

土木研究所資料

第1237号

荒川調節池水理模型実験報告

昭和52年3月

建設省土木研究所

篠崎試験所

目 次

1. 荒川中部調節池計画について	1
1.1 荒川上流改修工事の経緯	1
1.2 河道調節池化計画	2
2. 実験目的と主な実験内容	6
3. 模型製作と実験の相似性	10
3.1 模型製作	10
3.2 相似律	10
3.3 歪模型について	11
4. 条件設定と測定方法	14
4.1 流量測定	14
4.2 下流端水位設定	14
4.3 流況観察	14
4.4 水位測定	14
4.5 流速測定	15
4.6 池内の水位設定	15
5. 検証実験	16
5.1 模型河道の粗度	16
5.2 現状河道の粗度検証	16
5.3 現状河道で横堤が無い場合の粗度検証	17
5.4 計画河道における粗度検証	17
5.5 越流係数の検証	17
6. 本実験結果	21
6.1 現状河道における洪水の流況	21
6.1.1 流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の流況	21
6.1.2 流量 $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の流況	21
6.1.3 流量 $7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の流況	21
6.2 現状河道で横堤が無い場合の流況	22
6.2.1 流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の流況	22
6.2.2 流量 $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の流況	22
6.2.3 流量 $7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の流況	23
6.3 計画河道における洪水の流況	23
6.3.1 流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の河道の流況	23
6.3.2 流量 $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の河道の流況	23
6.3.3 流量 $7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の河道の流況	23

6.3.4	流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の池内の流況	24
6.3.5	流量 $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の池内の流況	24
6.3.6	流量 $7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の池内の流況 (池内水位 A.P. 7.2 m)	24
6.3.7	流量 $7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の池内の流況 (池内水位 A.P. 8.5 m)	25
6.3.8	流量 $7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の池内の流況 (池内水位 A.P. 9.76 m)	25
7.	結 論	27

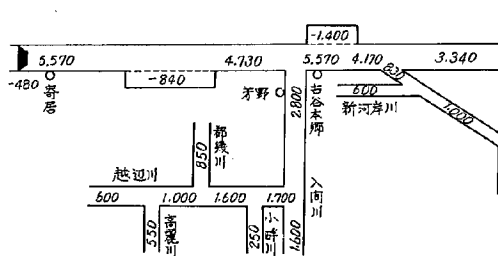
1. 荒川中流部調節池計画について

1.1 荒川上流改修工事の経緯

もともと荒川は入間川と元荒川との間を乱流した河川であつたらしいが、寛永年間に当時元荒川筋にあった流路を入間川へ付替える工事が行われ、ほぼ現在の流路をとるようになったと言われる。しかし、付替えに伴う改修工事はなされず、流れは広い低湿地の中をはげしく蛇行しており、はるか後退した位置に堤防を設けて洪水に対処したため、河幅は一般に広く、最も広い処では3,000mを越えている。広大な河道の大部分は堤外遊水地としての役割を有しており、現在の荒川にあっては堤外地のもつ遊水効果はますます重大なものとなっている。

明治40年、43年と大洪水に見舞われた荒川は、その後44年に直轄改修工事が施行された。その改修計画は荒川を上下流に二分し、川口市地先の東北本線鉄道橋下流だけについて計画流量を4,170 m^3/s とし、そのうち3,340 m^3/s を岩淵以下東京湾までの22kmにおよぶ荒川放水路の開削によって処理するというものであった。上流部の改修工事が施工されたのは、その後の大正7年であり、大正3年8月の洪水を期に計画された第二期工事によるものである。上流部改修工事のポイントは下流部の流下能力である4,170 m^3/s 以上の流量を川口地先に流下させないようにすることで、そのために沿岸に存する堤外遊水地による遊水能力の合理化を図った。すなわち新河道の設置によって洪水疎通力を増大させるため、広大な堤外遊水地1,0700ヘクタールのうち2,200ヘクタールを新河道用地とし、田畑や人家が開けたり地盤の高い土地3,160ヘクタールについては、貯水能力を有効確実にするため26箇所の横堤が設けられた。この横堤はそのほかにも洪水時における堤外耕地の荒廃防止、流向の規制による堤防の保護などの役割も果している。この改修工事は太平洋戦争をはさんで昭和29年に完了した、その後、昭和40年に一級河川の指定に従い荒川水系工事実施基本計画が定められたが、計画流量は図1.1.1に示す通りで、以前の値とはほとんど変わっていない。

荒川はここで述べるまでもなく、首都圏の中核部を貫流する河川であり、近年における流域の人口、資産の増大は著しいものがある。ところがその治水計画は明治44年に策定された改修計画とほとんど変わることがなく、昭和22年9月の洪水をはじめとし、計画を上回る洪水に再



なっている。表 1.1.1 は各調節池の諸元である。

1.2 河道調節池化計画

前項で述べたように、荒川上流河道においては歴史的に見ても、河道における洪水の調節効果が非常に重要な意味を持っている。現在の流量改訂計画においても、上流のダム群と同様に大きな役割を負っている。

しかも、その役割は以前より質的にも厳密なものとな

っていると云えよう。このことは、河道調節地から囲繞堤を有する河道調節池へと変ったことと現れている。

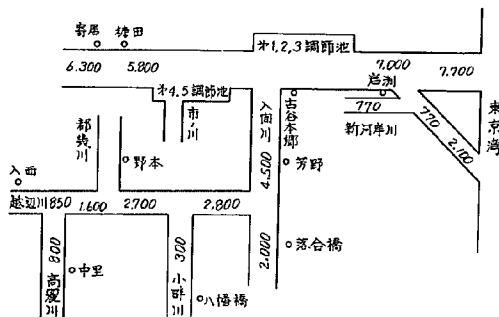


図-1.1.2 流量配分図

表-1.1.1 調節池の諸元

各諸元	第1調節池	第2調節池	第3調節池	第4調節池	第5調節池
堤高	9,914 m	12,420 m	13,107 m	13,951 m	19,230 m
堤巾	260 m	300 m	130 m	130 m	200 m
初期湛水量	$3,126 \times 10^3 m^3$	$2,651 \times 10^3 m^3$	$1,150 \times 10^3 m^3$	$1,717 \times 10^3 m^3$	$2,948 \times 10^3 m^3$
池内容量	$39,050 \times 10^3 m^3$	$37,095 \times 10^3 m^3$	$15,495 \times 10^3 m^3$	$22,815 \times 10^3 m^3$	$28,529 \times 10^3 m^3$
池内面積	5.79 Km ²	4.91 Km ²	2.13 Km ²	3.18 Km ²	5.46 Km ²
池内集積	$3,000 \times 10^3 m^3$	$6,800 \times 10^3 m^3$	$4,700 \times 10^3 m^3$	$4,600 \times 10^3 m^3$	$4,800 \times 10^3 m^3$
H. W. L.	11,925 m	14,763 m	15,875 m	16,853 m	22,171 m

河道調節池は笹目橋(29k)から糠田(64k)までのおよそ35km区間に連続的に作られる5つの調節池(各諸元は表 1.1.1)より成るものである。各調節池の配置は図 1.2.1 に示すとおりである。調節池化計画においては「どのような洪水をどのような形態の洪水に調節すればよいか」ということを基本的な観点とした計画手順がとられ、調節池群による調節効果は下流部河道の流下能力を考慮して、10ダム群で調節した後の洪水を笹目橋における $1/200$ 年確率流量で $6,000 m^3/s$ し、さらに下流部内水排除量を加えて岩瀬における流量を $7,000 m^3/s$ 以下にすることを目標としたものである。

調節池化計画では洪水のピーク流量とある一定流量以上の総流量とが重要な要素となる。従って計画のハイドログラフをどのようなものとするかが大きな問題となる。この計画では調節前洪水の母集団において、それぞれの確率流量に対応する洪水のうち、ピーク流量とある一定流量以上の総流量との組み合わせでもっとも生起頻度の高い領域のものをモデルハイドログラフとして採用した。具体的なハイドログラフについては、過去の実績洪水の平均的なパターンである昭和22年9月型を参考に波形を決めた。

調節計算は上述のように決めたモデルハイドログラフを用いて、まず第5調節池の調節対象波形を設定し、古谷本郷総合ハイドログラフに対するピークカットが最も効果的になるように、単独に第5調節池の模態設計が行われた。第1～第4調節池については、第5調節池調節後の古谷本郷における総合ハイドログラフを対象に調節背水計算を行った。この場合、第4調節池の上流端における条件のハイドログラフとしては、総合ハイドログラフを22年洪水の本川と入間川とのピーク流量比で比例配分した本川側の波形を用いた。図-1.2.2 および図-1.2.3 は計算のフローチャートである。また、図-1.2.4 は

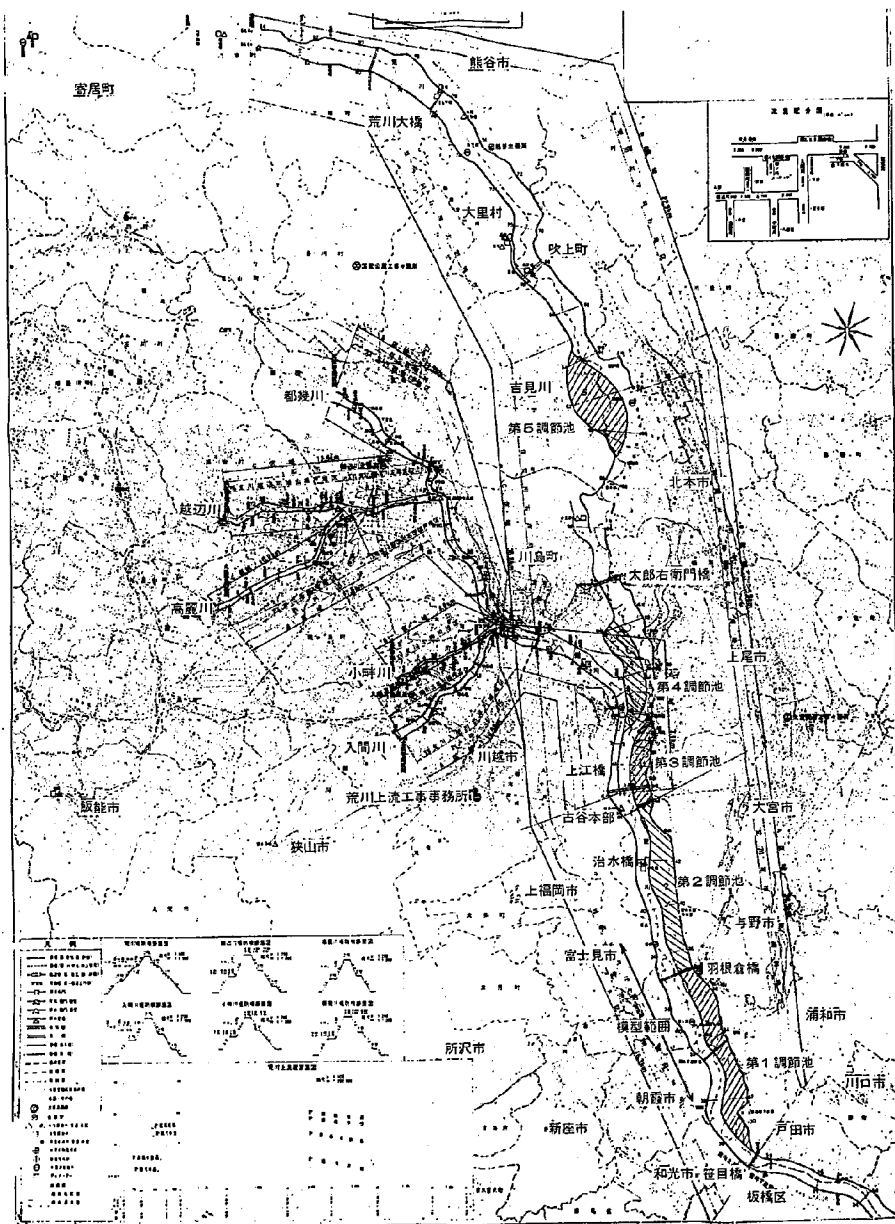
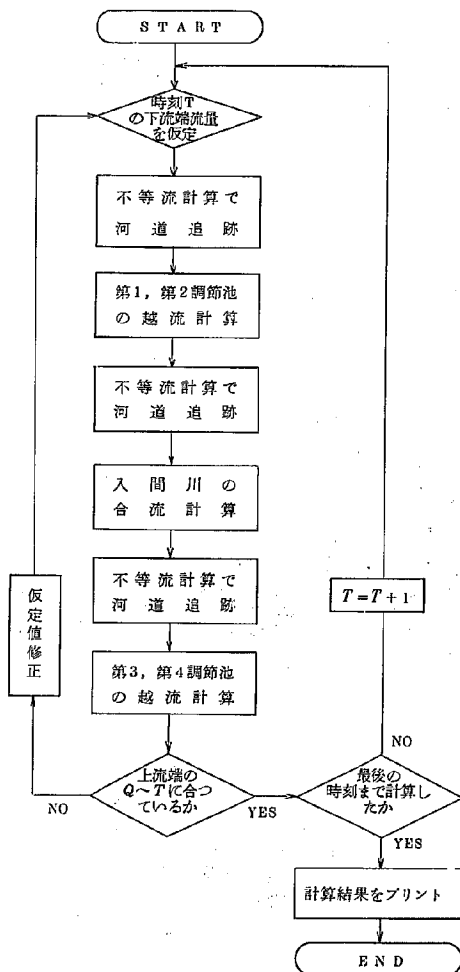
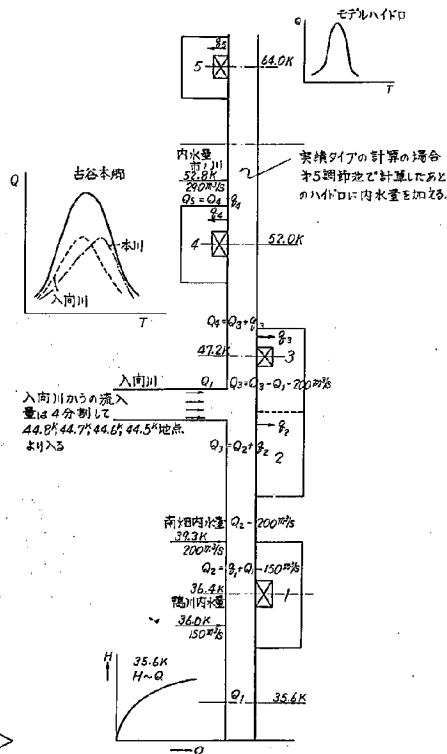


図-1.2.1 荒川上流管内図

計算結果をハイドログラフとして表わしたものである。



図一1.2.2 調節背水計算フローチャート



図一1.2.3 調節背水計算解説図

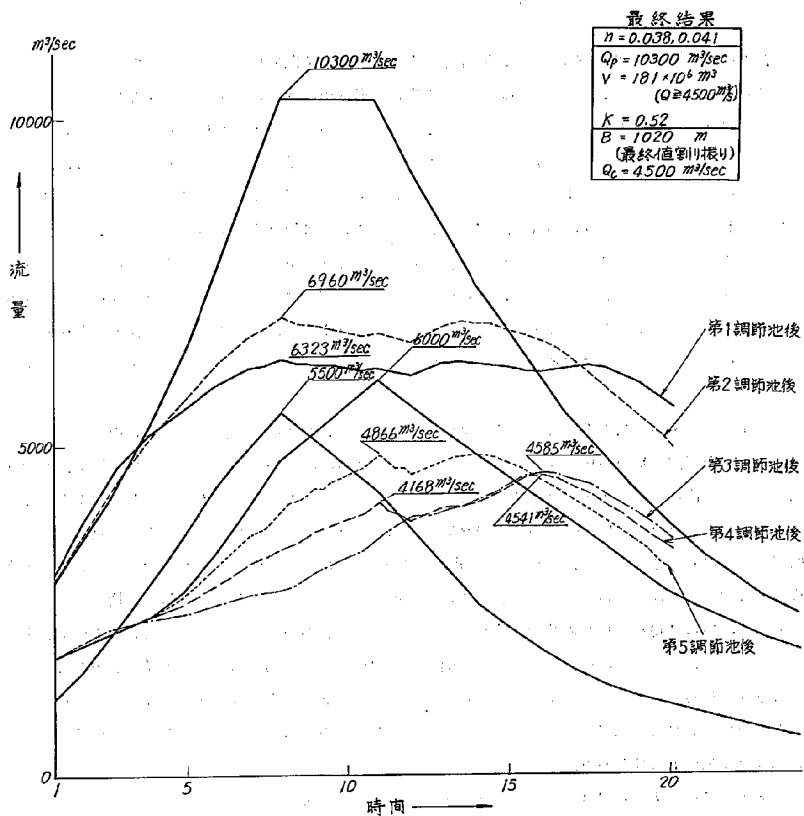


図-1.2.4 モデルハイドロ図

2. 実験目的と主な実験内容

調節群による調節効果の検討は、数値計算（不等流計算を時間的にステップ化したもの）で行われているが、この改修計画にとって調節池群による洪水調節機能はきわめて重大な要素を持つので、機能設計の妥当性は実際に模型実験によって確かめる必要があるだろう。一方、数値計算では求めることの出来ない洪水の流況について模型実験によって調べるということも重要である。前者については、5調節池全体の模型を作りそれに上流からのハイドログラフと下流に生ずる結果として（調節後）のハイドログラフに対応する下端流水位境界条件を与えて、調節池群による調節効果を調べれば良い。この場合、下流水位境界条件に関しては大きな問題がある。後者については、ある流量に対する河道あるいは池内の流況や流速分布を測定すれば良いので、前者のような不定流実験によらずともかまわない。また前者は全体模型が必要であるということから小縮尺の模型になりやすく、逆に後者は大縮尺の部分模型が望ましいという訳で、この対象河道のように大規模な範囲の実験では両者を分けて模型製作する必要があることもある。

したがって、模型実験の手順としては、全体模型による各調節池の機能設計が決った後で、大縮尺模型による流況測定や細部の構造設計へと進むのが妥当であるが、今回は工事計画の進捗状況にあわせて5調節池の最下流に位置する第一調節池だけをとりあげて、主にその流況に関する実験を行うことにした。

第一調節池は笹目橋（288k）から羽根倉橋（372k）間の左岸高水数部の横堤先端を重ねるように囲繞堤を設置して建設され、面積が約5.8km²、治水容量が約39×10⁶m³を有し、計画している5調節池の中では最大規模のものである。位置的には浦和市と戸田市に接し、かつ東京都に近接して交通の便も良く、池内には現在、秋ヶ瀬公園、浦和公園、その他の運動場等があり高度に利用されている。また、池内の大半が民地であり、池内の利用計画と関連して調節池化した場合に可能なかぎり池内を損壊しないような方策をたてる必要がある。そのためには池内における越流水の流況を知らなければならない。また、囲繞堤を設置した場合に洪水の流況がどうなるか、池内の水路、横堤、減勢池の効果はどうかなどについて調べる必要がある。

具体的には次のような項目に着目して表-2.1に示すような実験を行った。

- (1) 現状における河道の流況
- (2) 計画における河道の流況
- (3) 越流時の池内の流況
 - (a) 横堤の効果
 - (b) 池内水路の効果
 - (c) 減勢池の効果

表-2.1に示した流量に関しては2,000m³/sがほぼ低水路満杯流量、4,500m³/sが計画における越流開始流量、7,000m³/sが計画における第一調節池地点でのピーク流量である。同じく池内水位に関しては、流入量840m³/sの場合の池内水位A.P. 7.2m A.P. 8.5m A.P. 7.62mはそれぞれ、流入量が初めて840m³/sに達した時点のもの、中間のもの、水位が天端高となった時点のものである。

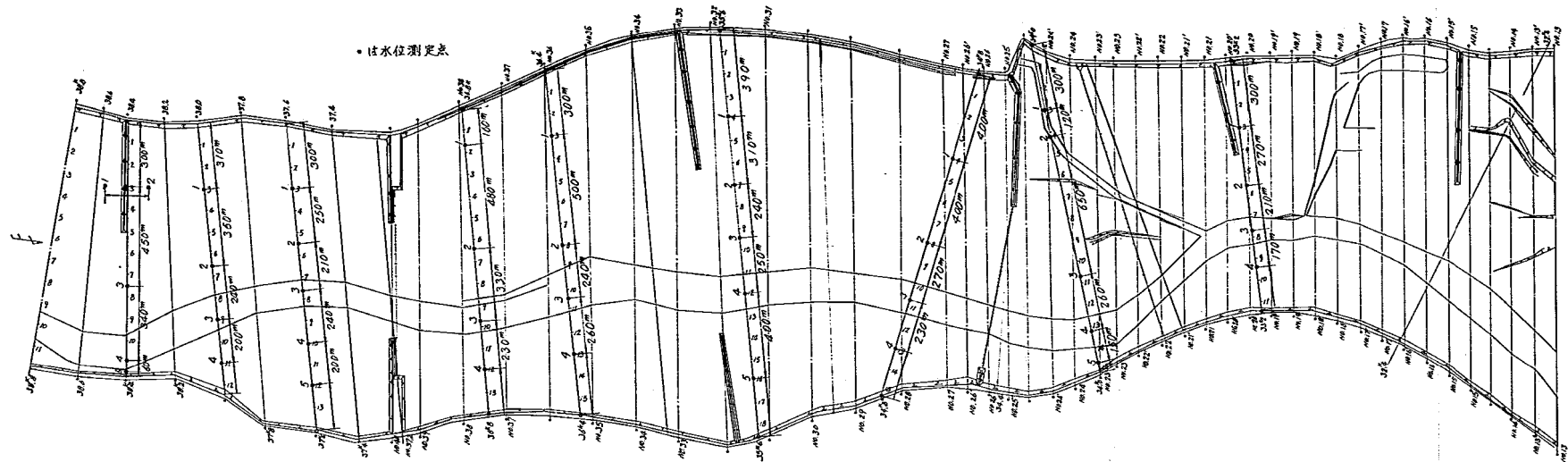


図-2.1.1 水位流速測定位置図(現状河道)

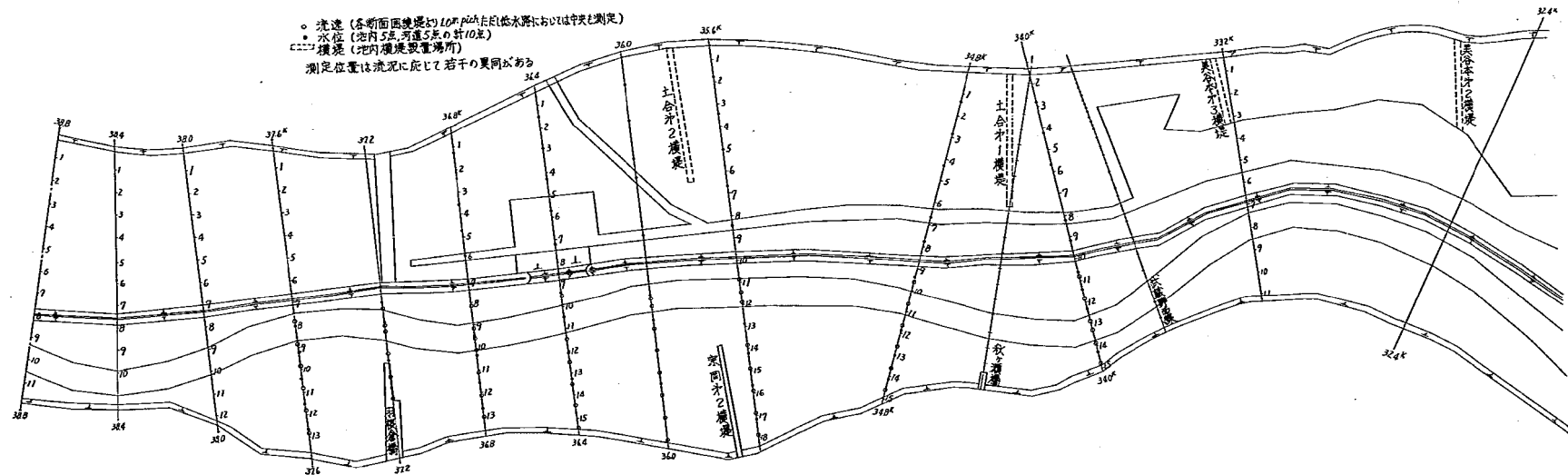


図-2.1.2 水位流速測定位置図(計画河道)

表-2.1 実験一覽表

模 型 形 態	実 験 条 件				測 定 項 目						備 考		
	河 道		調 節 池		河 道		調 節 池						
	上流端流量 m^3/s	下流端水位 $A.P._m(33.2k)$	越 流 量 $m^3/s(364k)$	水 位 $A.P._m(34.8k)$	流況	水 $A.P._m$	位 m	流速 m/s	流況	水 $A.P._m$		位 m	流速 m/s
現 状 河 道	2,000	6.309			○	○	○						計 画河道内の流況 は池内横堤の有無に 関係ない。
	4,500	8.809			○	○	○						
	7,000	10.730			○	○	○						
現 状 河 道 (横堤撤去)	2,000	6.162			○	○	○						計 画河道で池内流 況($Q=5000, 6000$) は池内横堤の有無に 関係ない。
	4,500	8.645			○	○	○						
	7,000	10.576			○	○	○						
計 画 河 道 (池内横堤撤去)	2,000	6.429			○	○	○						測定位置は図 - 2. 1.1, 図 - 2.1.2 に 示す通りである。
	4,500	9.106			○	○	○						
	5,000	9.540	168	5,400	○	○	○	○	○	○	○	○	
	6,000	9.960	489	6,050				○	○	○	○	○	
	7,000	10.460	840	7,200	○	○	○	○	○	○	○	○	
	7,000	10.460	840	8,500				○	○	○	○	○	
	7,000	10.460	840	9,762				○	○	○	○	○	
	7,000	10.460	840	7,200				○	○	○	○	○	
	7,000	10.460	840	8,500				○	○	○	○	○	
	7,000	10.460	840	9,762				○	○	○	○	○	

3. 模型製作と実験の相似性

3.1 模型製作

河道模型はなるべく大きい方が好ましいが、実際は実験場の大きさ、給水施設の能力、実験の信頼性、などを考慮して縮尺を決める。ここでは、縦縮尺 $1/30$ 、横縮尺 $1/100$ の歪模型で、模型製作範囲を $32.4\text{ k} \sim 38.8\text{ k}$ までとした。現状河道については、昭和46年製作の河道平面図と昭和47年製作の河道横断面図を用いて製作し、計画河道については模型製作の時点（昭和48年）で決まっている事務所の計画案通りとした。

なお、河道模型はモルタル製である。平面形状および縦断形状は、現状河道、計画河道ともに、付図の流況図および流速分布を参照。越流堤付近の詳細図は図-3.1.1に示す。

