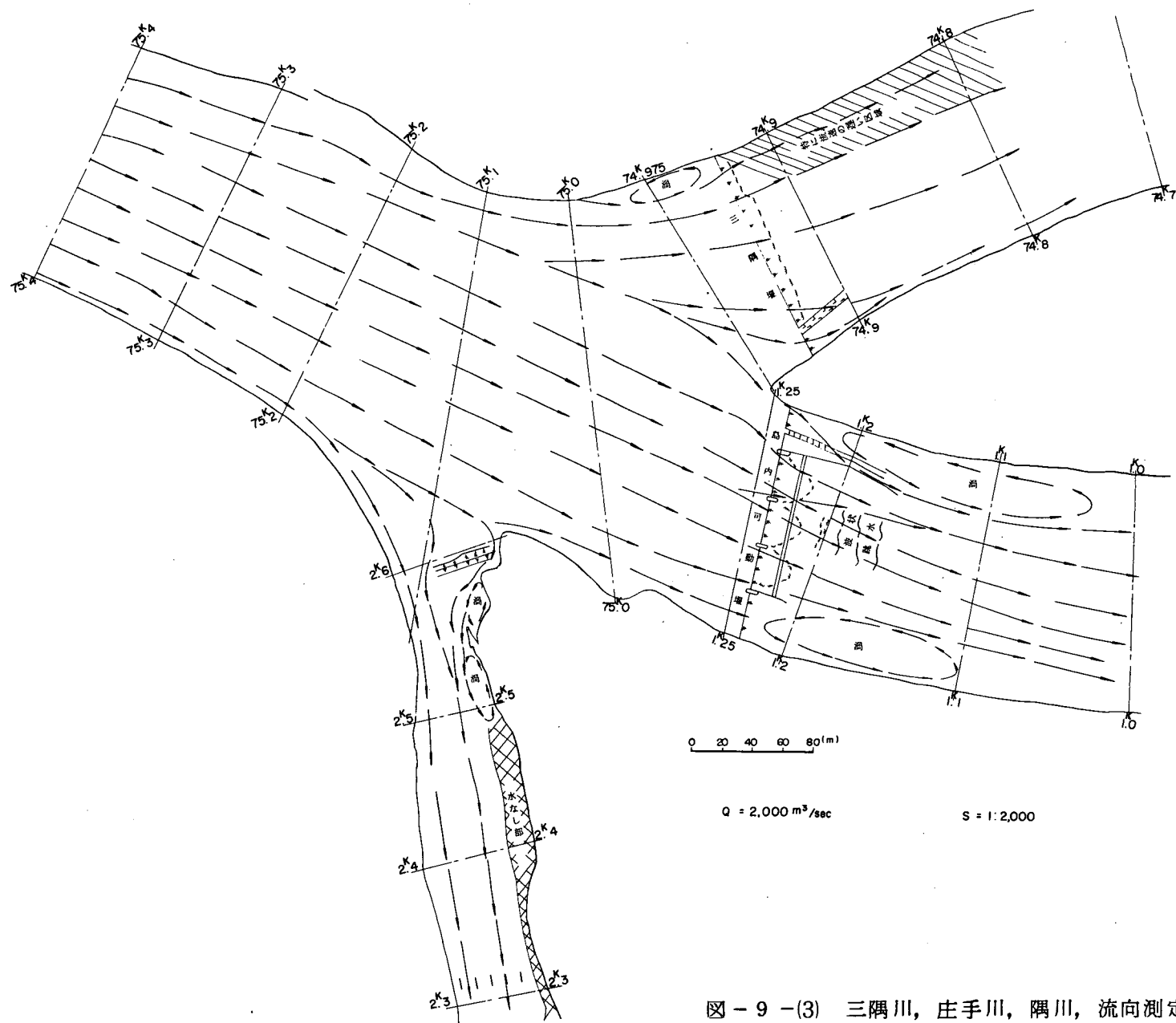


图-9-(3) 三隅川, 庄手川, 隅川, 流向测定图

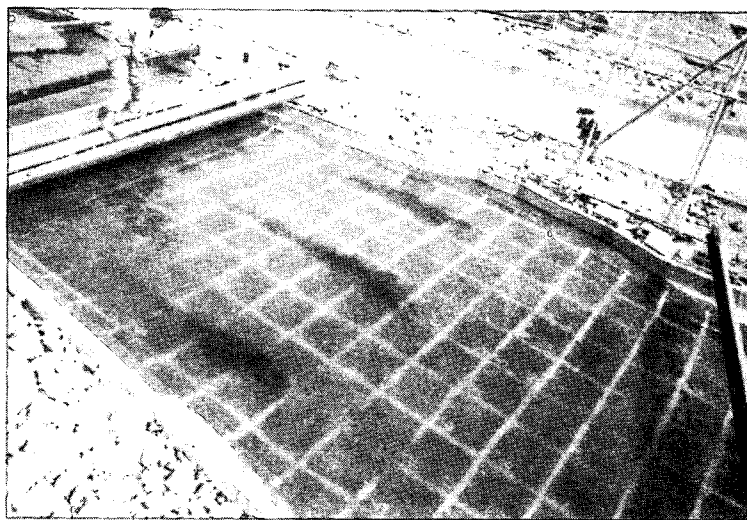


写真-1 75.1^{Km}の右岸より上流部の流況 { 現 状
 $Q=5,500\text{ m}^3/\text{sec}$ }



写真-2 75.15^{Km}より庄手川分流点附近の流況 (同上)

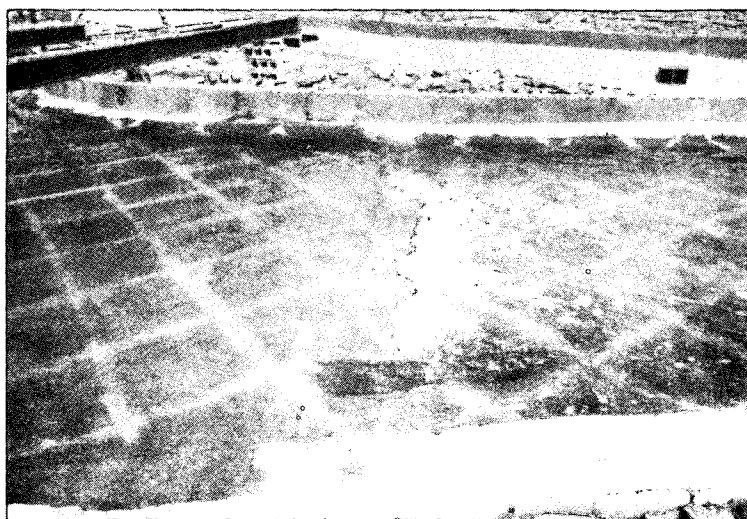


写真-3 74.950-1断面の右岸より三隈堰附近の流況 { 現 状
 $Q_0=5,500\text{ m}^3/\text{s}$ }

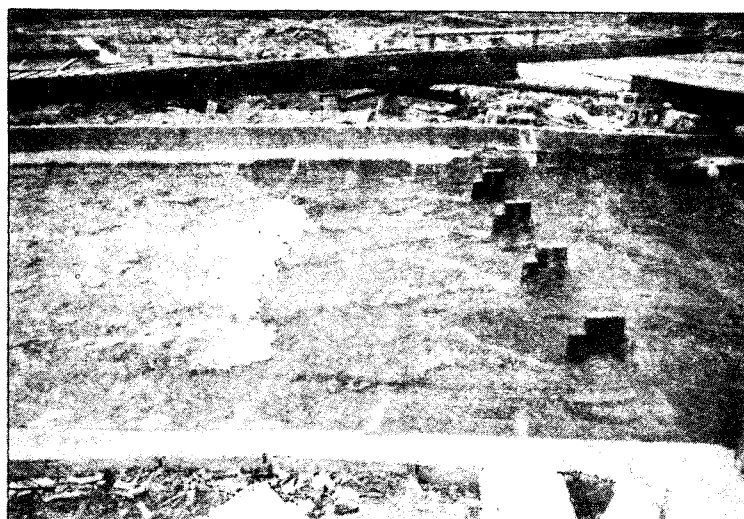


写真 - 4 1.25 km の左岸より島内可動堰附近の流況 { 現 状 $Q_0 = 5,500 \text{ m}^3/\text{s}$ }

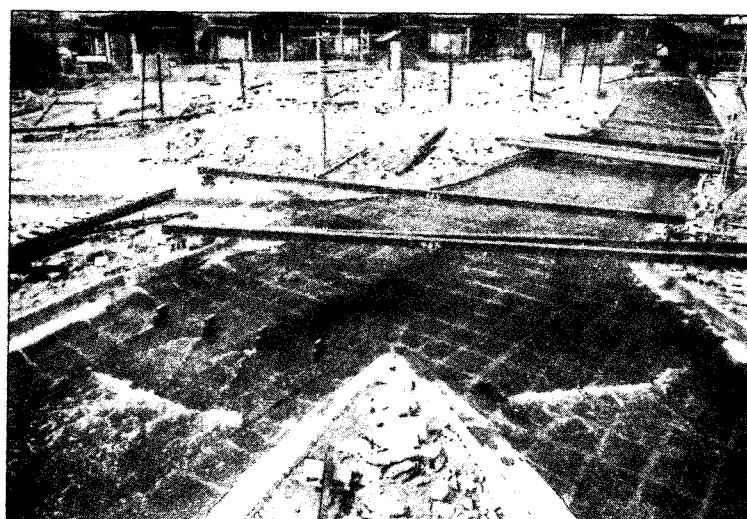


写真 - 5 三隈川，隈川，分流点附近より上流部（同上）

の下流は大体一様流となって流下する。

$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ になると，流速はかなり小さくなるため，乱れた流況はほとんどみられない。

島内せきに向う流れは，ほとんど問題とならないが，接近流速が大きくなる大流量の場合は，せき柱の抵抗が大となり，経間の長い割合にしてはせき上げ効果を大きくしている。

三隈川への流況は，湾曲流の内側となる左岸側に $75/100 \text{ km}$ から剥離が生じ，後流域は三隈せき下流まで影響をおよぼしている。主流は隈川との分流境界側にあつて，分流境界は各流量ともほとんど一定しており，左岸側の水位は慣性力のために分流境界側よ

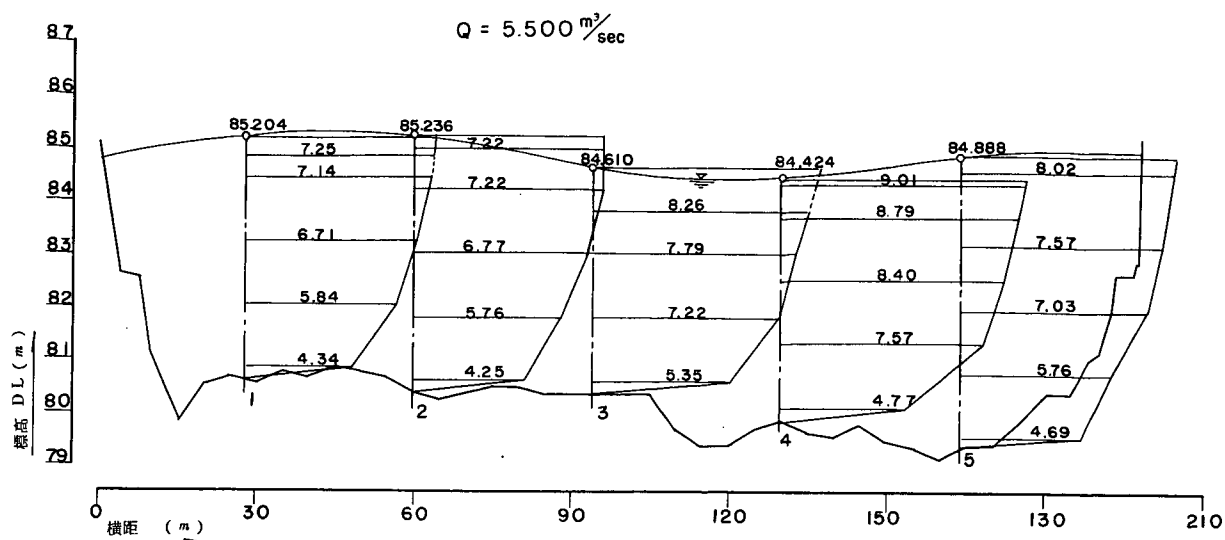


图-10-(1) 流速分布图(75.200K)

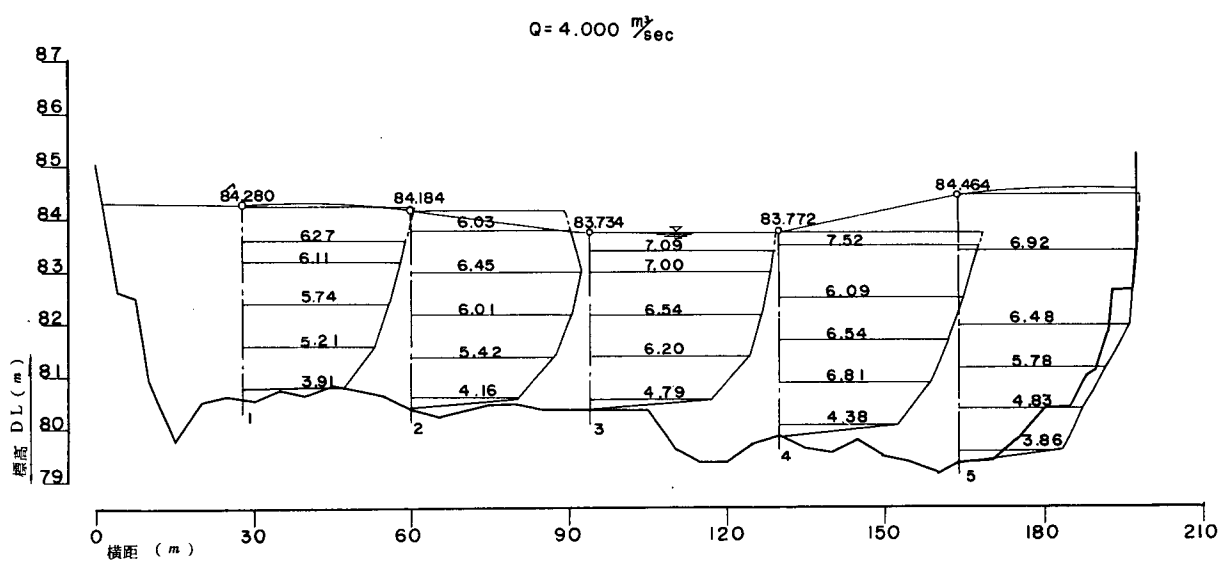


图-10-(2) 流速分布图(75.200K)

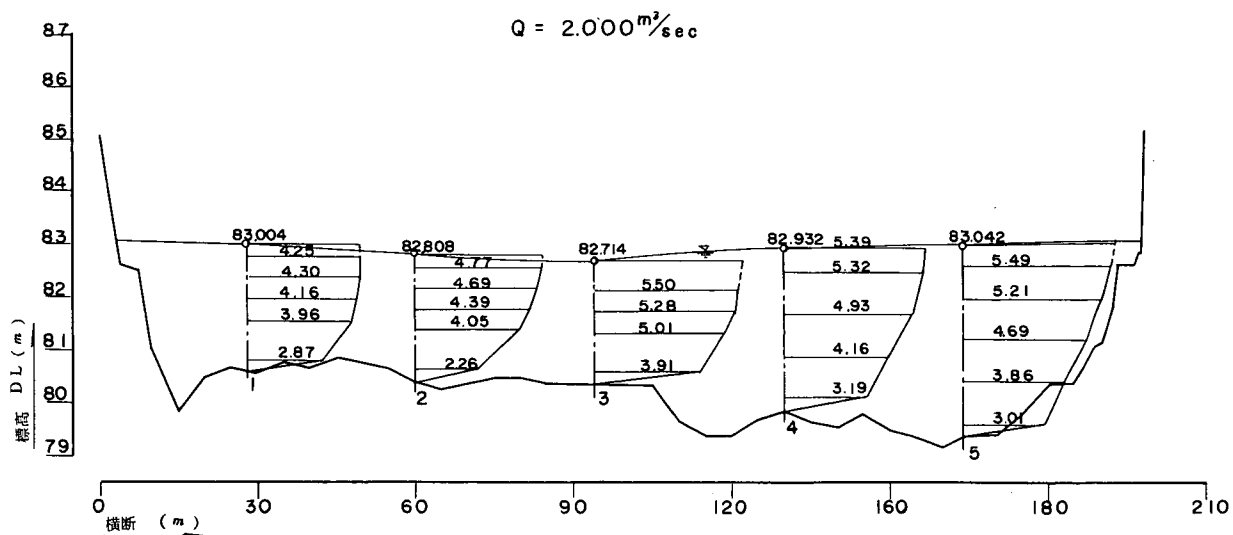


图-10-(3) 流速分布图(75.200K)

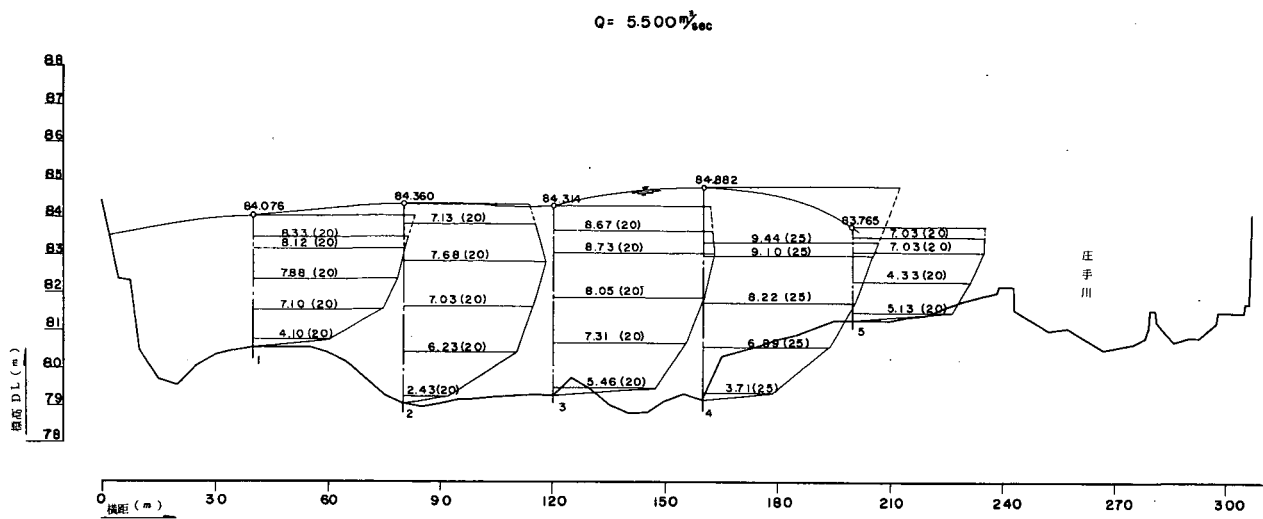


图-10-(4) 流速分布图(75.100K)

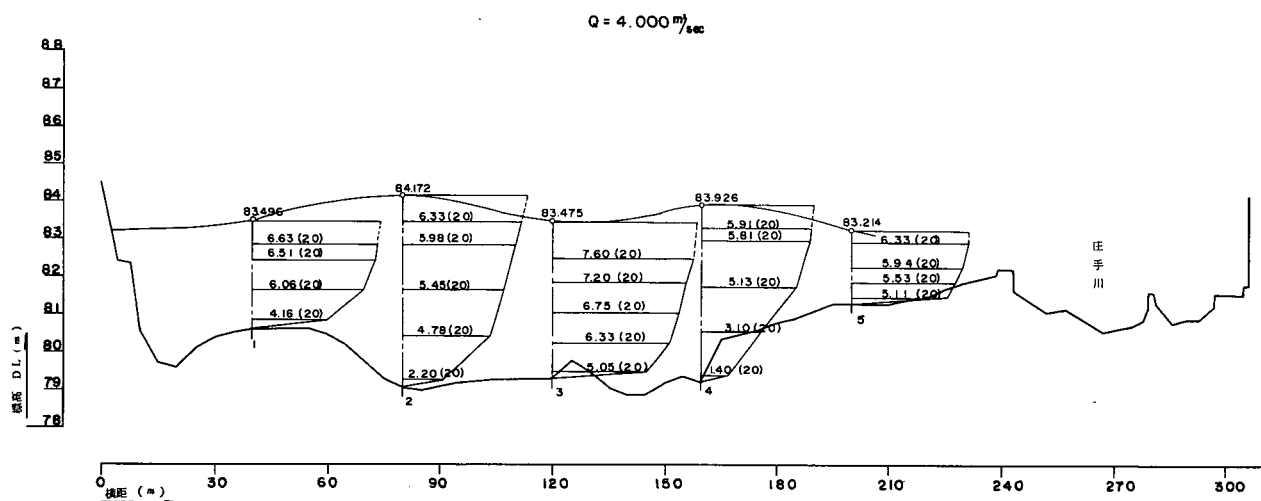


图-10-(5) 流速分布图(75.100K)

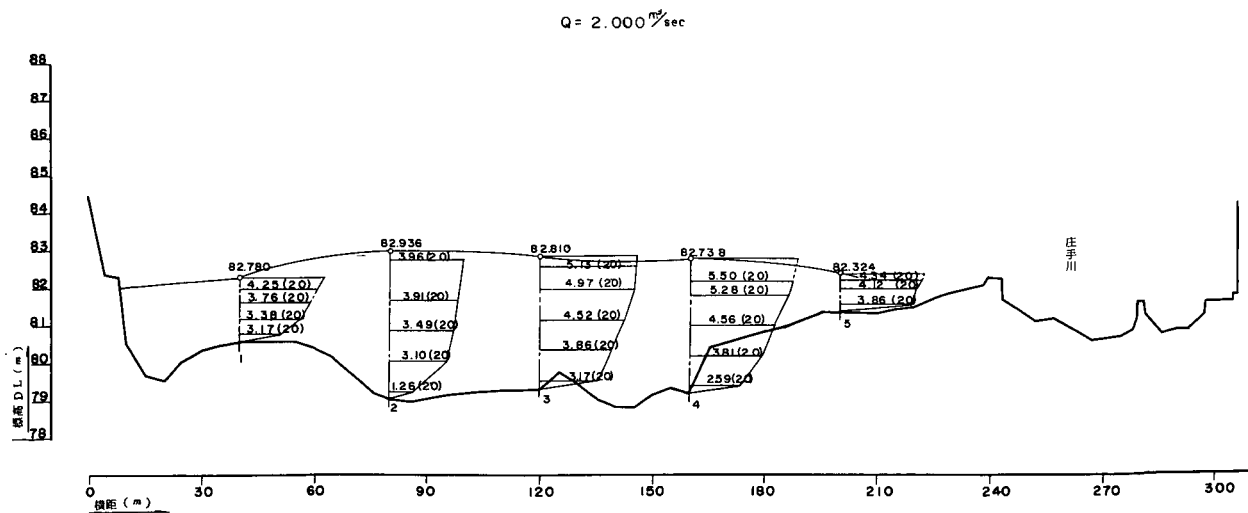


图-10-(6) 流速分布图(75.000K)

$$Q = 5,500 \text{ m}^3/\text{sec}$$

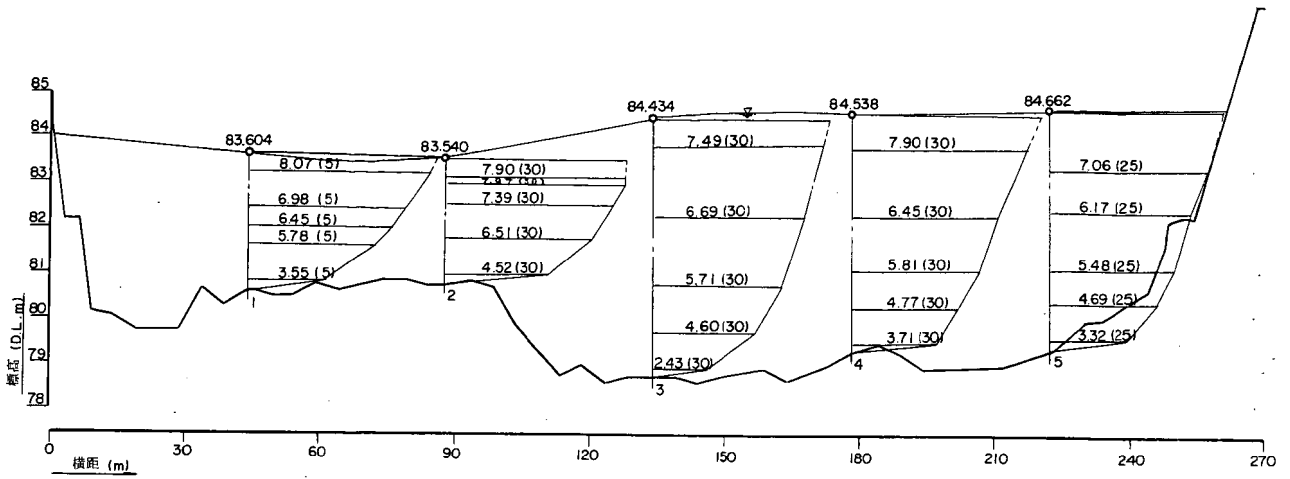


图-10-(7) 流速分布图(75.000K)

$$Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$$

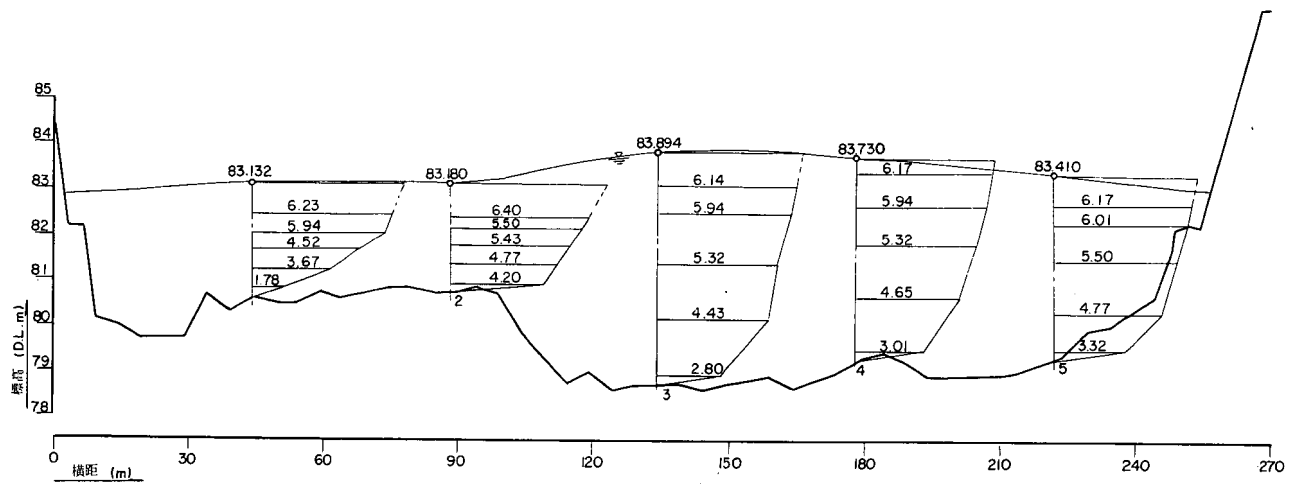


图-10-(8) 流速分布图(75.000K)

$$Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$$

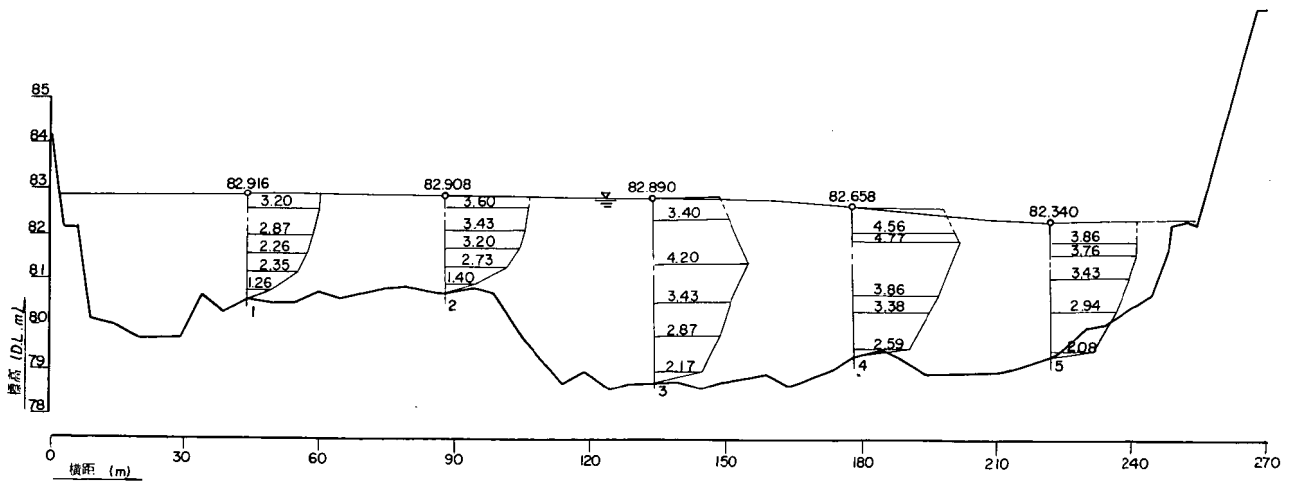


图-10-(9) 流速分布图(75.000K)

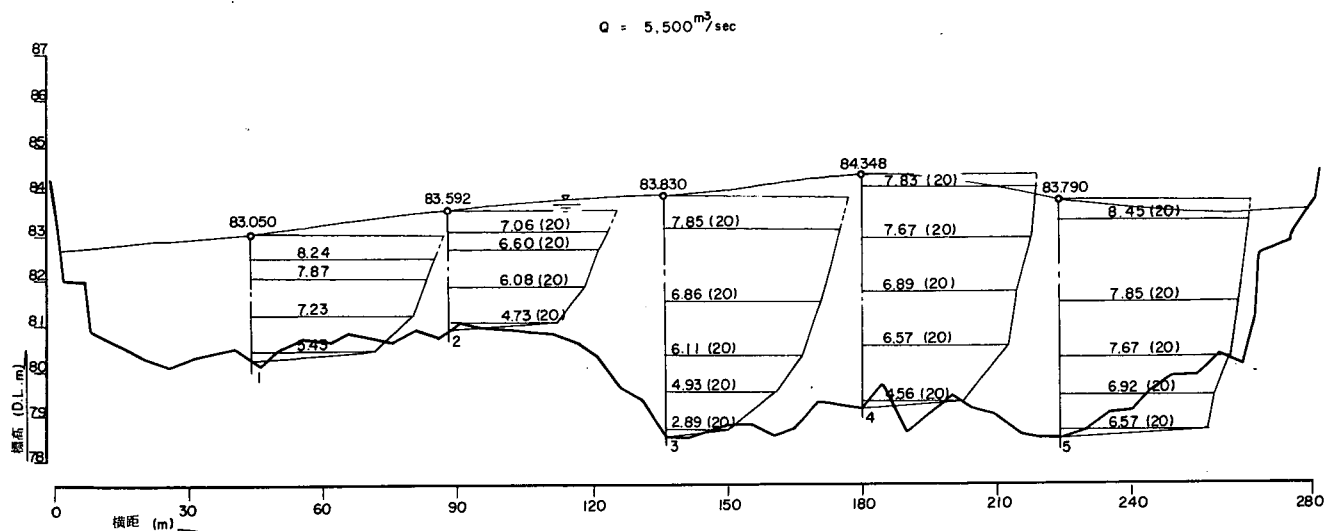


图-10-(10) 流速分布图(74.975-2)

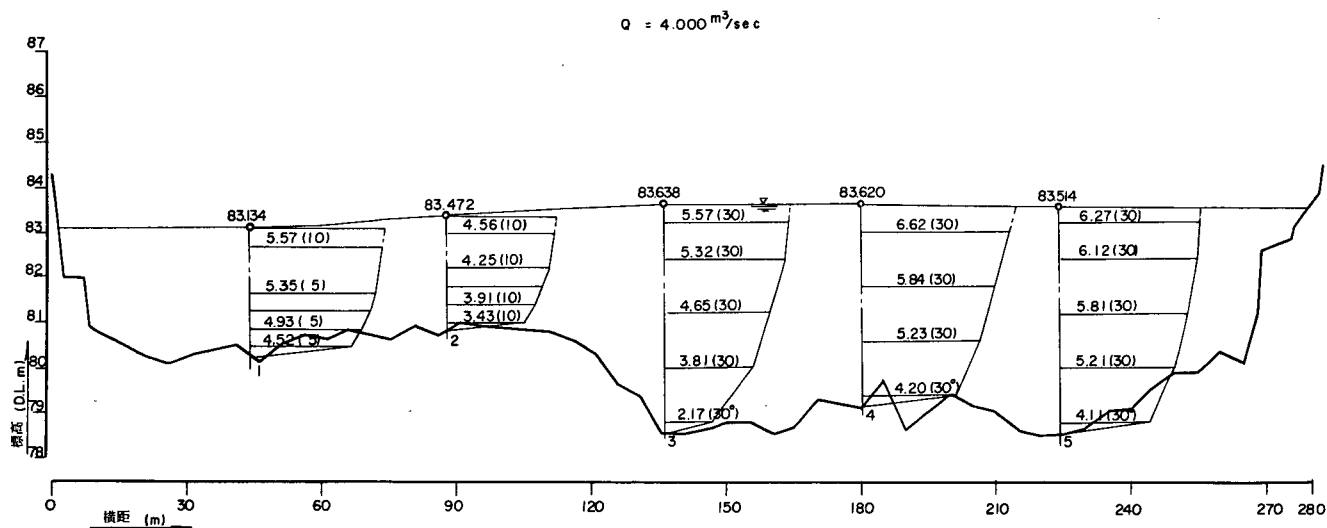


图-10-(11) 流速分布图(74.975-2)

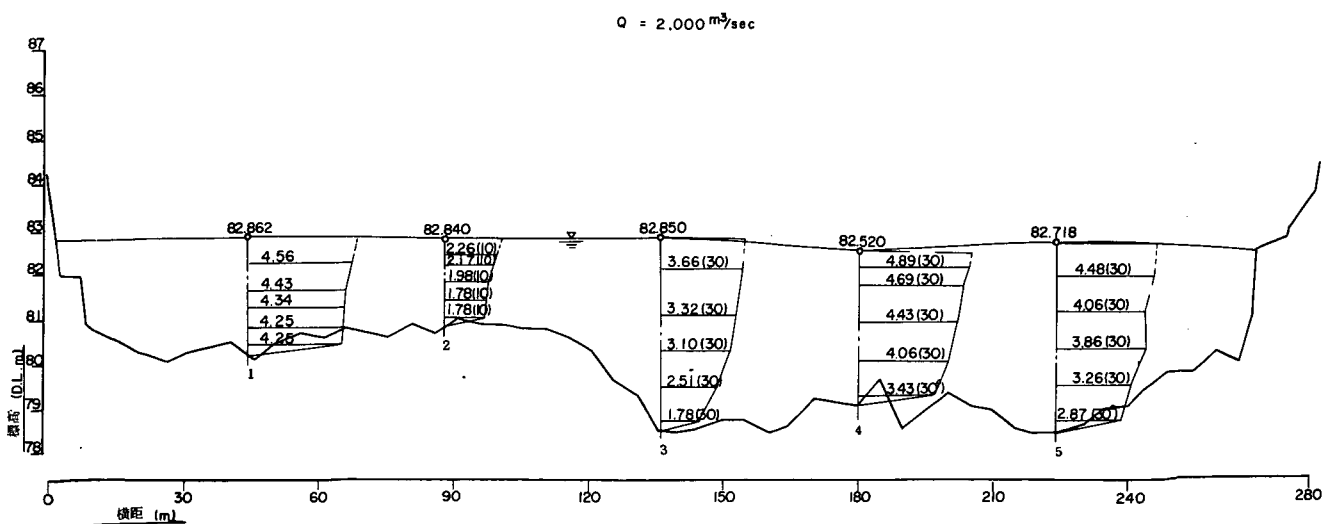


图-10-(12) 流速分布图(74.975-2)

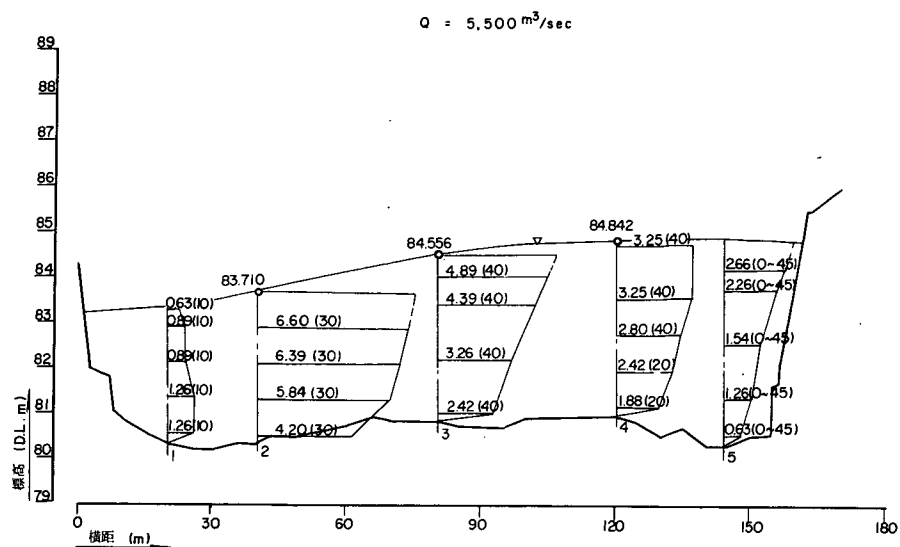


图-10-(13) 流速分布图(74.975-1)

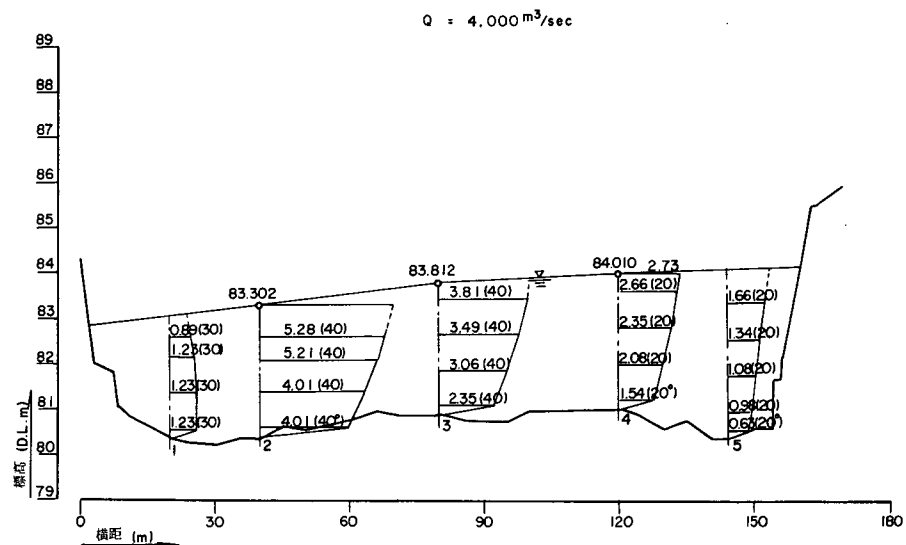


图-10-(14) 流速分布图(74.975-1)

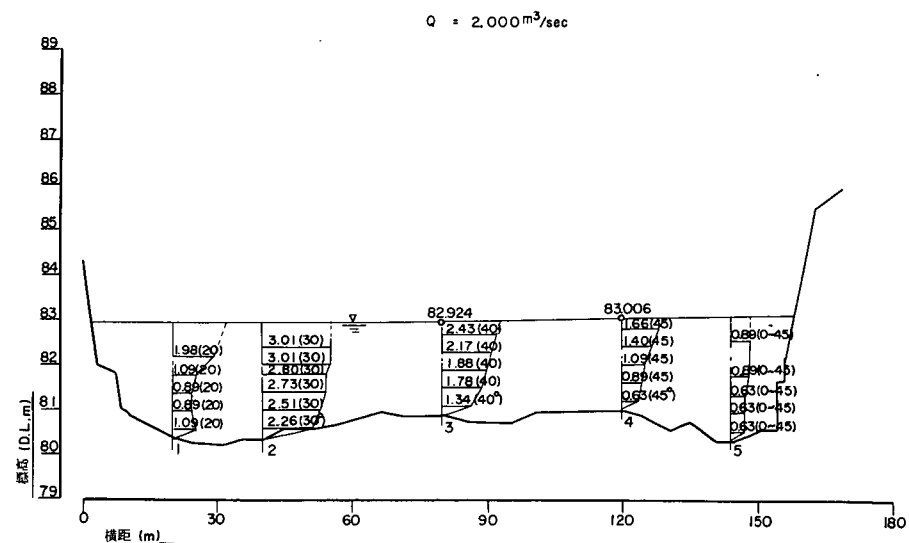


图-10-(15) 流速分布图(74.975-1)

$$Q = 5.500 \text{ m}^3/\text{sec}$$

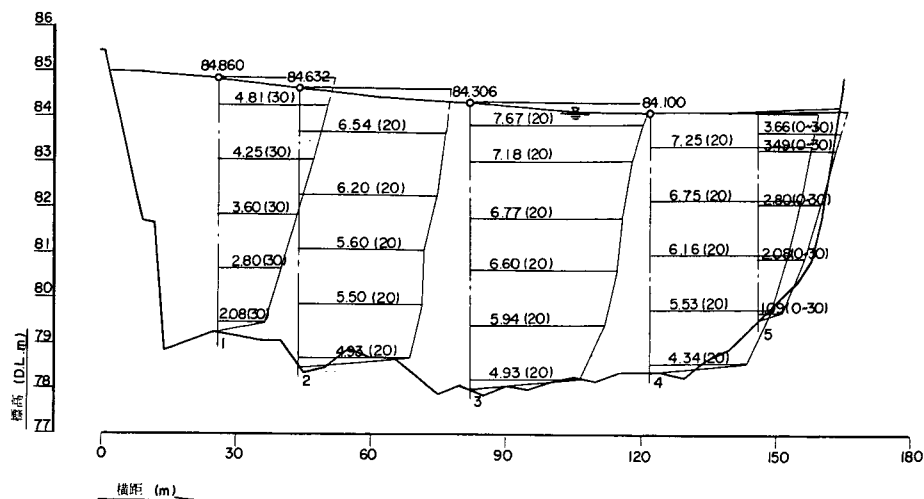


图-10-(16) 流速分布图(1.25K)

$$Q = 4.000 \text{ m}^3/\text{sec}$$

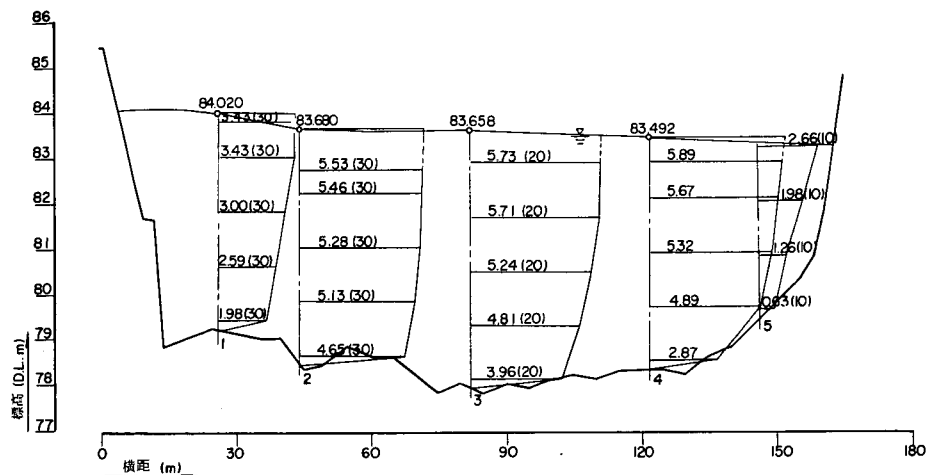


图-10-(17) 流速分布图(1.25K)

$$Q = 2.000 \text{ m}^3/\text{sec}$$

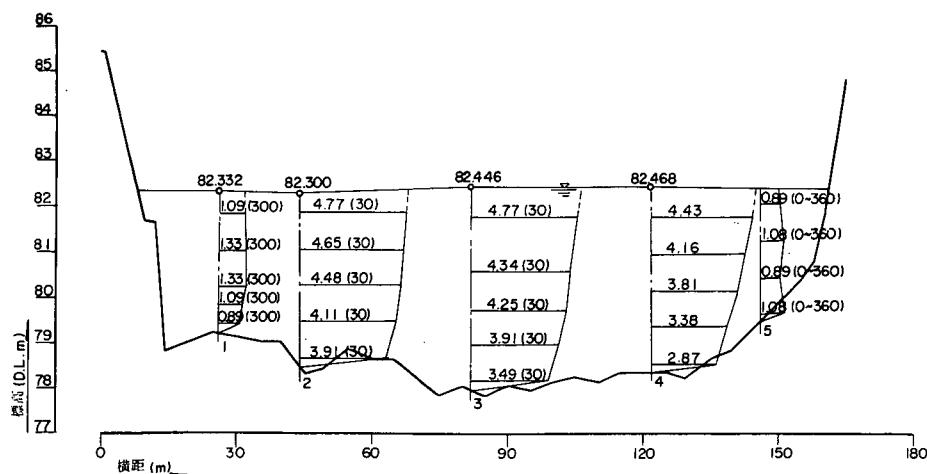


图-10-(18) 流速分布图(1.25K)

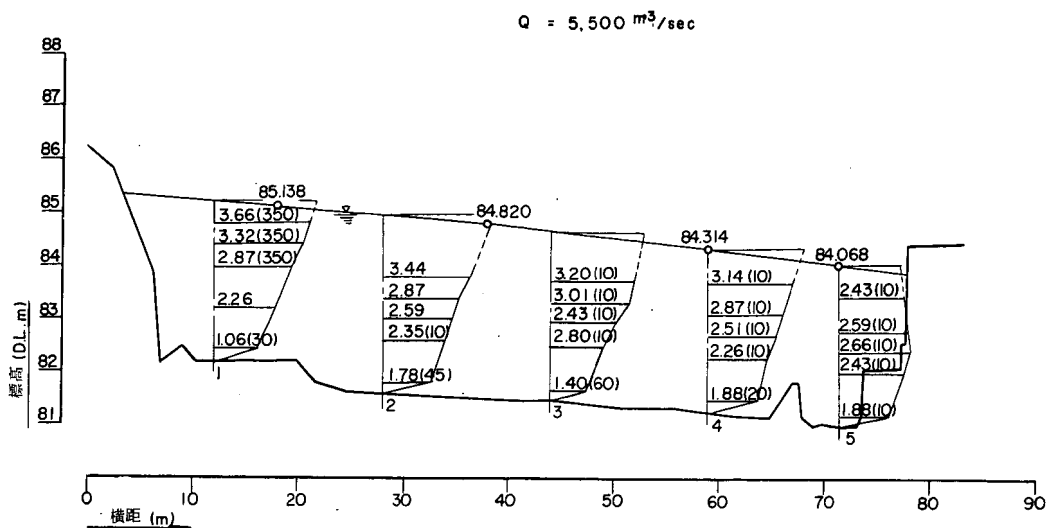


図-10-(19) 流速分布図(庄手川2.6K)

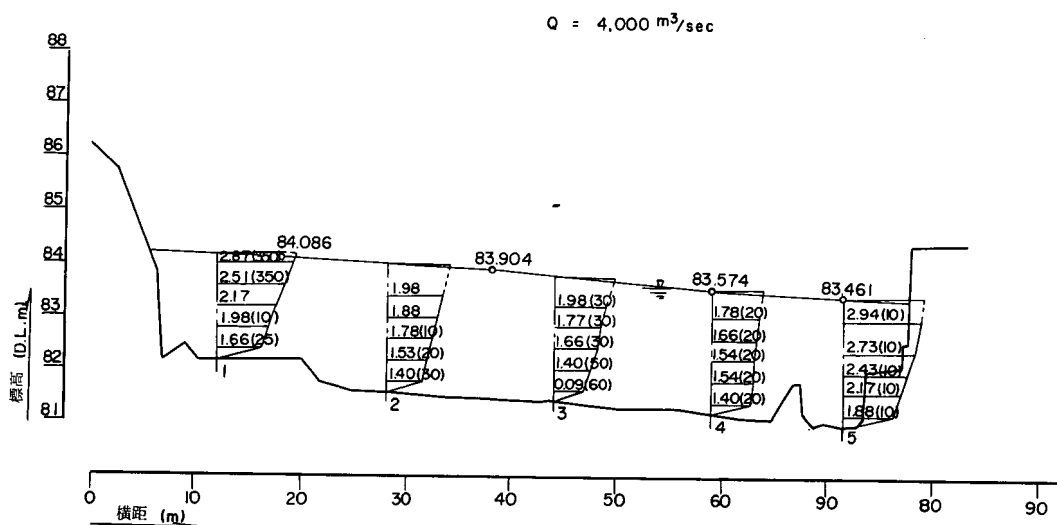


図-10-(20) 流速分布図(庄手川2.6K)

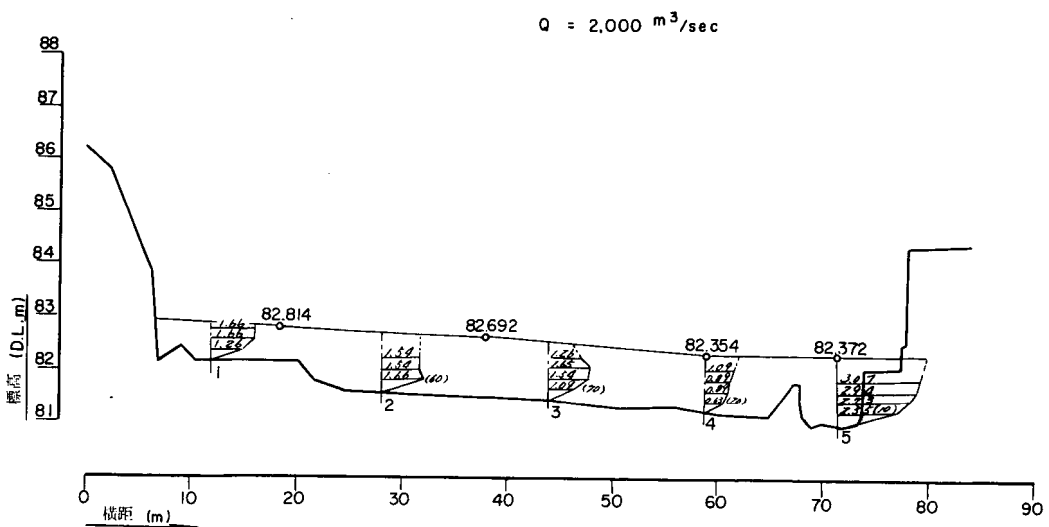


図-10-(21) 流速分布図(庄手川2.6K)

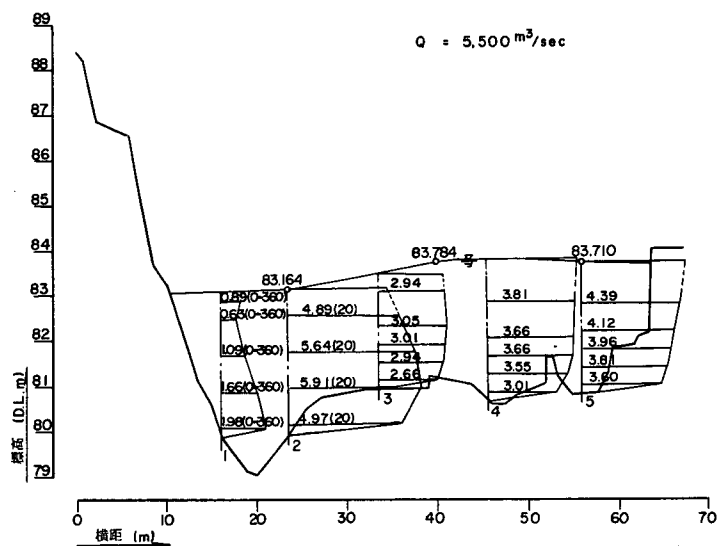


図-10-(22) 流速分布図(庄手川2.575K)

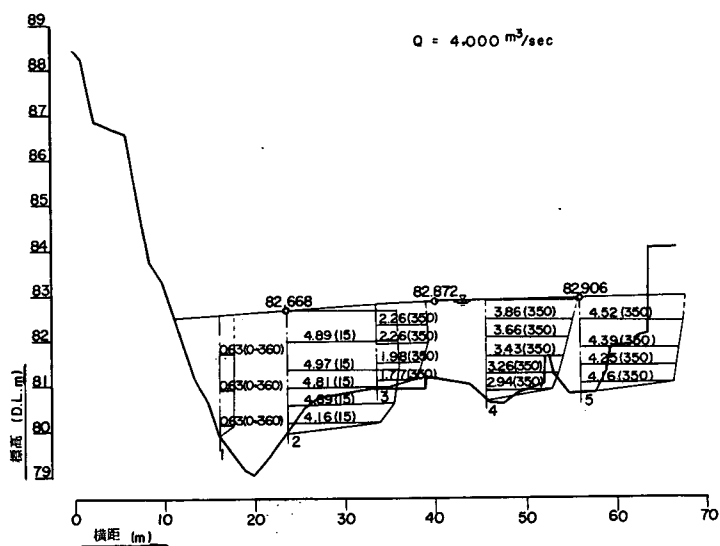


図-10-(23) 流速分布図(庄手川2.575K)

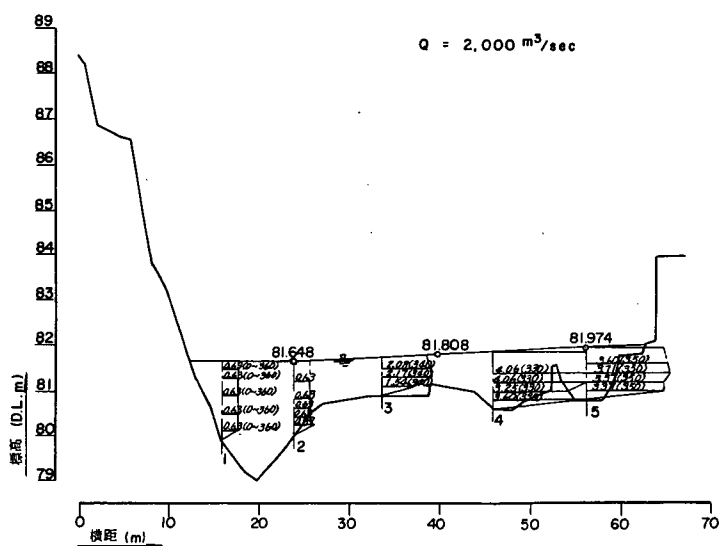


図-10-(24) 流速分布図(庄手川2.575K)

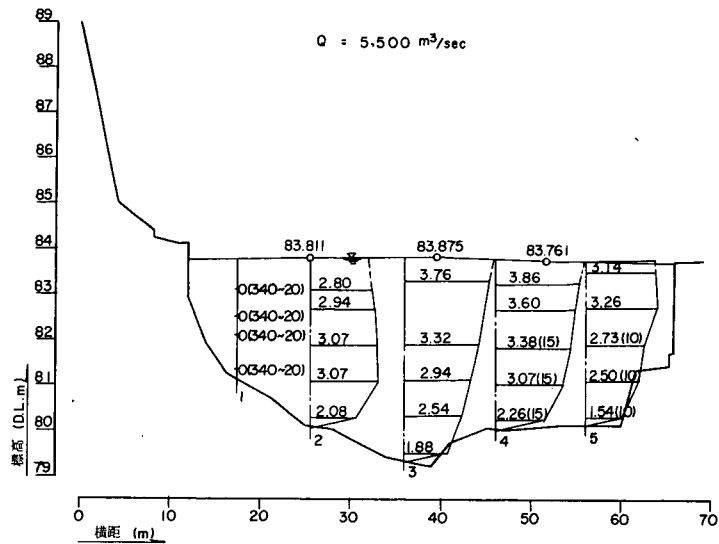


図-10-(25) 流速分布図(庄手川2.5K)

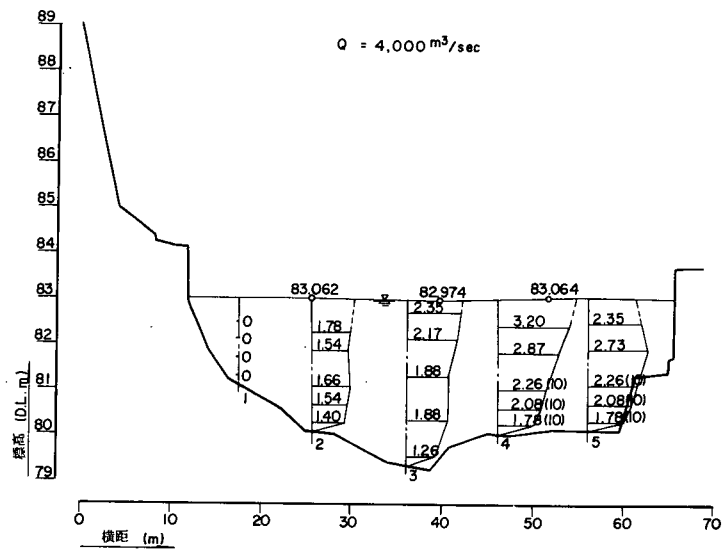


図-10-(26) 流速分布図(庄手川2.5K)

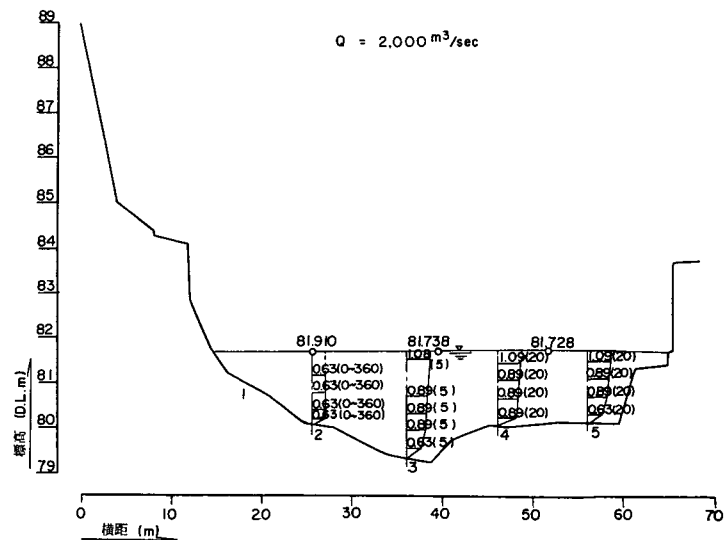


図-10-(27) 流速分布図(庄手川2.5K)

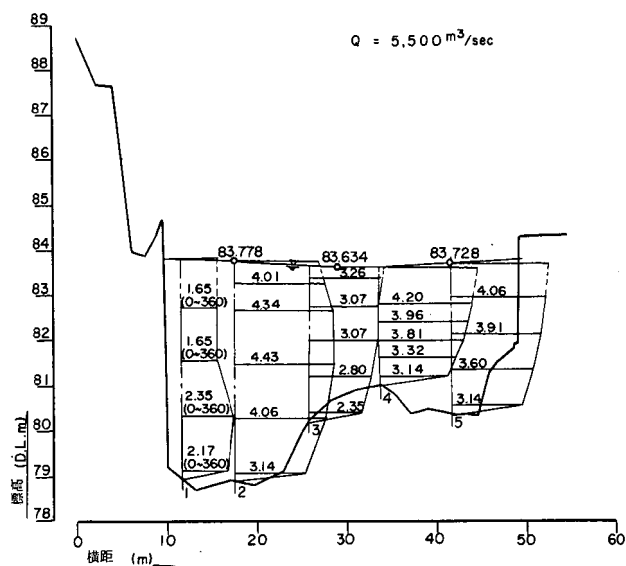


図-10-(28) 流速分布図(庄手川2.545K)

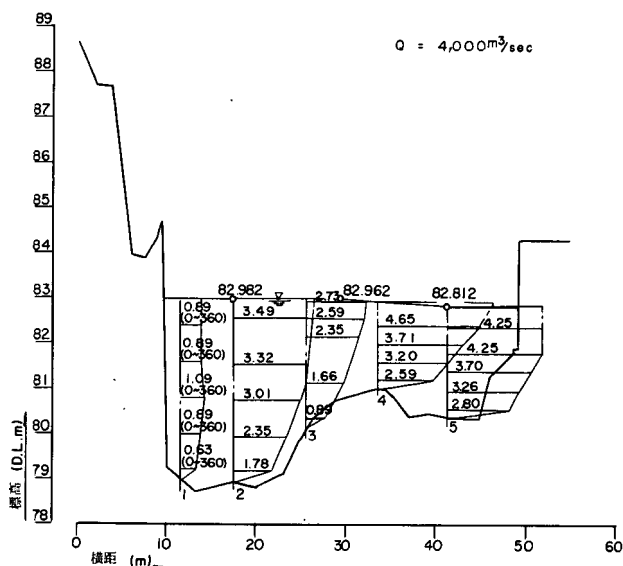


図-10-(29) 流速分布図(庄手川2.5₄5K)