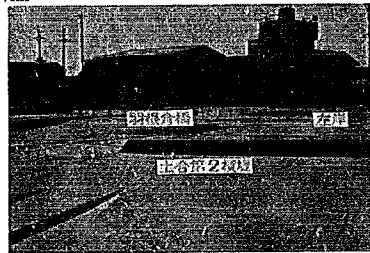
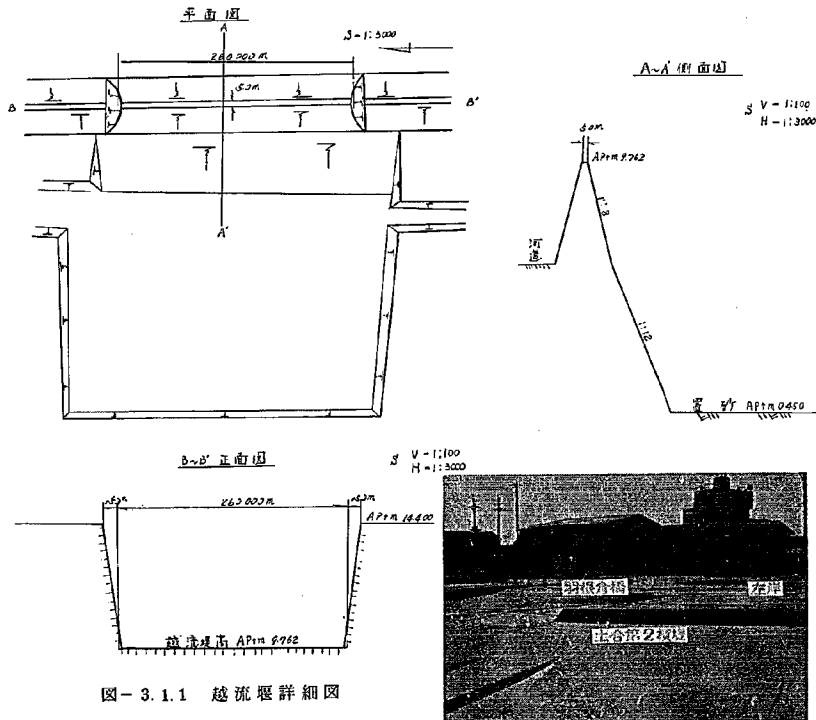


写真-1 製作の終わった現状河道模型

3.2 相似律

模型実験は、実物に対して大きさを変えた模型を使って、実際に起る現象を予測しようとするものであり、実物および模型に生じる現象が相似でなければならない。したがって、諸物理量の縮尺には一定の条件が必要で、それは実物と模型とに対応する基礎方程式が相似であるということから決められる。

流れの運動を支配している基礎方程式は、一次元的な定常流では、実物と模型とに対応する諸量を添字 p, m でそれぞれ表わせば、次のようになる。

$$\frac{d}{dx_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right) + \frac{dh_p}{dx_p} - i_p + \frac{u_p^2 u_p^2}{h_p^{3/2}} = 0 \quad (3-1)$$

$$u_p \frac{dA_p}{dx_p} + A_p \frac{du_p}{dx_p} = 0 \quad (3-2)$$

$$\frac{d}{dx_m} \left(\frac{u_m^2}{2g} \right) + \frac{dh_m}{dx_m} - i_m + \frac{u_m^2 u_m^2}{h_m^{3/2}} = 0 \quad (3-3)$$

$$u_m \frac{dA_m}{dx_m} + A_m \frac{du_m}{dx_m} = 0 \quad (3-4)$$

実物の流れと模型の流とが相似であるためには、(3-1)と(3-3)および(3-2)と(3-4)との対応する各項の比がすべて一定でなければならない。(3-2)と(3-4)とでは

常に

$$\frac{u_p \frac{dA_p}{dx_p}}{u_m \frac{dA_m}{dx_m}} = \frac{A_p \frac{du_p}{dx_p}}{A_m \frac{du_m}{dx_m}}$$

であるから

$$\frac{\frac{d}{dx_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right)}{\frac{d}{dx_m} \left(\frac{u_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{dh_p}{dx_p}}{\frac{dh_m}{dx_m}} = \frac{i_p}{i_m} = \frac{\frac{n_p u_p^2}{h_p^{3/2}}}{\frac{n_m u_m^2}{h_m^{3/2}}} \quad (3-5)$$

が相似条件となるが、ここで $u_r = u_p/u_m$, $l_r = l_p/l_m$, $h_r = h_p/h_m$, $x_r = x_p/x_m$, $n_r = n_p/n_m$, $x_r = x_p/x_m$, $n_r = n_p/n_m$, $i_r = i_p/i_m$, $A_r = A_p/A_m$ とおくと、(3-5)は

$$\frac{u_r^2}{x_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{n_r^2 u_r^2}{h_r^{3/2}} \quad (3-6)$$

となる。(3-6)より

$$u_r = h_r^{1/2} \quad (3-7)$$

$$n_r = h_r^{3/2}, \quad x_r^{-1/2} \quad (3-8)$$

$$i_r = h_r, \quad x_r^{-1} \quad (3-9)$$

また、 $u_r = x_r/l_r$, $A_r = x_r \cdot h_r$, $Q_r = v_r \cdot A_r$ より

$$l_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} \quad (3-10)$$

$$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2} \quad (3-11)$$

のような関係が得られる。

この模型の場合、 $x_r = 100$, $h_r = 30$ であるから、諸量の縮尺は表-3.1.1のようになる。

表-3.1.1 諸量の縮尺

諸	量	次 (L-F-T)	縮 率	
			比	縮 尺
幾何学的な量	水 平 (x)	L	x _r	1:100
	鉛直(水深, 橋高) (h)	L	h _r	1:30
	勾 配(h/x)	—	h _r · x _r ⁻¹	1:3,333
	面 積 (A)	L ²	h _r · x _r	1:3,000
	体 積 (Vm)	L ³	h _r · x _r ²	1:300,000
流水に関する量	フルード数 (Fr)	—	1	1:1
	流 速 (V)	L T ⁻¹	h _r	1:5,477
	流 量 (Q)	L ³ T ⁻¹	x _r · h _r	1:16,430
	時 間 (T)	T	x _r · h _r	1:18.26
	圧力の強さ (P)	F L ⁻²	h _r	1:30
	粗度係数 (n)	L ^{1/2} T	h _r · x _r	1:0.9655
	流置係数 (C)	—	1	1:1
	掃 流 力 (τ)	F L ⁻²	h _r	1:30
	エネルギー (E)	FL	h _r ⁴	1:810,000
	運 動 量 (mv)	FT	h _r	1:1,479

3.3 歪模型について

模型製作の項で述べた通り、この模型は縦縮尺 1/30、横縮尺 1/100、歪率 3.33 の歪模型である。

一般に歪模型とは、

- (1) 模型を移動河床とする場合、模型用砂を変える
- (2) 模型の全体または一部の勾配を変える
- (3) 流量・時間等加減のできる量の縮尺を歪める
- (4) 水平と垂直の模型縮尺を変える
- (5) 縦、横、垂直の各模型縮尺を変える。

などを言うが、この実験の場合は(4)に相当する。このような歪んだ縮尺の場合の問題点について考えてみることにする。

平均流速公式

$$v = \sqrt{gRI} \cdot g \quad \varphi = \frac{1}{k} \ell_n 11.03 \frac{h}{k_s} \quad \dots \dots \dots (3-12)$$

を考えると、 φ の縮尺は、(3-7)～(3-10)を使って

$$\varphi_r = \left(\frac{x_r}{h_r}\right)^{1/2} = d^{-1/2}, \quad d = h_r/x_r, \quad \dots \dots \dots (3-13)$$

と求められ

$$\varphi_r = \frac{\ell_n(11.03 h_r h_n / R_{s,r} R_{s,n})}{\ell_n(11.03 h_n / R_{s,n})} = d^{-1/2}$$

であるから

$$\frac{h_r}{R_{s,r}} = \left(11.03 \frac{h_n}{R_{s,n}}\right)^{d^{-1/2}-1} = \left(11.03 \frac{h_n}{R_{s,n}}\right)^{\frac{d^{-1/2}-1}{d^{-1/2}}} \quad \dots \dots \dots (3-14)$$

(3-13)より、歪みのない場合は $d=1$ ，したがって $h_r/R_{sr}=1$ ，すなわち R_{sr} の相似率は h_r に等しくなり模型における粗度は実際の相当粗度 R_s を幾何学的に縮尺すれば得られる。ところが歪がある場合は $d \neq 1$ で， $h_r/R_{sr} \neq 1$ となり R_s 幾何学的に相似とはならない。たとえば $h_r/R_{sr}=10$ ， $d=0.3$ の場合を考えると(3-13)より， $h_r/R_{sr}=8.3$ であるから，この模型では粗度を合わせるための R_{sm} は幾何学的縮尺 h_r より約8倍も誇張されたものが必要となる。

次に流速分布について考える。対数公式は

$$\frac{\bar{u}}{u_*} = \frac{1}{k} \ln 30 \frac{y}{R_s} \quad \dots\dots\dots (3-15)$$

であるから

$$\frac{\bar{u}_r}{u_{*r}} = \frac{\ln (30 y_r / R_{sr})}{\ln (30 y_m / R_{sm})} \quad \dots\dots\dots (3-16)$$

$y_r/R_{sr}=h_r/R_{sr}$ は(3-14)で与えられるから，無歪の場合は $y_r=h_r$ ， $\bar{u}_r=h_r^{1/2}$ で，流速分布の相似が成立する。

一方，歪模型の場合は

$$\frac{\bar{u}_r}{u_{*r}} = \frac{\ln (30 \cdot y/h \cdot h_m/R_{sm} \cdot h_r/R_{sr})}{\ln (30 \cdot y/h \cdot h_m/R_{sm})} \quad \dots\dots\dots (3-17)$$

で， y/h のすべての値について(3-17)が一定とはならないので，水深方向の流速分布は相似ではない。また，前述したように歪模型では相当粗度 R_{sm} がかなり大きくなるので，実際は大きな人工粗度をつけることとなり，対数則自体が成立しないことも考えられる。

この他に，垂直方向の縮尺が誇張された歪模型では，落ち込み流れや，渦などが相似でなくなる。

4. 条件設定と測定方法

4.1 流量測定

河道に所定の流量を与えるための流量測定は、上流端に設けられた量水槽で行う。量水槽には刃形四角堰が取り付けられており、測定精度は1～2%と言われている。また、河道下流に流出する流量は、下流端に設けられた量水槽で同様に行われる。計画河道における池内への越流量は上流端流入量と下流端流出量との差として求めた。(写真-2)

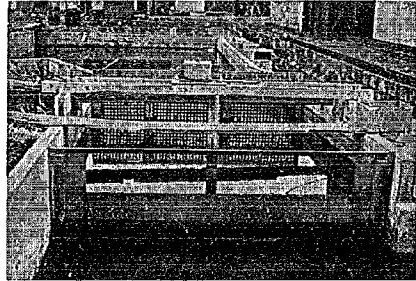


写真-2 量水槽の刃形堰

4.2 下流端水位設定

模型実験を行うには、模型の下流端で各流量に対応する水位となるように、せき上げ板によって水位を調整しなければならない。この模型では下流端水位として3.3.2地点の不等流計算水位を用いた。

河道全体の水位は、次の検証実験の項で述べるように、河道の粗度付けによって各流量に対応する水位に調整されているので、下流端水位を設定することによって、水位-流量の関係が満足される。(写真-3)

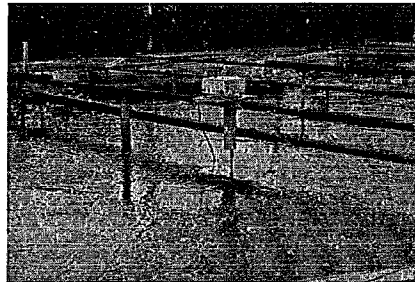


写真-3 下流端水位設定用触針型水位計

4.3 流況観察

流況観察とは、流水中に色素を投入し、その流れ方をスケッチまたは写真撮影するものである。この方法によれば、流向、流速の大小、死水域の範囲、流れの乱れ、渦流の状況等を知ることができる。しかし、流れの表面と下層との流況が著しく異なる場合などは、単に平面的な色素の流れ方だけでは適切な流況の記述ができないので注意を要する。

4.4 水位測定

水位の測定は河道内の水位を求めることはもちろん下流端水位設定、流量測定のために必要である。測定はポイントゲージおよび触針式自動水位計が用いられた。下流端水位設定や流量測定では所定の一点において水位測定を行い、河道水位については所定の各断面において数点の水位測定を行った。(図-2.1.1～2)

ポイントゲージによる水位の測定精度は0.1mmと言われる。

4.5 流速測定

河道内の流速はプロベラ式流速計により、所定の断面内の各測点について水深方向の流速分布を測定した(図-2.1.1~2)。また池内の流速は、浮子流してその流下距離と時間から求めた。浮子による流速は表面流速であると考えてよい。

4.6 池内の水位設定

池内の水位に関しては、越流開始後は時間とともに水位が上昇するが、模型実験ではある流量における流況あるいは流速を測定するために、時間を固定しておかなければならない。そのために池内流入量を調節池下流端で流出させ、池内水位を一定に保った。したがって調節池下流部では流出の影響が現われて、正しい流況を呈していない。

池内水位は、計画上の河道流量と池内水位の関係(図-4.6.1)を参考にして、3.4.8kの断面において与えた。

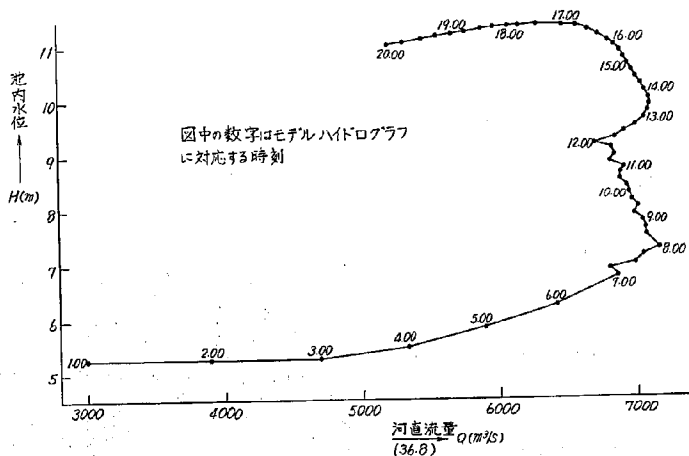


図-4.6.1 河道流量と池内水位

5. 検 証 実 験

5.1 模型河道の粗度

河道模型は所定の縮尺に従って、セメントモルタルにより製作される。模型上の粗度は、相似則の項で述べたような縮尺 $n_r = h_r^{3/2} \alpha_r^{-3/2}$ に決められ、一般には模型上に碎石を配置して粗付けされる。荒川の模型実験対象区間内の河道での粗度は、図-5.5.1を参考にして一律に $n_p = 0.032$ とした。し

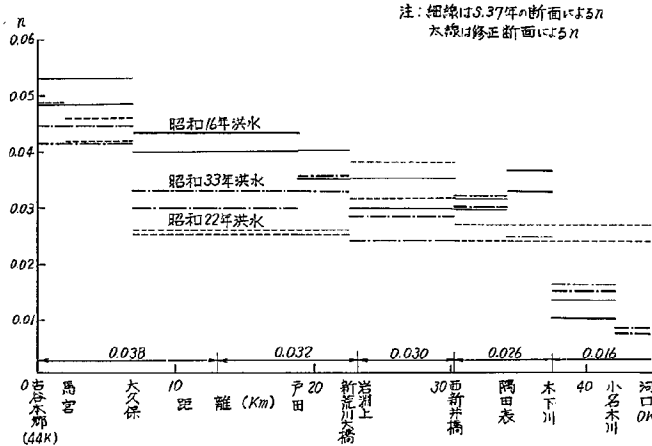


図-5.1.1 荒川粗度係数図

たがって相似則により、模 上の粗度は $n_m = 0.033$ となる。この模型は歪模型なので特に低水路部が深くなり、碎石のみの粗付では無理なので金網を張って粗付けを行った。(写真-4)

5.2 現状河道模型の粗度検証

現状河道における粗度検証は、低水路について $2.000 \text{ m}^3/\text{s}$ 全河道について $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量時における水位を、不等流計算水位にあわせることで行った。図5.2.1はその際の検証水位と計算水位との比較である。また、表-5.2.1は $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の模型での粗度を逆算した値である。



写真-4 粗度付けの状況

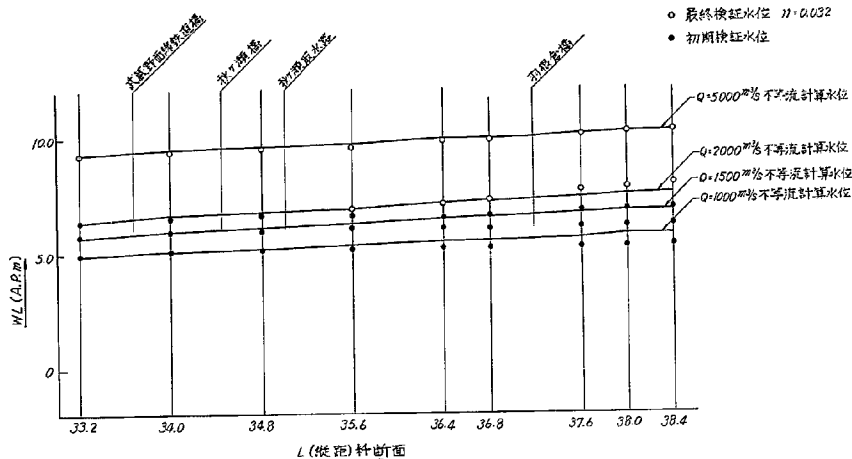


図-5.2.1 検証実験水位縦断

5.3 現状河道で横堤が無 い場合の粗度検証

ここでは横堤の間の粗度付け
を加えるだけなので、流量
5.000 m³/s による粗度検証
を行った。図-5.3.1はその際
の検証水位と計算水位の比較で
ある。

5.4 計画河道における粗 度検証

計画河道の四綿堤と右岸堤と
の間について粗度付けを行い、

同様に不等流計算値との比較を行った。検証に用いた流量は 1.000 m³/s および 5.000 m³/s で、
図-5.4.1がその結果である。また、表-5.4.1は粗度係数の逆算値である。

表-5.2.1 粗度係数測定表

断面 番号	平均水位 (H) m	断面積 (A) m²	径 深 (R) m	平均流速 (V) m/s	粗度係数 (n)	備 考
38.4	10.200	2889.0	4.260	1.731	0.0305	計算式 $n = \frac{\Delta h + 0.056(V_1^2 - V_2^2)}{(\frac{V_1^2}{R_1} + \frac{V_2^2}{R_2}) \frac{L}{2}}$ 但し、 Δh: その区間の水位差 0.056: $\frac{g}{2\omega}$ (但し $\omega = \frac{10}{9}$) V ₁ : 上流断面の平均流速 V ₂ : 下流断面の平均流速 R ₁ : 上流の経深 R ₂ : 下流の経深 L: 区間距離
38.0	10.110	3306.0	4.650	1.512	0.0318	
37.6	10.050	4107.0	4.470	1.216	0.0310	
36.8	9.780	3354.0	3.840	1.490	0.0334	
36.4	9.720	5022.0	4.470	0.997	0.0320	
35.6	9.420	3018.0	4.560	1.654	0.0294	
34.8	9.420	5340.0	4.860	0.937	0.0310	
34.0	9.330	4896.0	5.700	1.019	0.0305	
33.2	9.210	4143.0	5.700	1.216		

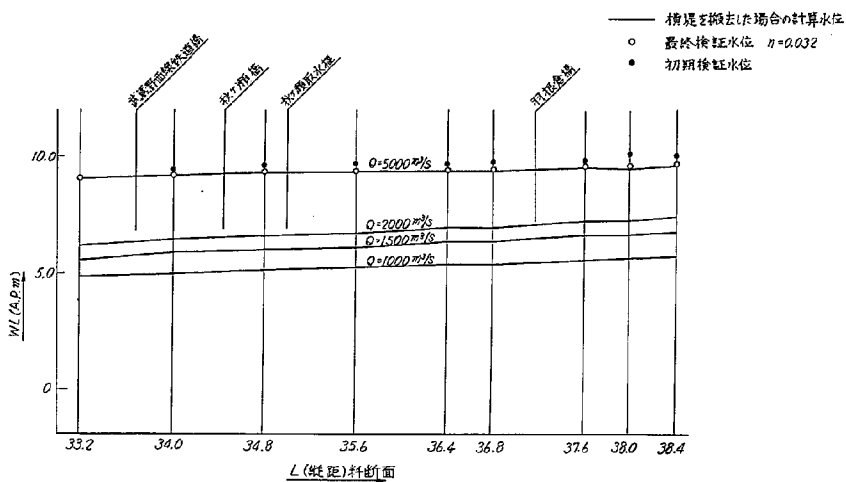


図-5.3.1 検証実験水位縦断

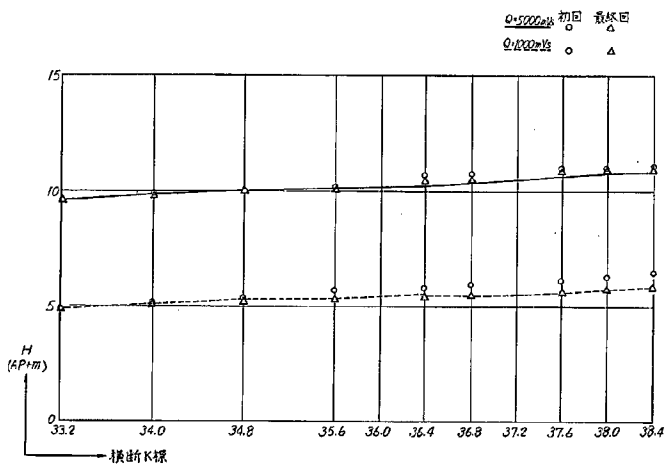


図-5.4.1 水位縦断面図(検証実験)

表-5.4.1 粗度係数結果表

$Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$						$Q = 5000 \text{ m}^3/\text{s}$						換 要
断面 K 横	平均水位 (H) m	断面積 (A) m^2	区 深 (R) m	平均流速 (V) m/s	粗度係数 (n)	平均水位 (H) m	断面積 (A) m^2	区 深 (R) m	平均流速 (V) m/s	粗度係数 (n)		
38.4	5.761	628.14	6.657	1.592		10.980	2191.5	5.923	2.281		計算式 $n = \frac{4h + 0.056(V_2^2 - V_1^2)}{\left(\frac{V_1^2}{R_1} + \frac{V_2^2}{R_2} \right) \frac{L}{2}}$ 但し 4h: その区間の水位差 0.056: $\frac{g}{2g}$ (但し $\alpha = \frac{10}{100}$) V_1 : 上流断面の平均流速 V_2 : 下流断面の平均流速 R_1 : 上流の区深 R_2 : 下流の区深 L: 区間距離	
					0.0319					0.0316		
38.0	5.711	697.35	6.346	1.434		10.900	2643.7	5.440	1.891			
					0.0336					0.0316		
37.6	5.611	656.15	6.227	1.524		10.800	2884.5	5.839	1.733			
					0.0320					0.0312		
36.8	5.453	666.22	6.365	1.501		10.420	2455.2	4.720	2.036			
					0.0304					0.0310		
36.4	5.389	675.22	6.763	1.481		10.400	3594.0	5.062	1.391			
					0.0315					0.0300		
35.6	5.299	789.89	6.667	1.266		10.040	2297.5	7.135	2.176			
					0.0339					0.0306		
34.8	5.169	880.28	6.769	1.301		9.880	2783.2	5.798	1.696			
					0.0331					0.0345		
34.0	5.039	839.63	5.918	1.312		9.770	4152.1	6.510	1.204			
					0.0321					0.0326		
33.2	4.882	768.05	6.553	1.412		9.540	2968.9	6.904	1.684			

5.5 越流係数の検証

調節池のように越流堤を含む模型実験では、越流係数が相似となることも必要となる。この実験における越流係数の相似性については、次の様な問題点を考えることができよう。

- (1) 相型と実物との相似条件としては、フルード則しか満足していないので、越流部のように水深が小さく、粘性や表面張力等の影響が効いてくるところでは、模型が小さくなる程その相似性は悪くなる。
- (2) 特に歪模型の場合、越流部の渦の出来方や境界層の発達過程が異なるため、相似性が良くない。
- (3) また、横越流形式の場合はさらに複雑なものとなる。

概して(1)の効果は越流係数を小さくする傾向にあり、(2)の効果は縦方向が強調されたような歪模型では越流係数を大きめにする傾向にある。このようなことから、表-5.5.1 実際に模型上で越流係数の測定を行った、越流係数の実測値であるが、所定の計画値である0.3667と比べて、誤差はほぼ1割以内におさまっているとみなされるので、一応越流係数の相似性は満足されたものとする。(もぐり越流は考えていない。)

しかし、模型実験は区間粗度を0.032(計画では0.035)としているため、各流量に対する河道水位は計画値より低い、したがって、越流堤の高さを本川流量4500 m^3/s の水位に合わせることにす

表-5.5.1 越流係数測定結果表(越流係数 $C = \frac{Q}{Bh\sqrt{2gh}}$)

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	備 考
$Q: \text{m}^3/\text{s}$	$Q: \text{m}^3/\text{s}$	$Q_2: \text{m}^3/\text{s}$	$h: (\text{m})$	B	④×⑤	$\sqrt{2gh}$	⑥×⑦	$C=⑧/⑨$	
4500									
5000	4950	168	0.498	260	129.48	31242	404521	0.415	
5500	5270	313	0.788	260	204.88	39300	805178	0.389	
6000	5660	489	1.048	260	272.48	45322	1234934	0.396	
6500	5930	645	1.263	260	328.38	49754	1633822	0.395	
7000	6260	840	1.503	260	390.78	54276	2120998	0.396	

ると、越流堤高も計画値より低くなる。その結果、越流係数はほぼ計画値に近いが、本川流量に対する池内越流量の関係は、図-5.5.1のようにずれることになる。このことは粗度係数が計画と模型実験とで異っているためのものである。

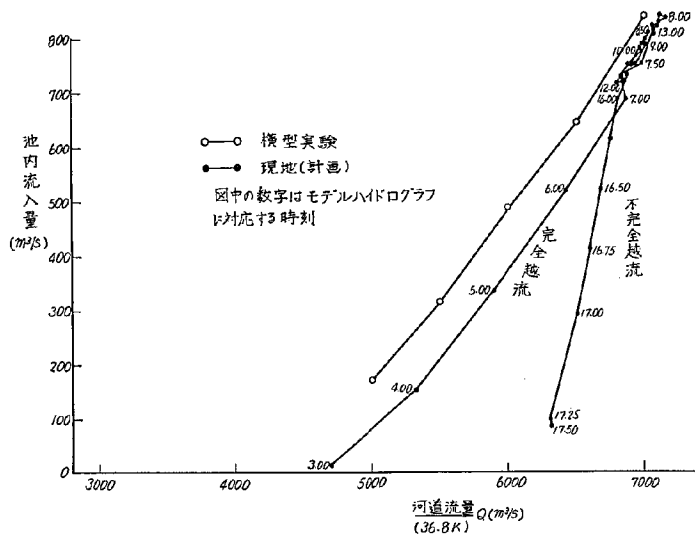


図-5.5.1 河道流量と池内流入量

6. 本 実 験 結 果

6.1 現状河道における洪水の流況

6.1.1 流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の流況

ほとんどの流量が低水路内を流れ高水敷上には、僅かに冠水する程度である。(付図-A 1.1参照)
平均流速^注(付図-A 1.1の太実線矢印)を見るとわかるように、低水路内の平均流速は、わん曲部においては凸岸側の方が大きく、凹岸側で小さくなっている。

3.3.2 k断面における低水路の流速が大きくなっているが、これは高水敷から落ちこむ流れが低水路に集中し、河道幅自体も小さくなっているためと考えられる。高水敷上の流れは、写真-3に見られるように、粗度石の間をゆるやかに流れる程度なので、流速測定は行っていない。

このときの実験水位は付図-B.1, 付表-B.1に、横断面内の流速分布は付図-C.1.1 (1)~(9)に示す通りである。

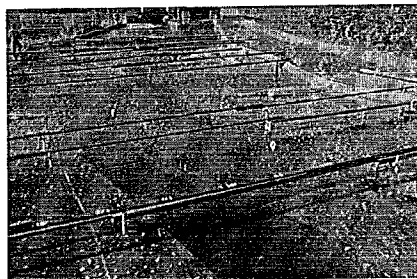


写真-5 $Q=2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 35.6 km付近より上流の流況

6.1.2 流量 $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の流況

高水敷上にもかなりの流量が流れるようになる。特に低水路凸岸の上流から高水敷へと
のり上げる流れの流速が大きい。全体的には、

横堤の先端を連ねる線の内側をゆるやかに蛇行しながら流れているのがわかる。(付図-A 1.2)

平均流速(付図-A 1.2の太実線矢印)を見ると、主流がかならずしも低水路に沿っているとは言えず、特に、3.5 k~3.7 kの区間の左岸側高水敷上では大きな流速を示しているのがわかる。また、流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合に流れの集中した3.3.2 k断面の低水路でも、流量が $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$ になるとそのような集中がなくなり流速も小さくなっている。概して、横堤の突出している断面付近で流れが収縮して流速が大となり、そうでない所で流れが拡幅して流速が小となるという変化をくり返す。また横堤の先端ではかなりの流れをはねているので、極所的な流速が大となる。

このときの実験水位は付図-B.1, 付表-B.1に、横断面内の流速分布は付図-C.1.2 (1)~(9)に示す通りである。

6.1.3 流量 $7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の流況

流れは直線的となり、低水路の方向とは無関係に流れているように見える。流況図(付図-A 1.3)に描かれた死水域は、流れが僅かに横堤の天端を越流しているために、見かけ上小さくなっているが、流量的に見ればこれはごく表面の流れだけであって、死水域は $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合より大きくなっていると考えられる。これは次に述べる平均流速平面図の様子からも説明される。

平均流速(付図-A 1.3の太実線矢印)を見ると、流れの幅が横堤の影響で拡縮する度合が、 $4,500$

注 ある地点における水深方向の流速分布を平均した値

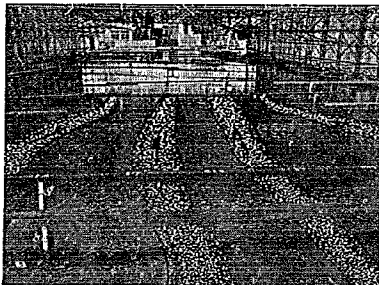


写真-6 $Q=4,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 35.6 k 付近

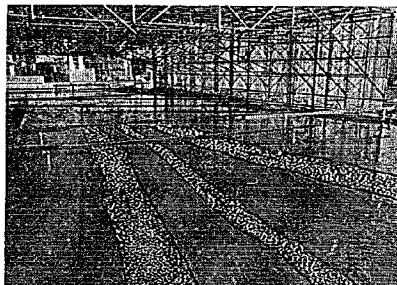


写真-7 $Q=7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 35.6 k 付近

m^3/s の場合よりも小さいことがわかる。言い換えれば、流れが直線的であるため、兩岸の横堤の先端を上下流方向に連ねた線より外側に入りこむ流量が小さいということである。

このときの水位縦断面図は付図-B.1、付表-B.1に、横断面内の流速分布図は付図-C.1.3(1)~(9)に示す通りである。

6.2 現状河道で横堤が無い場合の流況

この実験は調節池計画と直接の関係はないが、横堤と河道の流況との関係を考察する際の参考とするために行った。

6.2.1 流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合流況

流れは堤防の間一面に拡がり、高水敷上にも薄い流れではあるがかなり流れている。上流側では流頭部の影響（模型上の問題）で直線的な流れに見えるが、下流へ行くに従って、流れが低水路に沿うようになっているのがわかる。実際には上流側でも、もう少し低水路に沿った流れになるであろう。

（付図-A 2.1 参照）

平均流速（付図-A 2.1 の太実線矢印）も、流況図をそのまま表わすような値を示し、低水路の流量は上流側で全流量の $\frac{1}{4}$ 程度しか流れていないが、下流になると $\frac{1}{2}$ 程度が低水路内を流れるようになる。

このときの水位縦断面は付図-B.2、付表-B.2に、横断面内の流速分布は付図-C.2.1(1)~(9)に示す通りである。

6.2.2 流量 $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の流況

この流量になると、流れは低水路に沿っているようには見えなくなる。高水敷上に拡った流れは、そのまま低水路に集まることなく流下する。この傾高は高水敷が自然堤防状態^注になっているため、より強くなるものと考えられる。（付図-A 2.2 参照）

横堤をとった場合の流路幅は非常に大きく、流量が $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$ でも流速はそれほど大きくなら

注 低水路水際が高く、また離れるに従って低くなるような形状の微地形洪水による土砂堆積の一形態である。

ない。(付図-A 2.2 参照)

このときの水位縦断は付図-B.2, 付表-B.2に, 横断面内の流速分布は付図-C.2.2(1)~(9)に示す通りである。

6.2.3 流量 $7.000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の流況

主流部は河道の中心付近にあり, その流向はほとんど直線的で, 低水路の形状にはまったく無関係である。(付図-A 2.3 参照)

平面的な流速分布(付図-A 2.3の太実線矢印)は, 特に大きい場所も, 小さな場所もなく, ほぼ一様である。

このときの水位縦断は付図-B.2, 付表-B.2 横断面内の流速分布は付図-C.2.3(1)~(9)に示す通りである。



写真-8 $Q=7.000 \text{ m}^3/\text{s}$ 3.5.6kmより上流の流況

6.3 計画河道における洪水の流況

計画河道では左岸高水敷上に囲繞堤が設置され, 河道幅がせばめられる。また低水路法線形も若干変化する。この場合の河道は囲繞堤と右岸堤との間となり, 左岸堤と囲繞堤との間は新たに調節池となる。越流堤からの流入開始流量は $4.500 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

6.3.1 流量 $2.000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の河道の流況

囲繞堤を設置した場合の流量 $2.000 \text{ m}^3/\text{s}$ における流況は, 現状河道と比べて, ほぼ低水路沿いに流れるということには変わりがないが, 流速の値は現状河道で高水敷を流れた分が加わって若干大きくなっている。また, 囲繞堤沿いにはあまり大きな流速は現われない。(付図-A 3.1 参照)

このときの水位縦断は付図-B.3, 付表-B.3に, 横断面内の流速分布は付図-C.3.1(1)~(9)に示す通りである。

6.3.2 流量 $4.500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の河道の流況

越流開始流量が $4.500 \text{ m}^3/\text{s}$ であるから, まだ調節池への越流量は0である。囲繞堤の設置によって河道幅は小さくなっており, その分だけ河道の受けもつ負担も大きくなる。流心はほぼ低水路沿いを通っており, また囲繞堤沿いにも大きな流速が現われている。(付図-A 3.2 参照)

この時の水位横断は付図-C.3.2(1)~(9)に示す通りである。

6.3.3 流量 $7.000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の河道の流況

河道の流量が $7.000 \text{ m}^3/\text{s}$ になると, 計画上では約 $800 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量が越流堤から池内に流入する。したがって越流堤の下流での河道の流量は約 $6.200 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。模型上では, 図-5.5.1

に示したように池内への越流量は約 $840 \text{ m}^3/\text{s}$ で、越流堤下流河道の流量は約 $6160 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。

このような流量の場合の流況および平面的な流速分布を示したものが付図-A 3.3である。囲繞堤沿いに 2.5 m/s 前後の比較的大きな流速を生じ、主流部はほぼ直線的であるが、全体には右岸側の宗岡第2横堤によって流れが規定されているようで、右岸側の横堤が張り出しすぎている感じを与える。

このときの水位継断は付図-B.3、付表-B.3に、横断面内の流速分布は付図-C.3.3(1)~(8)に示す通りである。

6.3.4 流量 $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の池内の流況^注

河道の流量が $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ となった時の池内流入量は計画上で約 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 、模型実験では約 $170 \text{ m}^3/\text{s}$ である。このとき、越流した流量はすべて減勢池内に入り、池内水路を溢れることなく流下する。したがってこの場合、流況は池内にある横堤の有無に関係しない。(付図-A 3.4参照)



写真-9. $Q = 5,000$ 池内の流況

6.3.5 流量 $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の池内の流況

河道の流量が $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ になると、池内への越流量は計画値で約 $370 \text{ m}^3/\text{s}$ 、模型上では約 $490 \text{ m}^3/\text{s}$ である。このあたりで、池内水路は満杯となり池内敷地にわずかに湛水する。しかし、ほとんどの流量は池内水路あるいは水路沿いを流下し、流況は池内横堤の有無に関係しない。(付図-A 3.5参照)

6.3.6 流量 $7000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の池内の流況(池内水位 A.P. 7.2 m)

(1) 池内横堤がある場合

一度減勢池で流勢がおさえられたのち、池内横堤先端を連ねる線と囲繞堤との間を池内水路沿いに流下し、湛水する。池内敷地にあるいくつかの横堤によって区切られた区間には、ごくゆるい渦流が生じている。

流れが乱れる場所は、越流水が減勢池から

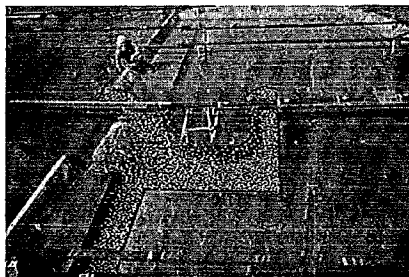


写真-10 $Q = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $H = \text{A.P. } 7.2 \text{ m}$ 池内の流況

注 池内の粗度は実際と相似であるかどうかは検証不可能なので流速等の値は、定性的なものである。以下、池内の流況についてはすべて同様である。なお、池内の流速は秤子による測定値である。

土台第2横堤へ向けて乗り上げる地点である。(付図-A 3.6 参照)

(2) 池内横堤がない場合

越流した流れは、減勢池から土台第2横堤の方向へ発散し、横堤が無いのでそのまま池内敷地上を流れて湛水する。このように池内敷地いっばいに拡がって流れるため、池内水路が受け持つ流量は、池内全体の流況にとって、なんの役割も果さない。また、減勢池から出た流れの一部は上流側に向けて渦流をなす。(付図-A 3.7 参照)

6.3.7 流量 $7.000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の池内の流況 (池内水位 A.P. 8.5 m の場合)

(1) 池内横堤がある場合

池内の水位が上ると、越流水は減勢池の上をすべるように通過して、直接土台第2横堤へ向うようになる。このように減勢池で減勢されなかった流れは、土台第2横堤にぶつかり、それによって減勢され、一部は上流側へ渦流を生じ、それより下流へはほとんど乱れることなく湛水する。(付図-A 3.8 参照)

(2) 池内横堤がない場合

越流水の一部は上流側へ渦流を生じるが、ほとんどは左岸堤防へ向って発散し、池内水路沿いは死水域となる。池内へ流入した水を池内水路沿いに流下させ、池内地の荒廃を防ぐという意味で池内横堤の効果があるとと言える。

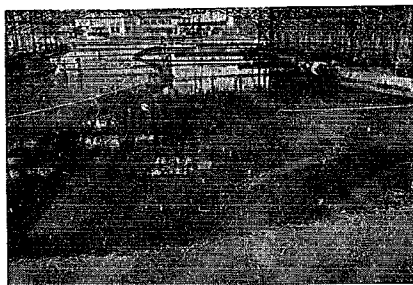


写真-11 池内湛水状況

6.3.8 流量 $7.000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の池内の流況 (池内水位, A.P. 9.76 m)

(1) 池内横堤のある場合

池内水位がさらに上がり、越流堤から土台第2横堤先端へ向う流れが多くなる。しかし、水位が高いので全体的に流速は大きくならない。(付図-A 3.10 参照)

(2) 池内横堤のない場合

越流堤から池内へ入る流れの主流は約45度の角度で左岸堤防35.6k地点へ向かい、そのまま左岸堤防沿いを流下して湛水する。(付図-A 3.11 参照)

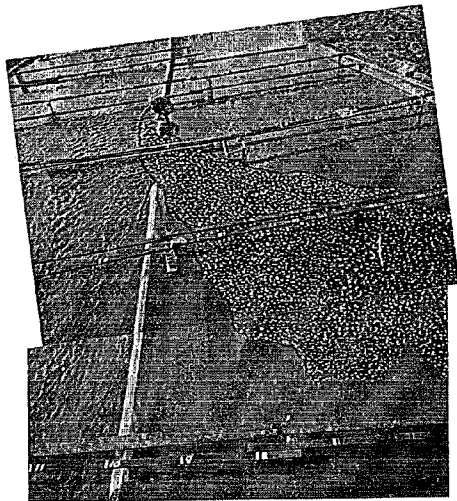


写真-12 $7,000\text{ m}^3/\text{s}$ $H=\text{A.P. } 9.762\text{ m}$
池内の流況

7. 結 論 と 考 察

- (1) 荒川の32.4 kから38.8 kまでの河道区間について、横方向100分の1、縦方向30分の1の歪縮尺によって、模型製作を行った。
- (2) 河道および洪水に関する諸元は、事務所の計画案をそのまま用いた。ただし、28.8 kから38.8 kまでの粗度係数は、一律に0.032と決めた。したがって河道の流量～水位の関係が若干異なる。
- (3) このため、河道流量と池内流入量との関係が実験と計画とで違いを生じた。(図-5.5.1)
- (4) 実験は、河道の流況については現状、計画とも流量 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $4,500\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $7,000\text{ m}^3/\text{s}$ の定流3ケースについて比較実験を行った。また、池内の流況については、河道の流量を $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $6,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $7,000\text{ m}^3/\text{s}$ とし、 $7,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合に池内水位をA.P. 7.2 m, A.P. 7.2 m, A.P. 8.5 m, A.P. 9.76 mと変えて、全部で5ケースについて実験を行った。この他に現状河道については、横堤がすべて無い場合の実験を行い、計画河道については池内の横堤が無い場合の実験を行った。
- (5) 現状河道では、左右岸の横堤と低水路法線形状とが、うまく適合しており、中小洪水を低水路に沿って有効に流下させ得ることがわかる。
- (6) 現状河道で横堤をそのまま除去してしまうと、 $4,500\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の場合は洪水が低水路とは無関係に河道全体に拡がって流れ、流心を堤防から離れた位置へ集中させるという意味では好ましくない。

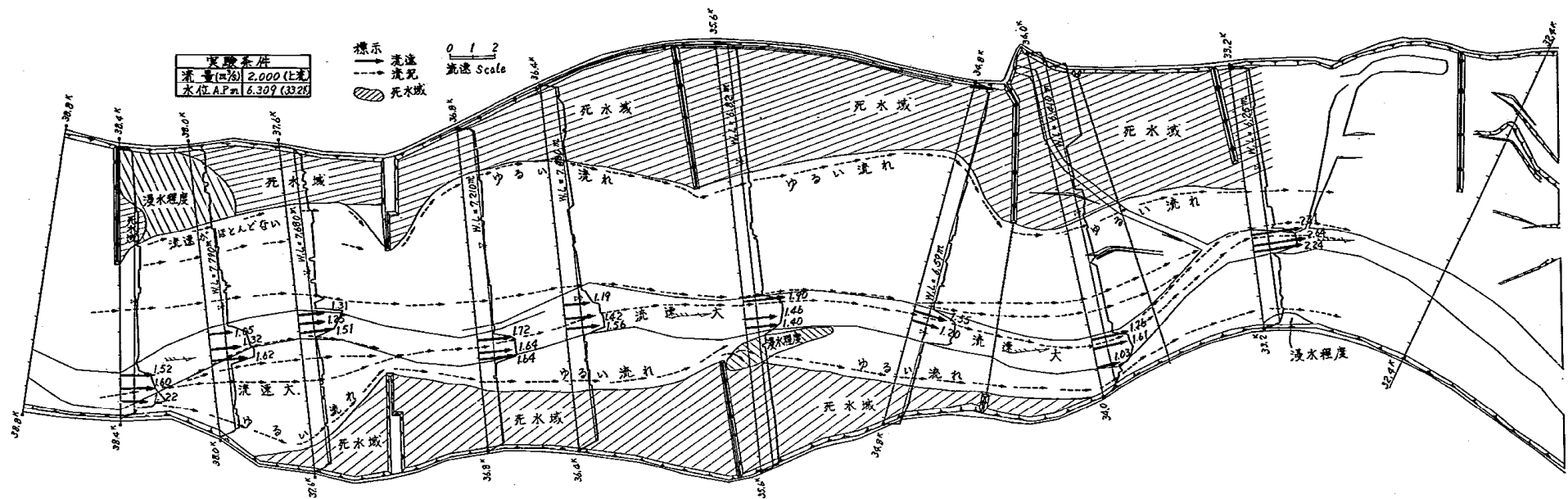
河道を広い河幅で維持し、流況をととのえるには、横堤の効果が大きい。

- (7) 計画河道では、左岸横堤の先端と低水路との間に囲繞堤が設けられるため、実質の通水幅がややくなり、右岸の横堤が水をはねて、囲繞堤沿いかなりの流量が流れるようになる。もともと、横堤は左右岸のものが相乗的に流れを規制していたので、囲繞堤を設けた後の横堤については、低水路法線形状をも含めて、考え直してみなければならないだろう。
- (8) 池内への流入量は、河直流量 $7,000\text{ m}^3/\text{s}$ の初期(池内水位があまり高くない時期)までは、ほとんどの流入量が減勢池から池内水路を伝って湛水して行くので、池内敷地が荒らされる心配はあまりない。
- (9) 河道流量 $7,000\text{ m}^3/\text{s}$ すなわち池内流入量が模型上で $840\text{ m}^3/\text{s}$ の場合、池内水位が越流堤付近の池内敷地より上になると、越流水は減勢池を通り抜けてしまうようになる。また、池内水位がさらに上ると、溜った水自身が減勢効果を果すようになる。
- (10) 越流水が減勢池を通り抜けるような状態の時、池内横堤があれば、土合第2横堤によって減勢池を越えてきた流れが減勢されるが、池内横堤がないと、左岸へ向う流れが消えない。