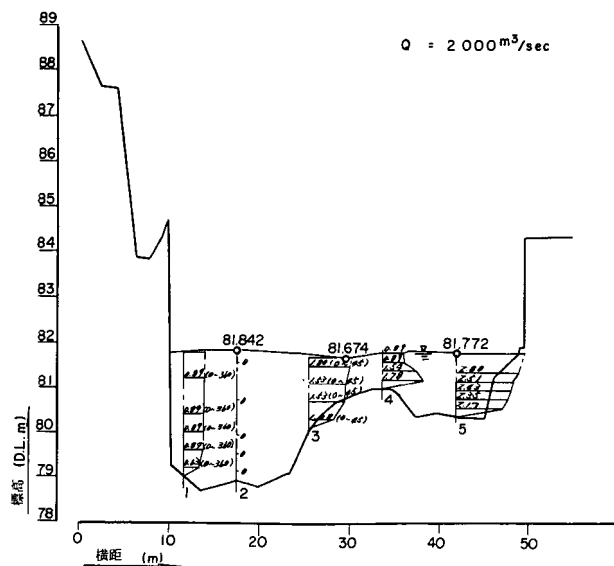


図-10-(30) 流速分布図(庄手川2.545K)

り低くなる現象があらわれ、さらに左岸側には河床高の高い部分があるので、流速が大きくなって水位低下を助長している。この傾向は大流量ほど強くあらわれる。隈川との分流点への水衝りはあまり激しくならない。

- (d) 流速分布は、図-10、のように、3流量について75/200 Km断面から下流の所要断面で測定を行った。

75/200 Km断面では、流心が中央からやや右寄りにあることがわかる。計画流量に対しては、表面流速が $7.0\sim 8.0\text{ m/s}$ を、河床でも 4.5 m/s 前後を示し、高流速となっている。 $Q_0=2,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合にも、表面で $4.5\sim 5.5\text{ m/s}$ 、河床で 3.0 m/s 以上を示している。

75/100 Km断面は、庄手川呑口の中央に相当する断面で、流心位置はそのまま引継がれ、計画流量では上流断面とほとんど変らない流速が示され、呑口の高い河床上でも表面で 7.0 m/s 、河床で 5.0 m/s 、となっている。 $Q_0=2,000\text{ m}^3/\text{s}$ では、 4.0 m/s 前後の流速を示している。したがって、庄手川の流入口附近の流速は非常に大きくなり、流入し難い呑口であることが示されている。

砂竈せきの直上流断面である2/600 Kmでは、分流後であり、せき上げ背水の影響もあって、流速は本川側に比して急激に小さくなり、表面流速は、右岸側で 2.5 m/s 程度、左岸側で $3\sim 3.5\text{ m/s}$ となっている。流量が減少すると当然のことであるが、砂竈せきの越流量は小さくなり、右岸側のせきが切れている部分からの流れが強まり、平水通路での流速が大きくなる。砂竈せきの下流では、分流点からの流れが射流状となるため流況の乱れが分布にも現れ、 $3\sim 4.5\text{ m/s}$ となっているが、測点によっては、 6.0 m/s に近い値を示している点もみられる。

2/245 Km断面は、狭窄の下流端で、上流からの影響もあり、同程度の流速分布を示す。2/500 Km断面まで行くと、正常分布になり、表面流速は断面中央で 3.8 m/s を示すが、全般的には小さな値となっている。

本川75/000 Kmより下流は、左岸側の河床の高い部分の流速がかなり大きく、剝離現象とともに左岸の水位低下の因をなしている。三隈せきのすぐ上流断面では、左岸の後流域がみられ、背水の影響によって流速は減少する。島内せきのすぐ上流断面の流速は、あまり減少しない。

- I-(2) 以上の実験結果と昭和33年の実験結果とを比較すると、図-8、11、に示したようになる。

この場合、先の実験で用いられた巨離標、模型の条件、等が完全に照合されなかったもので、今実験と直接比較することには、疑問であったが、一応検討を加えることとした。

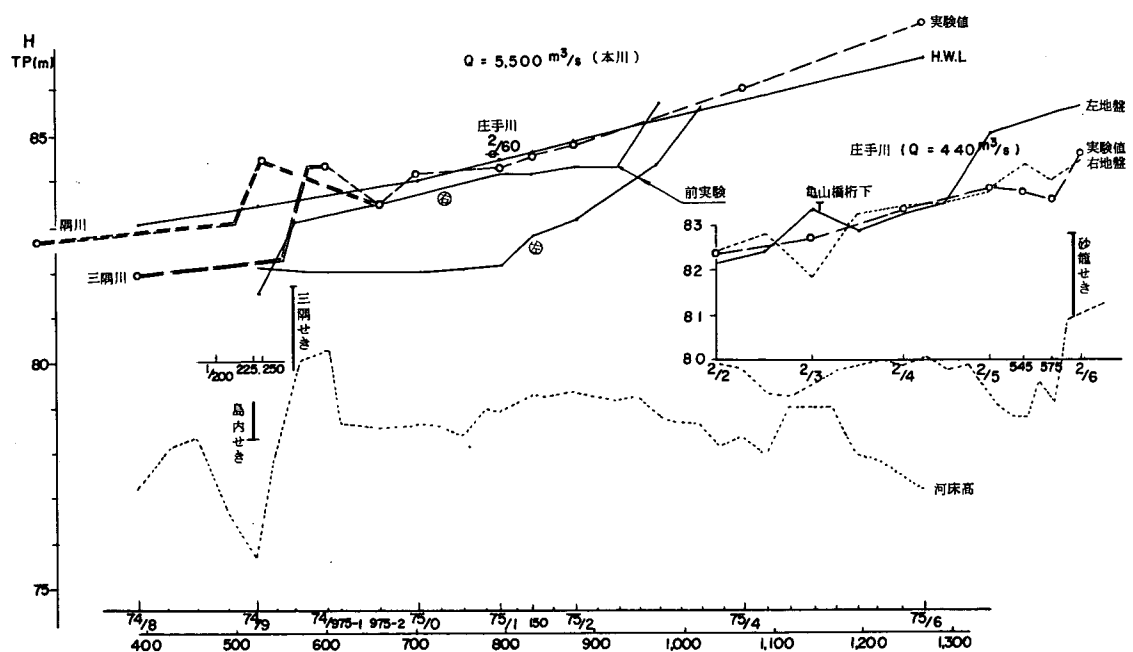


図-11 水位比較図

a) 水位については、図から明らかなように、先の実験値とは、かなり差異があることが認められる。水位縦断形は全く異っており、ことに左岸水位の急激な低下は異状である。今実験でも 75/000 Km から下流で、その傾向は認められるが、左右岸の水位差は 1.0 m 程度で、あまり極端な水位低下はみられなかった。

水位低下の原因については、前述したように、左岸法線形による剝離現象と、高床部による流速増大のためであって、先の実験の模型では、左岸線形がさらに急角度で湾曲して三隈せきにとり付けられていたのと、三隈せき上流には頭首工の一部が残されていたようにみられ、左岸側の河床は現状よりかなり高かったものと思われるので、水位低下は一層はげしかつたのではないかと考えられる。

b) 分流量については、その経過として昭和 31 年～昭和 34 年における実験結果に基づき検討されて、流量配分は、庄手川 $Q_1 = 630 \text{ m}^3/\text{s}$ 、隈川 $Q_2 = 3,100 \text{ m}^3/\text{s}$ 、三隈川 $Q_3 = 1,770 \text{ m}^3/\text{s}$ 、となった。その後、昭和 36 年 7 月出水によって、庄手川の流下能力は、 $300 \sim 400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、であることがわかったので、庄手川への流入量を規制して三川の流量配分を、庄手川 $Q_1 = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ 、隈川 $Q_2 = 3,230 \text{ m}^3/\text{s}$ 、三隈川 $Q_3 = 1,920 \text{ m}^3/\text{s}$ に

する改訂をし、庄手川は、これが計画流量として決定され、流下能力は水理計算によって確められた。

庄手川の分流量は、前実験、今実験のいずれの場合でも、分流せきを設けて流入量の規制を行わなければ計画流量配分は不可能である。その規制流量は前実験で $280 \text{ m}^3/\text{s}$ 、今実験で $90 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、その差はかなりあったが、その原因の究明には、前実験での分流点形状が明らかでないため、判断が困難で、多分、分流点の砂簗せきがなかったのではないかと推定される。（砂簗せきは前実験終了時より後に設けられたと聞いている。）また、左岸の法線形の違いによる影響も含まれていると考えられる。

三隈川、隈川の分流量は、計画配分として庄手川を規制した $280 \text{ m}^3/\text{s}$ を、 $150 \text{ m}^3/\text{s}$ と $130 \text{ m}^3/\text{s}$ とに分割して、三隈川、隈川へそれぞれ配分して決定されているが、今実験からみると、島内せきから隈川へ流下する流量が増加し、三隈せきからの流量は減少していることがわかり、計画のような流量配分はされない。

流量配分の比較は、表-4 のようである。

表-4 流量配分比較表

	Q_1 (m^3/s) 庄手川	Q_2 (m^3/s) 隈川	Q_3 (m^3/s) 三隈川
①昭和31～34年 実験値	643	3,175	1,682
②当初検討結果	630	3,100	1,770
③計画配分	350	3,230	1,920
④本実験（現状）	439	3,732	1,329
⑤計画分流実験値	350	3,795	1,355

- c) 三隈、島内せきの上下流の損失関係については、両せきの流量係数が出されているが、今実験値から算出した流量係数とは大分異なる。

両せきは完全越流の形となるから、比較的単純にそれぞれの上流水位が決まることになるが、分流点が接近していることから、また、三隈せき上流の左岸には水位低下や、死水域があり、島内せきへの流れは高流速のためせき上げ背水となったりで、あまり簡単には、分流量と上流水位との関係はつかめない。今実験でも現状の両せきの流量配分は把握できたが、詳細な実験を行っていないために、せきの損失機構は把握するまでに至らなかった。

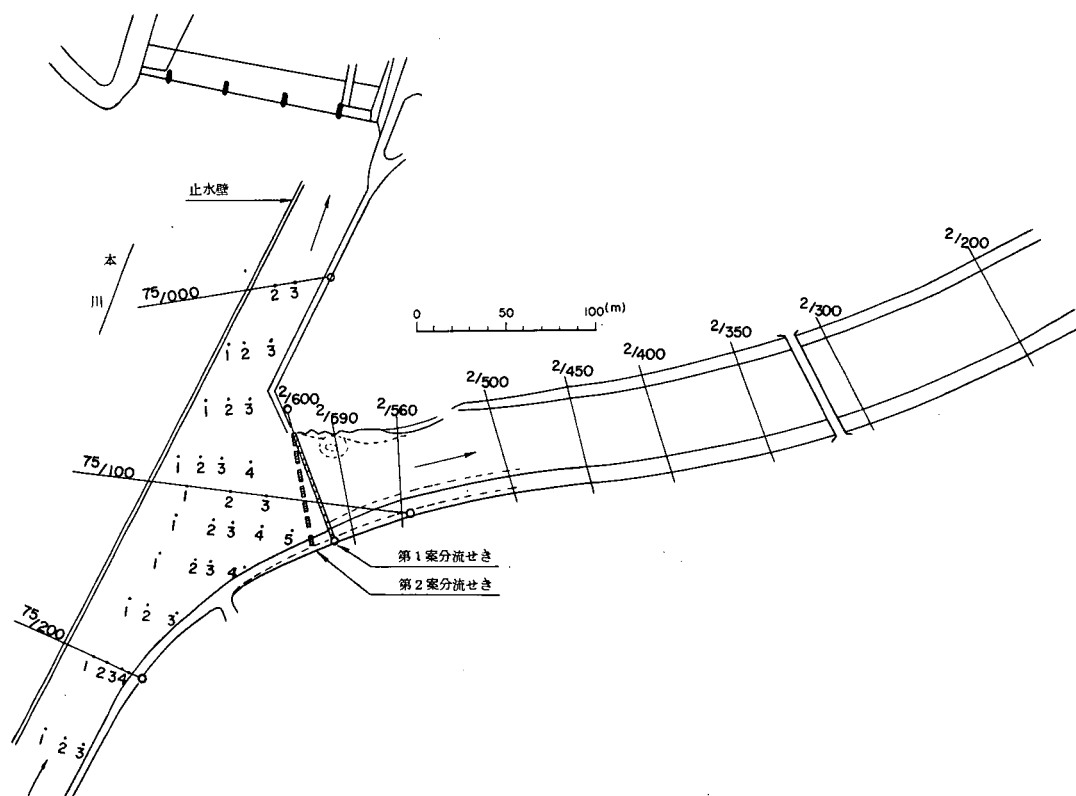
実験－Ⅱ 分流せき第1案実験

分流せきに関する実験は、縮尺 $1/20$ 模型により実施した。この模型は、図－12、のように変則模型であるために、縮尺 $1/40$ 模型で、その必要資料となる、水位、流速分布等の測定を行い、縮尺 $1/20$ 模型に測定結果を移して、流況、水理現象を確かめてから実験を行った。

第1案は、せきの位置を $2/600$ Km断面に設け、水理計算でせき高を決定して実験に移した。せきの形状は、標準型の越流頂とし、せき脚と下流河床とのすりつけは、単円弧でとりつけた。図－13参照

実験では、現状実験でもみられたように、分流点での水衝りが激しくなるために、せき上の水位は、左岸が高く、右岸が低くなり、単位巾当りの越流量は一樣にならない。したがって、せき頂は、 $350\text{ m}^3/\text{s}$ を流入させるためには、一樣高のせき頂とすると、右岸側では越流しない部分が生じるので、傾斜状か階段状としなければならない。本実験では、図－14のように階段状のせき頂が採られた。

また、平水通水口は、右岸側への砂礫堆積を考慮して、中央部に切り欠き状として設けた。



図－12 縮尺 $1/20$ 模型図

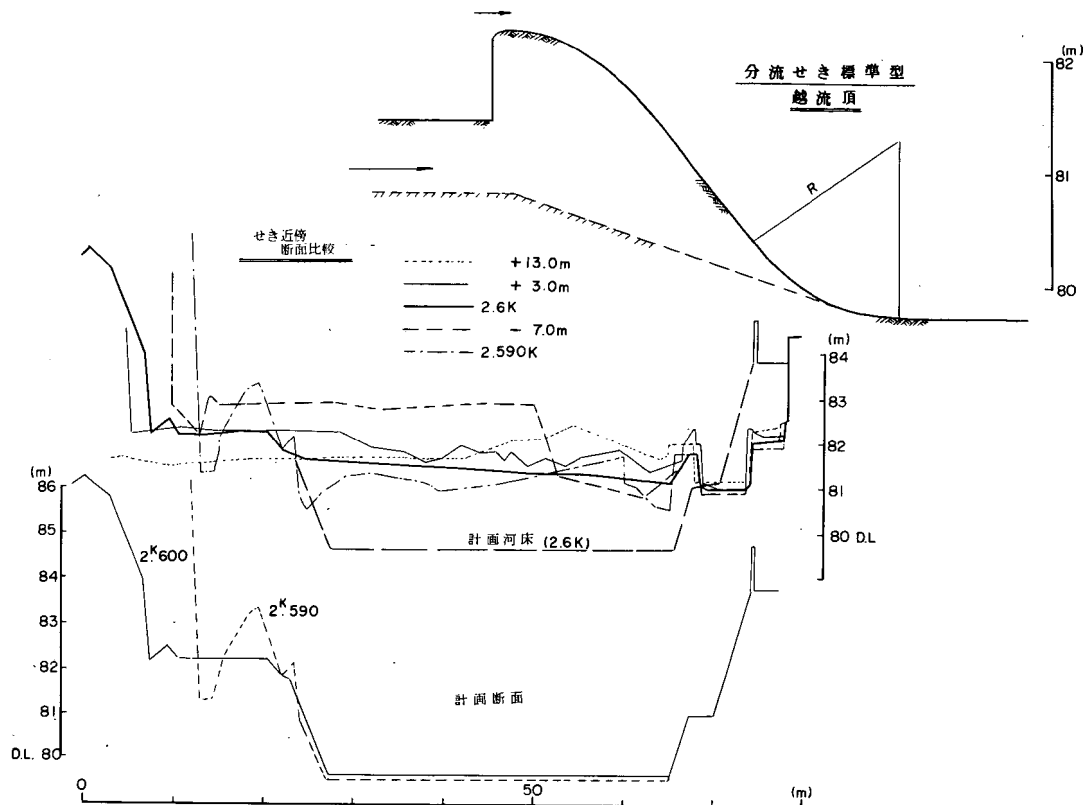


図-13 分流せき形状

流況は、分流せきを設けたことによって、右岸沿いの流れは剥離のためにほとんどなくなり、砂礫の堆積、汚水の滞流、等の因となることがみられた。

この結果から、工事事務所と協議の上、堤体長があまり長くない範囲で、分流せきの右岸側をできるだけ上流へ移し、死水域の減少を図ることとし、平水通水口も、せき頂部が歩道となるため、切欠きでは架橋となり、洪水時は潜橋となって好ましくないとのことから、孔口式とすることにした。

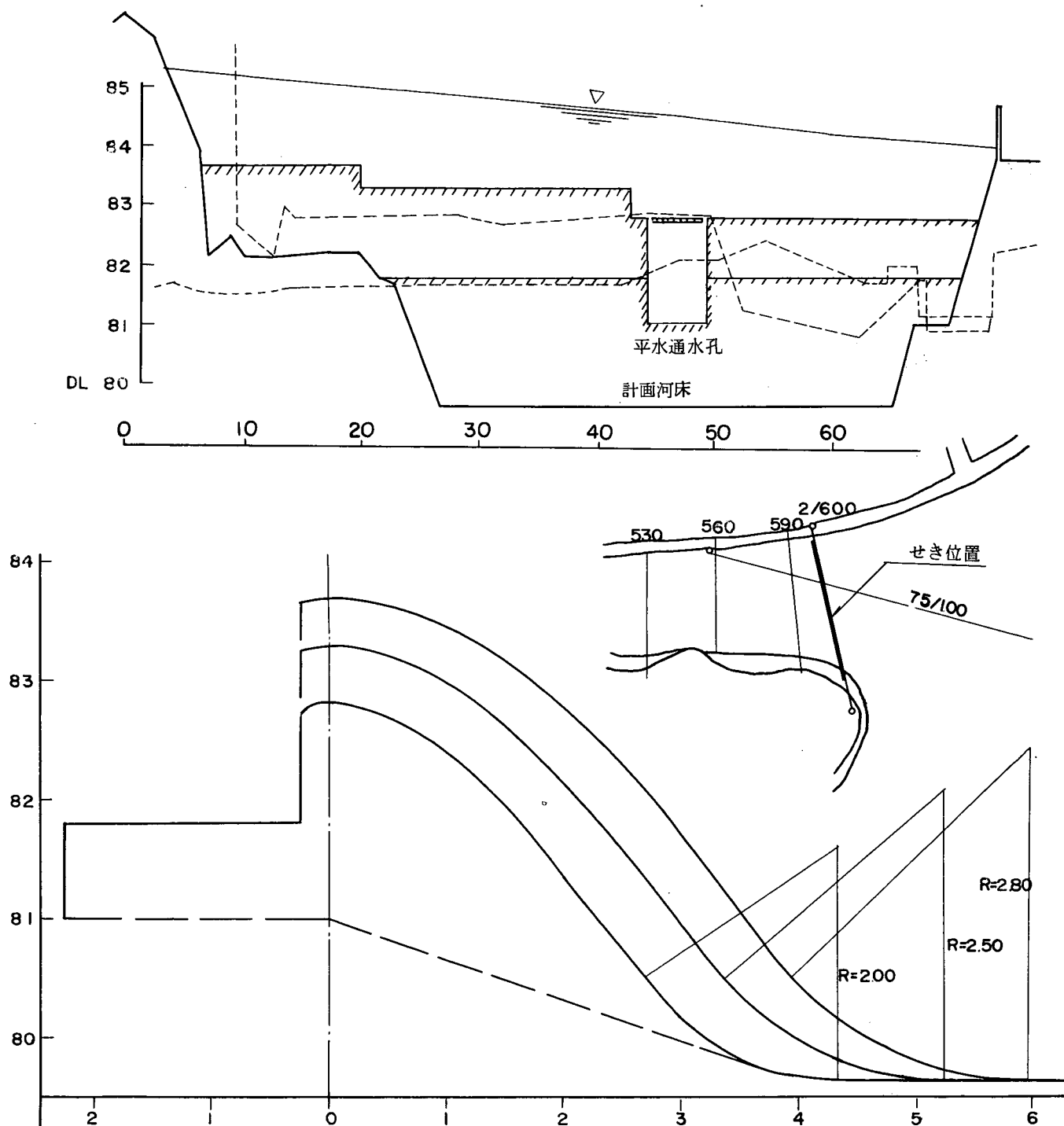


図-14 〔庄手せき第一案〕

実験－Ⅲ 分流せき第2案実験

第1案実験から、平水通水孔を歩道との関係も考慮して、図－15、に示したように、断面 $2.0\text{ m} \times 2.0\text{ m}$ のものを2門設け、せき頂は、第1案と同様にして測定を行ったところ、流入量が大きくなったので、せき頂を種々修正し、計画分流量になる形状を、図－16、のように入た。

さらに、縮尺 $1/40$ 模型に移して実験を行ったが、水位、分流量がほぼ一致することを確認めた。

その後、右岸法線形が、用地との関係から、当初の計画線より 3.0 m 狭めなければならぬことがわかり、その断面による実験では、図－16、のような形状となった。

流況は、第1案の場合、せき頂を三段式としていたが、第2案では、二段式とし、高せき頂部が長くなったことにより、右岸沿いの流れは、死水域を小さくした。

水位は、第1案に比べて、せき前面で若干高くなったが、せきの天端との関係があるものとみられる。

流速分布は、第1案とほとんど同値を示し、流況の変化を表していない。

図－17、は、流量配分と分流せきの水位～流量曲線である。

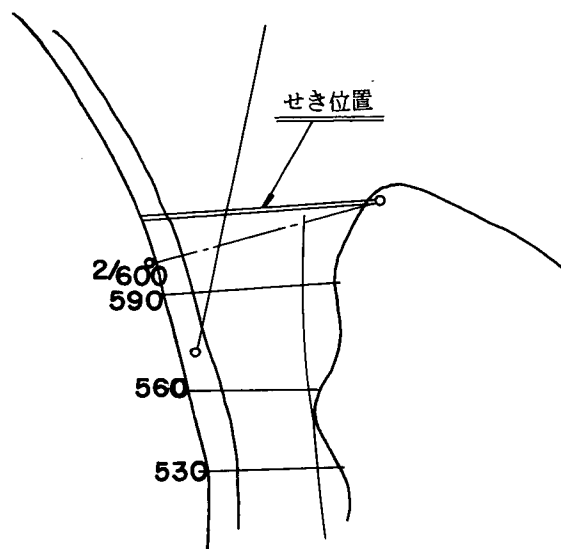
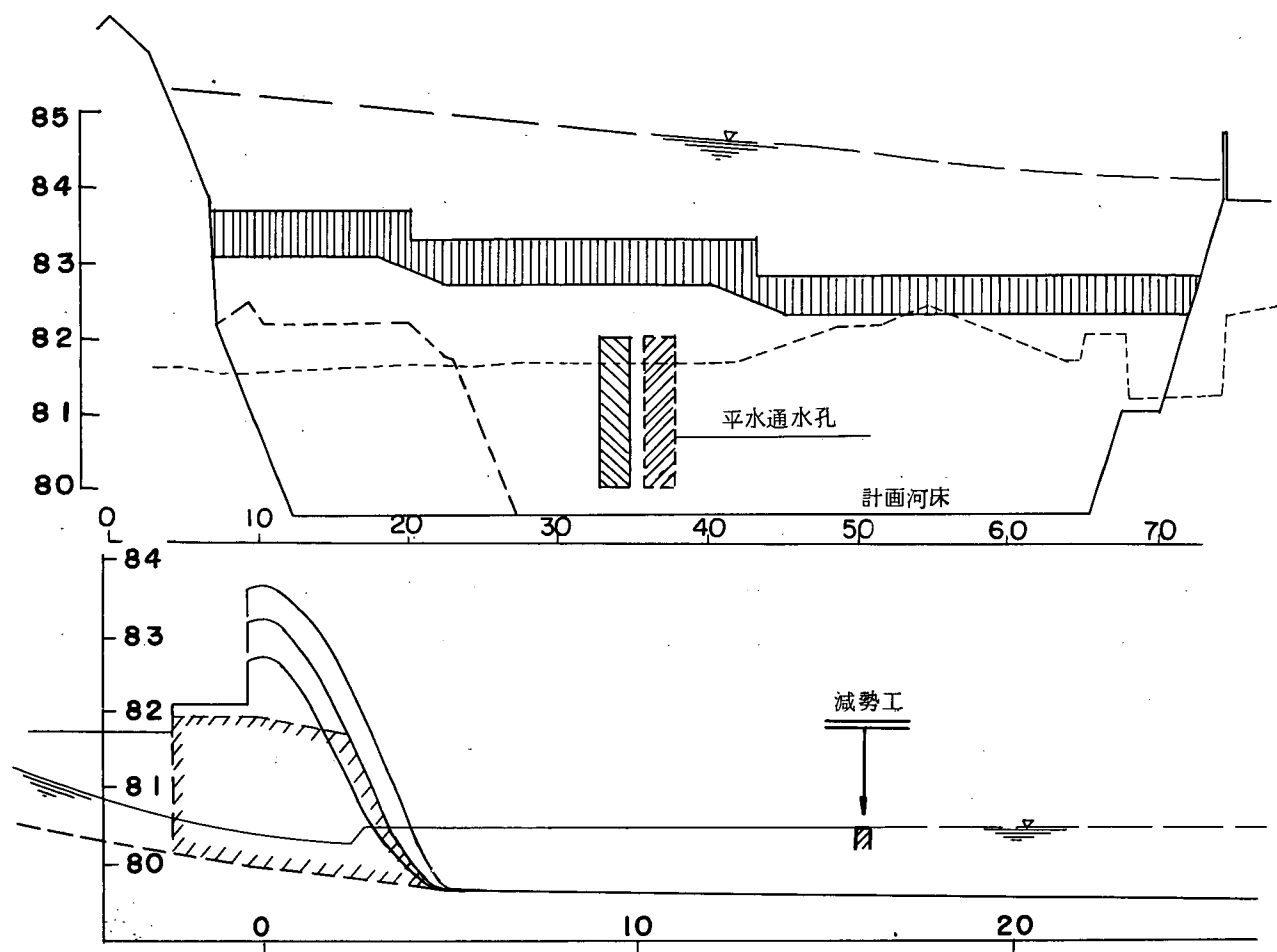