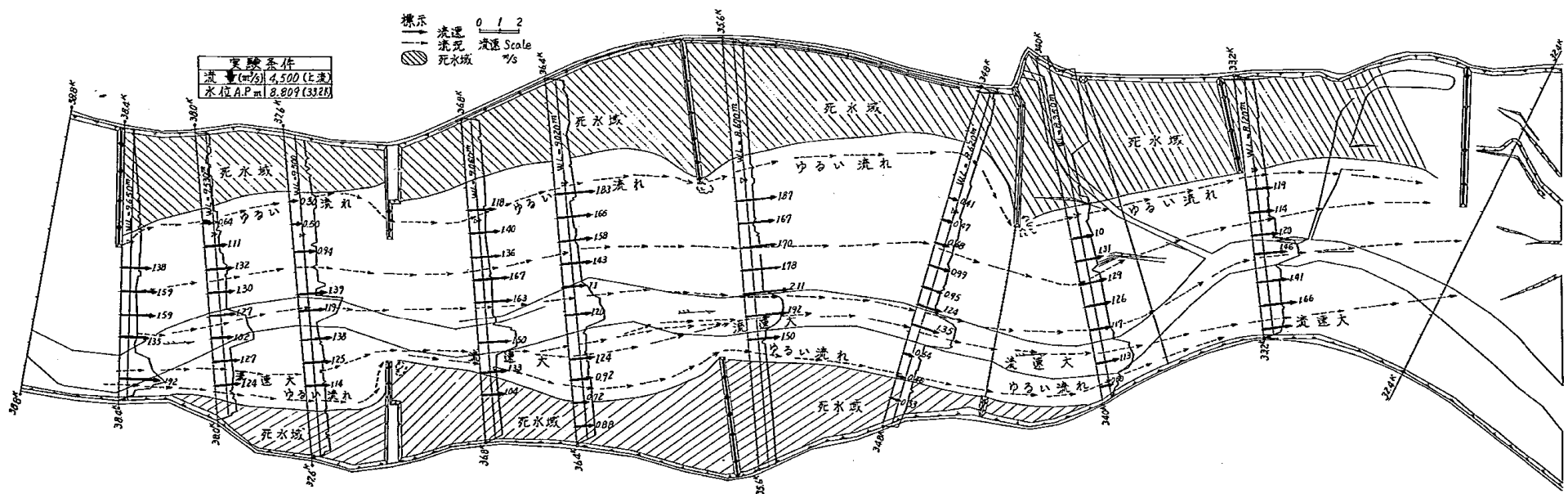
また横堤は、越流水を池内水路沿いに集める役割も果たす。

- (11) 減勢池は、現在の計画では非常に大きい。越流水が減勢後、直接池内敷地へ溢れてもかまわないなら、もう少し小さくすることができよう。

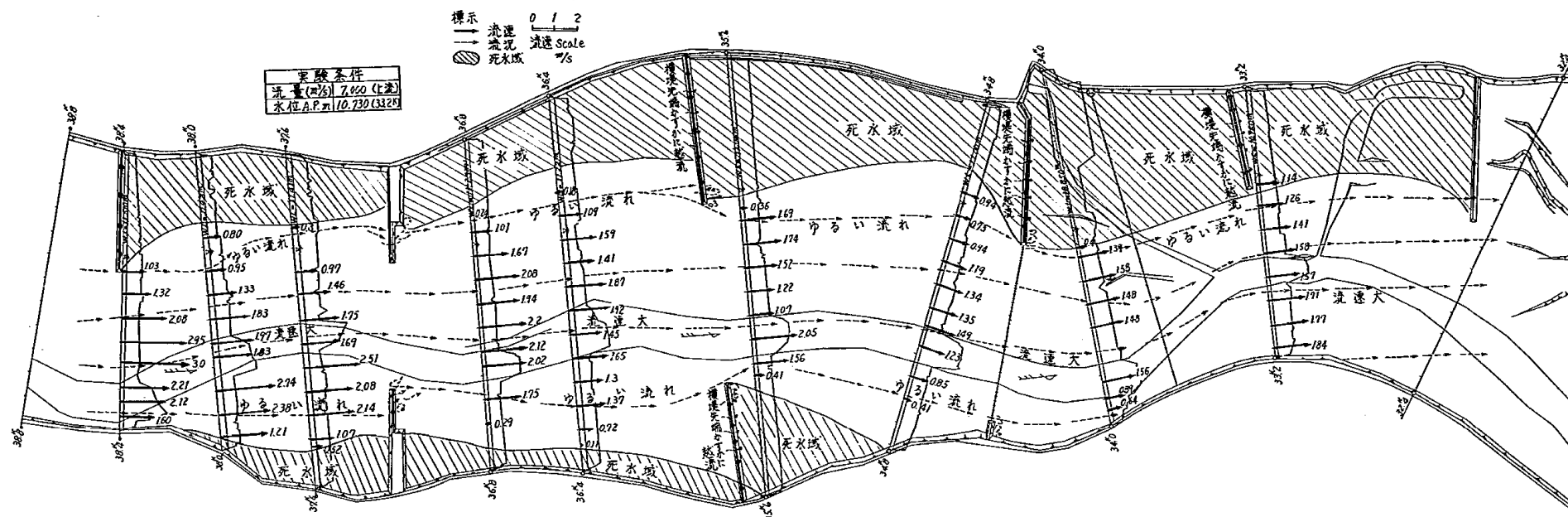
今後、詳細な構造について、大縮尺の模型による実験を行う必要がある。



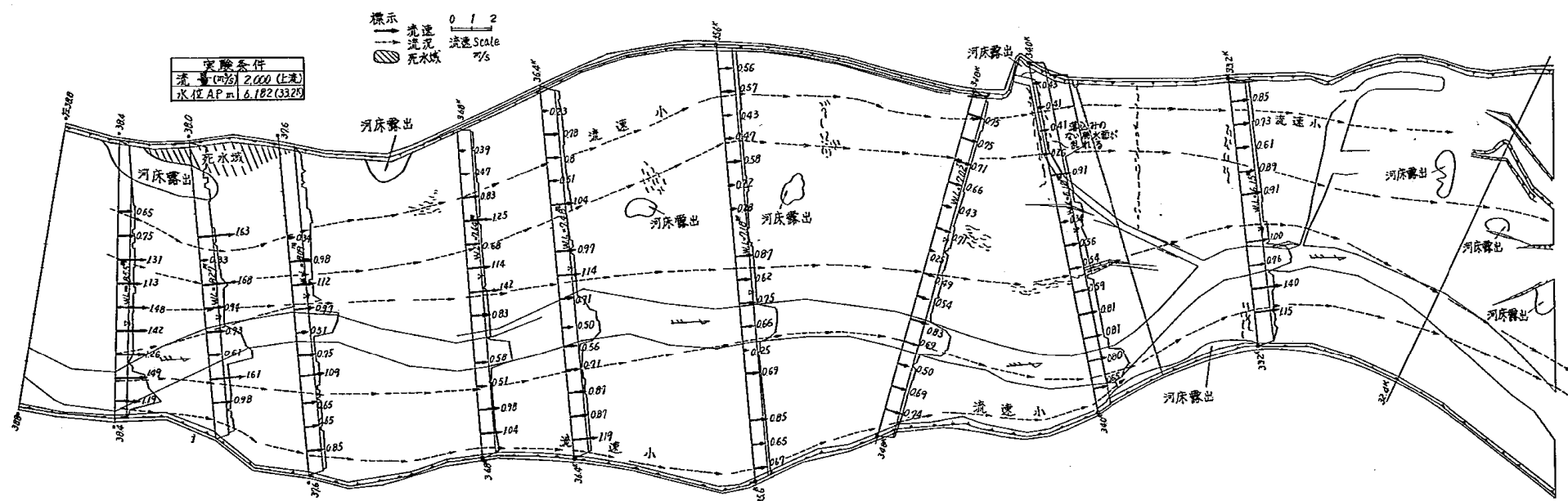
付図-A 1.1 流況図



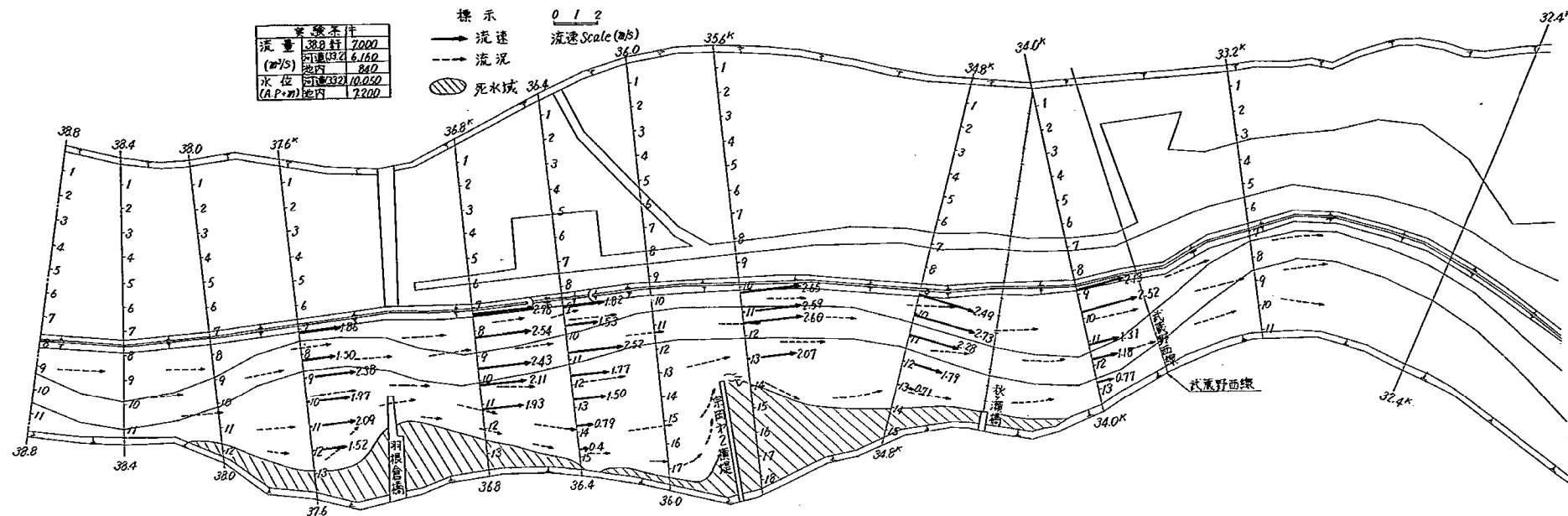
付図-A 1.2 流況図



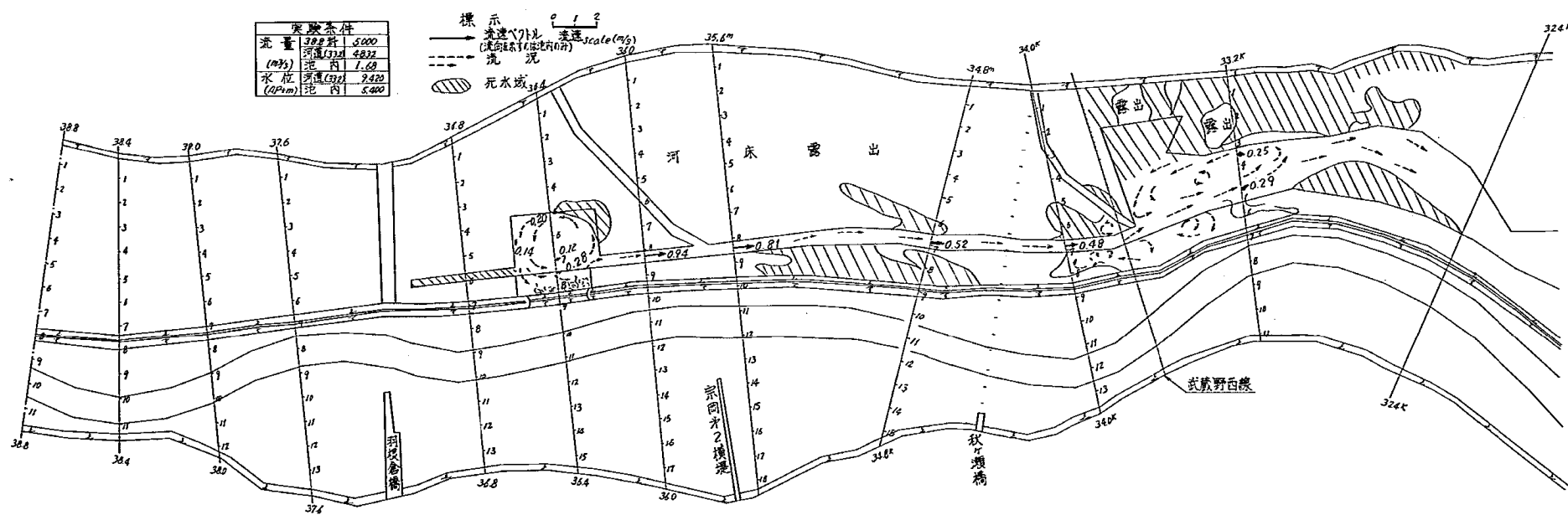
付図-A 1.3 流況図



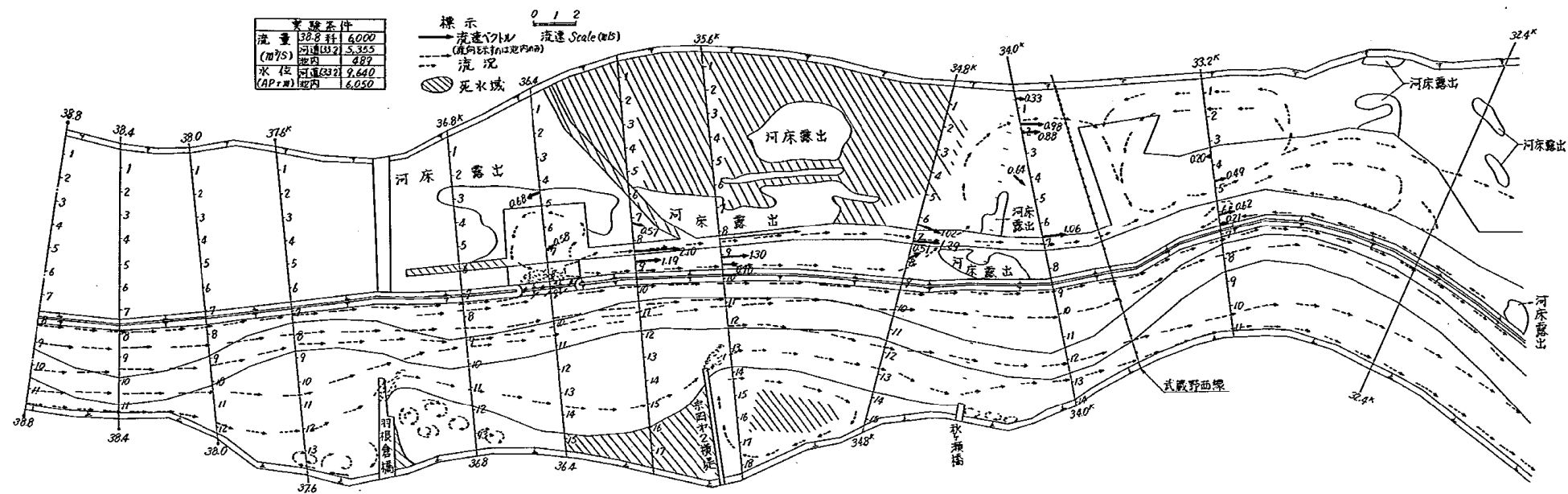
付図-A 2.1 流況図



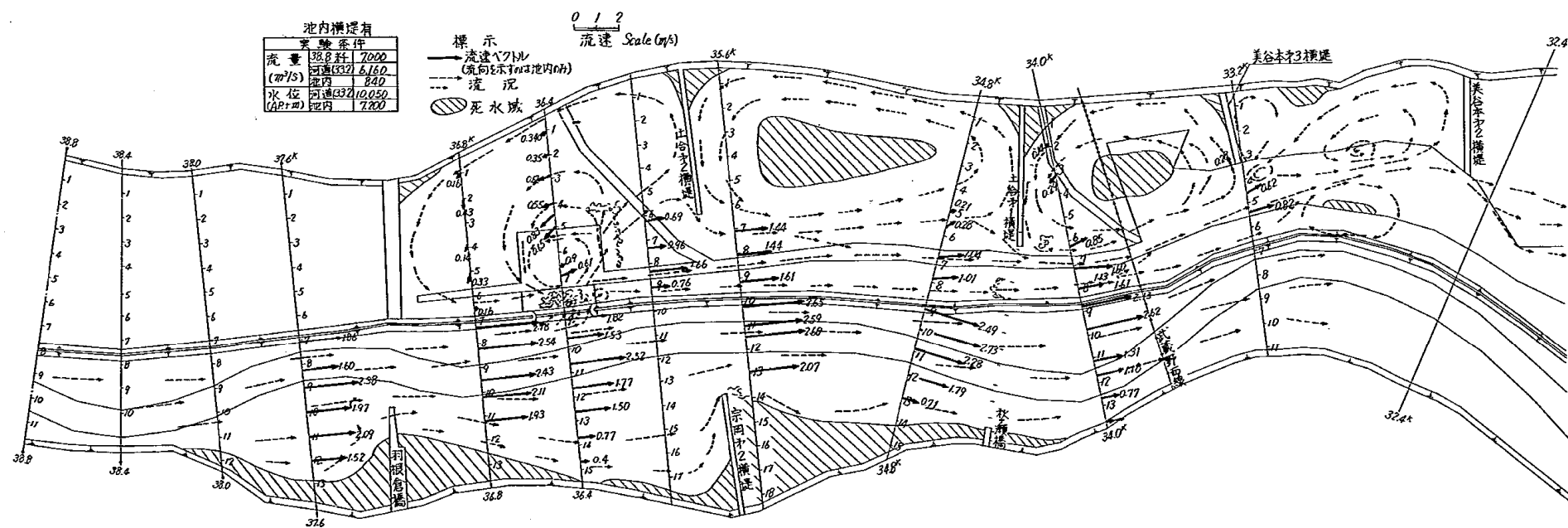
付図-A 3.3 流況図



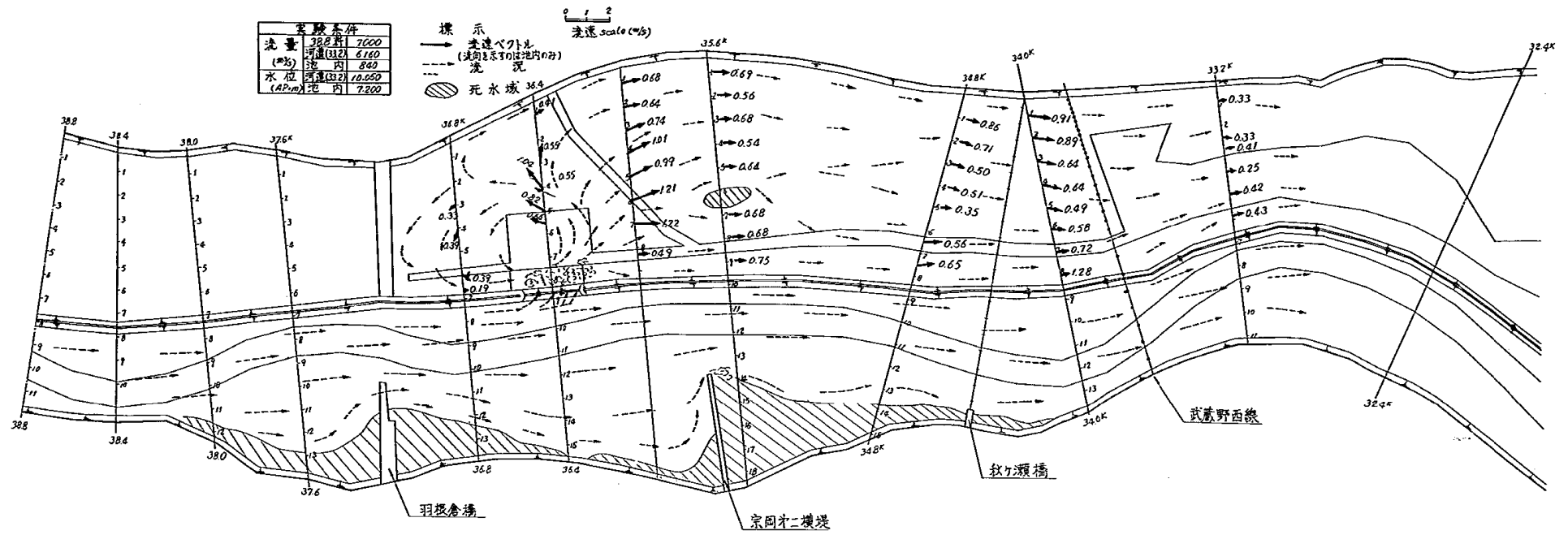
付図-A 3.4 流況図



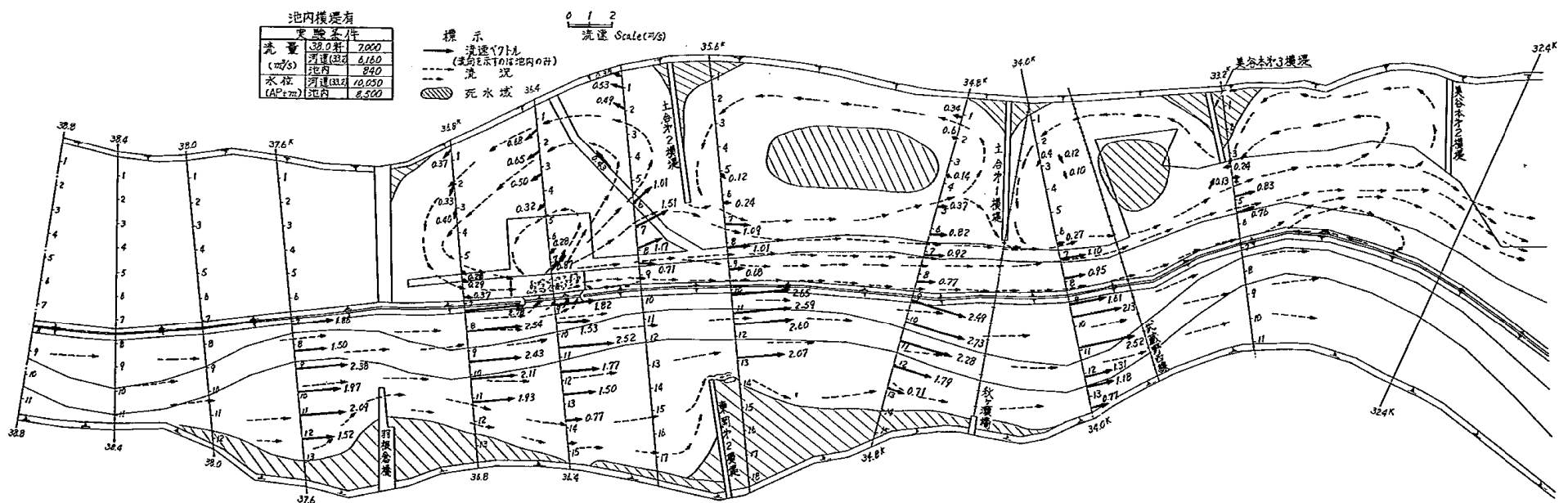
付図-A 3.5 流況図



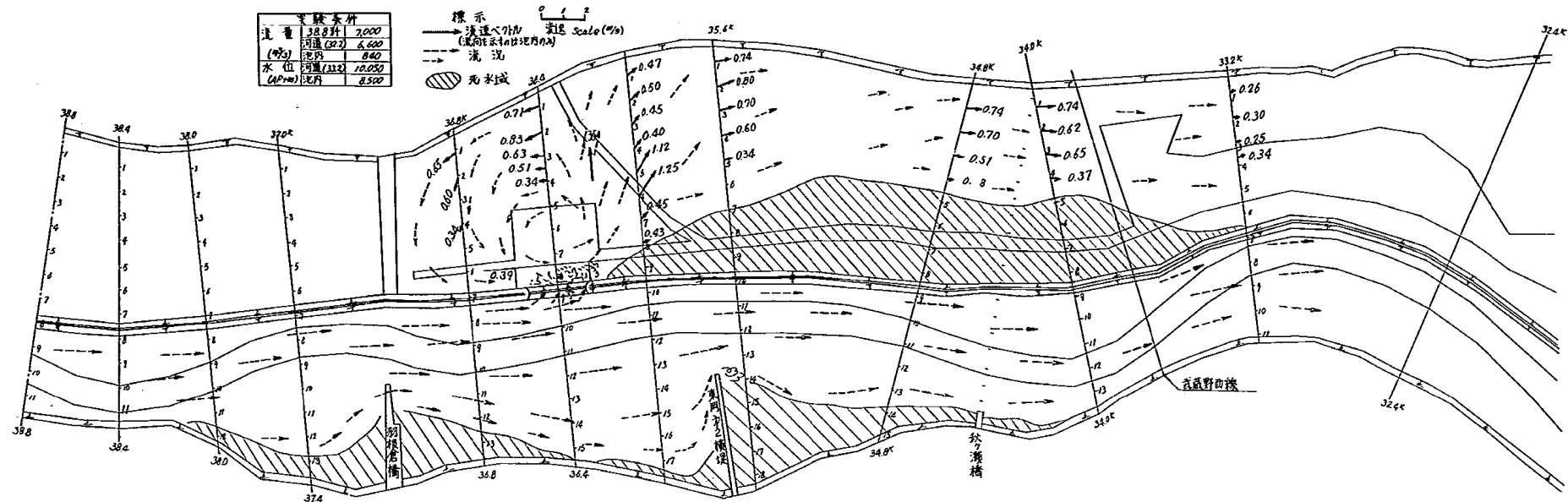
付図-A 3.6 流況図



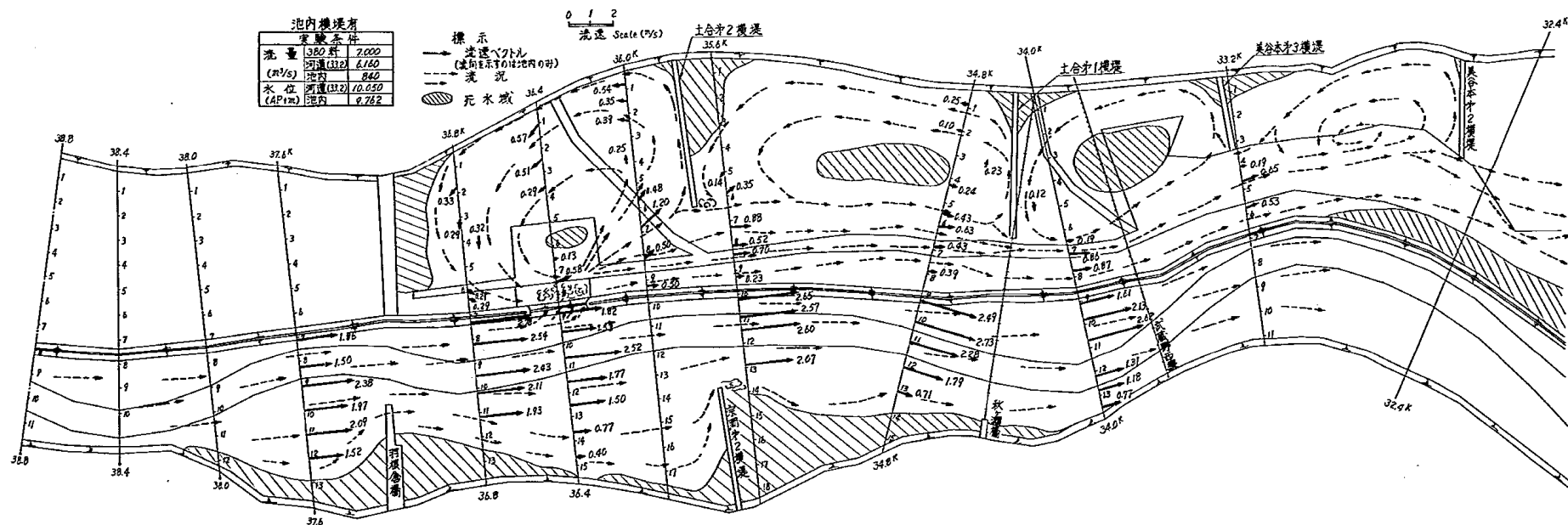
付図-A 3.7 流況図



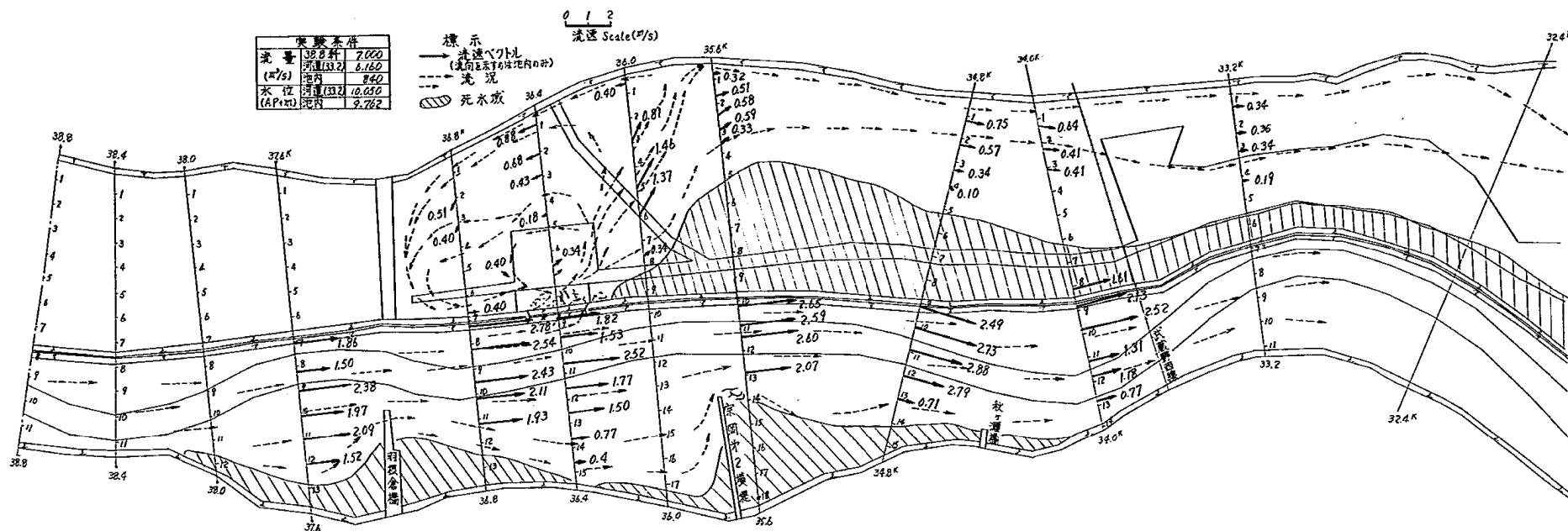
付図-A 3.8 流況図



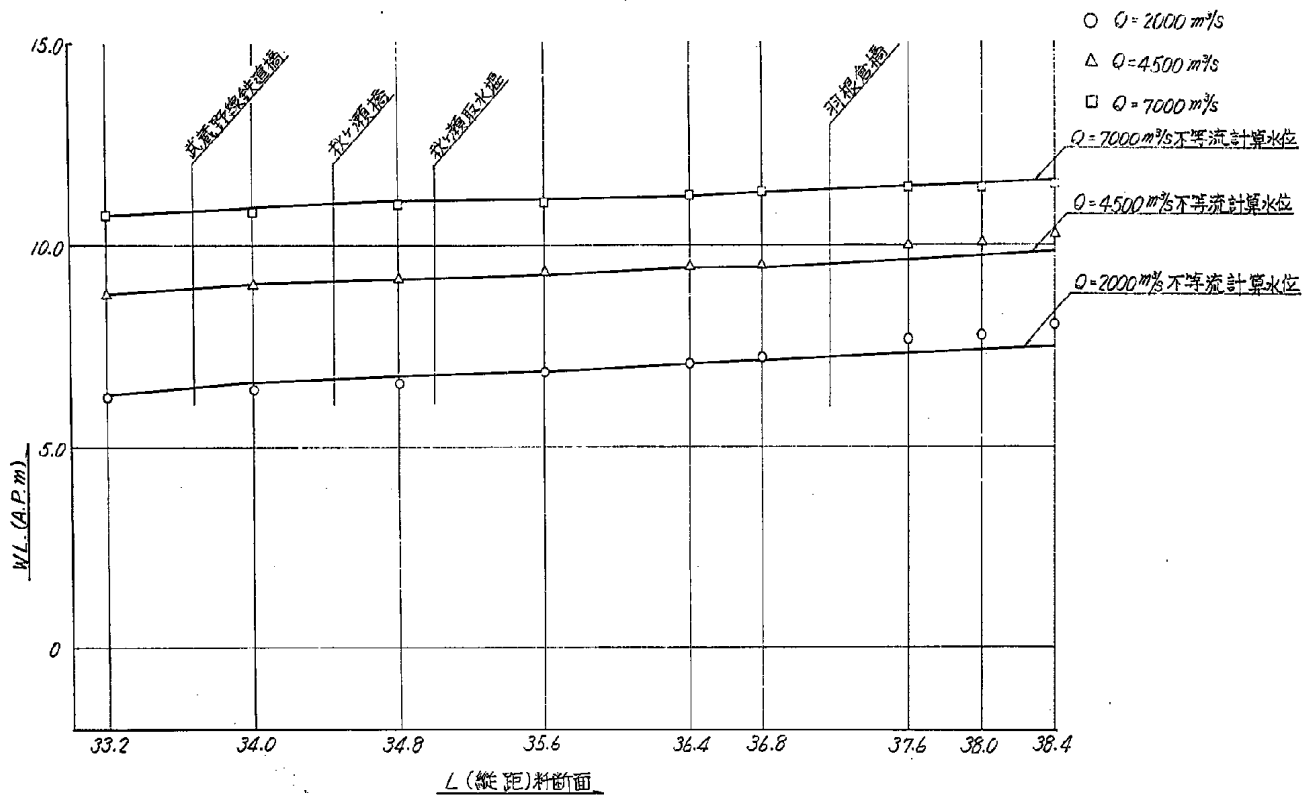
付図-A 3.9 流況図



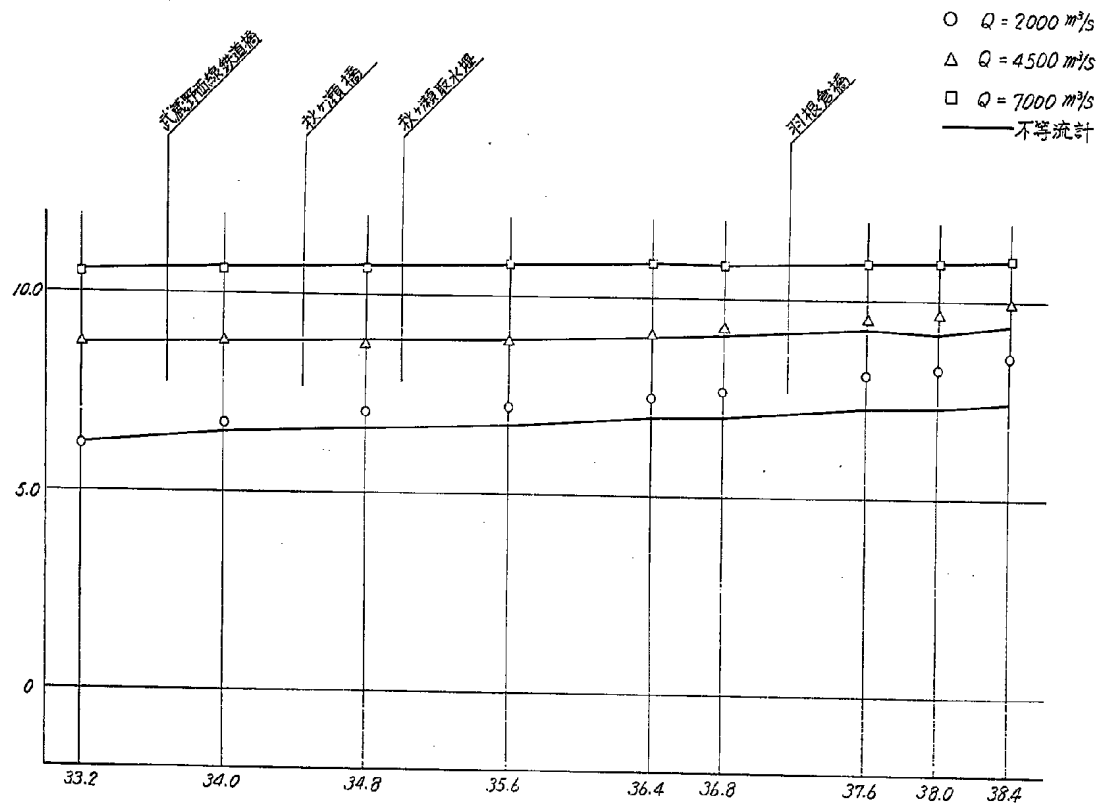
付図-A 3.10 流況図



付図-A 3.1.1 流況図



付図-B 1 水位縦断面図



付図-B 2 水位縦断面図 (横堤を撤去した場合)