図 - 15 〔庄手せき第二案〕

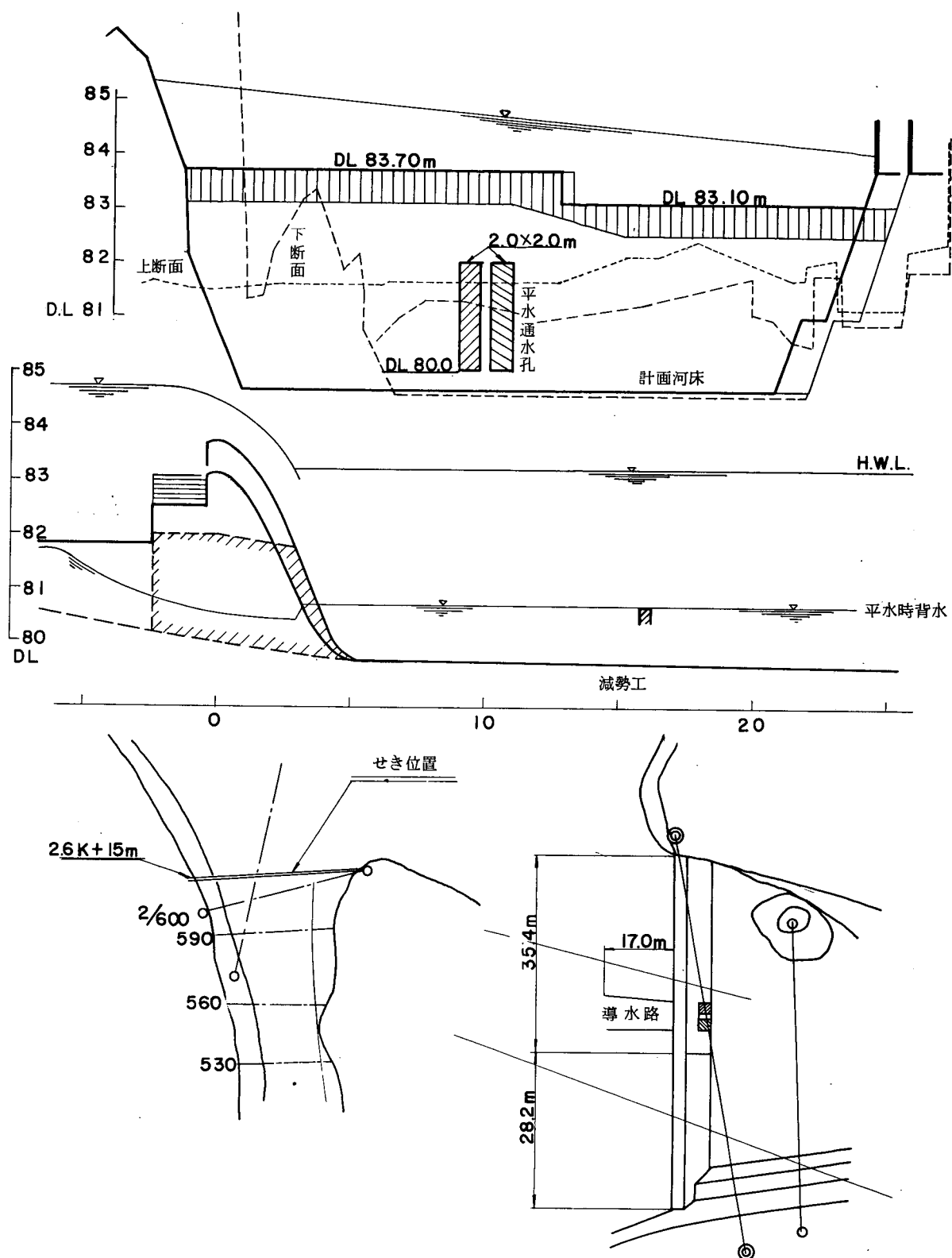


図 - 16 - (1) 〔庄手せき第二案〕

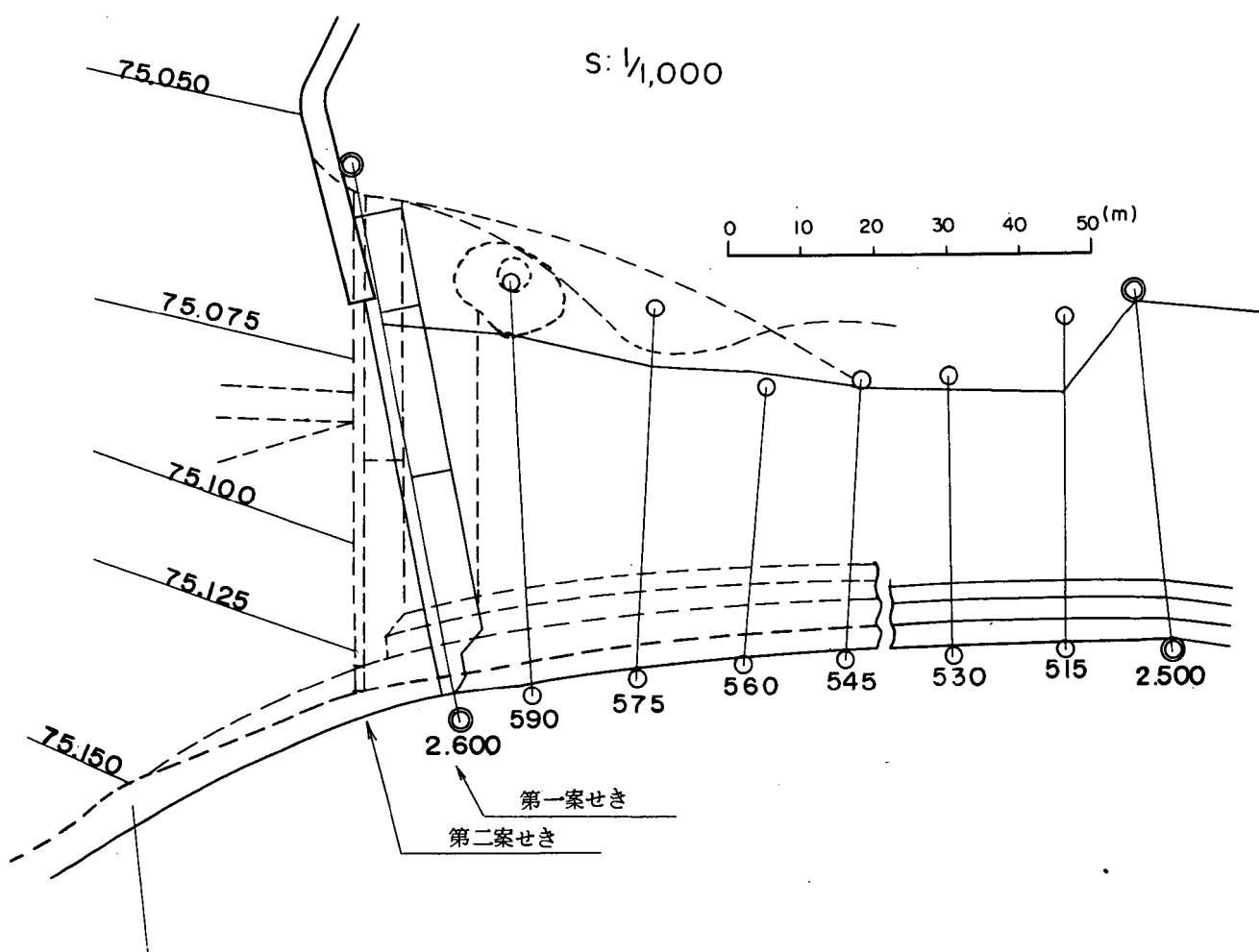
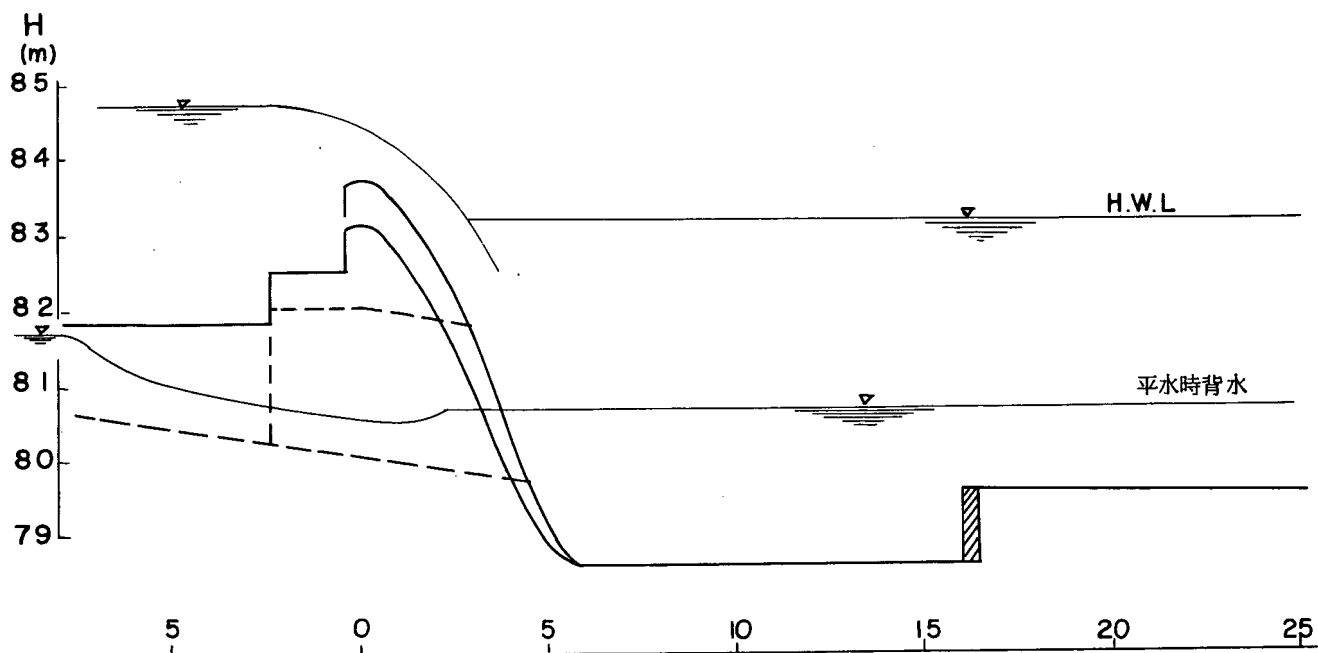


図 - 16 - (2)

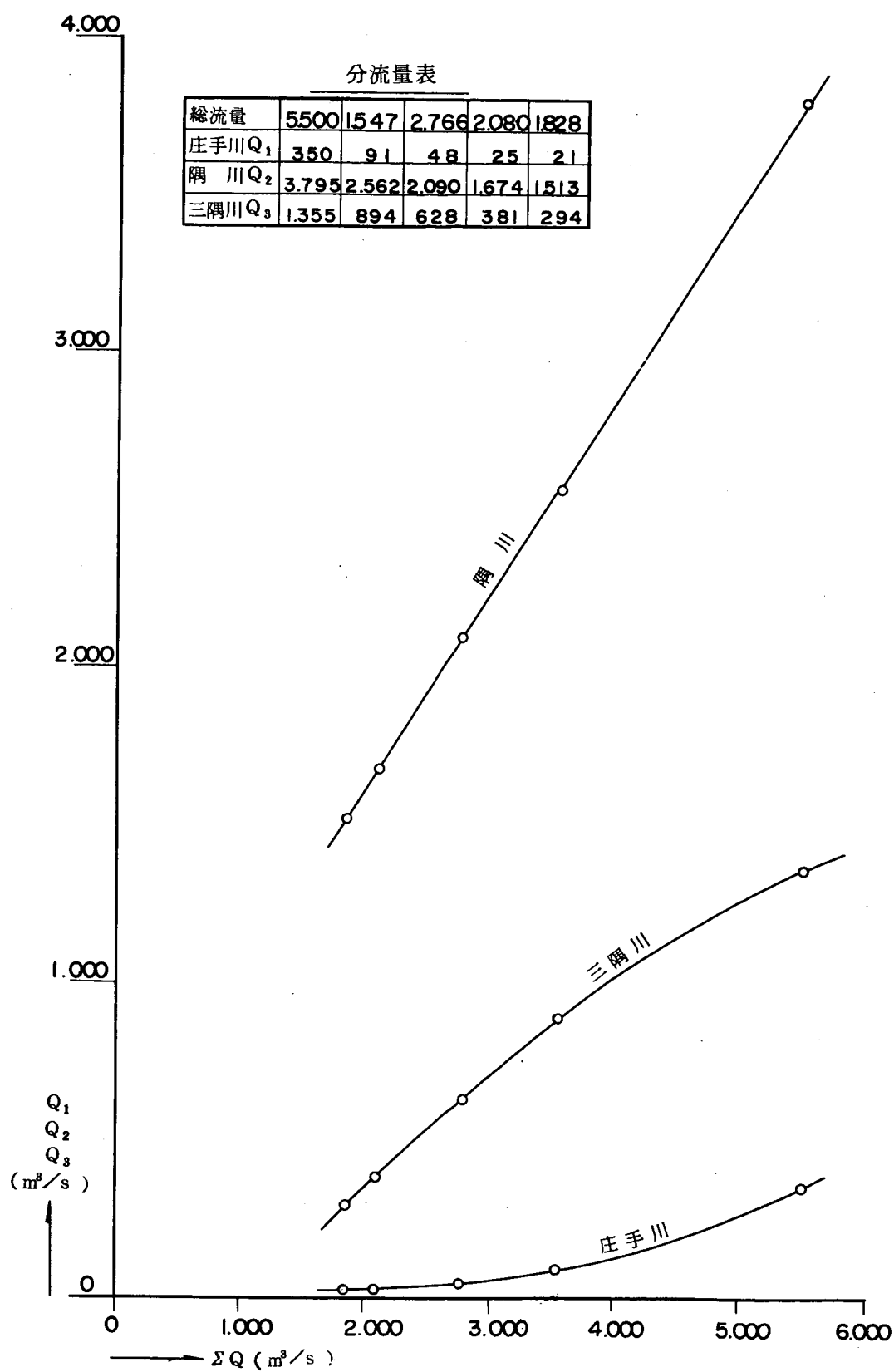


図 - 17 - (1) 総流量 (ΣQ) と Q_1 , Q_2 , Q_3 関係曲線

越流水位 DL (m) [註] ; 表は右岸を1番として記入。

総流量(m^3/s)	庄手川分流量(m^3/s)	1	2	3	4	
3.547	91	83.780	83.992	84.200	84.160	84.033
2.766	48	83.412	83.552	83.656	83.628	83.562
2.080	25	82.964	82.952	83.092	83.020	83.007
1.828	21	82.560	82.660	82.812	82.768	82.700

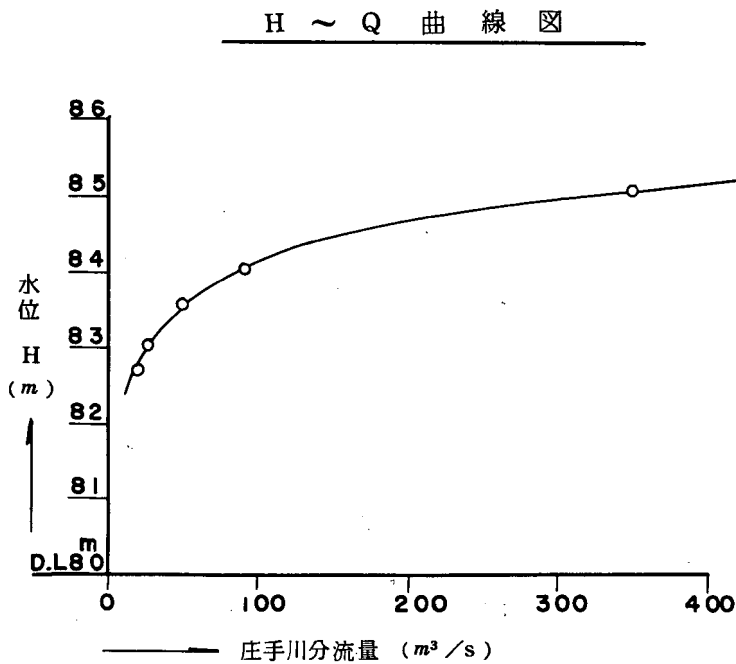
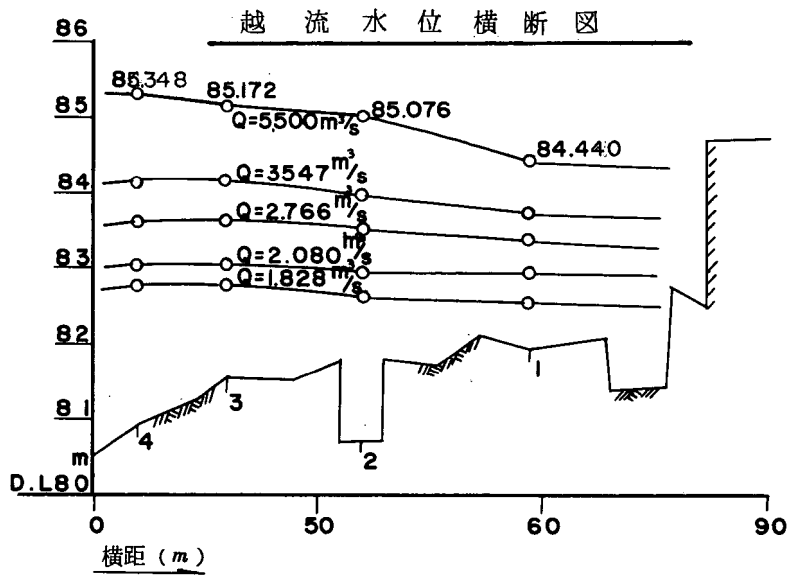


図 - 17 - (2) 庄手堰の越流水位 (堰上流 10 m 地点水位)

実験Ⅳ 水叩き減勢工に関する実験

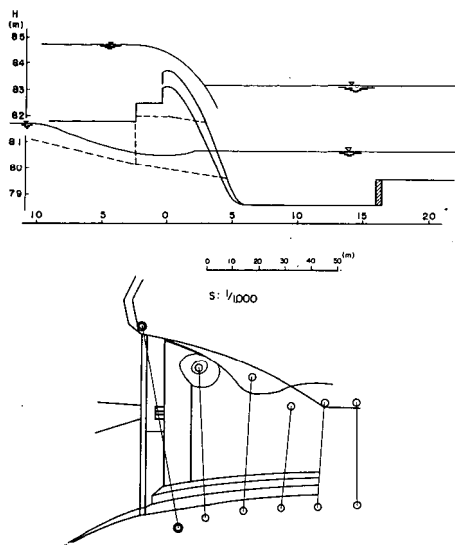


図 - 18 - (1) [減勢工 - A]

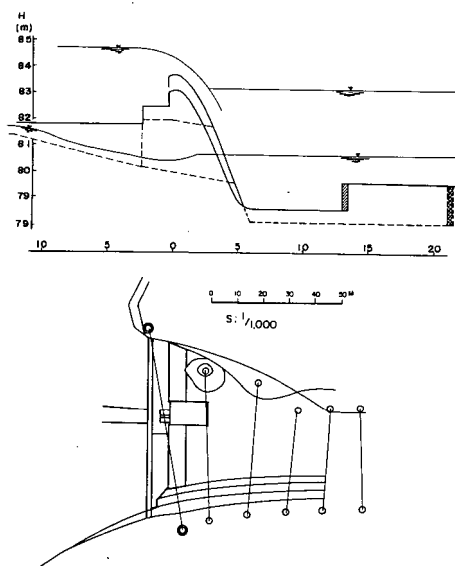


図 - 18 - (3) [減勢工 - C]

図 - 18 - (5) [減勢工 - E]

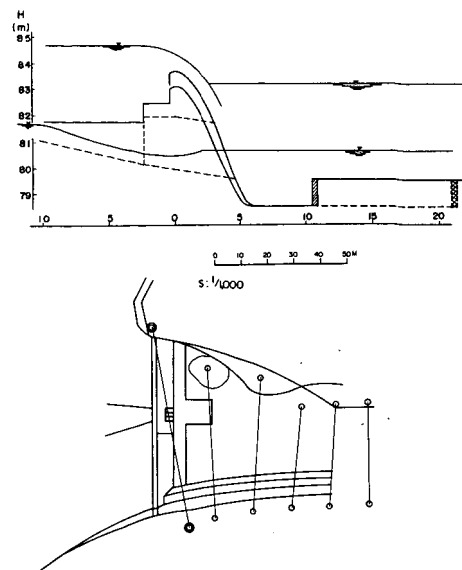


図 - 18 - (2) [減勢工 - B]

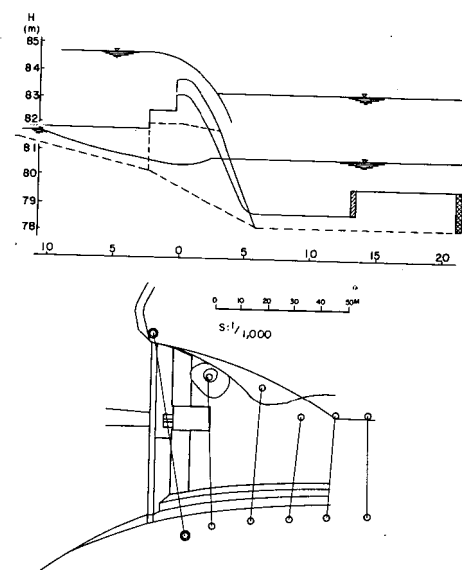
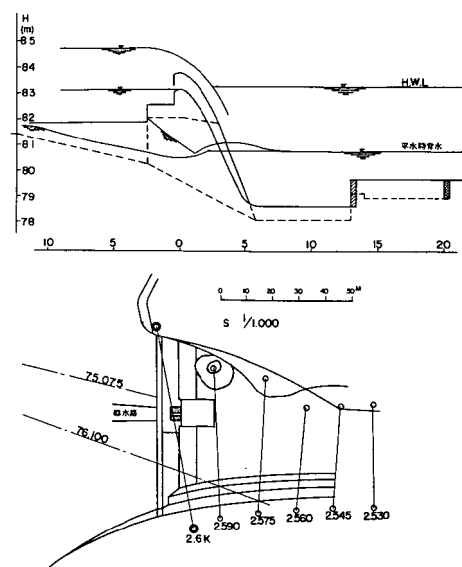


図 - 18 - (4) [減勢工 - D]



上記のように、せきの位置、型式、が決定されたので、せき下流の水叩きに関する実験を行った。

水叩き長を決定するために、まず、せきと計画河床が、接続している状態の流速分布から推定をし、図-18、に示したように、全五回にわたって漸次改良を加えながら実験を行った。

水叩きの型式には、種々考えられるものがあるが、ここでは、計画高水流量の場合、下流水位がかなり高いことから、バケット型に近い、跳水型減勢方式を採った。下流端条件は、分流せきを全巾越流しない場合、中島せきの湛水位(T.P. 80.70m)としている。

実験Ⅳ-1 (A)案水叩き

図-18-(1)、にみられるように、せき堤脚から約10mのエプロンで、その敷高は、河床より1.0m低くし、終端に減勢工が設けられるものとした。

水叩きを設けない場合、せきからの流れは、せき頂から約30m下流まで、河床附近の方が大きくなる不規則な流速分布を起させているが、中央部(平水通水孔の下流)を除き、せき頂から15~20mでの河床流速は、その下流での流速とほとんど同程度であることから、(A)案を決定した。

実験結果は、比較的よく減勢されることがわかったが、平水通水孔からの流れは、かなり下流まで影響し、ことに、せきを越流しない場合には、下流水位が低いために、孔口から生ずる射流は、10mの水叩きでは減勢しきれない。

実験Ⅳ-2 (B)案水叩き

(B)案は、越流部と孔口部とに分けて水叩きを設けた。図-18-(2)、に示す。

越流部は、(A)案の長さの1/2とし、平水孔口部は、(A)案で射流が、常流に復した位置まで延長した。その敷高は、いずれも河床より1.0m下げた高さとしている。

この場合の流況は、計画流量に対して、越流部の流れが、水叩き長を短かくしたために、減勢工で跳ね上げられた水脈は潜流状となり、流れの擾乱がはげしく、その振動は、下流への影響をおよぼす。また、孔口下流は、水叩き長を延長した効果はみられず、さらに下流まで射流が走るようになった。

実験Ⅳ-3 (C)案水叩き

越流部を(A)案と(B)案の中間として、水叩き長はせき頂より13.0mに終端シルを設け、通水孔下流部は、水叩き長を変えずに0.5m下げて、敷高を河床より1.5m低くして減勢効果を上げるように図った。図-18-(3)、

この結果、越流部は大体よく減勢されたが、通水孔の下流は、せきを越流しない場合に、(B)案でみられたと同様に、水叩きより下流まで射流が走り、通水孔からの水脈が、出口の

段落部で充分拡散されず表面流となって、掘下げた効果はなかった。

実験Ⅳ－４ (Ⅱ)案水叩き

次ぎに、越流部は確定したものとして、通水孔下流部についてのみ改良を加えることにした。

図－１８－(4)，に示してあるように、通水孔の出口を段落状から水叩き敷高にすりつけ、孔道の底部勾配を急にした。減勢方法は、この場合、底流速が非常に大きくなることが考えられるので、越流部と同じ位置に第１次の低いシルによって跳水を強制し、その下流に第２次シルを設けて完全に減勢させる二段構えの形式とした。

このような方式で、減勢工の高さを種々変えて実験を重ねた結果、図－１８－(5)，のような型をえた。

図－１９－(1)，(2)，は水叩きについての流速分布を示したもので、図－２０，のような位置で測定したものである。

図－１９－(1)，は右側孔口の中心線に沿った流速分布を、(Ⅰ)，(Ⅱ)案について示しているが、(Ⅰ)案の場合、孔口出口が段落状となっているために、流れは拡散されず表面流となって減勢効果がないことを示している。(Ⅱ)案の場合は、二流量について示したが、いずれも減勢されていることをあらわしている。

図－１９－(2)，は、計画流量に対して、減勢工のない場合と三種の減勢工の場合との比較を示した。

$Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ が越流する場合には、下流水位が高いので、いずれの減勢工でも流速の差、下流への影響は、あまりはっきりは見られない。

中央測線、左右岸側線は、図－２０，のとおりである。

左岸側は分流点の関係から、単位当り流入量の差によって流速が大きくあらわれるが、減勢工によって、早く正常分布に復していることがみられる。

(Ⅱ)案は、左右岸側線値がないが、減勢工の規模が、(Ⅰ)案と(Ⅲ)案の中間としているので、ほとんど変らない分布を示すものと推定される。

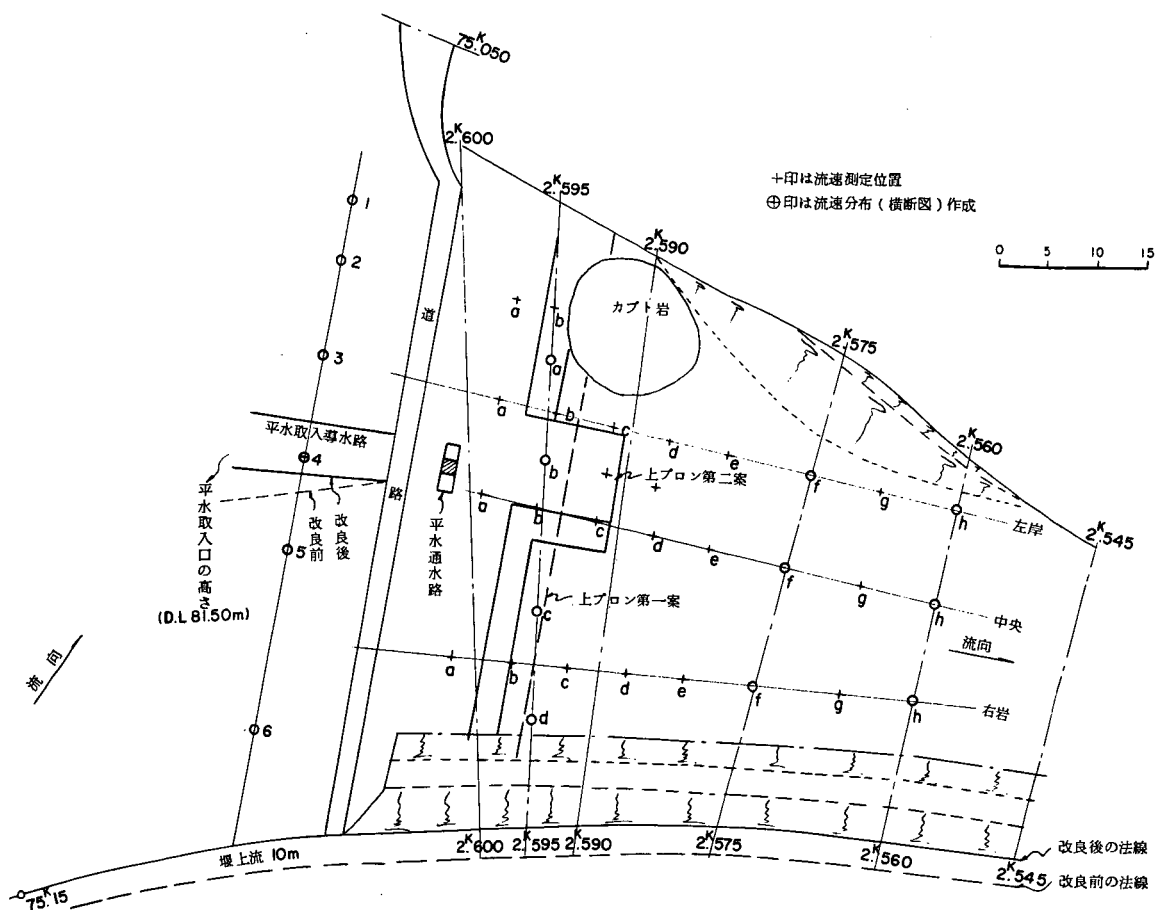


図-20 流速測定点位置



写真-6 庄手川 2.6^{Km} の左岸より A 案水叩き形状

エプロン長 10m
 減勢工高 1.0m
 (DL 79.60m)



写真-7 庄手川 2.5^{Km}より上流部の河床 (A案)



写真-8 庄手川 2.6^{Km}の左岸より分流堰附近の流況 (A案) [庄手川 350^m/sec流入]

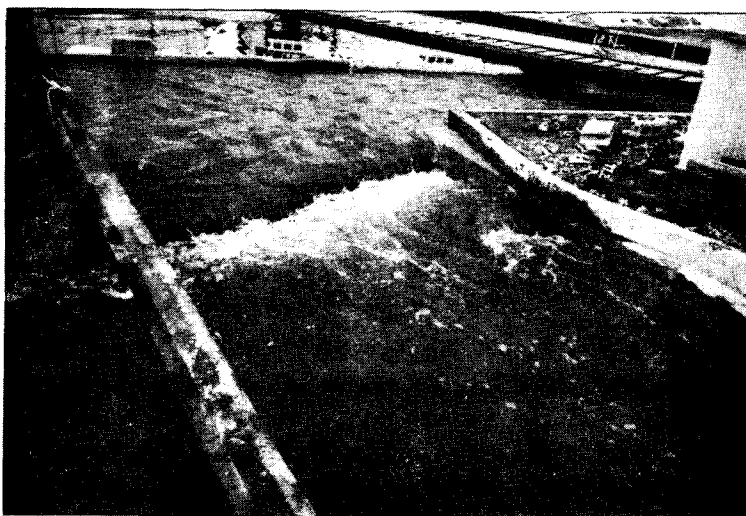
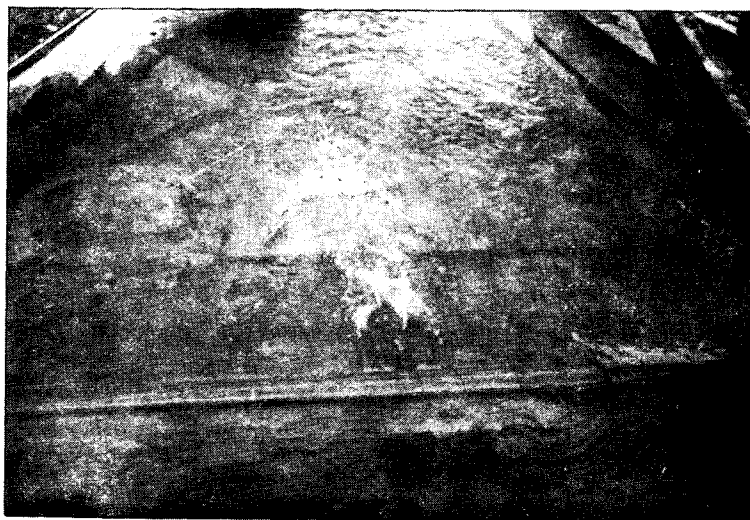


写真-9 庄手川 2.575^{Km}の右岸より上流部の流況 (A案)



庄手川流入量 $53.4 \text{ m}^3/\text{sec}$
 庄手川の下流水位を 2.560^k
 断面で DL. 80.70 m に水位を
 調節した場合。
 エプロン長 10 m 減勢工高 1.0 m

写真-10 堰の上流面より分流堰下流の流況(A案形状)

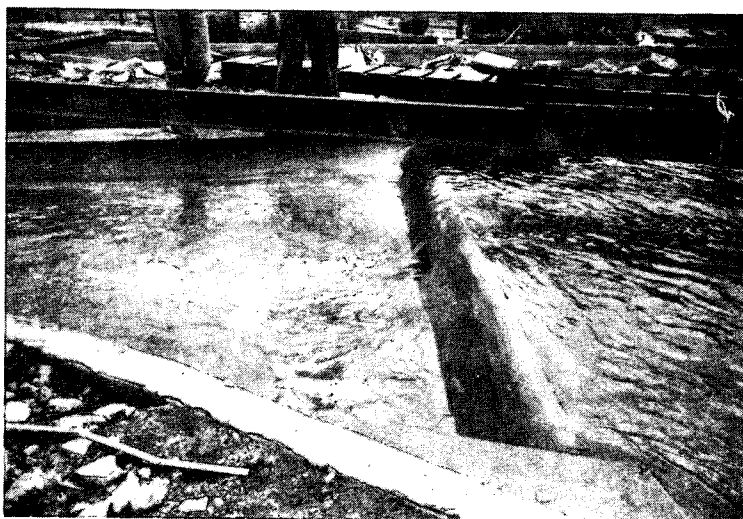


写真-11 2.6^{km} の左岸よりの流況(A案)

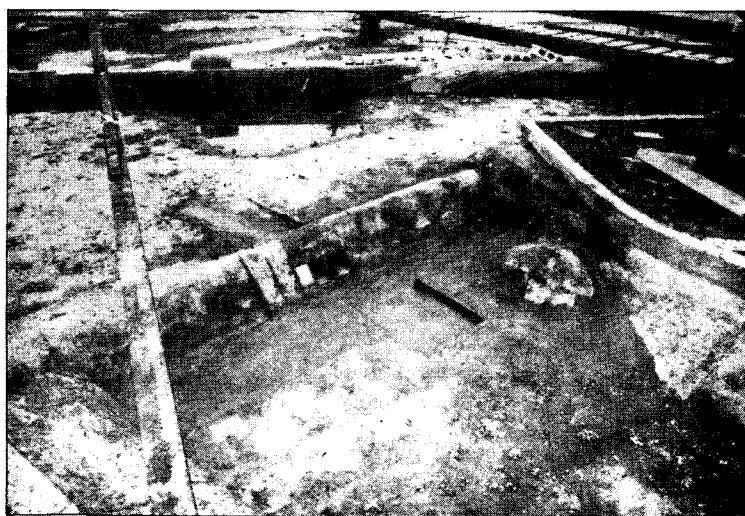
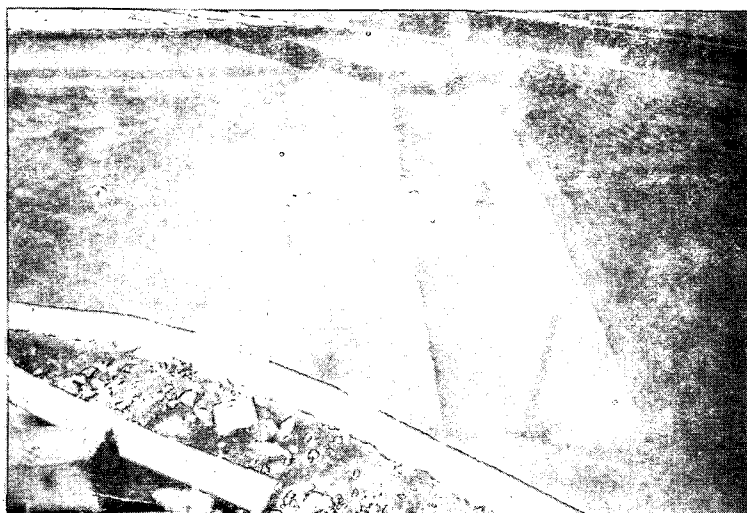


写真-12 B案 2.575^{km} の右岸より水叩き形状



〔平水取入口下流の
エプロンを2.590^k
まで延長改造を行
ったが前回案と大
きな変化がなく減
勢工下流に7m程
の射流を生ずる。〕

写真-13 2.6^{km}の左岸より庄手川分流堰下流の流況(流入量=53.4 m³/s)



写真-14 2.575^{km}の右岸よりD案水叩き形状

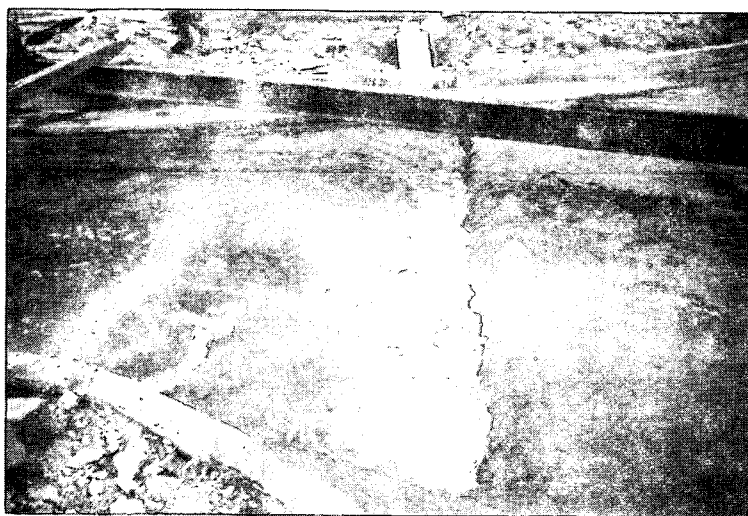
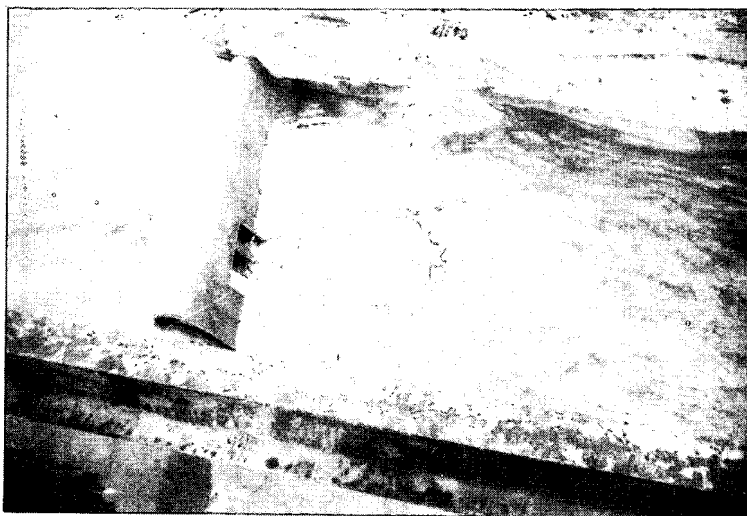


写真-15 2.6^{km}左岸より(庄手川流入量350 m³/sec D案)

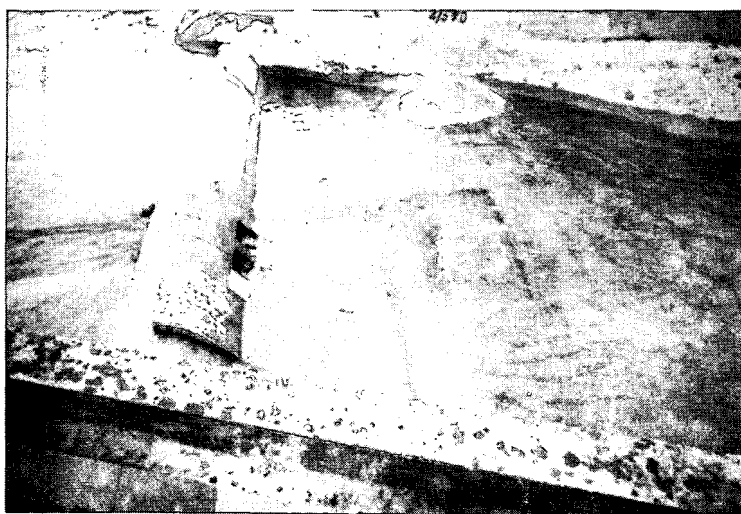


庄手川流入量 $53.4 \text{ m}^3/\text{sec}$
 堰設置点水位 $\text{DL.}83.70 \text{ m}$
 庄手川の下流水位を 2.560^{k}
 で $\text{DL.}80.70 \text{ m}$ に調節した
 場合、D案

写真-16 2.6^{km} を右岸より



写真-17 2.560^{km} の右岸より (庄手川流入量 $53.4 \text{ m}^3/\text{sec}$ D案)



庄手川流入量 $27.5 \text{ m}^3/\text{sec}$
 堰設置点水位 $\text{DL.}83.1 \text{ m}$
 平水通水路のみを流下し
 た場合、庄手川の下流水
 位を 2.560^{k} で $\text{DL.}80.7 \text{ m}$
 に調節した。

写真-18 2.6^{km} の右岸より

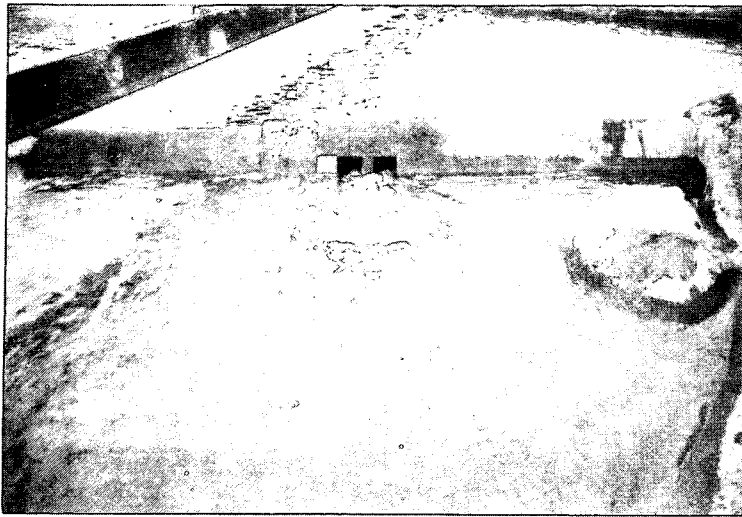
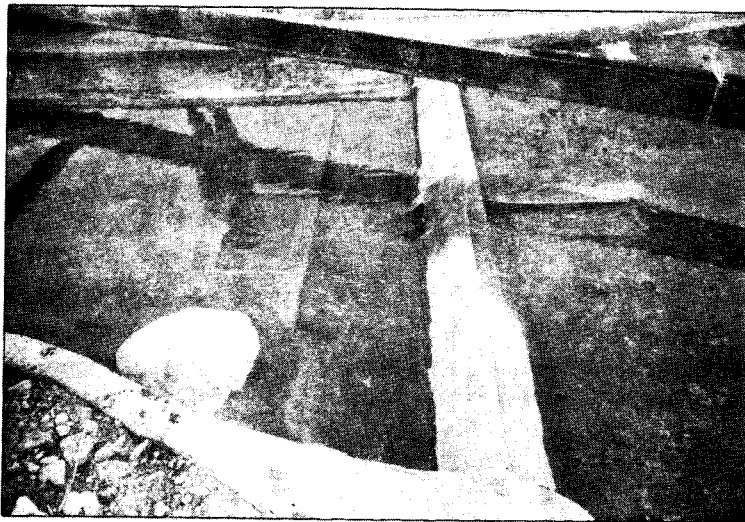


写真-19 2.560^{km} の左岸より (D案)



庄手川流入量 $5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、本
川側下流水位を 75.0^{k} 断面
で $\text{DL.}81.8 \text{ m}$ 庄手川の下流
水位は 2.560^{k} 断面で DL.
 80.7 m に水位を調節した場
合。(平水時D案)

写真-20 2.6^{km} の左岸より

実験-V 流砂実験

前記のように、分流せきに関する諸元を実験によって決定することができたが、せきを設けたために、せき上流側の河床変動によっては、平水通水孔用導水路の維持が不可能となる場合も考えられるので、その可否について検討することとした。

その実験には、移動床実験によることも考えられたが、簡便な方法として、固定床上に流砂量に相当する砂を上流から補給しながら流して、その動行を観察することにした。

流砂量は、平均粒径 $d_m = 4.0 \text{ mm}$ 、勾配 $I = 1/200$ 、とし、庄手川へ流入する右岸側移動巾を、流線によって決め、流砂量計算を行うと、 $q_B \doteq 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ で、模型に換算すると、 $d_m = 2.0 \text{ mm}$ 、 $q_B = 0.57 \text{ l/s}$ となる。

図 - 2 1 - (1)

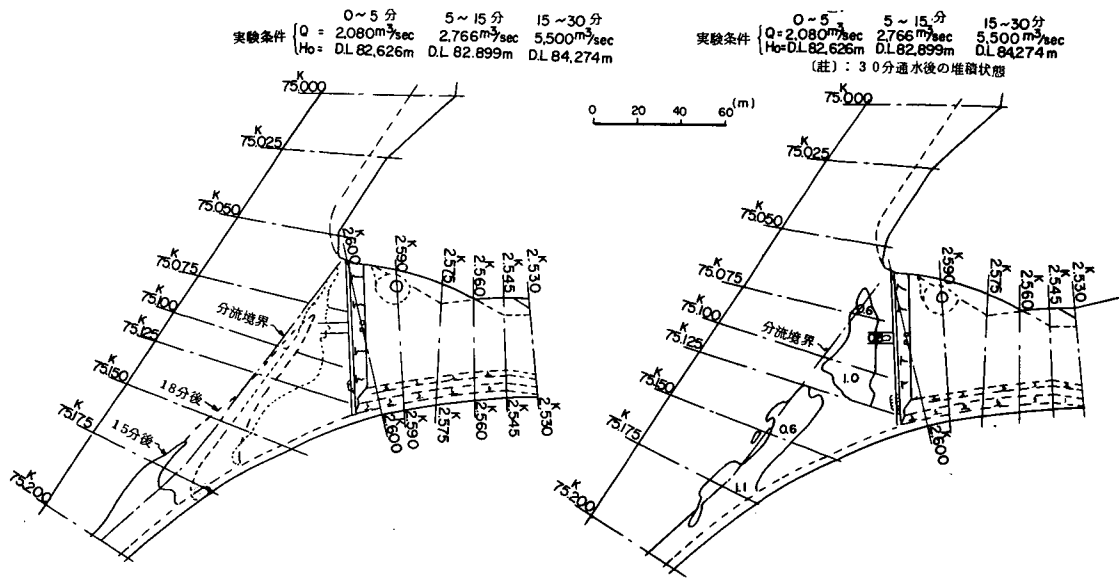


図 - (a) 庄手川分流点附近の実験中流砂観察図

図 - (b) 庄手川分流点附近の堆積状態

図 - 2 1 - (2)

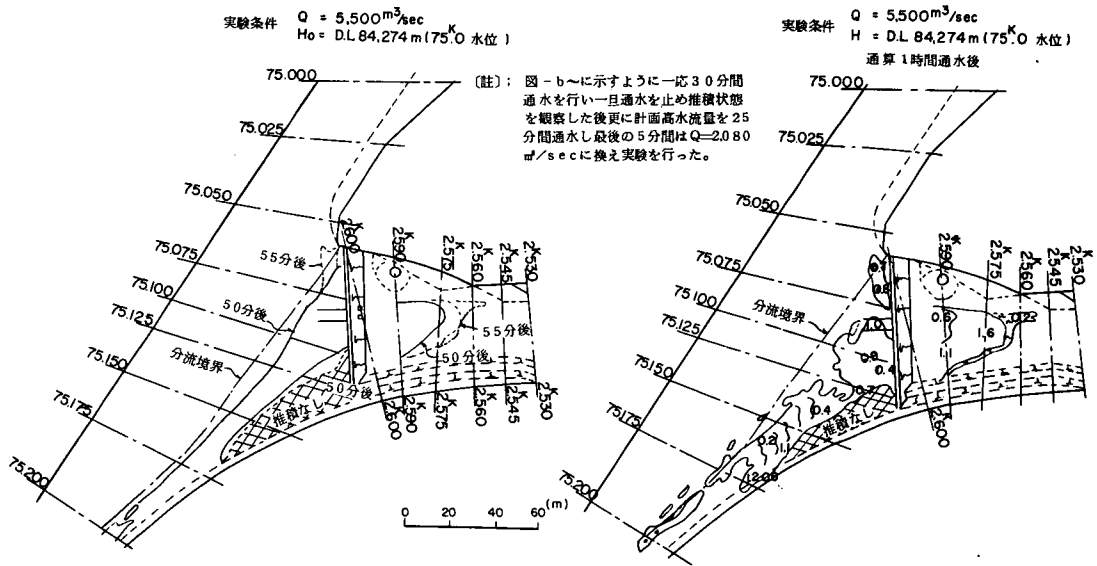


図 - (c) 庄手川分流点附近の実験中流砂観察図

図 - (d) 庄手川分流点附近の堆積状態

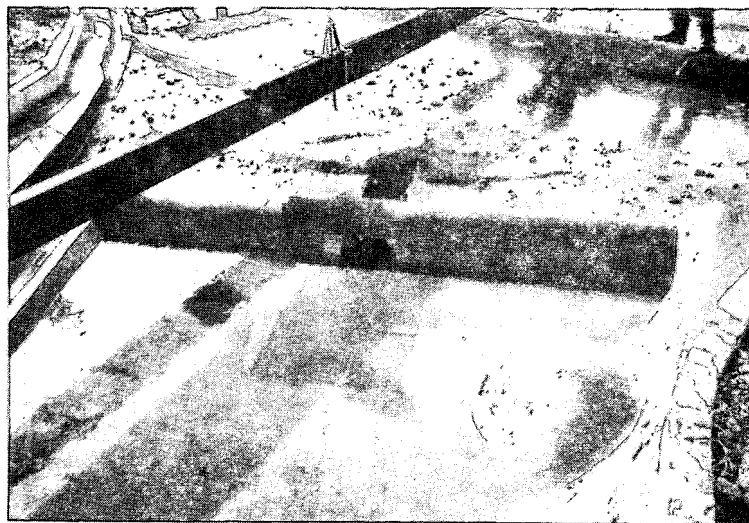


写真-21 堰下流より堰上流部への推砂状態(30分通水路)



写真-22 7.5.15^{km}より下流分流堰附近の推砂状態(1時間通水路)



写真-23 庄手川2.5^{km}より上流部の推砂状態(1時間通水路)

実験は、本川との分流境界を確め75/250~75/200 Kmの中間附近から給砂することとし、流量 $Q=2,080, 2,766, 5,500 \text{ m}^3/\text{s}$ を合計1時間にわたって通水した。

流量 $Q=2,080 \text{ m}^3/\text{s}$ では、ほとんど流されず、 $Q=2,766 \text{ m}^3/\text{s}$ でもあまり掃流砂量は増加しなかった。 $Q=5,500 \text{ m}^3/\text{s}$ になると急激に移動量が大きくなり、せき上流側への堆積が進行する。

図-21-(1), は変化状況を、図-21-(2), は30分経過後と最了時の状況を示したもので、流砂の移動経過としては、75/200 Km附近にまず堆積し、剝離現象のために一部は右岸堤沿いに巻込まれ砂堆状を形成し、他は分流境界線に沿って流下して行く。75/200 Kmより75/175 Kmの河床高の方が高い関係上、小さい流量での流砂によって河床が上昇し、砂堆が発達すると砂の運搬速度は早くなってくる。 $Q=5,500 \text{ m}^3/\text{s}$ にすると、その砂堆がほとんど流送れて、死水域沿に残される。流下する砂は細い帯状になって、導水路右壁附近(せき中央)に向って連らなって行き、そこから左右に分かれて導水路から流入したり、堆積したり、分流点に向ったり、越流したりする。大体は、分流点へ流れるのは少く、せきに平行に右岸側へ向って拡り、堆積する傾向が強く、時間の経過とともに、それが強調され、せき前面の堆積は増大する。上流からの砂堆も進行してくる。

さらに経過すると、せき前面の堆砂は、広く、高くなって、中央部分から満砂状となって、低せき頂部からはげしく越流し、孔口からも流出して行くが、その量はあまり多くなく、分流点でも量は少いが、かなり巻上げによる越流砂がみられるようになる。

この実験時間内では、右岸沿いの剝離域内の堆積は均一粒径の砂を使用したため、あまりなかった。せき上流側での堆積は約1.0 mであって、右岸側の低せき頂高(T.P.83.10 m)より高くはならないようである。

導水路は、完全に埋没されてしまうが、引水の際に、堆積砂を孔口から流下させるので、のみ口に近い部分を開口する。しかし、導水路の先端部は埋ったままとなり、その下流側へ新たに導水路が付替えられたようになる。

水叩き内には、砂はほとんど堆積せず、引水のときに孔口から流入する砂が若干止まる程度で、計画流量の場合には、水叩き内にある砂礫は完全に排出される。

この実験結果から、導水路を図示のようにコンクリート水路として設けた場合には、上流からの補給砂が充分ないときには、河床と水路との粗度の差から、水路の周囲に深堀れを発生し、破壊に至るおそれがあり、流砂が多くなると、水路の大半が埋没されてしまうので、平水流入量が導水路の敷高で決定されることからみて、安定した維持には困難であると考えられる。

したがって、平水取水口をより安定した位置を求めるためには、導水路はできるだけ短か

くし、本川の流心に近いことが必要で、その条件を満足する位置としては、平水用孔口を左岸の分流点に設けるのが適していることになる。

実験 - VI 導水路についての実験

上記の実験結果から、図 - 22 のように平水通水孔を分流点へ移し、孔口の断面、導水路の大きさ、勾配、等を変えて、各種の実験を行った。

(A) 案 - 流況は、導流壁が高いために水衝りが強く、壁でせき上げられてから導水路に落ち込むような流れを呈する。分流量は、計画流量に対し、 $370\text{ m}^3/\text{s}$ 平水で $0.6\text{ m}^3/\text{s}$ となり、分流条件を満足させなかった。

(B) 案 - (A) 案より敷高を 0.3 m 下げ、導水路の先端を広げたものであるが、平水の流入量は $2.5\text{ m}^3/\text{s}$ であった。

(C) 案 - 敷高は(B) 案と同じにし、巾を大きくしてみたが、分流量は平水時で $4.0\text{ m}^3/\text{s}$ を流入したが、計画流量では $380\text{ m}^3/\text{s}$ となって、 $30\text{ m}^3/\text{s}$ も多く分流した。

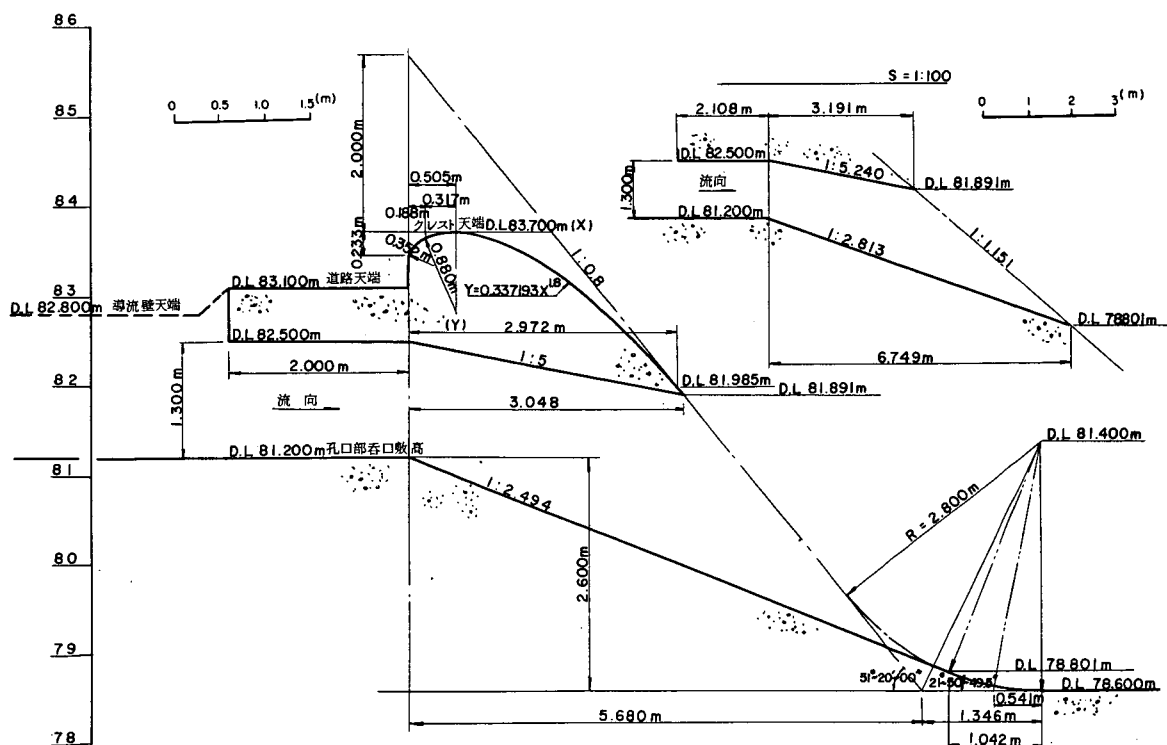


図 - 22 - (1) 堰及び孔口部断面 (堰軸線に対し直角)

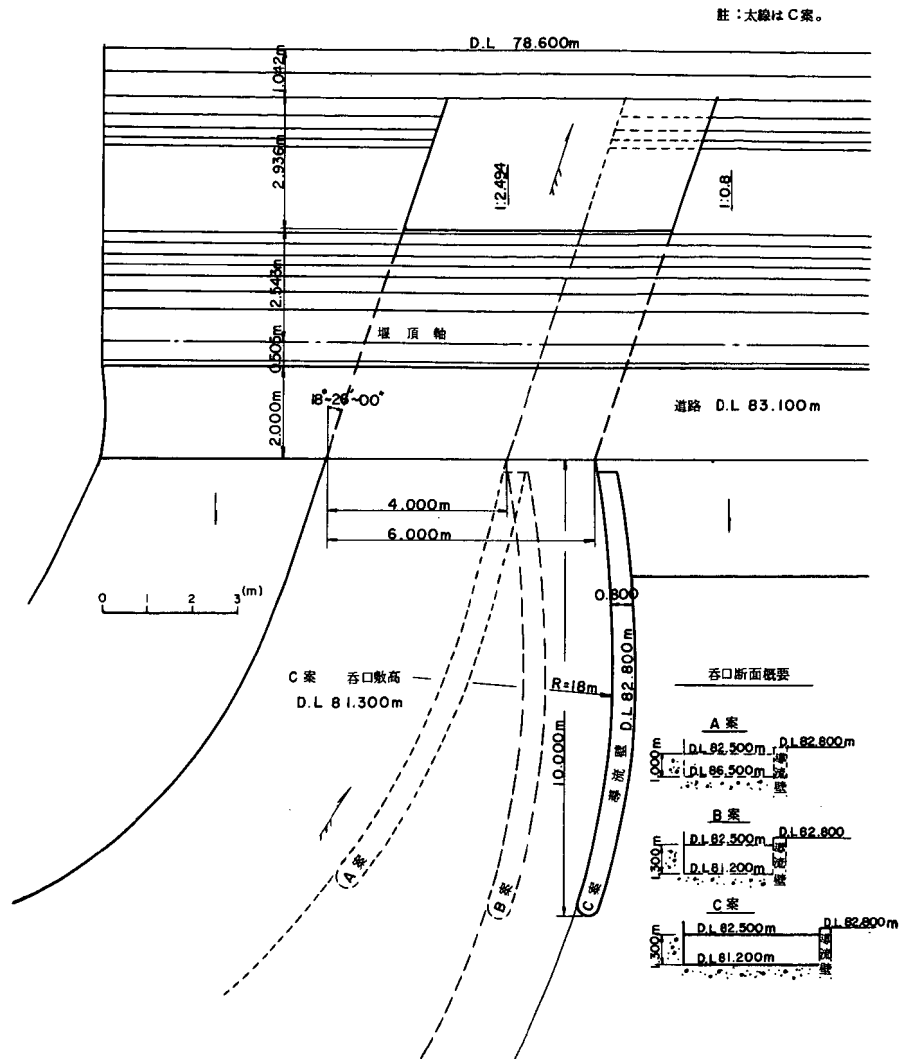


図-22-(2) 堰孔口部概要平面

① 案-以上の三案から、導水路敷高が比較高い場合には、巾を大きくとらねばならないため、流況からも外観からも好ましくないことが知られたので、導水路巾を小さくするための



〔孔口部形状 A案〕
 $\Sigma Q = 5,500 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_1 = 369.0 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H_0 = \text{DL.}84.031 \text{ m}$

写真-24 2.53Kmより堰附近状況



〔孔口部形状 C案〕
 $\Sigma Q = 2,766 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_1 = 45.1 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H_0 = \text{DL.}82.942 \text{ m}$

写真-25 上流左岸より堰孔口部呑口附近流況

実験を行った。

図-23, に示したように, (D)案は, 水路入口敷高をT.P. 80.00m, 水路勾配を1/25, とし, 孔口を経て水叩き敷高(T.P. 78.66m)にすりつけ, 巾を4.0mとし, 導流壁は, せきとの取付け付近を除いて, 大体现在の遊歩道の高さと同じにし, 先の三案に比べて形状は大巾に変更した。

分流量の測定結果は, 平水で $12.0 \text{ m}^3/\text{s}$, 計画流量で $380 \text{ m}^3/\text{s}$ となったので, さらに改造を行った。

(E)案-水路口の敷高をT.P. 80.70mに, 水路勾配を1/50に孔口断面を(C)案の約1/2として, 再度実験を行った結果, 平水では $5.1 \text{ m}^3/\text{s}$, 計画流量で $375 \text{ m}^3/\text{s}$ を分流することに

図-23-(1) 堰及び孔口部断面(堰軸線に対し直角)

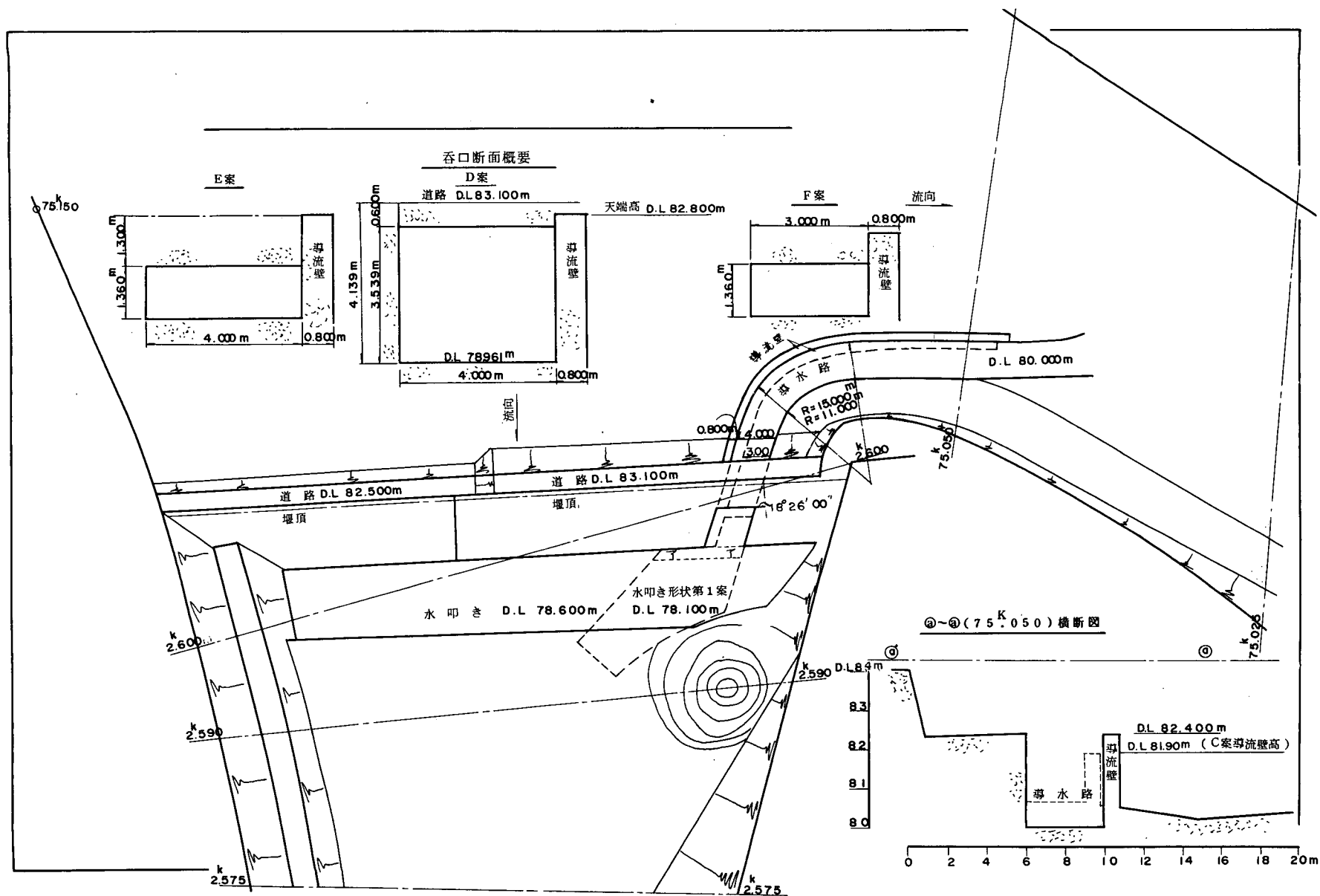


図 - 23 - (2) 堰及び導水路概要平面図

なって、改良効果は一応みられたが、充分ではなかった。

(F)案—さらに分流量を規制するために、水路巾を1.0 m狭め、導流壁を、(D)、(E)案では流況が導流壁のために跳水状となっているので、0.5 m切下げ、水路勾配、孔口の高さは、(E)案と同一にした。