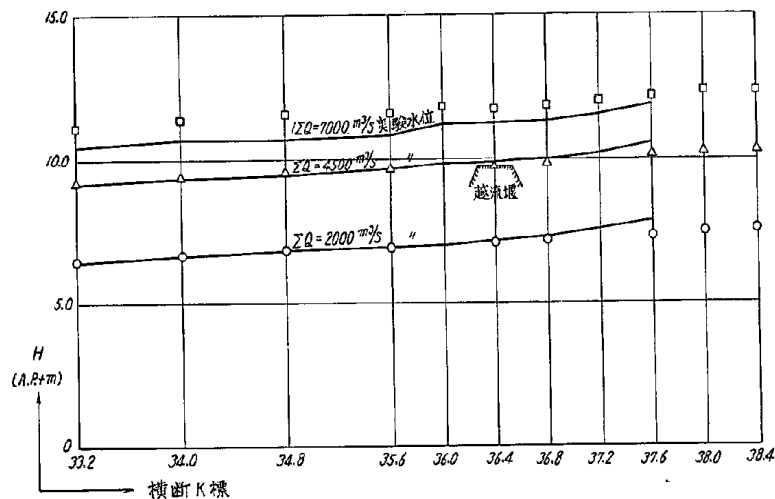
凡例

□ $Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$ 不等流計算水位

△ $Q = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$ "

○ $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ "

— 実験水位 ($Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$ は
溢流堰下流の
河道流量は $6.160 \text{ m}^3/\text{s}$)



付図-B 3 水位縦断面図 (河道)

746

附表-B1 水位测定数值表

流量 测点 测定断面	$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$						$Q = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$						$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$					
	1	2	3	4	5	平均	1	2	3	4	5	平均	1	2	3	4	5	平均
38.4 k	—	左岸侧 8.01	河通中央 7.98	右岸侧 —	—	8.00	10.17	10.26	10.44	—	—	10.29	11.42	11.42	11.60	11.60	—	11.51
38.0 k	—	7.82	7.83	7.73	—	7.79	10.03	10.09	10.06	10.06	—	10.06	11.39	11.42	11.45	11.45	—	11.43
37.6 k	—	7.74	7.66	7.64	—	7.68	9.97	9.94	9.88	9.94	10.00	9.94	11.39	11.42	11.41	11.41	11.41	11.41
36.8 k	—	7.19	7.23	—	—	7.21	—	9.43	9.47	9.50	9.52	9.48	11.24	11.24	11.23	11.21	—	11.23
36.4 k	—	7.07	6.99	—	—	7.03	9.49	9.46	9.49	9.50	—	9.49	11.21	11.21	11.24	11.21	—	11.22
35.6 k	—	6.81	6.83	—	—	6.82	9.23	9.35	9.35	9.27	9.32	9.30	11.03	11.03	11.08	11.06	10.97	11.04
34.8 k	—	6.60	6.60	6.56	—	6.59	—	9.20	9.17	9.16	9.17	9.17	11.03	10.99	10.99	10.99	—	11.00
34.0 k	—	6.39	6.42	—	—	6.41	—	8.89	8.92	9.04	9.13	8.99	—	10.79	10.85	10.92	—	10.85
下流端水位 33.2 k	—	6.27	6.33	6.15	—	6.25	—	8.77	8.75	8.72	—	8.75	—	10.73	10.73	10.82	—	10.76

附表-B2 水位测定数值表

流量 测点 测定断面	$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$						$Q = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$						$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$					
	1	2	3	4	5	平均	1	2	3	4	5	平均	1	2	3	4	5	平均
38.4 k	8.625	8.490	8.535	—	—	8.550	10.050	10.065	9.975	9.915	9.885	9.978	10.995	11.040	11.085	11.040	11.085	11.049
38.0 k	8.370	8.250	8.295	8.175	—	8.272	9.690	9.705	9.675	9.645	9.615	9.666	10.935	10.950	10.950	10.980	10.965	10.956
37.6 k	8.145	8.145	8.055	8.070	8.070	8.097	9.550	9.585	9.540	9.480	9.465	9.522	10.920	10.935	10.935	10.950	10.935	10.935
36.8 k	7.420	7.725	7.740	7.665	—	7.639	9.285	9.225	9.225	9.165	9.105	9.201	10.905	10.755	10.860	10.845	10.785	10.830
36.4 k	7.365	7.530	7.530	—	—	7.475	9.105	9.135	9.075	9.045	8.925	9.057	10.905	10.800	10.785	10.785	10.905	10.836
35.6 k	7.290	7.185	7.155	7.110	7.155	7.179	8.895	8.910	8.865	8.805	8.715	8.838	10.815	10.800	10.785	10.785	10.815	10.800
34.8 k	—	6.990	7.050	7.026	—	7.022	8.700	8.700	8.745	8.745	8.700	8.718	10.680	10.635	10.680	10.710	10.680	10.677
34.0 k	6.600	6.570	6.810	6.840	—	6.705	8.790	8.820	8.805	8.805	8.850	8.814	10.620	10.635	10.590	10.590	10.660	10.619
下流端水位 33.2 k	—	6.150	6.150	—	—	6.150	8.760	下流 8.790	水位 8.790	8.760	8.775	8.775	10.545	下流 10.560	水位 10.470	10.500	10.560	10.527

附表-B3 水位测定数值表

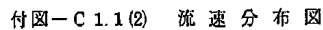
河道(横堤有)

流量 测点 测定断面	$\Sigma Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 下流端水位 $AP+6.429 \text{ m}$						$\Sigma Q = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$ $AP+9.106 \text{ m}$						$\Sigma Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$ $q_1 = 840 \text{ m}^3/\text{s}$ $q_2 = 6160 \text{ m}^3/\text{s}$ $AP+10.460 \text{ m}$					
	1	2	3	4	5	平均	1	2	3	4	5	平均	1	2	3	4	5	平均
37.6 k	7.860	7.870	7.890	7.870	7.860	7.856	10.530	10.530	10.560	10.620	10.620	10.570	11.850	11.850	11.910	11.940	11.880	11.890
37.2 k	7.550	7.570	7.600	7.670	7.650	7.608	10.230	10.230	10.200	10.200	10.140	10.200	11.580	11.520	11.550	11.550	11.580	11.560
36.8 k	7.310	7.300	7.310	7.290	7.280	7.298	10.020	9.900	10.110	10.050	10.050	10.020	11.360	11.340	11.330	11.310	11.310	11.330
36.4 k	7.190	7.210	7.200	7.180	7.170	7.190	9.900	9.930	9.900	9.960	9.960	9.930	11.300	11.220	11.270	11.310	11.280	11.280
36.0 k	6.990	7.000	7.022	7.010	6.990	7.002	9.840	9.840	9.810	9.900	9.960	9.870	11.220	11.220	11.210	11.250	11.280	11.240
35.6 k	6.710	6.980	6.960	6.970	6.960	6.916	9.630	9.630	9.630	9.630	9.630	9.630	10.920	10.950	10.890	10.800	10.800	10.870
34.8 k	6.720	6.710	6.710	6.720	6.720	6.716	9.390	9.450	9.390	9.420	9.420	9.410	10.680	10.710	10.740	10.730	10.740	10.720
34.0 k	6.690	6.650	6.620	6.610	6.600	6.634	9.270	9.270	9.300	9.330	9.390	9.310	10.620	10.650	10.680	10.740	10.740	10.690
下流端水位 33.2 k																		

38.4 杆断面

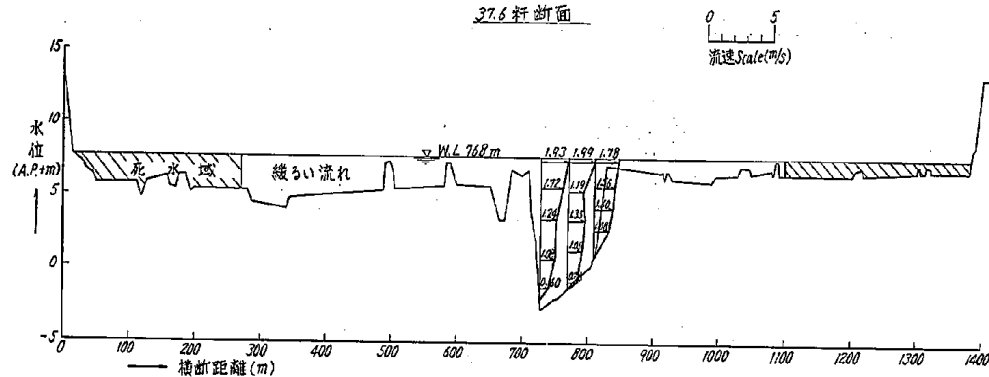


38.0 籽断面



$$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$

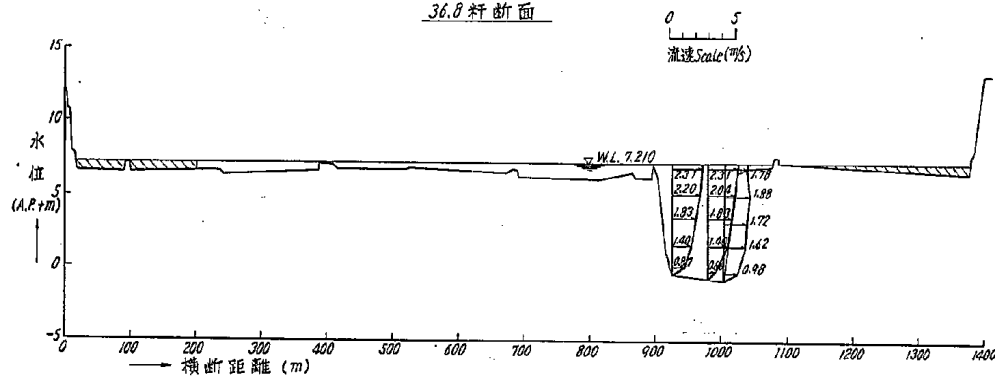
37.6 軒断面



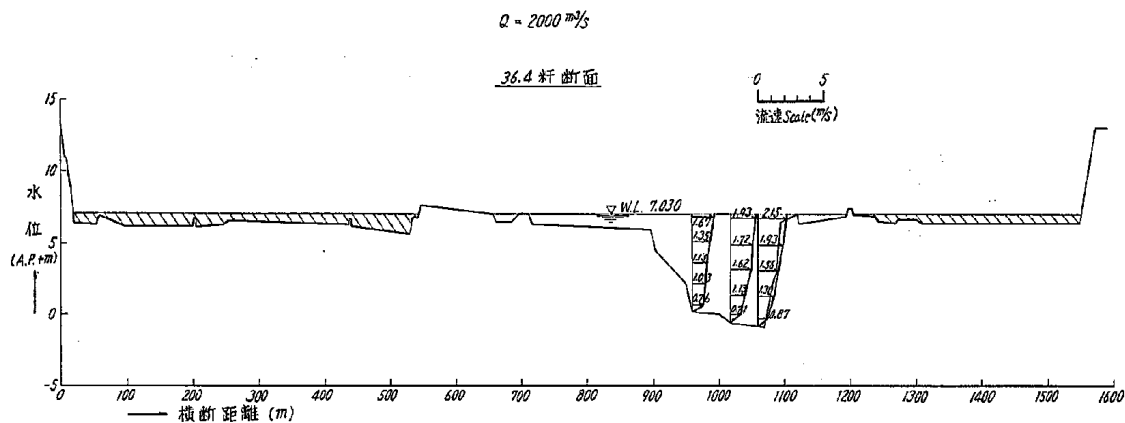
付図-C 1.1 (3) 流速分布図

$$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$

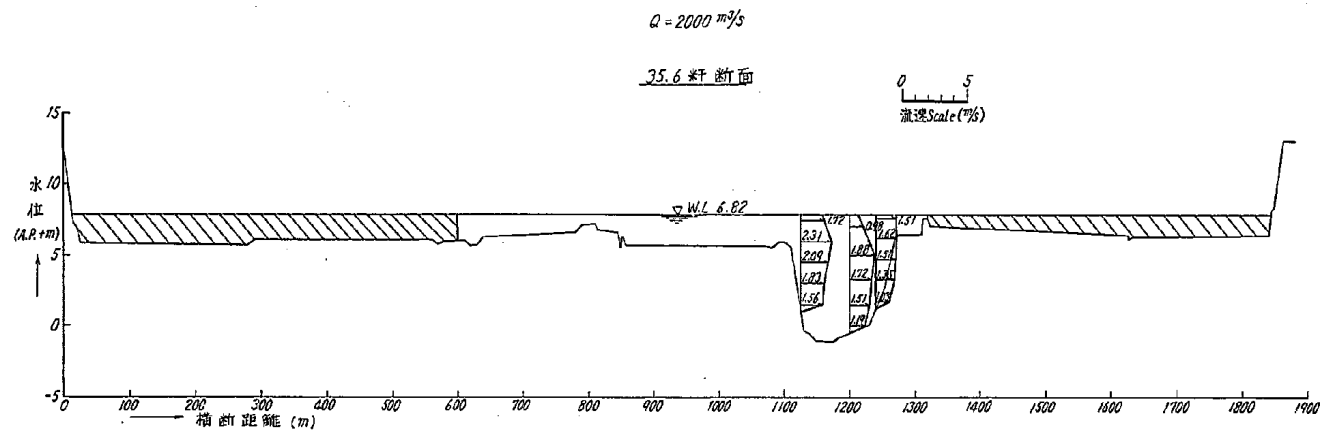
36.8 軒断面



付図-C 1.1 (4) 流速分布図



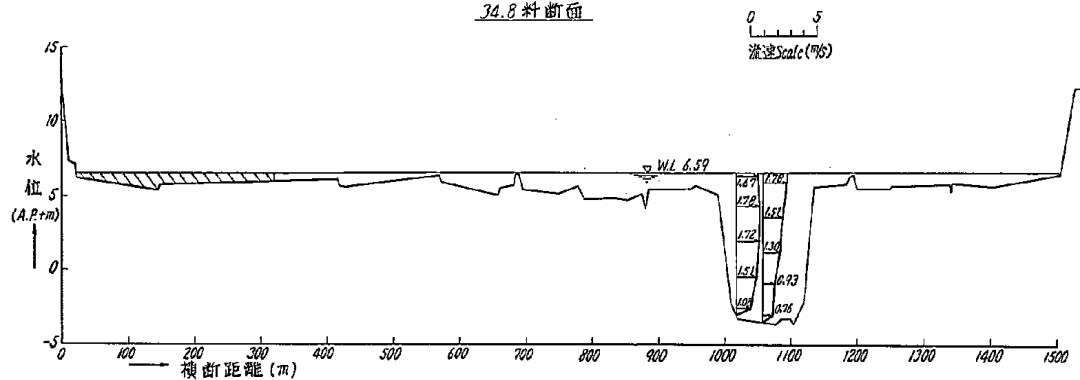
付図—C 1.1 (5) (Case 1-1, 36.4 k) 流速分布図



付図—C 1.1 (6) (Case 1-1, 35.6 k) 流速分布図

$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

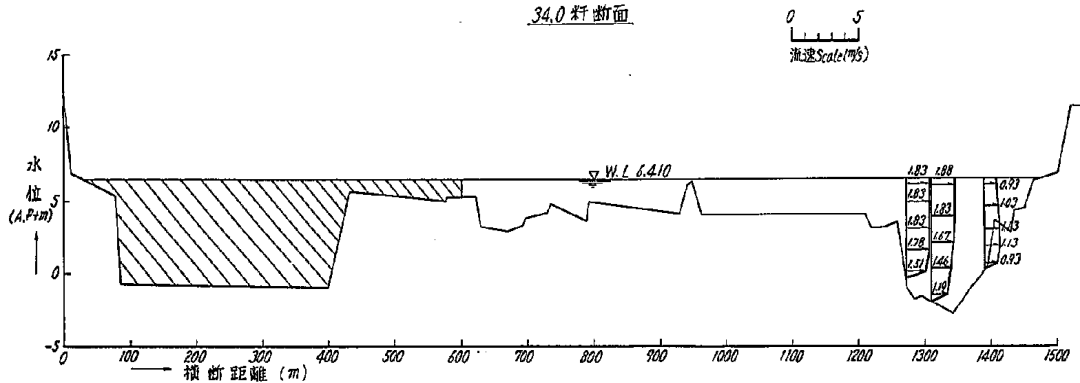
34.8 杆断面



附图—C 1.1 (7) 流速分布图

$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

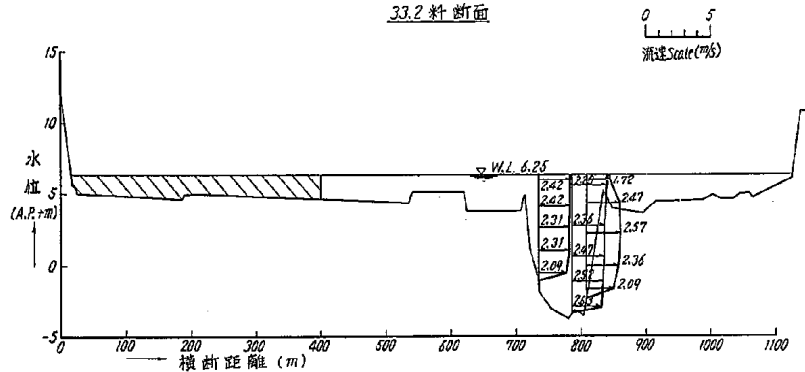
34.0 杆断面



附图—C 1.1 (8) 流速分布图

$$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$$

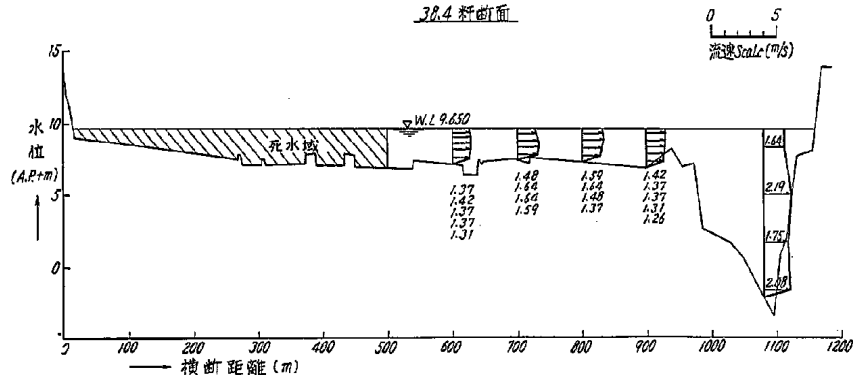
33.2 杆断面



付图-C 1.1 (9) 流速分布图

$$Q = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$$

38.4 杆断面



付图-C 1.2 (1) 流速分布图

38.0 杆断面

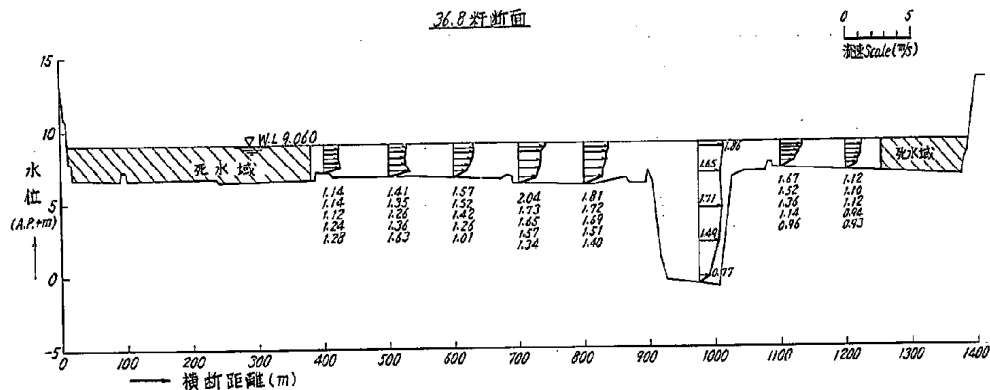


37.6 秆 断 面



$$Q = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$$

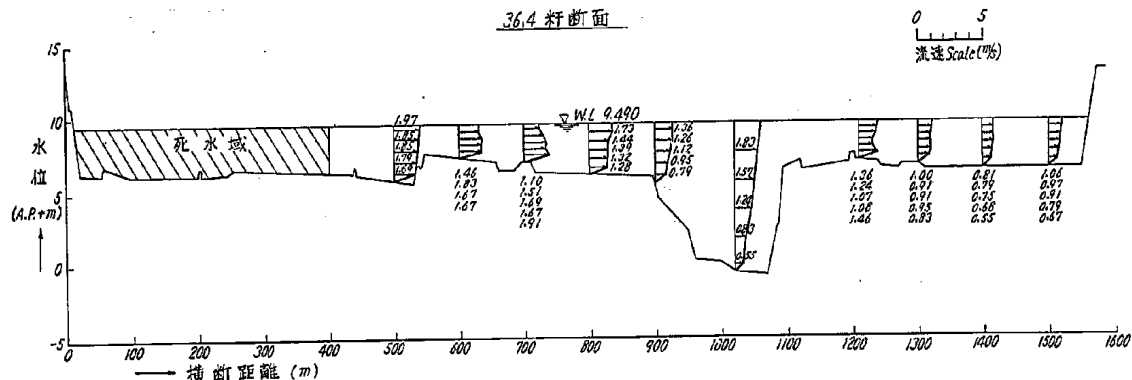
36.8 杆断面



付图—C 1.2 (4) 流速分布图

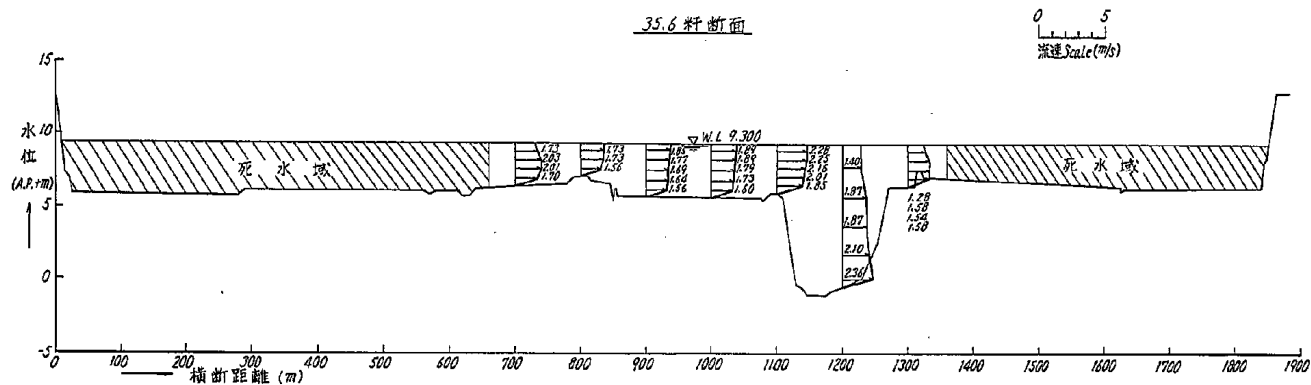
$$Q = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$$