この場合の分流量は、平水で $3.8 \text{ m}^3/\text{s}$ 、計画流量で $36.5 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、まだ完全な規制ができなかった。

(G)案—(F)案での計画流量に対する $15 \text{ m}^3/\text{s}$ の流入過多量は、孔口、導水路だけを変えても減少させるのは不可能であると判断し、高せき頂部(T.P. 83.70 m)を10 m延長して規制させることにした。

測定結果は、計画流量に対して、 $35.4 \text{ m}^3/\text{s}$ を分流し、分流条件を満足させることができた。

この型で、せきの形状、平水通水孔、等を確定することにした。図-24、

図-25は、本川流量と分流の関係、分流量とせき上流水位との関係を示したものである。

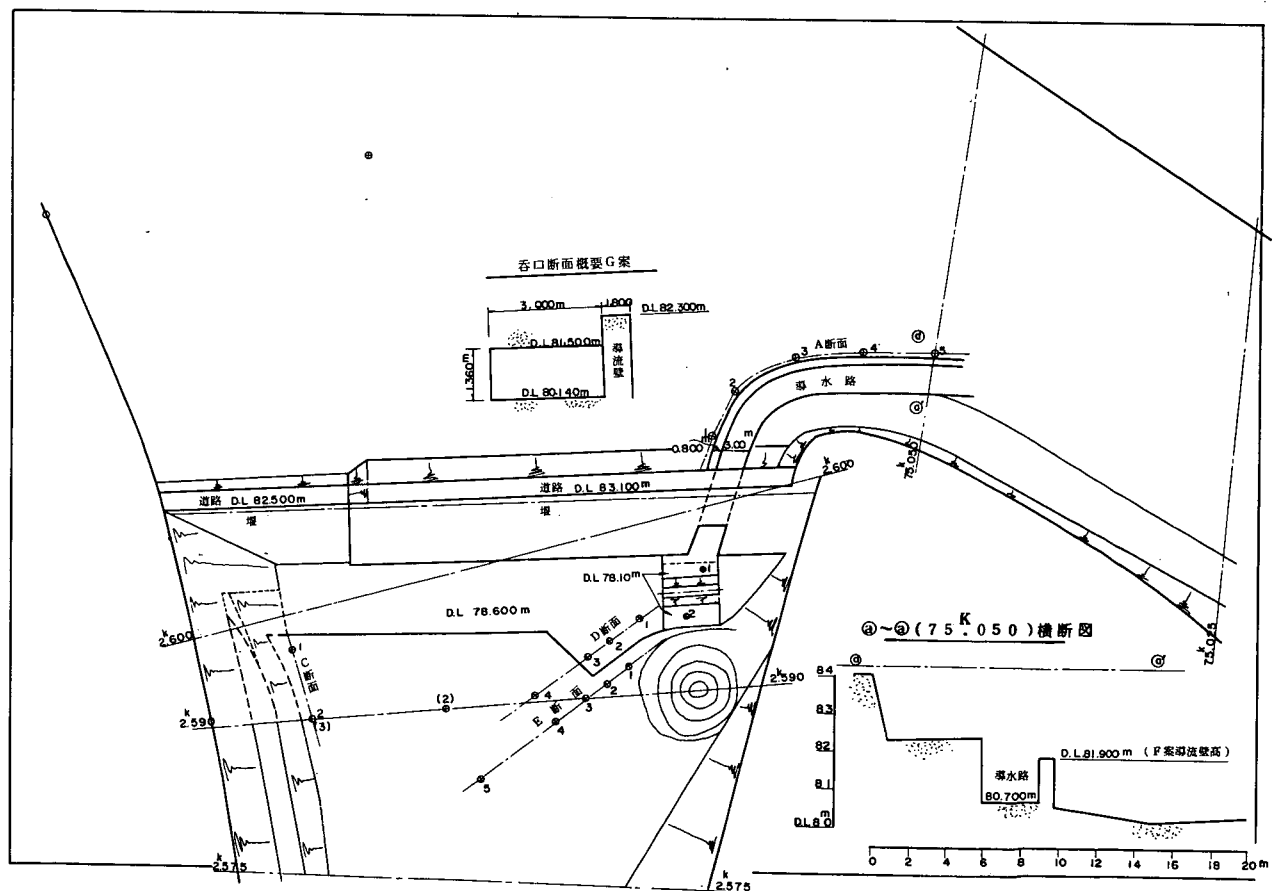


図-24-(1) 堰及び導水路概要平面図

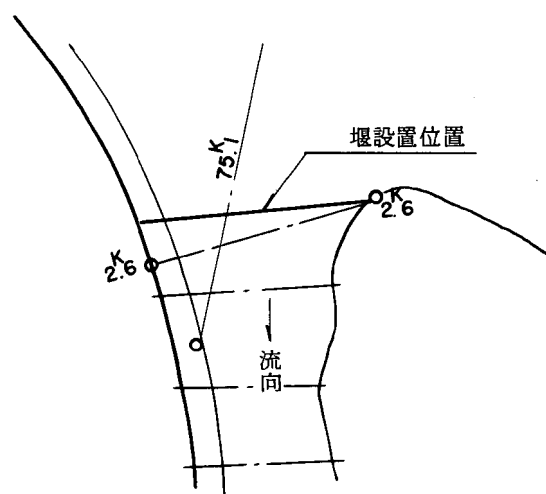
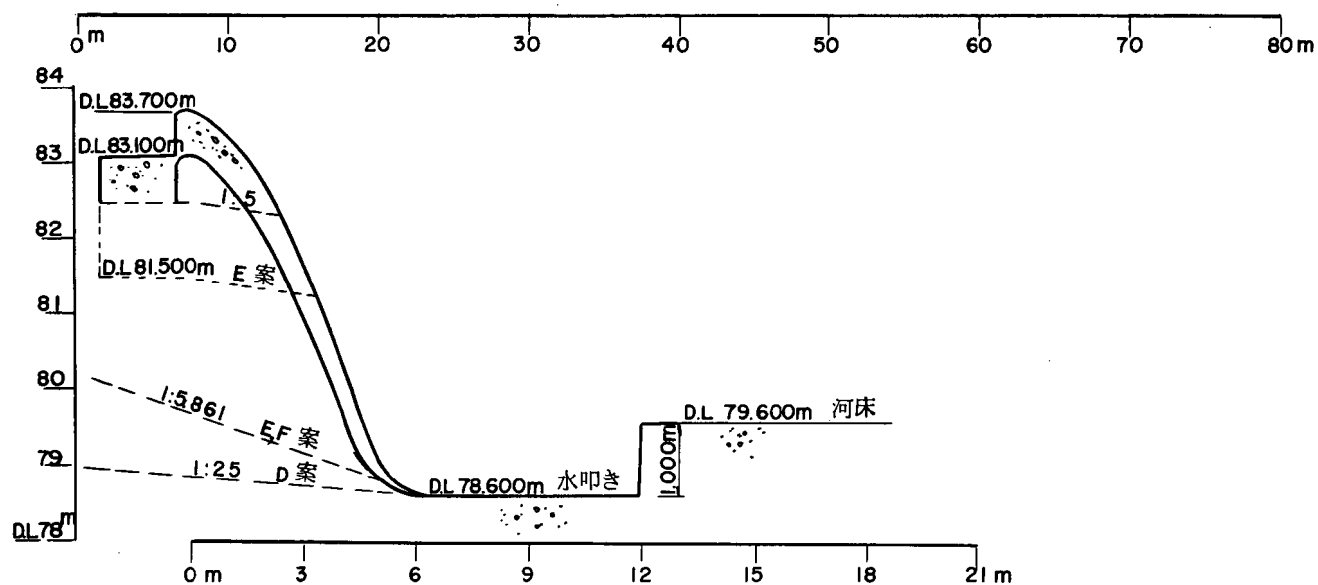
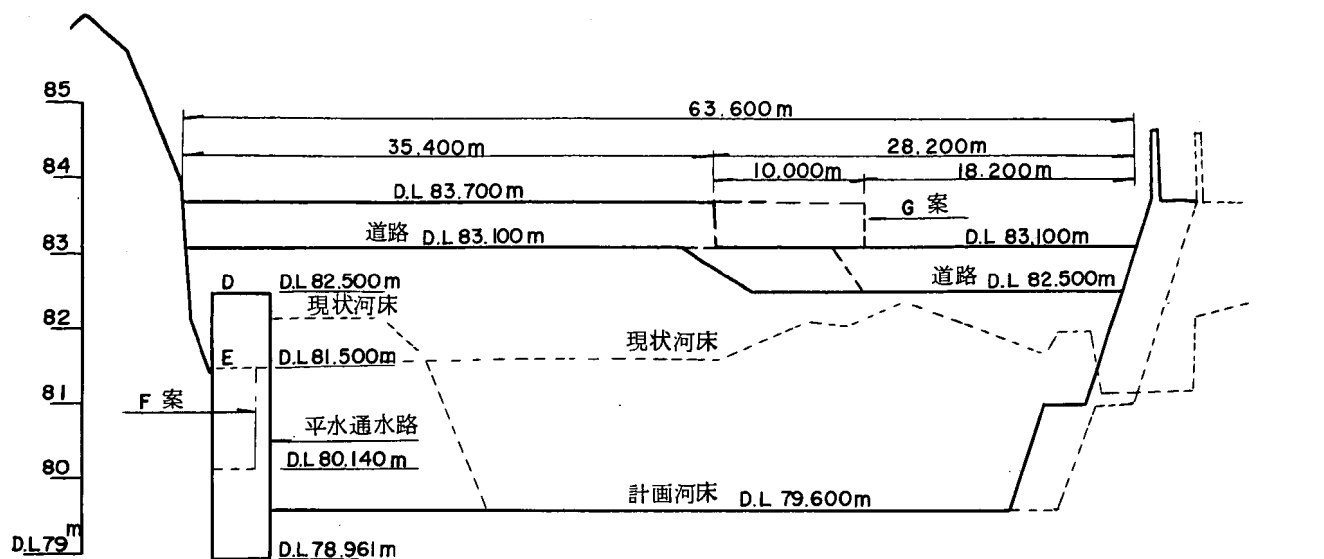


図 - 24 -(2) 庄手川分流堰 (断面及び背面) 図

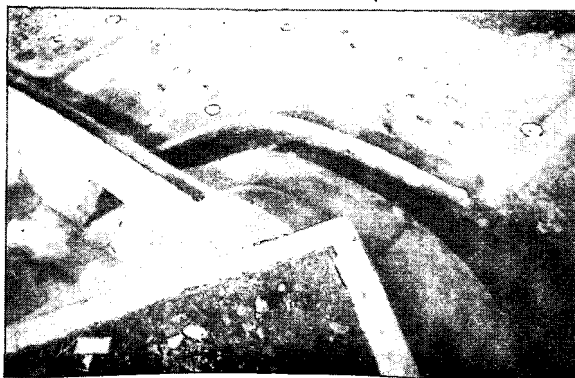


写真-26 2.600Kmの左岸より半水取入導水路形状

〔導水路形状D案〕

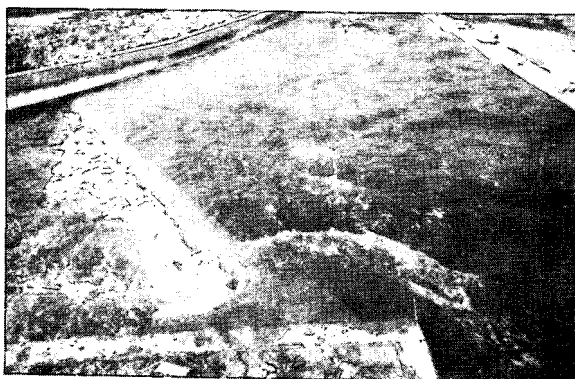


写真-27 分流点付近より上流部流況

導水路形状D案

$$\Sigma Q = 5,500 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_1 = 381 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_0 = \text{D.L. } 84.031 \text{ m}$$



写真-28 分流点付近より上流部の流況

導水路形状E案

$$\Sigma Q = 5,500 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_1 = 374 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_0 = \text{D.L. } 84.031 \text{ m}$$

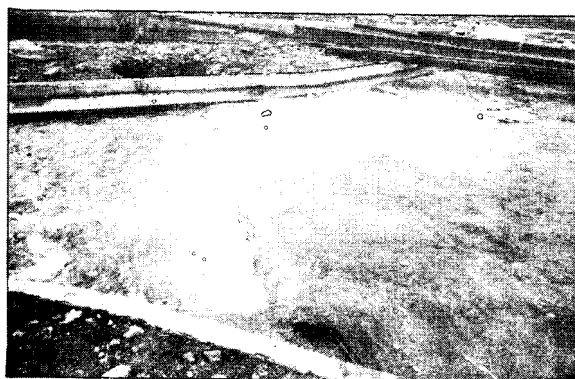


写真-29 分流点付近より上流部の流況

G.G案形状

D.L. 83.100m 部分

長さ10m 笠上げし,

D.L. 83.700m にした。

$$\Sigma Q = 5,500 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_1 = 354 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_0 = \text{D.L. } 84.031 \text{ m}$$

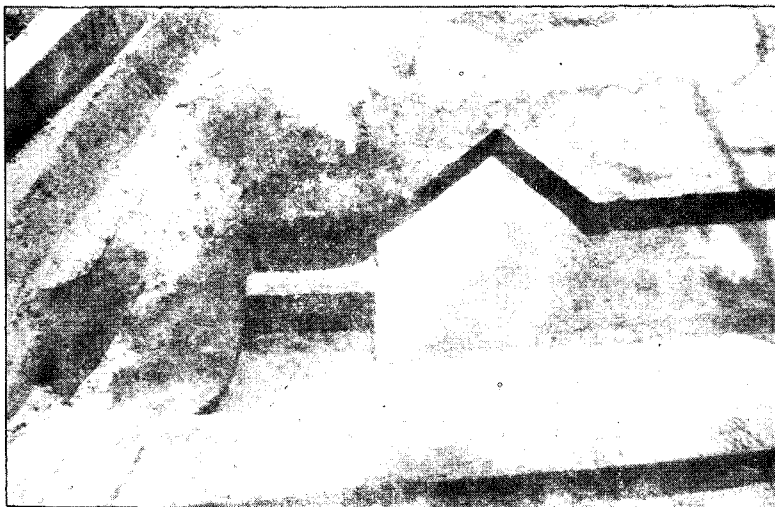


写真-30 堰上流部より減勢工形状



減勢工
 $\Sigma Q = 5,500 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $Q_1 = 354 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = \text{DL. } 840.31 \text{ m}$

写真-31 2.575^{km}より分流堰附近の流況



減勢工
 $\Sigma Q = 2,766 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $Q_1 = 445 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = \text{DL. } 829.42 \text{ m}$
 庄手川 2,560^k
 水位 DL. 80.70 m

写真-32 2.600^{km}の左岸より分流堰下流の流況

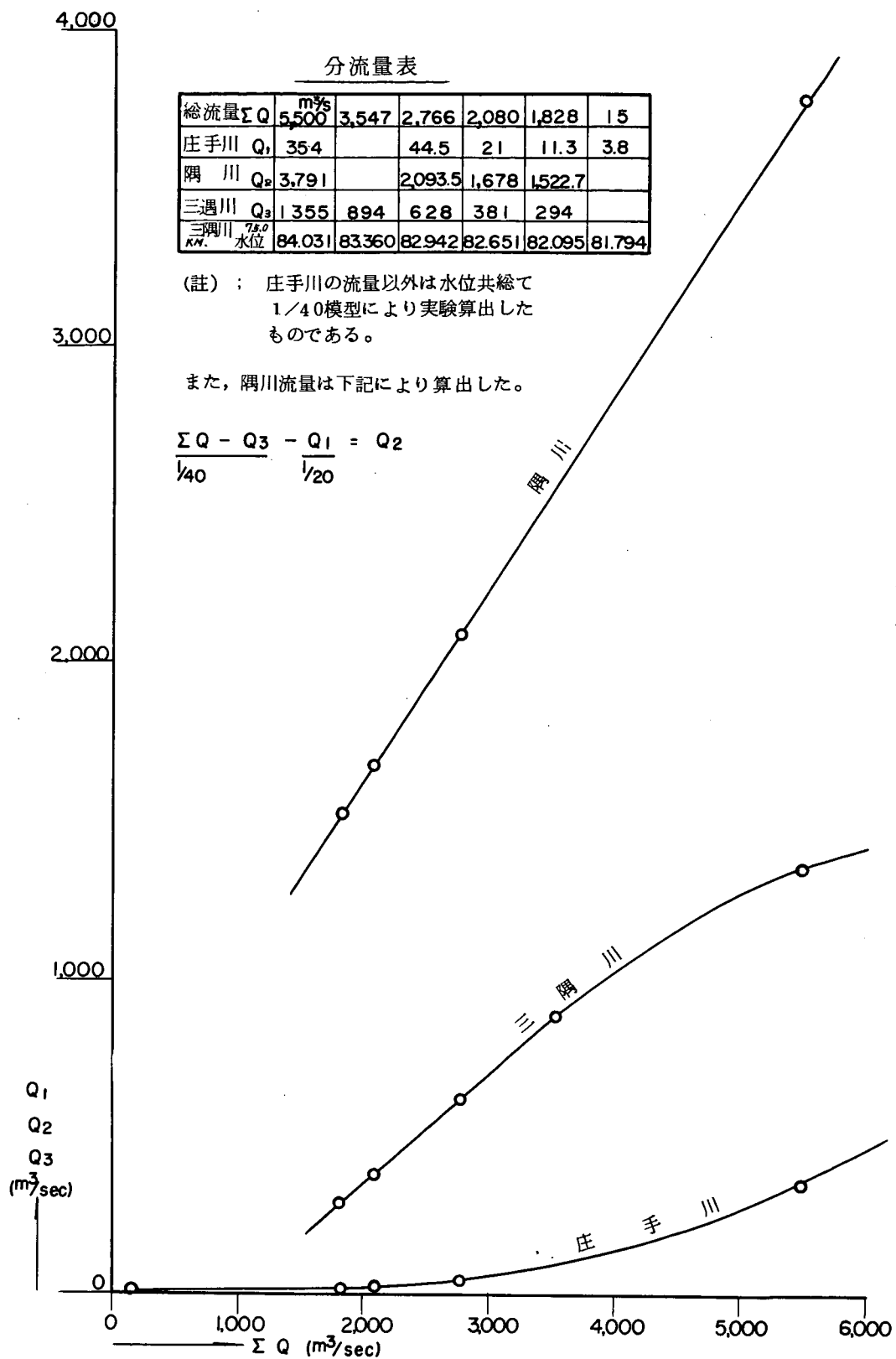


図 - 25 - (1) 総流量 ΣQ と Q_1 , Q_2 , Q_3 関係曲線

表-5 庄手川分流堰上流10m地点水位横断測定値表

総流量 (m^3/s)	庄手川 分流量 (%)	1	2	3	4	5	6	
5.500	354.0	85.598	85.970	85.606	85.446	85.050	84.606	85.379
2.766	44.5	83.846	83.950	83.946	83.850	83.960	83.850	83.900
2.080	21.0	83.094	83.330	83.360	83.352	83.348	83.350	83.306
1.828	11.3	82.174	82.790	82.794	82.792	82.796	82.810	82.693

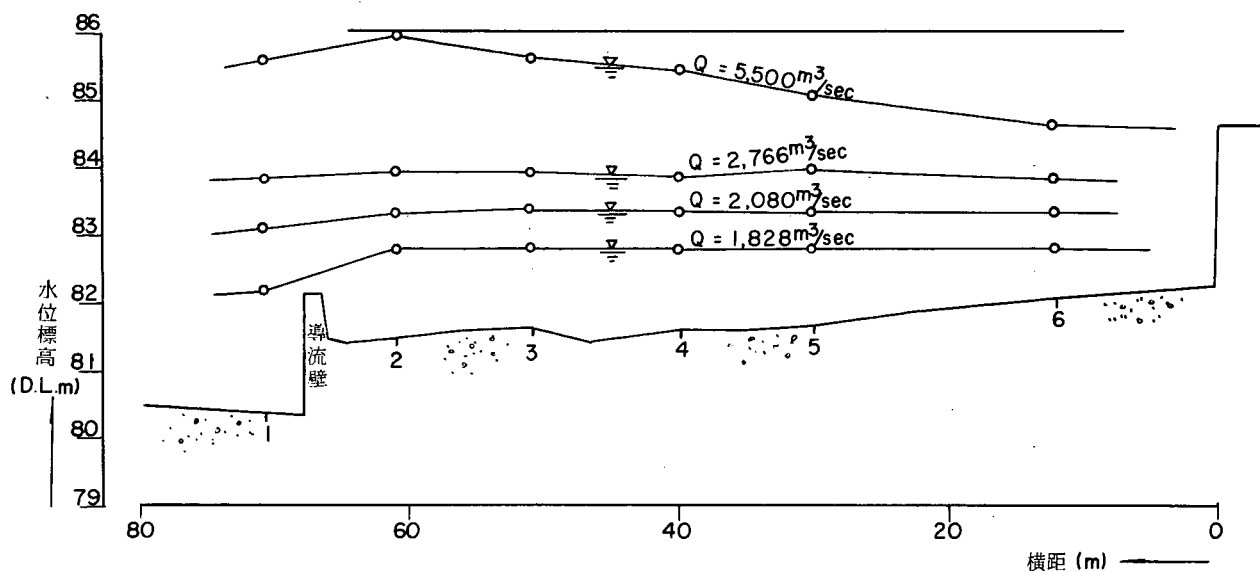


図-25-(2) 庄手川分流堰上流10m地点水位横断図

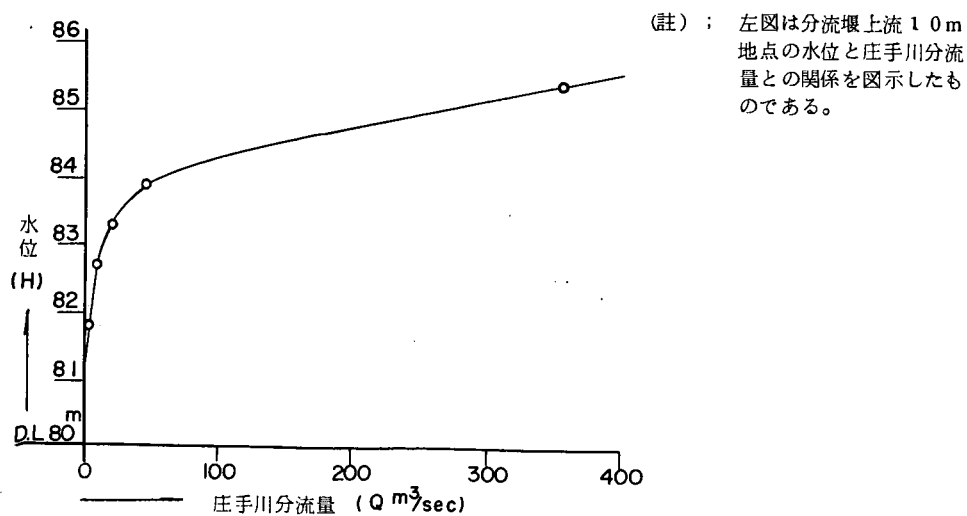


図-25-(3) 水位Hと流量Qとの関係曲線図

実験－Ⅶ 分流せき最終案についての諸実験

Ⅶ－(1) 水叩き減勢工に関する実験

分流せきの構造が決定されたので、水叩き減勢工についての実験を行った。

越流部下流の水叩きについては、流況観察によって、実験Ⅳ－(4)と同じ型でよいと判断されたので、その実験は省略した。

孔口下流については、計画高水流量の場合のように、せき全巾を越流するときには、大きな支障はみられないが、孔口だけから流出する状態になると、出口からの流速はかなり大きく、流れの一部はすぐ下流にある通称－兜岩に衝って、その流向を変え、2/575 Km断面の右岸に向って射流状を呈しながら流下する。ことに、低頂部からの越流があると、堤体から堤防法面の護岸上を射流が走るため、左岸からの流れと合流する附近は、護岸の根固めが危険にさらされることになる。

この流況を防止するために、いろいろ実験を重ねた結果、孔口出口での減勢工は、図－26、に示したような形式がえられた。

図から知られるように、孔口出口のすぐ下流に高さ1.0 mの台形シルを置き、強制的に跳水を起させるようにし、兜岩の一部を切って直壁にして、二次的のシルとして働かせるようにしている。

これらのシルで減勢された流れは、終端シルによって完全に減勢され、右岸側への水衝りはなくなった。下流水位をさらに下げると、終端シルの下流に若干射流が発生する。

ここで問題になると思われることは、兜岩の脆弱性であり、根入れの規模である。計画流量が流入する場合には、分流点からの流れはかなりの流速をもつので、露出岩の抵抗は非常に大きくなり、岩を越流する流れは射流となって流下するので、岩の強度や大きさによっては、減勢工の役割を分担させることは不可能となるので、岩の状態によっては、減勢工を全面的に変えなければならない。

右岸側の低せき頂部からの越流は、本川流量 $Q_0 \approx 2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の出水があった場合で、庄手川への分流量が $50 \text{ m}^3/\text{s}$ に満たないと、中島せきの操作にもよるが、下流水位は低いために、低頂部を越流した流れは右岸の堤防とせきの取付から、法面、小段、上を射流で約10 mはしって低水路に落ち込み、さらに法尻に沿って高流速を生じさせている。減勢工によって左岸からの水衝りがなくなり、ある程度緩和されたものの、この附近の法面、小段、根固め、等は十分に堅固にしておかなければならない。

そこで、防護工の一つの試みとして、図－27、のように、小段は、せきに取り付けず、水叩き終端より5.0 mせき寄りのところで、高さ0.4 mの法面減勢工となるように取付け方を変えて実験を行ったところ、流れはほとんど水叩き内に落ち込んで減勢され、法尻沿

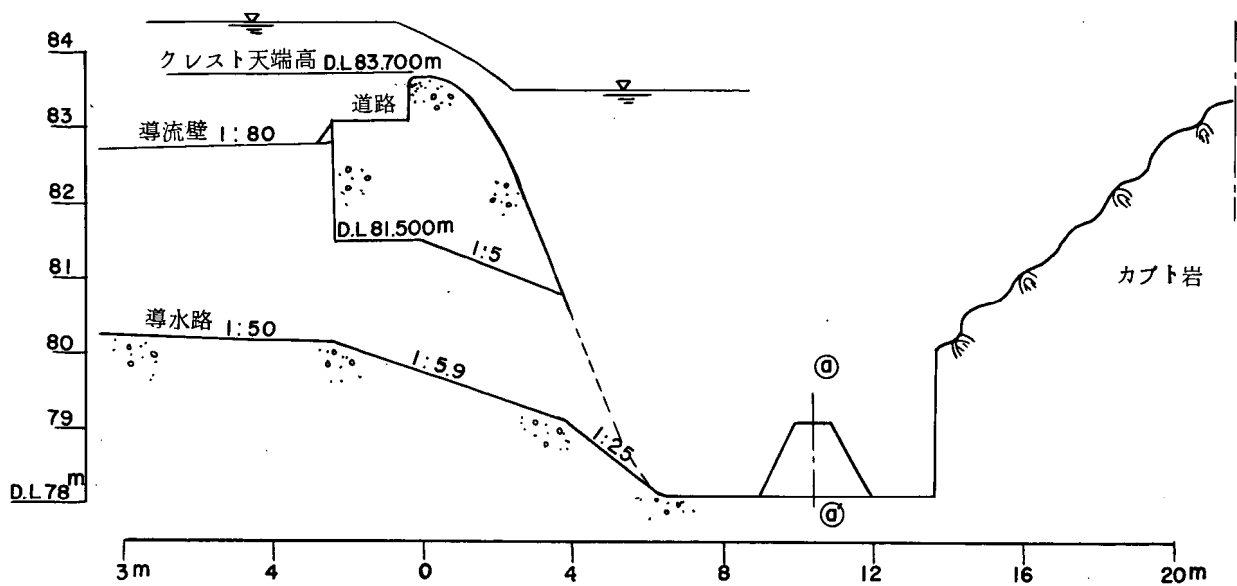


図 - 26 - (1) 孔口部及び孔口部下流縦断面図

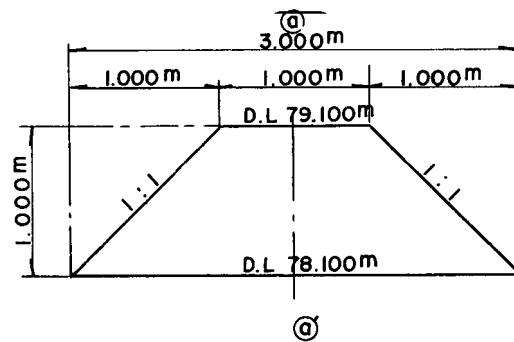


図 - 26 - (2) 減勢工断面図

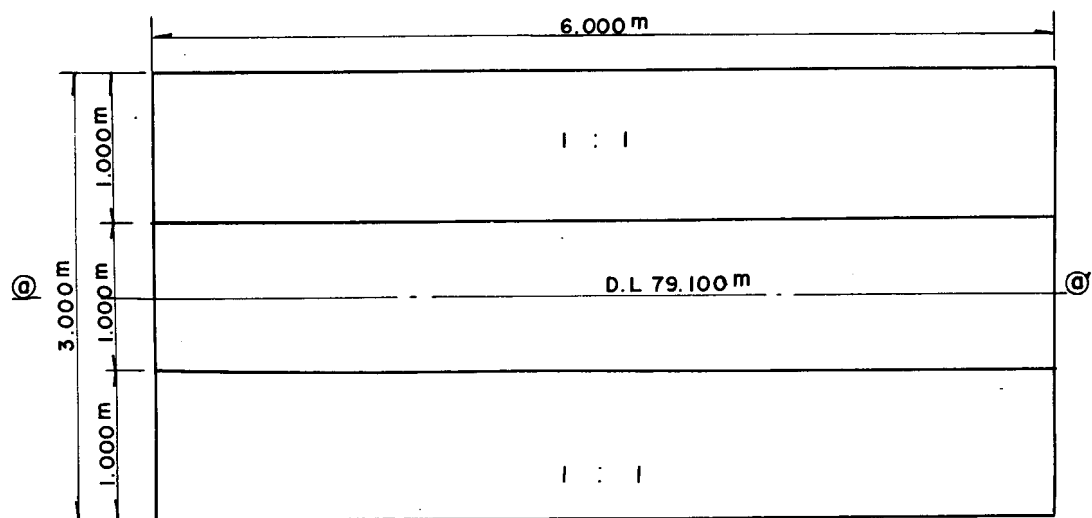


図 - 26 - (3) 減勢工平面図



減勢工
 $\Sigma Q = 2,766 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $Q_1 = 445 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = \text{DL. } 82.942 \text{ m}$
 庄手川 2,560 k
 水位 DL. 80.700 m

写真-33 2.560^{km}より孔口部下流の流況



減勢工
 $\Sigma Q = 2,080 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $Q_1 = 21 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = \text{DL. } 82.651 \text{ m}$
 庄手川 2,560 k
 水位 DL. 80.700 m

写真-34 2.600^{km}左岸より分流堰下流の流況

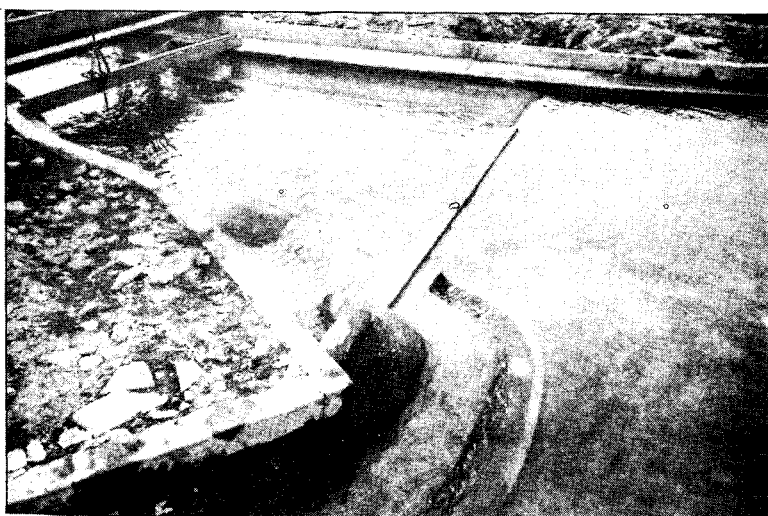


写真-35 75.025^{km}より導水路附近の流況 (同上)



減勢工
 $\Sigma Q = 1,828 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $Q_1 = 11.3 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = \text{DL. } 82.095 \text{ m}$
 庄手川 2,560 k
 水位 DL. 80.700 m

写真-36 2,600^{Km}左岸より分流堰下流の流況

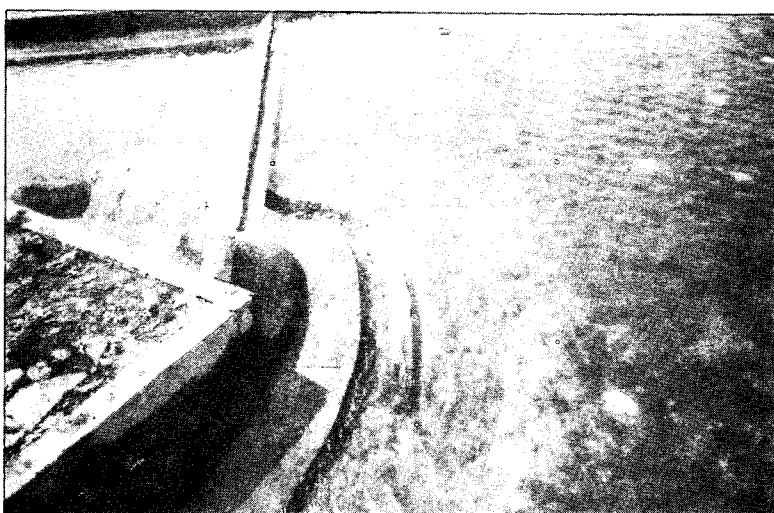
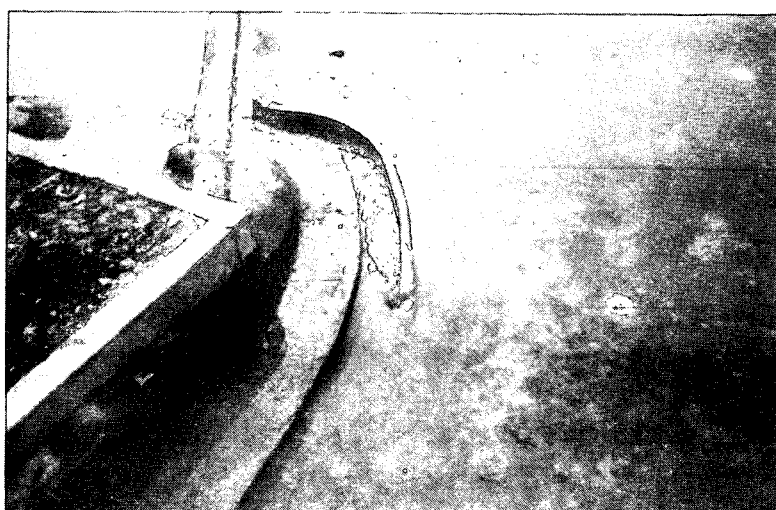


写真-37 75,025^{Km}より導水路附近の流況（同上）



減勢工
 $\Sigma Q = 15 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $Q_1 = 3.8 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = \text{DL. } 81.794 \text{ m}$

写真-38 75,025^{Km}より導水路附近の流況

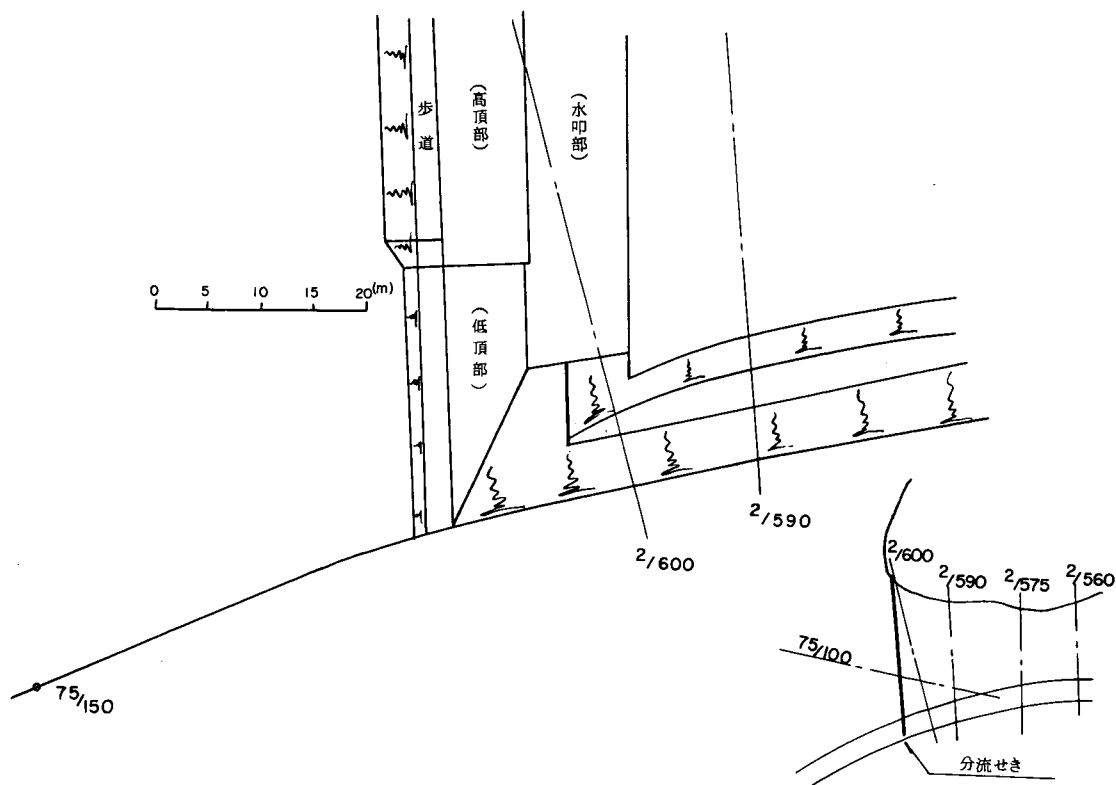


図-27 右岸堤防取付け

いの流れは大分緩和された。この場合も、法面上に減勢工ができるので、堅固な構造物とする必要があろうし、越流砂による摩耗も考慮しなければならないであろうが、一方策であると考え。

Ⅶ-(2) 水叩き附近の流速分布

図-24-(1)に示した測定点の流速分布は、図-28. のようである。

測定対象流量は、 $Q_0=5,500(350)$ 、 $2,770(45)$ 、 $2,080(21)$ 、 m^3/s で、 $Q_0=2,770 m^3/s$ は分流せきの高頂部を越流しない限界水位での流量、 $Q_0=2,080 m^3/s$ は、低頂部を越流しない限界の流量として選んだものである。()は分流量である。

測線(A)導流壁前面での流速を測定したもので、 $Q_0=5,500 m^3/s$ をみると、分流点で水衝部となっているこの測線での河床流速は比較的小さく、維持の可能性を充分示しているものとみられる。しかし、壁先端では流速が大きくなって、呑口では、 $4.0 m/s$ を示しているので、この附近の河床保護は充分行わなければならない。

$Q_0=2,080 m^3/s$ の中洪水程度でも、同様の傾向がみられるが、流速はかなり小さくなるので、やはり導流壁の先端部だけの問題となるようである。

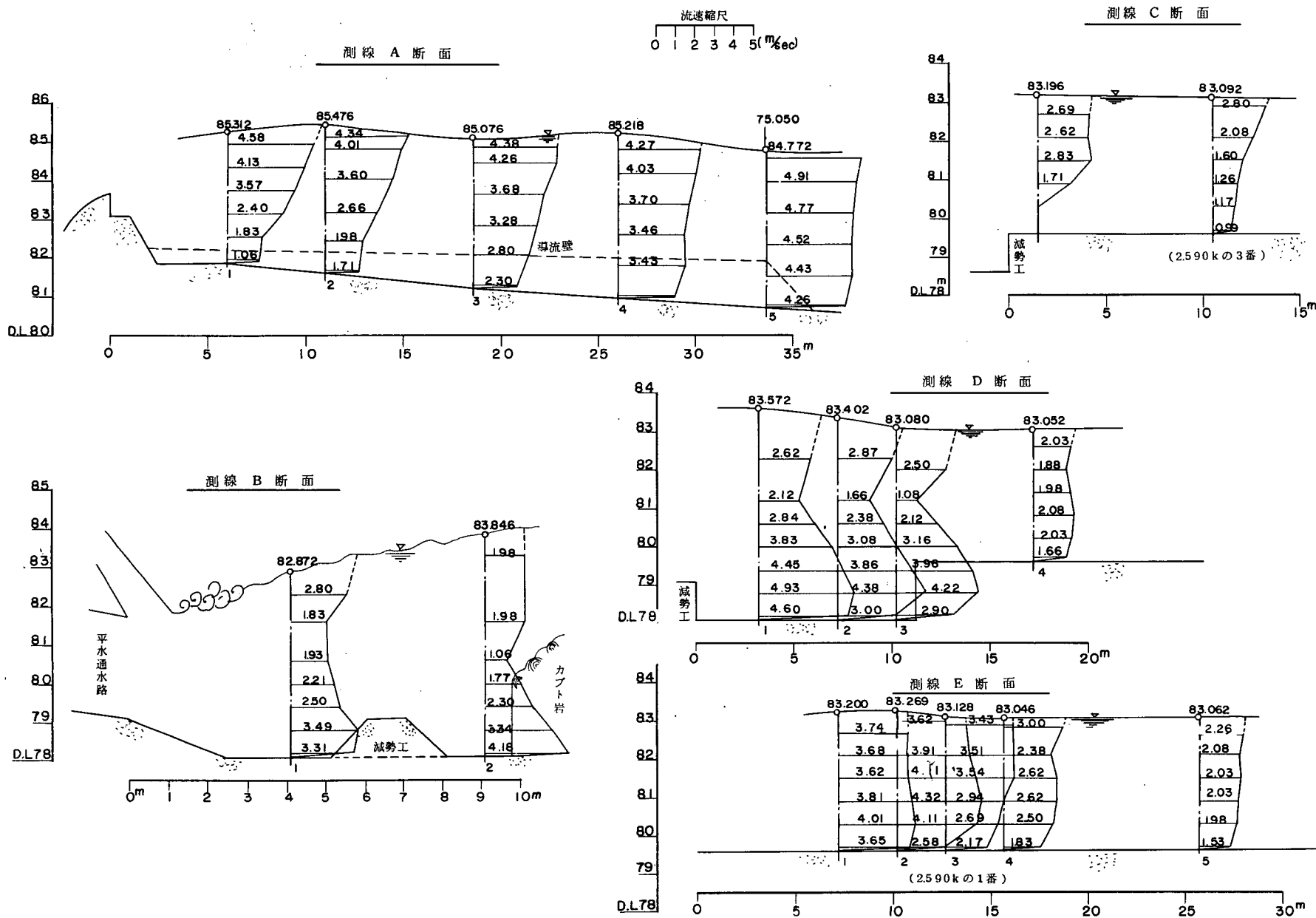


図-28-(1) 流速分布図

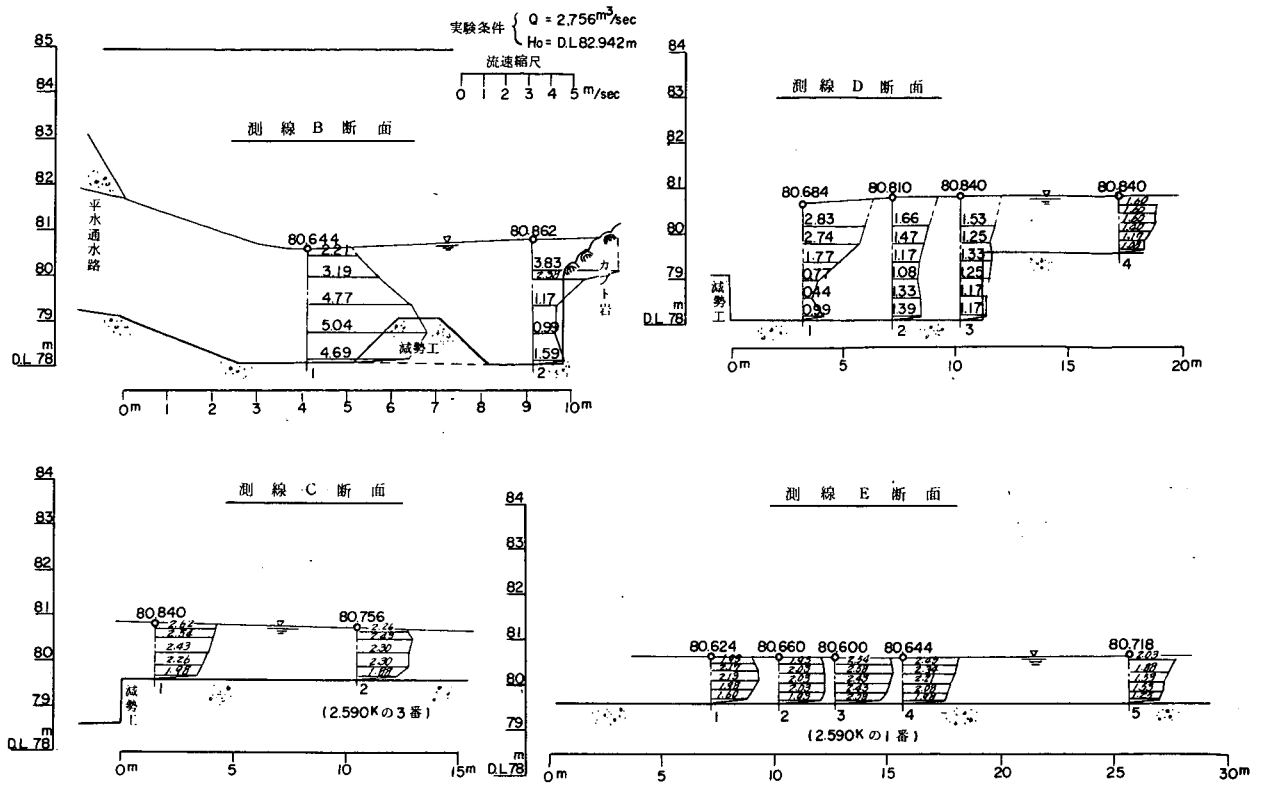


図-28-(2) 流速分布図

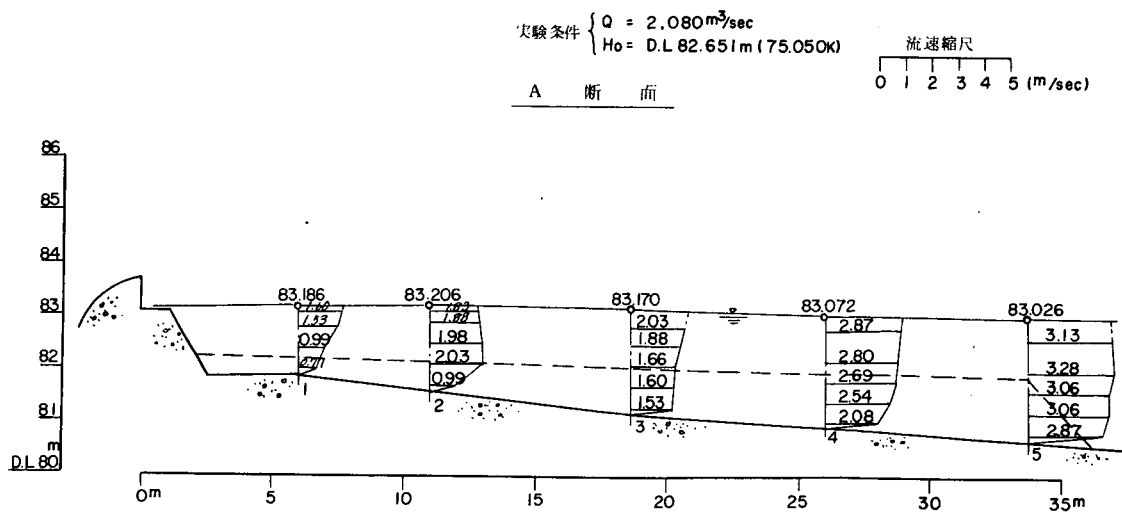


図-28-(3) 流速分布図

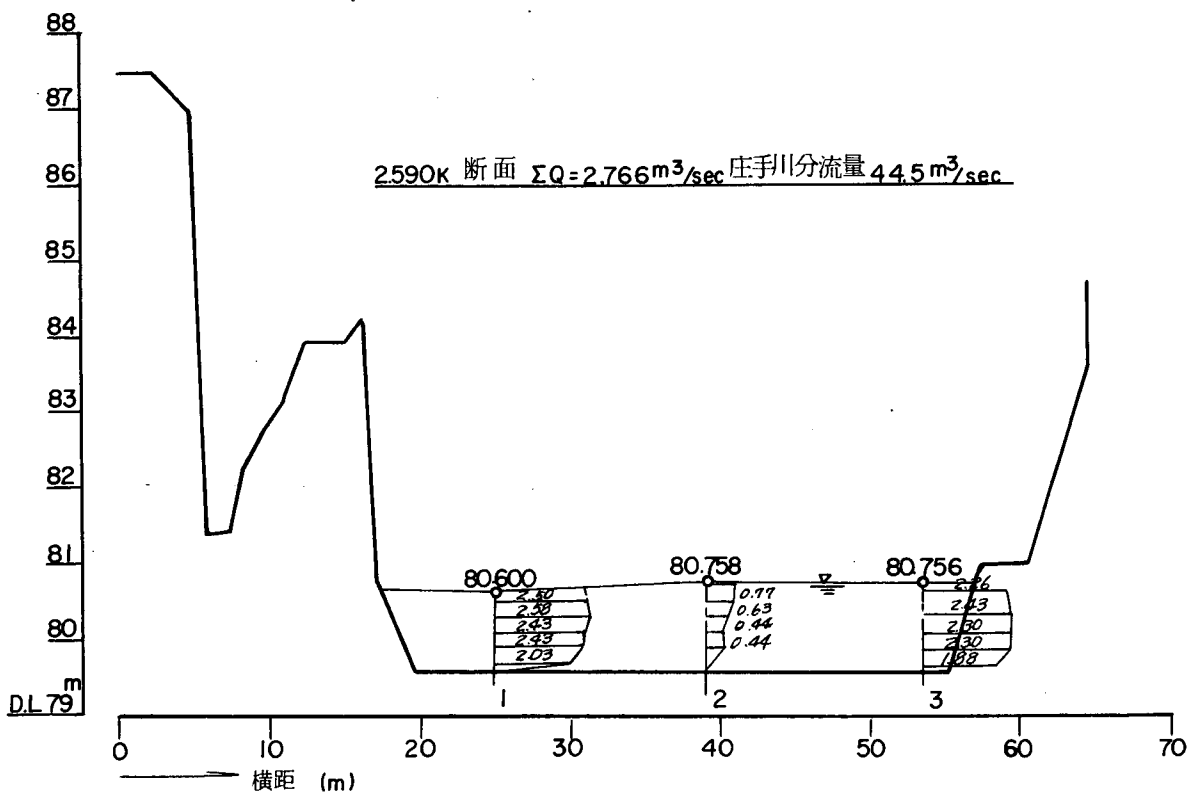
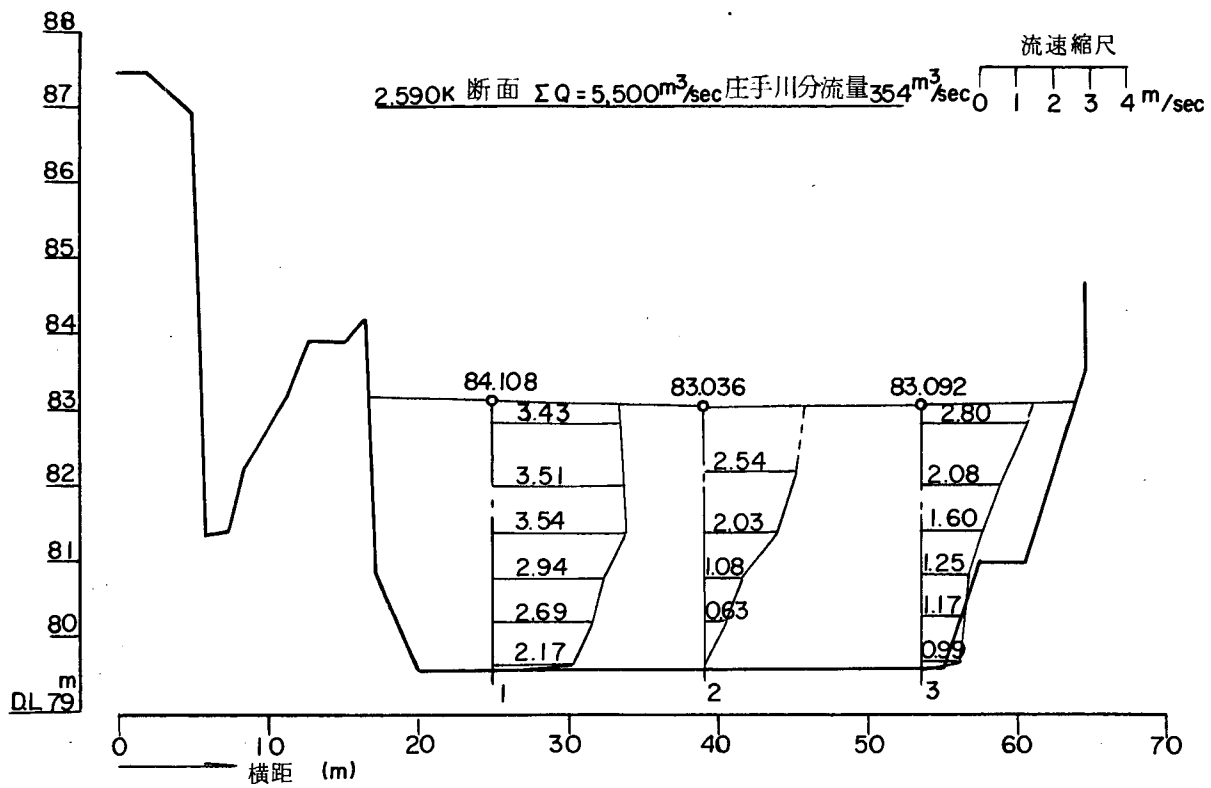


図-28-(4) 流速分布図

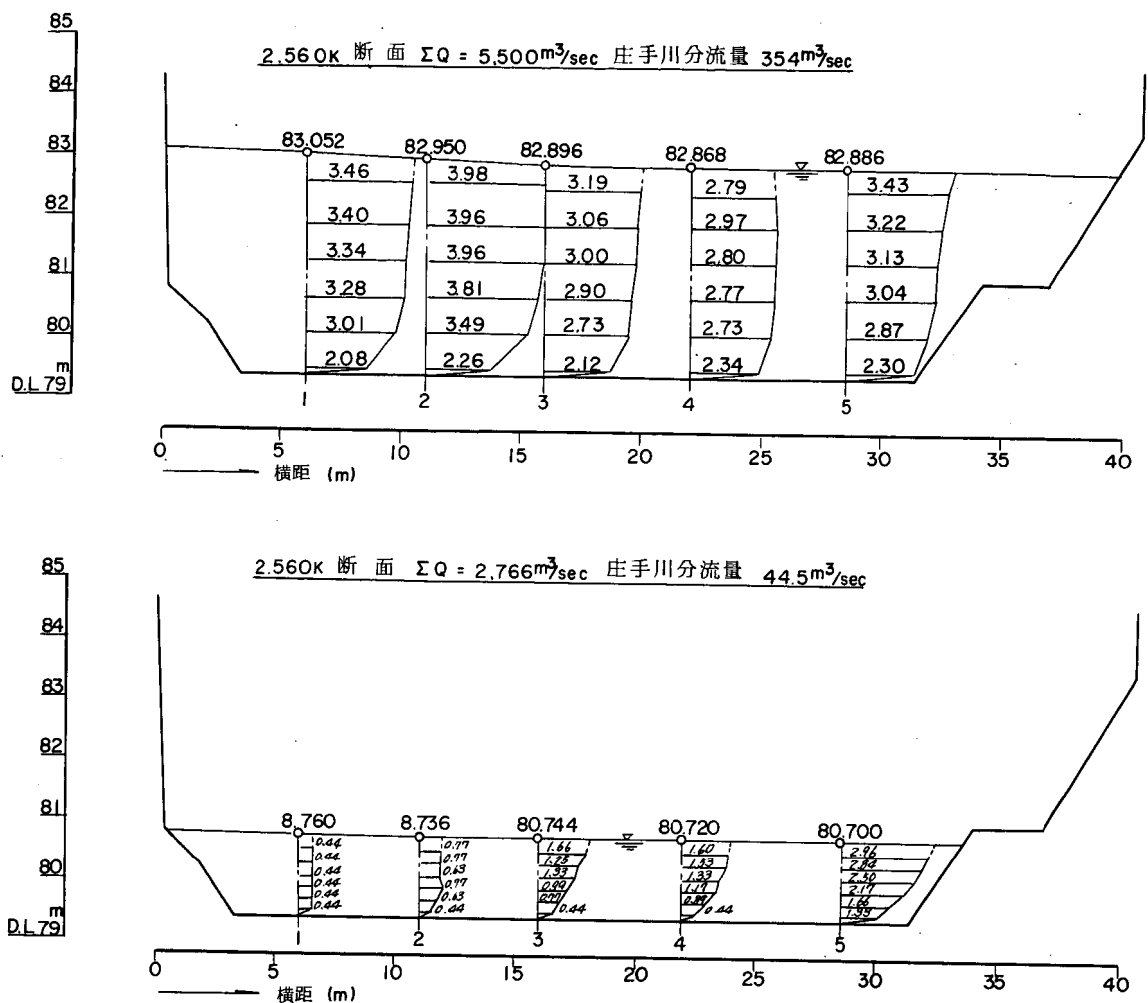


図-28-(5) 流速分布図

測線-Ⅱ. 通水孔からの流速を減勢工と岩の前面で測定したもので、 $Q_0 = 5,500 \text{ m}^3/\text{s}$ のときには、下流水位が高いことと兜岩の影響で、流れは複雑となり流速は極端に大きくはならないが、河床、表面流速が大きくなる不規則分布を示した。孔口が、せき中央に在つる場合の方が流速は大きい値となる。 $Q_0 = 2,770 \text{ m}^3/\text{s}$ のときには、全面越流しない場合の孔口からの最大流出となるので、出口からの流速は大きくなるが、台形シルによって、減勢され岩への水衝りは非常に軽減されている。さらに小流量になると、全く問題がない。

測線-Ⅲ. 右岸沿いの測線で、法面をはしる射流は、前記の試案のように防止された状態となっている。 $Q_0 = 5,500 \text{ m}^3/\text{s}$ のときは、流速は小さく危険性はみられない。 $Q_0 =$

2,770 m³/s では、減勢によって河床流速は 2.0 m/s 程度となっているので、特殊な法面保護は不要であると思われる。

測線-①、孔口下流の減勢工で、流向を変えた流れの流心となる位置で、終端シルまでとその下流点を測定している。

水叩き内での流速は、3～4 m/s を示し、不規則分布となっているが、減勢工の下流は、2 m/s 程度となって、減勢効果を認めることができる。Q₀=2,770 m³/s のときは、孔口出口の減勢工でほとんど減勢されていることがわかる。

測線-②、①測線に平行な、水叩きからはずれた河床上の位置で測定した。

兜岩を回流する流れもあって、流速を大きくするような位置であるが、終端の減勢効果が直接影響しない河床上では、上流からの流速が下流まで伝達されることが、①測線に比較して知られる。しかし、河床に大きな影響を与えるような流速ではないようである。

Ⅶ-(3) 各流量による流況について

図-29 は、流向測定結果を示した。

計画流量の場合一分流点附近の流況は、現状に比較して大きく変化することはなかったが、分流点への流れは、せき前面の河床が高くなるために、波状跳水となり、分流点には導流壁ができたことにより、水衝りが若干変わったのが観察された。