36.4 杆断面



付图—C 1.2 (5) (Case1-2, 36.4 k) 流速分布图

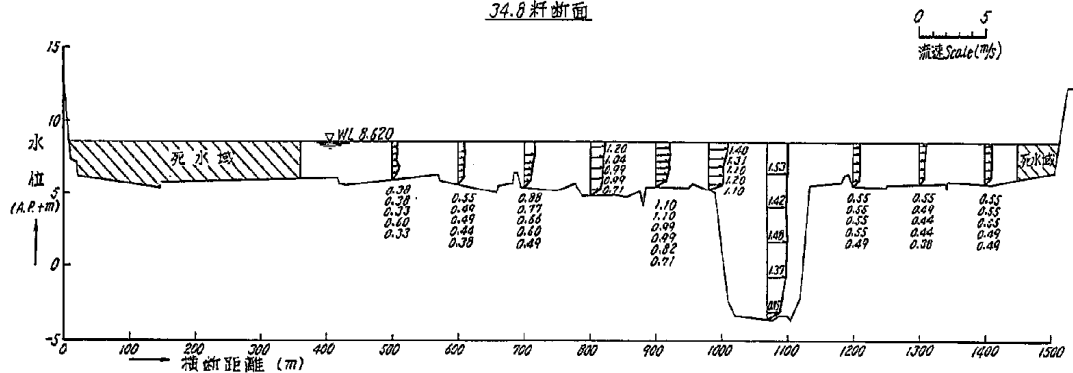
35.6 籽断面



付図-C 1.2 (6) (Case 1-2, 3 5.6 k) 流速分布図

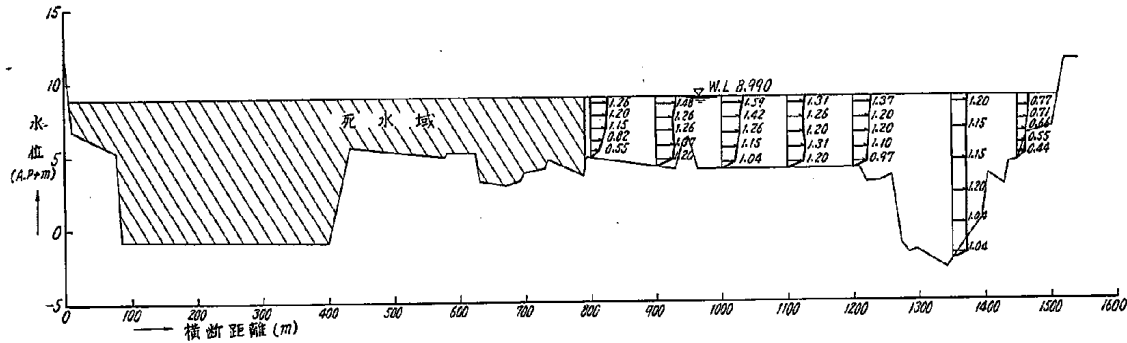
$$Q = 4.500 \text{ m}^3/\text{s}$$

34.8 杆断面



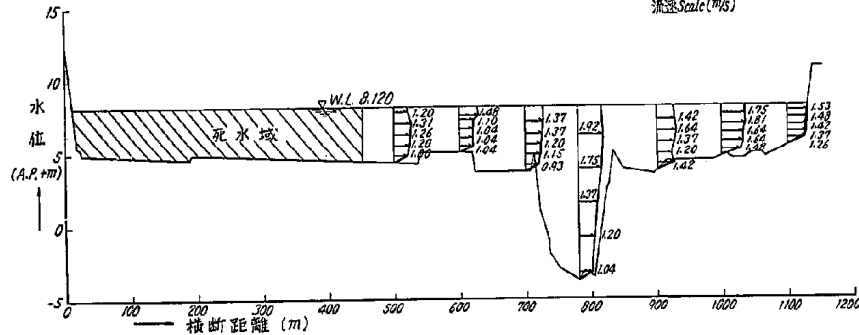
付図-C 1.2 (7) 流速分布図

34.0 秆断面

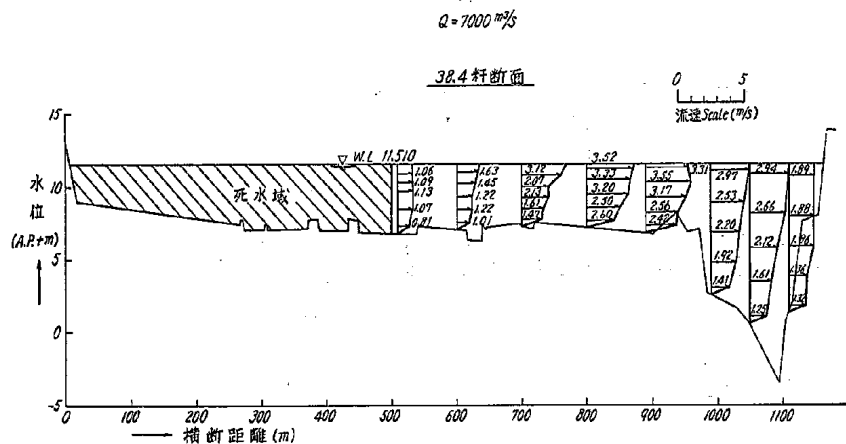


付図一 C 1.2 (8) (Case 1-2, 3 4.0 k) 流速分布図

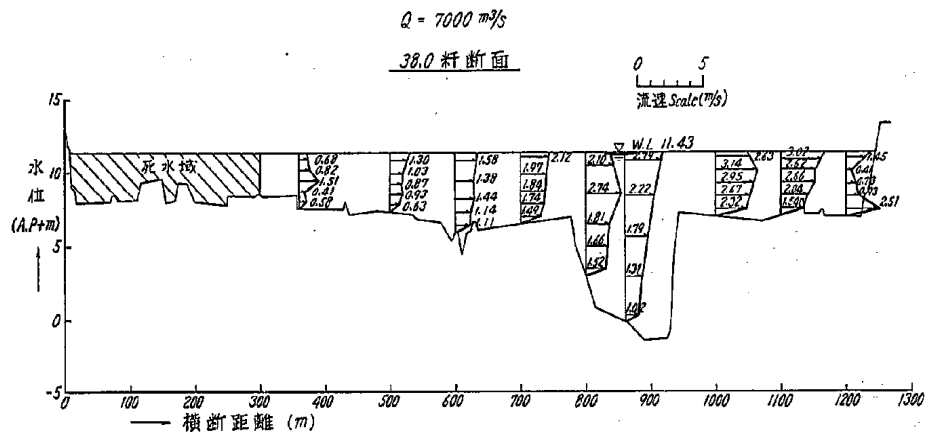
33.2 籽断面



付図-C 1.2 (9) 流速分布図



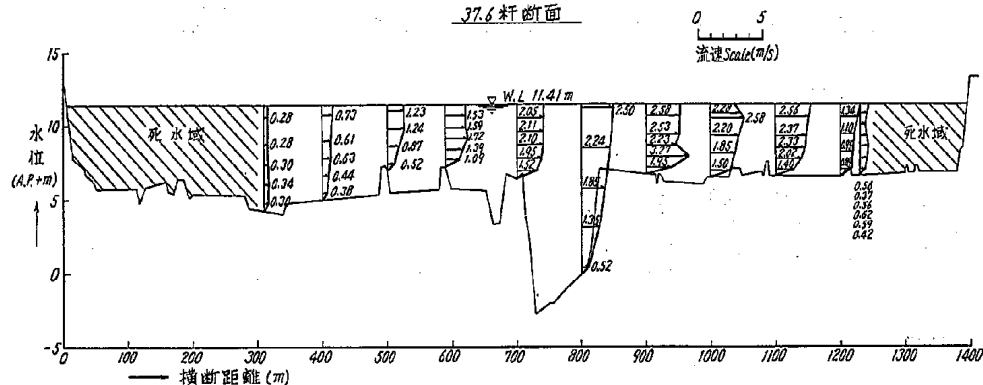
付图—C 1.3 (1) 流速分布图



付图—C 1.3 (2) 流速分布图

$$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$

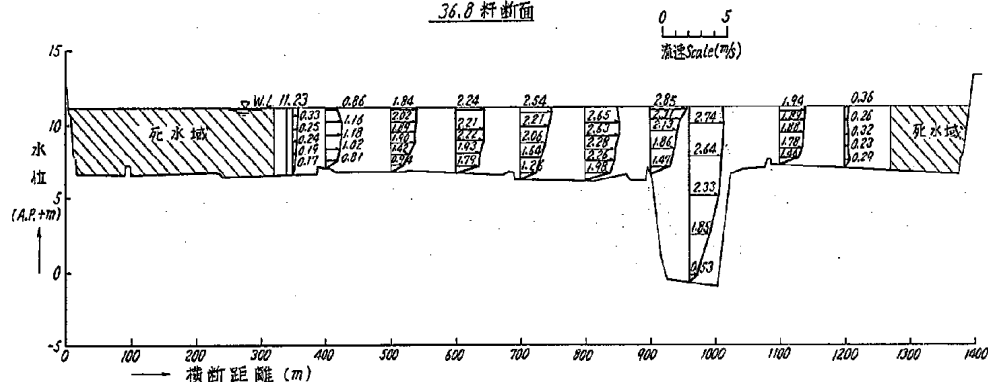
37.6 杆断面



付图-C 1.3 (3) 流速分布图

$$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$

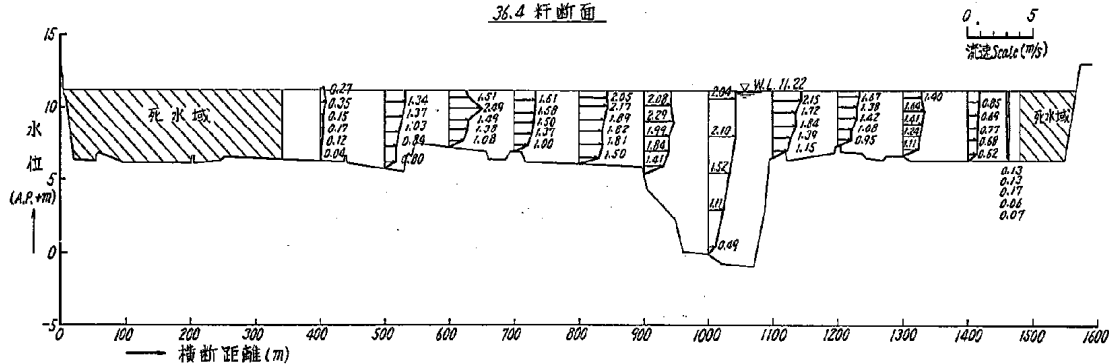
36.8 杆断面



付图-C 1.3 (4) 流速分布图

$$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$

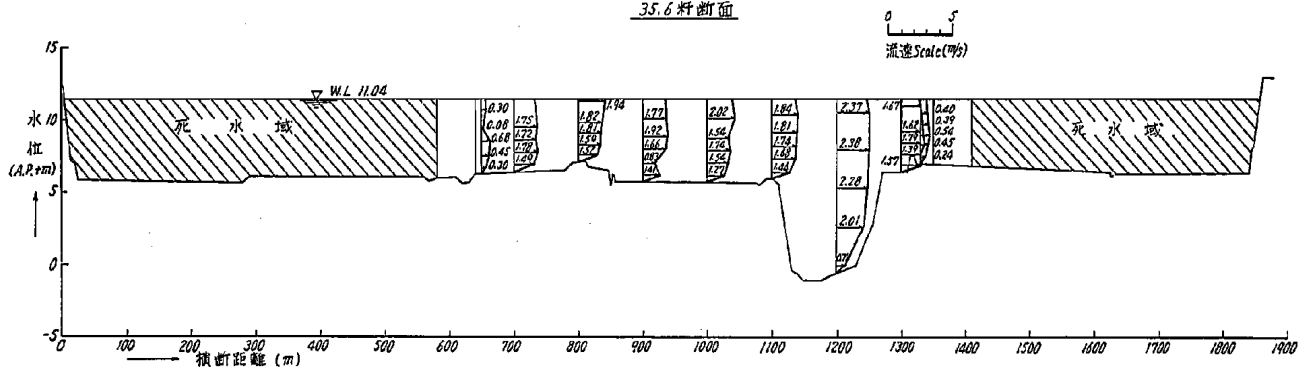
36.4 杆断面



付図-C 1.3 (5) (Case 1-3, 36.4 k) 流速分布图

$$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$

35.6 杆断面

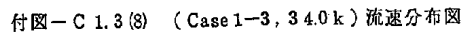


付図-C 1.3 (6) (Case 1-3, 35.6 k) 流速分布图

34.8 料断面

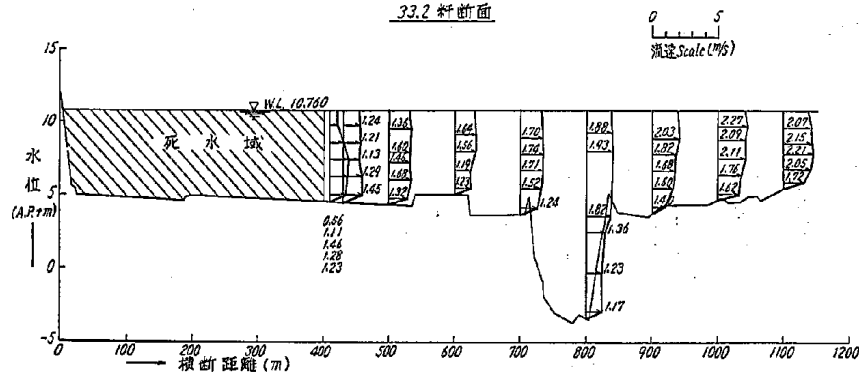


34.0 杆 断 面



$$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2 断面



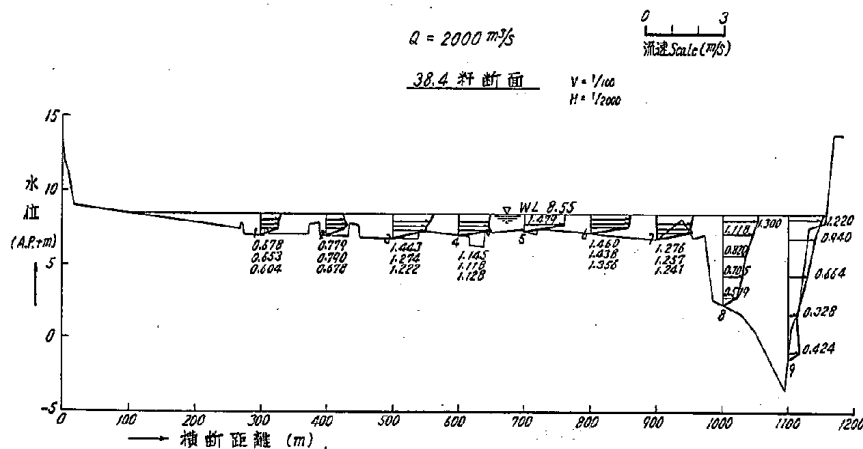
付图-C 1.3 (9) 流速分布图

$$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.4 断面

$$V = 1/100$$

$$H = 1/2000$$

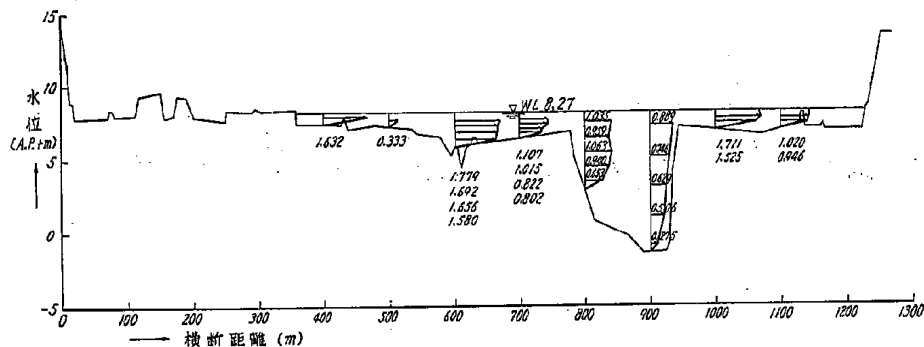


付图-C 2.1 (1) 流速分布图

$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

38.0 断面

0 3
流速 Scale (m/s)

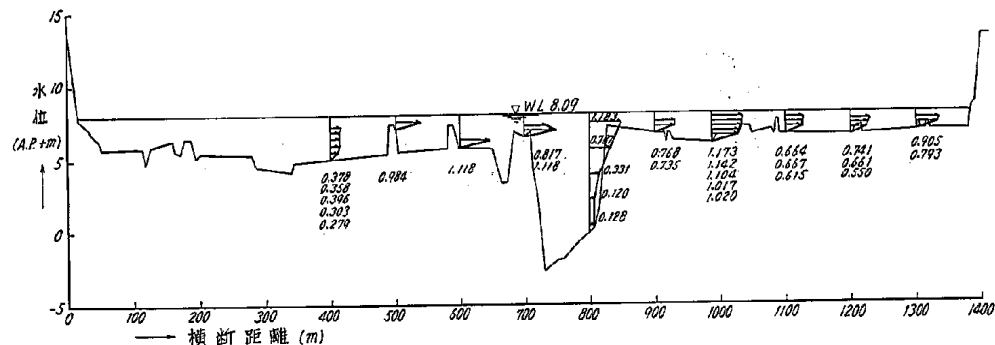


付图-C 2.1 (2) 流速分布图

$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

37.6 断面

0 3
流速 Scale (m/s)

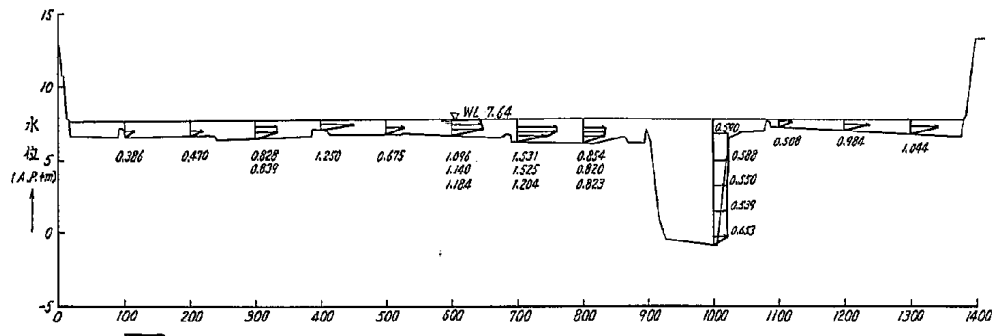


付图-C 2.1 (3) 流速分布图

$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

流速 Scale (m/s)

36.8 杆断面

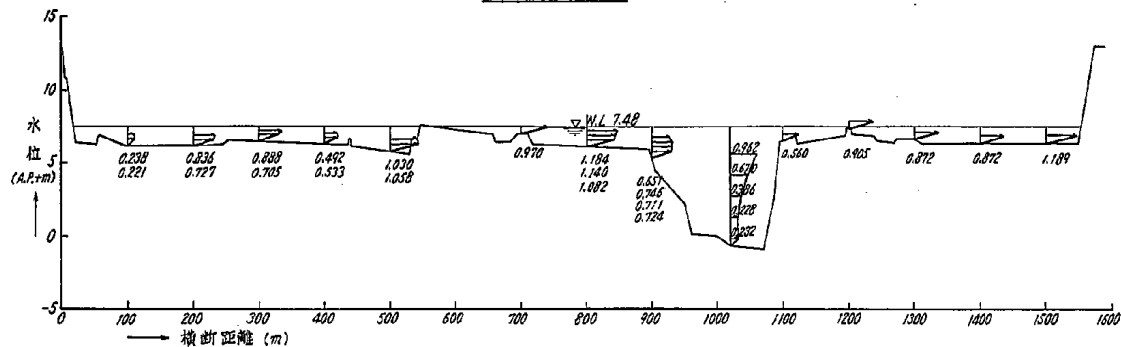


付图-C 2.1 (4) 流速分布图

$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

流速 Scale (m/s)

36.4 杆断面

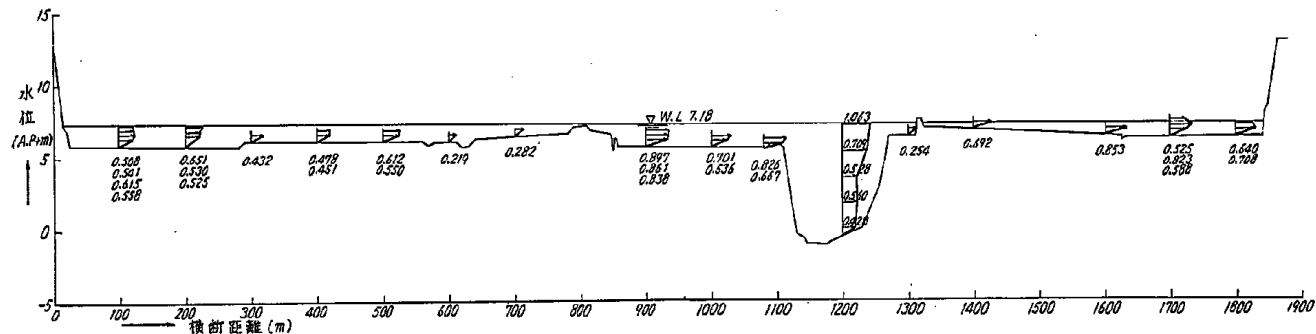


付图-C 2.1 (5) (Case 2-1, 36.4 k) 流速分布图

$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

0 3
流速Scale(m/s)

35.6 杆断面

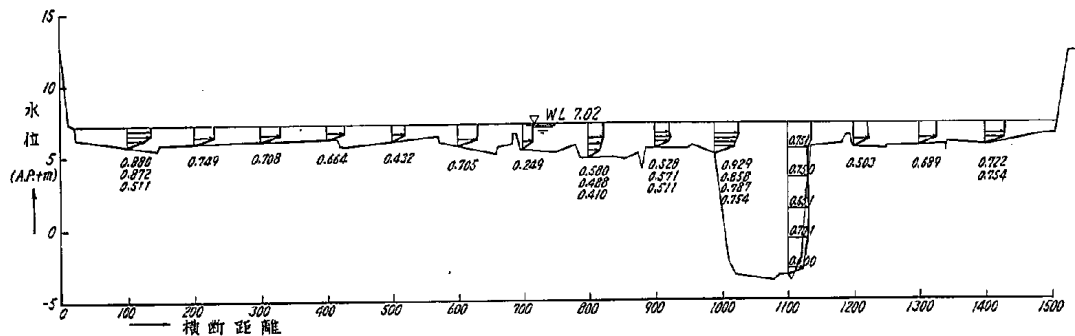


付图-C 2.1 (6) (Case 2-1, 35.6 k) 流速分布图

$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

0 3
流速Scale(m/s)

34.8 杆断面

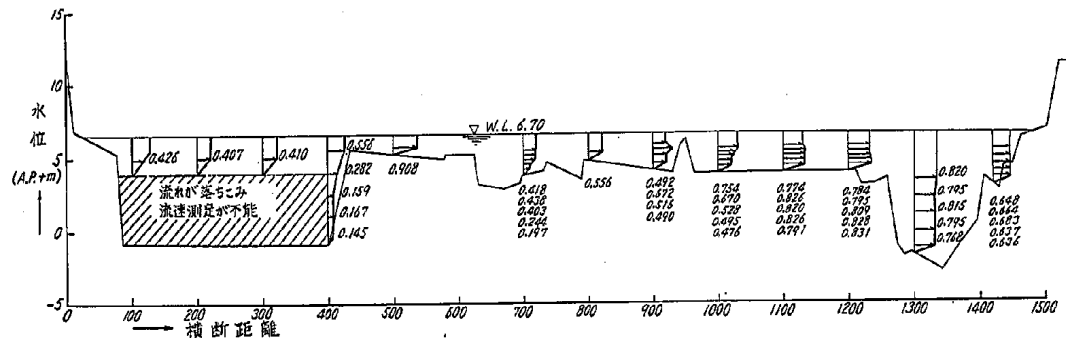


付图-C 2.1 (7) 流速分布图

0 3
流速Scale (m/s)

$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

34.0 軒断面

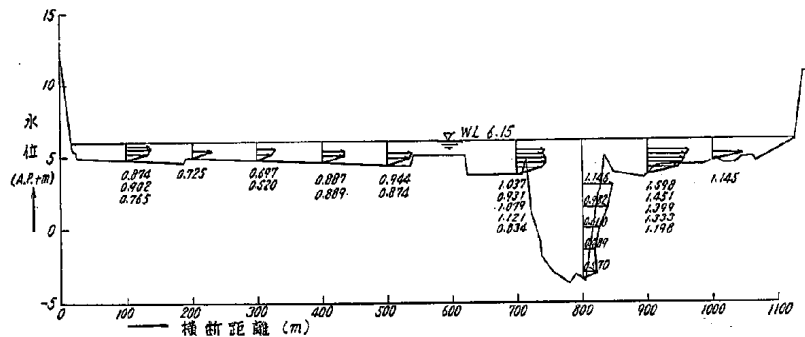


付図-C 2.1 (8) (Case 2-1, 34.0 k) 流速分布図

0 3
流速Scale (m/s)

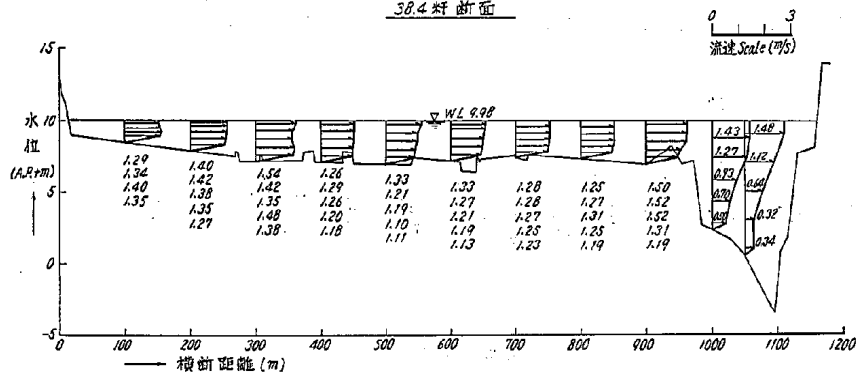
$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

33.2 軒断面



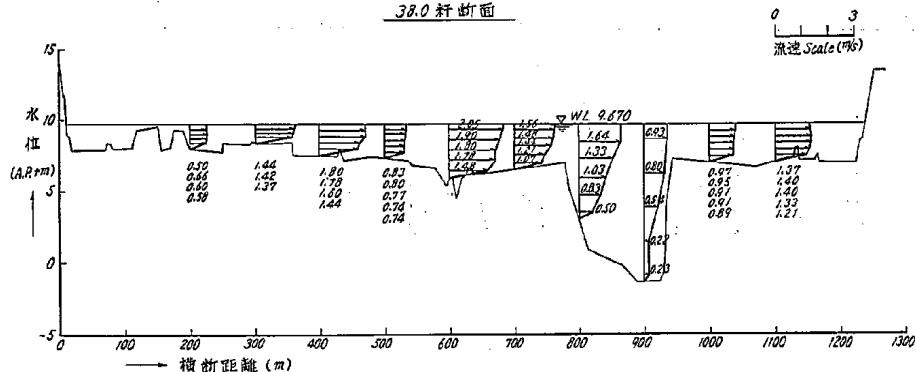
付図-C 2.1 (9) 流速分布図

38.4 秆 断 面



付図—C 2.2 (1) 流速分布図

38.0 杆断面

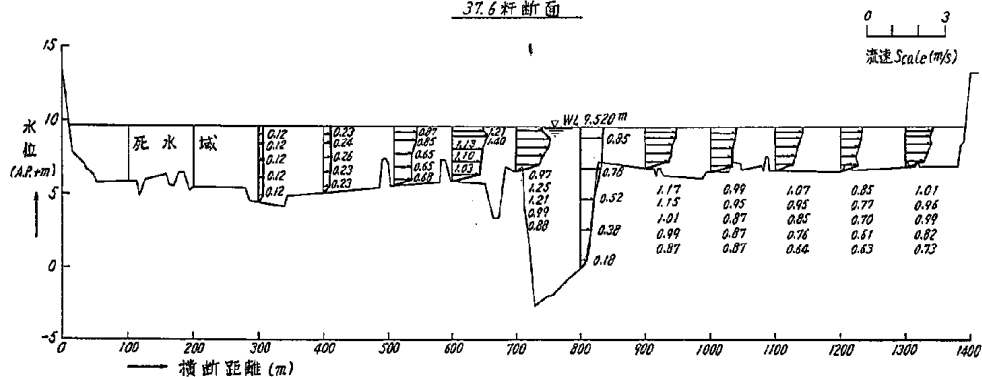


付図一 C 2.2 (2) 流速分布図

996

$$Q = 4.500 \text{ m}^3/\text{s}$$

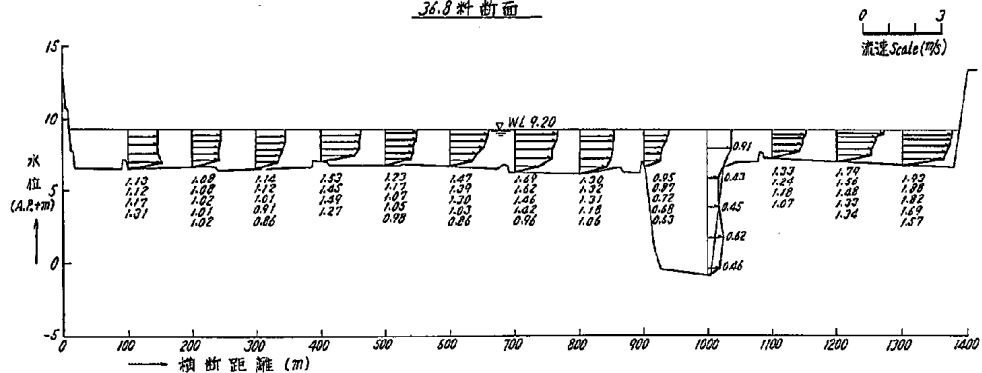
37.6 杆断面



付图-C 2.2 (3) 流速分布图

$$Q = 4.500 \text{ m}^3/\text{s}$$

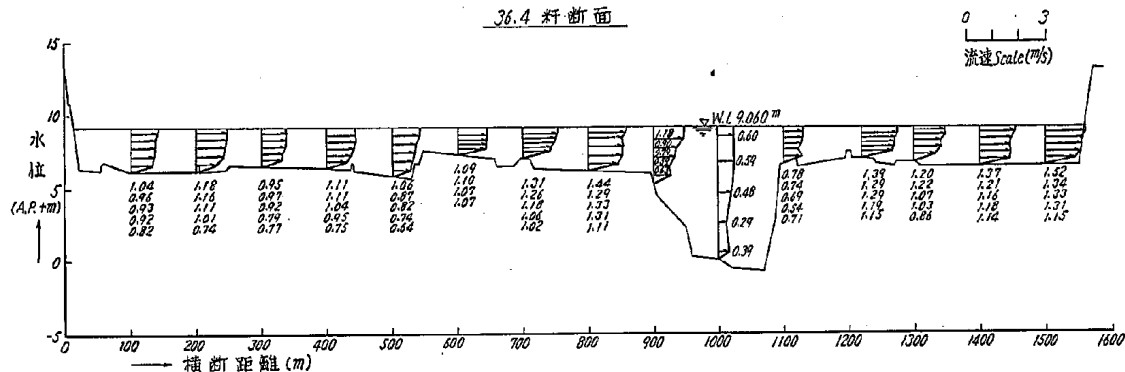
36.8 杆断面



付图-C 2.2 (4) 流速分布图

$$Q = 4.500 \text{ m}^3/\text{s}$$

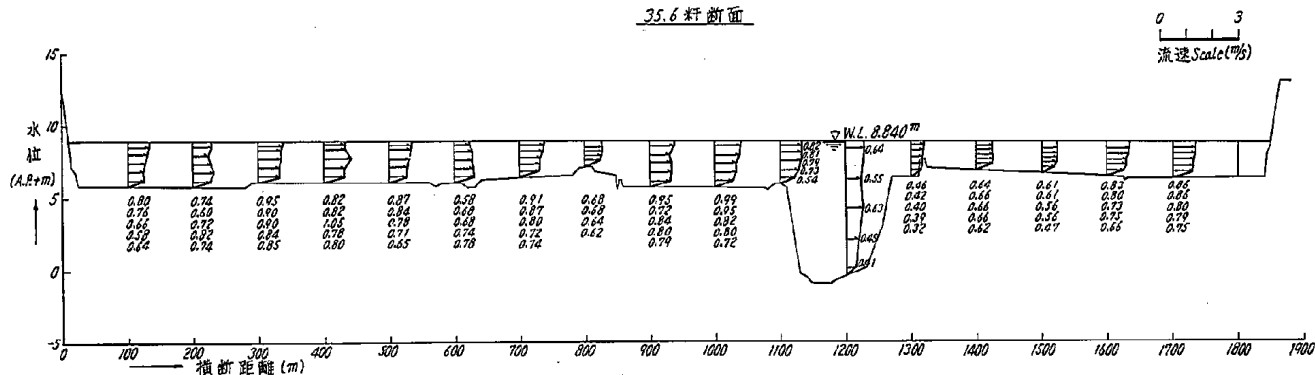
36.4 杆断面



付図-C 2.2 (5) (Case 2-2, 36.4 k) 流速分布图

$$Q = 4.500 \text{ m}^3/\text{s}$$

35.6 杆断面

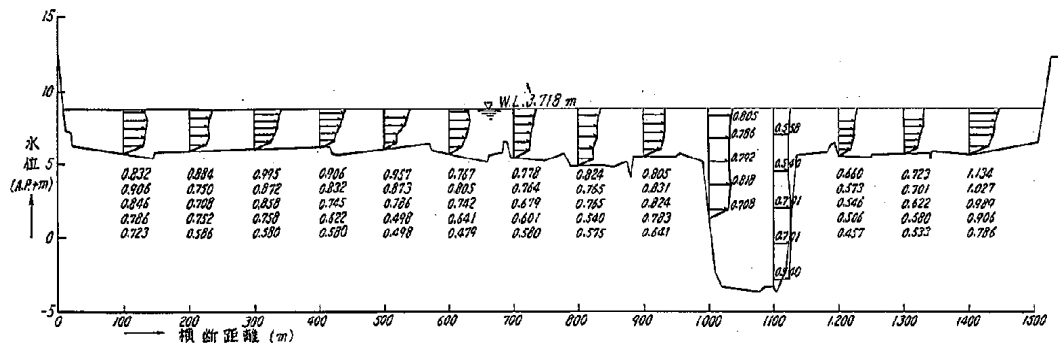


付図-C 2.2 (6) (Case 2-2, 35.6 k) 流速分布图

$Q = 4.500 \text{ m}^3/\text{s}$

流速 Scale (m/s)