分流点の水位上昇は、T.P. 86.00 m を越え、せきの左右岸の水位差は、1.5 m 程度となる。

分流点からせきを越流する流れは、兜岩のために減勢されて、2/560 km 附近で全断面一様流になっている。本川へ落ち込む流れは、歩道上を射流となって流下し、75/000 km 附近まで影響するので根固めの再検討を要するところとなろう。

75/200 km から発生する剝離領域は小さくなったが、依然として存在する。これは法線形を変更しない限り解消されない。

Q₀=2,770 m³/s の場合-左岸側高頂部からの越流がない状態で、庄手川へは 44.5 m³/s を流入している。

分流境界は、庄手側へ少し寄るが、剝離域の規模は変らない。

庄手川へは、左右岸から流入するため、せき直下の中央部分では平面渦を生じ、岩ではねられた左岸の流れは、河心に向うために岩の下流側に死水域を生ずる。局所的に高流速のみられる個所は減勢工で処理されているので、下流への影響はない。

分流点では、あまり水衝りは強くないが、導流壁によって小さい跳水をおこし、水路へ落ち込むような流れとなる。

孔口呑口では、大きな渦流を生じ、空気連行によって渦の大きさは変化する。現地の場合

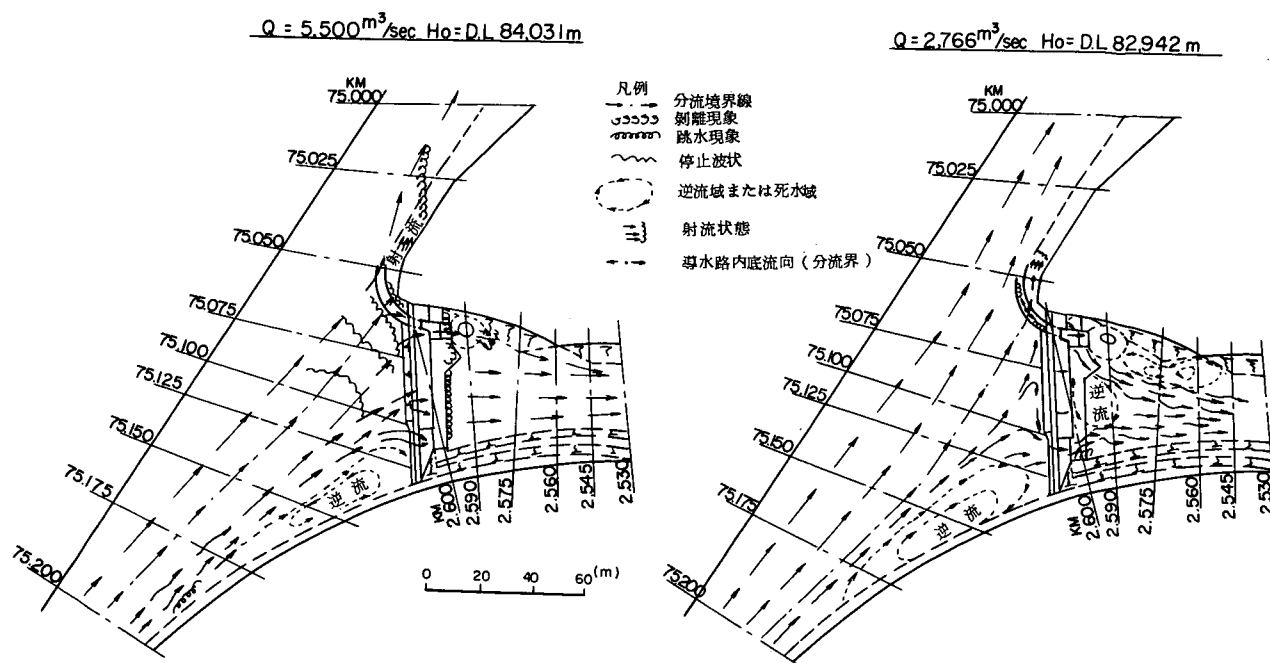


図 - 29 - (1) 庄手川分流堰附近の流況図

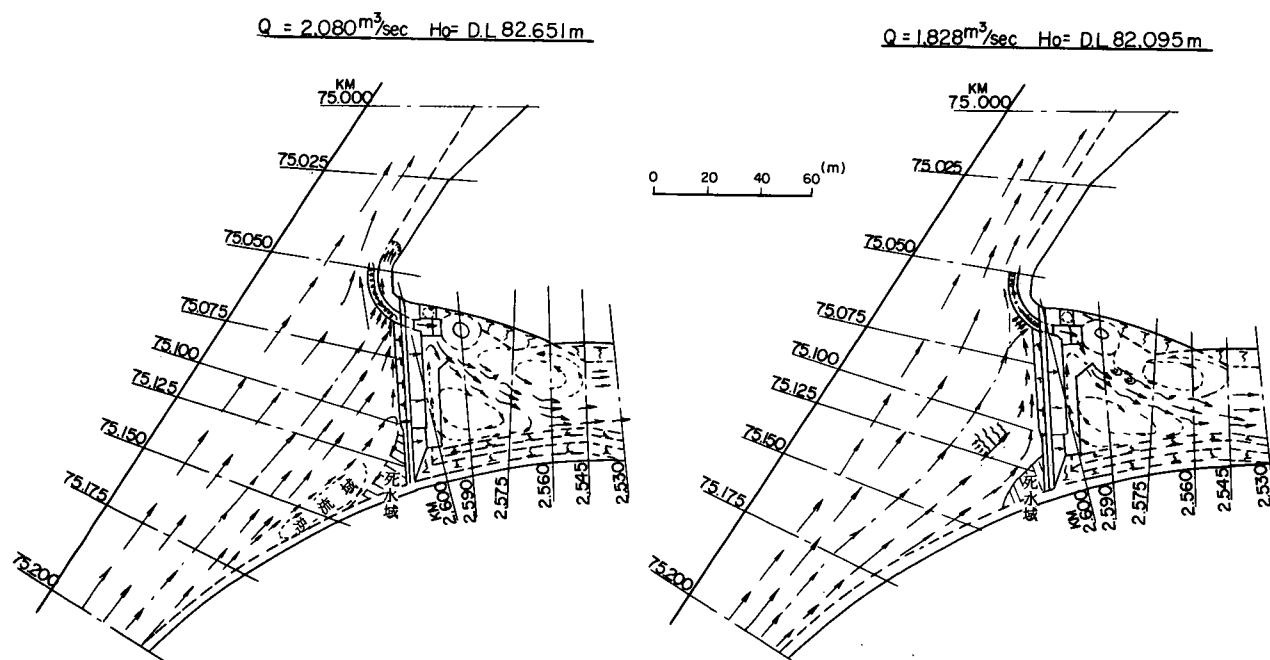


図 - 29 - (2) 庄手川分流堰付近の流況図

合には、非常に大きな音を発生するものと思われるし、振動を起すことも考えられる。実験での呑口は、上端角面をとっていないが、施工の際は、鐘口状とすれば、ある程度軽減されると思われる。

分流点から本川側への落ち込む流れは、分流点での水位上昇はほとんどないが、射流を生ずる。

$Q_0 = 2,080 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合—せき頂からは全く越流しない状態である。

分流境界は、 $2,770 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合とほぼ同じであるが、流速が小さくなったため剥離域も小さくなっている。せき中央部に衝る流れは、一部が右岸側へ曲流し、剥離域の中へ逆流していく。

分流点では、導流壁によって、さらに落ち込む流れとなり、 $21 \text{ m}^3/\text{s}$ が孔口から流入していく。

孔口からの流れは、減勢工で流向を変えられて、 $2/500 \text{ km}$ 附近まで偏流となる。分流点から本川側へは、この場合も小規模の射流をおこさせる。

$Q_0 = 1,830 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合—せき前面に設けた低い歩道面と同じ水位とした場合で、上流の剥離がなくなって、ゆっくりした流れではあるが、法線に沿って流下するようになった。

導流壁からは、水位が下がったことによって、段落状で水路に流入し、孔口から $11 \text{ m}^3/\text{s}$

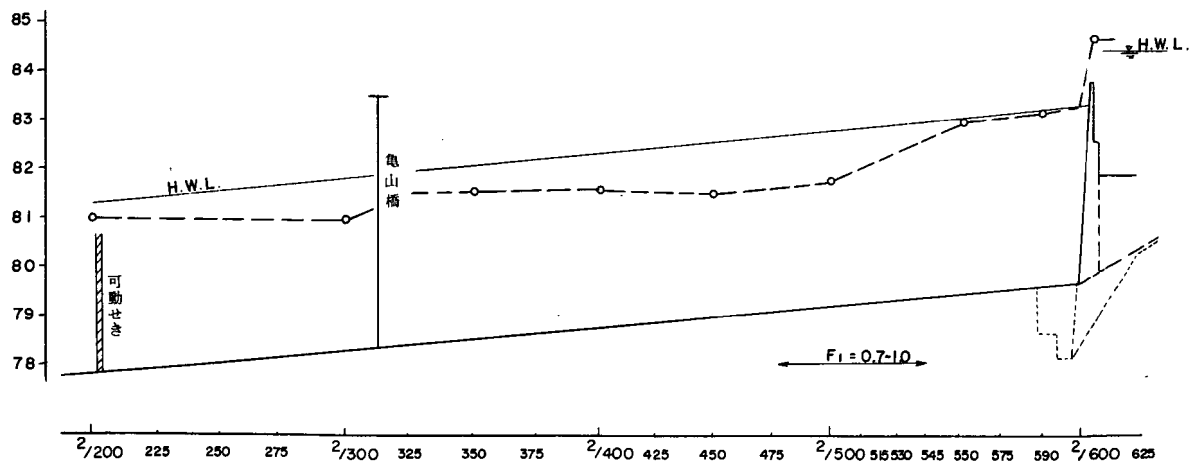


図-30 庄手川水位縦断図(計画)

を分流する。

この流量になると、歩道上を流れなくなるので、分流点から本川への流れも射流は発生せず、常流で流下する。導流壁のために、水制のように水はねを起すような流況はみられなかった。

図-30に、庄手川の水位縦断を示した。

Ⅶ-(4) 流砂実験

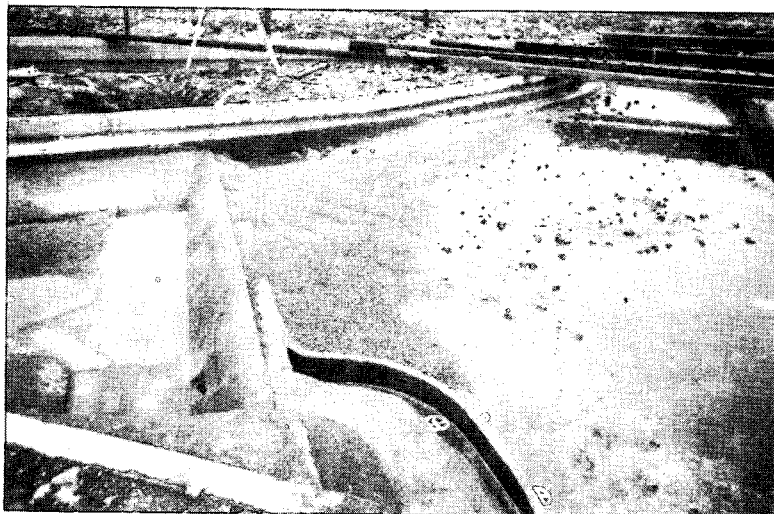


写真-39 分流点より上流部の堆砂状態通水後60分(模型)

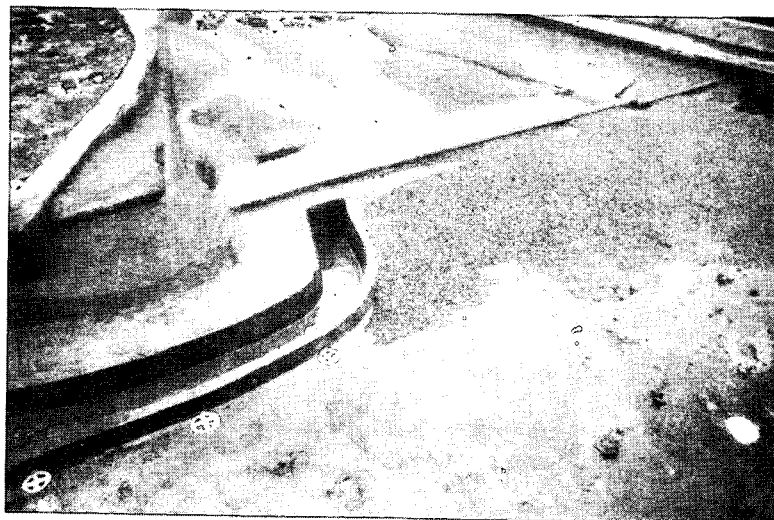


写真-40 せき上流の堆砂状況通水60分後

通水後5,10分における堆積状態



通水後20分における堆積状態

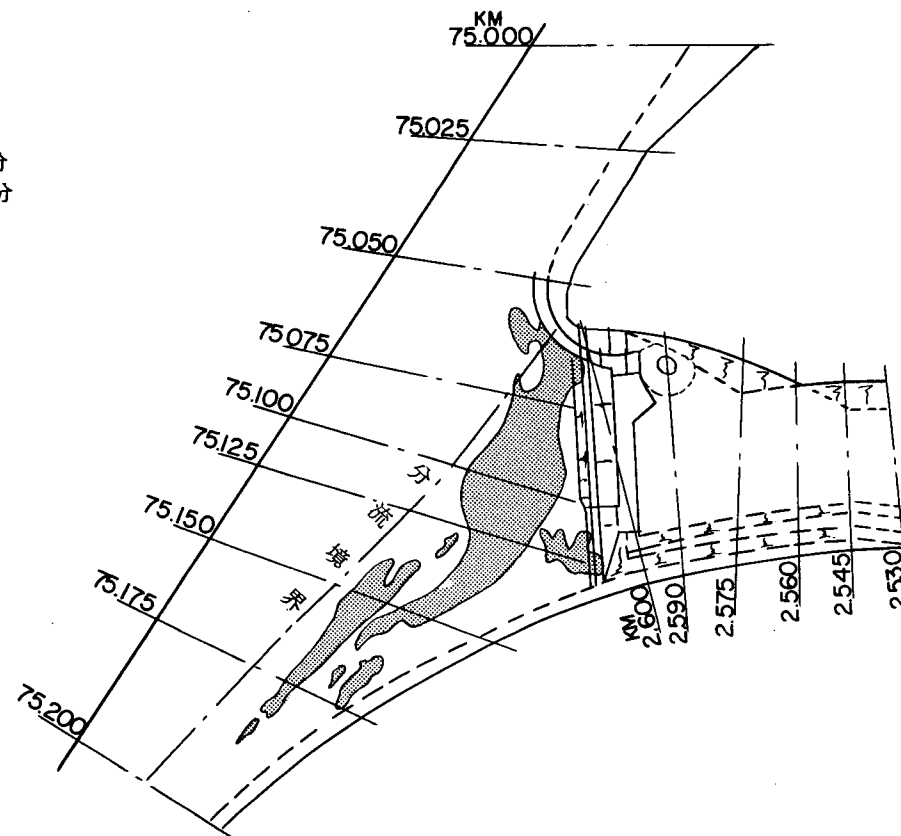
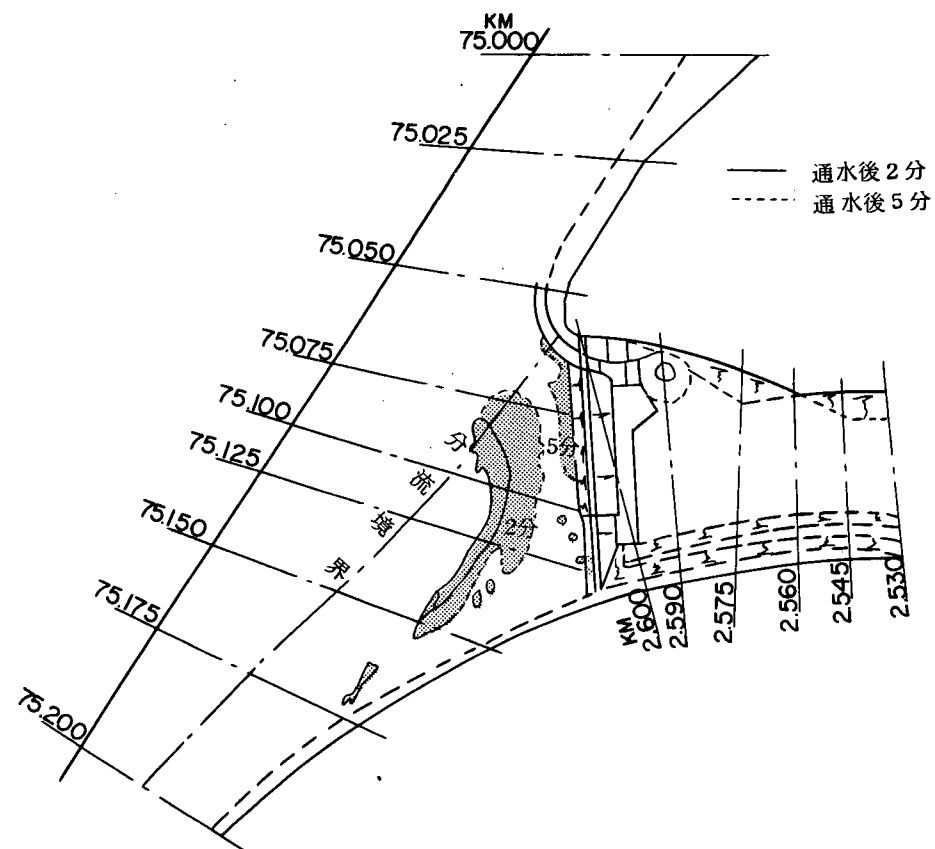


図-31-(1) 庄手川分流点附近の流砂進行状況観察図

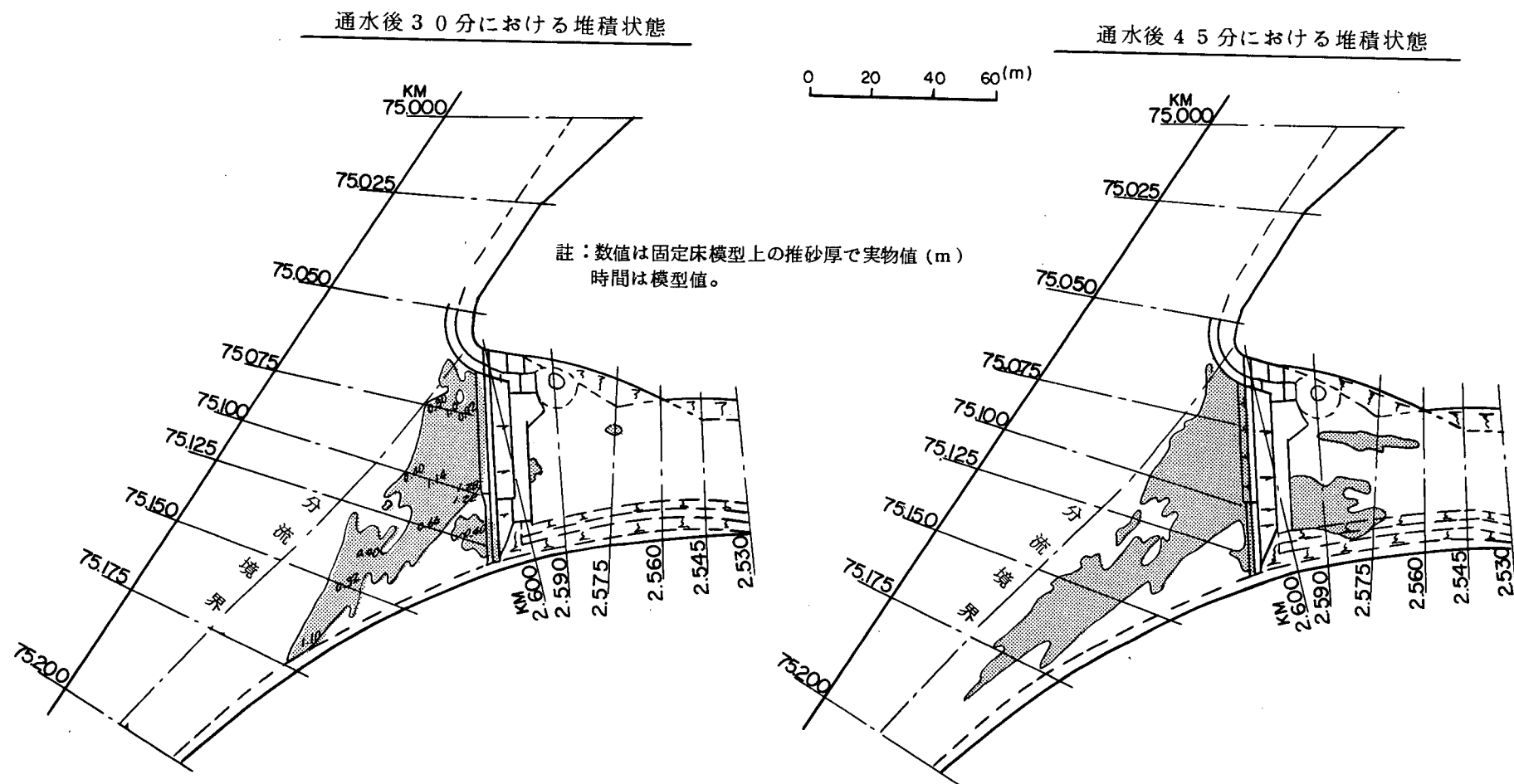


図-31-(2) 庄手川分流点附近の流砂進行状況観察図

堆積量分布及び流砂状況

通水後60分における堆積状態

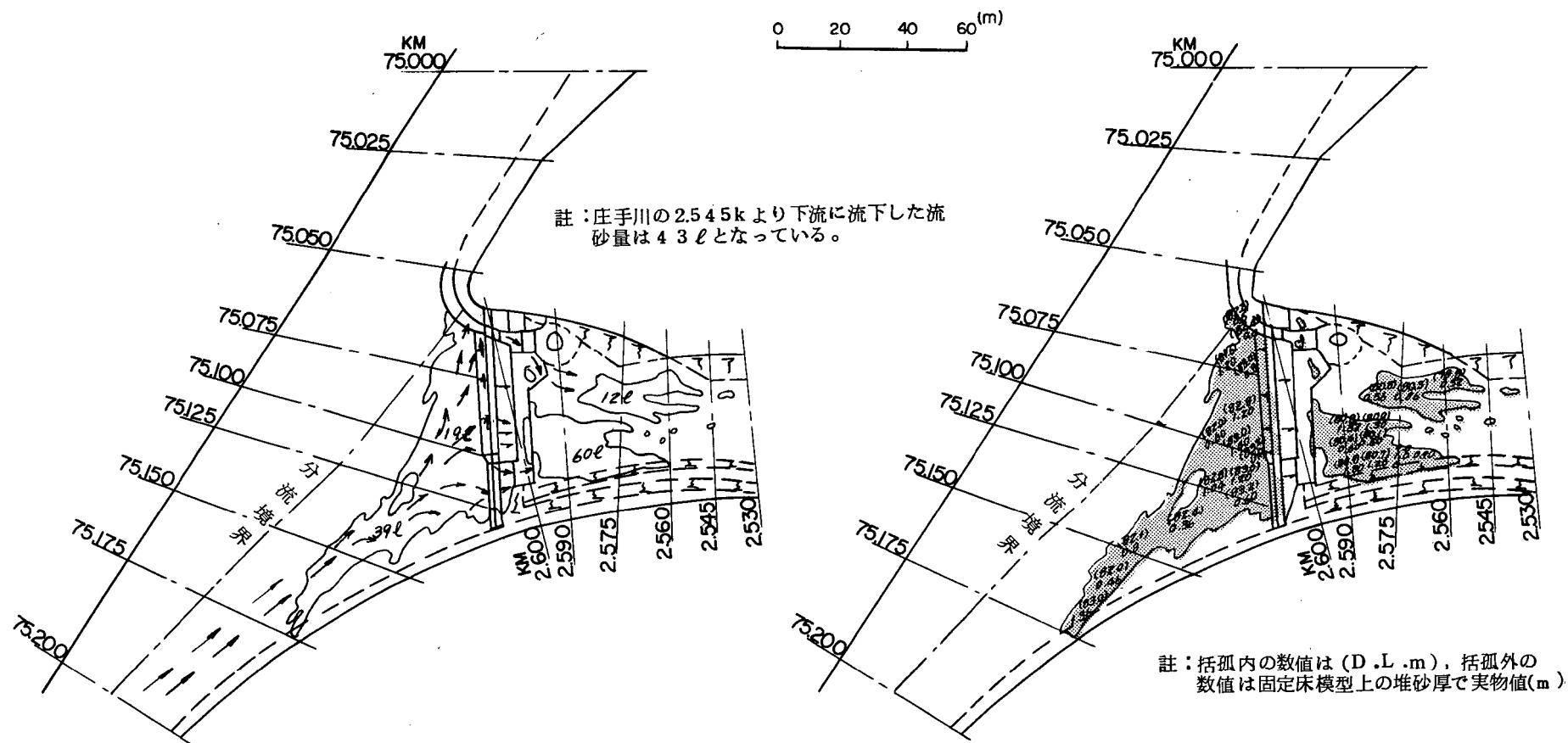


図-31-(3) 庄手川分流点附近の流砂観察及び堆積状態

図-31, は流砂の堆積経過を示したものである。

実験方法は、すでに行っている実験と同様で、流量は $Q_0=5,500\text{ m}^3/\text{s}$ によって、1時間の通水をした。

流砂の運搬される形態は、先に行った流砂実験とほとんど変わらず、通水初期には右岸側に生ずる剥離域との境界線沿いに帯状の堆積が発生し、分流境界側の流砂は分流点に向って流送され、波状跳水の位置から堆積が始まる。これが通水時間の進行と共に、堆積の巾、長さ、を拡大して行く。20分後には、せき上流側は全面的に堆積状となり、分流点では巻上げによるせきを越流する流砂と導水路から流入していく流砂が多くなってくる。また右岸の低頂部からも越流砂が流入し始める。その後は、堆積高を増加させ、30分後では1.0 m前後の堆積厚となっている。

庄手川への流入流砂が、この程度ではせき下流にはほとんど堆積を起さない。

さらに通水を続行すると、堆積高はそれ程増えないが、低頂部からと導水路からの流入砂が一層多くなって、庄手川の流送能力より大きくなるために、せきの下流には、孔口側からのものと、越流側からのものと分離して、急速に堆積が生ずる。

高頂部からの巻上げは、あまり多くならない。

実験終了時には図示のように、せき上流側では1.2 m程度の堆積厚となり、その高さはT.P. 82.00~T.P. 83.00 m となっている。

低頂部の高さはT.P. 83.10 m であるから、せき頂より堆積は高くないことを示している。せき下流の水叩き内にはほとんど堆積はしないが、その下流側に最大厚1.3 m位の砂堆状の堆積が生じ、その高さはT.P. 80.80 m 位で、平水湛水位と同じ高さとなっている。

この実験では、相似律が無視されたような形で行われているので、堆積高は一応の目安とならざるをえないが、分流せきが満砂状態に達すると、急激に庄手川への砂礫流送量が増大し、せき近傍での河床上昇をもたらせ、庄手川下流の流況へも影響を及ぼす因となりかねない。

[7] 結 語

以上の実験結果を要約すると次のようになる。

- (1) 模型は、縮尺1/40, 1/20の二種で実験を行った。縮尺1/20模型は、本川に仕切りを設け、右岸側の一部を使用する変則的なものとした。
- (2) 粗度係数は、計画粗度 $n_F=0.038$ を用いた。

- (3) 現状の流量配分は、庄手川 $Q_1=440\text{ m}^3/\text{s}$ 、隈川 $Q_2=3,730\text{ m}^3/\text{s}$ 、三隈川 $Q_3=1,330\text{ m}^3/\text{s}$ となった。
- (4) 庄手川を計画分流に規制すると、隈川 $Q_2=3,795\text{ m}^3/\text{s}$ 、三隈川 $Q_3=1,355\text{ m}^3/\text{s}$ となり、現在の計画配分のようにはない。
- (5) 水位は、三隈、島内せきの近傍、および $75/400\text{ Km}$ より上流で H.W.L. を越える。
- (6) 庄手川の現状流下能力は、余裕高を含めて $350\sim400\text{ m}^3/\text{s}$ である。
- (7) 分流点附近の流速は $5.0\text{ m}^3/\text{s}$ 以上となる。
- (8) 三隈、島内両せきの損失機構については、さらに詳細な実験によらなければ明らかにならない。
- (9) 分流せきの位置は、左岸 $2/600\text{ Km}$ 、右岸 $2/600\text{ Km}+15\text{ m}$ とする。
- (10) 分流せきの頂部は、T.P. 83.70 m 、T.P. 83.10 m の二段方式とする。
- (11) 分流せきの型は、標準型の越流頂とし、水叩きへは、単円弧ですりつけた。
- (12) 越流部分の水叩き長は、せき頂より 13 m の地点とし、終端シルを設ける。水叩きの敷高は、T.P. 78.60 m で、シル高は 1.0 m となる。
- (13) 孔口からの流れに対しては、高さ 1.0 m の台形シルを設けて減勢させると同時に、兜岩への直接水衝となるのを防止する。
- (14) 平水通水孔口、導水路は、河床変動からみて左岸分流点に近い方が有利である。
- (15) 左岸に設けた導水路は、現河床から 1.5 m 位掘下げ、導流壁を回すようにする。導流壁の先端附近では局所洗掘の恐れがあり、十分な保護工を必要とする。
- (16) 導水路の呑口敷高は、T.P. 80.70 m で、巾 3.0 m の短形水路とする。この場合の分流量は、平水で $3.8\text{ m}^3/\text{s}$ 、計画高水流量で $354\text{ m}^3/\text{s}$ となる。
- (17) $Q_0=2,770\text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、孔口で渦流を生じ、空気連行のために大きな音を発生し、振動したりするので、孔口の上端は鐘口形にした方がよい。
- (18) 終端シルと河床との接合部は、 $5\sim10\text{ m}$ 程度の河床保護工を施す必要がある。
- (19) 右岸側のせき頂から堤防法面をはしる流れに対しては、せきと堤防との取付けや根固工の配置など充分配慮することが望まれる。
- (20) 流砂実験によれば、導水路内の砂礫堆積はなく、呑口の局所法掘が防止されれば、安定して維持できる。
- (21) 分流せき前面の砂礫堆積は、低頂部 (T.P. 83.10 m) より高くはない。満砂状態になると、庄手川への流入砂量が急激に増大し、せき下流に堆積を生じさせる。
- (22) 兜岩の取捨については、調査結果によらなければならないが、切取るとすれば、減勢方式を変えなければならない。

(23) 庄手川計画断面での水位は、H.W.L.を越さない。

(24) 亀山橋々脚は、計画法線形とその方向が一致していないので、現状のままとすれば、抵抗が大きくなり、橋の余裕高はとれなくなる。