34.8 杆断面

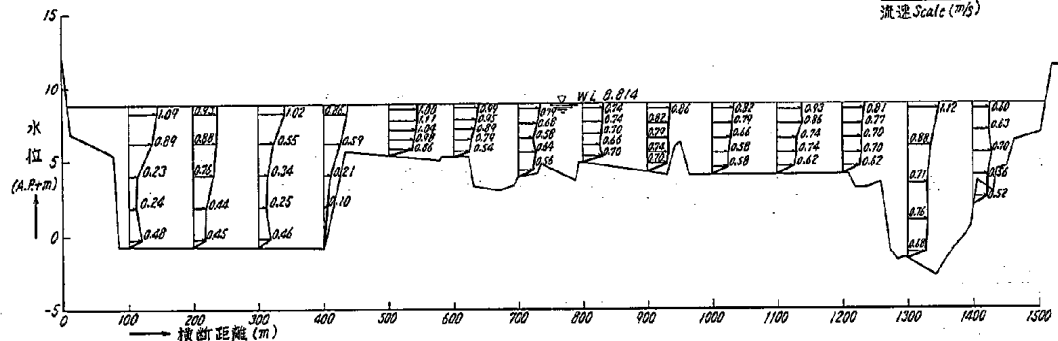


付图—C 2.2 (7) 流速分布图

$Q = 4.500 \text{ m}^3/\text{s}$

34.0 杆断面

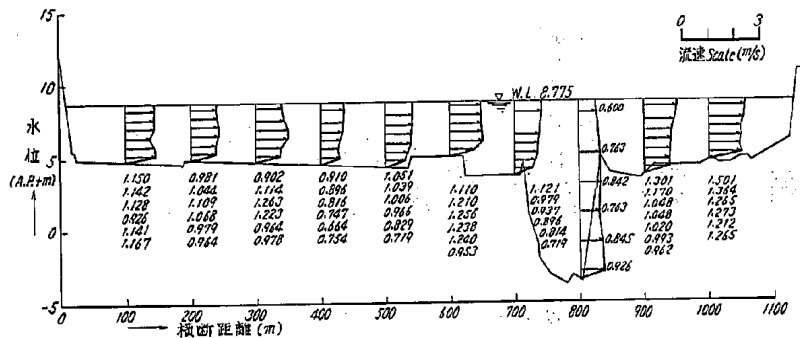
流速 Scale (m/s)



付图—C 2.2 (8) (Case 2—2, 34.0 k) 流速分布图

$$Q = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$$

33.2 样断面



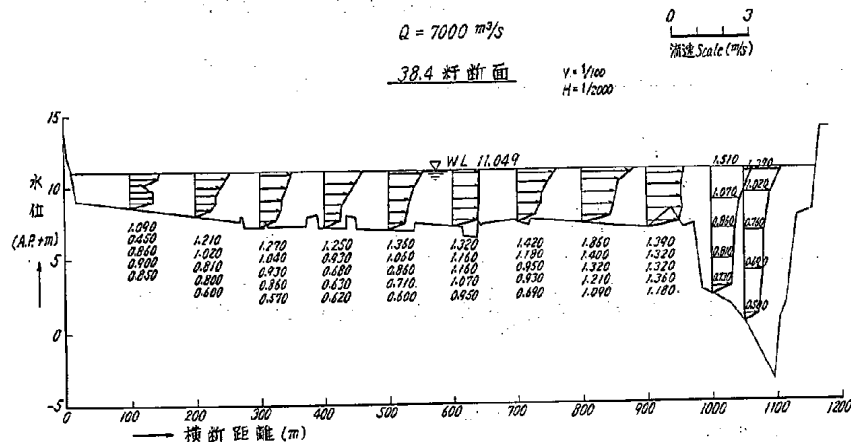
付图-C 2.2 (9) 流速分布图

$$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$

38.4 样断面

$$v = 1/100$$

$$H = 1/2000$$

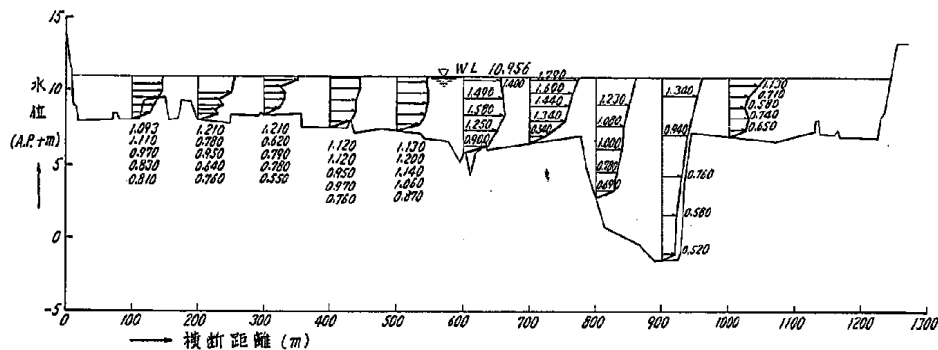


付图-C 2.3 (1) 流速分布图

$$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$

38.0 料断面

0 3
流速 Scale (m/s)

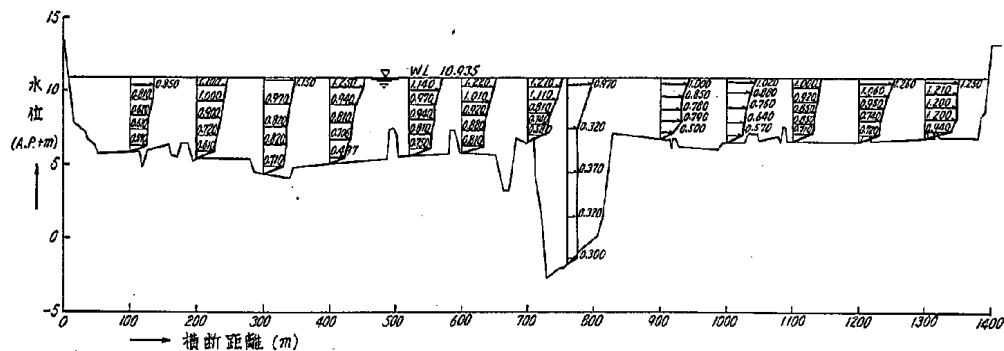


付图-C 2.3 (2) 流速分布图

$$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$

37.6 料断面

0 3
流速 Scale (m/s)

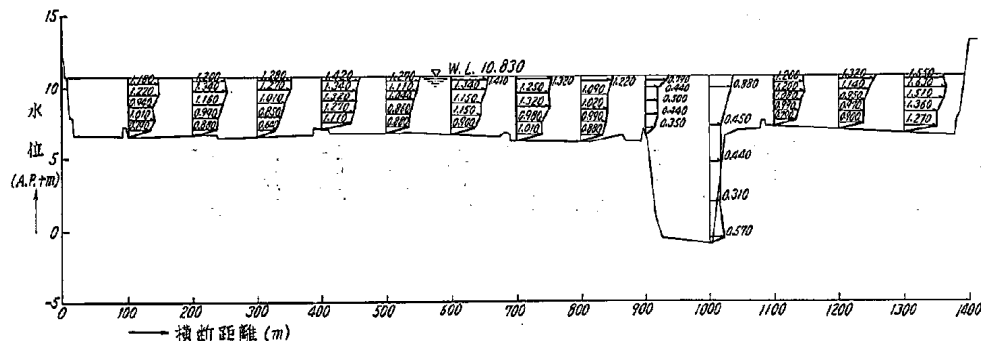


付图-C 2.3 (3) 流速分布图

$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$

0 3
流速 Scale (m/s)

36.8 杆断面

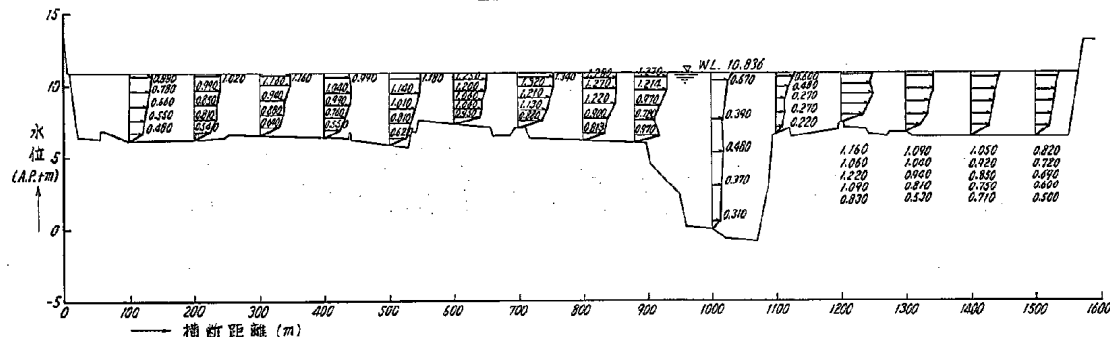


付图-C 2.3 (4) 流速分布图

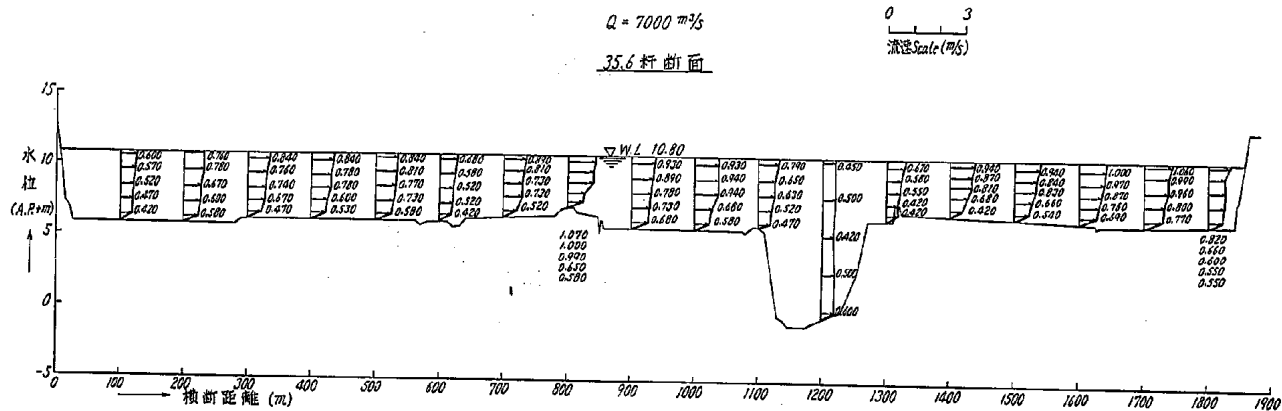
$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$

0 3
流速 Scale (m/s)

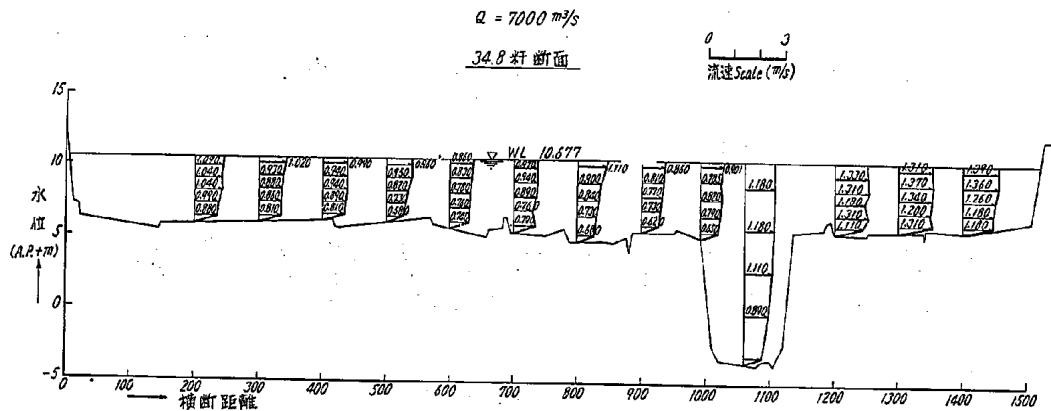
36.4 杆断面



付图-C 2.3 (5) (Case 2-3, 36.4 k) 流速分布图



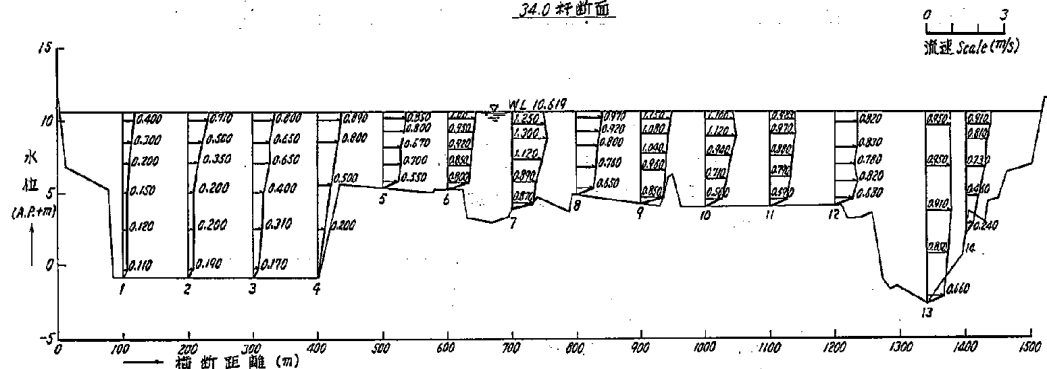
付图-C 2.3 (6) (Case 2-3, 35.6 k) 流速分布图



付图-C 2.3 (7) 流速分布图

$Q = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$

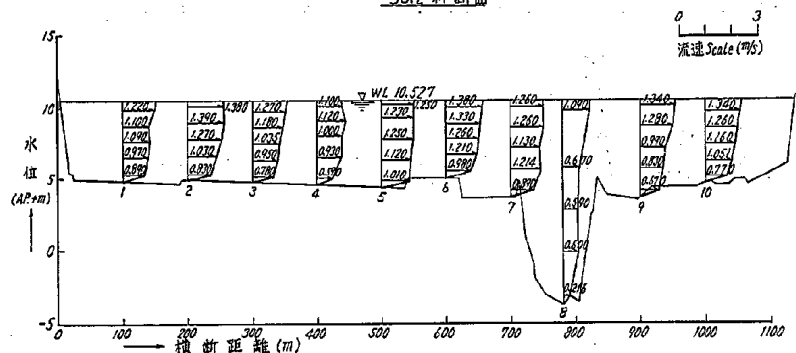
34.0 杆断面



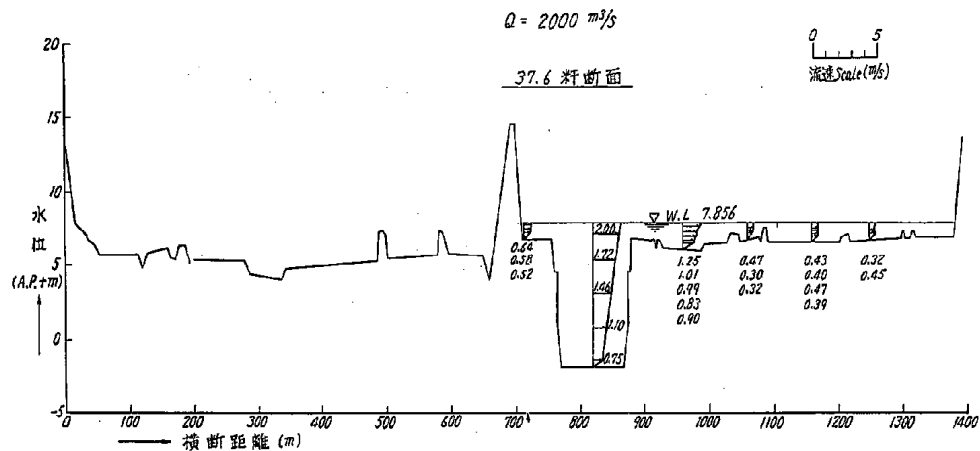
付图-C 2.3 (8) (Case 2-3, 34.0 k) 流速分布图

$Q = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$

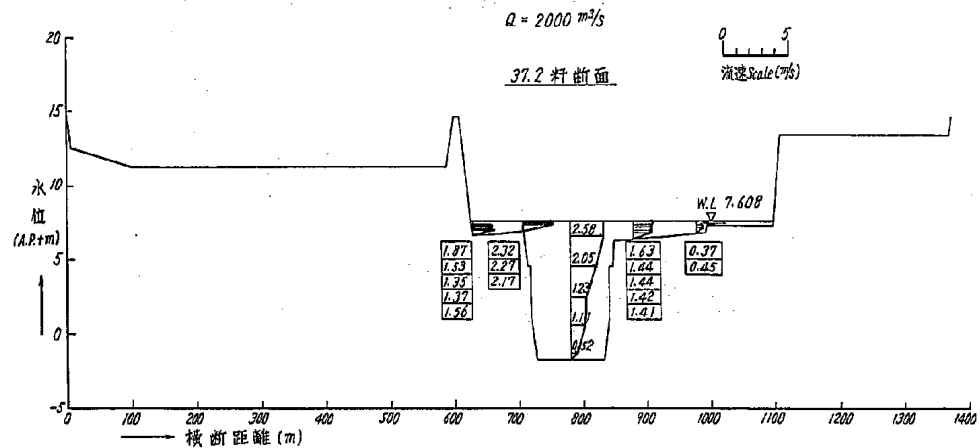
33.2 杆断面



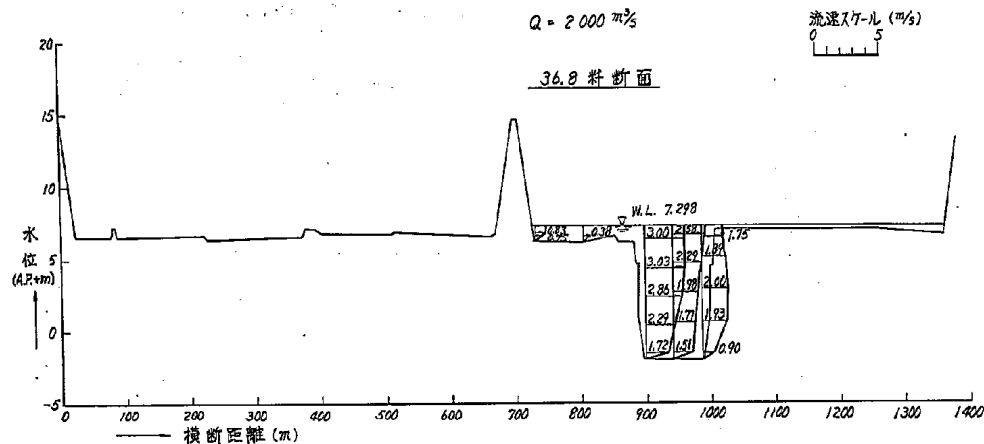
付图-C 2.3 (9) 流速分布图



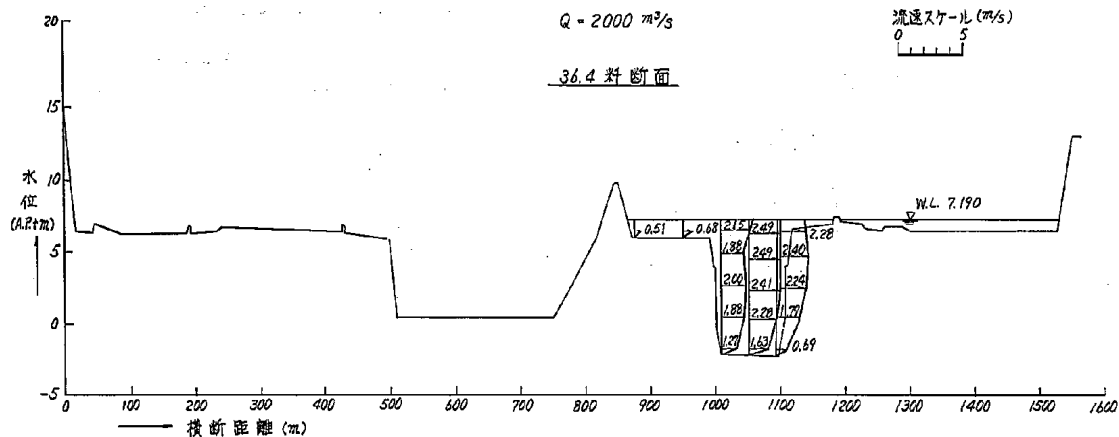
付图-C 3.1(1) 流速分布图



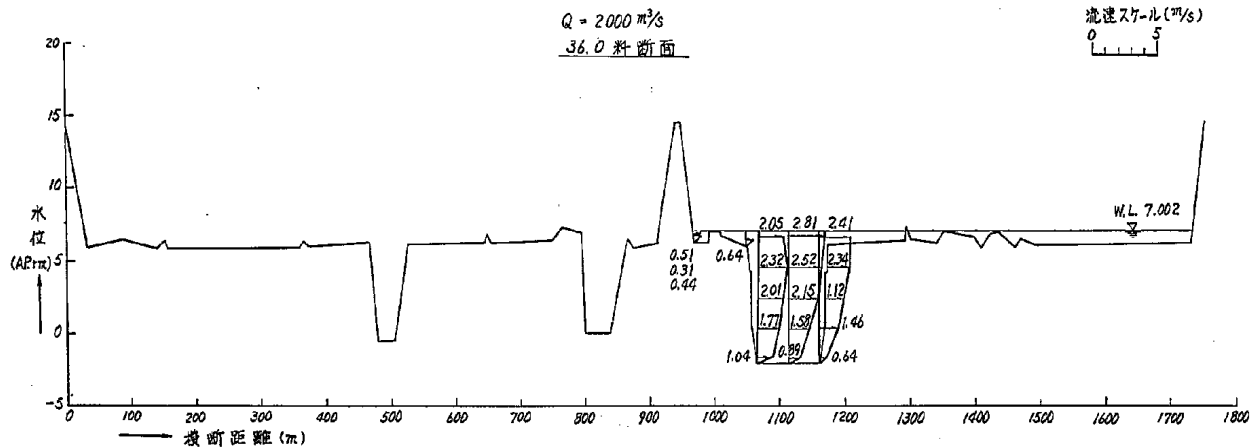
付图-C 3.1(2) 流速分布图



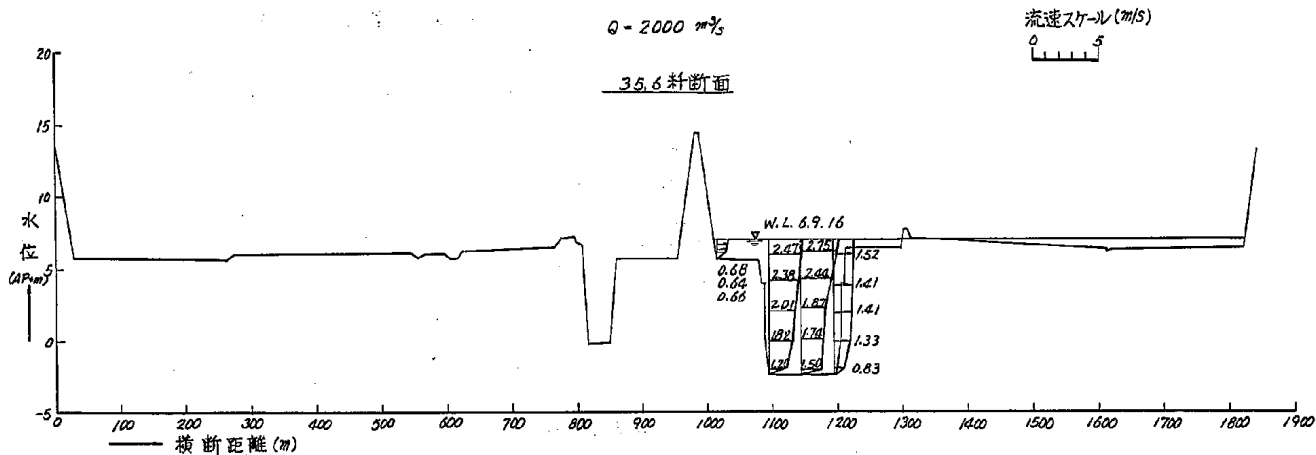
付図-C 3.1 (3) 流速分布図



付図-C 3.1 (4) 流速分布図



付図-C 3.1(5) 流速分布図



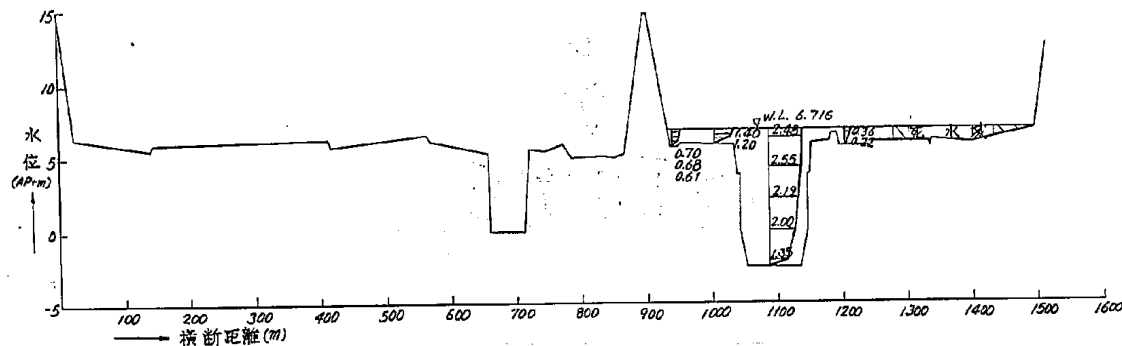
付図-C 3.1(6) 流速分布図

Q=2000 m³/s

流速スケール(m/s)



34.8 科断面



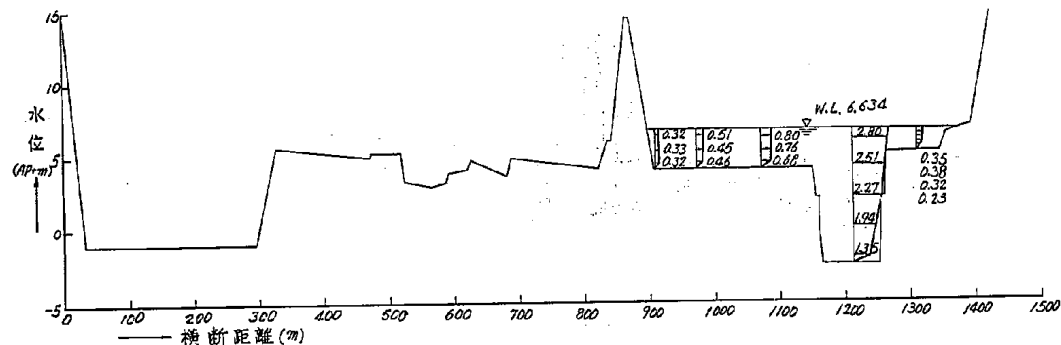
付図-C 3.1 (7) 流速分布図

Q=2000 m³/s

流速スケール(m/s)



34.0 科断面



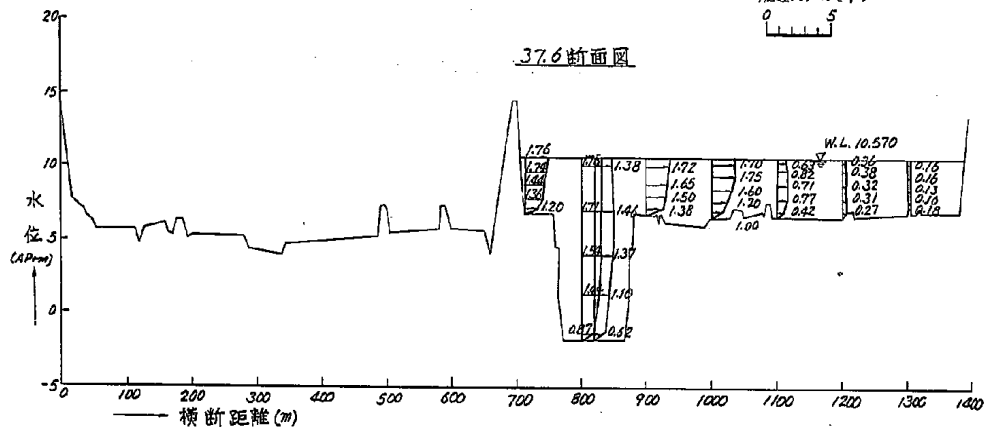
付図-C 3.1 (8) 流速分布図

$$Q = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$$

流速スケール(m/s)



37.6断面図



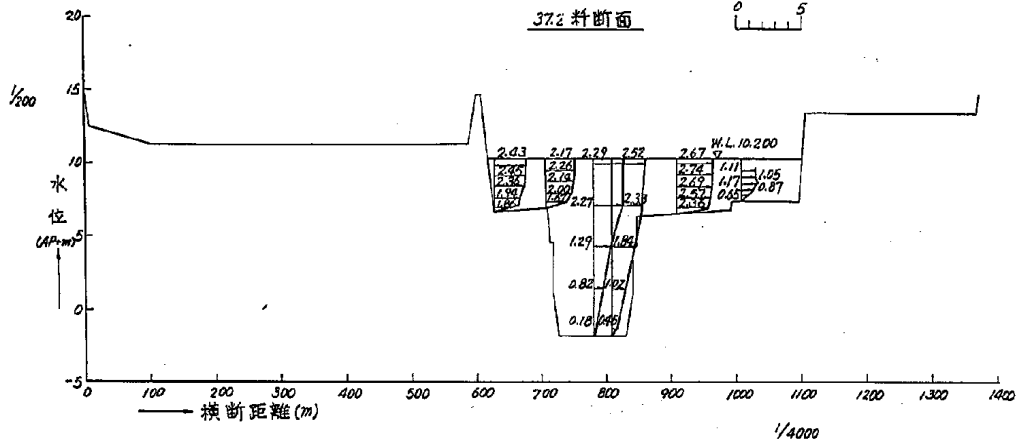
付図-C 3.2 (1) 流速分布図

$$Q = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$$

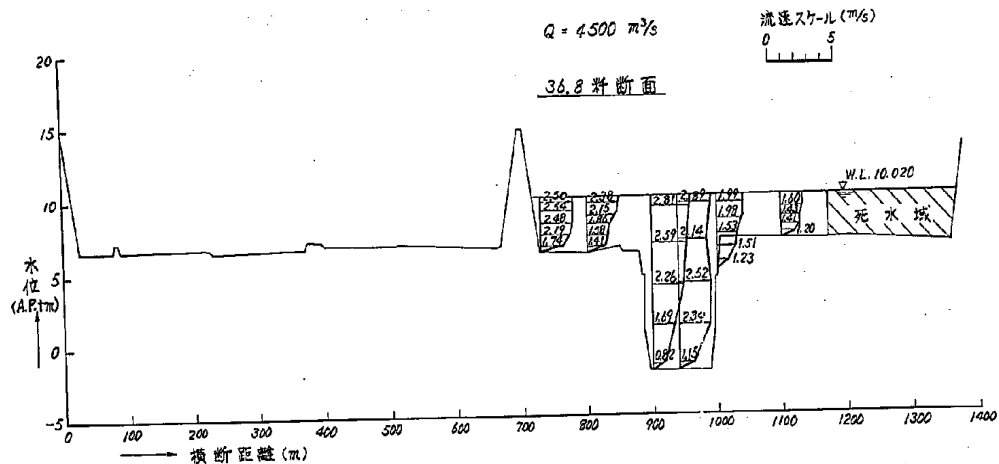
流速スケール(m/s)



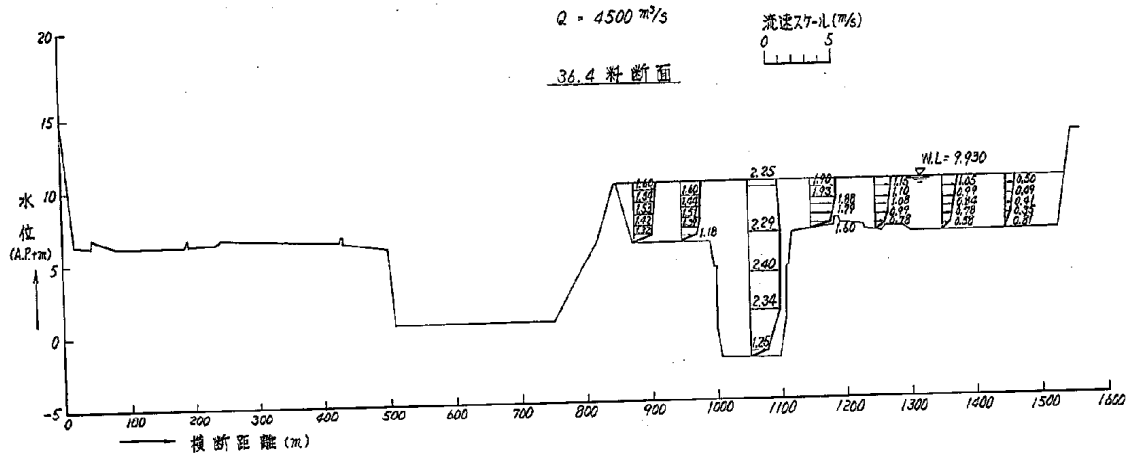
37.2断面図



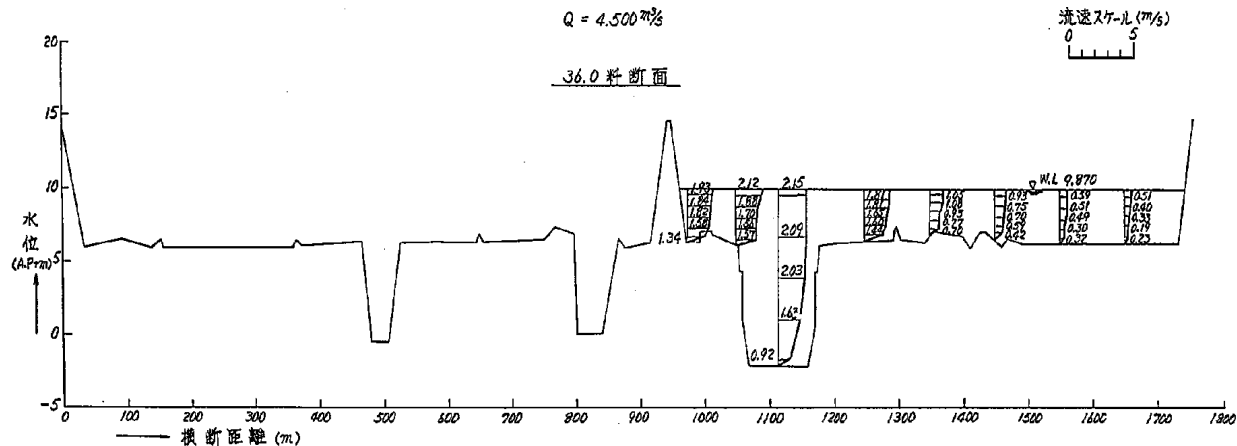
付図-C 3.2 (2) 流速分布図



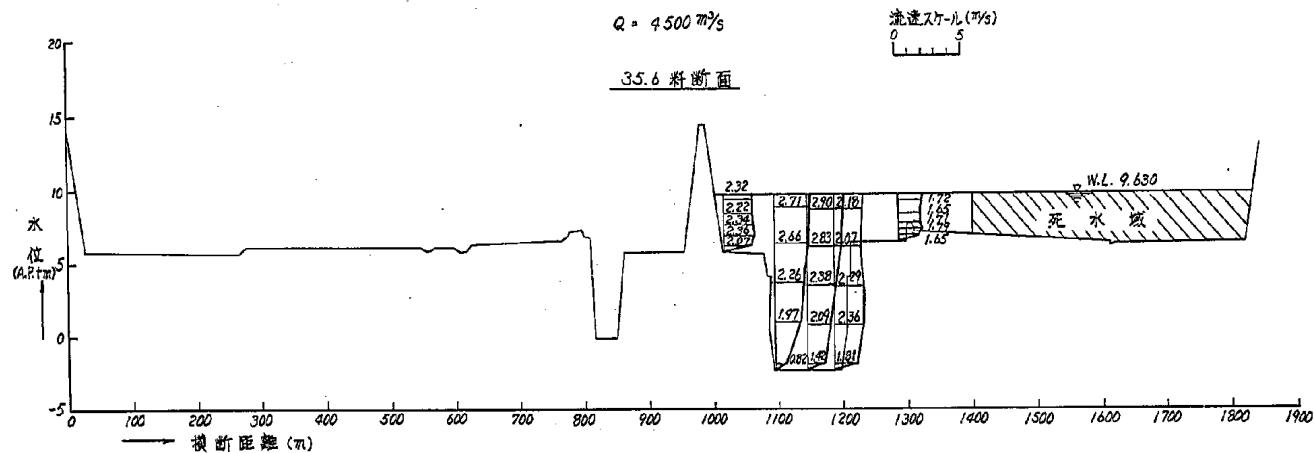
付図-C 3.2 (3) 流速分布図



付図-C 3.2 (4) 流速分布図



付図-C 3.2 (5) 流速分布図

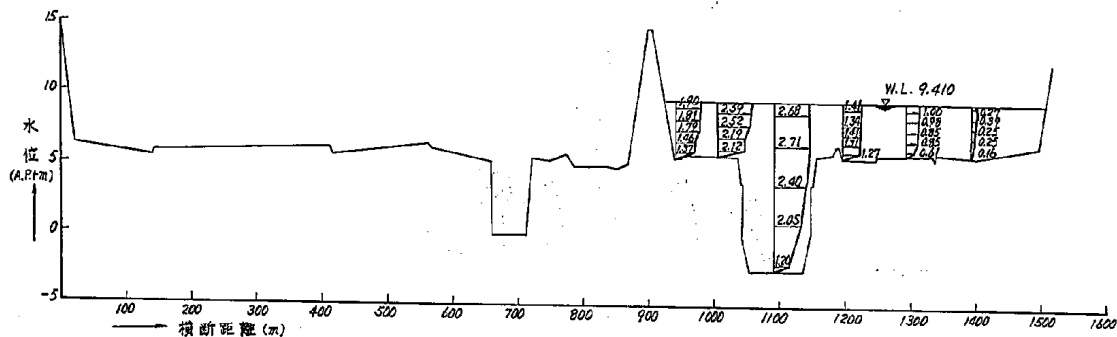


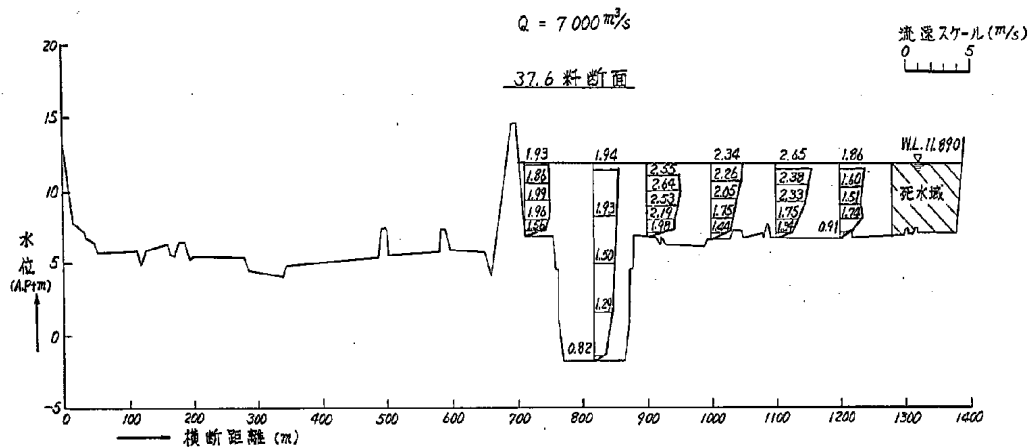
付図-C 3.2 (6) 流速分布図

$$Q = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$$

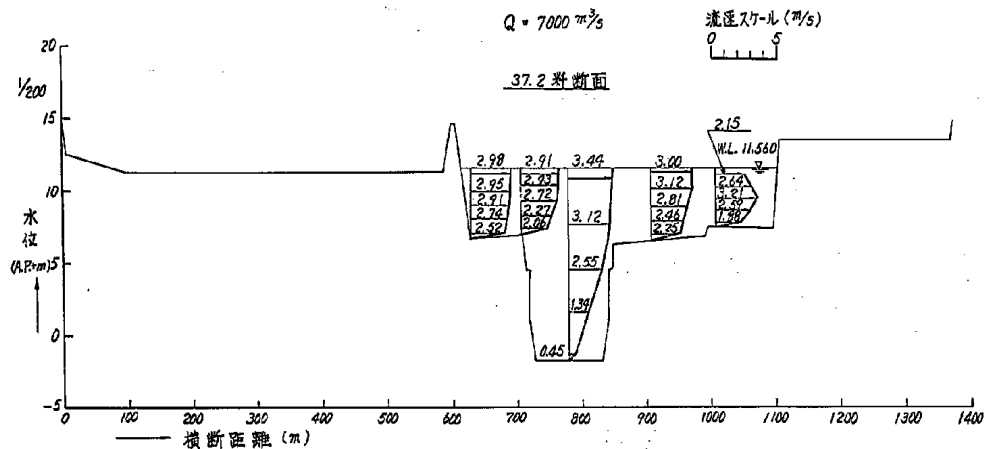
34.8 断面

流速スケール(%)

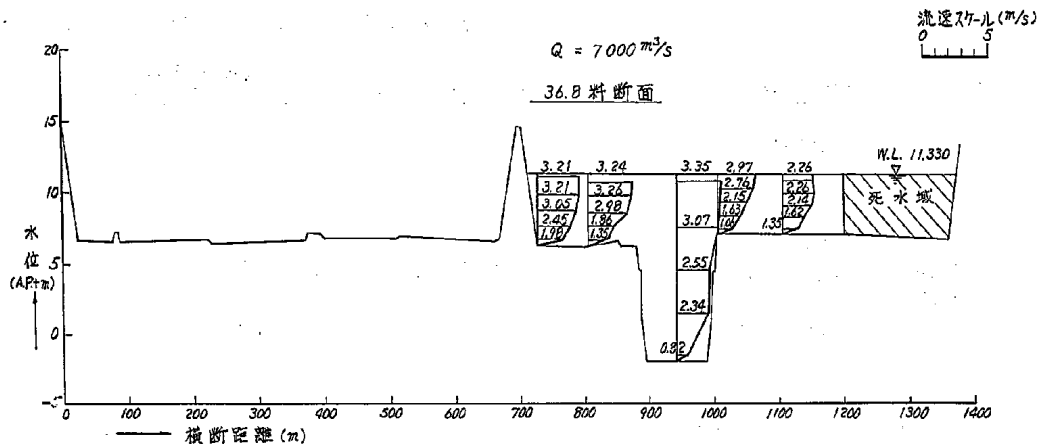




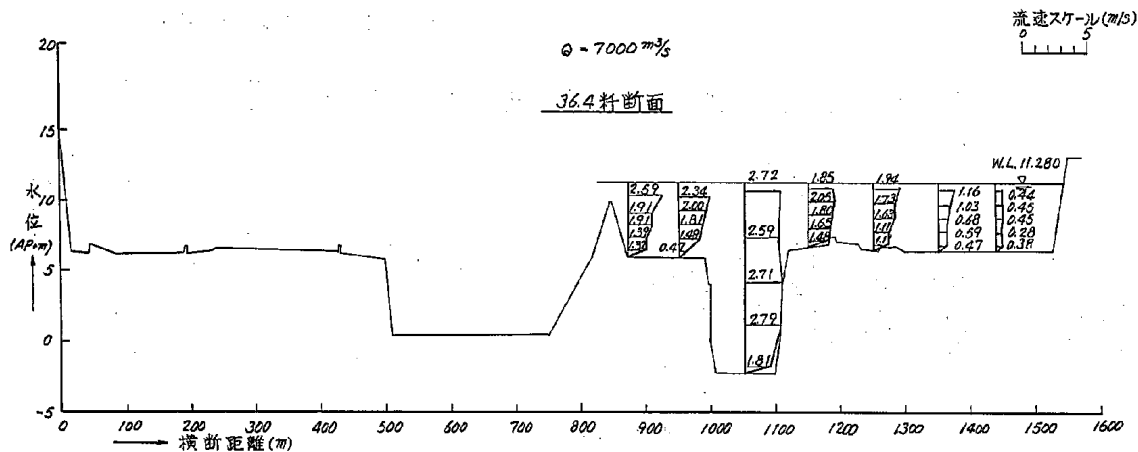
付図-C 3.3 (1) 流速分布図



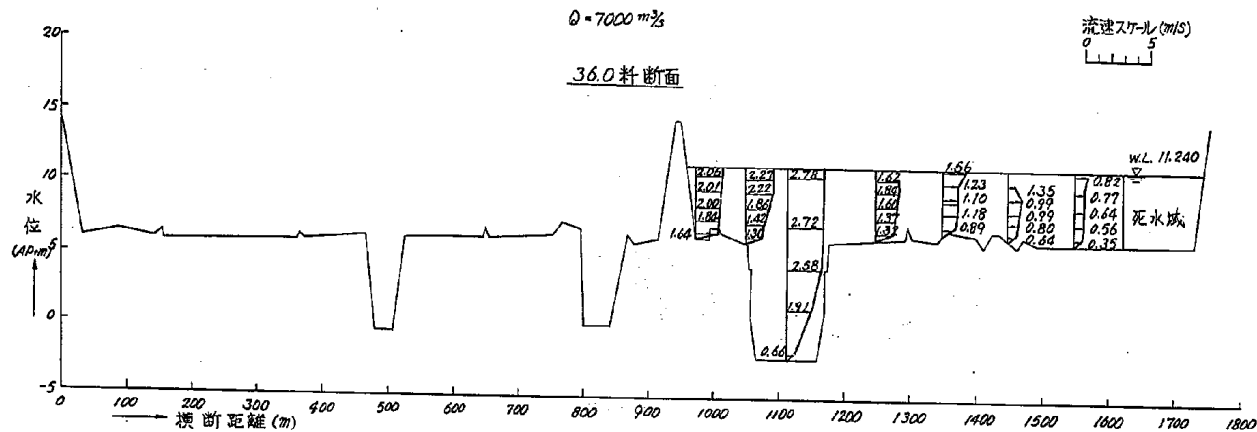
付図-C 3.3 (2) 流速分布図



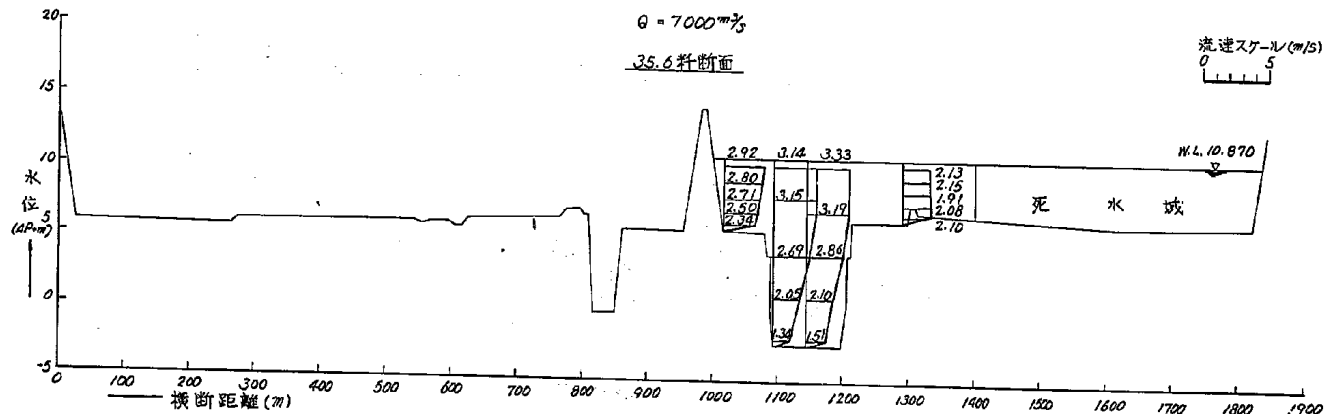
付図-C 3.3 (3) 流速分布図



付図-C 3.3 (4) 流速分布図



付図-C 3.3 (5) 流速分布図

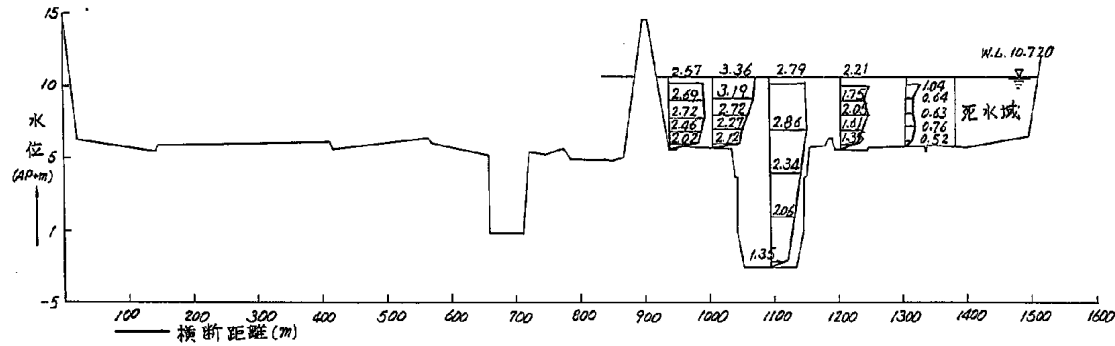


付図-C 3.3 (6) 流速分布図

$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$

34.8 科断面

流速スケール(m/s)

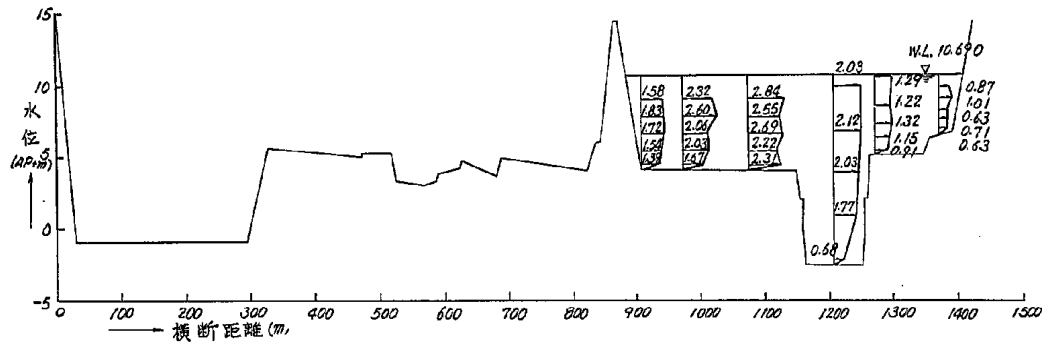


付図-C 3.3 (7) 流速分布図

$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$

34.0 科断面

流速スケール(m/s)



付図-C 3.3 (8) 流速分布図